

Évaluation structurale des ponts

Rapport de synthèse de l'opération de recherche (2004-2007)

Sous la direction de Christian Crémona

Novembre 2008



Laboratoire central des ponts et chaussées
58, boulevard Lefebvre, F 75732 Paris Cedex 15

Conformément à la note du 04/07/2014 de la direction générale de l'Ifsttar précisant la politique de diffusion des ouvrages parus dans les collections éditées par l'Institut, la reproduction de cet ouvrage est autorisée selon les termes de la licence CC BY-NC-ND. Cette licence autorise la redistribution non commerciale de copies identiques à l'original. Dans ce cadre, cet ouvrage peut être copié, distribué et communiqué par tous moyens et sous tous formats.



Attribution — Vous devez créditer l'Oeuvre et intégrer un lien vers la licence. Vous devez indiquer ces informations par tous les moyens possibles mais vous ne pouvez pas suggérer que l'Ifsttar vous soutient ou soutient la façon dont vous avez utilisé son Oeuvre.



Pas d'Utilisation Commerciale — Vous n'êtes pas autorisé à faire un usage commercial de cette Oeuvre, tout ou partie du matériel la composant.



Pas de modifications — Dans le cas où vous effectuez une adaptation, que vous transformez, ou créez à partir du matériel composant l'Oeuvre originale (par exemple, une traduction, etc.), vous n'êtes pas autorisé à distribuer ou mettre à disposition l'Oeuvre modifiée.

Le patrimoine scientifique de l'Ifsttar

Le libre accès à l'information scientifique est aujourd'hui devenu essentiel pour favoriser la circulation du savoir et pour contribuer à l'innovation et au développement socio-économique. Pour que les résultats des recherches soient plus largement diffusés, lus et utilisés pour de nouveaux travaux, l'Ifsttar a entrepris la numérisation et la mise en ligne de son fonds documentaire. Ainsi, en complément des ouvrages disponibles à la vente, certaines références des collections de l'INRETS et du LCPC sont dès à présent mises à disposition en téléchargement gratuit selon les termes de la licence Creative Commons CC BY-NC-ND.

Le service Politique éditoriale scientifique et technique de l'Ifsttar diffuse différentes collections qui sont le reflet des recherches menées par l'institut :

- Les collections de l'INRETS, Actes
- Les collections de l'INRETS, Outils et Méthodes
- Les collections de l'INRETS, Recherches
- Les collections de l'INRETS, Synthèses
- Les collections du LCPC, Actes
- Les collections du LCPC, Etudes et recherches des laboratoires des ponts et chaussées
- Les collections du LCPC, Rapport de recherche des laboratoires des ponts et chaussées
- Les collections du LCPC, Techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées, Guide technique
- Les collections du LCPC, Techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées, Méthode d'essai



Institut Français des Sciences et Techniques des Réseaux,
de l'Aménagement et des Transports
14-20 Boulevard Newton, Cité Descartes, Champs sur Marne
F-77447 Marne la Vallée Cedex 2

Contact : diffusion-publications@ifsttar.fr

www.ifsttar.fr



Responsable de l'opération :

Christian Crémona, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

Organismes participants :

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC)
COWI
Luleå Tekniska Universitet (LTU)
École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)
Laboratoire Fédéral d'Essai des Matériaux et de Recherche (EMPA)
Politechnika Wroclawska (WUT)
Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule (RWTH)
Société National des Chemins de fer Français (SNCF)
Direction Générale des Routes (DGR)
Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA)
Université Laval, Québec
CETE Lyon (LRPC Autun, Lyon)
CETE Nord-Picardie (groupe OA, LRPC Lille)
CETE Est (LRPC Nancy)
Université d'Artois

Ces travaux sont issus de l'opération de recherche du LCPC 11N041 (2004-2007)
« Évaluation structurale des ponts »

Photos de couverture :

- Pont d'Avesne-sur-Helpe
- Chargement des poutres de la Rance
- Contrôles ultrasons sur éprouvettes
- Modèle aux éléments finis du pont d'Avesne-sur-Helpe

Pour commander cet ouvrage :

Laboratoire central des ponts et chaussées
DISTC - Section Diffusion
58, boulevard Lefebvre, F 75732 Paris cedex 15
Téléphone : 01 40 43 50 20 - Télécopie : 01 40 43 54 95
Ou serveur Internet LCPC : www.lcpc.fr

Prix : 45 Euros HT

Ce document est propriété du Laboratoire central des ponts et chaussées
et ne peut être reproduit, même partiellement, sans l'autorisation de son Directeur général
(ou de ses représentants autorisés)

© 2008 - LCPC

ISSN 1161-028X

ISBN 978-2-7208-2529-8

DOI/Crossref 10.3829/erlpc.0a61-fr

Table des matières

<i>Table des matières</i>	3
<i>Résumé</i>	9
<i>Abstract</i>	10
<i>Introduction</i>	11
1. De la notion de risque.....	11
2. Retour sur les objectifs de l'opération de recherche	12
3. Sujet 1 : Meilleure modélisation des incertitudes et des états limites	13
4. Sujet N°2: Analyse des mécanismes de défaillance et influence de la redondance	16
5. Sujet N°3: Etude des conséquences liées à la perte de performance et interventions basées sur l'analyse de risques	18
6. Sujet N°4: Auscultation d'une poutre du VIPP de Merlebach	21
7. Intervenants	22
<i>1. Application d'un modèle par chaînes de Markov à l'étude de l'endommagement par fatigue des assemblages soudés de ponts</i>	25
1.1. Introduction	25
1.2. Méthode probabiliste classique pour l'évaluation de l'endommagement au cours du temps	26
1.3. Le modèle par chaînes de Markov	28
1.3.1. Description du modèle	28
1.3.2. Détermination de la matrice de transition de probabilités.....	31
1.3.2.1 Modèle avec des états indépendants.....	31
1.3.2.2 Modèle avec saut simple	31
1.4. Exemples d'application.....	32
1.5. Prise en compte des résultats des inspections	37
1.5.1. Probabilité de détection	37
1.5.2. Modification du modèle par chaînes de Markov.....	38
1.6. Conclusions	40
1.7. Références	40
<i>2. Contrôles non destructifs pour la détection de fissures dans les assemblages soudés</i>	43
2.1. Introduction	43
2.2. Rappel sur les caractéristiques des éprouvettes.....	43
2.2.1. Géométrie	43
2.2.2. Matière	44
2.2.3. Soudures	45
2.2.4. Revêtement	45
2.2.5. Repérage	47

2.3.	Rappel sur les essais de fatigue	47
2.3.1.	Protocole	47
2.3.2.	Calibration	47
2.3.3.	Initiation des fissures	47
2.3.4.	Vitesse de propagation des fissures	48
2.3.5.	Marquage de la fissure	48
2.3.6.	Matériels d'essais de fatigue	49
2.3.7.	Mise en route d'un essai de fatigue au LCPC	49
2.3.8.	Planification	50
2.3.9.	Ajustements complémentaires des essais	50
2.3.10.	Suivi des essais	53
2.4.	Présentation des méthodes CND employées.....	53
2.4.1.	Inspection visuelle	54
2.4.2.	US conventionnel	54
2.4.3.	Ressuage	57
2.4.4.	Magnétoscopie	59
2.4.5.	US TOFD	62
2.4.6.	US Multi-éléments	63
2.4.7.	ACFM	65
2.4.8.	Shearographie	66
2.5.	Phasage entre les cycles de fatigue et les contrôles	68
2.6.	Résultats des contrôles	69
2.6.1.	Données US Nantes	69
2.6.2.	Données TOFD de la DCN	70
2.6.3.	Données ACFM de la DCN	70
2.6.4.	Données US Lyon	70
2.6.5.	Données magnétoscopie Lyon	70
2.6.6.	Données magnétoscopie EPFL	70
2.7.	Observations des faciès	70
2.8.	Conclusions	75
2.9.	Références	76
3.	<i>Calibration des Probabilités de détection pour les contrôles d'assemblages soudés</i>	77
3.1.	Introduction	77
3.2.	Principes théoriques	78
3.2.1.	Modélisation des probabilités de détection à partir de données de type SE (succès-échec)	78
3.2.2.	Analyses avec le modèle log-odds	79
3.3.	Mise en oeuvre	82
3.5.	Conclusions	84
3.6.	Références	85
4.	<i>Recommandations pour l'évaluation structurale des ouvrages métalliques anciens.....</i>	87
4.1.	Introduction	87
4.2.	Démarche de l'évaluation structurale	87
4.2.1.	Typologies des ouvrages	88
4.2.2.	Schémas de conception et de construction	90
4.2.3.	Fondations et appuis (conditions aux limites)	90
4.2.4.	Propriétés des matériaux	91
4.2.4.1	Caractéristiques des matériaux anciens de la construction métallique	91
4.2.4.2	Phénomène de fatigue	92
4.2.4.3	Soudabilité	99
4.2.4.4	Valeurs de référence	101
4.2.5.	Conditions d'exploitation	102

4.2.6.	Charges d'exploitation	102
4.2.7.	Etats des ouvrages.....	102
4.3.	Modélisation et analyse	103
4.3.1.	Performance (états limites)	103
4.3.2.	Comportement mécanique	103
4.3.3.	Analyse structurale	105
4.3.4.	Résistance des rivets	106
4.3.5.	Classes de sections.....	106
4.3.6.	Redistribution des moments dans les poutres	108
4.3.7.	Modélisation des dommages et des défauts	111
4.3.8.	Evaluation de la durée de service.....	111
4.4.	Evaluation	115
4.4.1.	Amélioration du modèle mécanique	115
4.4.2.	Amélioration des connaissances disponibles	115
4.4.2.1	Propriétés des matériaux.....	115
4.4.4.2	Mesures des charges d'exploitation.....	117
4.4.4.2	Epreuves de chargement.....	117
4.5.	Conclusions	118
4.6.	Références	118
5.	Modélisation déterministe et probabiliste du comportement mécanique simplifié des corps d'épreuve du benchmark des poutres de la rance	121
5.1.	Introduction	121
5.2.	Présentation du modèle.....	121
5.2.1.	Principe de la modélisation pour les essais de flexion	121
5.2.1.1	Analyse de la section	121
5.2.1.2	Analyse du comportement d'une poutre.....	122
5.2.2.	Principe de la modélisation pour les essais de traction	123
5.3.	Comportement des matériaux.....	124
5.3.1.	Comportement du béton.....	124
5.3.2.	Comportement du béton précontraint	125
5.3.3.	Comportement de l'acier.....	126
5.3.4.	Approche probabiliste.....	126
5.4.	Réalisation des calculs.....	126
5.4.1.	Propriétés géométriques.....	127
5.4.2.	Propriétés mécaniques	128
5.4.3.	Prise en compte de la corrosion	128
5.5.	Résultats des simulations	129
5.5.1.	Essai de traction directe	129
5.5.2.	Essai de flexion 4-points.....	132
5.6.	Comparaison des simulations avec les résultats expérimentaux.....	135
5.7.	Conclusion.....	138
5.8.	Références	138
6.	Instrumentation du pont d'Avesnes-sur-helpe	139
6.1.	Introduction	139
6.2.	Surveillance préliminaire.....	142
6.2.1.	Description générale	142
6.2.2.	Evaluation de l'endommagement par fatigue	146
6.3.	Campagnes d'essais dynamiques	149
6.3.1.	Essais préliminaires	150

6.3.2.	Première campagne de mesures	150
6.3.3.	Seconde campagne de mesures	152
6.3.4.	Troisième campagne de mesures	156
6.4.	Conclusions	159
6.5.	Références	160
7.	<i>Couplage mécano-probabiliste par surfaces de réponse et machines à vecteurs supports</i>	161
7.1.	Introduction	161
7.2.	Surfaces de réponse quadratiques	162
7.2.1.	Principes théoriques et numériques.....	162
7.2.2.	Exemple d'application	166
7.3.	Machines à vecteurs supports.....	168
7.3.1.	Principes théoriques et numériques.....	168
7.3.2.	Exemple d'application	173
7.4.	Conclusions	174
7.5.	Références	174
8.	<i>Analyse probabiliste du comportement d'une poutre de vipp</i>	175
8.1.	Introduction	175
8.2.	Présentation de l'ouvrage et du corps d'épreuve	175
8.3.	Modélisation mécanique de la poutre	178
8.4.	Etude probabiliste du comportement mécanique de la poutre	181
8.5.	Conclusions	185
8.6.	Références	186
9.	<i>Etude de la redondance dans les ponts</i>	187
9.1.	Introduction	187
9.2.	Redistribution des efforts et redondance	187
9.3.	Définition de la redondance	190
9.3.1.	Indices de redondance résiduelle et de robustesse	191
9.3.2.	Indices de fiabilité relative et de réserve locale	191
9.4.	Caractéristiques et dimensionnement d'un pont en béton armé.....	192
9.4.1.	Chargement	194
9.4.2.	Modèle probabiliste	194
9.4.3.	Identification d'éléments les plus critiques.....	196
9.5.	Endommagement et redondance.....	196
9.5.1.	Premier scénario d'endommagement et impact sur la redondance du pont	196
9.5.2.	Deuxième scénario d'endommagement et son impact sur la redondance du pont.....	204
9.6.	Conclusions	209
9.7.	Références	209
10.	<i>Etude des stratégies de gestion à l'aide de l'outil IQOA</i>	211
10.1.	Introduction	211
10.2.	Ajustement des matrices de transition à la cotation IQOA	212
10.2.1.	Rappel de la cotation IQOA.....	212
10.2.2.	Utilisation de la base de données IQOA	213

10.2.3.	Utilisation des chaînes de Markov	215
10.3.	Détermination de la matrice de passage	216
10.4.	Hypothèses de base des scénarii de gestion	220
10.5.	Indicateurs de qualité cibles à 15 ans	221
10.6.	Politique budgétaire actuelle	221
10.7.	Optimisation des scénarii de maintenance	223
10.7.1.	Principe de l'optimisation	223
10.7.2.	Contraintes sur le budget annuel de maintenance	225
10.7.2.1	Actions sur les classes 2e et 3u	226
10.7.2.2	Actions sur l'ensemble des classes	229
10.7.3.	Contraintes sur le coût de remise à niveau	231
10.7.3.1	Action sur les classes 2e et 3u	231
10.7.3.2	Action sur toutes les classes	234
10.8.	Conclusion	236
10.9.	Références	237
11.	<i>Sysident v.1.0 : suite logicielle pour l'analyse modale expérimentale des structures sous excitation ambiante</i>	239
11.1.	Introduction	239
11.2.	Analyse modale opérationnelle	240
11.3.	Détection d'endommagements	243
11.4.	Présentation de la suite informatique <i>Sysident-LCPC</i>	245
11.4.1.	Interface sys_ident_gui	245
11.4.2.	Barre de menus	247
11.4.3.	Identification modale	247
11.4.4.	Détection d'endommagement	250
11.5.	Principales fonctions de <i>SysIdent-LCPC</i>	252
11.5.1.	Fonctions liées à l'identification	253
11.5.2.	Fonction liée à la détection et à la localisation de modifications structurales	253
11.6.	Conclusions	253
11.7.	Références	254
12.	<i>Pollux-LCPC : un nouvel outil de calcul des actions du trafic sur les ponts routiers</i> .	255
12.1.	Introduction	255
12.2.	Principe de calcul des effets simulés du trafic	255
12.2.1.	Trafic	255
12.2.2.	Surface d'influence	256
12.2.3.	Histogrammes	257
12.2.4.	Application au calcul des valeurs extrêmes	257
12.2.5.	Application au calcul en fatigue	259
12.3.	Présentation de <i>Pollux-LCPC</i>	259
12.4.	Traitement des trafics avec <i>Pollux-LCPC</i>	260
12.5.	Calcul des effets du trafic, extrapolation et calcul en fatigue	263
12.6.	Exemple d'application	263
12.7.	Conclusions	269
12.8.	Références	270

Résumé

Ce rapport présente les principaux résultats de l'opération de recherche « Sécurité structurale des ponts » (2004-2007). Les travaux menés ont eu pour finalité d'étendre la démarche basée sur la théorie de la fiabilité à l'analyse de la performance structurale en intégrant les composantes « conséquences » et « interventions ». L'opération ne s'est donc pas structurée autour de problèmes techniques, mais au travers de trois sujets d'étude transversaux identifiés parmi les étapes d'une évaluation probabiliste des risques : meilleure modélisation des incertitudes et des états limites pour des éléments dégradés, intégration d'une analyse en système dans le calcul de la probabilité de défaillance d'un ouvrage afin de mieux tenir compte des capacités de redondance, et étude des conséquences liées à la perte de performance et aide à la décision pour la détermination des interventions. Ces trois thèmes ont formé l'ossature de l'opération sous forme de trois axes d'étude. Le rapport est divisé en une introduction et douze chapitres qui illustrent les résultats obtenus sur les divers sujets de recherche. Le rapport insiste autant sur les apports théoriques et expérimentaux des études menées que sur la valorisation de certains outils informatiques.

Abstract

This report presents the essential results of the research programme « Structural safety of bridges » ((2004-2007). The studies had for objective to extend the reliability based approach to the performance analysis of bridges by introducing the « consequences » and « actions » components. The research programme is therefore not structured by technical problems but by three transverse subjects: these subjects were identified as fundamental steps for the development of a probabilistic risk based assessment: better modelling of uncertainties and limit states for degraded structural components, introduction of a system analysis for the calculation of failure probabilities for bridges in order to take into account the structural robustness, and study of the consequences induced by the loss of performance and introduction of decision making procedures for determining the best maintenance actions. The report is divided into one introduction and twelve chapters which provide the most important results from the different research subjects. The report details the theoretical and experimental aspects as well as the development of numerical tools.

INTRODUCTION

1. De la notion de risque

La performance structurale (sécurité structurale, aptitude au service, durabilité) des ouvrages est en général régie par des démarches institutionnelles, telles que les règlements de conception et les systèmes d'assurance qualité. Sont-elles cependant suffisantes dans l'évaluation de leur performance et de leur durée de vie résiduelle face à des aléas potentiels (dégradations, chargements extrêmes...) ?

Le noyau central du contrôle du risque structural réside dans les *coefficients de sécurité* ou, dans leurs versions modernes, dans les *coefficients partiels*. Ces principes sont à relier avec les concepts de probabilité de défaillance. Cependant, pour des raisons d'applicabilité, ils sont simplifiés dans un processus de calibration réglementaire. Le résultat est que la probabilité de défaillance devient une valeur nominale. Pour des règlements de conception, cette estimation est de plus basée sur des propriétés de résistance et de charges prédéfinies. Ce processus de calibration conduit également à définir des coefficients partiels de sécurité couvrant une grande variété de structures. Parce que ces coefficients s'appliquent de manière générique et non de manière spécifique, la probabilité de défaillance réglementaire ne donne pas une estimation correcte de la véritable probabilité de défaillance d'une structure particulière conçue avec le règlement. Cela explique notamment pourquoi l'application de règles de conception pour la vérification de la sécurité structurale d'un ouvrage existant tend à être conservatrice.

La seconde raison expliquant le caractère insuffisant des approches actuelles de l'évaluation de la performance structurale réside dans le fait que la plupart des structures de génie civil font partie de macro-systèmes d'infrastructure. Cela inclut les systèmes de transport, les installations chimiques, pétrochimiques et nucléaires, les réseaux d'assainissement,... La perte de performance peut donc conduire à des conséquences sérieuses : sociétales, environnementales, économiques... De manière générale, les ingénieurs sont plutôt concernés par la perte de performance que par les conséquences finales de cette dernière. Ceci implique notamment que le contrôle du risque se situe largement sur l'assurance de la performance des éléments : il y a alors peu de place laissée à la différenciation des risques sur la base des conséquences possibles de la perte de performance. Or en termes de processus décisionnel, l'influence peut être très grande¹.

¹ La notion de risque ne fait pas nécessairement référence dans l'opération aux risques naturels ou extrêmes. Rappelons que le risque se définit comme le produit des conséquences d'un aléa par la probabilité d'occurrence de cet aléa. Dans l'opération, l'aléa doit être entendu de manière générique comme tout phénomène pouvant altérer la performance.

Les techniques comme l'évaluation probabiliste des risques EPR (Probabilistic Risk Assessment – PRA) répondent à ces exigences et ont été introduites dans l'étude de la sécurité des installations chimiques et nucléaires depuis ces 30 dernières années. Dans le domaine des infrastructures civiles, leur apparition est plus récente : les travaux actuels menés dans les centres de recherche universitaires, publics ou privés le démontrent. L'une des raisons à cet intérêt réside sans nul doute dans la prise de conscience de la société (et du monde politique !) d'un besoin de développement durable assurant la protection de l'environnement, des biens et des individus avec une allocation optimale des ressources naturelles et financières. A ce titre, les méthodes d'analyse de risques et de fiabilité ont gagné de l'importance comme support décisionnel en génie civil.

L'idée même d'analyse de risque est néanmoins incluse par exemple dans les Eurocodes puisqu'on trouve dès le début de l'Eurocode 1-Bases de calcul :

« En principe, le choix d'un niveau de fiabilité structurale vis-à-vis d'un ou plusieurs dangers potentiels prend en compte les probabilités P_f de défaillance structurale et les probabilités P_{Cf} qu'il en résulte des conséquences dommageables C (dommages aux personnes, aux biens et à l'environnement évalués par une appréciation socio-économique); le risque peut être défini comme $\Sigma P_f P_{Cf} C$. La gestion de l'ensemble des risques consiste alors à déterminer des niveaux de fiabilité qui représentent un optimum socio-économique entre les risques acceptés et le coût des mesures qui permettraient de les réduire, et à exprimer ces niveaux en termes de performances requises pour les structures. »

Cette préoccupation n'a en fait jamais été déclinée sous quelque forme que ce soit. En effet, une telle approche n'est pas totalement appréciée dans la profession du génie civil. L'analyse des risques et de la fiabilité est en fait un champ multidisciplinaire qui nécessite de bonnes bases dans une (ou plusieurs) discipline classique de génie civil avec une compréhension avertie des notions de probabilité, de risque et de théorie de la décision. Il n'y a cependant pas de signes que l'intérêt pour les notions de risques décroisse à l'avenir. Bien au contraire, le développement futur et la préservation et la maintenance du patrimoine conduiront à une demande accrue en analyse de risques. Comme conséquence, plusieurs études récentes ont fait aujourd'hui appel à des méthodes d'analyse de risques : elles mettent en évidence des applications très variées et des compétences souvent hétérogènes !

2. Retour sur les objectifs de l'opération de recherche

La prise en compte des conséquences de la défaillance d'un composant et donc l'idée même d'analyse de risque est apparue par contre très tôt dans la construction des plateformes pétrolières :

- 1) lorsque, pour justifier une structure, on a introduit les analyses de type système dans l'analyse et le calcul de structure (collapse analysis, push over analysis, member removing analysis)
- 2) lorsque l'on s'est intéressé à l'évaluation des structures en service et, plus précisément, à l'Inspection-Maintenance-Réparation des structures et à son optimisation.

Dans le premier cas, la conséquence s'apprécie en fonction de la redondance ou de la non-redondance de la structure ; dans le deuxième, elle a été traitée en introduisant des coûts (coût d'inspection, coût de réparation, coût de la défaillance) dans les modèles d'optimisation des plannings d'inspection. Ces modèles d'optimisation ont eux aussi progressivement intégré dans leur formulation les analyses de type système.

Rigoureusement, la méthodologie générale pour l'évaluation de la fiabilité par analyse de risque repose sur cinq niveaux :

1. Identification des aléas (chargements, dégradations, rupture fragile...),
2. Identification des modes de défaillance (composant), de leurs états limites et des mécanismes de défaillance (système),
3. Estimation des probabilités de défaillance (composant et système),

4. Détermination des conséquences de la défaillance et évaluation des risques pour chaque mode et chaque mécanisme,
5. Détermination des scénarios de risques et traitement des risques (interventions, surveillance...).

Bien entendu, cette méthodologie se doit d'être replacée dans un contexte probabiliste.

Les travaux menés dans le cadre de l'opération 11B011 "Aptitude au service des ouvrages" (2002-2003) ont largement porté sur l'étude de l'aptitude au service des ponts par la théorie de la fiabilité pour certains problèmes particuliers (dégradation des ponts en béton armé par corrosion des armatures, propagation de fissures de fatigue dans les assemblages soudés, capacité portante des câbles dégradés de suspension). Cette opération s'était donc particulièrement intéressée à la modélisation des incertitudes et au calcul des probabilités de défaillance afin de définir une démarche probabiliste de l'évaluation des ponts au travers d'exemples particuliers.

Dans le prolongement de cette opération, l'opération 11N041 "Evaluation structurale des ponts" a eu pour objectif d'étendre la démarche basée sur la théorie de la fiabilité à l'analyse de la performance structurale en intégrant les composantes « conséquences » et « interventions ». L'opération 11N041 ne s'est donc pas structurée pas autour de problèmes techniques, mais au travers de trois sujets d'étude transversaux identifiés parmi les étapes d'une évaluation probabiliste des risques :

- meilleure modélisation des incertitudes et des états limites pour des éléments dégradés,
- intégration d'une analyse en système dans le calcul de la probabilité de défaillance d'un ouvrage afin de mieux tenir compte des capacités de redondance,
- étude des conséquences liées à la perte de performance et aide à la décision pour la détermination des interventions,

Ces trois thèmes ont formé l'ossature de l'opération 11N041 sous forme de trois axes d'étude. La description de ces sujets, faite dans les sections suivantes, constitue un guide de lecture de ce rapport et une synthèse des résultats obtenus. Cette synthèse renvoie aux divers chapitres que le lecteur pourra consulter dans sa recherche d'information complémentaire.

3. Sujet 1 : Meilleure modélisation des incertitudes et des états limites

L'analyse de risque repose typiquement sur les informations disponibles, qui sont en grande majorité entachées d'incertitudes. La modélisation de ces incertitudes, la qualité des informations et leur actualisation sont donc essentielles. Ces incertitudes sont liées à la variabilité intrinsèque des phénomènes observés, aux erreurs de modélisation et aux incertitudes statistiques. Les inspections apportent des informations complémentaires qui permettent d'affiner la connaissance de ces variabilités, sachant également que les résultats d'inspection sont également sujets à des incertitudes.

L'analyse bayésienne est un outil adéquat pour l'actualisation de l'information. Elle peut prendre deux formes possibles : l'accès à des mesures directes sur certaines variables ou à la mesure d'événements fonction de plusieurs variables. Le premier cas est appelé *actualisation par variable* tandis que le second est nommé *actualisation par conséquences*. Le premier cas peut être géré indépendamment d'une analyse en fiabilité, alors que le second requiert une analyse conjuguant marges de sécurité et d'événement permettant le calcul de probabilité de défaillance ajustée. Parallèlement les résultats d'inspection apportent des incertitudes complémentaires qu'il convient d'apprécier.

Dans le cadre de la perte de performance d'un ouvrage, il est nécessaire d'introduire des états limites appropriés : il faut en effet dépasser ceux proposés dans les règlements de calcul en incorporant des modèles de dégradation. Ceci oblige notamment à étudier la variation temporelle de la performance des éléments. Deux démarches ont été notamment identifiées : l'approche probabiliste de la théorie de la fiabilité qui estime la probabilité de perte de performance à un instant donné, et l'approche par chaîne de Markov qui favorise le suivi au cours du temps d'états de fonctionnement donnés.

Plusieurs champs d'étude ont été développés pour tenter d'apporter des résultats méthodologiques sur ces différents points.

Etude de la fatigue des assemblages soudés

Ce travail a été mené dans le cadre du **Projet National MIKTI** (thème V du projet national animé par le LCPC, avec pour partenaires l'EPFL, le LR Lyon, la division MACOA et pour sous-traitants la Direction des Constructions Navales et la société Norisko). Cette action s'est doublée d'investigations sur la capacité des techniques actuelles de contrôle non destructif pour la prévention et la détection de fissures. De nombreux facteurs contribuent à introduire des incertitudes dans les résultats des techniques d'inspection, ce qui oblige à caractériser ses résultats en termes probabilistes. L'approche la plus usitée pour appréhender cet aléa consiste à caractériser les résultats d'une technique d'inspection donnée en termes de probabilité de détection. Une procédure de calibration de ces probabilités de détection a donc été développée, faisant l'objet de modules numériques d'estimation des paramètres de la probabilité de détection et de calcul d'une limite inférieure de confiance. Deux modélisations de fonctions de probabilités de détection sont utilisées : un modèle log-odds et un modèle log-normal. Dans les deux cas, les paramètres des modèles sont estimés par la méthode du maximum de vraisemblance et une limite inférieure de confiance est réalisée en utilisant une technique fondée sur l'apport d'information par les estimateurs de ces paramètres. Une méthode pour l'estimation probabiliste de l'évolution de l'endommagement par fatigue des assemblages soudés de ponts routiers a également été proposée dans le cadre du Projet National MIKTI. La méthode proposée est basée sur une modélisation probabiliste par chaînes de Markov. L'avantage principal d'une telle approche est de permettre une meilleure connaissance de la cinétique de l'endommagement par rapport à des approches classiques faisant intervenir les concepts de la théorie de la fiabilité. En retour, elle ne nécessite pas le recours à des méthodes sophistiquées d'intégration d'équations différentielles stochastiques. Cette méthode permet également de tenir compte de l'influence des contrôles non-destructifs des assemblages soudés sur l'estimation de l'endommagement.

Pour en savoir plus : Chapitres 1, 2 et 3

Etude de la fatigue des assemblages rivetés

Le travail sur la fatigue des assemblages rivetés a été réalisé dans le cadre du groupe de travail 4 du projet intégré européen **Sustainable bridges**. Ce travail concerne l'évaluation de la capacité portante et de l'endommagement par fatigue des ouvrages métalliques ferroviaires rivetés. Il porte sur la définition d'une méthodologie d'évaluation et s'est fait en partenariat avec l'Université d'Aix-la-Chapelle, l'Université de Lulea et le bureau d'études COWI. En effet, une part importante du patrimoine d'ouvrages ferroviaires est composée d'ouvrages métalliques, âgés de plus d'un siècle. L'augmentation du trafic et des poids sur essieux fait qu'aujourd'hui ces structures supportent des charges bien plus importantes que celles envisagées à leur conception. Pour aborder l'étude, une analyse statistique des matériaux constitutifs de plus de 120 ouvrages suédois, allemands et français a été réalisée afin de tirer des informations utiles à la vérification de ces ouvrages. C'est ainsi que des recommandations sur la réalisation d'essais de caractérisation des matériaux ont été formulées. Parallèlement, de nouvelles méthodes de calcul de la résistance de structures rivetées ont été produites pour tenir compte de la capacité de déformation plastique afin d'évaluer les réserves de résistance de ces ouvrages. Enfin, le troisième axe d'étude a porté sur l'évaluation de l'endommagement par fatigue des assemblages rivetés, en proposant notamment des règles de recalcul des sollicitations et des critères de vérification simplifiés. Cette méthodologie se double d'une application illustrative sur le pont d'Avesnes-sur-Helpe, qui sert également de champ d'investigation pour l'amélioration de l'évaluation dynamique des ponts dans le cadre du groupe de travail 5 du même projet (en collaboration avec le LR Lyon, l'Université technique de Wrocław, l'EMPA).

Pour en savoir plus : Chapitres 4 et 6

Etude du comportement des ouvrages en béton armé

Certains corps contenus dans les milieux naturels tels que l'atmosphère, peuvent pénétrer dans le béton qui est de nature poreuse. Parmi ces agents agressifs, le dioxyde de carbone de l'atmosphère et les chlorures présents dans les sels de deverglaçage sont les plus courants. Ces agents sont responsables de la corrosion des armatures qui est l'une des principales causes de détérioration des ouvrages en béton armé. Cette corrosion se développe au cours du temps et influe fortement sur la performance des ouvrages tout au long de leur vie. Le caractère aléatoire de la pénétration des agents agressifs et celui des propriétés des matériaux ou des structures introduit de plus un grand nombre d'incertitudes. L'étude de l'évolution de la dégradation d'une structure demande donc une analyse qu'il faut développer sur des bases probabilistes. La théorie de la fiabilité constitue un des outils les mieux adaptés, car elle permet de tenir compte des incertitudes inhérentes aux dimensions géométriques des éléments de structures, aux caractéristiques des matériaux, à celles de l'environnement et à celles des dégradations qui en résultent. L'objectif de cette recherche a ainsi consisté à développer une démarche probabiliste pour obtenir l'évolution de la perte de capacité portante des ponts-routes en béton armé exposés à des environnements agressifs divers. L'étude de cette évolution permet d'estimer les principales étapes ou phases qui caractérisent la performance de la structure (perte de durabilité au niveau du matériau, perte d'aptitude au service et perte de sécurité structurale). Cette étude vise aussi à donner aux gestionnaires d'ouvrages les moyens nécessaires pour estimer et prédire ces principales phases de performance à partir de résultats d'inspection visuelle et aux projeteurs des bureaux d'étude, les outils nécessaires pour obtenir une grille des coefficients partiels de sécurité plus adaptée au recalcul des ouvrages dégradés. L'étude a comporté cinq axes. Un premier axe a porté sur la modélisation de la performance de poutres en béton armé soumises à de la flexion simple, des phénomènes de pénétration des agents agressifs et la définition des différentes étapes de performance. Un deuxième axe a considéré l'incertitude sur les différentes variables : les études de sensibilité ont notamment montré l'influence des diverses variables sur l'évolution de l'indice de fiabilité. Un troisième axe a proposé des éléments quantitatifs capables de fournir aux gestionnaires d'ouvrages les outils nécessaires pour la prédiction des phases de performance d'un ouvrage sur la base de résultats d'inspection visuelle. Le quatrième axe a présenté une méthodologie de calibration des coefficients partiels de sécurité adaptée aux ouvrages en béton armé atteints par la corrosion. Enfin le cinquième axe a été consacré à la requalification de la fiabilité par un calcul de probabilité conditionnelle en fonction de résultats d'inspections détaillées. Ce travail a porté sur l'intégration des indicateurs de durabilité dans l'étude de la fiabilité de ponts, la définition de phases de performance, la calibration de coefficients partiels de sécurité, la prise en compte d'inspections détaillées pour la requalification. Il a fait l'objet d'une publication spécifique dans la collection Etudes et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées publiée par le LCPC.

Pour en savoir plus : Silva R, *Contribution à l'analyse probabiliste de la performance des ponts en béton armé, Série Ouvrages d'Art, N°50*, Collection ERLPC, LCPC.

Ce champ d'étude s'effectue également dans le cadre de la collaboration avec l'Université Laval sur le développement d'un modèle mécanique simplifié de poutre en béton armé/précontraint. Appliqués aux poutres du **projet RGPU Benchmark des poutres de la Rance**, les travaux réalisés par le LCPC ont consisté à réaliser des simulations basées sur une modélisation simple du comportement de poutres en béton armé et précontraint soumises à des essais de flexion et de traction simple. Cette modélisation repose sur les principes classiques de la résistance des matériaux, en incluant cependant des spécificités comme la prise en compte de l'adhérence béton-acier et de la corrosion. Afin de considérer les incertitudes liées aux différents paramètres de calcul, les calculs sont menés dans un cadre probabiliste au moyen de simulations classiques de Monte-Carlo. Les résultats obtenus sont en bon accord avec les résultats expérimentaux, notamment pour ce qui concerne les raideurs et les capacités portantes.

Pour en savoir plus : Chapitre 5.

Evaluation dynamique des ouvrages

Le LCPC a développé depuis 2001 la boîte à outils *Sysident* pour l'estimation des caractéristiques modales de structures sous excitation ambiante. Cette suite de programme s'est enrichie de modules supplémentaires pour la détection et la localisation d'endommagements. En 2006, une version nouvelle, intégrant ces divers modules et offrant une interface plus conviviale, a été développée grâce au support financier de la SNCF. Elle offre à cette dernière, mais aussi aux Les LRPC de Bordeaux et de Lyon, déjà utilisateurs des modules plus anciens, une nouvelle suite logicielle plus performante et pertinente.

Pour en savoir plus : Chapitre 11.

Développement du logiciel Pollux

Le calcul des actions et des sollicitations du trafic sur les ouvrages routiers est un besoin constamment exprimé, pour leur dimensionnement, la calibration des règlements de charges, ou leur évaluation en service. C'est pour répondre à ces besoins que le logiciel Castor-LCPC fut développé dans les années 90. La version actuelle de ce logiciel a cependant peu évolué depuis sa création, même si elle s'est enrichie de post-processeurs qui permettent d'exploiter au mieux les résultats de Castor-LCPC en extrapolant les effets du trafic pour diverses périodes de retour ou en calculant l'endommagement par fatigue.

La diversité des études menées avec Castor-LCPC et l'hétérogénéité informatique des outils de pré-traitement (trafics) et de post-traitements (effets des trafics) a conduit à repenser l'architecture complète des divers programmes informatiques associés à Castor-LCPC. Pollux-LCPC répond à cette attente et fournit, au travers d'une interface utilisateur interactive regroupant les fonctionnalités de définition des données du problème, de lancement du calcul et d'exploitation des résultats du calcul, la chaîne complète des outils nécessaires au calcul des effets du trafic routier sur les ponts.

Pollux-LCPC calcule tous les effets (sollicitations ou contraintes) induits par des trafics réels. A partir d'enregistrements de trafic et des surfaces ou lignes d'influence des ouvrages, ce logiciel permet de disposer d'histogrammes (valeurs, dépassements de niveaux, minima et maxima, rainflow) utiles pour l'estimation des effets extrêmes et des cycles de fatigues subis.

Bien connaître les actions du trafic routier constitue une aide majeure au dimensionnement d'un ouvrage ainsi qu'à l'évaluation d'ouvrages existants. Aussi, c'est l'ensemble de la profession travaillant sur les ouvrages routiers qui se trouve concernée par **Pollux-LCPC**.

A ce jour, seul Pollux-LCPC offre aux ingénieurs de bureaux d'étude, la possibilité d'accéder en des temps de calcul réduits aux effets d'un trafic passant sur les surfaces d'influence d'un ouvrage. S'il n'existe pas à ce jour de produit concurrent, c'est que le LCPC, de par les travaux menés dans le passé, se situe au carrefour de données de calcul et d'expertise qui lui ont permis de capitaliser un certain savoir-faire dans l'ensemble de la chaîne de Pollux-LCPC. En premier lieu, le LCPC dispose d'une base de données de plus d'une centaine d'enregistrements de trafic, éléments essentiels à un calcul de simulation réel et pertinent des effets du trafic sur ouvrage. Quelques enregistrements sont fournis avec Pollux-LCPC pour permettre des calculs. En second lieu, les études sur l'extrapolation des effets du trafic et sur la fatigue ont permis de développer des outils numériques conjoints qui permettent l'exploitation pratique des résultats de Pollux-LCPC.

Pour en savoir plus : Chapitre 12.

4. Sujet N°2: Analyse des mécanismes de défaillance et influence de la redondance

Couplages mécano-probabilistes

La plupart des études d'évaluation de la performance des ouvrages sont dirigées vers la vérification des éléments structuraux, sous réserve de disposer d'une caractérisation probabiliste des variables et d'un état limite explicite. C'est notamment ce qui se réalise au travers des techniques classiques de la

théorie de la fiabilité comme les méthodes de niveau II auxquelles appartiennent les techniques FORM et SORM. Or, dans le cas des ouvrages complexes, il est presque impossible de se procurer des états limites explicites, la fonction d'état limite ne pouvant être évaluée que par calculs, notamment par des méthodes numériques (méthodes aux différences finies, aux éléments finis...). Les méthodes combinant les techniques de fiabilité avec le calcul aux éléments finis sont appelées méthodes de fiabilité aux éléments finis. Il est notamment souvent indispensable de faire appel à la richesse de la méthode par *éléments finis* pour effectuer des études de *fiabilité mécanique*. Le calcul classique en fiabilité des ouvrages complexes nécessite alors de recourir à des simulations numériques de type Monte-Carlo. Ceci n'est accessible qu'au prix de longs temps de calcul en impliquant des tirages en grand nombre et donc des appels conséquents au code de calcul. Ces techniques classiques (même dans leurs versions optimisées, comme les techniques de tirage d'importance ou conditionné...) deviennent donc vite prohibitives pour le calcul d'un ouvrage complexe. Ce problème se complique encore lorsque plusieurs modes de défaillance doivent être considérés simultanément. Cet effet *système* est cependant essentiel dans l'étude de la fiabilité d'ouvrages.

Afin de ramener le nombre d'évaluations de la fonction d'état limite à un niveau raisonnable, une approche consiste à construire *artificiellement* la fonction d'état limite en utilisant un polynôme ajusté aux résultats d'un nombre limité de calculs aux éléments finis. Cette fonction peut alors être utilisée pour évaluer la probabilité de défaillance au moyen de techniques classiques en fiabilité. Plusieurs approches existent et deux d'entre-elles ont été particulièrement étudiées, développées et étendues. Il s'agit des *méthodes de surfaces de réponse quadratiques* et de *méthodes de machines à vecteurs supports*. Ces deux techniques ont fait l'objet de développements théoriques et numériques et sont aujourd'hui implantées dans la suite informatique d'outils de fiabilité des structures **ReliabTbx-LCPC**®. Elle a notamment reposé sur un couplage entre les codes de calcul CESAR (LCPC) et ST1 (SETRA) avec la boîte à outils **ReliabTbx-LCPC**. Divers exemples ont été réalisés dont certains présentés dans ce rapport

Pour en savoir plus : Chapitres 7 et 8.

Etude de la redondance des ponts

La plupart des études d'évaluation de la résistance des ouvrages sont dirigées vers la vérification des éléments. Cette méthodologie d'évaluation traditionnelle néglige de ce fait les effets "système" et conduit souvent à des décisions de gestion inappropriées. Un besoin immédiat et évident de prise en compte de ces effets de redondance est donc nécessaire pour la mise en œuvre d'une approche de l'évaluation plus rationnelle et efficace.

La mesure de la redondance est un paramètre essentiel pour l'ingénieur afin d'évaluer la sécurité structurale d'un ouvrage. L'approche la plus classique et conventionnelle est de définir le degré de redondance (ou d'hyperstaticité) comme la différence entre le nombre d'inconnues de réaction et le nombre d'équations d'équilibre indépendantes. Cette définition s'avère proprement inapplicable dans le cas d'ouvrages existants car elle élimine toute prise en compte de l'état et de la résistance au cours du temps. Les règlements de conception sont d'ailleurs assez muets sur la manière d'apprécier le degré de redondance d'un ouvrage pour des ouvrages existants. Un exemple cependant peut être trouvé dans la réglementation canadienne où le degré de redondance (apprécié de manière grossière cependant) est intégré dans la modification des coefficients partiels de sécurité. Car, la question se pose en effet : comment, dans une analyse menée au niveau des éléments de structure (dit « composants »), tenir compte du degré de redondance qui est un effet "système"?

Il a notamment été proposé de mettre en œuvre des méthodes dites de surface de réponse qui permettent de coupler un code de calcul déterministe avec des outils numériques probabilistes. L'application de telles techniques aux ponts permet d'apporter une réponse plus fine et plus pertinente de l'évaluation de la sécurité structurale d'un ouvrage en tenant compte d'une part de son degré d'hyperstaticité interne (redondance) et d'autre part de coupler des codes de calcul différents par leur nature (déterministe et probabiliste). Pour cela, une approche cohérente, pour mesurer la redondance des ponts en béton armé, a été présentée. La redondance a été définie comme la capacité d'un pont à

redistribuer les efforts dus aux charges extérieures sur l'ensemble de ses éléments lorsqu'un de ses éléments est défaillant. En d'autres termes, la redondance a été considérée d'une part comme la performance du système global (ouvrage) et d'autre part comme la réserve entre la performance du système global et la performance de ses éléments individuels. Cette définition exprime l'importance des éléments individuels sur la réserve des ponts endommagés. Cela montre que l'effet conjugué d'une dégradation avec le degré de redondance initial doit être évalué pour permettre une meilleure prise en compte des réserves de performance dans l'évaluation des ponts existants. Afin de mieux considérer l'endommagement et son impact sur la redondance des ponts, trois scénarios ont été considérés. Afin de prendre en compte au mieux la redistribution des efforts intérieurs, les calculs linéaires et non linéaires sur un modèle pertinent ont été réalisés.

Pour en savoir plus : Chapitre 9.

5. Sujet N°3: Etude des conséquences liées à la perte de performance et interventions basées sur l'analyse de risques

Etude des stratégies de gestion à l'aide de l'outil IQOA

Les infrastructures routières, permettant le déplacement des personnes et des biens, ont un rôle essentiel dans le rayonnement d'un pays. Elles ont un impact à la fois social, politique et économique et doivent être les plus fonctionnelles possible. Les ouvrages d'art présents sur le réseau routier sont des éléments de ces infrastructures qui conditionnent fortement l'état du trafic. Leur vieillissement pose donc problème car ils doivent être maintenus dans un état acceptable, ceci avec des budgets de maintenance contraints. Ce contexte de gestion de patrimoine sous contraintes budgétaires a conduit ces dernières années au développement d'outils d'aide à la gestion (Pontis, Bridgit, Danbro...). Ces outils abordent de manière probabiliste le processus de dégradation à l'échelle des éléments d'un ouvrage. L'objectif des études relatives à ce sujet a consisté à mettre au point un modèle de prédiction non plus à l'échelle des éléments d'un ouvrage mais à l'échelle du patrimoine dans sa globalité pour déterminer son évolution en fonction des politiques appliquées. Le patrimoine qui est étudié ici est l'ensemble des ponts du Réseau national structurant soumis à l'inspection IQOA (Image Qualité Ouvrages d'Art). Le principe de la notation IQOA est de donner une cotation globale aux ouvrages lors d'inspections ayant lieu en moyenne tous les trois ans et de les regrouper dans cinq classes suivant leur état de dégradation. L'accès aux lois individuelles de vieillissement des ouvrages ne constitue pas une approche pertinente (dans la limite où il est possible de proposer des modèles, ce qui ne peut être réalisé que dans quelques cas pour quelques modes de défaillance) dans le cas de l'analyse patrimoniale ; l'approche présentée ici consiste à contourner ce problème et à proposer d'évaluer la probabilité avec laquelle les ouvrages vont passer d'un état à un autre au cours du temps, sans présupposer d'un modèle de dégradation a priori. Ce passage est modélisé de façon matricielle à l'aide d'un concept mathématique probabiliste appelé chaînes de Markov, déjà utilisé dans l'étude de l'évolution des chaussées, ou dans des systèmes de gestion d'ouvrages d'art, comme Pontis aux USA. A la différence de ces systèmes, l'originalité de la démarche réside dans la particularité que le patrimoine est pris dans sa globalité, sans différenciation des ouvrages, ni prise en compte de leur singularité. En effet, ce qui est recherché, n'est pas l'évolution d'un ouvrage en particulier, mais de l'ensemble du patrimoine afin d'évaluer diverses stratégies générales de gestion. Ainsi, une fois la modélisation par chaînes de Markov réalisée, il est alors possible d'étudier l'évolution du patrimoine en fonction des politiques de gestion appliquées et d'optimiser les coûts de gestion. Cette démarche n'est pas destinée aux gestionnaires directement concernés par des ouvrages particuliers, mais aux grands décideurs comme la Direction générale des routes afin d'apprécier les volumes financiers nécessaires d'une part pour maintenir globalement la qualité de leur patrimoine, et d'autre part pour tester diverses solutions de gestion patrimoniale.

Les campagnes IQOA (Image Qualité Ouvrages d'Art) ont pour but de donner une «image» chaque année de l'état global du tiers du patrimoine des ponts à la charge de la Direction générale des routes. Ces données offrent l'opportunité d'appliquer une démarche probabiliste de gestion d'un réseau d'ouvrages d'art dans son ensemble (et non sur des éléments d'un pont dans son individualité). L'objectif final est la recherche des ou de la stratégie de gestion optimale d'un patrimoine tant sur le

plan économique (par rapport aux ressources financières disponibles) que sur le plan technique (maintien d'un patrimoine dans un état convenable de sécurité et d'aptitude au service).

L'approche envisagée a consisté à modéliser le passage du patrimoine d'un état à un autre au travers de concepts probabilistes que l'on appelle chaînes de Markov. L'utilisation des chaînes de Markov sur la base de données IQOA est étudiée dans un premier temps pour déterminer la matrice de transition qui permet de caractériser l'évolution du patrimoine au cours du temps. Cette modélisation mathématique permet de déterminer des prédictions les plus réalistes possibles de l'évolution du patrimoine. Dans un second temps, cette matrice de transition est conjuguée avec divers scénarii de gestion pour en comparer leurs conséquences. L'une des perspectives de ce travail est donc d'inclure les coûts de gestion des ouvrages pour mener une étude économique. Les simulations d'évolutions combinées à une étude de coûts permettent de déterminer les stratégies de maintenance optimales et globales, c'est à dire celles qui maintiennent le patrimoine dans un bon état tout en maîtrisant les coûts d'entretien ou de remise à niveau.

Les premières études ont consisté à étudier cette approche sur le patrimoine des ponts en béton armé avant transfert aux Départements. Par la suite, à la demande de la Direction générale des routes, l'analyse du patrimoine du Réseau national structurant (après transfert) a été analysé. L'originalité du travail est donc d'associer plusieurs disciplines très différentes, mais pourtant convergentes : l'inspection des ouvrages qui fournit l'appréciation de l'état du patrimoine, la modélisation probabiliste qui permet la construction de modèles et de prévisions, l'optimisation mathématique qui facilite la recherche de solutions optimales, les sciences économiques qui introduisent la recherche de stratégies de gestion, et l'ingénierie qui vise à maintenir de manière durable un patrimoine vieillissant. La finalité de l'étude est donc d'apprécier l'allocation optimale des ressources budgétaires pour la gestion d'un patrimoine.

Pour en savoir plus : Chapitre 10.

Etude de la performance des réseaux d'ouvrages d'art et détermination des stratégies de gestion

Dans le contexte de vieillissement du patrimoine d'ouvrage d'art associé à des budgets de maintenance contraints, la recherche de stratégies de gestion des ouvrages doit être effectuée en tenant compte d'indicateurs pertinents, ceci afin d'allouer les crédits de manière optimale. Dans les systèmes de gestion les plus développés, les ressources budgétaires sont allouées afin d'assurer une performance adéquate à l'ouvrage. En France, les outils de gestion d'ouvrages d'art (IQOA, Lagora,...) ne permettent pas de déterminer de telles stratégies de maintenance, leur champ d'action se limitant à faire un inventaire du patrimoine, au mieux à prédire son évolution dans le temps ou à planifier des actions de maintenance. Dans les deux cas, ces systèmes de gestion d'ouvrages reste d'apport limité pour ce qui concerne la hiérarchisation et la planification des actions sur un réseau d'ouvrages. En effet ces systèmes ne considèrent les ouvrages qu'individuellement et non comme un maillon du réseau routier auquel ils appartiennent. Ils reposent donc essentiellement sur une globalisation des états de service individuels des ouvrages. Dans ce contexte, il n'est pas possible de déterminer les stratégies de gestion des différents ouvrages pour avoir un fonctionnement optimal du réseau mais tout au mieux de maintenir chacun des ouvrages au-dessus d'un certain seuil jugé acceptable.

Une approche globale en réseau doit permettre d'éviter ces limitations en prenant en considération la capacité du réseau de transport dans son ensemble, fournissant un service à l'utilisateur. Une telle démarche fait appel à des notions d'offre et de demande, l'enjeu étant que l'offre du gestionnaire, c'est-à-dire l'état des ouvrages de son réseau, réponde au mieux à la demande des usagers, c'est-à-dire à la demande de trafic. Une telle approche permet de prendre en compte la connectivité et la fonctionnalité du réseau en termes d'itinéraires alternatifs et de volume de trafic à gérer.

Par ailleurs, les données spécifiques des ouvrages, telles que le trafic réel supporté ou l'altération de leur résistance par d'éventuelles dégradations, sont souvent entachées d'incertitudes (dimensions géométriques, propriétés des matériaux, caractéristiques de dégradation ou environnement extérieur). Ces incertitudes impliquent d'être considérées et traitées; le cadre probabiliste, au travers de la théorie de la fiabilité des structures, à défaut d'être le meilleur ou le plus approprié dans le cadre d'informations imprécises ou incomplètes, offre une séduisante approche pour les prendre en compte.

Pour autant, il n'est pas aisé pour un gestionnaire de systématiquement mener une étude de fiabilité pour tous les ouvrages de son réseau. Ce dernier dispose essentiellement de cotations établies lors des visites d'inspection IQOA; ces informations forment une donnée importante, bien que partielle et partielle, pour quantifier la performance des ouvrages dont il a la gestion. La prise en compte de la notation d'état IQOA pour les ouvrages d'art du réseau national est donc essentielle et mérite d'être prise en compte.

L'objectif des travaux menés a été de développer une démarche probabiliste permettant de déterminer la stratégie de maintenance de chacun des ouvrages d'art d'un réseau afin que ce dernier assure une réponse optimale à la demande de transport. Le processus d'optimisation doit permettre de considérer plusieurs ouvrages se trouvant dans des phases de performance diverses : pertes de durabilité au niveau du matériau, pertes d'aptitude au service de l'ouvrage ou encore perte de sécurité structurale. Elle vise à donner une méthodologie au gestionnaire pour décider des actions de maintenance optimales qu'il doit mener sur les différents ouvrages de son réseau. Cette approche s'inscrit dans une démarche de gestion dite par itinéraires structurants.

Deux approches sont notamment utilisées pour décrire la performance des ouvrages d'art. La première est paramétrique et introduit un état-limite qui délimite un domaine dit de fonctionnement normal de l'ouvrage d'un domaine dit de dysfonctionnement à éviter. Par une quantification des incertitudes sur les différentes variables mises en jeu et à l'aide des outils de la théorie de la fiabilité, on détermine alors la probabilité de se trouver dans le domaine de dysfonctionnement. La deuxième approche est non-paramétrique et utilise la théorie des chaînes de Markov pour modéliser l'évolution de la performance dans le temps. Les chaînes de Markov sont appliquées, non pas pour traduire l'évolution de propriétés mécaniques de l'ouvrage, mais pour traduire l'évolution d'un indice d'état global de l'ouvrage. L'objectif de l'utilisation de ces deux approches est de combiner un profil de dégradation des ouvrages avec une cotation globale de l'ouvrage attribuée lors des visites d'inspection et plus facilement accessible que la première caractérisation pour un gestionnaire. Une fois ces deux approches présentées, les coûts de maintenance peuvent être déterminés en fonction de l'état et de la performance des ouvrages.

Cependant, ces interventions sur les ouvrages sont susceptibles d'entraîner une diminution notable de la capacité de volume de trafic au point du réseau où ils se situent du fait de la fermeture partielle ou totale de la circulation en raison de dysfonctionnements ou d'actions de maintenance. Un modèle d'affectation de trafic a donc été implémenté et permet de simuler la nouvelle répartition du trafic et les coûts supplémentaires supportés par les usagers lorsque de telles situations surviennent. La prise en compte de ces coûts permet de placer l'usager au cœur de la problématique des stratégies de maintenance.

L'objectif final est donc d'équilibrer les coûts de l'offre (coûts de maintenance) et de la demande (coûts de perturbation du trafic). Il s'agit alors de déterminer la date de la prochaine intervention et l'action à entreprendre pour chacun des ouvrages du réseau. Il a été proposé de mener ce calcul en deux temps : dans un premier temps, les instants d'interventions sont déterminés en tenant compte de l'ensemble des résultats d'inspection possibles lors des visites d'inspections de l'ouvrage. Dans un deuxième temps, les actions optimales à effectuer aux instants déterminés précédemment sont identifiées. Pour chacune de ces deux étapes, le calcul consiste soit à minimiser le coût global, i.e. la somme de l'ensemble des coûts du gestionnaire et des usagers, soit à minimiser les coûts des usagers et du gestionnaire de manière simultanée (on parle de front de Pareto), tout en respectant des contraintes sur différents paramètres (la performance des ouvrages par exemple). La technique des algorithmes génétiques est alors utilisée pour réaliser l'optimisation.

Une alternative à cette démarche a également été proposée : les stratégies de gestion optimales sont déterminées en utilisant les mêmes techniques mais avec une description de la performance des ouvrages uniquement basée sur l'indice d'état de l'ouvrage, fourni par les inspections. Ce travail fait l'objet d'une publication spécifique dans la collection Etudes et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées publiée par le LCPC.

Pour en savoir plus : Orcesi A., *Etude de la performance des réseaux d'ouvrages d'art et détermination des stratégies de gestion optimales*, Collection ERLPC, LCPC.

6. Sujet N°4: Auscultation d'une poutre du VIPP de Merlebach

La recherche et les investigations menées dans l'étude de la poutre déposée du VIPP de Merlebach avaient pour objectif :

- de mettre en œuvre diverses techniques de contrôle non destructif pour évaluer la qualité des injections,
- d'évaluer la capacité de certaines techniques à détecter et/ou localiser des modifications structurales,
- d'évaluer la capacité de modèles de bureau d'étude pour apprécier la résistance mécanique d'une poutre dégradée.

Les capacités limitées de chargement et la résistance de la poutre bien supérieure à celle estimée initialement n'ont pas permis d'étudier son comportement jusqu'à rupture. Néanmoins, les informations collectées permettent d'apprécier ce comportement pour un degré de fissuration relativement important.

Les contrôles non destructifs visant à apprécier les qualités d'injection ont respectivement consisté en des examens gammagraphiques, d'impact-écho et de thermographie infrarouge. La double campagne d'auscultation, impact-écho et gammagraphie, permet d'affirmer que, dans les conditions d'auscultation rencontrées sur la poutre déposée du viaduc de Merlebach, une gaine de précontrainte, éloignée de toute perturbation géométrique ou physique du matériau ambiant, présentant un manque de coulis, même de faible importance, est détectée par application de la technique impact-écho, les examens gammagraphiques ayant servi de résultats de référence. Cependant, cette dernière technique n'a pas permis de quantifier l'importance des manques de coulis décelés. Des signaux indiquant la présence d'un vide peuvent cependant être observés sans que le vide corresponde à une gaine de précontrainte. La méthode impact-écho se révèle fiable pour détecter la présence de vides dans des gaines de précontrainte, à condition que le béton ne présente pas trop de dégradations, ne soit pas hétérogène ou trop fissuré dans ou à proximité de la zone d'auscultation. Il est nécessaire de vérifier ce constat sur d'autres ouvrages afin d'approcher quantitativement les limites de l'application sur ouvrages réels.

La technique d'impact-écho semble vraisemblablement plus adaptée pour la mise en évidence de vides dans les conduits de précontrainte (moindre coût et moindre difficulté de mise en œuvre, temps d'investigation plus court, possibilité de détection des câbles, de discrimination des parties bien injectées des autres...) que la thermographie infrarouge. Si cette dernière a montré sur la poutre déposée du VIPP de Merlebach la faisabilité de la possibilité de détection, elle présente de nombreuses difficultés liées aux conditions météorologiques ambiantes, à l'application d'un dispositif de chauffage, aux dimensions limitées de la zone filmée ou aux durées des investigations (temps de chauffe de plusieurs heures). La pertinence de la thermographie infrarouge ne pourra être démontrée qu'en optimisant le système de chauffage et son mode opératoire pour augmenter le contraste, ceci en association avec un traitement d'image adapté. A ce jour, la gammagraphie, en l'état des recherches, donne beaucoup plus d'informations (localisation câbles, qualité injection, visualisation d'éventuels câbles détendus ou rompus); elle possède cependant plusieurs handicaps (contraintes de radioprotection, investigations ponctuelles, coût). Sous l'effet d'un chargement croissant, l'étude a donc consisté également à mettre en œuvre plusieurs méthodes de diagnostic mécanique non destructif : émission acoustique, extensométrie, courburemétrie, évaluation dynamique.

L'application au viaduc de Merlebach des méthodes acoustiques a confirmé l'efficacité du système de surveillance acoustique. L'autopsie de la poutre a confirmé les ruptures détectées lors de cette surveillance d'exploitation avec une bonne précision quant à la localisation (meilleure que ± 10 cm). Le nouveau dispositif de surveillance sans fils a démontré tout son intérêt et son efficacité.

Les études d'extensométrie, de courburemétrie et d'évaluation dynamique ont conduit à des résultats se corrélant entre eux et traduisant correctement l'endommagement de la poutre. Cependant, à la différence des deux dernières techniques mettant en œuvre des courbures, la mesure de flèches est un indicateur du premier ordre qui ne présente pas la sensibilité des autres techniques. La mesure de flèche a néanmoins l'avantage de mettre en évidence le fonctionnement global de l'ouvrage et de

permettre de manière simple une vérification des hypothèses pour un recalcul par exemple ; elle ne peut cependant pas être à elle seule une garantie de l'état de l'ouvrage. L'efficacité et la pertinence de ces techniques doivent être jugées sur deux plans : leur sensibilité à détecter un changement de comportement structural, et leur capacité à évaluer la rigidité. La détermination du chargement de décompression résulte rarement d'un résultat absolu, mais relatif nécessitant de disposer d'une courbe "chargement/indicateur" (courbure, indicateur dynamique...) de part et d'autre de ce point. Il faut donc dans la plupart des cas dépasser le chargement de décompression pour observer une inflexion dans le comportement mécanique de la poutre. Le chargement correspondant à l'apparition d'une fissuration excessive est du même ordre de grandeur (à 10 t près) pour l'ensemble des quatre approches. Le chargement relatif à la décompression en fibre inférieure n'est identifié que par les techniques courburemétrique et dynamique. Cependant, l'analyse de certains profils de déformation met en évidence un faible changement mécanique autour de 60 t. Les rigidités calculées sont également voisines, avec cependant des valeurs plus importantes pour la courburemétrique. Signalons que les méthodes de déplacement (flèches), extensométriques et courburemétriques (ces deux dernières ayant été utilisées pour calculer les courbures sous chargement) fournissent des rigidités en plusieurs sections, alors que l'évaluation dynamique repose sur la détermination d'une rigidité globale à partir des fréquences propres identifiées (en l'occurrence ici ajustée à la température). L'évaluation dynamique et la courburemétrique offrent des sensibilités cependant accrues en raison de la sensibilité même des mesures.

Sous réserve de bien estimer les paramètres de calcul (notamment la contrainte limite de traction et l'effort de précontrainte résiduel), les différentes approches (éléments finis et modèle ST1 à barres) d'estimation des déformations d'une poutre isostatique précontrainte, sont comparables et applicables au voisinage de la charge de début de traction (limite en fibre inférieure). Parmi les modélisations proposées dans ce rapport, la modélisation avec le logiciel ST1 du SETRA mérite une attention particulière. Menée au droit des sections fissurées, elle prend en compte une partie du béton tendu du talon entre les fissures et a été calée sur les déplacements et les courbures mesurés lors du chargement expérimental de la poutre de Merlebach. On peut retenir que, pour le modèle de poutre de Merlebach et pour des chargements juste supérieurs à la charge de début de traction (47 t), la modélisation ST1 prend en compte, au droit de la zone fissurée, une hauteur de béton tendu du talon correspondant aux deux tiers de la hauteur droite du talon. La modélisation sous ST1 proposée permet donc de mieux appréhender les déformations et, in fine, les redistributions entre poutres.

Cette étude, qui s'est voulue être une confrontation entre diverses techniques non destructives de contrôle et d'évaluation mécanique, a conduit à des résultats homogènes et cohérents. A l'exclusion de la gammagraphie, technique éprouvée, les autres techniques de contrôle soulèvent de nombreuses questions et nécessitent encore plusieurs actions de recherche avant de les rendre totalement opérationnelles. Les méthodes d'évaluation du comportement mécanique, pour certaines utilisées depuis longtemps, ont confirmé soit leur caractère limité (mesures de flèches), soit leur caractère bien établi ou prometteur (extensométrie, courburemétrique, évaluation dynamique). Elles aussi nécessitent des investigations complémentaires pour mieux appréhender leur pertinence, en particulier lors de leur mise en œuvre (nombre de points de mesure, caractère absolu ou relatif...).

Pour en savoir plus : Cremona C., *Suivi du comportement mécanique d'une poutre de VIPP sous chargement : le cas du VIPP de Merlebach, Série Ouvrages d'Art, N°57, Collection ERLPC, LCPC.*

7. Intervenants

Le groupe de travail de l'opération de recherche « Sécurité structurale des ouvrages » était composé de :

A. NUSSBAUMER	ECOLE POLYTECHNIQUE FEDERALE DE LAUSANNE, LAUSANNE, SUISSE
S. WALLBRIDGE	ECOLE POLYTECHNIQUE FEDERALE DE LAUSANNE, LAUSANNE, SUISSE
J. JENSEN	COWI, DANEMARK

M. SLOTH	COWI, DANEMARK
D. WISNIEWSKI	COWI, DANEMARK
S. HOEHLER	RHEINISCH-WESTFÄLISCHE TECHNISCHE HOCHSCHULE, AACHEN, ALLEMAGNE
B. EICHLER	RHEINISCH-WESTFÄLISCHE TECHNISCHE HOCHSCHULE, AACHEN, ALLEMAGNE
B. JOHANSSON	LULEÅ TEKNISKA UNIVERSITET, LULEA, SUEDE
T. LARSSON	LULEÅ TEKNISKA UNIVERSITET, LULEA, SUEDE
G. FELTRIN	LABORATOIRE FEDERAL D'ESSAI DES MATERIAUX ET DE RECHERCHE, EMPA, SUISSE
B. WEBER	LABORATOIRE FEDERAL D'ESSAI DES MATERIAUX ET DE RECHERCHE, EMPA, SUISSE
J. BIEN	POLITECHNIKA WROCLAWSKA, WROCLAW, POLOGNE
P. RAWA	POLITECHNIKA WROCLAWSKA, WROCLAW, POLOGNE
J. ZWOLSKI	POLITECHNIKA WROCLAWSKA, WROCLAW, POLOGNE
L. DIELEMAN	SNCF, LA PLAINE ST-DENIS
D. MARTIN	SNCF, LA PLAINE ST-DENIS
J. BERTHELEMY	SETRA, BAGNEUX
N. ODENT	SETRA, BAGNEUX
G. LACOSTE	SETRA, BAGNEUX
M. TORIEL	DIRECTION GENERALE DES ROUTES, LA DEFENSE
G. POIRIER	DIRECTION GENERALE DES ROUTES, LA DEFENSE
C. TESSIER	LCPC/MACOA
M. GRASSET	LCPC/MACOA
L. GAILLET	LCPC/MACOA
D. BRUHAT	LCPC/MACOA
R. MICHEL	LCPC/MACOA
S. NOBLET	LCPC/MACOA
V. LE CAM	LCPC/MI
JL. CHAZELAS	LCPC/RMS
A. ORCESI	LCPC/FDOA
A. PATRON	LCPC/FDOA
B. KOUBI	LCPC/FDOA
R. SILVA	LCPC/FDOA
S. MOHAMMADKHANI-SHALI	LCPC/FDOA
L. ADELAIDE	LCPC/FDOA
M.J. HOUDE	LCPC/FDOA-UNIVERSITÉ LAVAL (QUÉBEC, CANADA)
B. RICHARD	LCPC/FDOA
C. MARCOTTE	CETE NORD-PICARDIE, GROUPE OUVRAGES D'ART
R. LECONTE	LRPC LYON
P. ROENELLE	LRPC LYON
L. KUSMIEREK	LRPC LYON
F. GOEPFER	LRPC LYON
B. TONNOIR	LRPC LILLE
C. AUBAGNAC	LRPC AUTUN
H. CANNARD	LRPC AUTUN
V. BARBIER	LRPC NANCY
F. BRACHELET	UNIVERSITE D'ARTOIS/LAMTI
O. CARPENTIER	UNIVERSITE D'ARTOIS/LAMTI
D. DEFER	UNIVERSITE D'ARTOIS/LAMTI

et animé par :

C. CREMONA	LCPC/FDOA
------------	-----------

1.

APPLICATION D'UN MODÈLE PAR CHAINES DE MARKOV À L'ÉTUDE DE L'ENDOMMAGEMENT PAR FATIGUE DES ASSEMBLAGES SOUDÉS DE PONTS

Alberto Patron-Solares — Christian Cremona

*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
Division Fonctionnement et Durabilité des Ouvrages d'Art*

1.1. Introduction

La soudure est la technique la plus répandue pour l'assemblage des éléments constitutifs dans la construction de ponts métalliques ou mixtes. Le processus de soudure des éléments métalliques introduit des défauts à l'intérieur des matériaux, défauts qui favorisent l'apparition de fissures qui peuvent évoluer sous l'action d'un chargement cyclique. Ce qui se traduit par une sensibilité accrue vis-à-vis de la fatigue de certains types d'assemblage. Il est également reconnu que la propagation d'une fissure de fatigue et la rupture éventuelle de l'assemblage qui la contient sont des processus à caractère hautement aléatoire.

Les assemblages soudés sont souvent dimensionnés pour une *période de fonctionnement* (ou durée de vie) donnée en suivant une approche du type *S-N* sur la base d'une probabilité de défaillance acceptable qui ne doit pas être dépassée pendant une période de référence. Par conséquent, des fissures induites par le processus de soudure peuvent s'amorcer, se propager et devenir critiques pendant la durée de vie utile de structure, à moins qu'elles soient détectées et réparées à temps. Si la rupture de l'élément est inacceptable, des mesures supplémentaires pour s'assurer de sa tenue doivent être prises, comme la spécification des techniques de contrôle non destructif (CND), la spécification des intervalles d'inspection et techniques de réparation. Ces principes mènent au concept de *tolérance au dommage* : un assemblage contenant une fissure doit supporter la charge de service durant un temps donné préalablement défini ; pendant ce temps il faut donc être capable de détecter la fissure et prendre les mesures nécessaires avant qu'elle ne devienne critique. La combinaison de la mécanique de la rupture (pour caractériser l'évolution de la fissuration au cours du temps) avec une analyse probabiliste (pour tenir compte de la variabilité des paramètres caractérisant le phénomène) fournit les outils pour l'évaluation de l'aptitude au service des assemblages. Les premières applications de ce type de méthodes à l'analyse des problèmes de fatigue ont été effectuées dans l'industrie aéronautique à partir des années 70. C'est l'industrie offshore, dans le contexte des assemblages soudés des appuis des plates-formes pétrolières, qui a réalisé les premières applications pratiques de la théorie de la fiabilité dans le domaine de la fatigue [Madsen, 1983, 1989]. Plus récemment ces concepts ont été étendus à l'étude des assemblages soudés des ponts métalliques [Cremona, 1996 ; Lukic, 2001 ; Righiniotis, 2003].

Dans ce type d'approche, une équation de la marge de sécurité de l'assemblage qui modélise conjointement la propagation et la rupture de celui-ci est établie. La variabilité des paramètres ayant une influence sur le phénomène est prise en compte en les considérant comme des variables aléatoires. Il est alors possible d'évaluer numériquement la probabilité de défaillance de l'assemblage et l'évolution de celle-ci au cours du temps. Cette probabilité est évaluée par les méthodes classiques de la théorie de la fiabilité (la méthode FORM par exemple). Celle-ci peut dépasser la probabilité définie comme « acceptable » pendant la vie utile de la structure, et par conséquent des mesures peuvent être prises.

Une méthode, alternative à l'approche évoquée auparavant repose sur le principe de chaînes de Markov [Patron & Cremona, 2007]. Avec cette formulation, le passage d'un « état » de fissuration à un autre permet la détermination du temps de passage entre ces états (chaque état est associé à une taille de fissure). Ce modèle permet donc de suivre l'évolution de l'endommagement au cours du temps et de caractériser en termes probabilistes la dimension des fissures. Cette approche peut également être basée sur les résultats des essais en évitant les calculs de la mécanique de la rupture, simplifiant les calculs de façon importante. Ce chapitre est donc consacré à présenter l'application du modèle par chaînes de Markov à l'étude de la cinétique de propagation des fissures de fatigue des assemblages soudés.

1.2. Méthode probabiliste classique pour l'évaluation de l'endommagement au cours du temps

Le modèle le plus classiquement retenu pour décrire la propagation d'une fissure de fatigue fait appel à la loi dite de Paris-Ergodan [Paris, 1963], qui caractérise la vitesse de propagation d'une fissure semi-elliptique (Fig.1.1). Dans sa forme, la plus simple, cette loi s'exprime par :

$$\frac{da}{dN} = C(\Delta K)^m \quad (1.1)$$

où a est la profondeur de la fissure, N le nombre de cycles de chargement, C et m sont deux paramètres qui dépendent du type de matériaux, et ΔK est l'amplitude du facteur d'intensité de contrainte. La variable ΔK représentée s'écrit :

$$\Delta K = \left(Y(a) M_k(a) S \sqrt{\pi a} \right)^m \quad (1.2)$$

où $Y(a)$ est le facteur de correction de forme calculé d'après la solution de Newman et Raju [Newman, 1983] et qui est fonction des paramètres a , b et c qui représentent la profondeur de la fissure, la hauteur de la semelle et la demi-largeur de la fissure respectivement. $M_k(a)$ est le facteur de concentration de contraintes, qui tient compte de la distribution non uniforme des contraintes au pied des cordons de soudure, fonction des paramètres a , b , h et θ où h et θ représentent la hauteur et l'angle d'inclinaison du cordon de soudure respectivement [Hobbacher, 1993]. S est la contrainte au point critique (dans notre cas l'emplacement de la fissure) dans la section non fissurée.

Pour des faibles valeurs de ΔK il apparaît un seuil, noté ΔK_s , au-dessous duquel la fissure ne se propage pas. L'équation (1.1) ne distingue pas les cycles de chargement endommageants de ceux non endommageants (lorsque $\Delta K < \Delta K_s$). Pour le cas des chargements d'amplitude variable (qui correspondent au cas des ponts routiers) il y a alors deux possibilités, soit le comptage cycle par cycle lors de l'intégration de (1.1), soit l'approche dite de l'intensité de contrainte équivalente. En admettant que chaque cycle n'a aucune influence sur le suivant, il est possible d'utiliser la méthode de l'intensité de contrainte équivalente. L'analyse d'enregistrements d'historiques de déformations sur les ponts routiers montre que les contraintes suivent des processus gaussiens à spectres étroits. En admettant que le nombre de maxima locaux au-dessus de la valeur moyenne du processus de contrainte est égale au nombre de minima sous cette moyenne, et que tous les minima et les maxima sont comptés et couplés, il est alors possible d'écrire que les étendues de contraintes S suivent une loi de densité de probabilité de Rayleigh [Cremona, 1995]. Le modèle de la relation (1.1) peut être modifié par l'intermédiaire d'une fonction de correction $G(a)$ qui permet de discriminer les cycles endommageants de ceux non endommageants [Cremona, 1996]. Compte tenu de cette fonction et de la relation (1.2), la loi cinétique de Paris s'écrit :

$$\frac{da}{dN} = C \left(Y(a) M_k(a) \sqrt{\pi a} \right)^m G(a) \left(\frac{2\mathbb{E}(S)}{\sqrt{\pi}} \right)^m \Gamma \left(1 + \frac{m}{2} \right) \quad (1.3)$$

avec

$$G(a) = 1 - \frac{\gamma\left(1 + \frac{m}{2}; \left(\frac{\Delta K_s}{2 \mathbb{E}(S) Y(a) \sqrt{a}}\right)^2\right)}{\Gamma\left(1 + \frac{m}{2}\right)} \quad (1.4)$$

$$\gamma(k, x) = \int_0^x u^{k-1} \exp(-u) du; \Gamma(k) = \int_0^{+\infty} u^{k-1} \exp(-u) du \quad (1.5)$$

$\mathbb{E}(S)$ est la valeur moyenne de S et $\gamma(\cdot, \cdot)$ et $\Gamma(\cdot)$ sont respectivement les fonctions gamma incomplète et gamma.

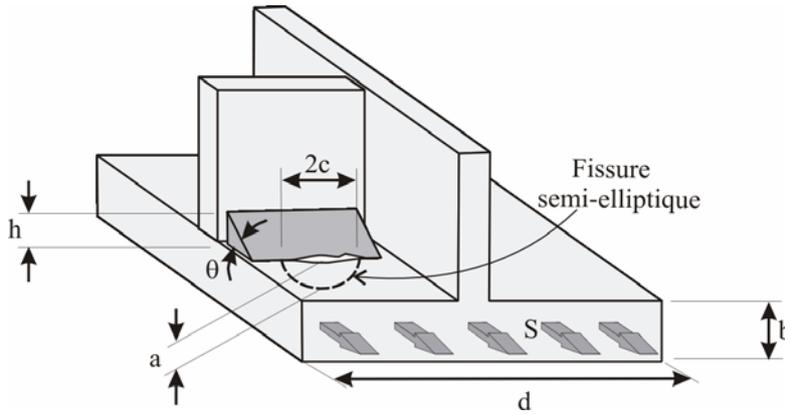


Figure 1.1. Paramètres pour la modélisation de la propagation de la fissure

Une marge de sécurité (qui exprime la frontière entre les domaines de sécurité et de défaillance) peut être exprimée en termes de la profondeur de la fissure :

$$a_c > a(N(t)) \quad (1.6)$$

où a_c est la profondeur critique de la fissure et $a(N(t))$ est la taille de la fissure après $N(t)$ cycles de chargement supportés à l'instant t .

En séparant les variables a et N de l'équation (1.3) et en intégrant les deux cotés de celle-ci à partir d'une profondeur de fissure initiale, la marge de sécurité définie par l'équation (1.6) peut être réécrite comme :

$$M(t) = \int_{a_0}^{a_c} \frac{dx}{\underbrace{\left(Y(x)M(x)\sqrt{\pi x}\right)^m}_{\Psi(a_0, a_c)} G(x)} - \underbrace{C \nu t \left(\frac{2\mathbb{E}(S)}{\sqrt{\pi}}\right)^m}_{\Psi(a_c, a(t))} \Gamma\left(1 + \frac{m}{2}\right) \quad (1.7)$$

dans laquelle $\Psi(a_0, a_c)$ est une fonction dite d'endommagement et qui dépend de la profondeur initiale de la fissure a_0 et de la profondeur critique a_c .

La probabilité de défaillance peut alors être calculée en introduisant des variables aléatoires à la place des variables de base de l'équation (1.7) par les différentes méthodes numériques de la théorie de la fiabilité. Ce type de modèle permet alors d'évaluer l'évolution de la probabilité de ruine de l'ouvrage au cours du temps en tenant compte du cumul de dommage par fatigue. Il a été utilisé, avec succès, pour l'étude de la durée de vie des assemblages soudés du type raidisseur/semelle des ponts du type bipoutre mixte [Cremona, 1996]. Des raffinements ultérieurs ont permis de tenir compte du

comportement mixte fragile/ductile lors de la rupture de l'assemblage [Lukic, 2001] par une évaluation plus précise de la profondeur critique de fissure a_c . L'emploi des techniques d'actualisation bayésiennes a permis également de tenir compte des résultats des inspections, réalisées avec des techniques de contrôle non destructif (CND), sur la probabilité de défaillance [Cremona, 1998].

Or, ce renseignement (l'évolution de la probabilité de défaillance) reste à caractère limité en ce qui concerne la description de la cinétique du processus de cumul de l'endommagement ou en d'autres termes sur la distribution statistique de la taille de la fissure à un instant donné. Cette information s'avère nécessaire lorsque l'on s'intéresse à l'étude de la performance des techniques de contrôle non-destructif des assemblages soudés. La qualité de ces techniques est normalement mesurée par la courbes de probabilité de détection « PoD » (ces courbes fournissent la probabilité de détection d'une fissure en fonction de la taille de celle-ci). Un autre problème concerne les informations nécessaires pour « alimenter » le modèle de la mécanique de la rupture (moyennes, écarts-types, type de loi pour chacune des variables de base), informations qui ne sont pas toujours disponibles.

Une méthode alternative à l'approche évoquée précédemment repose sur le principe de chaînes de Markov. A la différence de l'approche classique cette méthode est basée sur l'adoption d'une structure probabiliste dès le départ, basée directement sur des résultats d'essais, évitant par voie de conséquence le recours aux lois de la mécanique de la rupture et/ou au calcul différentiel.

1.3. Le modèle par chaînes de Markov

L'application du modèle par chaînes de Markov pour l'évaluation d'endommagement par fatigue a été formulée pour la première fois par Bogdanoff et Kozin [Bogdanoff, 1985]. Cette formulation a été également utilisée pour analyser plusieurs sortes de processus de dommages cumulatifs comme la fissuration du béton [Yunpig, 1997], la résistance à la fatigue de pièces mécaniques [Rowatt, 1998], et plus récemment pour l'étude du comportement d'assemblages soudés des structures offshore [Lassen, 2002]. Dans ce qui suit, les principes généraux du modèle par chaînes de Markov vont être décrits.

1.3.1. Description du modèle

Pour un assemblage soudé dont les caractéristiques (géométriques, mécaniques et de chargement) sont aléatoires, la propagation d'une fissure par fatigue est également un processus aléatoire toujours positif (progressif), puisqu'une fissure ne peut pas se refermer. En conséquence, ce processus est de même nature que celui d'une marche aléatoire unidirectionnelle. La Fig.1.2 schématise ce type de processus où un « individu » peut seulement rester sur place ou avancer à chaque « pas ». Ce processus peut être décrit par un modèle de chaînes de Markov.

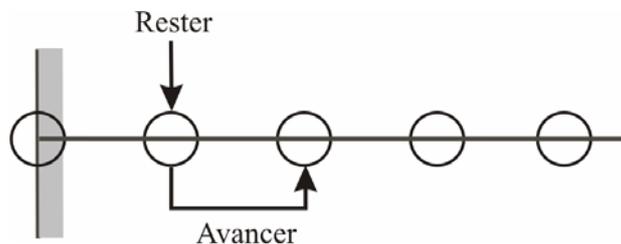


Figure 1.2. Modèle de marche aléatoire unidirectionnelle.

Un élément fondamental de ce modèle est le *cycle d'utilisation* (« *duty cycle* », en anglais) qui est une période répétitive d'opération de l'élément (ou de la structure) soumis au dommage cumulatif. Dans le cas de la propagation de fissures par fatigue, un cycle d'utilisation représente un certain nombre de cycles de chargement endommageants.

Considérons maintenant le cas de la propagation d'une fissure comme celle représentée dans la Fig.1.3.

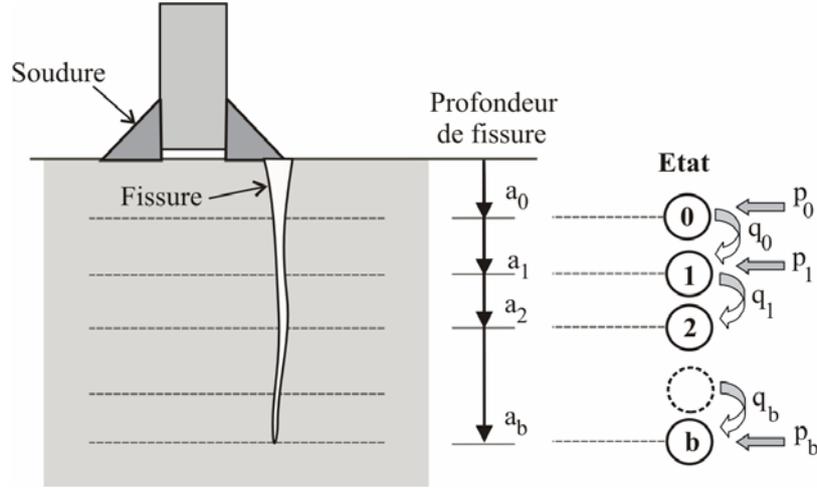


Figure 1.3. Propagation aléatoire d'une fissure de fatigue.

La variable discrète a représente la profondeur de fissure. L'endommagement est alors divisé en un nombre b d'états ($a_i, i=1, \dots, b$). L'état 0 est le dommage initial et l'état b représente la rupture de l'élément. La densité de probabilité de l'endommagement pour un état donné est définie par une matrice dite de transition de probabilités (MTP) qui permet de tenir compte de l'endommagement lors de chaque cycle d'utilisation, et par l'endommagement initial présent à l'état 0. La relation fondamentale du modèle par chaînes de Markov s'écrit alors :

$$p_x = p_0 \prod_{i=1}^x P_i \quad (1.8)$$

où $p_x = \{p_x(1), p_x(2), \dots, p_x(b)\}$ est le vecteur de probabilité d'endommagement à l'état x (avec $\sum_i p_x(i) = 1$), p_0 est le vecteur de probabilité d'endommagement initial, et P_j est la matrice de transition de probabilité pour le $j^{\text{ème}}$ cycle d'utilisation.

Conformément à l'équation (1.8), la densité de probabilité de l'endommagement peut être définie en un temps donné et est calculée par des opérations matricielles simples. Si on considère que les cycles d'utilisation sont tous de même sévérité, l'équation (1.8) devient :

$$p_x = p_0 P^x \quad (1.9)$$

où P est la matrice commune de transition de probabilités. Cette matrice s'écrit sous la forme :

$$P = \begin{bmatrix} p_{1,1} & p_{1,2} & p_{1,3} & \dots & \dots & \dots & p_{1,b} \\ 0 & p_{2,2} & p_{2,3} & \dots & \dots & \dots & p_{2,b} \\ 0 & 0 & p_{3,3} & p_{3,4} & \dots & \dots & p_{3,b} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & p_{b-1,b-1} & p_{b-1,b} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (1.10)$$

avec :

$$\sum_{j=1}^b p_{i,j} = 1, \quad i = 1, 2, \dots, b-1 \quad (1.11)$$

où $p_{i,i}$ est la probabilité de rester à l'état i , $p_{i,j}$ étant la probabilité d'avancer de l'état i à l'état j .

Ce type de modèle est appelé aussi modèle **multi-saut**, puisqu'il est possible de « sauter » $j-i$ éléments pendant chaque cycle d'utilisation. A partir de l'équation (1.10), on peut observer qu'il existe $(b^2 + b)/2 - 1$ paramètres indépendants à déterminer pour établir la matrice de transition de probabilités. Ce nombre est assez élevé pour des cas pratiques. Une simplification consiste à transformer le modèle multi-saut en un modèle à **saut simple** où l'on peut passer seulement d'un état à un état voisin supérieur pendant chaque cycle d'utilisation. L'équation (1.10) s'écrit alors :

$$P = \begin{bmatrix} p_{1,1} & p_{1,2} & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & p_{2,2} & p_{2,3} & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & p_{3,3} & p_{3,4} & \dots & 0 & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & p_{b-1,b-1} & p_{b-1,b} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (1.12)$$

En conséquence le nombre de paramètres indépendants nécessaires pour définir la matrice de transition de probabilités est égal à $2(b-1)$. Pour faciliter son écriture, l'expression (1.12) peut s'exprimer sous la forme :

$$P = \begin{bmatrix} p_1 & q_1 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & p_2 & q_2 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & p_3 & q_3 & \dots & 0 & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & p_{b-1} & q_{b-1} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (1.13)$$

dans laquelle p_i est la probabilité de rester à l'état i , et q_i est la probabilité d'avancer à l'état $i+1$.

Le modèle peut encore être simplifié en considérant que le processus d'endommagement est **indépendant des états**. Dans ces conditions, la matrice de transition de probabilités s'exprime :

$$P = \begin{bmatrix} p & q & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & p & q & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & p & q & \dots & 0 & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & p & q \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (1.14)$$

avec $p + q = 1$. Dans ce cas, seuls les paramètres p et q sont à évaluer.

En considérant le cas d'un modèle à saut simple, le temps d'attente t de chaque état d'endommagement est décrit par une loi de densité de probabilité géométrique.

$$\mathcal{P}(t_j = \tau) = q_j p_j^{\tau-1} \quad (1.15)$$

La moyenne et la variance d'une telle loi sont donc :

$$\mathbb{E}(t_j) = (1 - r_j) \quad (1.16)$$

$$\mathbb{V}(t_j) = r_j(1 - r_j) \quad (1.17)$$

où on a posé $r_j = p_j / q_j$.

1.3.2. Détermination de la matrice de transition de probabilités

1.3.2.1 Modèle avec des états indépendants

En considérant le cas le plus simple défini par l'équation (1.14) et tenant compte des équations (1.16) et (1.17), la valeur moyenne et la variance du temps pour atteindre la rupture s'écrivent :

$$\mathbb{E}(t_{Rup}) = (b - 1)(1 + r) \quad (1.18)$$

$$\mathbb{V}(t_{Rup}) = (b - 1)r(1 + r) \quad (1.19)$$

c'est-à-dire :

$$r = \frac{\mathbb{V}(t_{Rup})}{\mathbb{E}(t_{Rup})} \quad (1.20)$$

$$b = \frac{\mathbb{E}(t_{Rup})^2}{\mathbb{E}(t_{Rup})^2 + \mathbb{V}(t_{Rup})} + 1 \quad (1.21)$$

Ce modèle à deux paramètres est très simple et facile d'emploi; malheureusement il ne permet pas de représenter correctement le processus d'endommagement. Les paramètres r et b caractérisent seulement la moyenne et la variance à l'état de défaillance, et en conséquence, il ne fournit pas d'informations sur l'évolution de l'endommagement entre l'état initial et l'état de défaillance (Fig.1.4).

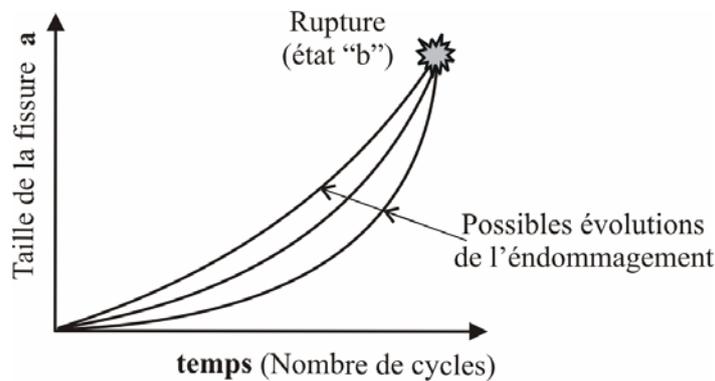


Figure 1.4. Evolution de l'endommagement.

1.3.2.2 Modèle avec saut simple

A partir des équations (1.16) et (1.17), la valeur moyenne et la variance du temps « dépensé » entre l'état 1 et l'état b s'expriment de la façon suivante :

$$\mathbb{E}(t_{1-b}) = \sum_{j=1}^{b-1} (1 + r_j) \quad (1.22)$$

$$\mathbb{V}_{1-b} = \sum_{j=1}^{b-1} r_j(1 + r_j) \quad (1.23)$$

Cette formulation ne permet pas, non plus, de caractériser l'évolution de l'endommagement entre l'état 1 et l'état b , seuls deux paramètres sont introduits (\mathbb{V}_{1-b} et $\mathbb{E}(t_{1-b})$) et on a $(b-1)$ paramètres à calculer. Pour enlever cette restriction Bogdanoff et Kozin [Bogdanoff, 1985] ont divisé les états d'endommagement 1 à $b-1$ en m sous états de la façon suivante : $1, \dots, b_1-1 ; b_1, \dots, b_2-1 ; \dots ; b_{m-1}, \dots, b-1$. En considérant un modèle à états indépendants à l'intérieur de chaque sous état (c'est-à-dire r_1 pour $1, \dots, b_1-1 ; r_2$ pour $b_1, \dots, b_2-1 ; \dots ; r_m$ pour $b_{m-1}, \dots, b-1$), les équations (1.22) et (1.23) s'écrivent de la forme suivante pour $m=1$:

$$\mathbb{E}(t_1) = (b_1 - 1) (1 + r_1) \quad (1.24)$$

$$\mathbb{V}(t_1) = (b_1 - 1) r_1 (1 + r_1) \quad (1.25)$$

En connaissant $\mathbb{E}(t_1), \mathbb{V}(t_1)$, il est possible d'évaluer b_1 et r_1 à partir des équations (1.24) et (1.25). Alors, pour $m=2$ les expressions (1.22) et (1.23) s'écrivent :

$$\mathbb{E}(t_2) = (b_1 - 1) (1 + r_1) + (b_2 - b_1) (1 + r_2) \quad (1.26)$$

$$\mathbb{V}(t_2) = (b_1 - 1) r_1 (1 + r_1) + (b_2 - b_1) r_2 (1 + r_2) \quad (1.27)$$

Il est alors possible de calculer b_2 et r_2 à partir de $b_1, r_1, \mathbb{E}(t_2), \mathbb{V}(t_2)$ qui sont connus. En poursuivant, on peut déterminer pour l'état j les valeurs de b_j et r_j :

$$b_j = \frac{(\mathbb{E}(t_j) - \mathbb{E}(t_{j-1}))^2}{(\mathbb{E}(t_j) - \mathbb{E}(t_{j-1}))^2 + (\mathbb{V}(t_j) - \mathbb{V}(t_{j-1}))} + b_{j-1} \quad (1.28)$$

$$r_j = \frac{\mathbb{E}(t_j) - \mathbb{E}(t_{j-1})}{b_j - b_{j-1}} - 1 \quad (1.29)$$

Note : les paramètres b_j doivent être pris toujours comme des entiers.

Une fois que tous les paramètres b_j, r_j ont été déterminés, on peut construire la **matrice de transition de probabilités** (1.13) et par la suite, évaluer la distribution probabiliste de l'endommagement après chaque cycle d'utilisation moyennant l'emploi de l'équation (1.9). Les paramètres $\mathbb{E}(t_i), \mathbb{V}(t_i)$ pour $i = 1, \dots, m$, qui permettent de caractériser l'évolution de l'endommagement proviennent de mesures expérimentales, ou bien en absence de telles données, ils peuvent être obtenus en réalisant des simulations de Monte-Carlo à partir de l'expression (1.3).

1.4. Exemples d'application

Considérons maintenant le cas d'un assemblage du type « raidisseur-semelle », courant dans les ponts du type bipoutre mixte. Les données de cet assemblage correspondent à ceux présentées par Lukic [Lukic, 1999] dont les caractéristiques sont montrées dans le Tab.1.1. Faute de mesures expérimentales, des simulations de Monte Carlo ont été effectuées en utilisant le modèle décrit par l'équation (1.3) pour obtenir les paramètres nécessaires pour « alimenter » le modèle par chaînes de Markov. Pour la réalisation de ces simulations on a d'abord réalisé des tirages aléatoires des divers paramètres en suivant les caractéristiques et les lois de distribution définies dans le Tab.1.1. Puis, en intégrant numériquement la loi de Paris, on a établi les courbes « profondeur de fissure/nombre de cycles » correspondant à chaque tirage de paramètres. Finalement, pour diverses tailles de fissure données, on évalue les paramètres statistiques (moyenne et variance) du « temps » nécessaire (nombre de cycles) pour atteindre celles-ci.

Variable	Description	Unités	Loi	Moyenne	CdV (%)
b	Épaisseur de la semelle	mm	N	94,7	3,0
d	Largeur de la semelle	mm	N	1017	1,0
a_0	Profondeur initiale de fissure	mm	LN	0,125	36,0
a/c	Rapport largeur/profondeur de la fissure	-	LN	0,39	41,0
M	Paramètre « m » de la loi de Paris	-	N	3	1
C	Paramètre « C » de la loi de Paris	$\frac{10^{-13} \text{ mm}}{\text{cycles (N/mm}^{3/2})^m}$	LN	2,503	36,9
H	Hauteur de cordon de soudure	mm	N	8,4	8,33
θ	Angle de cordon de soudure	°	N	35	5,71
$\mathbb{E}(S)$	Etendue de contrainte	MPa	D	150	-

Tableau 1.1. Caractéristiques de l'assemblage

Les résultats de ces calculs se présentent dans le Tab.1.2.

Taille de fissure a (mm)	Nombre de cycles		
	Moyenne ($\times 10^5$)	Ecart-type ($\times 10^5$)	CdV
0,125	0	0	0
3	1,0540	0,6487	0,62
6	1,3414	0,8236	0,61
9	1,5198	0,9339	0,61
12	1,6504	1,0158	0,62
15	1,7530	1,0811	0,62
20	1,8854	1,1673	0,62
30	2,0655	1,2899	0,62
40	2,1758	1,3632	0,63

Tableau 1.2. Résultats des simulations de Monte Carlo

a_i	b_i	r_i
0,125	1	0
3	4	34,133
6	4	-
9	4	-
12	4	-
15	4	-
20	4	-
30	4	-
40	4	-

Tableau 1.3. Paramètres du modèle de chaîne de Markov

L'application des équations (1.28) et (1.29) donne les résultats du Tab.1.3. Il est évident que ces résultats ne sont pas tout à fait corrects vu que dans ce cas, la formulation proposée permet seulement de modéliser correctement le début du processus de propagation de la fissure. Des instabilités numériques apparaissent pour les autres états. Ceci est dû à la limitation du modèle de chaînes de Markov pour tenir compte des coefficients de variation élevés. Les études menées par Rocha (1996) et Lassen (1997) mettent en évidence le même type de difficulté.

Les expériences de calcul montrent que, dans ces cas (CdV de plus de 50 %) ce type de problèmes peut être réduit en cherchant un compromis entre le nombre m de sous états dans lequel on divise le processus d'endommagement et la précision recherchée pour décrire ce processus. Dans notre cas, divers essais de calcul ont permis d'établir que le nombre correct de sous états est 3. En considérant seulement les paramètres associés aux ouvertures de fissures égales à 0,125, 3 et 40 mm, l'application des expressions (1.28) et (1.29) permet d'estimer les paramètres suivants pour le modèle par chaînes de Markov (Tab.1.4).

a_j	b_j	r_j
0,125	1	0
6	4	43,71
40	5	82,40

Tableau 1.4. Paramètres estimés du modèle par chaînes de Markov

En conséquence le nombre total d'états est 5, les paramètres de la matrice de transition de probabilités sont (les tailles de fissures pour les états intermédiaires ont été calculées par interpolation linéaire) données au Tab.1.5.

Etat	a_j	r_j	p_j
1	0,125	0	0,9776
2	2,475	43,71	0,9776
3	3,650	43,71	0,9776
4	6,000	43,71	0,9880
5	40,00	82,44	1,000

Tableau 1.5. Paramètres du modèle par chaînes de Markov pour les tailles intermédiaires de fissures

L'application de l'équation fondamentale du modèle par chaînes de Markov permet alors d'évaluer la distribution de probabilités de la taille de fissure après chaque cycle d'utilisation. Comme la taille de fissure initiale est supposée connue, on considère que $p_0(1) = 1$. Les résultats de ce calcul se présentent dans la Fig.1.5. Dans cette figure, chaque cycle d'utilisation représente 1000 cycles de chargement sous l'étendue de contraintes constante de 150 MPa.

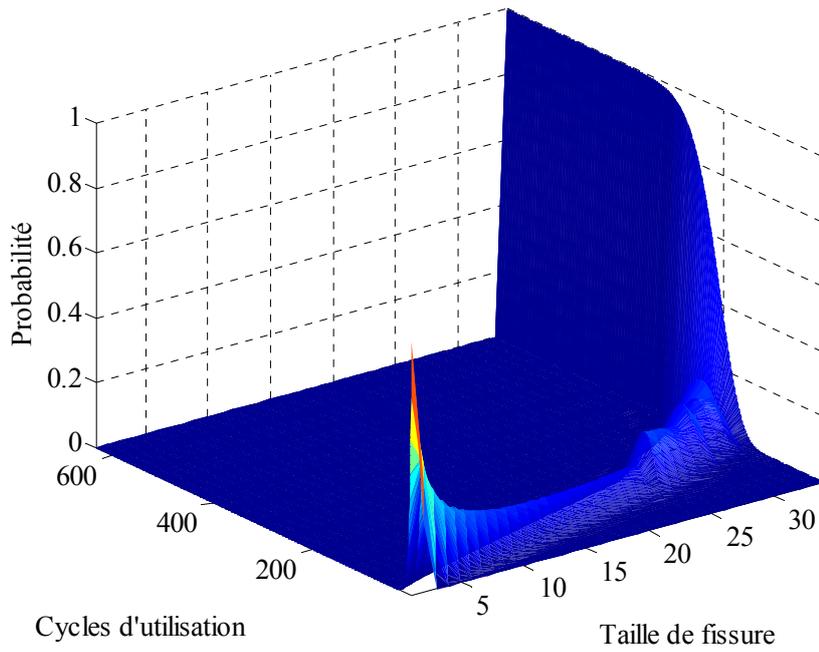


Figure 1.5. Evolution de l'endommagement au cours du temps.

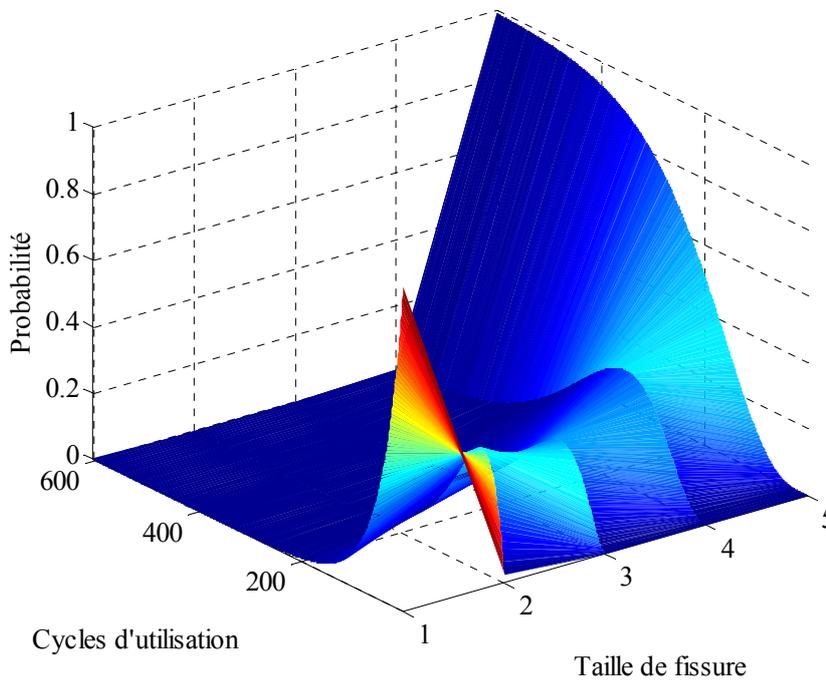


Figure 1.6. Evolution de l'endommagement au cours du temps en considérant des CDV faibles

Pour tester la sensibilité du modèle les mêmes calculs ont été répétés en réduisant le coefficient de variation des simulations de Monte Carlo. Dans ce cas nous avons considéré 30 % du coefficient de variation original. Dans la réalité une telle diminution du coefficient de variation pourrait correspondre à une réévaluation des caractéristiques aléatoires du mécanisme de propagation grâce à des mesures et

à des inspections réalisées sur l'assemblage. Les résultats de ces calculs sont fournis dans le Tab.1.6. Dans ce cas une réduction du nombre m d'états ne s'est pas avérée nécessaire.

De façon identique, la cinématique de la propagation de la fissure peut être évaluée en termes probabilistes. Les résultats de ces calculs sont présentés sur la Fig.1.7.

a_j	b_j	r_j
0,125	1	0
3	24	3,58
6	27	8,52
9	29	7,92
12	30	12,06
15	31	9,26
20	32	12,24
30	33	17,01
40	34	10,03

Tableau 1.6. Paramètres du modèle par chaîne de Markov avec CDV réduit

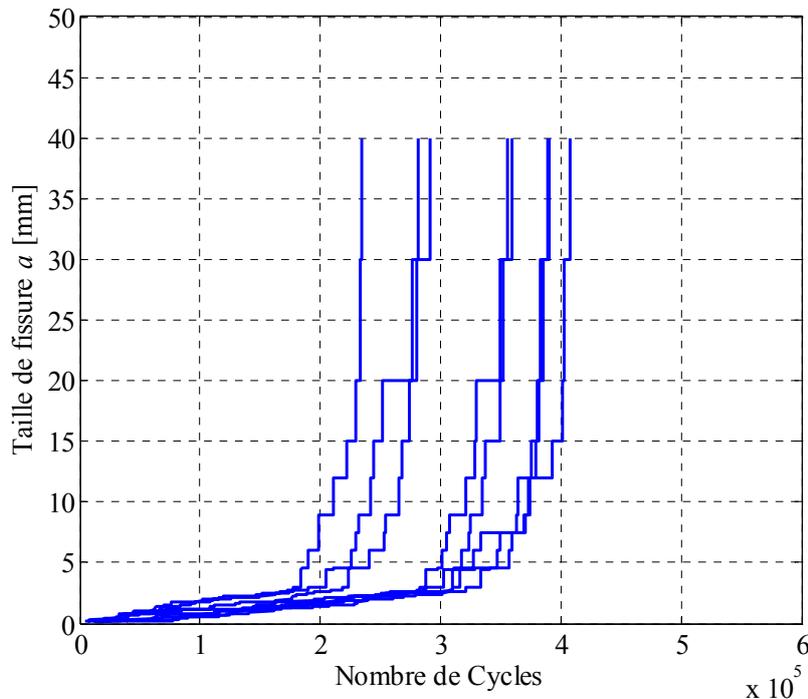


Figure 1.7. Exemple des simulations Markoviennes d'endommagement par fatigue

Pour vérifier les calculs menés jusqu'ici, le modèle par chaînes de Markov peut être utilisé pour simuler des courbes $a-N$. L'incrément du « temps » entre deux états suit une loi de répartition géométrique. Il est alors possible de réaliser des tirages aléatoires du temps entre états, en considérant les paramètres obtenus dans le Tab.1.1. Les résultats de ces simulations sont donnés sur la Fig.1.7. Ces réalisations ont une forme similaire à celles des essais expérimentaux de propagation de fissures sous chargement cyclique, ce qui permet de vérifier la validité du modèle utilisé.

Une autre façon de vérifier la validité de l'approche par chaînes de Markov consisté à comparer les résultats fournis par cette méthode avec ceux fournis par une approche de fiabilité classique qui fait appel à une équation intégrale de la marge de sécurité définie à partir de la mécanique de la rupture (équation (1.7)). La Fig.1.8 présente l'évolution de la probabilité de défaillance en fonction du nombre

de cycles de chargement subis calculée avec l'approche par chaînes de Markov en utilisant les données du Tab.1.1. Dans cette approche la probabilité de défaillance correspond à la probabilité de se trouver à l'état d'endommagement numéro 5, qui est associé à une profondeur de fissure de 40 mm. L'évolution de la probabilité de défaillance a également été calculée en utilisant la marge de sécurité de l'équation (1.7) avec la méthode FORM, en utilisant les données du Tab.1.1, et en définissant une taille critique de fissure $a_c = 40$ mm. Ces résultats sont également représentés dans la Fig.1.8. Il est possible d'observer que les deux approches fournissent des résultats comparables. Les différences peuvent s'expliquer par le faible nombre d'états de fissuration nécessaires dans le modèle par chaînes de Markov.

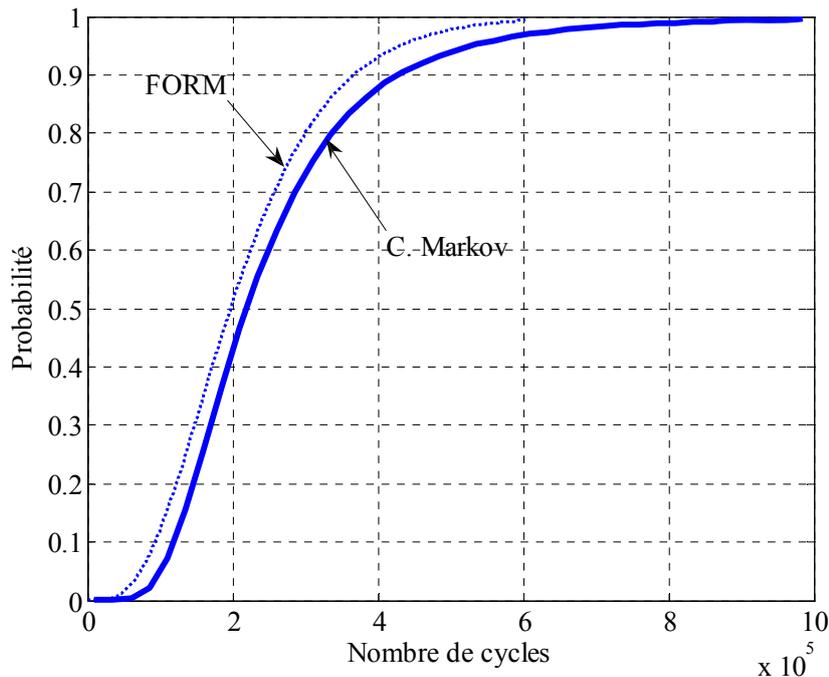


Figure 1.8. Comparaison de résultats obtenus par la méthode FORM et par l'approche par chaînes de Markov

1.5. Prise en compte des résultats des inspections

1.5.1. Probabilité de détection

Le processus de propagation d'une fissure par fatigue induit de nombreux aléas faisant des techniques d'inspection non destructives un outil essentiel pour la prévention et la détection d'endommagements. L'objectif de l'application de telles techniques est donc d'améliorer la «fiabilité» d'un assemblage en facilitant la détection de fissures ou défauts pouvant nuire à sa résistance. Les techniques d'inspection non destructives sont, en général, basées sur l'application de stimuli sur le composant (assemblage) et la mesure (et interprétation) de la réponse du composant à ces stimuli. La répétition des inspections sur un composant contenant un défaut donné peut conduire à des réponses différentes à cause de la variabilité même du processus de mesure. Ces fluctuations du résultat obtenu ont par origine différents paramètres, comme le type de matériel de mesures, la calibration des équipements de mesure, la géométrie du défaut, ainsi que la performance de l'inspecteur. Tous ces facteurs contribuent à introduire des incertitudes dans les résultats des techniques d'inspection, ce qui oblige à caractériser ses résultats en termes probabilistes. Il existe plusieurs approches pour appréhender cet aléa. Le plus courant consiste à caractériser les résultats d'une technique d'inspection donnée en termes de **probabilité de détection** (cf. Chapitre 3). Cette mesure, notée $PoD(a)$ exprime la probabilité de détecter une fissure de taille inférieure à une dimension a . De nombreux modèles ont été élaborés pour décrire ces fonctions. Berens et Hovey [Berens, 1981] proposent la formule exponentielle suivante

pour caractériser la probabilité de détection de différentes techniques d'inspection des assemblages soudés :

$$PoD(a) = \frac{\exp[\alpha + \beta \ln(a)]}{1 + \exp[\alpha + \beta \ln(a)]} = \frac{1}{1 + \exp\left[-\frac{\pi}{\sqrt{3}}\left(\frac{\ln(a) - \mu}{\sigma}\right)\right]} \quad (1.30)$$

Les paramètres α et β de l'équation (1.30) sont estimés par une méthode du maximum de vraisemblance à partir de résultats de tests. Dans la forme alternative, μ, σ représentent des paramètres plus explicites que α, β . En effet, $\mu = \ln a_{0,5}$ où $a_{0,5}$ est la taille de fissure détectée 50 % du temps. La pente de la courbe $PoD(a)$ est de plus inversement proportionnelle à σ , c'est-à-dire plus σ est petit plus la pente de $PoD(a)$ est importante. Le lien entre ces différents paramètres de l'équation est $\mu = -\alpha \beta^{-1}$ et $\sigma = \pi (\beta \sqrt{3})^{-1}$. Des valeurs de ces paramètres sont fournies dans le Tab.1.7 pour diverses techniques d'inspection courantes dans la construction métallique. L'emploi de ces paramètres est illustré dans la Fig.1.9 [Berens, 1981].

Technique	α	β
Ultrasons	9,540	2,986
Magnétoscopie	2,420	0,604
Ressuage	0,710	0,393

Tableau 1.7. Paramètres de la fonction PoD pour différentes techniques d'inspection.

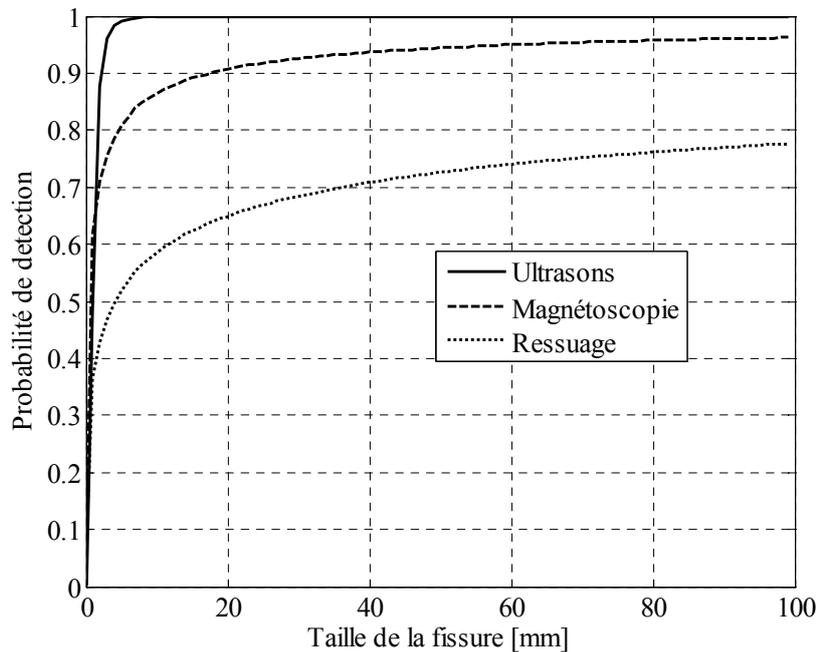


Figure 1.9. Courbes PoD pour différentes techniques d'inspection

1.5.2. Modification du modèle par chaînes de Markov

Le modèle par Chaînes de Markov présenté auparavant peut être facilement adapté pour tenir compte de l'influence des inspections sur l'estimation probabiliste de l'endommagement. En considérant le cas des cycles d'utilisation de même sévérité, la probabilité d'endommagement (probabilité d'être au $i^{\text{ème}}$ état d'endommagement lors du $x^{\text{ème}}$ cycle d'utilisation) est définie par $p_x(i)$. La probabilité de

détection de la fissure à l'aide d'une technique d'inspection caractérisée en termes de sa courbe PoD peut être définie par :

$$P_D = \sum_{i=1}^{b-1} p_x(i) PoD(a_i) \quad (1.31)$$

dans laquelle $PoD(a_i)$ est la probabilité de détecter une fissure de taille a_i .

En considérant que toute fissure détectée est réparée et ramené à son état original la distribution probabiliste de la taille de fissure après inspection est définie par :

$$p_x^*(j) = \underbrace{p_x(j)(1 - PoD(a_j))}_{\text{Probabilité de non détection}} + \underbrace{\left(\sum_{i=1}^{b-1} p_x(i) PoD(a_i) \right)}_{\text{Probabilité de détection et réparation}} p_0(j) \quad (1.32)$$

où $p_x^*(j)$ est la probabilité d'endommagement réévaluée juste après l'inspection, et $p_0(j)$ est la probabilité d'endommagement initial. Le premier terme de cette expression représente la probabilité de que la fissure reste non détectée, et le deuxième terme représente la probabilité de détecter la fissure, de la réparer et de la ramener à son état initial.

L'application de l'équation (1.32) à l'exemple traité précédemment (avec les données du Tab.1.1) est représentée dans la Fig.1.10. Cette figure illustre la distribution statistique de la taille de la fissure après 100000 cycles de chargement, pour le cas sans inspection et pour le cas avec une inspection par magnétoscopie après 100000 cycles. Il est possible d'observer clairement l'influence de l'inspection sur l'estimation de la distribution de la taille de la fissure.

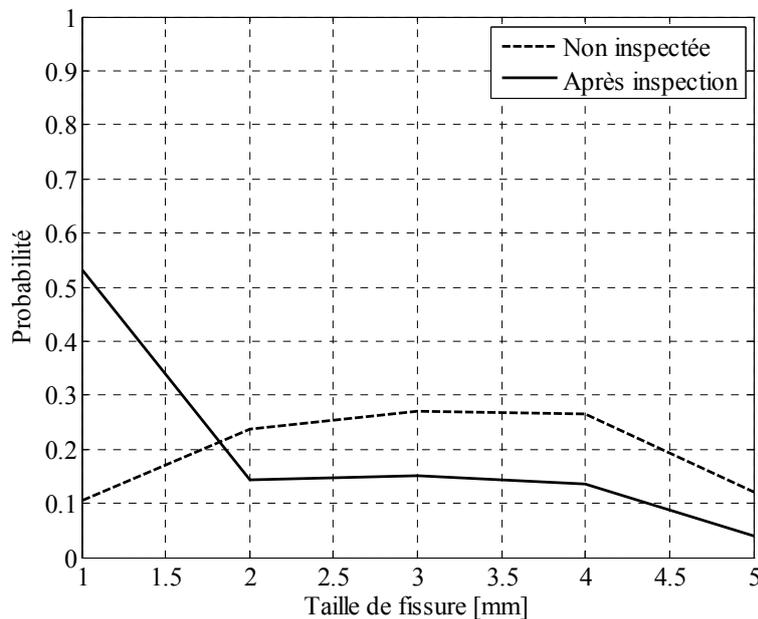


Figure 1.10. Comparaison de la distribution statistique de la taille de la fissure après 100000 cycles de chargement

La formulation (1.32) permet également d'évaluer facilement l'influence des inspections sur la probabilité de défaillance de l'assemblage. La Fig.1.11 montre l'évolution de la probabilité de défaillance (probabilité d'être à l'état d'endommagement 5, correspondant à une taille de fissure de 40 mm) en considérant deux techniques d'inspection différentes : magnétoscopie et ressuage. Trois inspections sont considérées (à 200000, 400000 et 600000 cycles de chargement). Le cas sans

inspection est également considéré. Il est possible d'observer le rôle important joué par le type et la fréquence des inspections sur l'évaluation de la fiabilité de l'assemblage. Comme c'était prévisible la magnétoscopie, qui a une sensibilité accrue par rapport au ressuage, permet une réévaluation plus importante de la fiabilité de l'assemblage inspecté. Il est également important de remarquer que dans ce modèle, les inspections ont une influence « ponctuelle » sur l'estimation de la fiabilité : les inspections permettent de requalifier la fiabilité de l'assemblage, mais ne modifient pas la cinétique de propagation de la fissure appréhendée par le modèle par chaînes de Markov.

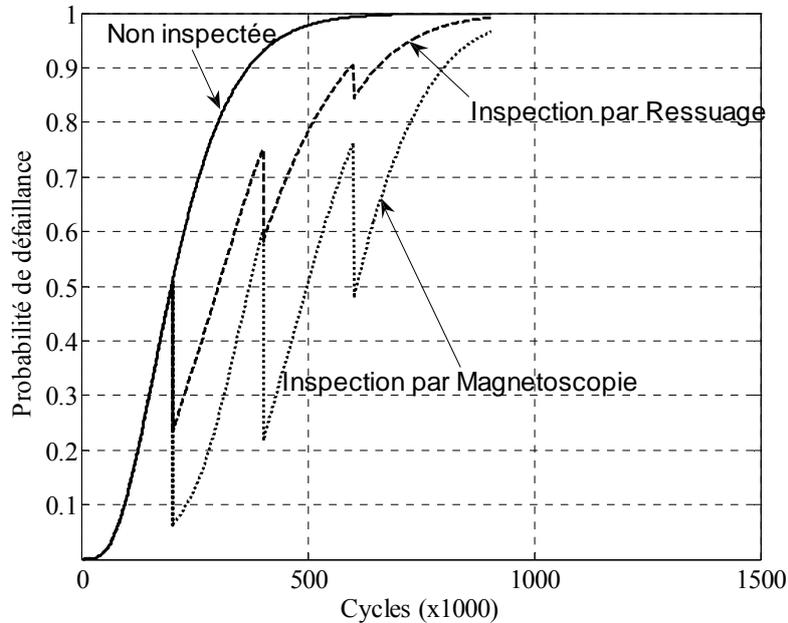


Figure 1.11. Actualisation de la probabilité de défaillance par inspection

1.6. Conclusions

Un modèle pour la prévision de l'endommagement par fatigue des assemblages soudés a été présenté. Dans ce modèle le processus aléatoire de propagation d'une fissure de fatigue est représenté par une approximation par chaînes de Markov. Un soin particulier a été apporté à la construction de la matrice de transition de probabilités (MTP) qui est un des paramètres de base de ce modèle.

Ce type d'approche permet d'obtenir la distribution probabiliste de la taille d'une fissure à un instant donné de la vie d'un ouvrage. Il permet également de s'affranchir des modèles complexes de la mécanique de la rupture (loi de Paris) pour simuler la cinétique de propagation d'une fissure, car il peut être « alimenté » directement à partir de mesures expérimentales.

Le modèle proposé a été appliqué à un cas typique d'assemblage soudé « raidisseur/semelle » courant dans les ponts métalliques. Cet exemple a permis de montrer les types de résultats que l'on peut obtenir par une telle approche, ainsi que ses limites d'application. Les résultats fournis par cette approche ont été validés en les confrontant à ceux fournis par les méthodes classiques de la théorie de la fiabilité. Une modification du modèle permettant de tenir compte des résultats des techniques de contrôle non destructif a également été présentée.

1.7. Références

Paris, P., Ergodan F . (1963) – *A critical analysis of crack propagation laws*. ASME J. Basic Engineering. No.85, pp 528-534.

- Berens, A.P. and Hovey, P. (1981) – *Evaluation of NDE Reliability Characterization*. AFWAL-TR-81-4160, Vol. 1, Air Force Wright-Aeronautical Laboratory,.
- Bogdanoff, J.L. and Kozin, F. (1985) – *Probabilistic model of cumulative damage*. Wiley, 1985. New York, USA
- Madsen, H.O. (1983) – *Random fatigue crack growth and inspections*. Engineering Fracture Mechanics, Vol. 14, No.9.
- Newman, J.C., Raju, I.S. (1983) – *Stress intensity factor equations for cracks in three-dimensional finite bodies*. ASTM 14th Symposium on fracture mechanics, Vol. I, pp 238-265.
- Madsen, H.O., Sorensen J.D., Oelsen, R.(1989) – *Optimal planning for fatigue damage of offshore structures*. ICOSSAR' 89, San Francisco, USA.
- Hobbacher, A. (1993) – *Stress intensity factors of welded joints*. Engineering Fracture Mechanics, Vol. 46, No.2, pp 173-182.
- Cremona, C. (1996) – *Reliability updating of welded joints damaged by fatigue*. International Journal of Fatigue, Vol. 18, No.8, pp 567-575.
- Cremona, C., Lukic, M. (1997) – *Probability-based assessment and maintenance of welded joints damaged by fatigue*. Nuclear Engineering and Design, No.182, pp 253-266.
- Lassen, T. (1997) – *Experimental investigation and stochastic modelling of the fatigue behaviour of welded steel joints*. Ph.D. Thesis, Institutet for Bygningsteknik, Danemark.
- Lukic, M. (1999) – *Evaluation et maintenance probabiliste des assemblages soudés vis-à-vis de la fatigue et de la rupture : Application aux ponts mixtes*. Thèse de doctorat de l'ENPC, France.
- Patron A., Cremona C. (2007) – *Modèle de chaînes de Markov pour l'étude de la fissuration par fatigue des assemblages soudés de ponts*. Revue Européenne de Génie Civil, 11, 9/10, pp. 1111-1133.
- Transportation Research Board (1996) – *Report on the 1995 Scanning Review of European Bridge Structures*, National Cooperative Highway Research Program, Report 381, Washintong 1996.
- Rocha, M. and Schueller, G. (1996) – *A probabilistic criterion for evaluating the goodness of fatigue crack grow models*. Engineering Fracture Mechanics, Vol. 53, No.5 pp 707-731.
- Rowat, J.D.. and Spanos, P.D. (1998) – *Markov chain models for life prediction of composite laminates*. Structural Safety, No. 20, pp. 117-135.
- Xi, Y. and Bazant, Z. (1997) – *Random growth of crack with R-curve: Markov Process model*. Engineering Fracture Mechanics, Vol. 57, No.6, pp. 593-608.
- Lukic, M., Cremona, C. (2001) – *Probabilistic optimization of welded joints versus fatigue and fracture*. Reliability Engineering & System Safety, No.72, pp 253-264.
- Righiniotis, T.D., Chryssanthopoulos, M.K. (2004) – *Fatigue and fracture simulation of welded details through a bi-linear crack growth law*. Structural Safety, Vol. 26, pp 141-158.

2.

CONTROLES NON DESTRUCTIFS POUR LA DETECTION DE FISSURES DANS LES ASSEMBLAGES SOUDES

Michel Grasset — Christian Tessier

*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
Division Métaux, Câbles et Aciers pour Ouvrages d'Art*

Christian Cremona

*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
Division Fonctionnement et Durabilité des Ouvrages d'Art*

Renaud Leconte

*Centre d'Etudes Techniques de l'Équipement de Lyon
Laboratoire Régional de Lyon*

A. Nussbaumer

*Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne
Institut de Construction Métallique*

2.1. Introduction

Dans le thème V du Projet National MIKTI, le but des essais de fatigue et des contrôles non destructifs est d'étudier la détectabilité des fissures avec plusieurs systèmes de détection sans retrait du système de protection de surface. Pour cela, une vingtaine d'éprouvettes représentatives d'assemblages soudés d'ouvrages d'art ont été dimensionnées et réalisées pour appliquer des cycles de fatigue jusqu'à initiation de fissure [R02-MIK-5A-01, 2002]. Des contrôles successifs par plusieurs méthodes de contrôle non destructif ont été réalisés au cours de la propagation des fissures [R02-MIK-5B-01, 2002], [R02-MIK-5A-01, 2002]. Ce chapitre décrit les essais et les contrôles effectués ; l'exploitation des contrôles fait l'objet du chapitre 3.

L'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne et le Réseau des Laboratoires des Ponts et Chaussées (LCPC, LRPC Lyon) ont piloté et réalisé les essais de fatigue et une partie des contrôles. L'autre partie des contrôles a été sous-traitée à des entreprises spécialisées dans le Contrôle Non Destructif (la DCN et les entreprises Norisko et Métalscan). Cette sous-traitance s'explique par la volonté de multiplier les résultats de contrôle ou par le manque de disponibilité du groupe pilote. L'EPFL a réalisé des contrôles par magnétoscopie. Le LCPC et le LRPC ont réalisés des contrôles par ultrason et par magnétoscopie. La DCN a réalisé des contrôles par ACFM, TOFD et ME. Le LRPC de Lyon a sous-traité à la société NORISKO une partie des contrôles par ultrasons et à la société METALCSAN la méthode TOFD pour la tôle n°18. Le LRPC de Strasbourg a réalisé un essai de shearographie sur une éprouvette.

2.2. Rappel sur les caractéristiques des éprouvettes

2.2.1. Géométrie

Cette étude comprend 25 éprouvettes composées d'une plaque principale de 1200 mm de longueur sur laquelle sont soudés deux renforts, un sur chaque côté et distants de 30 cm. La plaque principale a une section de 150 mm de largeur et de 25 mm d'épaisseur ; la section de chaque attache est respectivement de 130 mm de largeur et de 12 mm d'épaisseur (Fig.2.1).

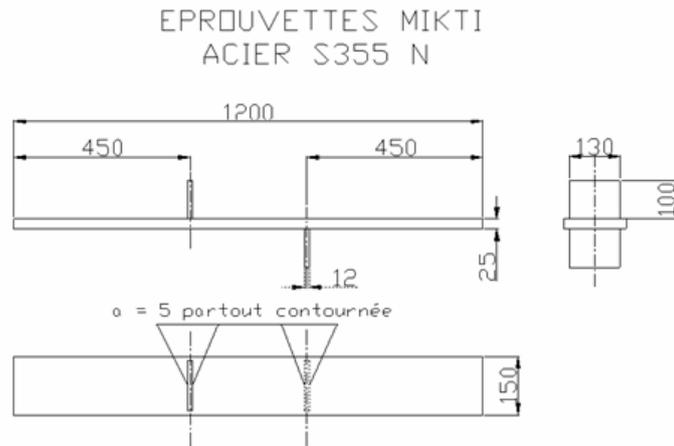


Figure 2.1. Caractéristiques d'une éprouvette

La Fig.2.2 donne un aperçu de cette éprouvette montée sur le banc de fatigue du LCPC.



Figure 2.2. Vue générale d'une éprouvette sur le banc de fatigue du LCPC

2.2.2. Matière

Les éprouvettes, ou corps d'épreuve, sont en acier S355 N selon la norme NF EN 10025-12/1993. Il s'agit d'un acier de base et de qualité non allié avec un taux de carbone à 0,2% maximum. Cette nuance d'acier est soudable et son extension N indique qu'il peut être normalisé et thermoformé après livraison. La limite d'élasticité minimale R_e est de 355 daN pour le renfort et de 345 daN pour la tôle principale. La résistance minimale à la traction R_m est comprise entre 490 et 630 daN et l'allongement minimal est de 20%. Une coupe métallographique présente un taux d'inclusion de type oxydes D2 gros et une structure en bandes de ferrite majoritaire et perlite (Fig.2.3).

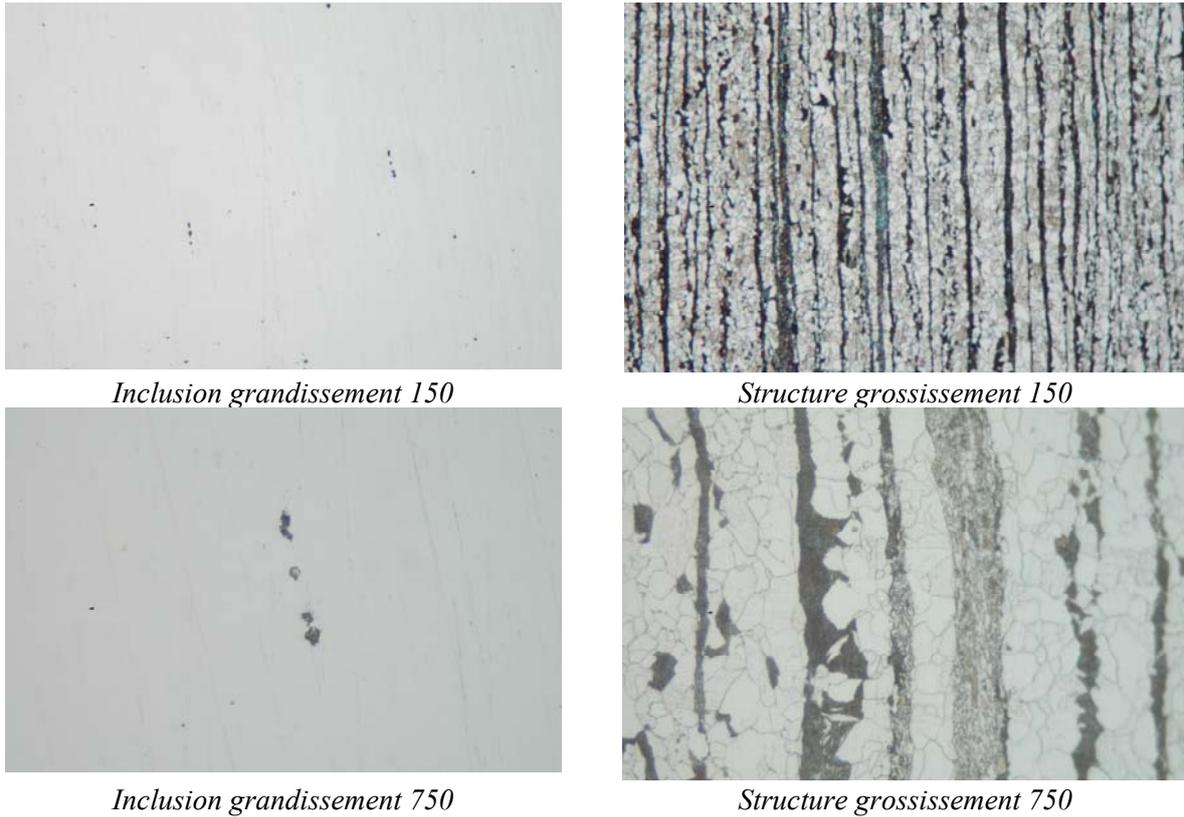


Figure 2.3. Coupe métallographique

2.2.3. Soudures

Les soudures d'angle des attaches sur la tôle principale sont mono-passes et non interpénétrées (à pénétration partielle), de gorge de 5 mm environ. Ces soudures sont brutes, sans traitement thermique post opératoire et leur aspect est conforme à la qualité de classe 2 courante pour les ouvrages d'art (Fig.2.4).

2.2.4. Revêtement

Après sablage SA 2.5, un revêtement anticorrosion a été appliqué à l'ensemble des éprouvettes hormis deux éprouvettes limitées au primaire seul et une sans protection. Cette peinture à base de caoutchouc s'est avérée incompatible avec les produits de magnétoscopie et de ressuage (Fig.2.5). Cette protection a été retirée par sablage puis un nouveau système de protection, apprêt et peinture époxy, a été appliqué.

Les difficultés rencontrées pour initialiser les fissures ont conduit à un choix de création de contrainte locale par point de fusion TIG. La peinture des cordons de soudure et de ses abords a été décapée par ponçage au papier abrasif afin de réaliser les points de soudure (Fig.2.6).



Figure 2.4. Coupe d'une soudure avec attaque chimique

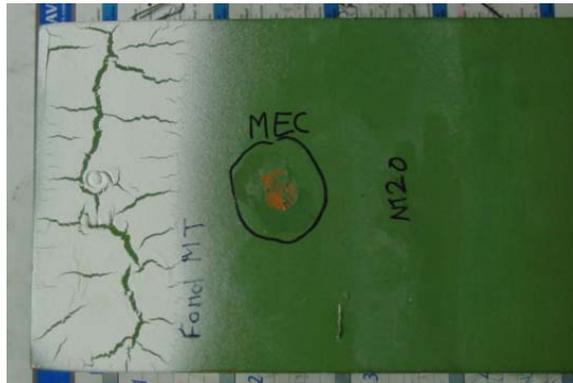


Figure 2.5. Craquelure des produits CND sur la peinture initiale 45D2

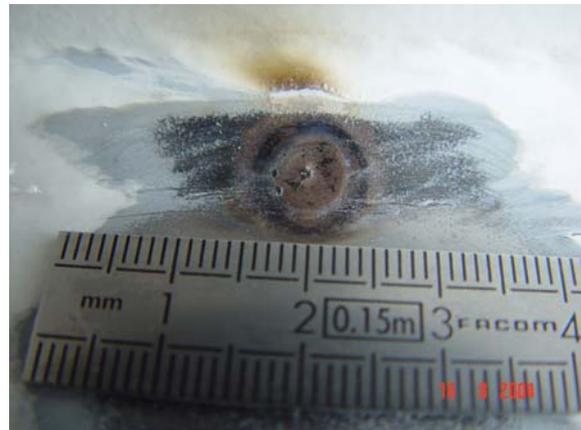


Figure 2.6. Point de soudure TIG sur le cordon de soudure



Figure 2.7. Peinture de recouvrement des points de fusion TIG

Deux couches de peinture époxy ont été appliquées afin de cacher les positions des points TIG et de recréer les conditions initiales de contrôles avec un système protection anticorrosion (Fig.2.7).

2.2.5. Repérage

Les éprouvettes sont numérotées E00 à E23 et E25. Pour chaque éprouvette les faces sont repérées A et B et les bords 1 et 2 (Fig.2.8).

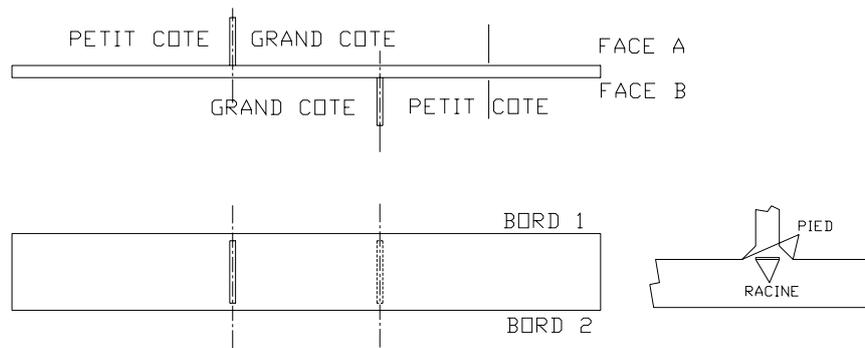


Figure 2.8. Repérage des faces et des bords

2.3. Rappel sur les essais de fatigue

2.3.1. Protocole

Le document [R02-MIK-5A-01, 2002] décrit le protocole des essais de fatigue et de détection de fissures. Ce document encadre le projet depuis la réalisation des éprouvettes jusqu'à la planification de cette étude en passant par la description des contraintes à appliquer et la répartition des contrôles CND. La structure de ce protocole a été appliquée et les éléments le constituant ont été adaptés au fur et à mesure de l'avancée des essais et des contraintes rencontrées.

2.3.2. Calibration

La calibration a consisté à adapter les contraintes nécessaires, à l'initiation des fissures, à leur propagation et à leur marquage mécanique et aux valeurs théoriques du projet. Elle s'est avérée longue et difficile, particulièrement pour l'initiation des fissures.

2.3.3. Initiation des fissures

L'application du protocole initial n'a pu induire de fissures après quatre millions de cycles sur une éprouvette. Le nombre des cycles et la valeur des contraintes ont été augmentés afin de faciliter la fissuration. Une première éprouvette a été amenée à fissuration. L'état d'avancement de la première fissure se situant loin des jauges de déformation, celle-ci a été détectée tardivement et dans un état avancé (50 mm). Cet essai n'a donc pas permis de conclure. Les cycles et les contraintes ont aussi été augmentés sans succès sur une deuxième éprouvette (pas de fissure après trois millions de cycles, éprouvette n° 19).

Devant l'importance à la fois des variations de contrainte (qui dépassent les valeurs maximales applicables par l'EPFL) et du nombre de cycles nécessaires (peu compatible avec la nécessité de tenir un planning raisonnable pour les essais), un autre moyen pour faciliter l'apparition d'une fissure a été adopté : des points de fusion à la torche TIG ont été créés en pied de cordon pour produire des défauts de surface artificiels.

Toutes les éprouvettes testées ont bénéficié de cette préparation hormis celle entaillée au mini disque abrasif (fissuration après un million de cycles, éprouvette n° 19). Cette technique offre l'avantage de définir la position géométrique de l'initiation de la fissure, mais le revêtement de peinture est à retirer avant les points de fusion, et de plus on peut craindre qu'elle ne soit pas représentative de la forme exacte des amorces de rupture sur ouvrage. Cependant elle s'est avérée être le seul moyen d'avancer dans la démarche compte tenu des exigences à respecter.

Après application des points de fusion TIG, les tôles ont subi un premier bloc de fatigue de 110 000 cycles avec les contraintes suivantes : $\sigma_{\max} = 244$ MPa; $\sigma_{\min} = 24$ MPa; $\Delta\sigma = 220$ MPa; $R \approx 0,1$.

Des blocs de 20 000 cycles ont été ensuite appliqués jusqu'à ce qu'un contrôle CND révèle la présence d'une fissure (Tab.2.1).

La fissure est supposée initiée dès lors qu'un contrôle aux ultrasons donne un signal sensiblement supérieur à l'état initial. Le contrôle effectué n'a pas alors été soumis au seuil de détection de la procédure de contrôle par ultrason adopté par la suite.

2.3.4. Vitesse de propagation des fissures

Une fois le protocole d'initiation appliquée, la vitesse de propagation de la fissure s'est avérée compatible avec le rythme des contrôles non destructifs à réaliser. Après initiation de fissure repérée par CND, les tôles ont subi des blocs de propagation par fatigue de 150 000 cycles avec les contraintes suivantes : $\sigma_{\max} = 167$ MPa; $\sigma_{\min} = 17$ MPa; $\Delta\sigma = 150$ MPa; $R = 0,1$.

Les blocs de fatigue de propagation sont réalisés avec un nombre de cycles dégressif fonction de la vitesse de propagation de la fissure (Tab.2.1).

2.3.5. Marquage de la fissure

La protection de surface des éprouvettes par peinture a induit le choix d'un marquage mécanique à défaut d'un marquage chimique. La détection tardive de la première fissure n'a pas permis de réaliser des marquages mécaniques dans de bonnes conditions.

Sur la seconde tôle, les contraintes théoriques n'ont pas donné de marquage repérable sur le faciès après rupture. La contrainte maximale a été relevée avec succès sur la troisième éprouvette sans entraîner une diminution sensible de la vitesse de propagation (risque de modifier la plasticité en fond de fissure).

Après chaque bloc de fatigue de propagation, les tôles ont subi des blocs de marquage de 10 000 cycles avec les contraintes suivantes : $\sigma_{\max} = 200$ MPa; $\sigma_{\min} = 90$ MPa; $\Delta\sigma = 110$ MPa; $R = 0,45$.

Des blocs de fatigue de marquage sont appliqués avec un nombre de cycles dégressif fonction de la longueur de la fissure (Tab.2.1).

Tôle n°XX					
n	σ_{\max}	σ_{\min}	$\Delta\sigma$	R	
110 000	244	24	220	0,098	Bloc de fissuration
Contrôle CND, appliquer des blocs de fissuration de 20 000 cycles jusqu'à détection d'une fissure.					
150000	167	17	150	0,102	Bloc de propagation
10000	200	90	110	0,450	Bloc de marquage
Contrôle CND avant poursuite de la propagation des fissures					

Tableau 2.1. Récapitulatif des cycles et des contraintes appliqués

Il n'y a pas eu de marquage entre la phase d'initiation des fissures et la première phase de propagation, car les contraintes de marquage avaient des valeurs inférieures à celle de l'initiation.

2.3.6. Matériels d'essais de fatigue

Tous les essais de fatigue ont été réalisés sur deux presses de traction, l'une à l'EPFL basée à Lausanne, l'autre au LCPC basée à Nantes. La presse Schenk/Instron 1000 de l'EPFL (Fig.2.9a) a une capacité de 1000 kN en traction pure et de 800 kN en dynamique. La course maximale du vérin est de 250 mm, la longueur maximale de l'éprouvette est de 1400 mm et la fréquence usuelle de fatigue est de 4 à 10 Hz. La presse Instron du LCPC, asservie par électronique (Fig.2.9b), a une capacité de 2 500 kN en traction pure et de 1 500 kN en dynamique. La course maximale du vérin est de 250 mm, la longueur maximale de l'éprouvette est de 2000 mm et la fréquence usuelle de fatigue est de 1 à 5 Hz. Cette presse a eu des problèmes techniques importants qui ont nécessité des immobilisations de plusieurs mois.

2.3.7. Mise en route d'un essai de fatigue au LCPC

Lors de la calibration une jauge d'extensométrie, pour la mesure de déformation de l'éprouvette, s'est révélée peu efficace pour repérer un début de fissure du fait de la position aléatoire de l'amorce de la fissure. Cette technique de suivi n'a pas été retenue par la suite.



a) Presse Schenk/Instron 1000 (EPFL)



b) Presse Instron (LCPC)

Figure 2.9. *Presses utilisées pour les essais de fatigue*

Une attention particulière a été portée à l'alignement de l'éprouvette dans l'axe de la presse lors de chaque pose. L'éprouvette a ensuite été mise en charge à une valeur supérieure d'environ 10% de la charge maximale de l'essai de fatigue afin de « bloquer » les mors en position. Le contrôle des charges à appliquer pour l'essai de fatigue est effectué par un PID. Une fréquence de 2 à 5 Hz a été appliquée de façon à s'ajuster aux contraintes liées à la disponibilité de la presse, de la présence nécessaire à certaines étapes des personnels, de la température de l'huile...

Des limites de sécurité basées sur l'allongement de l'éprouvette ont été intégrées sur la presse afin d'éviter une rupture non programmée. Un déclenchement éventuel entraîne un contrôle approfondi de toutes les soudures ; peu de cas se sont présentés au LCPC.

2.3.8. Planification

La planification initiale [*R02-MIK-5A-01, 2002*] s'est vite révélée impossible à tenir du fait de différents facteurs. On peut citer les difficultés pour obtenir une calibration correcte, les pannes des presses, la disponibilité des équipes en charge des contrôles et des essais de fatigue, les contrôles complémentaires sous-traités et enfin les immobilisations aux frontières franco-suisse lors des transports des éprouvettes.

La calibration des essais (calibration des cycles...) a été réalisée d'abord à l'EPFL puis à Nantes du fait des contraintes élevées appliquées aux éprouvettes.

L'ensemble des initiations de fissure a été mené par le LCPC en raison des capacités réduites de la presse de l'EPFL pour atteindre le seuil de contrainte calibré.

Initialement un total de dix étapes de fissuration et de propagation était programmé avec des contrôles systématiques toutes les 20 éprouvettes réparties en 4 lots. Ce roulement n'a pas été engagé car la calibration a montré la nécessaire différenciation entre contraintes de fissuration et de propagation.

En pratique la propagation des fissures a été réalisée en 5 étapes sur une durée de 2 ans et demi contre un an dans le planning très optimiste initial. L'EPFL a réalisé les essais de fatigues des lots n°1 et n° 2 et le LCPC des lots n° 3 et n°4 ; les contrôles non destructifs, à l'exception d'un cas pour un lot, ont toujours été réalisés après la fatigue d'un lot. La Fig.2.10 donne une représentation graphique des présences des lots sur différents sites.

2.3.9. Ajustements complémentaires des essais

Au fur et à mesure des essais, les résultats présentent une grande dispersion tant au niveau de l'initiation des fissures que de la vitesse de propagation. Les initiations de fissure ont nécessité de 110 000 cycles pour les plus « sensibles » (cas le plus courant) à 610 000 cycles pour l'éprouvette la plus endurante.

Certaines éprouvettes fissurées n'ont pas présenté de progression lors des premiers contrôles successifs, les cycles et/ou la contrainte ayant alors nécessité d'être augmentés selon les valeurs suivantes :

$$\sigma_{\max} = 172 \text{ MPa}; \sigma_{\min} = 17 \text{ MPa}; \Delta\sigma = 155 \text{ MPa}; R = 0,1$$

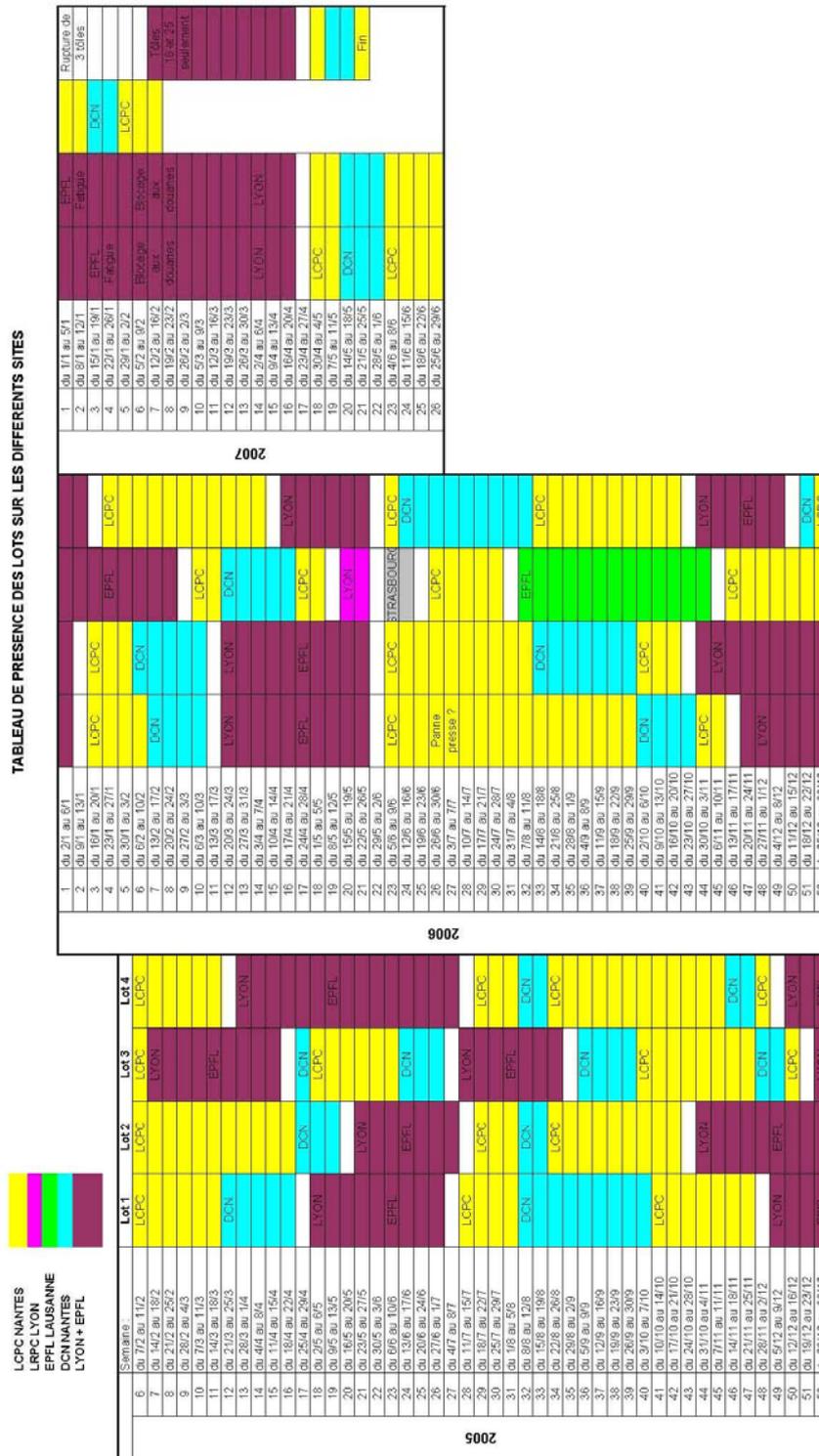


Figure 2.10. Planning de distribution des lots

Bien que les marquages soient tenus ou absents sur certain faciès de rupture (dispersion des comportements mécaniques de l'acier), aucun ajustement des blocs de fatigue n'a pu être réalisé car l'efficacité des marquages ne peut être constatée qu'après rupture.

La calibration a mis en évidence la nécessité d'une différenciation entre les contraintes de fissuration et celles de propagation. Ceci implique une modification des étapes de contrôle. Il a été décidé que chaque éprouvette serait sollicitée jusqu'à fissuration constatée par la méthode ultrasonore exercée au LCPC (presse et technique de contrôle sur place). Le nombre d'étapes de contrôle a donc été diminué et dès que les fissurations ont été détectées les fatigues des lots ont pu être réparties entre l'EPFL et le LCPC. Les Tab.2.2 et 2.3 reprennent toutes les contraintes appliquées aux tôles.

Tôle n°1					Tôle n°2					Tôle n°3					Tôle n°4					Tôle n°5				
n	σ max	σ min	Δσ	R	n	σ max	σ min	Δσ	R	n	σ max	σ min	Δσ	R	n	σ max	σ min	Δσ	R	n	σ max	σ min	Δσ	R
130000	244	24	220	0.098	130000	244	24	220	0.098	180000	244	24	220	0.098	110000	244	24	220	0.098	Montée à 502 kN				
Fissure initiée détectée					Fissure initiée détectée					Pas de fissure					Fissure initiée détectée									
150000	167	17	150	0.102	150000	167	17	150	0.102	150000	167	17	150	0.102	150000	167	17	150	0.102	150000	167	17	150	0.102
10000	200	90	110	0.450	10000	200	90	110	0.450	10000	200	90	110	0.450	10000	200	90	110	0.450	10000	200	90	110	0.450
150000	167	17	150	0.102	150000	167	17	150	0.102	10000	244	24	220	0.098	150000	167	17	150	0.102	150000	167	17	150	0.102
10000	200	90	110	0.450	10000	200	90	110	0.450	100000	244	24	220	0.098	10000	200	90	110	0.450	10000	200	90	110	0.450
150000	167	17	150	0.102	150000	167	17	150	0.102	30000	244	24	220	0.098	150000	167	17	150	0.102	150000	167	17	150	0.102
10000	200	90	110	0.450	10000	200	90	110	0.450	5000	244	24	220	0.098	10000	200	90	110	0.450	10000	200	90	110	0.450
250000	167	17	150	0.102	200000	167	17	150	0.102	10000	200	90	110	0.450	150000	167	17	150	0.102					
10000	200	90	110	0.450	10000	200	90	110	0.450	65000	172	17	155	0.099	10000	200	90	110	0.450					
10 000	200	90	110	0.450	10 000	200	90	110	0.450	40000	172	17	155	0.099	10 000	200	90	110	0.450					
62 812	173	16.4	157	0.095	187 183	173	16.4	157	0.095	10000	200	90	110	0.450	236 759	173	16.4	157	0.095					
246 452	173	16.4	157	0.095	163 354	173	16.4	157	0.095	Fissure initiée					Rupture en BG									
2 385	173	16.4	157	0.095						150000	167	17	150	0.102										
										10000	200	90	110	0.450										
										150000	167	17	150	0.102										
										10000	200	90	110	0.450										
										150000	167	17	150	0.102										
										10000	200	90	110	0.450										
										10 000	200	90	110	0.450										
										Indéterminé	173	16.4	157	0.095										
										Rupture en BG														
										Rupture en AP sous charge 1904kN														
1191649	Total de cycle à ce jour				1180537	Total de cycle à ce jour									996759	Total de cycle à ce jour				480000	Total de cycle à ce jour			

Les fatigues de propagation sont réalisées par l'EPFL

Tôle n°6					Tôle n°7					Tôle n°8					Tôle n°9					Tôle n°10				
n	σ max	σ min	Δσ	R	n	σ max	σ min	Δσ	R	n	σ max	σ min	Δσ	R	n	σ max	σ min	Δσ	R	n	σ max	σ min	Δσ	R
110000	244	24	220	0.098	230000	244	24	220	0.098	190000	244	24	220	0.098	270000	244	24	220	0.098	150000	244	24	220	0.098
Fissure initiée détectée					Fissure initiée détectée					Fissure initiée détectée					Fissure initiée détectée					Signal faible				
150000	167	17	150	0.102	150000	167	17	150	0.102	150000	167	17	150	0.102	150000	167	17	150	0.102	150000	167	17	150	0.102
10000	200	90	110	0.450	10000	200	90	110	0.450	10000	200	90	110	0.450	10000	200	90	110	0.450	10000	200	90	110	0.450
150000	167	17	150	0.102	150000	167	17	150	0.102	150000	167	17	150	0.102	150000	167	17	150	0.102	8000	244	24	220	0.098
10000	200	90	110	0.450	10000	200	90	110	0.450	10000	200	90	110	0.450	10000	200	90	110	0.450	52000	244	24	220	0.098
150000	167	17	150	0.102	150000	167	17	150	0.102	150000	167	17	150	0.102	150000	167	17	150	0.102	Fissure initiée détectée				
10000	200	90	110	0.450	10000	200	90	110	0.450	10000	200	90	110	0.450	10000	200	90	110	0.450	150000	167	17	150	0.102
250000	167	17	150	0.102	235778	167	17	150	0.102	207 304	167	17	150	0.102	200 000	167	17	150	0.102	10000	200	90	110	0.450
10000	200	90	110	0.450	Rupture hors soudure proche B					10000	200	90	110	0.450	10000	200	90	110	0.450	150000	167	17	150	0.102
10 000	200	90	110	0.450	Sous total 945778					10 000	200	90	110	0.450	12 004	200	90	110	0.450	10000	200	90	110	0.450
335 676	173	16.4	157	0.095						132 664	173	16.4	157	0.095	367 385	173	16.4	157	0.095	400 000	167	17	150	0.102
Rupture en BG										Rupture en BG.					Rupture en BG									
																				10000	200	90	110	0.450
					Rupture en AP sous charge 1687kN															10 000	200	90	110	0.450
										Rupture en AP sous charge 1664kN										458 909	173	16.4	157	0.095
															Rupture en AP sous charge ??? kN					Rupture en AP				
1195676	Total de cycle à ce jour				945778	Total de cycle à ce jour									1339389	Total de cycle à ce jour				1568909	Total de cycle à ce jour			

Tableau 2.2. Essais de fatigue et contrôles pour les lots EPFL

toutes les tôles. Deux autres méthodes de CND, la shearographie et la PID, ont été mises en œuvre ponctuellement.

2.4.1. Inspection visuelle

Toutes les soudures des éprouvettes ont fait l'objet d'une inspection visuelle systématique à la fin de chaque cycle de fatigue. À partir d'un stade de fissuration assez avancé, de l'ordre de quelques centimètres en longueur, la déchirure du revêtement de peinture est perceptible. Dans les conditions de laboratoire au LCPC, ce moyen de contrôle a été efficace pour observer la propagation des fissures en approche de rupture. La qualité de l'éclairage, l'orientation et surtout l'observation lors des cycles des éprouvettes améliore la qualité de l'inspection visuelle (Fig.2.11).

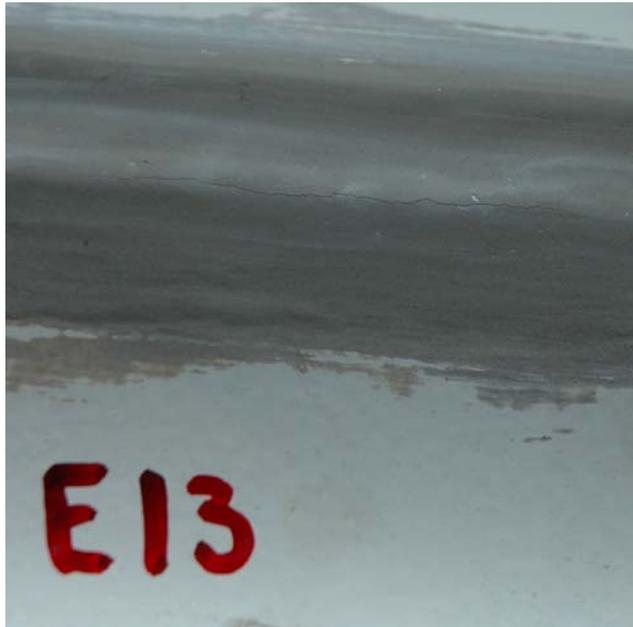


Figure 2.11. *Fissure visible par rupture du revêtement protecteur*

2.4.2. US conventionnel

Les ultrasons sont des ondes mécaniques générées à partir d'un élément piézo-électrique excité à une fréquence comprise pour de nombreuses applications entre 2 et 5 MHz. Cet élément est souvent fixé d'un côté sur une semelle en matière plastique et de l'autre à un amortisseur, l'ensemble constituant ce que l'on nomme « traducteur ». Les ultrasons sont transmis dans la pièce à contrôler par l'intermédiaire d'un milieu de couplage, et se propagent à une vitesse qui dépend du matériau.

Lorsque les ultrasons rencontrent un défaut favorablement orienté par rapport à l'onde incidente, un écho revient vers le traducteur. Cette énergie mécanique réfléchie est transformée en signal électrique par l'élément piézo-électrique et se signale par un écho sur le système de visualisation de l'appareil à ultrasons. La position de l'écho permet de déterminer la profondeur de l'indication dans la pièce et d'en apprécier le caractère volumique ou non volumique.

Cette technique présente des avantages :

- accès nécessaire à un seul côté de la pièce,
- très sensible pour la détection des défauts plans,
- contrôle possible de compacité de la totalité d'un volume donné,
- positionnement des indications détectées dans l'épaisseur

- estimation de l'importance d'une indication à l'aide de son pouvoir réfléchissant (contrôle en réflexion) ou de l'atténuation produite (contrôle en transmission)
- automatisation et traçabilité possibles à l'aide de moyens d'imageries

Les documents [R02-MIK-5B-01, 2002] et [R02-MIK-5A-02, 2002] décrivent cette technique.

Le matériel (générateur, traducteur, récepteur...) utilisé par le LCPC (identique à celui du LRPC de Lyon) est d'un usage courant dans le cadre des contrôles de conformité des soudures interpénétrées communément réalisées en ouvrage d'art. Le générateur-récepteur est une unité USM25 dont la plage de fréquence s'étale de 0,2 MHz à 20 MHz, et a été réglé sur la plage 0,8-8 MHz. Le palpeur d'ondes longitudinales de diamètre 10 mm est référencé K4N et fonctionne à une fréquence de 4 MHz. Le palpeur d'ondes transversales à 45° et de section 8×9 mm est référencé MWB45-4 et fonctionne à une fréquence de 4 MHz. Le palpeur d'ondes transversales à 60° et de section 8×9 mm est référencé MWB60-4 et fonctionne à une fréquence de 4 MHz. Le couplant employé est référencé ZG-F. Ces matériels et leurs accessoires sont de marque Krautkramer.

Le contrôle par ultrasons est applicable à de nombreux matériaux pourvu qu'ils ne présentent ni une trop forte atténuation ni une anisotropie importante. Les matériaux métalliques, thermoplastiques, composites, céramiques peuvent être contrôlés par ce procédé. Les ultrasons permettent la détection de tous défauts engendrant une variation locale des propriétés ultrasonores de la pièce. Le contrôle des soudures peut être effectué entre -20°C et 150°C. Il existe des solutions en dehors de cette gamme mais plus complexes à mettre en œuvre.

Le contrôle ultrasonore est notamment utilisé pour le contrôle :

- des pièces moulées : retassures, vermiculures, variations locales de structure, ségrégations, porosités...
- des pièces forgées : retassures, criques, repli de forge. L'orientation du faisceau ultrasonore doit prendre en compte le fibrage de la pièce,
- en service : les défauts apparaissant en service tels que fissures ou corrosions peuvent être détectés par ultrasons. Cependant, les fissures de fatigue peuvent ne pas être décelées si elles sont trop resserrées ainsi que les fissures de corrosion sous tension en raison des produits qu'elles contiennent.
- des soudures avant et après traitement thermique.

Le contrôle par ultrasons peut être appliqué avec profit aux soudures réalisées sur les aciers non alliés et faiblement alliés de nuance ferritique ainsi que sur les alliages légers. Le contrôle des soudures sur aciers austénitiques est réalisable, mais nécessite la mise au point d'une procédure particulière.

Avant soudage, il est nécessaire d'effectuer, dans le cas des tôles et des produits forgés, un contrôle par ultrasons pour détecter des défauts pouvant gêner le contrôle après soudage (délamination, ségrégation, anisotropie, dans le cas des tôles : retassures, criques, repli de forges dans le cas des produits forgés). Pendant soudage, le contrôle ultrasonore peut être effectué mais est délicat de mise en œuvre car le remplissage partiel de la soudure peut gêner le contrôle. Après soudage, le contrôle ultrasonore est bien adapté pour le contrôle des épaisseurs soudées comprises entre 8 et 100 mm mais est adaptable en dehors de cette fourchette. Grâce aux techniques d'examen mises en œuvre, tous les types de soudure peuvent être examinées (bout à bout, d'angle et à recouvrement).

Les signaux recueillis permettent d'en ressortir les déterminants géométriques (début et fin) et l'intensité. Les réglages employés pour l'appareillage ont été élaborés par le LRPC de Lyon dans le cadre de la présente étude [R07-MIK-5A-01, 2007]. Le matériau constitutif des éprouvettes permet une bonne transmission des ondes ultrasonores. Le type de soudure employé n'est cependant pas compatible avec les normes habituelles déterminant leur contrôle par ultrasons.

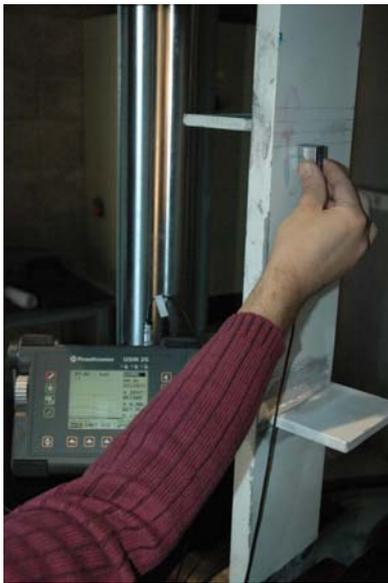
Les normes NF EN 1712 à 1714 régissent la bonne mise en œuvre d'un contrôle des soudures par ultrasons mais elles ne peuvent être appliquées dans cette étude car les soudures sont non traversantes. De même la conservation d'un revêtement de surface entraîne cette exclusion.

En conséquence une procédure spécifique a été rédigée par le LRPC de Lyon afin d'adapter la technique au cas de ces essais avec des soudures non traversantes et la présence de peinture. La référence [R07-MIK-5A-01, 2007] donne les détails de cette procédure et, en particulier, le matériel utilisé, l'étalonnage de la chaîne de contrôle, la réalisation des contrôles ainsi que l'expression des résultats. Le matériel a été étalonné et régulièrement vérifié à l'aide d'un bloc d'étalonnage normalisé.

L'absorption variable de la couche de protection sur une même éprouvette et entre éprouvettes, a conduit au choix nécessaire d'un seuil arbitraire. Ce seuil a été déterminé, lors des contrôles initiaux, afin d'obtenir un bon compromis temps passé-informations recueillies. Ce seuil n'a pas été modifié par la suite lors des essais. Étant donné qu'il s'agit de soudures non traversantes les signaux recherchés, témoins d'une fissuration, sont créés par effet de coin. La caractérisation des défauts, plan ou sphérique, n'a pas été recherchée. Compte tenu de l'objet des contrôles, tout défaut qui apparaît en cours d'essai de fatigue est qualifié comme fissure.

Les contrôles ont été réalisés depuis la face opposée aux soudures et le positionnement s'est fait au 1/2 bond. Les propriétés intrinsèques de transmission des ultrasons (absence de défauts de laminage, de dédoublement de tôle ou d'adhérence du film de peinture) ont été vérifiées à chaque contrôle à l'aide du palpeur à ondes longitudinales sur la zone nécessaire aux contrôles de la soudure. Les contrôles ont été réalisés au palpeur à 45° sur les pieds et les racines des soudures depuis la tôle principale. Des contrôles au palpeur à 60° n'ont pas été poursuivis car les signaux présentaient une baisse importante de la sensibilité par rapport au palpeur à 45°.

Le pied et la racine de chaque soudure sont auscultés de façon à bénéficier de l'effet de coin et à minimiser les échos générés par la présence des cordons et du talon non pénétré. La technique retenue pour ces contrôles est la réflexion.



a)



b)

Figure 2.12. Contrôle a) éprouvette sous charge - b) éprouvette déposée

Le contrôle manuel par ultrasons prend un temps assez long sur ce type de soudure car le nombre de signaux est important. Les racines des soudures génèrent des signaux importants dès le contrôle initial. Ils sont d'une intensité qui dépasse régulièrement le seuil fixé dans cette étude et ont constitué un temps de contrôle important. Néanmoins l'absence d'évolution de ceux-ci n'a pas entraîné de déclaration de fissure dans ces zones. Les défauts géométriques en pied de soudure, caniveaux, génèrent des signaux mais sont peu importants dans l'ensemble. Par contre les défauts de surface, dus vraisemblablement à la peinture, ont parfois induits des signaux importants qu'il n'était pas toujours aisé d'identifier. Le revêtement de peinture n'a pas présenté de défaut d'adhérence ni d'évolution sensible de transmission des ultrasons. La Fig.2.12 donne un aperçu des contrôles ultrasons sur éprouvettes menés au LCPC.

Le contrôle par ultrasons sur site peut présenter des difficultés de mise en œuvre. En effet, la qualité du contrôle est conditionnée par l'accès à la face opposée aux soudures qui est nécessaire pour le palpement et à l'accès à la face coté soudures qui est indispensable au bon positionnement géométrique. L'adhérence des revêtements anticorrosion et esthétique est indispensable pour la transmission des ondes ultrasonores. De plus, la constitution même de ce revêtement peut générer des signaux qui peuvent être interprétés comme des fissures. Le principe de contrôle ultrasonore avec des ondes transversales peut être appliqué avec une sonde « multi-éléments ». Celui-ci a été mis en œuvre sur une tôle lors du dernier contrôle ; une description plus détaillée est présentée dans la section 2.4.6.

2.4.3. Ressuage

Le ressuage consiste à appliquer sur une surface à contrôler préalablement nettoyée, un pénétrant coloré ou fluorescent qui va pénétrer par capillarité dans les défauts débouchants (Fig.2.13) :

- après un temps d'imprégnation de 15 à 20 mn à température ambiante, l'excès de pénétrant est éliminé par lavage
- après séchage, un révélateur blanc est appliqué sur la surface à contrôler
- le pénétrant contenu dans les défauts éventuels ressort alors dans le révélateur
- les images de défauts apparaissent immédiatement ou jusqu'à 30 mn après l'application des révélateurs.

Deux modes opératoires sont principalement utilisés : les pénétrants colorés lavables à l'eau avec un révélateur à support organique et les pénétrants fluorescents pré-émulsionnés avec un révélateur sec, ce dernier mode étant le plus sensible. Cette technique présente les avantages suivants :

- facilité de mise en œuvre manuellement sur chantier,
- économique et insensible à l'orientation des défauts par rapport à la surface,
- détection possible de petits défauts susceptibles de générer des fuites,
- possibilité de lignes automatisées de contrôle utilisable sur des matériaux non ferromagnétiques pour lesquels le contrôle magnétoscopique est inefficace,
- utilisable sur des pièces ferromagnétiques lorsque les problèmes de désaimantation sont critiques ou lorsque les pièces présentent une géométrie trop complexe.

Les documents [R02-MIK-5B-01, 2002] et [R02-MIK-5A-02, 2002] décrivent cette technique.

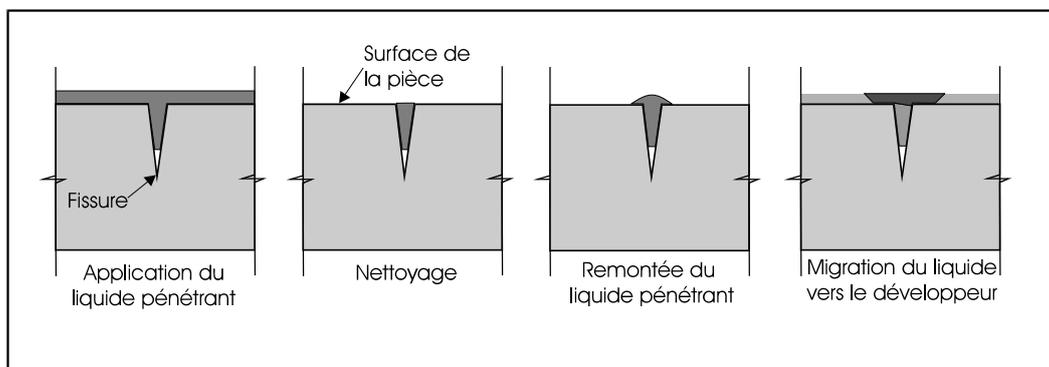


Figure 2.13. Opérations fondamentales de l'inspection par ressuage

La technique de ressuage dite humide à la lumière blanche a été retenue pour quelques essais. La gamme de produits utilisés est de marque BABB Co :

- dégraissant N 120,
- pénétrant rouge DP 55 Sherwin,
- révélateur blanc D 100.

Le ressuage permet de détecter des défauts de compacité débouchants en surface sur des matériaux non poreux. Le ressuage est utilisé pour le contrôle :

- des pièces moulées,
- des pièces forgées,
- après rectification et/ou traitement thermique de pièces mécaniques,
- après traitement thermique,
- sur produits laminés ou étirés,
- en service.

Les fissures de fatigue et de corrosion peuvent, si les conditions sont favorables, être mises en évidence par ressuage. Le contrôle par magnétoscopie est en général mieux adapté dans ce cas des soudures. Avant soudage, il peut être utilisé pour effectuer un contrôle de toutes les surfaces devant recevoir des soudures (face des chanfreins par exemple) revêtements ou rechargements. Pendant soudage, il peut être mis en œuvre, par exemple, lors d'une reprise envers pour s'assurer de l'élimination complète de défauts pouvant subsister à la racine du joint (manque de pénétration, fissures...), ou entre passes (dans ce cas, le contrôle peut être effectué après la 1^{ère} passe, puis toutes les passes, ou toutes les trois passes). Après soudage, il permet la détection des défauts suivants pourvu qu'ils débouchent à la surface : fissures, piqûres, retassures, certains manques de fusion, et les débordements.



Figure 2.14. *Contrôle par ressuage sur éprouvette déposée*

La méthode de contrôle par ressuage n'a pu être appliquée dans cette étude. En effet le produit pénétrant doit avoir un accès libre à la fissure débouchante pour être efficace. Cette condition n'a pu être respectée car l'élasticité du revêtement de peinture lui permet de ne pas fissurer dans les premiers stades de la fissuration. Toutefois quelques mises en œuvre ont été réalisées sur des éprouvettes proches de la rupture (Fig.2.14).

Le contrôle par ressuage sur site nécessite le retrait de tout revêtement de protection autre que métallisation. D'autre part la rugosité doit être limitée, à l'état initial ou bien après nettoyage de l'oxydation.

2.4.4. Magnétoscopie

La magnétoscopie consiste à soumettre une zone à contrôler à l'action d'un champ magnétique continu ou alternatif (Fig.2.15). Les défauts éventuels engendrent un champ de fuite à la surface de la pièce. Ce champ de fuite est matérialisé au moyen d'une poudre ferromagnétique très fine, pulvérisée sur la surface à examiner et attirée au droit du défaut par les forces magnétiques. Il existe de nombreux moyens d'aimantation et de produits (poudre sèche ou en suspension dans un liquide) adaptés à : la forme de la pièce, l'orientation du défaut recherché. La méthode est rapide car les phénomènes d'aimantation sont immédiats.

Cette technique présente les avantages suivants :

- facilité de mise en œuvre manuellement sur chantier,
- économique,
- résultats quasi immédiat,
- détection des défauts débouchants matés ou bouchés et des défauts sous-jacents.

Les documents [R02-MIK-5B-01, 2002] et [R02-MIK-5A-02, 2002] décrivent cette technique.

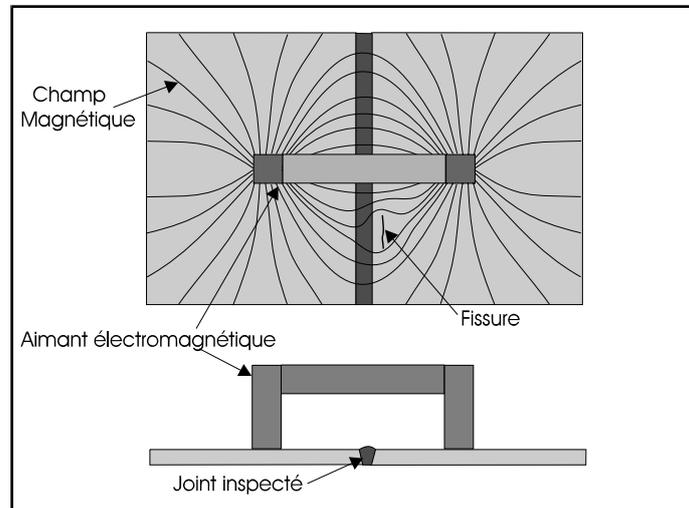


Figure 2.15. Application de la magnétoscopie

Le LRPC de Lyon a utilisée une méthode portable, composée d'un générateur Sofranel type 131-09-05 (42volts ; 50 Hz) et d'une pince Sofranel type ES.X (42volts ; 50 Hz). L'appareil assure une valeur efficace d'au moins 2 kA/m. La technique à la lumière blanche a été retenue. La gamme de produits utilisés est de marque BABB Co : solvant pour fond blanc B015, fond Blanc B104, révélateur magnétique noir B103. L'EPFL a utilisé un matériel portatif Tiede RWM 229N, 50,60Hz, 2,9/2 A/cm. Le champ appliqué est de 15/20 A/cm (nominal). L'appareil entraîne peu de rémanence, inférieure à 2A/cm à nulle.

La magnétoscopie permet de détecter des défauts de compacité débouchant en surface ou proches de la surface sur des matériaux ferromagnétiques tels que aciers ordinaires au carbone, aciers ferritiques ordinaires et au chrome (13 % de chrome), aciers martensitiques, fontes, nickel, cobalt. Les aciers austénitiques ne sont pas ferromagnétiques. On considère qu'un matériau est ferromagnétique lorsque soumis à un champ continu de 2400 A/m, il présente une induction d'au moins 1 Tesla. Deux modes opératoires sont principalement utilisés : les « encres noires » avec application préalable de laque de contraste et les produits fluorescents, ce dernier mode étant le plus sensible. La magnétoscopie est utilisée pour le contrôle :

- des pièces moulées :
 - o criques dans les congés de raccordement,

- réseaux de fissures superficielles...
- des pièces forgées :
 - criques correspondant à des déchirures superficielles,
 - tapures ou fissures survenant au refroidissement,
 - retassures comportant des fissures de décohésion...
- des produits laminés et étirés :
 - dédoubleures débouchantes,
 - repliures,
 - fissures sur les peaux tendues des produits emboutis ou cintrés après traitement thermique...
- des produits laminés ou étirés et boulonnerie en service : les fissures de fatigue peuvent, si les conditions sont favorables, être détectées.

Les fissures de corrosion sous tension sont généralement bien décelées ainsi que les fissures d'origine thermique des soudures. Avant soudage, elle peut être utilisée par exemple pour effectuer un contrôle des faces des chanfreins de soudure. Pendant soudage, elle peut être mise en œuvre, par exemple, lors d'une reprise envers pour s'assurer de l'élimination complète de défauts pouvant subsister à la racine du joint (manque de pénétration, fissures...), ou entre passes (dans ce cas, le contrôle peut être effectué après la 1ère passe, puis toutes les passes, ou toutes les trois passes).

Après soudage, elle permet la détection des défauts superficiels ou sous-jacents comme les fissures, retassures de cratères, manques de pénétration sur chanfrein en X en adaptant la nature du champ d'aimantation et en adoucissant l'état de surface, manques de fusion situés entre le métal de base et au voisinage des raccords ou des bourrelets de pénétration.

La méthode portable utilise un champ magnétique afin de détecter les fissures transversales à ce champ. L'éprouvette est nettoyée avec un solvant afin de retirer les traces de graisse... Après séchage, une peinture blanche est appliquée afin d'obtenir un fond blanc. Après séchage du fond blanc, une liqueur avec de fines particules magnétiques noires est appliquée par vaporisation sur la surface à contrôler. Aussitôt les deux « becs » de la pince sont posés, l'un sur la tôle et l'autre sur le raidisseur (Fig.2.16). Cette méthode de travail peut être mise en œuvre sur site mais elle nécessite un certain temps de préparation : nettoyage, application d'un fond blanc puis de la liqueur magnétique et du contrôle. Aussi il est possible que les configurations géométriques rendent plus difficile la mise en œuvre et la lecture (en hauteur, oblique...).

La méthode sur banc de magnétoscopie a utilisé un champ magnétique longitudinal afin de détecter les fissures transversales à ce champ. L'éprouvette est posée sur deux plots générateurs de l'onde magnétique. Une liqueur magnétique est versée sur l'éprouvette en même temps que le champ magnétique qui est ensuite maintenu pendant environ une minute. Une croix de Berthold a été positionnée sur l'éprouvette et la marque transversale fut bien marquée pour chaque contrôle. L'observation s'effectue immédiatement sous lumière ultraviolette dans la pénombre. Les particules magnétiques fluorescentes sont alors visibles. L'éprouvette est ensuite mise à égoutter puis nettoyée avec du papier absorbant.

Cette méthode sous lumière ultraviolette (Fig.2.17) offre l'avantage d'être plus sensible que celle sous lumière blanche. La recherche d'une détection précoce de l'amorçage des fissures a décidé de l'utilisation de ce matériel. Le champ magnétique appliqué a été réglé trop fort, ce qui a provoqué un marquage de la ZAT et, en conséquence, masqué les amorces de fissure (un champ magnétique trop fort révèle la ZAT et masque les petites fissures). Ce matériel peut être difficilement mis en œuvre sur site.



Figure 2.16. Révélation d'une fissure par magnétoscopie à la lumière blanche

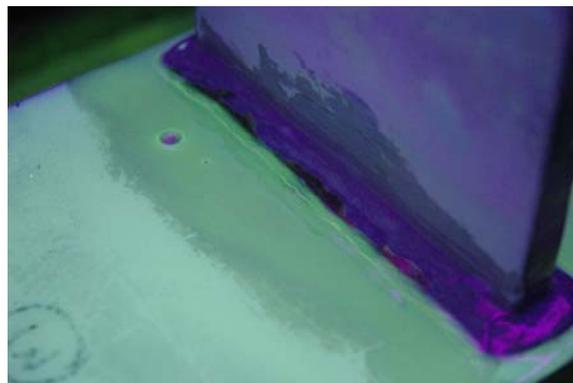


Figure 2.17. Révélation d'une fissure par magnétoscopie à la lumière ultraviolette

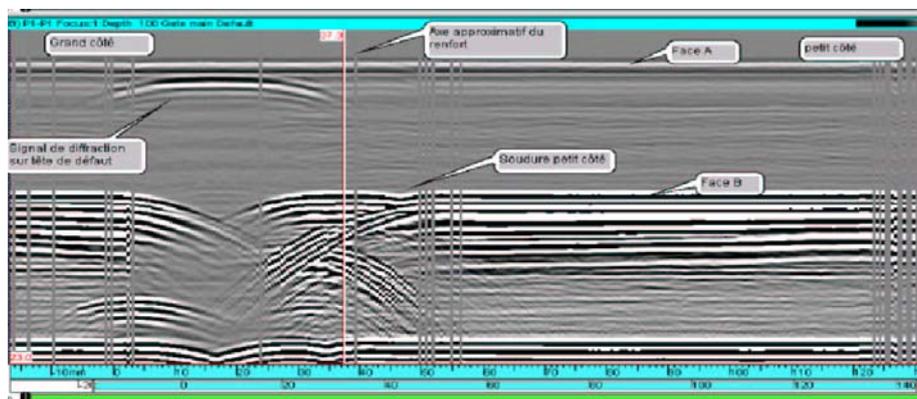


Figure 2.18. Exemple de visualisation de défaut par méthode TOFD



Figure 2.19. Matériel TOFD

2.4.5. US TOFD

Une paire de transducteurs fortement amortis fonctionnant en transmission est déplacée parallèlement à l'axe de la soudure à contrôler ou au défaut à expertiser au moyen d'un chariot mécanique. Le contrôle est effectué avec un gain important (proche du bruit de structure). En présence d'un défaut, les extrémités de celui-ci diffractent les ondes ultrasonores émises par le premier transducteur (Fig.2.18). Ces ondes sont détectées par le second transducteur ainsi que l'écho de fond et l'onde latérale transmise sous la surface. Une image de type D-Scan, représentant une coupe latérale de la soudure, est alors générée en temps réel. Cette technique présente les avantages suivants :

- sensibilité de détection accrue (par rapport aux techniques standard),
- rapidité d'exécution,
- dimensionnement très précis (longueur, hauteur, profondeur),
- exploitation numérique de la cartographie résultante,
- alternative aux rayonnements ionisants pour le contrôle de fortes épaisseurs.

L'annexe D de la référence [R07-MIK-5A-01, 2007] donne des détails supplémentaires sur cette technique. Le matériel utilisé est spécifique à la Direction des Constructions Navales (Fig.2.19).

Le TOFD repose sur un principe très différent du contrôle ultrasonore conventionnel, puisqu'en effet il exploite les phénomènes de diffraction générés par les bords des défauts. De ce fait il permet à la fois d'assurer la détection des hétérogénéités dans les soudures ou le matériau de base d'un équipement et une appréciation de la hauteur réelle des défauts mis en évidence. Le contrôle manuel conventionnel (en dehors des situations d'expertise) se limite en général à comparer le pouvoir réfléchissant de l'indication détectée par rapport à un réflecteur artificiel. Le TOFD est donc particulièrement bien adapté pour :

- expertiser des zones suspectes notamment celles jugées hors tolérance lors des contrôles réglementaires effectués sur les constructions soudées (appareils à pression, tuyauteries soumises ...) La hauteur des défauts peut être appréciée dès l'instant où celle-ci est supérieure à plusieurs mm. Un calcul de nocivité de défaut par la mécanique de la rupture peut alors être effectué à partir des valeurs de hauteur et de ligament restant. Dans la plupart des situations, le défaut jugé inacceptable peut alors être laissé en l'état moyennant la mise en place d'un suivi périodique,
- réaliser un point zéro sur une construction soudée et suivre l'évolution des indications détectées. Il est en effet assez fréquent, que des procédés CND différents soient appliqués lors de la fabrication et en service, des défauts présents à l'origine peuvent alors devenir inacceptables. Un contrôle TOFD réalisé à la fabrication permet d'éviter de se trouver confronté à ce dilemme,
- contrôler à température élevée : l'emploi du TOFD est facilité car une simple translation de la paire de transducteurs est nécessaire au lieu du balayage classiquement utilisé par le contrôle conventionnel. Le fait que la valeur de l'épaisseur contrôlée soit matérialisée sur l'image améliore la précision des mesures car les corrections à apporter liées aux variations de vitesse ultrasonore peuvent être facilement effectuées,
- détecter rapidement des défauts de soudure,
- détecter et dimensionner des corrosions survenant à la racine d'un joint soudé,
- dimensionner et suivre des défauts survenus en service : fissure de fatigue, fissure de corrosion sous réserve d'ouverture suffisante et d'absence de produit remplisseur perturbateur,
- contrôler les fortes épaisseurs.

La méthode TOFD est basée sur la détection de signaux de diffraction sonore en extrémité de défaut. Dans le cas des éprouvettes du PN MIKTI, la recherche de fissures initiées depuis les soudures des

renforts consiste en un seul balayage, Bscan, longitudinal à la soudure inspectée et depuis la face opposée à celle sur laquelle est soudé le renfort. Ce balayage est réalisé manuellement. La position du couple est repérée par un codeur incrémental. On acquiert les signaux ultrasons au pas de 0,5 mm. On obtient une image « en coupe » de la tôle de base à l'aplomb de la soudure inspectée. Deux Bscans sont nécessaires pour contrôler un renfort, soit un Bscan par soudure.

Le Bscan donne, après linéarisation, une première mesure de profondeur des indications détectées, ainsi qu'une approximation de la longueur du défaut (dans certaines conditions) (pas de longueur si défaut inférieur à 10 mm).

L'analyse du seul Bscan ne permet pas de statuer sur la position de l'extrémité de la fissure transversalement à l'axe du renfort. De même, il ne serait pas possible de discriminer deux fissures se propageant dans des plans parallèles. Aussi une acquisition de type Dscan, est effectuée pour palier cet inconvénient on réalise alors un balayage transversal au renfort et à l'aplomb de la fissure. Ce Dscan permet en outre d'affiner la mesure de la profondeur du défaut.

La méthode TOFD présente cependant quelques désavantages :

- difficulté de caractérisation des indications très proches de la surface de palpation (moins de 6mm). C'est-à-dire la face opposée aux soudures ;
- l'état de surface de palpation doit permettre le couplage des traducteurs ultrasons ;
- sensibilité réduite lorsque les défauts sont très fermés ;
- méthode d'expert.

Les essais en TOFD conventionnel sur les éprouvettes MIKTI ont montré la sensibilité de la méthode à la position relative du couple du défaut recherché. D'autre part la discrimination des signaux entre pied de fissure et racine demande un temps important en TOFD. En effet, à tout signal dans le contrôle longitudinal il faut un contrôle dans le sens transversal afin de statuer sur l'origine. Fait qui multiplie le temps de contrôle, la technique TOFD est victime de sa sensibilité.

2.4.6. US Multi-éléments

La technologie multi-éléments consiste à utiliser des traducteurs divisés en plusieurs petits traducteurs élémentaires et à exciter chacun de ces traducteurs élémentaires avec un écart de temps (retard) qui va permettre de créer un faisceau par interférences constructives (Fig.2.20). On peut ainsi créer des faisceaux inclinés ou focalisés avec des traducteurs au contact sur des surfaces droites. En modifiant d'un tir à l'autre ces retards, le faisceau pourra être soit déplacé, soit modifié dans sa direction. On crée ainsi un phénomène de « balayage » qui est soit un balayage linéaire, soit un balayage sectoriel. De plus, on peut superposer à cela une focalisation électronique sans déplacer le traducteur ou sans adapter sa surface d'entrée. Ces technologies sont directement issues des technologies médicales et ont été adaptées aux problèmes industriels et aux matériaux industriels.

L'annexe E de la référence [R07-MIK-5A-01, 2007] fournit quelques éléments complémentaires sur cette technique. Il s'agit d'un matériel spécifique à la Direction des Constructions Navales.

Dans le contrôle des soudures, le contrôle par technique « Phased Array » présente l'avantage de supprimer le mouvement de va et vient traditionnel du traducteur. En effet, celui-ci est remplacé par un balayage électronique en utilisant des traducteurs comportant par exemple 64 éléments qui vont couvrir la totalité de la soudure. Un autre élément intéressant peut être de remplacer le contrôle sous plusieurs incidences successives (45°; 60°; 70°) par un seul passage avec un balayage sectoriel qui couvrira l'ensemble des angles compris entre 45° et 70° par exemple.

Le contrôle TOFD a été complété par un contrôle en ondes longitudinales à 0° des deux cordons de soudures, depuis la face opposée à celle du renfort inspecté. Cet examen est réalisé à l'aide d'une sonde multi-éléments (phased array). Le déplacement du capteur longitudinalement à la soudure est manuel et est également mesuré à l'aide du codeur incrémental. Le déplacement transversalement à la soudure est assuré par le décalage électronique du faisceau ultrasonore le long de la soudure. On

obtient ainsi des vues selon les trois directions de la tôle à l'aplomb de chaque cordon de soudure. Ce contrôle permet :

- de détecter d'éventuels défauts dans la tôle épaisseur 25 mm de type délaminage ou arrachement lamellaire pouvant interférer avec le contrôle TOFD,
- de déterminer la position relative de la fissure/cordon de soudure.

Cette méthode, utilisée conjointement à la méthode TOFD pour cette configuration d'éprouvette permet la détection et la caractérisation fine des défauts. Cet ensemble de contrôle est transposable sur le plan industriel et est utilisé à la DCN pour le suivi en service des soudures. Sa mise en œuvre nécessite l'accès à la face opposée à celle du renfort inspecté mais des solutions de contrôle depuis la face du renfort sont également envisageables.

Une sonde multiélément peut être équipée de transducteurs d'ondes transversales. La DCN a mis à profit la présence opportune, pour une autre affaire, d'une sonde générant des ondes à 45°. La bande contrôlée a une largeur de 20mm, ce qui offre une plage d'imperfection assez large de la position supposée de la soudure avec les données en présence. Couplé à un capteur de déplacement, ce système offre l'avantage d'un enregistrement simultané des signaux et de leurs positions : B-scan ou coupe, et C-scan ou cartographie) avec un gain de temps (l'expérience montre que le facteur temps a globalement diminué d'un facteur 10 pour la transposition de contrôle ultrasonore au TOFD et Multi-éléments).

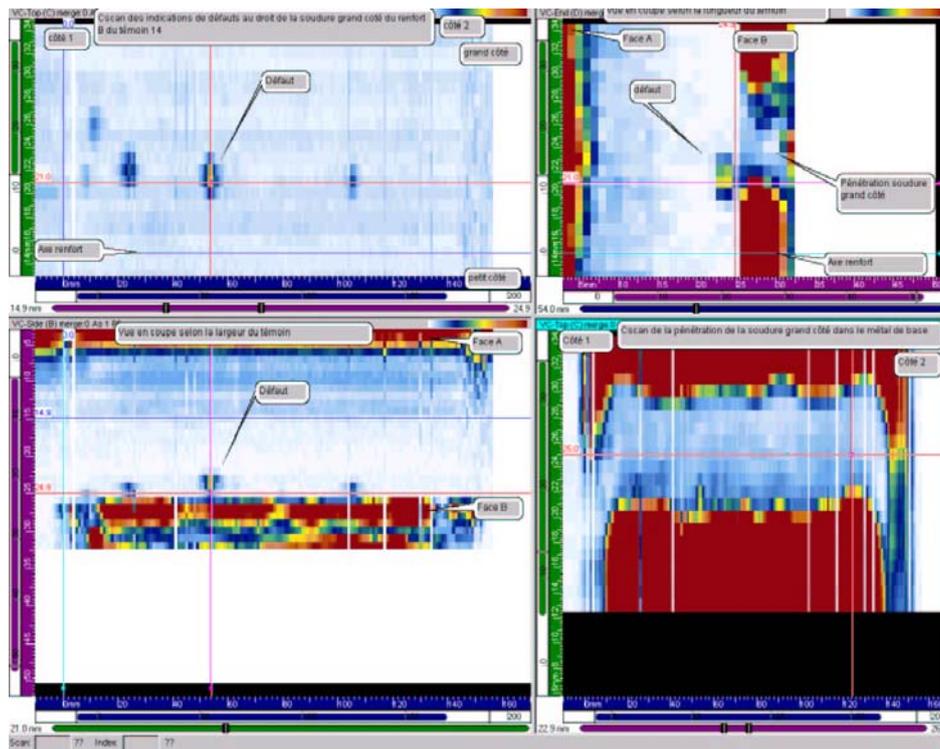


Figure 2.20. Visualisation de défauts par méthode multi-éléments

Les contrôles ont été effectués sur les tôles n°2 et n°3 au stade C5. Les localisations des signaux sont similaires à ceux obtenus par ultrasons conventionnels ainsi que les longueurs. Avec ce mode la lecture est bien plus facile qu'avec les US conventionnels.

2.4.7. ACFM

La technique A.C.F.M a été développée à l'origine pour la recherche de fissures de fatigue dans les structures off-shore comme alternative à la magnétoscopie, ce qui présentait l'avantage de ne pas avoir besoin d'éliminer au préalable les sédiments. La technique consiste à générer un champ magnétique par l'intermédiaire d'un courant induit et à mesurer la perturbation de ce champ lors du passage de la sonde au voisinage d'un défaut débouchant (Fig.2.21). Cette technique de contrôle est utilisable sans contact, ni agent de couplage. Elle présente les avantages suivants :

- détection de défauts débouchants sans enlever la peinture, le revêtement, les sédiments ou avec un nettoyage réduit (traces de graisse),
- vitesse de contrôle importante,
- contrôle possible dans une grande gamme de température, de -20°C à 500°C,
- mise en œuvre possible par cordiste jusqu'à 50 m,
- dimensionnement quasi immédiat de la hauteur des fissures détectées sur acier au carbone sans opération compliquée de calibrage,
- enregistrement numérique des résultats.

Les documents [R02-MIK-5B-01, 2002] et [R02-MIK-5A-02, 2002] décrivent cette technique. Le matériel utilisé est spécifique à la Direction des Constructions Navales (Fig.2.22).

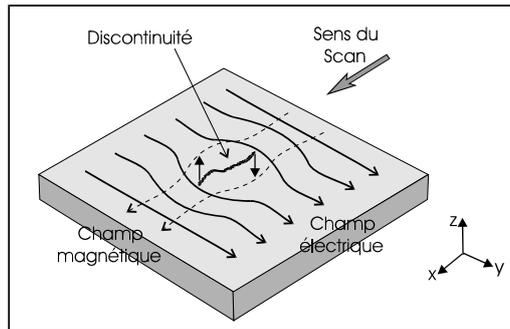


Figure 2.21. Flux de courant autour d'une discontinuité



Figure 2.22. Matériel ACFM

La technique peut être mise en œuvre sur des équipements revêtus ou non revêtus, aussi bien en fabrication qu'en service. L'examen peut être effectué sur toutes les surfaces accessibles à l'état brut de soudage et sur tous les types de soudures à condition d'utiliser la sonde adaptée. Son domaine de prédilection est toutefois l'examen en service de constructions soudées en acier au carbone (manèges, ponts roulants, grues, portiques portuaires, réservoirs, ponts, appareils à pression, ...) afin de :

- détecter et dimensionner la hauteur des fissures,

- suivre l'évolution de fissures dans le temps.

Il est possible d'appliquer l'A.C.F.M à des matériaux non ferromagnétiques. Dans ce cas, les défauts sous-jacents sont détectables mais des procédures spécifiques doivent être développées à partir de blocs de références de même nuance comportant des défauts représentatifs connus.

Le principe mis en œuvre pour la mesure de la profondeur d'une fissure consiste à mesurer la variation de résistance électrique entre deux points avec un courant alternatif. Le courant appliqué de haute fréquence parcourt le métal principalement en surface (effet de peau). Une augmentation du parcours entre deux points, tel une fissure, entraîne une augmentation de la résistivité. Après calibrage initial sur le métal, une relation peut être appliquée entre l'augmentation de la résistivité et la profondeur de la fissure.

Le mesureur de profondeur est un RMG 4015 avec sonde de la société Karl Deutsch. La sonde employée, dans le cadre du projet, est une sonde « stylo » à quatre aiguilles positionnées en carré de 5 mm de côté. Le volume de ce matériel est peu encombrant et peut se loger aisément dans une poche par exemple. Il n'a pas été adjoint de PC pour enregistrer les mesures. Les résultats peuvent cependant être enregistrés et transférés sur PC. Ce matériel est dédié à la mesure de profondeur de fissure qu'elles soient inclinées ou perpendiculaires à la surface. Toute fois, sur de faibles longueurs (pour une confirmation de présence de fissure par exemple, ce matériel peut venir en complément des méthodes de CND traditionnelles. Ces dimensionnements de fissures peuvent être réalisés sur des métaux ferreux, ferritiques ou austénitiques, ainsi que sur du cuivre, laiton ou aluminium et d'autres métaux non ferreux. Ce matériel de faible encombrement permet de l'emporter sur tous les sites.

Le calibrage a été effectué sur une partie nue de l'éprouvette. La peinture a été retirée par polissage au papier abrasif sur la soudure et sa zone proche. Les mesures de profondeur ont été réalisées successivement sur toute la longueur de la soudure contrôlée. Cette soudure présentait un signal cohérent entre contrôles par ultrasons, ACFM et TOFD, signature d'une fissure. La première limite est la nécessité absolue d'avoir un contact direct avec le métal conducteur, donc implique le retrait de la peinture ainsi qu'une éventuelle oxydation. La recherche de fissure est difficile dans notre cas car chaque mesure est ponctuelle. Toutefois l'expérience montre que la fissure débouche en pied de fissure ce qui limite la zone à contrôler. D'autre part il semble possible de réaliser une sonde avec un carré de 10 mm de côté.

2.4.8. Shearographie

La shearographie utilise le principe de l'interférométrie de speckle à dédoublement latéral ; c'est une méthode dite active dérivée de l'interférométrie holographique. L'application d'une contrainte à une structure associée à des méthodes de visualisations adaptées peut permettre de mettre en évidence des fissures ou des défauts. Lorsqu'une structure est stimulée, le défaut se manifeste à travers la singularité qu'il crée sur le réseau de franges obtenu par interférométrie optique (Fig.2.23). Compte tenu de la sensibilité de ces méthodes, le phénomène peut apparaître pour des ouvertures de défauts inférieurs à 0,1 mm.

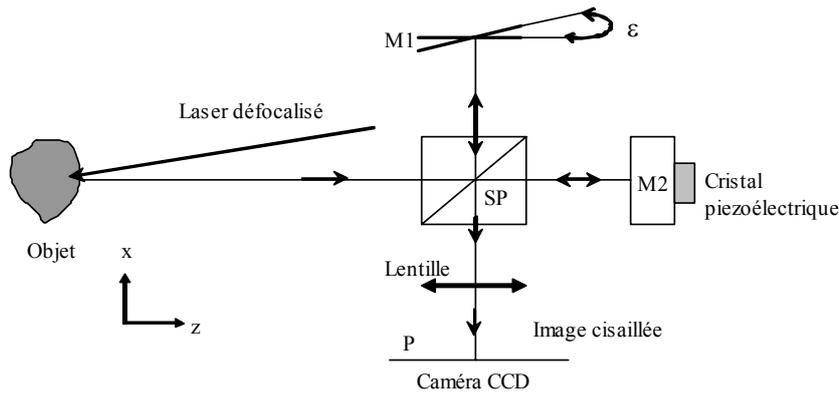


Figure 2.23. Dispositif d'interférométrie différentielle utilisant un interféromètre de Michelson

Le matériel, compact, est composé d'un laser, d'une caméra CCD, de prismes et de lentilles (Fig.2.20). Il a été mis en œuvre par le LRPC de Strasbourg.

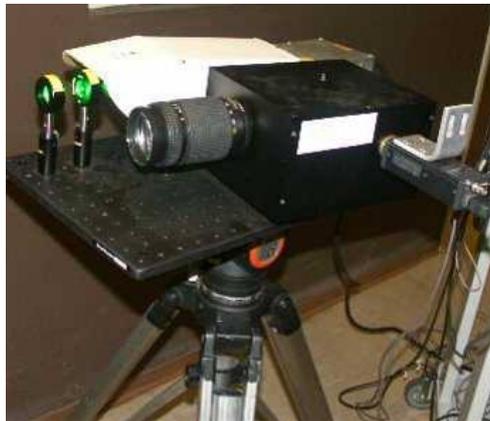


Figure 2.24. Photographie du dispositif d'interférométrie shearographique

L'interférométrie différentielle de speckle a été développée initialement pour l'observation plein champ de défauts de surface. Un laser défocalisé éclaire l'objet étudié et forme une figure de speckle. La lumière réfléchie par l'objet est dédoublée au moyen d'un dispositif tel qu'un interféromètre de Michelson (Fig.2.24).

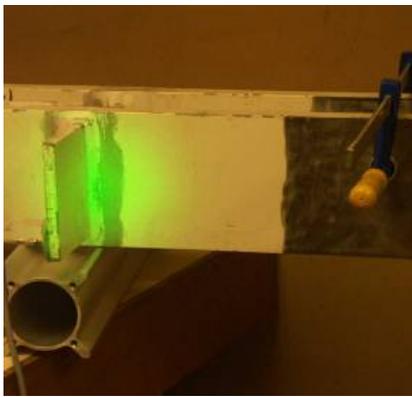
Ces deux images légèrement décalées interfèrent sur le capteur CCD d'une caméra. L'interférence de ces deux images est sensible au gradient du déplacement perpendiculaire à la direction du cisaillement. Comme cette méthode est différentielle, les modifications environnementales affectent de façon identique les deux images cisillées ce qui rend la shearographie compatible avec un environnement industriel et en extérieur. En effet, elle ne nécessite pas l'utilisation de faisceaux de référence, contrairement à l'interférométrie holographique ou à la TV-Holographie. Cette technique est rapide, compacte et permet l'accès direct à une information qualitative plein champ.

Cette méthode a été mise en œuvre dans le cadre du projet MIKTI pour la détection de fissures sur des tôles métalliques (Fig.2.25a-b). La soudure étudiée comportait une importante fissure interne. Différentes sollicitations ont été appliquées : thermiques (utilisation d'une lampe infrarouge ou d'une soufflette), mécaniques de type serrage ou élongation et vibratoires (utilisation d'un haut parleur et d'un pot vibrant). Aucune de ces sollicitations n'a permis de mettre en évidence la fissure. Les stimulations thermiques génèrent des effets de peau et ne permettent pas la détection de défauts non débouchants. Les sollicitations mécaniques permettent de visualiser la soudure par génération de

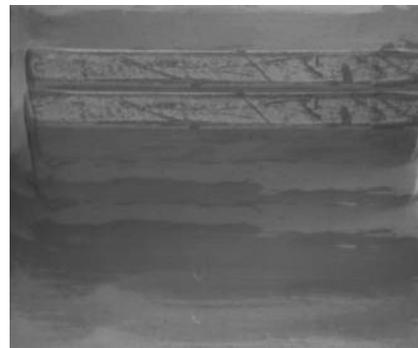
franges (Fig.2.25c) car la déformation de la tôle intervient à cet endroit. Les franges correspondent aux déplacements intervenants au niveau de la soudure.

L'application d'une sollicitation acoustique à 996 Hz fait vibrer la tôle. La différence de vibration entre la tôle et le raidisseur est perceptible au niveau de la soudure et se manifeste en shearographie par l'apparition de franges de Bessel. Un mode de vibration est mis en évidence au niveau de la fissure par l'apparition de franges de Bessel (Fig.2.25d).

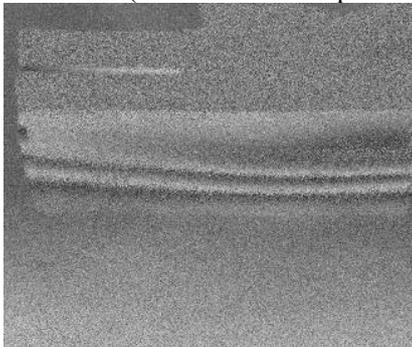
La présence d'un défaut devrait entraîner une discontinuité au niveau des franges. Dans cette application, il n'a pas été possible de mettre en évidence ce type de discontinuité au niveau de la soudure quelle que soit la sollicitation appliquée. Les vibrations et déplacements appliqués se propagent de part et d'autre de la fissure sans modification notable, la soudure se comportant de manière élastique. La tôle utilisée pour l'essai de la technique de shearographie présentait des fissures à des états d'avancement différents. Seule la fissure dont la dimension était la plus importante fut étudiée. Après rupture et corrélation entre les marquages et les signaux US, la fissure étudiée avait des dimensions de 66 mm en longueur et de 22 mm en profondeur.



a) Tôle n°11 (soudure éclairée par laser)



b) Photographie de la zone auscultée cisailée



c) Carte de différence de phase obtenue par shearographie suite à l'application d'un petit déplacement



d) Shearographie en temps moyennée pour une sollicitation acoustique à 996Hz

Figure 2.25. Résultats obtenus par shearographie

2.5. Phasage entre les cycles de fatigue et les contrôles

Les tôles dont les résultats sont présentés dans cette étude ont fait l'objet d'un contrôle CND initial avant les sollicitations mécaniques. Ce contrôle initial est référencé « C0 ». Le LCPC Nantes a réalisé un contrôle par ultrason. Le LRPC Lyon a réalisé deux contrôles, par ultrason et par magnétoscopie. L'EPFL a réalisé un contrôle par magnétoscopie. La DCN a réalisé un contrôle par TOFD sur le lot n°2. A l'occasion de la détermination de la correction de transfert, les premiers contrôles ont mis en évidence une grande dispersion acoustique.

Le LCPC Nantes a appliqué des cycles de fatigue de fissuration sur toutes les tôles (étape 1), sauf les deux témoins, jusqu'à ce que les contrôles US aient présenté une évolution des signaux faisant penser à la présence de fissure. A ce stade « 1 » correspond le contrôle « C1 » qui a été réalisé par toutes les équipes de contrôleurs. Pour cela, les tôles ont circulé par messagerie routière entre les différents sites de Nantes, Lyon et de Lausanne. La DCN étant rattachée géographiquement à Nantes, le LCPC Nantes a effectué les livraisons et retours.

Les cycles de fatigue de propagation ont ensuite été réalisés par l'EPFL pour les lots n°1 et n°2 et par le LCPC Nantes pour les lots n°3 et n°4. Les rotations ont continué pour les contrôles successifs et chaque étape de fatigue a eu son contrôle correspondant (étape x => contrôle Cx).

Le lot n°3 a eu, par erreur, une étape supplémentaire d'essais de fatigue réalisée à l'EPFL. La présentation des résultats a été adaptée pour tenir compte de cet événement.

Les lots n°1 et n°2 ont suivi le programme de fatigue tel qu'initialement prévu. Par contre, devant la faible progression des fissures, les lots n°3 et n°4 ont fait l'objet d'une adaptation, ce qui a entraîné une propagation des fissures plus rapide que pour les deux premiers lots. Néanmoins les tôles ont subi environ 5 étapes de fatigue avant que n'intervienne la première rupture. Cette première rupture peut être sous fatigue ou sous traction selon l'effet recherché.

Certaines tôles, qui avaient une ou des fissures sur le second renfort, ont bénéficié d'un nouveau régime de fatigue et/ou traction pour obtenir une seconde rupture. Par contre, compte tenu des contraintes de planification, la quasi-totalité de ces tôles n'ont plus été soumises aux équipes de contrôleurs.

En conclusion, avec 18 tôles fatiguées, cette étude présente les résultats de 4 méthodes différentes sur 6 niveaux d'avancement (C0 à C5), les méthodes par ultrason et magnétoscopie étant appliquées deux fois.

2.6. Résultats des contrôles

La détection effective d'une fissure est basée sur la présence d'un signal dépassant un certain seuil pour une méthode CND mise en application. Chaque méthode a ses propres caractéristiques intrinsèques et apporte des informations diverses en fonction des signaux recueillis. De ces informations sont extraits les déterminants géométriques (début, fin, milieu, longueur et profondeur) et d'intensité (dB...). Une méthode apporte tous les déterminants ou seulement une partie. Selon les déterminants initiaux d'autres peuvent être calculés.

Plusieurs contrôles décrivent des signaux avec des données incomplètes ; c'est généralement le cas lorsque les zones concernées sont peu importantes. En TOFD, couramment, une partie des signaux n'a pas de longueur. En ACFM et US, parfois, les signaux n'ont ni longueur, ni profondeur. Pour que ces signaux puissent bénéficier d'une expertise, une longueur ou une profondeur minimale leur ont été attribuée : 4 mm de longueur en TOFD, 2 mm de longueur et 0,1mm de profondeur en ACFM, 2 mm de longueur en US.

Au cours de cette étude environ 2400 contrôles CND ont été réalisés pour 5 états de fatigue par tôle en moyenne. Entre un quart et la moitié de ces données seront exploitables pour la comparaison avec les faciès de rupture. Après rupture au droit du premier assemblage, des entailles ont été réalisées sur les deux bords des sections de l'assemblage restant au droit des fissures détectées, afin de procéder à leur rupture finale par excès de traction, tout en respectant les limites de la machine. Bien évidemment, les contrôles effectués préalablement sur ces zones entaillées ont été retirés de l'exploitation des résultats.

2.6.1. Données US Nantes

La réalisation a été effectuée en atelier dans des conditions qui ne sont peut-être pas reproductibles sur chantier. Les contrôles successifs montrent une stabilité dans la détection (un signal perçu à un stade est presque toujours retrouvé et confirmé lors des contrôles successifs) et une bonne répétabilité. De plus la majorité des détections offrent une progression lors des contrôles suivants. Les signaux sur les

racines des soudures ne sont pas reportés dans analyses car ceux-ci n'ont pas évolué au fil des contrôles successifs, bien que leur intensité dépasse parfois le seuil de détection

2.6.2. Données TOFD de la DCN

Cette technique fournit le nombre le plus important de signaux mais dont une bonne partie ne progresse pas au fil des contrôles successifs. Les signaux récoltés lors des contrôles concernent les cordons de soudure dans leur totalité. Les signaux acquis concernent le pied de soudure et une partie de la soudure car seules les informations répertoriées comme concernant uniquement la racine ont été discriminées. Des informations sur des défauts de soudure tel que soufflures, caniveaux, manque de collage... peuvent aussi apparaître. Dans un contexte industriel des contrôles ACFM auraient été réalisés afin d'infirmer la présence de fissure. Toutefois il est probable qu'une recherche d'évolution des signaux aurait été réalisée sur ces zones lors des contrôles ultérieurs. Donc ces signaux ne peuvent être retirés de l'ensemble des résultats pour les pieds de soudure bien que ceci entraîne des fausses alertes.

2.6.3. Données ACFM de la DCN

Le nombre de détections est très important et, là aussi, de nombreux signaux ne progressent pas aux contrôles suivants. De plus il semble qu'une partie de ces signaux « constants » est localisée dans une zone très proche du point de fusion TIG et ce dès les premiers contrôles. Le taux de fausses détections peut donc être surestimé, principalement lorsque les seuils de détections sont abaissés.

2.6.4. Données US Lyon

Les signaux ont des caractéristiques proches de ceux des US Nantes mais avec un nombre un peu moins important.

2.6.5. Données magnétoscopie Lyon

Cette méthode est celle qui offre le moins d'indications et particulièrement lors des premières étapes de contrôle mais, globalement, les signaux progressent ensuite.

2.6.6. Données magnétoscopie EPFL

Cette méthode offre très peu d'indications lors des premières étapes ; les résultats sont ensuite moins réguliers que la magnétoscopie Lyon.

L'ensemble des résultats est consigné sous fichiers Excel© pour calibration des probabilités des détections (cf.chapitre 3).

2.7. Observations des faciès

Les cycles de marquage appliqués aux tôles ont des résultats irréguliers. En effet, certains faciès présentent de façon claire tous les cycles alors que d'autres faciès présentent une partie seulement des marquages.

Les faciès ont été prélevés dans des tôles par découpe à la scie à ruban avec liquide de lubrification et inhibiteur de corrosion. Cette opération a été réalisée dans l'atelier de mécanique du LCPC Nantes. Les faciès ont ensuite été plongés dans un bain d'alcool sous ultrason puis séchés à l'air comprimé. Un des deux faciès de chaque rupture a été mis en attente dans un dessiccateur pour éviter la corrosion de sa surface.

La découpe des tôles à l'aide d'une scie à ruban dans le sens de l'épaisseur révèle un relief témoin de contraintes résiduelles de la structure.

Une première lecture visuelle a été réalisée après rupture de la tôle. Une seconde lecture à la binoculaire a aussi été réalisée après prélèvement des faciès. Les mesures relevées ont été faites à l'aide d'un réglet. En fonction de la déformation des tôles lors de la rupture (striction) la position du réglet peut être estimée vraie à une valeur inférieure à plus ou moins 1,5 mm.

Les amorces des ruptures sont complexes à lire en fonction des facteurs suivants :

- deux amorces de rupture peuvent se contrarier mutuellement quand elles sont proches l'une de l'autre. Leurs départs ne sont pas forcément sur le même alignement et il y a création d'un rattrapage de niveau par redan ; ceci a probablement entraîné un frein à la propagation des fissures lors des fatigues. De plus une des deux amorces est cachée par la propagation de l'autre. Dans cette étude le cas est courant de voir évoluer un amorçage binaire réparti de chaque côté du point de concentration de contrainte créé par fusion.
- les cycles de fatigue de marquage ne sont probablement pas tous lisibles sur tous les faciès alors que certaines méthodes de CND (US Nantes) avaient donné des signaux révélateurs.
- les cycles de marquage ont une incidence différente sur deux fissures jointives. La soudure E11AP en est un exemple, deux fissures de taille proche présentent cinq marquages pour l'une et quatre pour l'autre alors que les contrôles US Nantes indiquent une synchronisation de la progression des fissures. Cette seconde fissure semble avoir deux amorces mais ceci n'explique pas la difficulté à retrouver le marquage manquant.
- il est probable que certaines fissures ont arrêté leur progression à partir d'un certain seuil.

En général il y a des « rayonnements » centrés sur la fissure englobée. Un marquage peut être bien visible sur un faciès et impossible à voir visuellement ou à la binoculaire sur l'autre faciès. La reprise de fatigue avec une variation de la contrainte max de 167 MPa à 173 MPa n'a pas donné de marquage visible à l'œil et à la binoculaire.

Certaines marques apparaissent clairement, mais une majorité des faciès les présentent, soit incomplètes, soit difficilement lisibles. Pour leur exploitation, il a fallu faire des hypothèses sur le mode de fissuration à proximité des points de fusion, procéder par estimation ou interpolation d'une partie de marquage. Dans le cas où cette exploitation était impossible, les comparaisons sur la zone ont été ignorées.

Dans cette étude les amorçages de fissure sont le plus souvent proches d'un point de fusion. Ces amorçages ont souvent deux amorces et non pas une seule. Aussi selon les cas, ces amorces peuvent présenter des aspects très différents en grosseur de grains, couleur, brillance... La soudure 11BP présente peut-être un faciès qui permet d'expliquer ce phénomène car les deux fissures entourant le point de fusion central ne se sont pas rejointes en ligne droite mais en « contournant » une zone présentant une différence de structure de l'acier. Les deux amorces en forme de lunule sont symétriques et réparties de part et d'autre d'un cône. Leurs surfaces présentent un grain assez fin et de couleur gris plutôt foncé. Le cône, pointe à la surface, est à gros grains brillants sur environ un millimètre de profondeur. Sa base s'élargit ensuite et le grain devient fin et gris satiné jusqu'à une profondeur d'environ 2.5mm sous la surface. Le faciès de la déchirure finale reprend son aspect courant et semble légèrement décollé de la base du cône.

A noter que la variation de couleur dans les amorces latérales doit correspondre chronologiquement au passage des contraintes de fissuration à celle de propagation. La structure de l'acier dans la zone de soudure et de la ZAT présente parfois des grains grossiers et brillants. Cette structure ne permet généralement pas l'observation visuelle et à la binoculaire des marquages des premiers cycles. Des amorces périphériques et centrales peuvent être sur des plans différents comme le montre l'amorçage sur la soudure 14BP. Donc l'amorçage sur les deux zones est possible, mais il est probablement plus fréquent que les deux amorces périphériques se soient développées dans des orientations différentes.

La soudure n° 16 présente des marquages très nets ayant pour amorce une zone périphérique et traversant la zone du cône central sous point de fusion. On peut conclure que les amorces de fissuration se développent dans la zone périphérique au cône sous le point de fusion et s'étendent sur la zone conique centrale. En conséquence le marquage des faciès par cette dernière zone n'est pas à prendre en compte en tant que marquage résultant des variations de contrainte imposées à la tôle.

On peut tirer les conclusions suivantes des analyses des faciès :

- le cône sous le point de fusion présente à la rupture des grains grossiers et brillants. Cette zone ne présente pas de marquage quelles que soient les contraintes qui ont été appliquées dans cette étude. Donc aucun phasage ne peut être déterminé dans cette zone.
- en fin de cette zone la variation de taille et de couleur de grains peut être très marquée. Ceci provient soit d'une variation de contrainte ou bien d'un changement brutal de la structure du matériau. En ce dernier sens l'observation en « 3D » de l'amorce centrale de la soudure 11BP montre une sorte de « décollement » à la base du cône.
- de chaque côté de ce cône sous la fusion sont présentes des amorces avec des grains fins et de couleur gris satiné assez foncé. Ces zones peuvent avoir un changement de couleur très brusque et semblent correspondre à un changement de sollicitation, probablement au passage des contraintes de fissuration à celles de propagation.
- le marquage sur ces amorces « périphériques » du cône sous la fusion peut être très net et déborder sur la zone conique. Dans ce cas il est probable que les amorces dans les zones périphériques soient antérieures à celles du cône.

Le Tab.2.4. donne la description du faciès pour chaque éprouvette. La comparaison entre les faciès de rupture et les signaux CND ne concerne qu'une partie des contrôles CND réalisés. En effet, chaque tôle comprend quatre soudures groupées par deux sur chaque renfort. Or la rupture d'une soudure entraîne l'impossibilité de rompre celle qui lui est opposée sur le renfort. De plus les contrôles CND n'ont pas mis en évidence de fissure sur une partie des renforts, ce qui n'a permis d'obtenir qu'une rupture pour une partie des tôles. Enfin deux tôles témoins n'ont, par définition, aucune fissure. Dix huit « premières » et onze « secondes » ruptures ont été réalisées sur les quatre vingt soudures, ce qui représente 40% environ. Ceci entraîne l'exploitation des données CND dans les mêmes proportions.

L'interprétation de la validité du contrôle CND en fonction des marquages des faciès peut être difficile dans certain cas. En effet certains signaux CND, bien positionnés sur une fissure, peuvent apparaître avant le début de fissuration (à l'état initial), d'autres peuvent ne pas progresser alors que les marquages sont témoins d'une évolution de la fissure.

Tôle n°	Description du faciès
01 AP	Un amorçage sur un point de fusion ; l'amorce est composée de deux amorces de chaque côté du point de fusion séparées par un léger redan ; la rupture finale, avec striction, a été réalisée sous traction.
01 BP	Deux amorçages sur deux points de fusion ; une petite englobée par l'autre avec une chronologie incertaine ; la plus grande a une chronologie cohérente à un degré près avec les signaux US Nantes. Propagation de la fissure par fatigue. La rupture finale avec striction est survenue sous fatigue.
02 AP	Deux amorçages de fissures sur deux points de fusion ; la plus importante fissure est composée de deux amorces de chaque côté du point de fusion séparées par un redan important. La seconde a le même système d'amorçage mais moins avancé, les amorces ne se sont pas rejointes. La rupture finale, avec striction, a été réalisée sous traction.
02 BP	Un amorçage sur un point de fusion avec deux amorces ; des redans de chaque côté écartés de 7 à 8 mm de l'amorce ; Propagation de la fissure par fatigue. La rupture finale avec striction est survenue sous fatigue.
03 AG	Un amorçage de fissure sur un point de fusion avec deux amorces non fusionnées. La rupture finale, avec striction, a été réalisée sous traction.
03 BG	Deux amorces dont un hors point de fusion ; l'amorce sur le point de fusion a deux départs distants d'environ 8mm avec un départ très proche du point de fusion ; les marquages sont nets ; le faciès entre les

	deux amorces est très complexe, un marquage net n'a pas son extrémité à la limite d'un redan (autre amorce ?). Sur cette zone les grosseurs de grains varient beaucoup et sont parfois plus gros et brillants vers l'intérieur que sous la peau (naissance multiple d'amorces ?). Plusieurs redans dans cette zone. Propagation de la fissure par fatigue. La rupture finale avec striction est survenue sous fatigue.
04 BG	Le marquage net d'une propagation de fissure s'arrête sur une autre fissure mais qui n'a pas de marquage. Cet état est arrivé à un stade précoce de la fissuration (profondeur 2.5mm). L'amorce qui a le marquage a des grains de taille moyenne de couleur gris satiné assez foncé. L'autre amorce a des grains grossiers très brillants. L'amorçage est proche d'un point de fusion. Propagation de la fissure par fatigue. La rupture finale avec striction est survenue sous fatigue.
06 BG	L'amorçage de la fissure, proche d'un point de fusion, est constitué de deux amorces rapprochées avec des grains grossiers. Quelques redans dans la zone d'amorçage. Propagation de la fissure par fatigue. La rupture finale avec striction est survenue sous fatigue.
07 AP	Aucune fissure n'a pu être exploitée pour cette tôle. En effet une rupture « accidentel » proche d'un renfort a eu lieu en cours d'essai, la seconde sur l'autre renfort s'est développée en cisaillement sans rejoindre la fissure. L'effet d'entaille pour réduire la section a été prédominant pour cette dernière.
08 BG	L'amorçage de la fissure, proche d'un point de fusion, est constitué de deux amorces rapprochées avec des grains grossiers. Quelques redans dans la zone d'amorçage. Propagation de la fissure par fatigue. La rupture finale avec striction est survenue sous fatigue.
09 BG	L'amorçage de la fissure proche d'un point de fusion, est constitué d'au moins deux amorces séparées par un gros redan. L'une a des grains très grossiers. La seconde a des grains très fins avec des rayons. Une plage de grains assez grossiers et brillant « recouvre » la deuxième amorce et une bande en son prolongement. Propagation de la fissure par fatigue. La rupture finale avec striction est survenue sous fatigue.
10 AP	L'amorçage de la fissure, proche d'un point de fusion, est constitué de deux amorces rapprochées avec des grains grossiers. Cette zone d'amorçage est bordée par deux redans. Chaque amorce a un marquage. Propagation de la fissure par fatigue. Un marquage bien visible. La rupture finale avec striction est survenue sous fatigue.
11 AP	Trois amorçages de fissures sont présents sur le faciès de rupture et proches des trois points de fusion. Le premier amorçage comporte deux amorces proches séparées par un redan important. Le second amorçage comporte aussi deux amorces mais plus distantes et avec de faible redan. Le troisième amorçage a une seule amorce qui n'a pas eu le temps de se développer. Propagation de la fissure par fatigue. Un marquage bien visible. La tôle a été coupée sur 17mm et 15mm pour réduire la charge lors de la traction finale. La rupture a une striction.
11 BP	Trois amorçages de fissures sont présents sur le faciès de rupture et proche des points de fusion. Ils possèdent chacun une amorce. Le deuxième amorçage a une amorce en « 3D » et non pas plane ce qui permet de révéler les différences de structure dans le point de fusion et son contour immédiat. Deux amorçages se sont développés en fissures assez importantes. Le marquage est bien visible. La traction finale a entraîné une rupture avec striction.
12 BG	Trois amorçages de fissures sont présents sur le faciès de rupture et proches des trois points de fusion. Le premier amorçage comporte une amorce aux grains grossiers et brillants encadrés de deux petites amorces aux grains fins et satinés. Le second amorçage comporte trois amorces mais plus distantes et d'une surface plus importante pour les deux périphériques. Le troisième amorçage a plusieurs amorces. Propagation de la fissure par fatigue. Le marquage est bien visible. La traction finale a entraîné une rupture avec striction.
13 AP	Aucune fissure n'a pu être exploitée car la rupture s'est développée en cisaillement sans rejoindre la fissure, l'effet d'entaille pour réduire la section a été prédominant.
13 BG	Un amorçage de fissure avec trois amorces selon le schéma décrit ci avant et proche du point de fusion. Présence d'un redan dans la zone d'amorçage. Propagation de la fissure par fatigue. Le marquage est bien visible. La traction finale a entraîné une rupture avec striction.
14 AP	Un amorçage de fissure avec trois amorces selon le schéma décrit ci avant et proche du point de fusion. Propagation de la fissure par fatigue. Le marquage est peu visible. La fatigue a entraîné une rupture avec

	striction.
14 BP	Un amorçage de fissure avec trois amorces selon le schéma décrit ci avant et proche du point de fusion. Propagation de la fissure par fatigue. Le marquage est bien visible. La fatigue a entraîné une rupture avec striction.
16 AP	Un amorçage de fissure avec trois amorces selon le schéma décrit ci avant et proche du point de fusion. Un redan important permet la liaison entre les deux propagations des amorces périphériques. Propagation de la fissure par fatigue. Le marquage est bien visible. La traction finale a entraîné une rupture avec striction. Système d'amorçage intéressant pour expliquer la chronologie et la position des amorces.
16 BG	Amorçage de fissure sur un point de fusion, les amorces sont en partie polluées par un produit au cours des contrôles. Propagation de la fissure par fatigue. Le marquage est visible. La rupture sous fatigue est avec striction.
18BG	Amorçage de fissure sur point de fusion avec des amorces très rapprochées. Propagation de la fissure par fatigue. Les marquages sont bien visibles mais, à priori, il en manque. La rupture sous fatigue est avec striction.
19AG	Amorce de fissure sous un défaut créé au lapidaire. La lecture de l'amorce est aisée. Propagation de la fissure par fatigue. Les marquages sont bien visibles. Découpe de la tôle avant traction finale sur 49mm et 37mm. La rupture sous fatigue est avec striction.
19BP	Amorce de fissure sous un défaut créé au lapidaire. La lecture de l'amorce est aisée. Propagation de la fissure par fatigue. Les marquages sont bien visibles. La rupture sous fatigue est avec striction.
E23AP	L'amorçage présente des amorces très petites et pas facile à définir. Propagation de la fissure par fatigue. Les marquages sont fins mais lisibles. La rupture sous fatigue est avec striction.
E23BG	L'amorçage, proche d'un point de fusion, a plusieurs amorces dans des plans différents et se rejoignent et sont séparées par des redans. Propagation de la fissure par fatigue. Les marquages sont fins mais lisibles. La traction finale a entraîné une rupture avec striction.
E25AP	L'amorçage sur un point de fusion à des petites amorces avec plusieurs redans. Propagation de la fissure par fatigue. Des marquages sont lisibles. La rupture sous fatigue est avec striction.

Tableau 2.4. *Faciès de fissures*

La qualité de la détection retient les expressions suivantes : détection effective avec la localisation ou non et l'efficacité du dimensionnement en longueur et profondeur, la non détection, le signal inférieur à un seuil donné ainsi que l'impossibilité de statuer.

Les caractéristiques des détections sont les suivantes :

- une fissure est considérée détectée « oui » dès lors qu'un signal est dans la même zone qu'un marquage pour le même stade de fatigue et contrôle.
- la valeur « inf » (seuil non atteint) correspond à un signal dont une caractéristique est inférieure à un seuil arbitraire (intensité...). Cette caractéristique entraîne une non détection pour le cas où il y a une fissure dans cette zone.
- les valeurs « ? » (non déterminées) représentent les cas où l'on ne peut statuer : marquage inefficace d'une fissure, incertitude de la chronologie des marquages...
- une fissure est considérée non détectée « non » si aucun signal ne correspond à la position de la fissure
- une détection est fautive « fautive » si aucune fissure ne correspond à la position du signal.
- la localisation est effective pour une détection si le rapport de la longueur du signal sur la longueur de la fissure est supérieur à un seuil arbitraire (le critère « recouvrement / fissure » n'a pas été utilisé dans les formules).
- le dimensionnement en longueur est effectif pour une détection si la valeur absolue de la différence des longueurs sur la longueur de la fissure est supérieure à un seuil arbitraire.

- le dimensionnement en profondeur est effectif pour une détection si la valeur absolue de la différence des profondeurs sur la profondeur de la fissure est supérieure à un seuil arbitraire.

Certaines fissures sont notées deux fois, car des méthodes ont détecté deux fissures sur deux zones très proches, puis ont ensuite fusionné et été traitées comme une fissure unique. Les contrôles supplémentaires réalisés par les US Nantes introduisent un biais dans les résultats des comparaisons entre méthodes CND. Ces contrôles, nécessaires pour déterminer l'avancement de la fissuration pour les ruptures finales, sont à un stade de progression des fissures plus avancé que pour les autres méthodes. Il est donc logique que la probabilité de détection soit améliorée du fait des tailles de fissures plus importantes. À l'inverse la probabilité de détection des contrôles magnétoscopiques de l'EPFL est inférieure à cause de l'absence du contrôle au stade le plus avancé.

Les contrôles sur la tôle n°19, et plus particulièrement les premiers, répondent sur la fissure et sur l'entaille réalisée à la meule pour initier la fissure. Les fissures de petites tailles, en nombre important, ont une influence très importante sur les résultats globaux de chaque méthode. La chronologie est parfois très imprécise sur des petites fissures qui ont pu arrêter ou réduire leur propagation lors des essais de fatigue ultérieurs.

2.8. Conclusions

On peut néanmoins, à ce stade préliminaire, tirer les conclusions suivantes :

- US Nantes : cette technique offre un taux élevé de détections de fissure avec un faible taux de fausses détections. Le seuil minimal de détection à 0dB semble un bon compromis. Une élévation de celui-ci (+3dB) augmente les non détections et un abaissement (-3dB) n'améliore pas sensiblement le taux de vraie détection mais diminue le nombre de non détection. Ces contrôles ont été appliqués en atelier avec un soin particulier en vue d'obtenir un suivi de l'apparition et de la propagation des fissures, pour adapter si nécessaire les cycles de fatigue. Pour cette raison, la comparaison avec les contrôles US Lyon révèle un écart important de qualité de détection alors que les matériels, techniques et réglages sont identiques.
- TOFD DCN : cette technique de détection offre un taux brut de détections de fissures nettement moins important que les US. Une attention toute particulière doit être apportée pour une série de signaux. En effet, 54 signaux qui sont présents dans les soudures (sans annotation de position), mais pas seulement dans le pied, sont tous hors fissure ! Aussi 6 signaux avec l'annotation (R/P) sont tous hors fissure (à confirmer lors des dernières ruptures). Faut-il retirer des signaux de l'ensemble des résultats alors qu'ils représentent une très grosse partie des fausses alertes ? Le technicien qui a réalisé les contrôles maintient l'intégration de ceux-ci. Une augmentation du seuil (3 mm) entraîne une élévation des non détections et un abaissement des détections vraies et des fausses détections. Une baisse de ce seuil (1 mm) provoque une augmentation du taux de détections vraies mais aussi des fausses détections, et les non détections diminuent.
- ACFM DCN : cette technique offre un taux de détection de fissure moitié moins élevé que celui des US Nantes. Une augmentation du seuil (3 mm) de détection n'apporte pas d'amélioration sensible des résultats. Par contre une diminution de ce seuil (1 mm) améliore le taux de détection vraie mais entraîne aussi une augmentation importante des fausses détections.
- US Lyon : cette technique donne un taux de détections vraies inférieur à celui des US Nantes et un taux de non détection plus important, les fausses détections étant minimales. Une variation du seuil de détection (+3 et -3dB) ne modifie pas sensiblement les résultats.
- Magnétoscopie Lyon : cette technique offre un taux de détections vraies légèrement inférieur au taux de non détection et un plus faible taux de fausses détections.

- Magnétoscopie EPFL : cette technique offre le plus faible taux de détections vraies. Le taux de fausses détections est sensiblement égal à celui des autres méthodes, et le taux de non détection est le plus important de toutes les méthodes.

Toutes les tôles, hormis les tôles témoins (n° 5 et n° 15), ont subi des cycles de fatigue d'initiation de fissure jusqu'à ce que la méthode de contrôle par ultrason (équipe du LCPC Nantes) donne un signal pouvant être interprété comme l'apparition d'une fissure. Ce signal peut être inférieur au niveau requis pour déclarer une fissure dans le protocole de cette méthode. La tôle n° 5 a aussi subi des cycles de fatigue de propagation (idem lots n° 1 et n° 2) mais sans les cycles d'initiation de fissure. Cette tôle, avec 480 000 cycles, ne présente pas de signaux (US LCPC) révélateurs de fissuration. Donc la procédure d'initiation de fissure était nécessaire pour obtenir des propagations de fissure pour le nombre de cycles de fatigue réalisé. Les lots n° 1 et n° 2 ont subi des cycles de fatigue de propagation tous égaux et sans adaptation en fonction de l'évolution des signaux des contrôles non destructifs. Cette méthode qui reprend les directives initiales a donné globalement des fissures de petites tailles. Les lots n° 3 et n° 4 ont subi une adaptation des cycles de propagation en fonction des signaux de contrôle non destructifs (US LCPC Nantes). Cette méthode a permis d'avoir des fissures de plus grandes tailles que pour les lots précédents, et même quelques ruptures de l'ordre du million de cycles.

Le chapitre 3 de ce rapport décrit l'utilisation des différents résultats pour la détermination des probabilités de détection de chacune des techniques et la détermination de certains paramètres de fatigue.

2.9. Références

Chabrolin B., Cremona C., Lukic M., Nussbaumer A., Patron A. (2002) – *Modélisation et détection de la fissuration par fatigue : synthèse bibliographique*, PN MIKTI, R02-MIK-5A-02.

Cremona C., Grasset M., Tessier C. (2007) – *Synthèse des essais de fatigue et des contrôles non destructifs*, PN MIKTI, R07-MIK-5A-01.

Nusbaumer A., Wallbridge S. (2001) – *Protocole des essais de fatigue et de détection de fissure*, PN MIKTI, R02-MIK-5A-01.

Piccardi J., Leconte R. (2001) – *Analyse documentaire des matériels classiques de détection de fissures*, PN MIKTI, R02-MIK-5B-01.

3.

CALIBRATION DES PROBABILITÉS DE DÉTECTION POUR LES CONTRÔLES D'ASSEMBLAGES SOUDÉS

Christian Cremona

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

Division Fonctionnement et Durabilité des Ouvrages d'Art

3.1. Introduction

Les méthodes de Contrôle Non Destructif (CND) permettent de détecter des fissures ou des discontinuités sur un objet sans créer de défaut sur celui-ci. Cependant, les utilisateurs de ces techniques s'interrogent sur leur fiabilité et efficacité à trouver des fissures d'un type et d'une taille spécifiques. La capacité de détection d'une procédure CND est caractérisée en terme de **probabilité de détection** $PoD(a)$ fonction de la taille des fissures a . La probabilité de détection, notion introduite en 1973, est la probabilité qu'un défaut spécifique soit détecté dans des conditions particulières d'inspection. Seule l'expérimentation sur des spécimens comportant des fissures de taille connue ou que l'on peut mesurer après que l'expérience soit terminée, permet d'estimer ces fonctions. Les probabilités de détection $PoD(a)$ sont différentes d'une méthode CND à une autre ; elles constituent donc une mesure quantitative de la performance d'un système d'inspection, d'une technique.

Dans les années 80, des études de modélisation des fonctions $PoD(a)$ réalisées à partir de données issues d'expériences sur des méthodes CND ont permis de conclure que ces fonctions pouvaient être raisonnablement modélisées par une fonction de répartition log-normale ou par une fonction de densité log-logistique, aussi appelée log-odds [R02-MIK-5A-02, 2002], [Berens, 1997]. On peut alors effectuer l'estimation des paramètres statistiques de ces fonctions au moyen de la méthode du maximum de vraisemblance, ce qui permettra de produire une estimation de la fonction de probabilité de détection $PoD(a)$. Afin de fournir aux ingénieurs et aux maîtres d'ouvrages des informations utiles pour la gestion de leurs ouvrages, on se propose également de calculer une borne inférieure de confiance sur la probabilité de détection estimée, afin de refléter l'incertitude statistique dans les estimateurs des paramètres de la fonction. Cette limite inférieure de confiance peut constituer un **seuil de fausse alarme**. Il est également possible de calculer les valeurs caractéristiques d'une probabilité de détection $PoD(a)$ notées $a_{50}, a_{90}, a_{90/95}$. Ces valeurs servent de repères pour comparer les probabilités $\mathcal{P}_D(a)$: a_{50} est la **taille de fissure détectée 50% du temps** (taille détectable médiane), a_{90} est la **taille de fissure détectée 90% du temps**, $a_{90/95}$ est la limite inférieure de confiance à 95% sur la valeur a_{90} .

La présente étude a comme point de départ les travaux de Berens [Berens, 1997] sur l'analyse expérimentale de la fiabilité des méthodes CND qui traite principalement de la modélisation log-odds. Notre objectif est d'utiliser les données obtenues dans le cadre des contrôles réalisés dans le PN MIKTI (cf. chapitre 2) pour l'estimation des paramètres de la probabilité de détection et le calcul d'une limite inférieure de cette probabilité de détection pour un niveau de confiance donné.

3.2. Principes théoriques

3.2.1. Modélisation des probabilités de détection à partir de données de type SE (succès-échec)

Les données SE sont binaires par nature : on détecte ou on ne détecte pas une fissure de dimension donnée présente ou non dans un spécimen. Les résultats d'inspections indépendantes sont donc enregistrés seulement en terme de détection ou de non détection d'une fissure. Ainsi un jeu de données est obtenu en faisant correspondre des tailles de fissures (ici déterminées après les inspections par autopsie des éprouvettes et lecture des fronts de fissure obtenus par marquage) avec des 1 ou des 0 selon que la fissure a été respectivement décelée ou non par les inspecteurs. Le Tab.3.1 présente un exemple de données SE obtenues à partir des investigations expérimentales du projet national MIKTI.

	USN			USL			Mag Lyon			Mag EPFL			TOFD			ACFM		
E01AP C04	2	1,0	1	2	1,0	1	2	1,0	0	2	1,0	0	2	1,0	0	2	1,0	0
E01AP C05	13	2,0	1	13	2,0	1	13	2,0	0	13	2,0	0	13	2,0	0	13	2,0	0
E01AP C04	3	1,0	0	3	1,0	1	3	1,0	0	3	1,0	0	3	1,0	0	3	1,0	0
E01BP C02	3	1,0	1	3	1,0	1	3	1,0	0	3	1,0	0	3	1,0	0	3	1,0	0
E01BP C03	4	1,3	1	4	1,3	1	4	1,3	0	4	1,3	0	4	1,3	0	4	1,3	0
E01BP C04	9	2,8	1	9	2,8	1	9	2,8	0	9	2,8	0	9	2,8	1	9	2,8	0
E01BP C05	18	6,5	1	18	6,5	1	18	6,5	1	18	6,5	1	18	6,5	1	18	6,5	1
E01BP C13	2	1,0	0	2	1,0	0	2	1,0	0	2	1,0	0	2	1,0	1	2	1,0	0
E01BP C14	2	1,0	0	2	1,0	0	2	1,0	0	2	1,0	0	2	1,0	1	2	1,0	0
E01BP C15	6	2,0	0	6	2,0	0	6	2,0	0	6	2,0	0	6	2,0	0	6	2,0	0
E02AP C03	4	1,0	1	4	1,0	1	4	1,0	1	4	1,0	0	4	1,0	0	4	1,0	0
E02AP C04	13	2,5	1	13	2,5	1	13	2,5	1	13	2,5	1	13	2,5	0	13	2,5	0
E02AP C05	17	4,0	1	17	4,0	1	17	4,0	1	17	4,0	1	17	4,0	1	17	4,0	1
E02AP C02	4	1,0	0	4	1,0	1	4	1,0	0	4	1,0	0	4	1,0	0	4	1,0	0
E02AP C05	4	1,0	0	4	1,0	1	4	1,0	0	4	1,0	0	4	1,0	0	4	1,0	0
E02BP C03	6	1,5	1	6	1,5	1	6	1,5	1	6	1,5	1	6	1,5	0	6	1,5	0
E02BP C04	12	2,5	1	12	2,5	1	12	2,5	1	12	2,5	1	12	2,5	1	12	2,5	1
E02BP C05	18	5,5	1	18	5,5	1	18	5,5	1	18	5,5	1	18	5,5	1	18	5,5	1
...																		

Tableau 3.1. Quelques données issues des contrôles non destructifs du PN MIKTI

La fonction $PoD(a)$ est définie comme la proportion de toutes les fissures de taille a qui seront détectées lors d'une inspection donnée utilisant une méthode CND spécifique. Supposons que chaque fissure de taille a dans la population de fissure ait sa propre probabilité de détection, notée p , et que la densité de probabilité de la probabilité de détection pour ce défaut est donnée par $f_a(p)$. La Fig.3.1 est une représentation de cette densité. La probabilité d'être détectée pour une fissure sélectionnée aléatoirement dans la population et de probabilité de détection p est donnée par :

$$PoD(a) = \int_0^1 p f_a(p) dp \quad (3.1)$$

L'équation précédente indique que $PoD(a)$ est l'espérance mathématique des probabilités de détection des fissures de dimension a . Ainsi elle représente la courbe qui passe par les espérances de chaque fonction de densité $f_a(p)$. C'est sur cette courbe et son équation de régression qu'ont été réalisés les tests d'adéquation à plusieurs modèles statistiques. Ces études ont permis de conclure que la fonction de densité log-logistique (aussi appelée log-odds) était l'une des plus appropriée avec la loi lognormale.

Deux formes mathématiquement équivalentes du modèle log-odds ont été utilisées tour à tour. La première forme est donnée par :

$$\text{PoD}(a) = \frac{\exp(\alpha + \beta \ln a)}{1 + \exp(\alpha + \beta \ln a)} \quad (3.1)$$

L'autre forme du modèle log-odds (qui sera utilisée dans cette étude) est représentée par :

$$\text{PoD}(a) = \left\{ 1 + \exp \left[-\frac{\pi}{\sqrt{3}} \left(\frac{\ln(a) - \mu}{\sigma} \right) \right] \right\}^{-1} \quad (3.2)$$

Nous avons vu au chapitre 1 que ces deux formes sont équivalentes avec $\mu = -\alpha \beta^{-1}$ et $\sigma = \pi (\beta \sqrt{3})^{-1}$. L'équation (3.2) du modèle log-odds est celle qui sera utilisée dans la suite de cette étude.

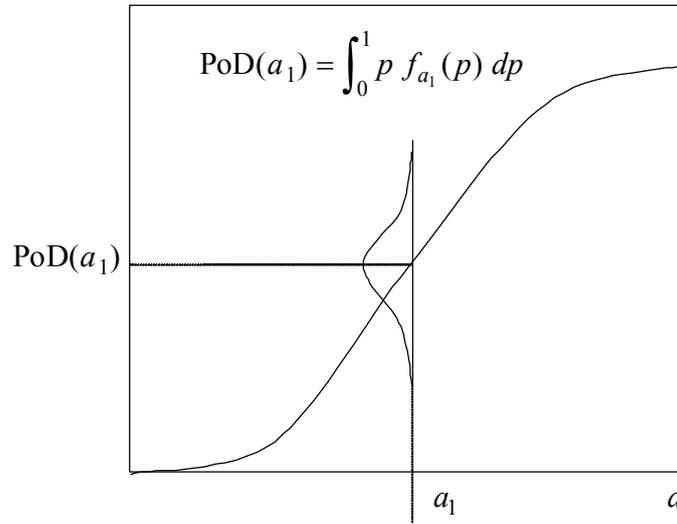


Figure 3.1. Distribution des probabilités de détection pour une dimension de fissure donnée

3.2.2. Analyses avec le modèle log-odds

Soient k inspections indépendantes sur n fissures indépendantes. Soit Z_{ij} la variable aléatoire résultat de la j -ème inspection sur la i -ème fissure, avec $i = 1, \dots, n$ et $j = 1, \dots, k$. On a :

$$\begin{cases} Z_{ij} = 1 \text{ si le résultat de la } j\text{-ème inspection de la } i\text{-ème fissure est une détection} \\ Z_{ij} = 0 \text{ sinon.} \end{cases} \quad (3.3)$$

Z_{ij} suit une loi de Bernoulli de paramètre p_i , probabilité de détecter une fissure de taille a_i . La vraisemblance de l'échantillon est donnée par :

$$\mathcal{L}(\mu, \sigma) = \prod_{i=1}^n \prod_{j=1}^k p_i^{Z_{ij}} (1 - p_i)^{1 - Z_{ij}} \quad (3.4)$$

où la probabilité de détecter une fissure de taille a_i est donnée par :

$$p_i = \frac{h(a_i)}{h(a_i) + 1} \quad (3.5)$$

$$h(a_i) = \exp\left[\frac{\pi}{\sqrt{3}}\left(\frac{\ln(a_i) - \mu}{\sigma}\right)\right] \quad (3.6)$$

Le vecteur des paramètres à estimer est $\theta = (\mu, \sigma)$. Ainsi on cherche $\hat{\mu}$ et $\hat{\sigma}$ tels que la vraisemblance soit maximale, c'est à dire on veut trouver $\hat{\theta} = (\hat{\mu}, \hat{\sigma})$ tel que $\mathcal{L}(\hat{\mu}, \hat{\sigma}) \geq \mathcal{L}(\mu, \sigma)$ quels que soient (μ, σ) . La fonction logarithme étant strictement croissante, maximiser $\mathcal{L}(\mu, \sigma)$ revient à maximiser $\ln \mathcal{L}(\mu, \sigma)$. La fonction log-vraisemblance est :

$$\ln \mathcal{L}(\mu, \sigma) = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^k \left[Z_{ij} \ln(p_i) + (1 - Z_{ij}) \ln(1 - p_i) \right] \quad (3.7)$$

$\hat{\theta}$ qui maximise la log-vraisemblance doit satisfaire aux conditions de gradient nul (dérivées premières) et d'Hessien strictement négatif (dérivées secondes). La première condition conduit aux équations suivantes :

$$\begin{cases} 0 = \frac{\partial \ln \mathcal{L}}{\partial \mu} \Big|_{\hat{\theta}} = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^k \left[\frac{Z_{ij}}{p_i} \frac{\partial p_i}{\partial \mu} \Big|_{\hat{\theta}} - \frac{(1 - Z_{ij})}{(1 - p_i)} \frac{\partial p_i}{\partial \mu} \Big|_{\hat{\theta}} \right] \\ 0 = \frac{\partial \ln \mathcal{L}}{\partial \sigma} \Big|_{\hat{\theta}} = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^k \left[\frac{Z_{ij}}{p_i} \frac{\partial p_i}{\partial \sigma} \Big|_{\hat{\theta}} - \frac{(1 - Z_{ij})}{(1 - p_i)} \frac{\partial p_i}{\partial \sigma} \Big|_{\hat{\theta}} \right] \end{cases} \quad (3.8)$$

En simplifiant les équations précédentes, il vient :

$$\begin{cases} 0 = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^k \frac{Z_{ij}}{k} - \sum_{i=1}^n \frac{h(a_i)}{h(a_i) + 1} \\ 0 = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^k \frac{Z_{ij}}{k} \ln(a_i) - \sum_{i=1}^n \frac{\ln(a_i) h(a_i)}{h(a_i) + 1} \end{cases} \quad (3.9)$$

Les racines de ce système d'équations peuvent être déterminées à l'aide d'une méthode itérative type Newton-Raphson. On remarque que la solution de ce système peut être sensible aux valeurs initiales μ_0, σ_0 étant donné que ces techniques itératives convergent vers des maxima ou minima locaux. Ainsi on utilise le jeu de valeurs initiales suivant :

$$\mu_0 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left(\ln(a_i) \sum_{j=1}^k \frac{Z_{ij}}{k} \right) \quad (3.10)$$

$$\sigma_0 = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left(\ln(a_i) \sum_{j=1}^k \frac{Z_{ij}}{k} \right)^2} - \mu_0^2 \quad (3.11)$$

où $\sum_{j=1}^k \frac{Z_{ij}}{k}$ est la probabilité empirique de détecter une fissure de taille a_i . Si la convergence n'est pas

obtenue, augmenter la valeur initiale de σ permet souvent de régler le problème. Mais il faut être conscient qu'il n'est pas toujours possible de résoudre le système d'équations (3.9). Les estimateurs du maximum de vraisemblance doivent être en effet invariants, consistants et efficaces, pour les modèles utilisés dans les études de fiabilité des techniques CND. Nous n'avons pu vérifier ces propriétés pour les estimateurs des paramètres μ, σ car nous ne possédons pas leur expression mathématique [R04-MIK-5B-02, 2002]. Une procédure itérative de recherche de racines du type Newton-Raphson nous

permet à partir des données expérimentales de trouver une estimation de μ, σ pour le jeu de données traité.

Comme la fonction de probabilité de détection est équivalente à une fonction de répartition et que ses paramètres ont été estimés par la méthode du maximum de vraisemblance, on peut utiliser une technique proposée par Cheng et Iles [Cheng & Iles, 1983, 1988] afin de placer une borne inférieure de confiance sur la probabilité de détection. Cette limite inférieure de confiance est calculée à partir de la matrice de variance-covariance des estimateurs. Ainsi, elle reflète la sensibilité de l'expérience au nombre et à la taille des fissures présentes dans les spécimens expérimentaux. Or pour les modèles dont on se sert pour les études de fiabilité de méthodes CND, la matrice de variance-covariance des estimateurs du maximum de vraisemblance est définie par [R04-MIK-5B-02, 2002] :

$$[\mathcal{V}] = [\mathcal{I}]^{-1} \tag{3.12}$$

où $[\mathcal{I}]$ est la matrice information de Fisher dont les éléments \mathcal{I}_{lm} sont :

$$\mathcal{I}_{lm} = -\mathbb{E} \left[\frac{\partial^2 \ln \mathcal{L}}{\partial \theta_l \partial \theta_m}(\theta) \right] \tag{3.13}$$

avec $l, m = 1, \dots, w$ (w = nombre total de paramètres). Dans les applications, on remplace μ, σ inconnus par leur estimation par la méthode du maximum de vraisemblance. La matrice d'information de Fisher est alors donnée par (prises aux valeurs des estimateurs) :

$$\mathcal{I}(\mu, \sigma) = \frac{n}{\sigma^2} \begin{bmatrix} k_0 & -k_1 \\ -k_1 & k_2 \end{bmatrix} \tag{3.14}$$

avec

$$\mathcal{I}_{11} = \frac{\pi^2 k}{3\sigma^2} \sum_{i=1}^n \frac{h(a_i)}{[h(a_i) + 1]^2} = \frac{nk_0}{\sigma^2} \tag{3.15}$$

$$\mathcal{I}_{12} = \mathcal{I}_{21} = \frac{\pi^2 k}{3\sigma^3} \sum_{i=1}^n \frac{[\ln(a_i) - \mu] h(a_i)}{[h(a_i) + 1]^2} = -\frac{nk_1}{\sigma^2} \tag{3.16}$$

$$\mathcal{I}_{22} = \frac{\pi^2 k}{3\sigma^4} \sum_{i=1}^n \frac{[\ln(a_i) - \mu]^2 h(a_i)}{[h(a_i) + 1]^2} = \frac{nk_2}{\sigma^2} \tag{3.17}$$

Taille de l'échantillon	Niveau de confiance			Taille de l'échantillon	Niveau de confiance		
	90%	95%	99%		90%	95%	99%
5	4,197	5,519	8,800	25	3,884	5,222	8,376
6	4,133	5,467	8,692	30	3,871	5,208	8,359
8	4,051	5,393	8,584	40	3,855	5,191	8,338
10	4,002	5,344	8,523	50	3,846	5,180	8,325
12	3,969	5,311	8,482	60	3,839	5,173	8,317
14	3,945	5,287	8,454	80	3,831	5,165	8,306
16	3,928	5,269	8,432	100	3,827	5,159	8,300
18	3,914	5,254	8,415	∞	3,808	5,138	8,273
20	3,903	5,243	8,401				

Tableau 3.2. Valeurs de γ pour le calcul de la borne inférieure de confiance sur la fonction PoD(a)

n étant le nombre de fissures à détecter. Comme il est possible de montrer que le modèle log-odds était voisin du modèle lognormal [R04-MIK-5B-02, 2002], à ce stade, nous allons présumer que $PoD(a)$ est une fonction de répartition lognormale avec les paramètres $\theta = (\mu, \sigma)$. Dans ce cas, la borne inférieure de confiance sur la fonction $PoD(a)$ est donnée par $PoD_\alpha(a) = \Phi(\hat{z} - h)$ où $\Phi(z)$ est la fonction de répartition de la loi normale centrée réduite et :

$$\hat{z} = \frac{\ln(a) - \mu}{\sigma} ; h = \left\{ \frac{\gamma}{n k_0} \left[1 + \frac{(k_0 \hat{z} + k_1)^2}{(k_0 k_2 - k_1^2)} \right] \right\}^{0,5} \quad (3.18)$$

où γ est déterminé d'après le Tab.3.2 [Cheng & Iles, 1983] selon le nombre de fissures analysées dans l'échantillon (taille de l'échantillon) et le niveau de confiance désiré ($1 - \alpha = 90\%, 95\%$ ou 99%).

3.3. Mise en oeuvre

L'application des développements théoriques précédents aux données de contrôle du projet national MIKTI permet de fournir pour chaque contrôle une estimation des paramètres statistiques μ, σ de $PoD(a)$ modélisée par une densité de probabilité log-odds et les valeurs caractéristiques $a_{50}, a_{90}, a_{90/95}$. Ces résultats, ainsi que ceux relatifs aux courbes composites pour les contrôles US (Lyon+Nantes) et magnétoscopie (Lyon+EPFL), sont données au Tab.3.3. L'estimation de la profondeur de fissure à 50% est $a_{50} = \exp(\hat{\mu})$, l'estimation de la profondeur de fissure à 90% est $a_{90} = \exp\left(\hat{\mu} - \frac{\hat{\sigma}\sqrt{3}}{\pi} [\ln 0,1 - \ln 0,9]\right)$ et $a_{90/90}$ est la limite inférieure de confiance à 90% sur l'estimation de a_{90} . De l'ensemble des résultats des contrôles, il est également possible de déduire les probabilités de fausse alarme P_{FA} (correspondant à des détections pour des dimensions de fissure nulles) ; celles-ci sont indiquées également au Tab.3.3.

	Contrôle							
	US Nantes	US Lyon	Mag. Lyon	Mag. EPFL	TOFD	ACFM	Total US	Total Mag.
PFA	0,0000	0,0000	0,1016	0,1804	0,3646	0,0800	0,0000	0,1450
μ	0,2335	-0,2493	1,2219	1,6163	0,9500	1,3188	-0,0311	1,4281
σ	0,8853	0,7100	1,4832	1,2803	1,0670	0,5560	0,8732	1,4018
a_{50} (mm)	1,2631	0,7794	3,3938	5,0348	2,5857	3,7389	0,9693	4,1708
a_{90} (mm)	3,6912	1,8420	20,4656	23,7428	9,4179	7,3322	2,7915	22,7891
$a_{90/90}$ (mm)	9,2434	4,7839	<i>hors épaisseur</i>	<i>hors épaisseur</i>	<i>hors épaisseur</i>	13,1394	4,8394	<i>hors épaisseur</i>

Tableau 3.3. Résumé des estimations pour les données SE du PN MIKTI dans le cas de la modélisation log-odds

Pour tenir compte des probabilités de fausse alarme, l'expression est modifiée selon [R02-MIK-5A-02, 2002] :

$$PoD(a) = 1 - P_{FA} \left(1 - \frac{1}{1 + \exp\left[-\frac{\pi}{\sqrt{3}} \left(\frac{\ln(a) - \mu}{\sigma}\right)\right]} \right) \quad (3.19)$$

Les Fig.3.2 et Fig.3.3 présentent la fonction $PoD(a)$ estimée et la limite inférieure de confiance (BIC) au niveau 90% pour l'ensemble des contrôles.

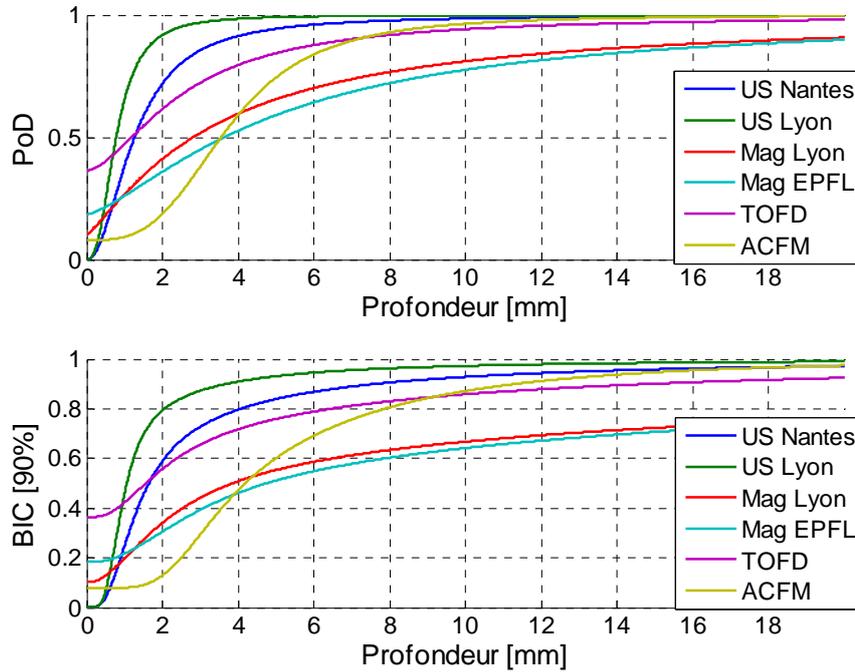


Figure 3.2. Courbes de probabilités de détection et d'intervalles de confiance pour les cinq contrôles du PN MIKTI

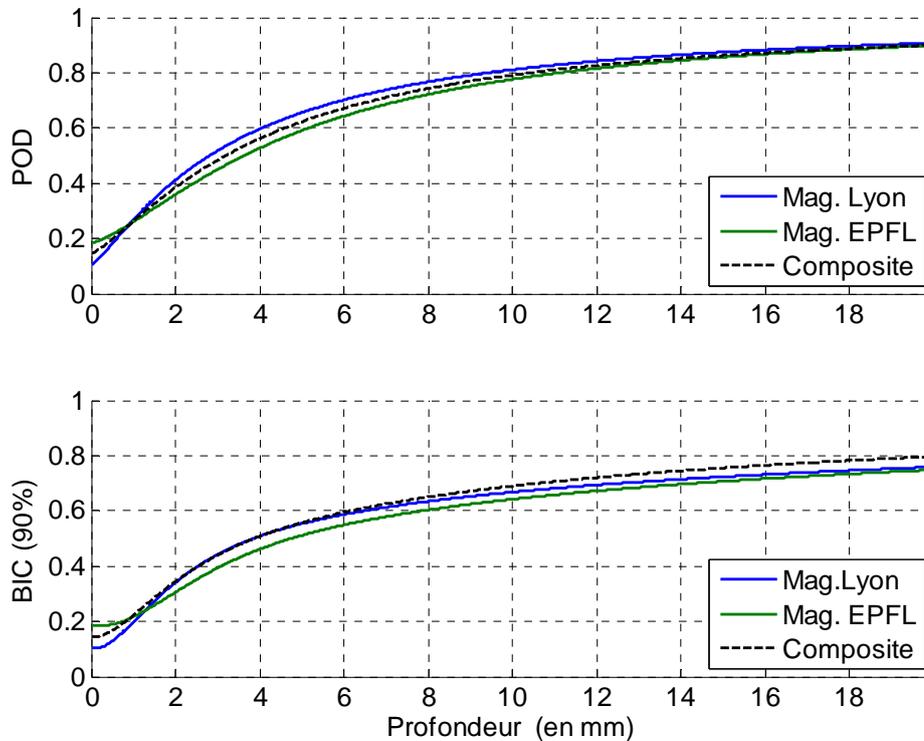


Figure 3.3. Courbes de probabilités de détection et d'intervalles de confiance pour les contrôles magnétoscopiques

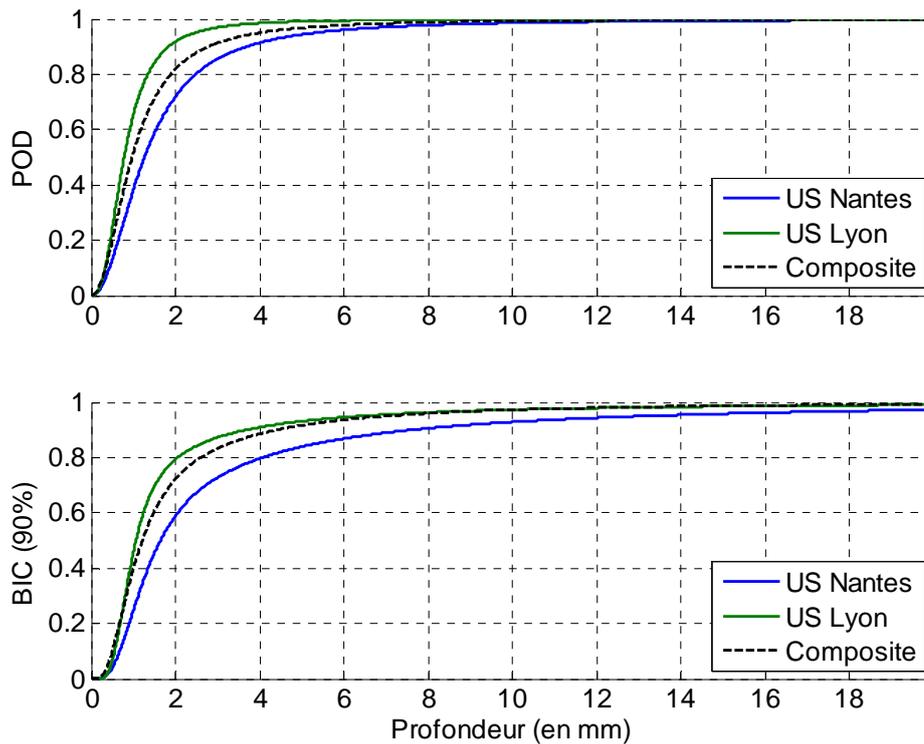


Figure 3.4. Courbes de probabilités de détection et d'intervalles de confiance pour les contrôles ultrasons

3.5. Conclusions

L'analyse des données SE issues des contrôles réalisés dans le programme MIKTI par diverses méthodes CND permet de caractériser la fiabilité de ces méthodes en accomplissant l'estimation de la fonction de probabilité de détection $PoD(a)$. Cette estimation peut être fondée sur une modélisation par une densité log-logistique ou log-odds. L'estimation de $PoD(a)$ requiert l'estimation de paramètres statistiques en utilisant la méthode du maximum de vraisemblance. Par ailleurs, une limite inférieure de confiance peut être placée sur la probabilité de détection $PoD(a)$.

De l'étude de ces différentes courbes, il ressort que les méthodes aux ultrasons, pratiquées aussi bien à Nantes qu'à Lyon (les modes opératoires étant les mêmes, il est peu surprenant que des différences sensibles puissent être notées, ces écarts pouvant être essentiellement attribués aux équipes et/ou aux matériels utilisés), fournissent des courbes de probabilité de détection très abruptes. En effet, plus la courbe croît rapidement, plus l'efficacité du contrôle se trouve être prouvée. La dimension a_{50} est un bon indicateur, car plus la profondeur de fissure ayant 50% de chance d'être détectée est faible, plus le contrôle sera performant. De l'ensemble des contrôles, les techniques US apparaissent les plus performantes.

Comme attendu, les contrôles magnétoscopiques présentent des niveaux de fausse alarme élevés avec des seuils de saturation (l'asymptote tend lentement vers 1 lorsque la profondeur augmente). Les méthodes TOFD et ACFM sont décevantes alors qu'il était attendu beaucoup de leur utilisation dans les contrôles d'assemblages soudés. Les courbes obtenues ne font que confirmer les conclusions préliminaires du chapitre 2.

3.6. Références

Berens A.P. (1997) – *NDE Reliability Data Analysis*, ASM HandBook, Volume 17: Nondestructive Evaluation and Quality Control, pp. 689-701.

Cheng R.C.H., Iles T.C. (1983) – *Bands for Cumulative Distribution Function of Continuous Random Variables*, Technometrics, Vol.25, N°1, pp.77-86.

Cheng R.C.H., Iles T.C. (1988) – *One-Sided Confidence Bands for Cumulative Distribution Functions*, Technometrics, Vol.30, N°2, pp.155-159.

Santerelli C., Cremona C., Patron A. (2002) – *Principes statistiques de l'estimation de la fiabilité des techniques non destructives d'inspection*, PN MIKTI, R04-MIK-5B-02.

4.

RECOMMANDATIONS POUR L'ÉVALUATION STRUCTURALE DES OUVRAGES MÉTALLIQUES ANCIENS

Christian Cremona — Alberto Patron

*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
Division Fonctionnement et Durabilité des Ouvrages d'Art*

Susanne Hoehler — Björn Eichler

Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule, Aachen

Bernt Johansson — Tobias Larsson

Luleå Techniska Universitet, Luleå

4.1. Introduction

La connaissance des propriétés des matériaux pour les ouvrages métalliques existants du patrimoine ferroviaire est une donnée essentielle pour pouvoir évaluer leur résistance et estimer leur durée de vie. Construits entre 1870 et 1940, ces paramètres « matériaux » sont souvent inexistantes. Cependant, les ouvrages métalliques anciens requièrent des méthodes de recalcul souvent plus pertinentes appelant ainsi nécessairement une meilleure connaissance des caractéristiques de matériaux. Tel a été l'un des objectifs du sous-groupe « ouvrages métalliques » du projet européen *Sustainable Bridges*.

Parmi les problèmes rencontrés dans les ouvrages métalliques anciens, après la corrosion, la fatigue constitue l'une des causes les plus répandues d'endommagement. Pour réaliser une évaluation efficace de ces ouvrages, il est donc essentiel de comprendre le comportement de ces ouvrages vis-à-vis de ce phénomène et de déterminer la manière dont les matériaux constitutifs vont se comporter face à des sollicitations cycliques.

La technique d'assemblage par rivets étant aujourd'hui obsolète, de nombreuses informations sont absentes des règlements pour aider l'ingénieur à évaluer la résistance d'assemblages rivetés. Si la résistance à la fatigue est l'un des points fondamentaux de vérification des ouvrages métalliques anciens, il ne faut pas sous-estimer certaines situations où la résistance statique doit être appréciée. Les règles modernes pour les ouvrages actuels, comme l'Eurocode 3, peuvent être applicables aux structures rivetées, mais les méthodes traditionnelles pour évaluer la résistance statique des ouvrages métalliques reposent souvent sur des analyses élastiques ; il semble donc raisonnable de proposer une méthode autorisant une redistribution limitée des moments de flexion.

Ce chapitre fait donc la synthèse des investigations théoriques, expérimentales et numériques réalisées par le sous-groupe « ouvrages métalliques » du projet européen *Sustainable Bridges*.

4.2. Démarche de l'évaluation structurale

Les ouvrages métalliques dans le domaine ferroviaire représentent une grande variété de structures, car ils couvrent l'Histoire des chemins de fer depuis ses débuts jusqu'à aujourd'hui (Fig.4.1). En conséquence, les types, les géométries, les schémas de conception, les procédés de construction, les matériaux, leur exploitation, leur gestion et les événements rencontrés sont d'une très grande disparité, rendant difficile l'appréciation de leur résistance près d'un siècle plus tard. A la différence du patrimoine routier, le patrimoine ferroviaire est composé de très vieux ouvrages métalliques, les plus récents ayant été construits au cours de ces vingt dernières années (ouvrages mixtes pour la plupart).



Forsmobron (Suède)



Garabit (France)



Fackverksbro Nyköping (Suède)



Ironbridge (UK)



Opole Wschodnie (Pologne)



Sikfors (Suède)

Figure 4.1. Exemples d'ouvrages métalliques ferroviaires en Europe

Le rapport [SB-D4.2, 2007] introduit différents niveaux d'évaluation de complexité croissante en fonction de la nécessité de disposer d'informations plus précises et de recourir à des méthodes de calcul plus poussées. La Fig.4.2 illustre la démarche adoptée au travers du logigramme proposé dans le projet *Sustainable Bridges*.

Dans ce chapitre, une référence systématique sera faite à ces trois grandes phases de l'évaluation, et selon chacune de ces phases, les méthodes d'investigations, d'essais ou de calculs pourront différer.

4.2.1. Typologies des ouvrages

L'appréciation de la performance d'un ouvrage métallique ancien doit inclure une évaluation structurale de tous les assemblages et éléments vis-à-vis des conditions actuelles d'exploitation. Cette évaluation a pour objectif d'identifier les risques en termes de stabilité, de résistance et de fatigue, et de localiser les points chauds pour lesquels la défaillance liée à des dommages ou à des fissures non détectées peut conduire à l'effondrement de l'ouvrage.

Ces investigations doivent reposer sur un ensemble le plus complet possible de relevés géométriques, mettant en évidence tous les détails de la structure, et toutes les parties ayant été réparées, renforcées ou réhabilitées. Ces éléments doivent fournir toute l'information nécessaire pour mener au moins un calcul statique. L'expérience montre cependant que cette connaissance de base est rarement disponible et requiert souvent des investigations spéciales. La plupart des documents n'existent pas, sont incomplets, ou ne sont tout simplement pas représentatifs de la structure actuelle ! En parallèle, il est très rare de disposer de notes de calculs ou des données sur les matériaux utilisés.

La *phase initiale* de l'évaluation requiert d'identifier correctement et de manière exhaustive tous les documents disponibles (Fig.4.3), ceci avant de poursuivre dans des investigations plus poussées. La phase intermédiaire implique, quant à elle, d'améliorer la connaissance que l'on a sur la géométrie et les détails constructifs (y compris liés à des réparations) avant d'initier une analyse détaillée. Ceci est particulièrement important pour les composants critiques comme ceux identifiés en section 4.2.2.

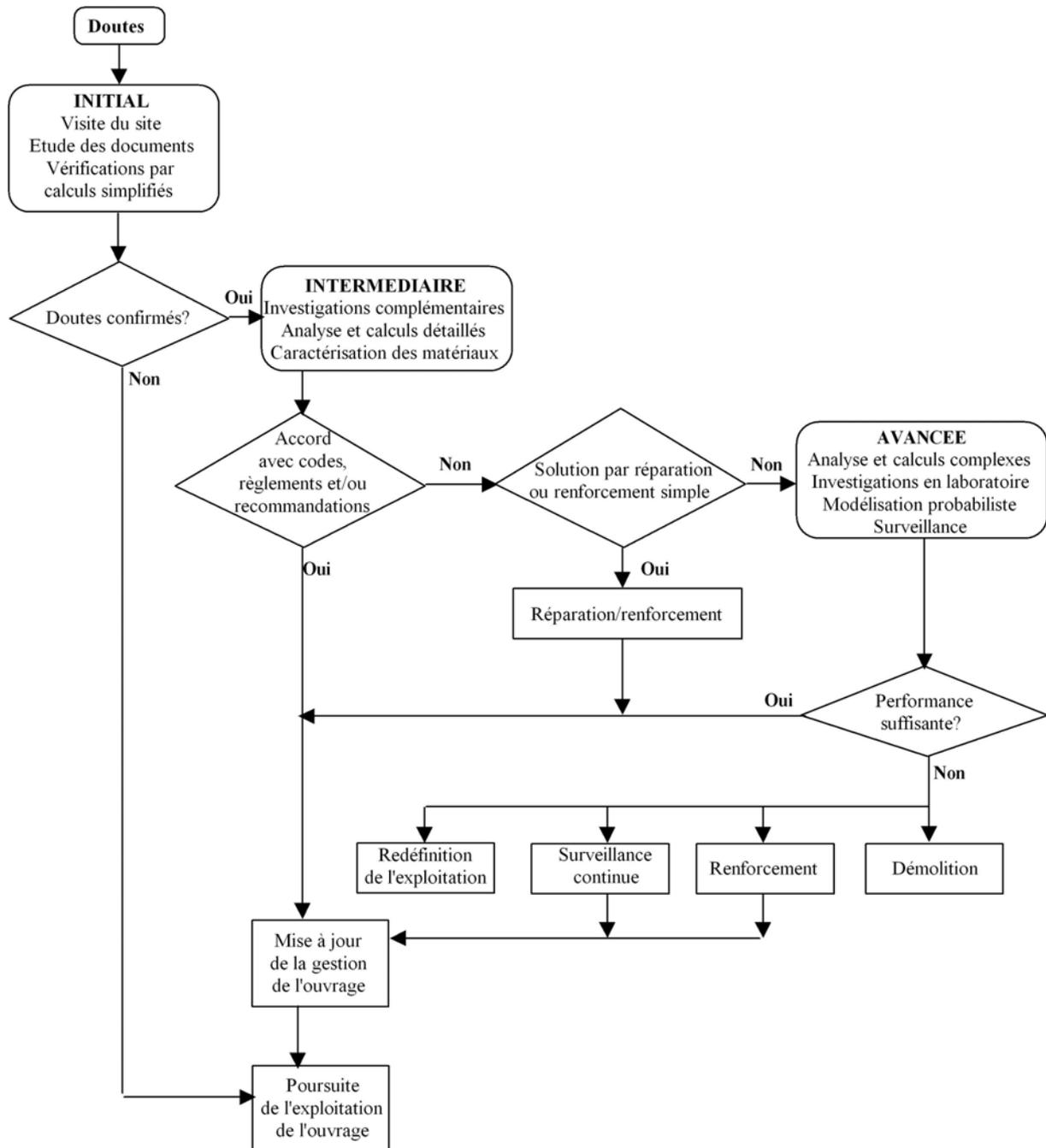


Figure 4.2. Logigramme d'évaluation des ouvrages existants

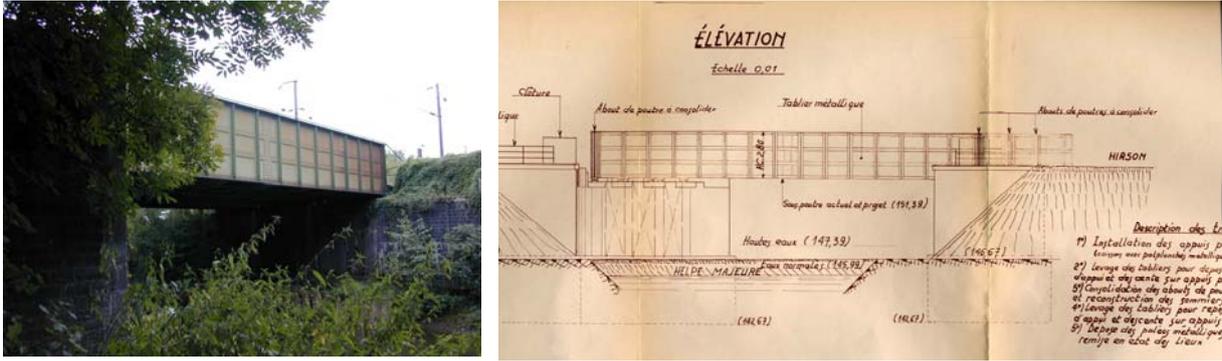


Figure 4.3. Ouvrage métallique et exemple de plan

4.2.2. Schémas de conception et de construction

Le percement des trous de rivets, les techniques d'assemblage et l'effort de serrage constituent des aspects essentiels du processus de construction; ils peuvent affecter largement la résistance et la durée de vie des vieux ouvrages rivetés. La technique d'assemblage consiste généralement à enfoncer un rivet chauffé au travers des parties à connecter. Le rivet est ensuite formé en martelant le pied pour former l'autre tête du rivet. Lorsque le rivet se refroidit, le matériau se contracte en créant une fore de compression dans les parties assemblées, appelée effort de serrage. L'amplitude de cette force diffère selon les rivets en raison des personnes ayant réalisé le rivetage. Lorsque manquants ou endommagés, les rivets sont généralement remplacés par des boulons haute résistance, ce qui permet de contrôler l'effort de serrage. Cependant, l'usage de boulons haute résistance implique souvent de réajuster les trous de rivets et de la présence de d'éléments et la présence de corrosion peut conduire à une rupture de l'élément sous l'effet de la précontrainte. Ceci explique que certains ingénieurs ou gestionnaires n'acceptent pas des remplacements de rivets par des boulons HR, mais plutôt par des boulons injectés à la résine permettant des efforts de précontrainte moindres.

L'étude des efforts de serrage de rivets met en évidence une contrainte de serrage moyenne de 100 MPa avec un écart-type de 40 MPa. Ce niveau de serrage est largement plus faible que celui obtenu avec des boulons « haute résistance », mais il semble que cela soit suffisant pour améliorer la résistance à la fatigue.

Les méthodes de production des trous de rivets dans les vieux ouvrages sont diverses (perçage, poinçonnement...). Si la condition de surface (corrosion) du trou d'un rivet constitue un facteur important pour la durée de vie en fatigue, la méthode utilisée pour sa réalisation ne semble pas avoir d'impact significatif.

4.2.3. Fondations et appuis (conditions aux limites)

Les conditions d'appuis peuvent être identifiées par les documents disponibles. Cette information est alors directement utilisable dans une *phase* d'évaluation *initiale*. Pour une évaluation *intermédiaire*, il est recommandé d'évaluer proprement ces conditions aux limites. La réalisation d'essais dynamiques peut alors fournir des informations utiles et certains degrés de liberté, considérés comme bloqués ou non selon les plans, peuvent s'avérer fonctionner très différemment (Fig.4.4).



Figure 4.4. *Comportement des conditions d'appui et prise en compte dans un modèle de calcul*

4.2.4. Propriétés des matériaux

La connaissance des propriétés des matériaux est essentielle pour évaluer la résistance des ouvrages et leur durée de vie résiduelle. Pour des ouvrages métalliques très anciens, ces données peuvent être malheureusement inexistantes. Or toute évaluation pertinente de la résistance structurale requiert cette connaissance. Pour la résistance statique, la limite élastique f_y et la résistance ultime f_u sont des paramètres significatifs. Afin de s'assurer d'une résistance à la fatigue suffisante, il est essentiel de passer d'une démarche basée sur le calcul de dommages à une approche basée sur la mécanique de la rupture. Selon ces deux approches, les données utiles différeront. Dans un premier cas, des courbes $S-N$ suffiront alors que, dans le second, d'autres paramètres seront nécessaires comme les intégrales J , J_c ou les facteurs d'intensité de contrainte K_{Ic} ...

4.2.4.1 Caractéristiques des matériaux anciens de la construction métallique

L'information principale qu'il convient d'avoir est la suivante :

- (1) Analyse chimique, utile pour l'identification du matériau. Les composants principaux ayant des effets sur les propriétés du matériau sont :
 - C Carbone, améliore la dureté, la résistance, mais réduit la durabilité et la soudabilité,
 - Si Silice, effets similaires au carbone, pouvant conduire à un comportement fragile,
 - Mn Manganèse, effet positif sur la résistance et la dureté,
 - P Phosphore, augmente le risque de comportement fragile,
 - S Soufre, effet négative sur la résistance et la dureté,
 - N Nitrogène, élément non désiré en raison de sa propension à réduire dureté et soudabilité;
- (2) Propriétés mécaniques déterminées par des essais de traction :
 - f_y Limite élastique,
 - f_u Résistance ultime,
 - ε_u Allongement ultime;
- (3) Propriétés liées à la fatigue :
 - $S - N$ Courbes de fatigue,
- (4) Propriétés liées à la mécanique de la rupture. Les paramètres sont la ténacité, les seuils de propagation, la température de l'essai Charpy, mesurés sur pleine épaisseur.

Les premiers ouvrages métalliques, jusqu'à la fin du XIX^{ème} siècle, ont été fabriqués en fer puddlé, peu après la fonte. Les aciers doux leur ont succédé à partir de 1895. Une classification détaillée, prenant en compte les caractéristiques typiques des mélanges chimiques, de la microstructure et des propriétés de résistance, peut être trouvée dans le rapport [SB-D4.3.6, 2007]. Les fontes, utilisées essentiellement dans des éléments fonctionnant en compression en raison de leur faible résistance à la traction, et les fers puddlés doivent être particulièrement traités avec soin. En effet, pour ces derniers, les procédés de fabrication ont conduit à introduire un nombre important de scories et d'inclusions, selon une grande anisotropie. Les propriétés de résistance diffèrent ainsi dans les trois directions. Le fer puddlé ne remplit pas les exigences d'un acier S235 selon l'EN 10025. Les aciers doux ont largement amélioré les propriétés de résistance des aciers. Cette résistance, mais aussi les allongements sont comparables à ceux d'un S235. Cependant, une attention particulière doit être portée sur la dureté et la soudabilité, car les analyses chimiques mettent souvent en évidence des taux de soufre, de phosphore et de carbone importants.

4.2.4.2 Phénomène de fatigue

Le phénomène de fatigue a intrigué les chercheurs depuis près de 200 ans, essentiellement dans le domaine des constructions métalliques. L'un des premiers à avoir investigué le problème a été Wöhler (1819-1914). Il a conduit de manière systématique des recherches sur les essieux de train en essayant d'identifier les raisons pour lesquelles ces derniers se cassaient sous chargements répétés bien inférieurs aux chargements statiques de conception. Les essais de fatigue furent tracés sous forme de diagramme log-log avec l'étendue de contrainte en ordonnée et le nombre de cycles en abscisse.

Ces diagrammes sont connus sous le nom de *courbes de Wöhler* ou courbes *S-N*, avec *S* l'étendue de contrainte et *N* le nombre de cycles.

Les ruptures dues au phénomène de fatigue sont expliquées par la présence de microfissures dans le matériau. Lorsqu'une fissure se forme, chaque cycle de chargement (d'une intensité supérieure à un certain seuil) contribue à son développement et la fissure continue à se propager jusqu'à ce que le matériau résiduel ne soit plus à même de supporter l'effort appliqué et se rompt. Dans le dimensionnement ou la vérification du comportement des éléments métalliques vis-à-vis de la fatigue, les effets des actions variables forment les variables les plus importantes, même s'ils sont souvent inférieurs aux effets des actions permanentes.

La fatigue des pièces métalliques est définie par l'apparition de fissures microscopiques, puis de fissures macroscopiques avec leur propagation sous charges répétées. Trois grandes étapes peuvent être distinguées dans le processus de fatigue : l'initiation, la propagation et la rupture.

L'*initiation* de la fissure explicite le comportement de la structure dans l'état où apparaît une fissure microscopique, et s'appelle la phase d'amorçage. Cette fissure s'amorce au travers de déformations plastiques liées aux tensions entre grains. Ceci se produit lorsque les contraintes dans le cristal atteignent un point de plastification conduisant le cristal à se déformer de manière plastique. Les déformations plastiques trouvent souvent leur origine dans des lieux de sur-contraintes comme les zones de cloquage, les lieux d'impuretés...

La *propagation* d'une fissure macroscopique peut être lente si le matériau présente certaines propriétés de ductilité, c'est-à-dire peut subir de grandes déformations sans rupture. Par contre, elle peut être extrêmement rapide, et même quasiment instantanée, si le matériau est fragile. La propagation de la fissure se produit sous chargements répétés, avec coalescence des microfissures en une ou plusieurs macro-fissures. Une zone plastique apparaît en fond de fissure avec une dimension limitée à quelques grains. La croissance des fissures dépendra donc de la structure interne du matériau, de la dimension des grains (qui pilote la direction de la fissure, celle-ci devenant normale au champ de contrainte lointain).

La *rupture* d'une pièce mécanique peut s'interpréter par une interruption dans sa continuité. Celle-ci se produit lorsque la section résiduelle ne peut plus supporter le chargement appliqué. Deux modes de

ruptures sont alors possibles. La rupture fragile conduit à une défaillance rapide. La rupture ductile est caractérisée par une déformation plastique de la section résiduelle.

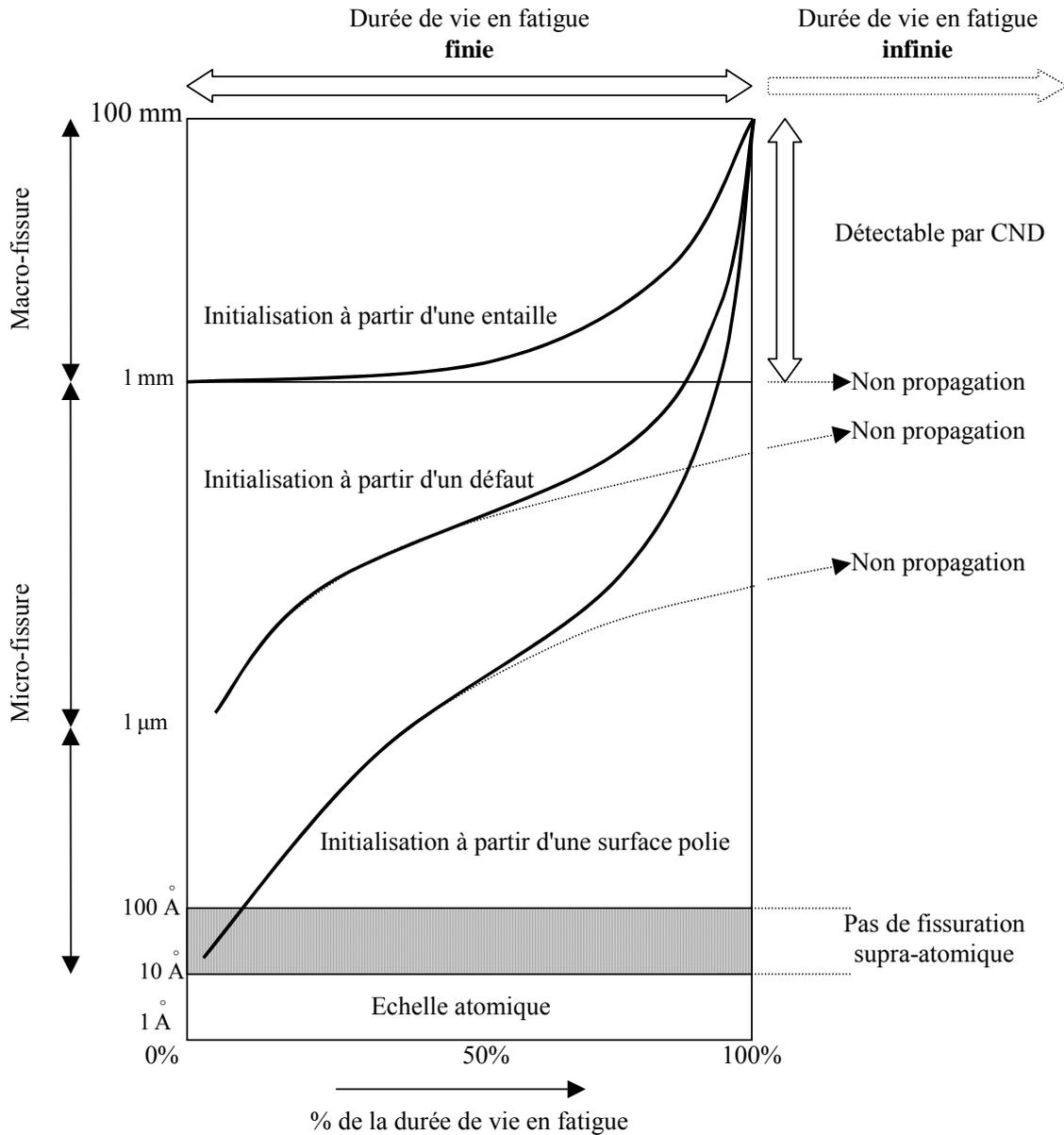


Figure 4.5. Différentes phases de développement des fissures de fatigue

Le nombre de cycles amenant à la rupture (défaillance) est donc la somme des cycles subis lors des deux premières phases :

$$N_T = N_I + N_P \quad (4.1)$$

Ces diverses phases sont décrites sur la Fig.4.5 [Schive, 1984] suivant la nature du métal (poli, défectueux, entaillé). Dans le cas d'un métal entaillé, $N_T = N_P$. Dans les deux autres cas, la phase d'initiation prédomine. Les fissures peuvent alors se développer dans la phase de propagation ou tout simplement s'arrêter de progresser. Cet arrêt dans la fissuration apparaît lorsque l'amplitude de la contrainte nominale appliquée est faible ou lorsque le facteur de concentration de contrainte reste réduit.

Le nombre de cycles conduisant à la rupture peut varier de manière significative de quelques centaines à plusieurs millions suivant l'étendue de contrainte, les propriétés du matériau...

La *limite d'endurance* est un des facteurs les plus importants dans la vérification du comportement à la fatigue des éléments métalliques. En raison de l'obsolescence de la pratique du rivetage dans les ouvrages métalliques, la connaissance de la capacité des ouvrages rivetés à résister au phénomène de fatigue est mal connue et ne peut être comparée à celle accumulée pour les assemblages soudés. L'effort de serrage, la corrosion, la préparation des trous et les propriétés des matériaux influencent énormément la performance de ces ouvrages vis-à-vis de la fatigue [SB4.6.2, 2007].

La Fig.4.6. synthétise les essais de fatigue réalisés sur des poutres principales ou sur des entretoises d'ouvrages rivetés déclassés testés au moyen d'essais de flexion à 3 ou 4 points. Les étendues de contrainte se réfèrent à l'étendue de contrainte nette dans la section. L'endurance obtenue sur cet ensemble d'échantillons est inférieure à la catégorie de détail $\Delta\sigma_c = 71 \text{ N/mm}^2$. L'état de corrosion pour certains de ces éléments atteint souvent des réductions de section allant de 20 % à 50 %. En éliminant les éprouvettes très corrodées, l'endurance se trouve améliorée (Fig.4.7.) et se situe au dessus de $\Delta\sigma_c = 71 \text{ N/mm}^2$ à l'exception de trois cas. Deux de ces essais furent cependant exposés à des étendues de contrainte irréalistes très élevées (~180 MPa) peu représentatives des ponts ferroviaires.

Des études similaires ont été menées sur des corps d'épreuve en treillis mettant en évidence que la catégorie de détail à prendre en compte est plus faible $C = 63$ (Fig.4.8).

Les études sur les limites d'endurance sous amplitude constante ($N > 5 \cdot 10^6$ cycles) et sur les limites de troncature ($N > 1 \cdot 10^8$ cycles) sont coûteuses et nécessitent des temps d'essais très longs. Les rares investigations existantes ont été menées avec des étendues de contrainte variant entre 40 et 60 MPa. Dans ces études à amplitude constante, aucune fissure n'a été détectée pour des contraintes inférieures à 52,3 MPa. Des essais à amplitude variable, il ressort que la limite de troncature se situe autour de 40 MPa. Ces résultats ne sont valables qu'en absence de corrosion ou de dommages.

La limite de troncature de 40 MPa semble raisonnablement vérifiée pour les poutres en conjonction avec la classe de détail $C=71$. Pour les poutres treillis, il est difficile de conclure et aucune limite de troncature ne peut être identifiée. Si un modèle de la mécanique de la rupture est utilisé, il est important d'exprimer la capacité d'une fissure à se propager par un seuil d'intensité de contrainte ΔK_s , au dessous duquel une fissure existante peut rester dormante. Les études menées dans le projet *Sustainable Bridges* tendent à prouver que ces niveaux se situent entre 3 à 11 $\text{MPa}\cdot\text{m}^{1/2}$. Néanmoins ces données doivent être prises avec prudence en raison de leur caractère dispersé.

Pour la résistance à la fatigue de l'acier puddlé ou de très vieux aciers, la courbe ORE [ORE, 1987], dans sa version corrigée de 2001, peut être utilisée (Fig.4.9).

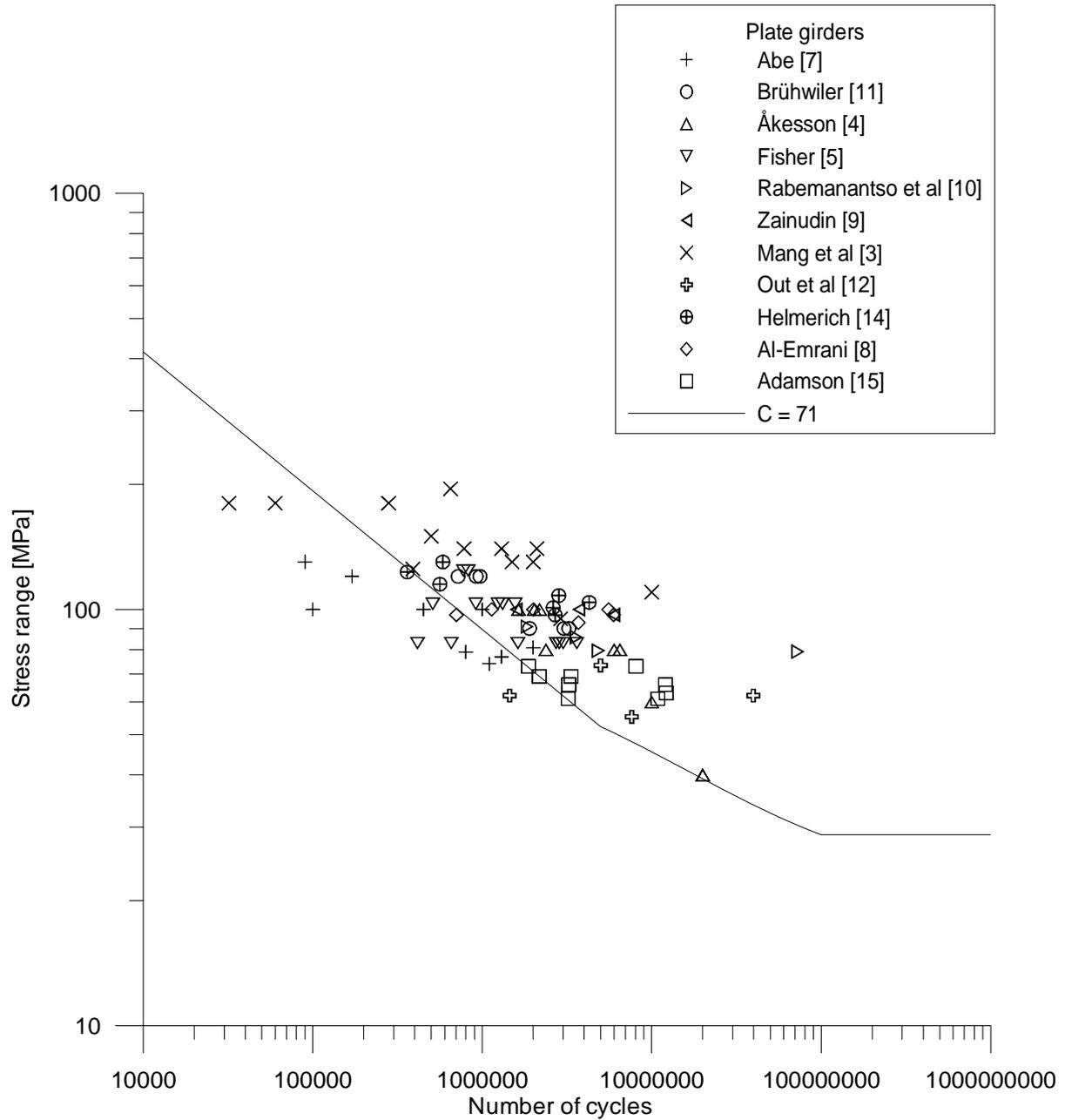


Figure 4.6. Essais de fatigue des poutres métalliques rivetées avec des étendues de contrainte variant de 40 à 240 MPa

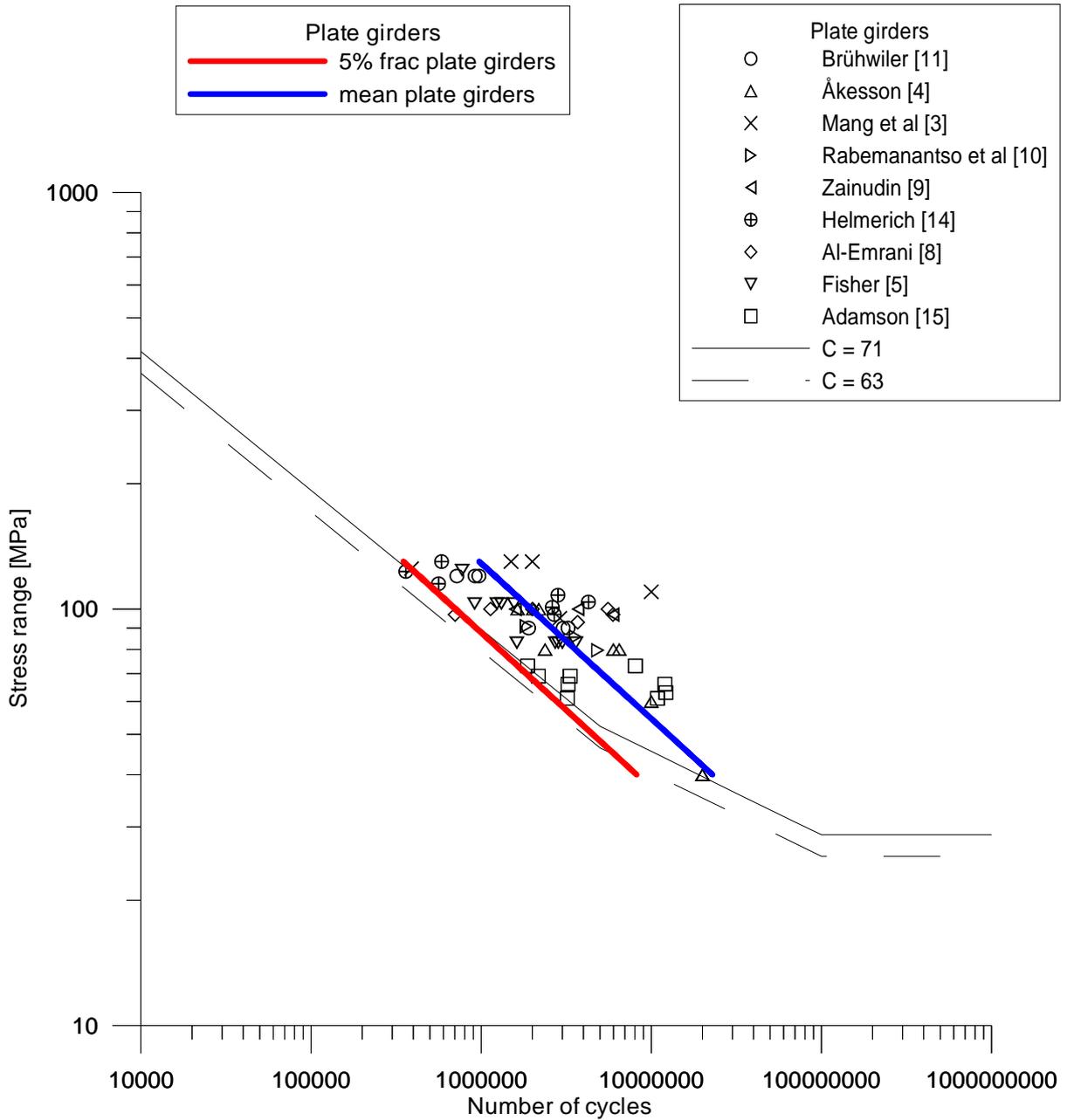


Figure 4.7. Essais de fatigue sur poutres rivetées en éliminant les corps d'épreuve fortement corrodés et les niveaux de contraintes inférieurs à 130 MPa

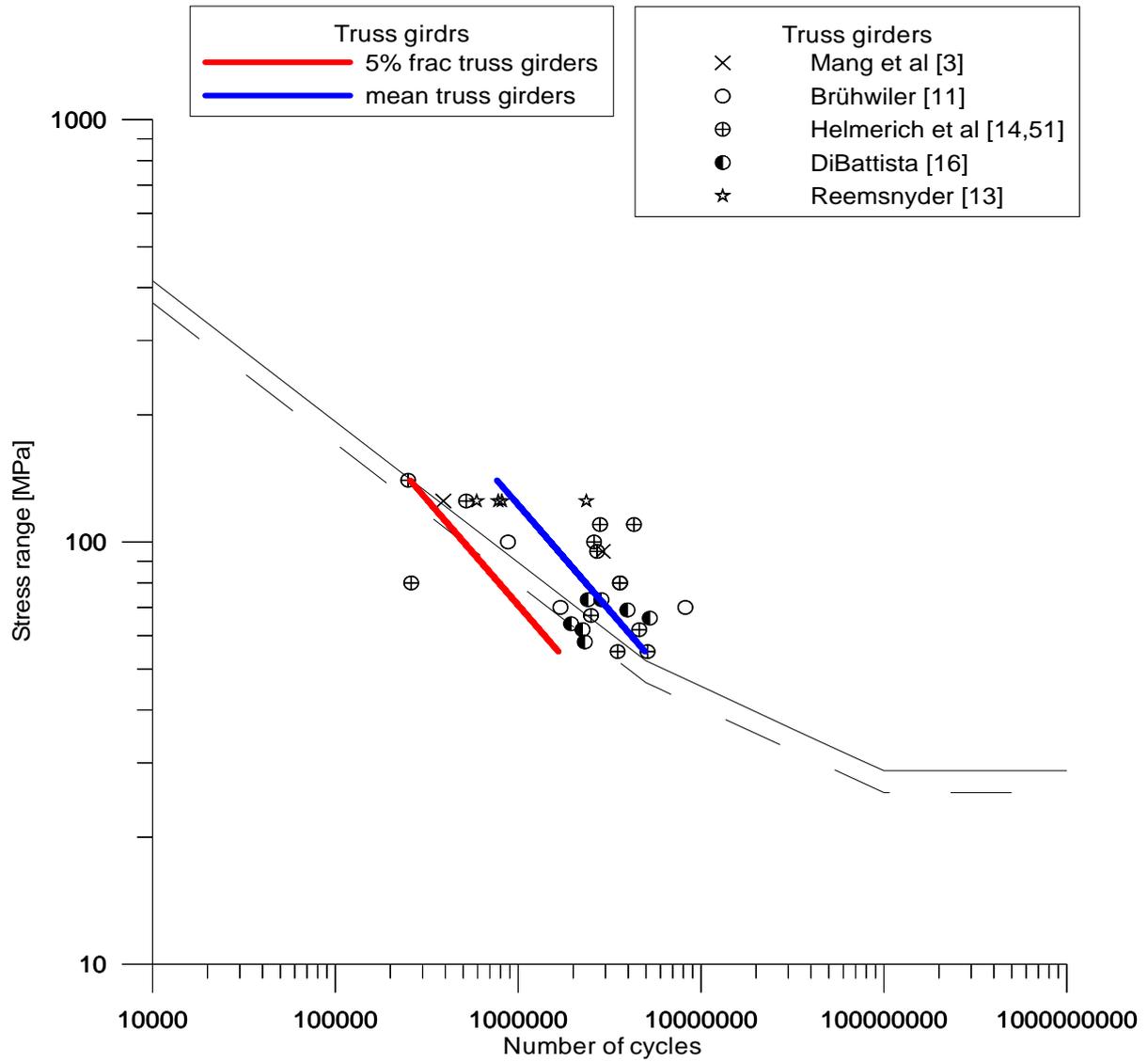


Figure 4.8. Essais de fatigue sur des poutres en treillis rivetés

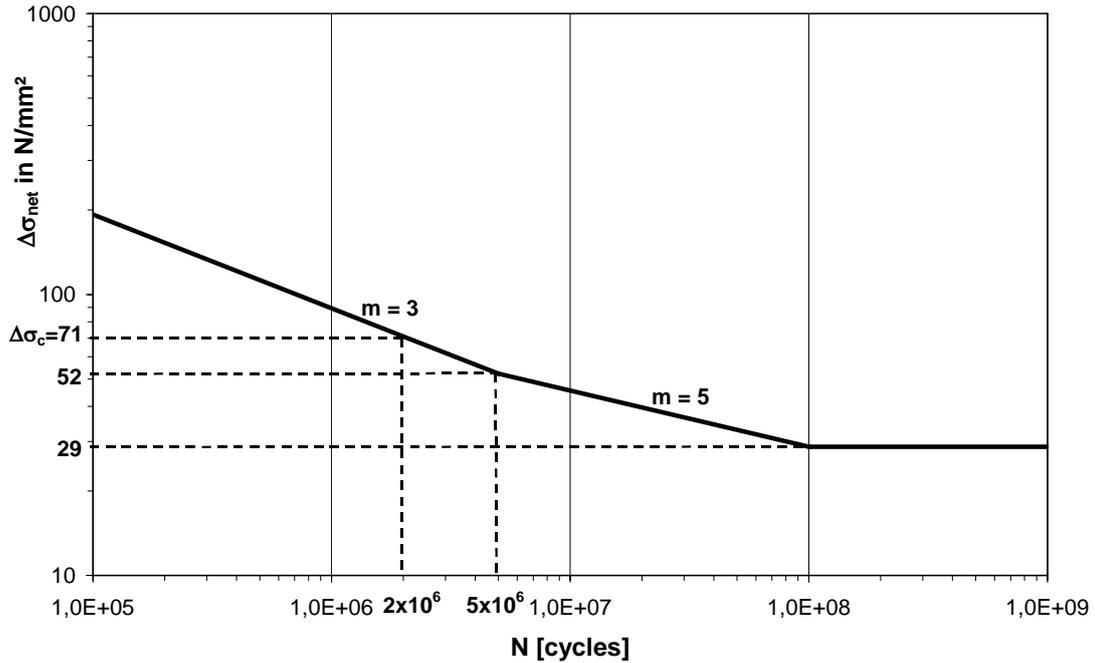


Figure 4.9. Courbe S-N pour le fer puddlé et les aciers anciens

La corrosion est également un problème d'importance dans les vieux ouvrages métalliques rivetés (Fig.4.10). La résistance des éléments se trouve généralement réduite par la présence de corrosion. La durée de vie en fatigue n'est pas influencée de la même manière suivant que la corrosion est localisée en semelle comprimée ou tendue. La corrosion près des rivets augmente les niveaux de contrainte et réduit l'endurance à la fatigue. Les surfaces corrodées agissent comme des lieux de concentration de contrainte pouvant faciliter la propagation de fissures. Une structure corrodée constituée d'un matériau fragile induira des risques de rupture plus élevés, notamment à faibles températures.

La majorité des vieux ouvrages métalliques toujours en exploitation sont faits en aciers doux, mais il subsiste encore des ouvrages en fer puddlé. La connaissance de ce matériau n'est pas aussi étendue que pour les autres aciers. Des études menées au cours du projet *Sustainable Bridges*, aucune différence notable dans la performance des éléments structuraux en fer puddlé avec ceux en acier doux n'a été notée. Ces résultats, certes parcellaires, semblent indiquer qu'il n'y a pas de raison à considérer les ouvrages en fer puddlé différemment des autres vis-à-vis de la fatigue.



Figure 4.10. Exemples de traces de corrosion sur ouvrages

4.2.4.3 Soudabilité

Le soudage des vieux aciers doit être traité avec soin car la plupart de ces aciers peuvent réagir au processus thermique par l'apparition de dommages et de fissures. En général, le soudage sur métaux anciens doit être évité. Cependant la réparation ou le renforcement par soudage peut apparaître une solution utile si le matériau est soudable. Pour examiner la soudabilité, la procédure suivante est proposée :

- (1) Examiner si des soudures existent, liées à la construction de l'ouvrage ou au cours de réparations anciennes ;
- (2) En absence de signes de soudures sur l'ouvrage, la soudabilité doit être testée. Ceci peut être réalisé en prélevant des échantillons sur des parties redondantes, en les testant mécaniquement pour leur ductilité et en les analysant chimiquement vis-à-vis de leur contenu en carbone et autres éléments. Suivant Ricker (1988), un test très simple peut être pratiqué en soudant un morceau d'acier soudable sur un élément de structure ou sur un échantillon et en le frappant avec un marteau (Fig.4.11). Si la soudure se déforme sans rupture, l'acier peut être considéré comme soudable. Si la soudure se sépare du métal de base, ceci caractérise une dureté qui résulte d'un taux de carbone important. La zone de séparation exhibe une surface granulaire grise et suit la zone affectée thermiquement formant un léger cratère dans le métal de base ;
- (3) Ce test peu sophistiqué (du même type que celui effectué sur les goujons soudés) est très utile en cas de prises de décision urgente ou absence de laboratoires disponibles. Il est à remplacer par d'autres méthodes lorsque celles-ci sont de mise en œuvre aisée.

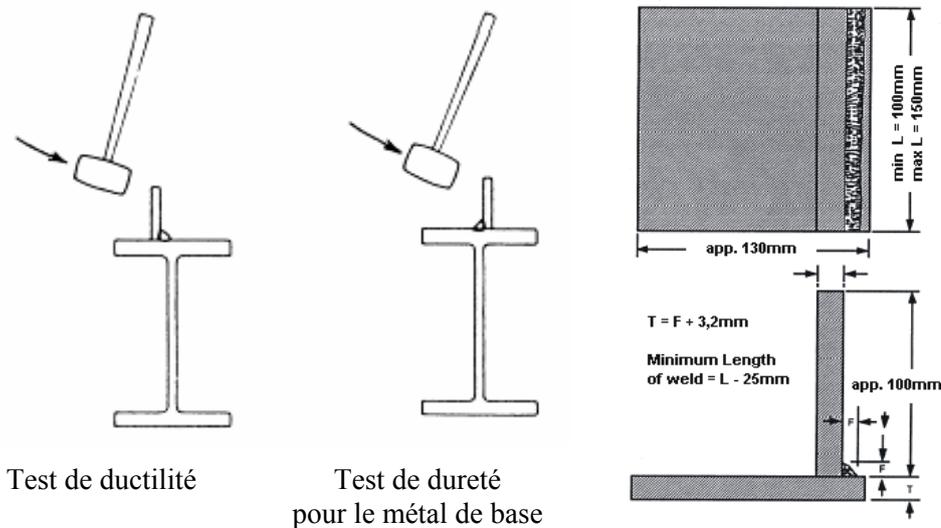


Figure 4.11. Essai simple de vérification de la soudabilité

Si l'analyse chimique du matériau peut être réalisée, trois éléments doivent être identifiés en priorité :

- Carbone : en excès, il peut conduire à une dureté élevée avec perte de ductilité. Plus ce taux est élevé, plus la soudabilité sera faible ;
- Phosphore : en excès, il augmente la fragilité ;
- Soufre : en quantité élevée, il se traduira en soudures poreuses.

La soudabilité peut être exprimée en équivalent carbone (EC). Plusieurs expressions existent aujourd'hui. Pour des aciers avec $C > 0,18\%$ – ce qui normalement le cas dans les aciers anciens – le EC donné par l'Institut International de Soudure (IIS) est :

$$EC = C + Mn/6 + Cr/5 + Mo/5 + V/5 + Ni/15 + Cu/15 + Si/6 \quad (4.2)$$

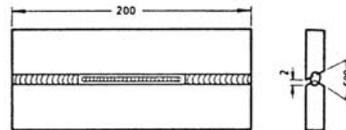
où

C	=	contenu en Carbone % (en masse)
Mn	=	contenu en Manganèse %
Cr	=	contenu en Chrome %
Mo	=	contenu en Molybdène %
V	=	contenu en Vanadium %
Ni	=	contenu en Nickel %
Cu	=	contenu en Cuivre %
Si	=	contenu en Silice %

Avec l'expression (4.2), un équivalent Carbone de 0,40% assure une bonne soudabilité. Dans le cas d'une analyse chimique, ces différents éléments doivent être identifiés et listés, même si leur contenu est nul. Dans le cas d'EC élevé, d'autres investigations sont nécessaires, comme des essais destructifs, ou il convient de considérer le matériau comme non soudable.

La grande variété de formules pour calculer des équivalents Carbone met en évidence que cette approche pour déterminer la soudabilité ne peut être utilisée qu'avec prudence et sens critique. L'expérience prouve en effet que l'application de telles expressions en équivalents Carbone conduit à des évaluations de la soudabilité trop optimistes. En dernier recours, l'approche la plus pertinente pour s'assurer de la soudabilité reste les *essais de fissuration à froid*. Parmi ces essais destructifs, les plus souvent utilisés sont l'essai Tekken test et l'essai CTS test (Fig.4.12). Dans ces deux essais, le chargement est réalisé en refroidissant la soudure. Des informations complémentaires peuvent être trouvées dans la référence IIW-IX-752-71.

Essai Tekken modifié



Essai CTS (Controlled Thermal Severity)

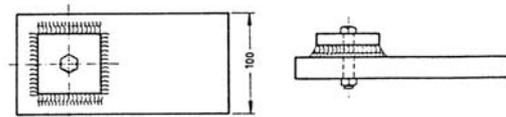


Figure 4.12. *Essais de fissuration à froid*

Dans le cadre des investigations du projet *Sustainable Bridges*, la procédure suivante est proposée pour apprécier la soudabilité des aciers d'ouvrages anciens:

- Éviter les soudures sur des structures existantes autant que possible ;
- Si le soudage est nécessaire et ne peut être évité, la soudabilité doit être examinée par une des techniques mentionnées précédemment avant mise en œuvre ;
- La qualité de la caractérisation de la soudabilité augmente avec l'effort en investigations expérimentales :
 - o essais simples sur site,
 - o équivalents carbone,

- essais de fissuration à froid ;
- Si possible, des essais sur éléments de structure peuvent être réalisés.

L'appréciation de la soudabilité est demandée pour la *phase* d'évaluation **avancée**.

4.2.4.4 Valeurs de référence

Sur la base des diverses investigations du projet *Sustainable Bridges*, en absence de données spécifiques, les valeurs de référence suivantes ont été proposées pour des études d'évaluation préliminaires.

Pour le fer puddlé et les aciers très anciens, les caractéristiques suivantes peuvent être adoptées :

- limite d'élasticité f_e : 220 N/mm²
- limite ultime f_u 320 à 380 N/mm²
- Module d'Young E 200000 N/mm² (dans la direction de la coulée)
- Module de cisaillement G 77000 N/mm²
- Densité ρ 78 kN/m³
- Allongement ultime (dans la direction de la coulée) :
 - fer puddlé $\lambda \cong 12\%$
 - aciers anciens $\lambda \cong 20\%$

Dans la direction perpendiculaire à la coulée, les valeurs de référence de la limite ultime, d'élasticité et d'allongement ultime sont largement réduites pour le fer puddlé, légèrement peu pour les aciers anciens.

Les coefficients partiels recommandés sont respectivement $\gamma_R = 1,20$ pour le fer puddlé (matériau anisotrope avec allongement ultime faible) et $\gamma_R = 1,10$ pour les aciers anciens.

Pour les aciers élaborés selon le procédé Siemens-Martin (depuis 1925), les caractéristiques suivantes peuvent être adoptées :

- limite d'élasticité f_e : 240 N/mm²
- limite ultime f_u 370 à 460 N/mm²
- Module d'Young E 200000 N/mm²
- Module de cisaillement G 81000 N/mm²
- Densité ρ 78,5 kN/m³

Le coefficient partiel recommandé est $\gamma_R = 1,10$.

Pour les analyses en fatigue, la catégorie de détail de référence est fixée à $\Delta\sigma_c = 71$ N/mm² pour $2 \cdot 10^6$ cycles (fractile à 5%).

Ces diverses données sont particulièrement utiles pour une phase initiale d'évaluation. En raison de la vétusté des ouvrages concernés, une description plus fine du matériau est recommandée ; pour la phase d'évaluation intermédiaire, il est donc nécessaire d'identifier les propriétés des matériaux par des essais appropriés. La section 4.3.3. fournit une procédure pour l'obtention de ces informations.

4.2.5. Conditions d'exploitation

Comme pour toute structure, l'étude des conditions d'exploitation est essentielle. Cela concerne différents aspects de la vie de l'ouvrage : changement dans le nombre de voies, évolution des charges, endommagements constatés, événements exceptionnels... Un grand nombre de vieux ponts métalliques ont fait l'objet de réparations et de renforcements liés aux dommages de deux guerres mondiales ou à des changements dans les configurations d'exploitation. Pour ces ouvrages, la vérification de la sécurité et de l'aptitude au service forme une question actuelle et d'importance.

4.2.6. Charges d'exploitation

A l'exception de surcharges exceptionnelles consignées au cours de la vie de l'ouvrage, les configurations extrêmes actuelles ou de conception peuvent être appliquées pour évaluer la résistance ultime. Pour l'évaluation en fatigue, la connaissance des cycles de contraintes subis est nécessaire, mais elle reste rarement – si ce n'est jamais – accessible.

Diverses études ont montré que le dommage éventuel de fatigue accumulé dans les vieux ponts métalliques jusqu'à la fin de la seconde guerre mondiale reste négligeable en comparaison de celui subi pendant ces cinquante dernières années. Cette remarque est cohérente avec la limite de troncature fixée à 40 MPa.

Une procédure simplifiée proposée par les chemins de fers allemands permet d'évaluer la durée de vie restante vis-à-vis de la fatigue. Implémentée dans les recommandations [RiL805, 2002], elle se décompose en quatre étapes et permet de calculer la durée de vie résiduelle T pour des assemblages non soudés. Elle a été retenue dans les recommandations du projet *Sustainable Bridges* et est documenté dans la référence [SB-D4.2, 2007].

4.2.7. Etats des ouvrages

L'analyse de l'état d'un ouvrage fournit une donnée importante pour apprécier la performance d'un ouvrage. En particulier, pour des ouvrages métalliques, les fissures et les réparations sont des éléments d'information utiles. Dans [SB3.4, 2007], des recommandations pour l'auscultation des assemblages boulonnés et rivetés sont proposées, en accord avec la norme prEN 1090-2.

Le nombre de rivets à inspecter dans un ouvrage doit représenter au moins 5% des rivets. Les têtes des rivets sont inspectés visuellement et sondés au marteau : ils doivent satisfaire entre-autres les critères d'acceptation suivants :

- les rivets doivent être centrés. L'excentricité de la tête par rapport à la jambe du rivet ne doit pas excéder $0,15 d_0$ où d_0 est le diamètre du trou,
- les têtes des rivets doivent être bien formés et ne pas présenter de fissures ou de piqures,
- les rivets doivent être en contact avec les parties assemblées ; aucun mouvement ou vibration ne doit être détectée lorsque la tête est frappée avec un marteau.

Un contact correct sera assuré en frappant la tête du rivet avec un marteau de 0,5 kg. Cette inspection est menée selon la procédure décrite dans la référence [SB D3.4, 2007]) sur un nombre suffisant de rivets jusqu'à ce que le critère d'acceptation soit atteint. Si le remplacement d'un rivet défectueux est nécessaire, il sera réalisé sous charges permanentes seules. Le rivet sera ôté au moyen d'un ciseau ad hoc. Après enlèvement, le trou doit être inspecté avec soin, pour vérifier la présence de fissures, de piqures ou de déformations. En cas de constat de tels défauts, le trou doit être rectifié.

Les défauts dans les connections rivetés peuvent provenir de la fabrication ou de l'effet de la corrosion au cours de la vie de l'ouvrage. Dans le premier cas, les défauts ne sont pas critiques puisque l'assemblage a été en service sans aucun problème. Les défauts typiques liés à la fabrication des rivets est donnée au tableau 12 de la référence [SB D3.4, 2007]. Dans le second cas, une attention

particulière doit être prise car la corrosion peut engendrer une perte de précontrainte dans le rivet, un changement du fonctionnement de la connexion, de la corrosion sous tension...

4.3. Modélisation et analyse

Pour les vieux ponts rivetés, il convient de se poser les questions suivantes :

- Est-ce que ces ouvrages présentent un niveau de sécurité suffisant vis-à-vis des conditions actuelles d'exploitation (chargements) ?
- Si oui, quelle est la durée de vie résiduelle, si ces conditions d'exploitation venaient à changer (augmentation des charges) ?
- Si non, quelle inspection et quelles réparations considérer pour assurer une durée de vie résiduelle donnée ?

Répondre à ces questions nécessite de nouvelles méthodes d'évaluation de la sécurité et d'identification des propriétés des matériaux.

4.3.1. Performance (états limites)

Un élément de structure peut, en raison d'endommagements précédents ou de fissures non détectées, déboucher sur une rupture fragile ou ductile. Ces modes de ruptures sont liés aux propriétés des matériaux, aux conditions thermiques, aux charges d'exploitation et à la forme de l'élément. Pour les ouvrages métalliques, ces deux modes sont d'importance puisque l'évaluation doit être réalisée pour de basses températures, domaine d'emploi pour lequel la ténacité du matériau est faible. Ceci explique pourquoi les charges de trafic autorisables sur les ponts métalliques sont conditionnées par la capacité de résistance à la fatigue.

Mais, pour certaines situations, la résistance statique doit être également vérifiée et des recommandations sont données dans ce chapitre et dans les références [SB D4.2, 2007] et [SB D4.3, 2007]. La plupart des règles de conception modernes pour des ouvrages métalliques, comme l'Eurocode 3, sont applicables à des structures rivetées. Cependant, le cas des connexions discontinues (comme dans les assemblages rivetés, à la différence des assemblages soudés) est mal traité. Ainsi, la distance entre rivets n'est pas abordée de manière efficace, et la présence de connexions d'angle n'est pas utilisée positivement dans l'analyse du flambement local.

Les méthodes traditionnelles pour apprécier la résistance des ponts métalliques est basée sur une analyse élastique. Dans le cas où la résistance à l'ELU est insuffisante, il est appréciable de pouvoir mobiliser les déformations plastiques, situation qui peut survenir si l'on souhaite autoriser quelques trains exceptionnels ne contribuant pas à l'endommagement par fatigue.

4.3.2. Comportement mécanique

Les éléments structuraux sensibles à une rupture fragile ou ductile sont les parties les plus importantes d'un ouvrage qu'il convient d'identifier et d'analyser en termes de conséquences. En effet, l'identification de ces parties critiques ou points chauds est recommandée pour la phase intermédiaire d'évaluation.

La Fig.4.13 présente un logigramme pour identifier les composants critiques pouvant conduire à la défaillance globale de l'ouvrage.

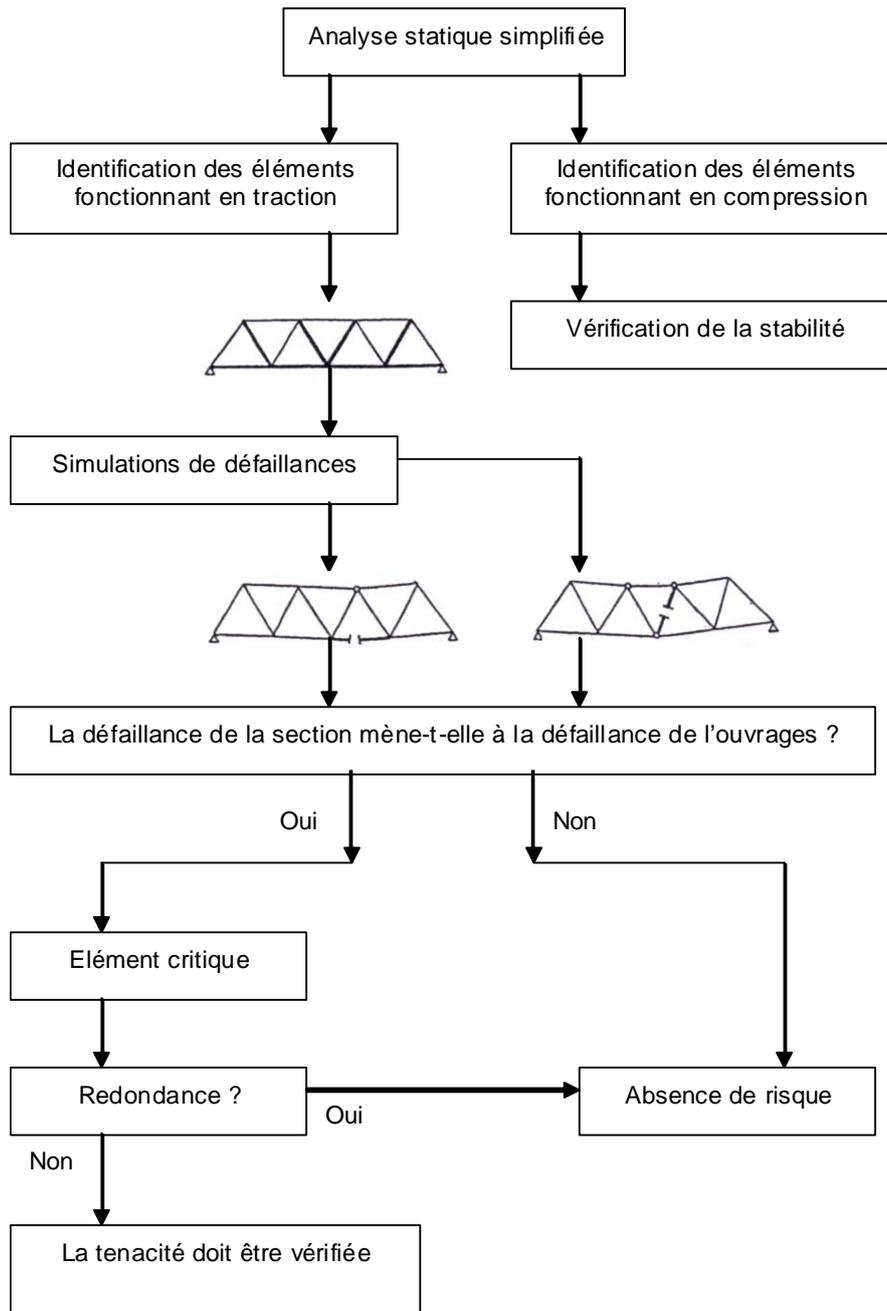


Figure 4.13. Logigramme d'identification des éléments critiques

Les éléments critiques subissant des contraintes de traction doivent être vérifiés sauf si ces contraintes ne dépassent pas $0,20 f_e$ ou si suffisamment redondants (Fig.4.14).

L'évaluation doit être menée pour différentes combinaisons de charges, permanentes, d'exploitation et thermiques.

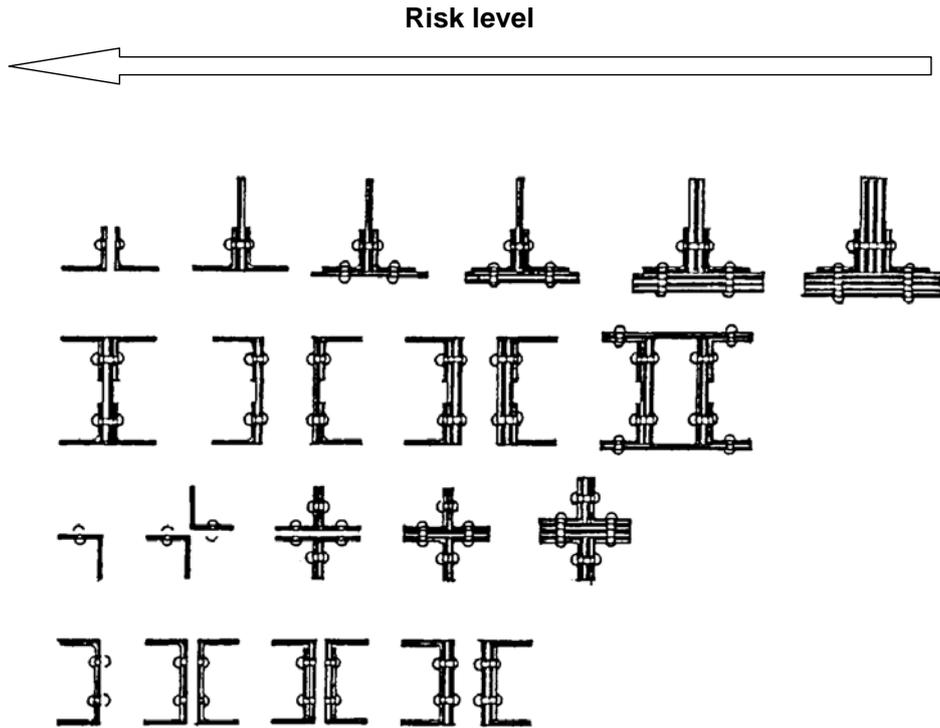


Figure 4.14. Niveau de risque pour diverses sections rivetées

4.3.3. Analyse structurale

Les normes ou règlements modernes (comme l'Eurocode 3) couvrent les structures rivetées mais ne fournissent pas une information complète. Les règlements anciens ne traitent pas de leur côté des phénomènes d'instabilité et se placent dans un cadre d'analyse purement élastique. En partant de l'Eurocode 3, le projet *Sustainable Bridges* tente de fournir des éléments d'analyse additionnels.

L'exigence d'analyse globale de l'Eurocode 3-2 stipule que l'approche élastique peut être utilisée pour déterminer les efforts internes et les moments pour toutes les situations de conception, à l'exception de celles accidentelles. Si cette hypothèse apparaît comme raisonnable pour des ouvrages neufs modernes, l'évaluation d'ouvrages anciens nécessite de la relâcher pour des raisons économiques à l'ELU. Elle reste cependant d'utilisation simple et à privilégier pour la phase initiale d'évaluation. A l'ELS et pour la fatigue, l'analyse élastique peut être employée pour toutes les phases d'évaluation. De manière générale, la modélisation de l'ouvrage doit être en accord avec l'état limite considéré. Ainsi, les treillis sont généralement modélisés en supposant des jonctions rotulées à l'ELU, mais pour de la vérification à l'ELS, la continuité doit être considérée. L'Eurocode 3-1-8 donne quelques recommandations pour considérer ce problème mais l'information nécessaire pour cela est incomplète pour les types d'assemblages considérés.

Pour les phases intermédiaires et avancées, si la résistance à l'ELU est insuffisante, il peut être utile d'autoriser des déformations plastiques. L'analyse en plasticité se justifie pour les poutres principales suffisamment épaisses, mais l'est moins pour des poutres plus élancées comme on en trouve dans les vieux ponts métalliques. Cependant des capacités de déformation plastique existent et peuvent être mobilisées par une redistribution limitée des moments. Une méthode simplifiée a été développée dans [SB D4.3, 2007] et est brièvement exposée dans ce chapitre : elle s'applique à la phase intermédiaire d'évaluation. Pour la phase avancée, il est recommandé de réaliser une analyse non linéaire par éléments finis. Afin de couvrir tous les modes de défaillance possibles, il est nécessaire de modéliser la structure avec des éléments de coque et d'appliquer des imperfections locales et globales. L'annexe C de l'Eurocode 3-1-5 donne des recommandations pour l'utilisation d'une approche aux éléments finis non linéaire, sous réserve de négliger les contraintes résiduelles, ce qui est le cas dans les structures rivetées.

Les classes de section de l'Eurocode 3 sont essentielles pour définir la résistance à la flexion et à la compression. Ils sont définis pour des sections soudées ou moulées, mais rien n'est dit sur les sections rivetées. Ce chapitre montre comment ces notions ont été étendues aux assemblages rivetés pour l'évaluation de la résistance des vieux ponts métalliques.

4.3.4. Résistance des rivets

La résistance des rivets pour la conception est donnée par l'Eurocode 3-1-8 :

$$F_{Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}} \quad (4.3)$$

où f_{ur} est la résistance ultime du matériau constituant le rivet, A_0 la section du trou et γ_{M2} un coefficient partiel valant 1,25.

En considérant un facteur de charge de 1,5 cette règle de conception donne un coefficient partiel global de 1,8. Comparé à la résistance utilisée en conception, il y a donc une réserve de sécurité dans les anciens ouvrages puisque des coefficients de sécurité de 3 ont souvent été utilisés. Cette réserve est bien plus grande que pour les éléments métalliques. Il est recommandé de vérifier la résistance des rivets en phase initiale d'évaluation.

4.3.5. Classes de sections

Les classes de sections sont définies dans l'Eurocode 3-1-1 afin de décrire le comportement d'une poutre en flexion ou en compression vis-à-vis du risque de flambement. Cette classe est gouvernée par l'élanement de l'élément en compression, exprimé sous forme du rapport hauteur ou largeur/épaisseur (Tab.4.1-4.3). Pour les assemblages rivetés, l'utilisation de la notion de classe de section de l'Eurocode 3-1-1 implique de définir ce que l'on nomme épaisseur, largeur et hauteur. Si l'épaisseur peut être utilisée de manière identique aux autres assemblages couverts par l'Eurocode 3, la hauteur et la largeur nécessitent quelques adaptations (Fig.4.15).

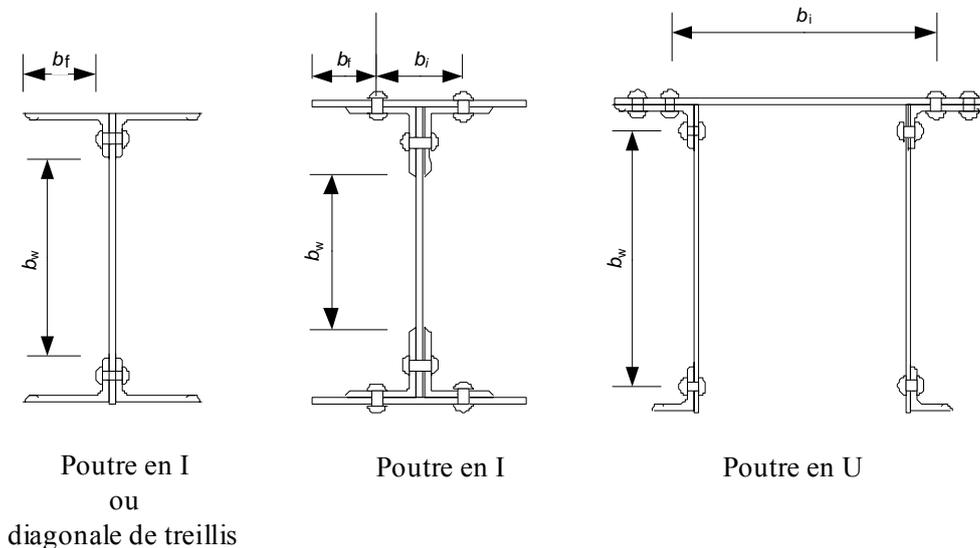


Figure 4.15. Exemples de sections rivetées et définition de la largeur et de la hauteur pour le calcul de l'élanement

Comme les rivets forment une connexion discrète, il est recommandé de vérifier que la distance longitudinale entre rivets est suffisante. Une lecture des règlements anciens montre que la distance ne

doit pas dépasser 12 fois l'épaisseur. Le Tab.4.1 fournit des limites supérieures d'espacement des rivets selon la classe de section considérée.

La définition de la classe de section doit être réalisée dès la *phase initiale* d'évaluation.

		Class 1	Class 2	Class 3
Direction transverse à la contrainte de compression	côté externe:	≈10 t ε	14 t ε	20 t ε
	côté interne:	≈40 t ε	45 t ε	50 t ε
Direction de la contrainte de compression	côté externe ou interne	≈12 t ε	22 t ε	25 t ε

Tableau 4.1. Limites supérieures de l'espacement entre rivets (plaque en compression avec cornières)

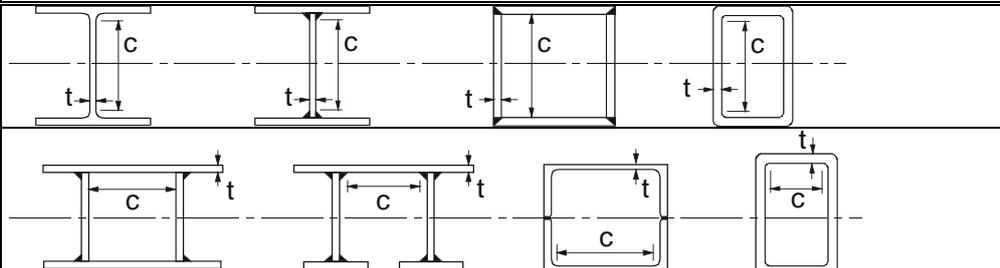
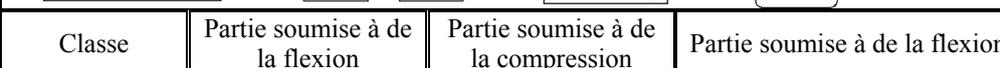
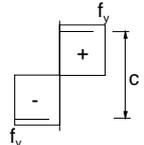
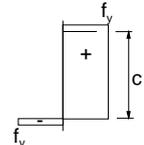
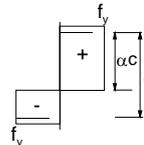
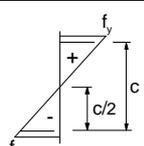
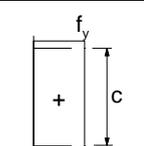
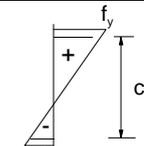
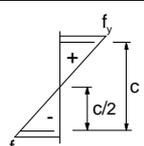
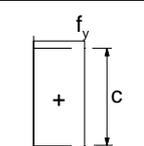
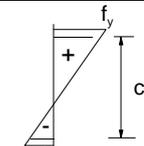
Parties internes en compression						
				Axe de flexion		
				Axe de flexion		
Classe	Partie soumise à de la flexion	Partie soumise à de la compression	Partie soumise à de la flexion et à la compression			
1						
	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	lorsque $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ lorsque $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2						
	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	lorsque $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ lorsque $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
3						
	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	lorsque $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ lorsque $\psi \leq -1^*$: $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_e	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Table 4.2. Ratio largeur/épaisseur maximale pour les parties internes en compression (EC3-1-1)

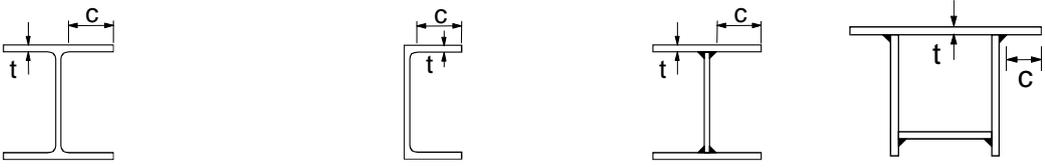
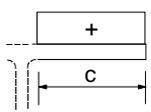
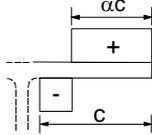
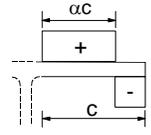
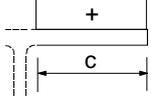
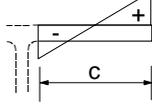
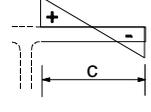
Parties externes						
						
		Moulées		Soudées		
Classe	Partie soumise à de la flexion	Partie soumise à de la flexion et de la compression				
		pièce en compression		pièce en traction		
Distribution des contraintes dans les parties (compression = signe positif)						
1	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Distribution des contraintes dans les parties (compression = signe positif)						
3	$c/t \leq 14\varepsilon$	$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ pour k_σ voir EN 1993-1-5				
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_e	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Table 4.3. Ratio largeur/épaisseur maximale pour les parties externes en compression (EC3-1-1)

4.3.6. Redistribution des moments dans les poutres

La méthode décrite dans cette section s'applique aussi bien aux sections en I rivetées ou soudées. Dans le cas d'une poutre pour laquelle toutes les sections sont de classe 1, l'analyse en plasticité peut être utilisée. Il faut cependant que l'élément reste dans le domaine élastique à l'ELS. En complément cette vérification doit être menée en considérant des moments résiduels après déchargement à l'ELU ; elle est valable pour la phase initiale d'évaluation.

Si une ou plusieurs sections sont en classes 2, 3 ou 4, la capacité de déformation des rotules plastiques doit être considérée en phase intermédiaire. Cette capacité dépend de l'élançement de l'âme et de la semelle comprimée (Fig.4.16). En choisissant un moment inférieur, par exemple $0,9 M_{Rd}$, une plus grande rotation peut être obtenue. L'analyse, dans sa forme la plus simple, suppose un moment constant M_{ref} au niveau de l'appui jusqu'à ce que la rotation admissible soit atteinte ou que le moment de flexion maximal atteigne la résistance élastique. Le calcul peut être réalisé avec un programme aux éléments finis d'analyse élastique, incluant des ressorts en rotation avec moment prédéfini.

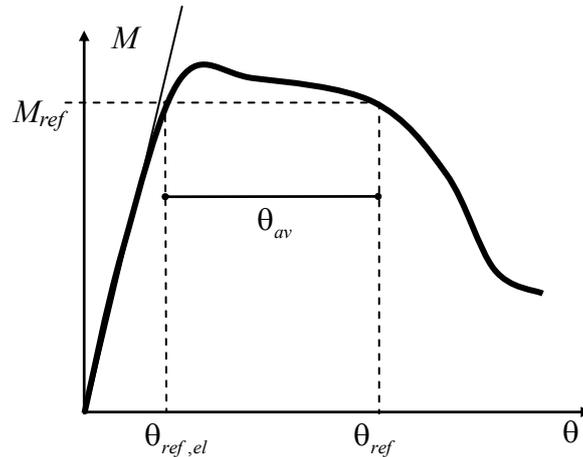


Figure 4.16. Courbe moment-rotation au niveau d'un appui et définition de la rotation admissible θ_{av}

La philosophie des Eurocodes repose sur une vérification d'une résistance suffisante à l'ELU et d'une vérification de la réversibilité du comportement à l'ELS. La première est pensée pour s'assurer que sous un cas de surcharge unique, chaque section doit être suffisamment résistante pour supporter les effets de cette surcharge. La vérification du comportement réversible est elle menée sous charges caractéristiques. Cette situation est sensée se produire plusieurs fois dans la vie de l'ouvrage et si des déformations plastiques sont autorisées, il est possible qu'elles s'accumulent jusqu'à défaillance. Il est possible de relâcher cette contrainte en acceptant des déformations plastiques limitées si on démontre qu'après établissement des moments résiduels seules des déformations élastiques existent (phénomène dit de shakedown).

Considérons une section en classe 2, 3 ou 4 et supposons qu'une rotule plastique se développe sur appui et qu'une rotule retient un moment pour une rotation ne dépassant pas une valeur acceptable Θ_{ref} . Le choix de M_{ref} peut être n'importe quel moment ne dépassant pas M_{Rd} , qui est la résistance à la flexion de conception suivant l'EN 1993-1-1 ou l'EN 1993-1-5. Le choix implique que plus M_{ref} est petit, plus la capacité de rotation sera élevée. Les équations suivantes sont données pour le cas limite où $M_{ref} = M_{Rd}$ et le cas $M_{ref} = 0,9 M_{Rd}$:

– $M_{ref} = M_{Rd}$:

$$\theta_0 = \left[3 + \frac{17}{\lambda_w^{1,8}} \right] \kappa_f < 63 \text{ mrad} \quad (4.4)$$

$$\kappa_f = 3,6 - 4,8\lambda_f ; 0 \leq \kappa_f \leq 1,0 \quad (4.5)$$

– $M_{ref} = 0,9 M_{Rd}$:

$$\theta_0 = \left[3 + \frac{10}{\lambda_w^{2,6}} \right] \kappa_f < 63 \text{ mrad} \quad (4.6)$$

$$\kappa_f = 3,8 - 5,9\lambda_f ; 0 \leq \kappa_f \leq 1,0 \quad (4.7)$$

où $\lambda_f = \frac{b_f}{18,6t_f\varepsilon}$ et $\lambda_w = \sqrt{\frac{f_e}{\sigma_{cr}}} = \frac{h_w}{28,4t_w\varepsilon\sqrt{k_\sigma}}$. b_f est la largeur de la semelle, t_f son épaisseur, h_w

l'épaisseur de l'âme, t_w l'épaisseur de l'âme et $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_e}}$ avec f_e en MPa. k_f est le coefficient de flambement de l'âme défini selon l'EN 1993-1-1.

La limite de 63 mrad correspond à la limite de classe 1. Si cette limite est atteinte, la théorie des rotules plastiques est applicable sous réserve que les sections soient également de classe 1. La capacité de rotation donnée ci-dessus est utilisable sous les conditions suivantes :

- la poutre est une poutre en I,
- la rotation a lieu sur appui,
- la poutre n'a pas de fissures et a une dureté suffisante pour ne pas souffrir de rupture fragile (ce qui n'est donc pas applicable au fer puddlé en première analyse),
- les efforts de cisaillement aux appuis ne dépassent pas 80% de la résistance,
- il n'y a pas de risque de flambement pour la semelle inférieure.

Le calcul peut être réalisé avec un programme aux éléments finis d'analyse élastique, incluant des ressorts en rotation avec moment prédéfini. Le calcul est arrêté soit lorsque la rotation θ_0 est atteinte à l'appui ou soit lorsque le moment résistant est obtenu. Si le programme peut traiter des problèmes non linéaires, l'analyse peut être menée en une passe. La loi non linéaire de la rotation au niveau de l'appui est donnée par la Fig.4.17. La branche de déchargement peut être utile lorsque θ_0 est petite. La pente de la branche de déchargement est prise égale à $k_\theta = 0.007 \text{ mrad}^{-1}$.

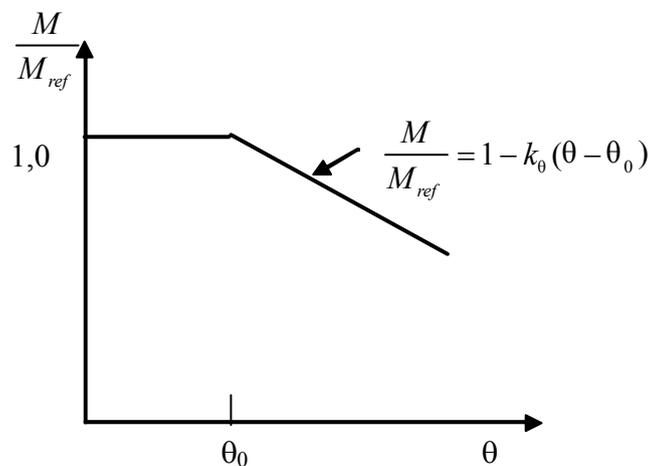


Figure 4.17. Relation moment/rotation au niveau d'une rotule plastique

Si la combinaison des actions à l'ELU inclut des déformations imposées (température non uniforme, tassements des appuis...), les effets de ces actions seront effacés par la rotation plastique. La rotation nécessaire pour cela doit être déterminée et déduite de la capacité de rotation admissible.

4.3.7. Modélisation des dommages et des défauts

La corrosion doit être évitée la plus souvent possible par des actions de maintenance au travers d'une protection anticorrosion appropriée. Dans le cas où cela n'a pas été le cas, la corrosion aura deux effets majeurs sur la performance :

- perte de section,
- augmentation de la rugosité de surface.

La perte de section peut être mesurée mécaniquement ou avec un équipement aux ultrasons. La section réduite est alors utilisée dans une vérification conventionnelle de la résistance statique.

L'augmentation de la rugosité peut influencer la résistance à la fatigue. La corrosion légère n'aura pas d'effet notable, mais une corrosion sévère avec des piqûres aura un effet négatif comme lieu d'élévation des niveaux de contraintes. Cependant, des résultats expérimentaux conduisent à des conclusions contraires, montrant que si la corrosion n'affecte pas le matériau proche des trous de rivets, il n'y aura pas d'interaction défavorable entre la corrosion et le trou du rivet.

4.3.8. Evaluation de la durée de service

Pour la phase initiale d'évaluation, la fatigue peut être appréciée en utilisant la loi de Miner. L'endurance à la fatigue N_i pour une étendue de contrainte $\Delta\sigma_i$ indique le nombre de cycles à la rupture à cette étendue de contraintes. Si le nombre de cycles qui affecte le détail est n_i , l'endommagement maximum est atteint lorsque :

$$\sum_{i=1}^n \frac{n_i}{N_i} = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \dots + \frac{n_n}{N_n} = 1 \quad (4.8)$$

Les valeurs de N_i sont déterminées par la courbe de Wöhler du détail. La règle de Miner n'est pas exacte ; cependant pour la majorité des spectres de contraintes, elle procure une estimation conservative. Néanmoins, la manière dont l'ordre des étendues de contraintes influence le détail, n'est pas prise en compte dans l'évaluation de l'endommagement. Maddox (1991) a ainsi découvert des spectres de contraintes pour lesquels la loi de Miner surestime la durée de service.

Sur la base de la loi de Miner et d'une courbe de Wöhler, une étendue de contrainte équivalente peut être déduite :

$$\sigma_e = \Delta\sigma_{\max} \sqrt[m]{\sum_{i=1}^n \frac{n_i}{n} \left(\frac{\Delta\sigma_i}{\Delta\sigma_{\max}} \right)^m} \quad (4.9)$$

pour $n \leq 5 \cdot 10^6$ avec $m = 3$, donnée issue des valeurs de référence.

La détermination de la durée de vie peut être obtenue en calculant cette étendue de contrainte équivalente, puis en la prenant comme étendue de contrainte de référence pour la courbe de Wöhler. Rappelons que la catégorie de détail 71 est à utiliser avec pour limite de troncature 40 MPa.

Pour la phase intermédiaire d'évaluation, des méthodes plus fines que la loi de Miner sont recommandées. Cela concerne notamment les méthodes basées sur la mécanique de la rupture qui permettent d'améliorer l'évaluation sur deux points :

Un élément montre des signes de dommages comme des fissures. Dans ce cas, une évaluation doit être menée pour sécuriser l'élément et quantifier la durée de vie résiduelle,

Des fissures sont non détectées dans un ouvrage au cours d'inspections ou de contrôles. La mécanique de la rupture est néanmoins utile. En effet, en dépit des contrôles, il n'est pas assuré que l'évaluation conventionnelle soit à même de fournir une durée de vie pertinente.

Dans les deux cas, la mécanique de la rupture pourra être utilisée pour donner les intervalles d'inspection afin de prévenir tout risque de rupture entre deux inspections, pour une fissure détectée comme pour une fissure qui reste non détectée.

Les procédures d'aptitude au service sont nécessaires pour les vieux ponts métalliques. Pour des ouvrages anciens, la présence de dommages ou de défauts détectés durant une inspection peut affecter la capacité de résistance, la résistance à la fatigue... Afin de maintenir une durée de service suffisante, il est nécessaire d'évaluer la résistance et de définir des critères pour le choix et l'exécution de mesures de renforcement. Pour cela, il est de plus en plus courant de faire appel à des approches basées sur la mécanique de la rupture [RiL805, 2002], [SBB, 2002].

Si une fissure de profondeur ou de longueur a_0 est admise ou mesurée, et si la dimension critique du défaut est a_{crit} , il est possible de calculer le nombre maximal de cycles de chargement admissible : ce nombre aide à définir la période au terme de laquelle la fissure de dimension a_0 atteint la dimension critique a_{crit} . Un avantage de cette approche est qu'en disposant d'une information sur la dimension actuelle du défaut, il n'est plus nécessaire de disposer de l'endommagement passé cumulé. Après avoir calculé de nombre de cycles, deux cas peuvent se présenter : soit ce nombre est plus grand que le nombre de cycles de chargement subis entre deux inspections, soit il est inférieur.

Dans le premier cas, l'élément a prouvé une résistance suffisante vis-à-vis de la propagation de la fissure. Dans le second cas, la résistance est insuffisante et l'intervalle d'inspection doit être modifié en le réduisant ou l'élément doit être renforcé.

Pour la détermination de ce nombre maximal de cycles de chargement admissible, il est classique de recourir à la loi de Paris-Erdogan :

$$\frac{da}{dN} = C \Delta K^m \quad (4.10)$$

Les constantes du matériau C et m peuvent être tirées des valeurs de référence en absence d'autre information. L'intégration de la loi de Paris donne :

$$N = \int_{a_0}^{a_{crit}} \frac{da}{C \Delta K^m} \quad (4.11)$$

c'est-à-dire :

$$N_{crit} = \sum_{i=0}^{i=crit} \frac{a_{i+1} - a_i}{C \left[\Delta \sigma \sqrt{\pi} \left(\sqrt{a_{i+1}} Y(a_{i+1}, T) - \sqrt{a_i} Y(a_i, T) \right) \right]^m} \quad (4.12)$$

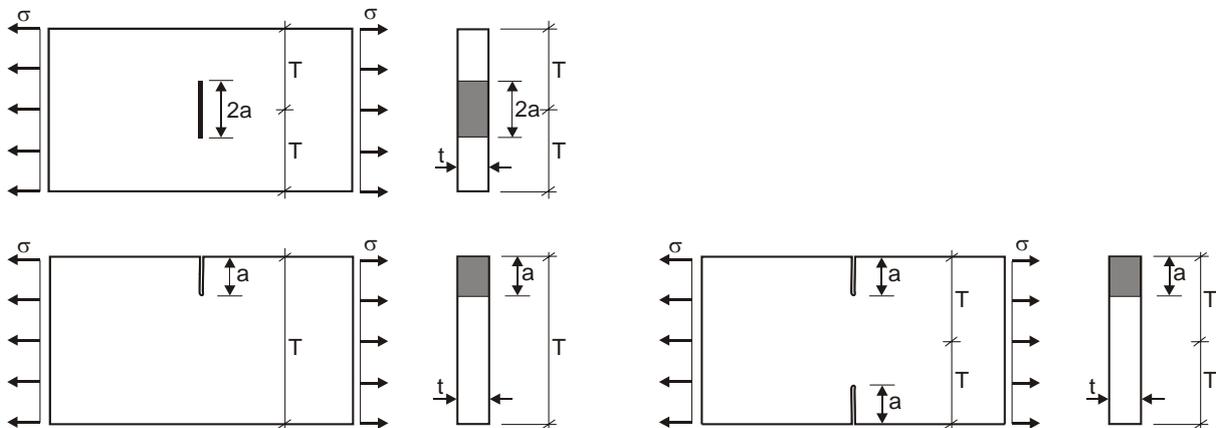


Figure 4.18. Configurations de fissure et modèles de base en vue de l'analyse par la mécanique de la rupture

Pour simplifier ces calculs, des valeurs tabulées ont été proposées sur la base des travaux d'Hensen [Hensen, 1992]. Trois géométries différentes (plaques sous chargement cyclique avec entailles sur un, deux cotés, ou au milieu) ont été introduites (Fig.4.18). Ces modèles sont liés à un catalogue de connections rivetées types (Fig.4.19). Neuf étendues de contrainte $\Delta\sigma$ (10, 15, 20, 25, 30, 40, 50, 60, 80 N/mm²) sont utilisées et une fonction de forme $Y(a,T)$ déduite d'un formulaire de facteur d'intensité de contrainte [Tada et al., 1973] a été utilisé. La fissure initiale sous une tête de rivet (si non mesurée) est prise égale au rayon de la tête du rivet augmenté de 5mm.

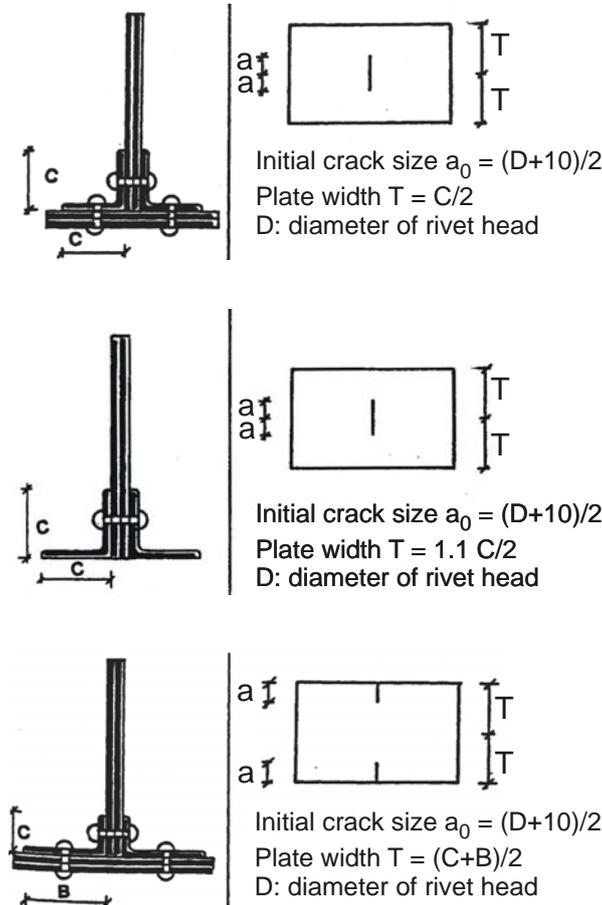


Figure 4.19. Exemples d'assemblages rivetés et modèles correspondants

La dimension de fissure critique peut reposer également sur une approche basée sur la mécanique de la rupture tenant compte soit d'une rupture fragile soit d'une rupture ductile [Hensen, 1992]. La Fig.4.20 montre l'exemple d'un jeu de valeurs pour N résultant d'un calcul de propagation de fissure pour une plaque avec des fissures sur les cotés soumise à un chargement cyclique de $\Delta\sigma = 20$ N/mm² (diverses largeurs T).

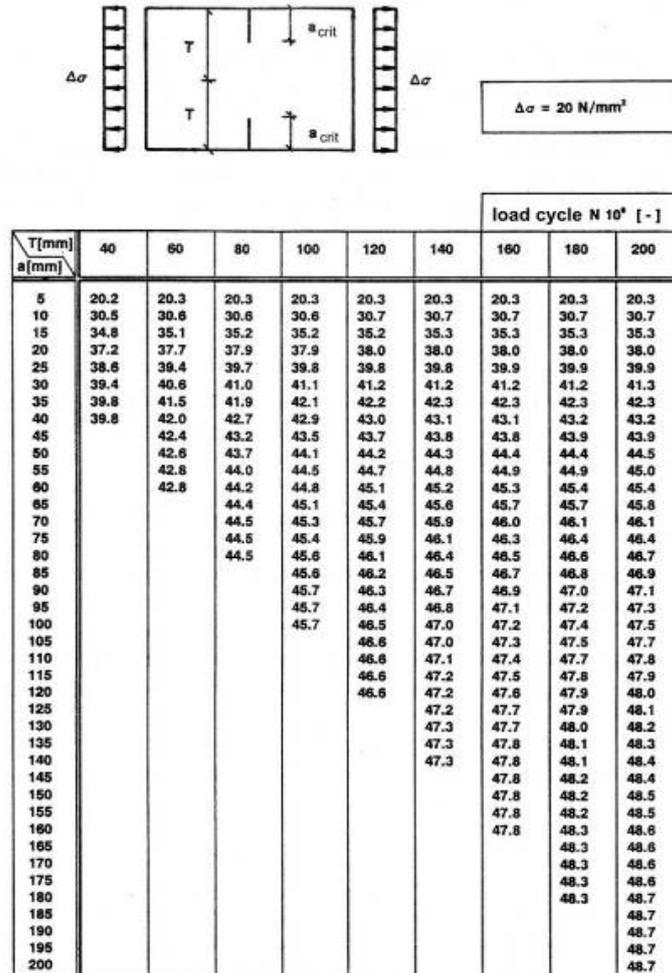


Figure 4.20. Exemple de valeur tabulée de N pour une plaque avec entailles latérales

Les annexes A4 à A6 de la référence [Hensen, 1992] présentent d'autres cas et des interpolations linéaires peuvent être appliquées dans les tableaux de ces annexes. Pour la détermination du nombre maximal de cycle admissible N_{adm} , l'approche suivante a été adoptée :

- 1) Détermination de la configuration de fissure en relation avec le détail structural (Annexe 1 de Hensen, 1992) ;
- 2) Détermination de l'étendue de contrainte $\Delta\sigma$,
- 3) Calcul de la propagation de fissure selon l'équation (4.12) ou selon les tableaux des annexes A4 à A6 de [Hensen, 1992],
- 4) Estimation de la largeur de plaque en relation avec le détail (Annexe 1 de Hensen, 1992) ;
- 5) Définition de la dimension initiale du défaut a_0 (mesure ou hypothèse),
- 6) Détermination de la dimension critique a_{crit} par un modèle issue de la mécanique de la rupture (critère $K_I \leq K_{IC}$, où K_{IC} est déduit de l'intégrale critique J_C) ou par d'autres approches ;
- 7) Détermination du nombre de cycles admissible N_{adm} selon l'expression (4.12) ou les tableaux de Hensen (du type de la Fig.4.20) ; dans ce dernier cas, il faut soustraire du nombre de cycle calculés le nombre de cycle N_0 correspondant à la propagation d'une fissure de dimension nulle à la dimension a_0 ;

Une procédure pour calculer les mesures de renforcement nécessaires afin d'améliorer la résistance à la fatigue est décrite dans [SB D3.4, 2007].

Pour une phase avancée d'évaluation, une analyse probabiliste peut être réalisée. Deux approches sont alors possibles :

- Approche basée sur les techniques de fiabilité: une telle démarche permet de calculer la loi de la durée de vie de l'élément,
- Approche basée sur les chaînes de Markov : cette démarche permet de disposer des lois à chaque instant de distribution du défaut.

Ces approches impliquent de disposer de données sur la variabilité des différents paramètres (cf. section 4.3.3), en relation avec une approche basée sur la mécanique de la rupture.

4.4. Evaluation

4.4.1. Amélioration du modèle mécanique

Les assemblages longerons/pièces de pont sont conçus pour supporter des efforts de cisaillement. Néanmoins, ils peuvent être soumis à des moments secondaires et il est souvent admis qu'ils puissent fournir une flexibilité en rotation suffisante sans développer un moment trop important. Une telle hypothèse est justifiable à l'ELU, mais les moments doivent être pris en compte pour le calcul à la fatigue. Celui nécessite une modélisation plus fine que celles présentées ci-dessus, et donc des calculs aux éléments finis pour évaluer ces moments secondaires [Al-Emrani, 2005]. Cependant une telle analyse n'est demandée que pour la phase avancée d'évaluation.

4.4.2. Amélioration des connaissances disponibles

4.4.2.1 Propriétés des matériaux

Puisque l'analyse des propriétés des matériaux est coûteuse et implique des prélèvements de matière, il est recommandé d'utiliser des valeurs de référence en *phase initiale*. Mais dans de nombreux cas, cette approche est trop conservatrice pour permettre une évaluation pertinente et des essais complémentaires sont les bienvenus. Les essais présentés dans cette section sont destinés à des phases intermédiaires d'évaluation.

Il est recommandé de limiter les essais aux seuls paramètres qui peuvent influencer l'évaluation. Il s'agit généralement de l'analyse chimique, des propriétés mécaniques et des caractéristiques de ténacité. La détermination d'un seuil d'intensité de contrainte ΔK_{th} est coûteuse avec un gain souvent limité ; il est recommandé d'utiliser des valeurs de référence. Il est par contre important de collecter toute l'information sur le producteur d'acier et sur sa fabrication afin de replacer l'ouvrage dans des cycles historiques de production d'acier.

Le nombre d'essais dépend de l'information déjà disponible sur le matériau et sur le niveau d'évaluation ; global si toute la structure doit être évaluée, local si seuls quelques éléments sont concernés. Il est bien entendu recommandé de sélectionner des lieux de prélèvement aux endroits à faible contrainte. Cependant l'hétérogénéité du matériau au sein d'un même élément peut être une question à aborder nécessitant plusieurs prélèvements. Il faut enfin éviter des échantillons trop fortement corrodés. Pour une évaluation globale ou locale, un seul prélèvement est demandé s'il s'agit de corroborer une information existante. En absence d'information, pas moins de cinq prélèvements doivent être réalisés couvrant les différentes parties de la structure pour obtenir des résultats représentatifs. Pour une évaluation locale, en absence d'information, pas moins de trois prélèvements doivent être réalisés.

Afin de limiter les zones détruites par les prélèvements, les échantillons doivent être les plus petits possibles. Il est donc proposé de recourir à des prélèvements de 60 mm de diamètre selon la Fig.4.21 [Helmerich, 2005], ceci afin de réaliser une analyse chimique du matériau, d'estimer les propriétés

mécaniques sur éprouvette B5x25 (R_{el} , limite basse d'élasticité ; R_{eH} , limite haute d'élasticité ; R_m , résistance à la rupture) et A (élongation), de réaliser un essai Charpy de résilience et enfin d'évaluer la ténacité du matériau. Une telle éprouvette permet de fabriquer deux B5x25, ou un B5x25 et un essai Charpy-V. Les éléments restants peuvent être utilisés pour l'analyse chimique et d'autres investigations (Fig.4.22).

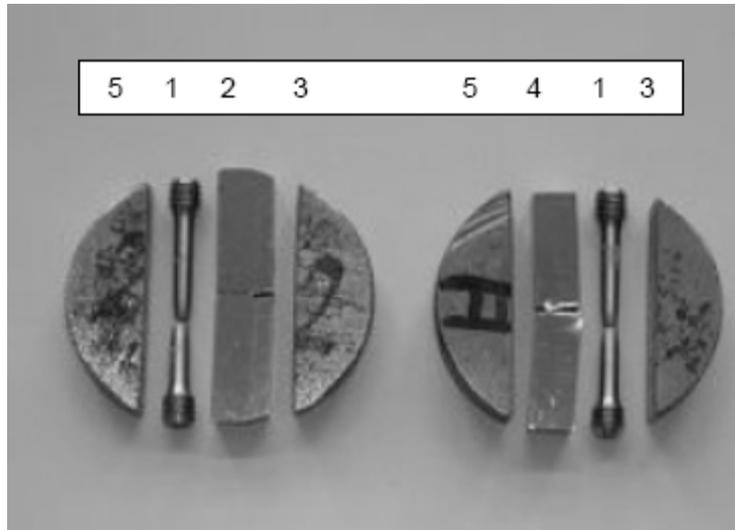


Figure 4.21. Exemple de segmentation d'un prélèvement sur ouvrage pour l'élaboration d'éprouvettes d'essais

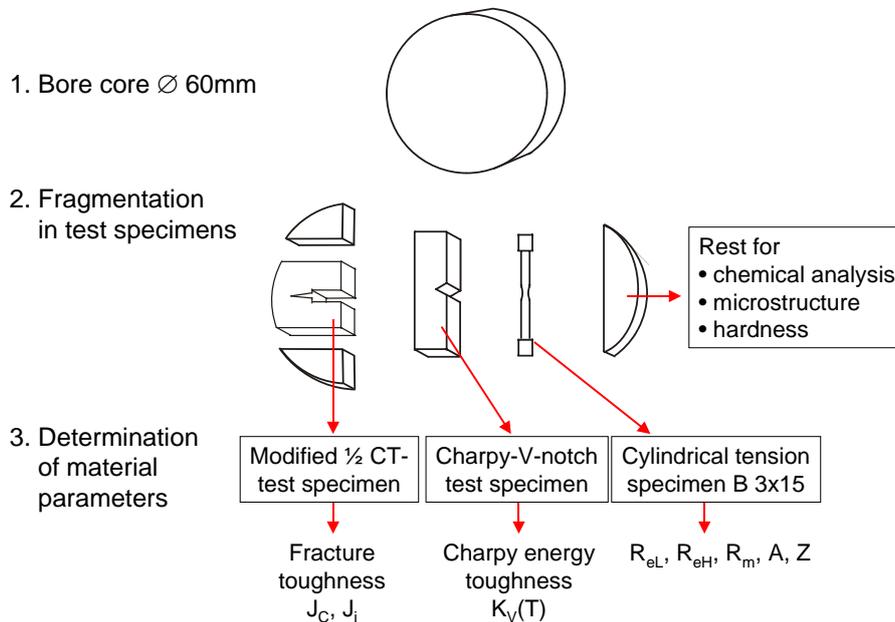


Figure 4.22. Détermination des propriétés du matériau à partir d'éprouvettes de dimension réduite

Pour le prélèvement des éprouvettes, des scies sont préconisées. La direction de chargement et des défauts sur l'élément doivent être mentionnées sur l'éprouvette. Pour la *phase avancée*, l'approche probabiliste requiert des lois donc des prélèvements en plus grand nombre.

4.4.4.2 Mesures des charges d'exploitation

Les mesures des charges d'exploitation sont d'une grande utilité pour l'évaluation. Elles sont recommandées pour la *phase intermédiaire* d'évaluation (Fig.4.23). Ces mesures permettent d'identifier la nature du trafic (fret, passagers) et les charges sur essieux. Elles peuvent être utilisées pour une analyse plus fine de la capacité portante et de l'évaluation de l'endommagement par fatigue, sous réserve d'être représentatives des conditions d'exploitation sur la vie de l'ouvrage (ce qui n'est évidemment pas le cas). La référence [SB D3.4, 2007] détaille les éléments d'instrumentation et d'acquisition nécessaires pour la mesure des charges d'exploitation.

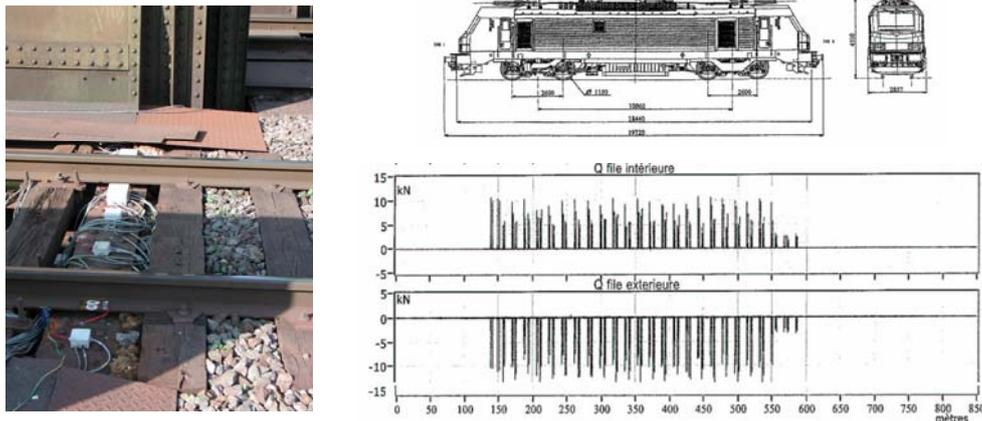


Figure 4.23. Exemple de mesures de charges d'exploitation

4.4.4.2 Epreuves de chargement

Si la durée de vie résiduelle obtenue par des calculs simplifiés ou la résistance sont jugées insuffisantes, des mesures de déformation sur site peuvent être réalisées afin de mieux appréhender le comportement de l'ouvrage et de ses éléments. Le choix des parties à instrumenter repose sur l'identification des parties critiques, l'analyse des inspections précédentes. Ces investigations sont proposées pour la phase intermédiaire d'évaluation (Fig.7.24). La surveillance doit lister les éléments instrumentés, les capteurs employés, les fréquences d'échantillonnages et le détail du traitement/analyse/stockage des données. Les jauges de déformation doivent enregistrer les effets de chargement cycliques en incluant des effets du second ordre (moment) pour une *évaluation avancée* des connexions. La période de mesures se doit d'être suffisamment longue pour disposer d'information caractéristique afin d'extrapoler les résultats. Un essai de calibration avec des véhicules pesés permet d'établir des relations utiles entre charges et réponse de la structure. La référence [SB D3.4, 2007] détaille les éléments d'instrumentation et d'acquisition nécessaires pour la mesure des déformations sur ouvrages.

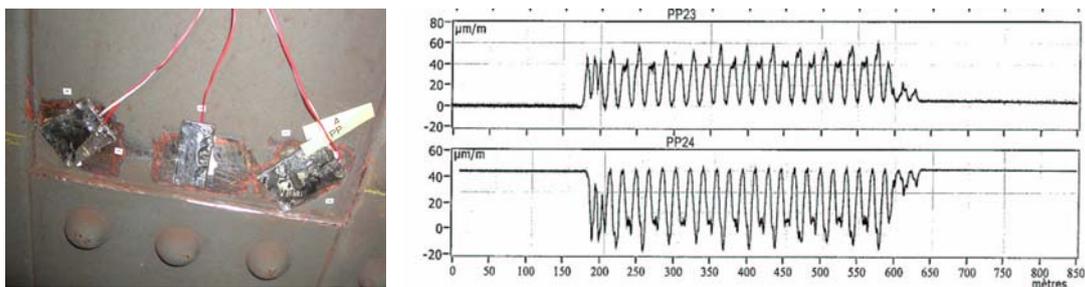


Figure 4.24. Exemple de mesures de déformation

Les essais dynamiques peuvent enfin aider à mieux appréhender le comportement mécanique global de la structure (conditions aux limites, rigidité...) (Fig.4.25).

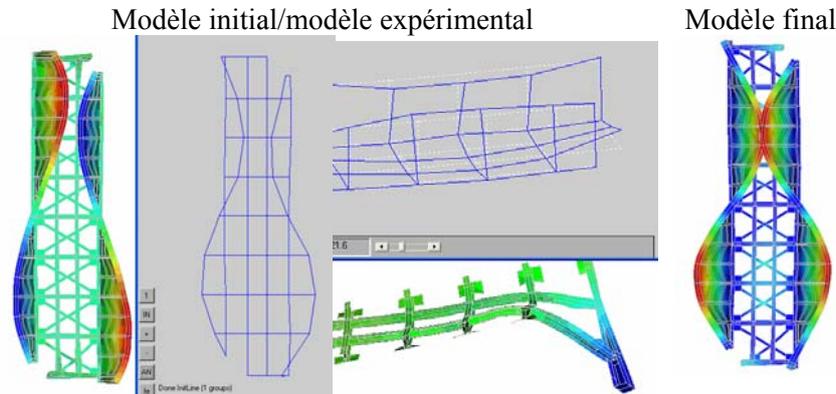


Figure 4.25. Recalage d'un modèle aux éléments finis à partir d'essais vibratoires

4.5. Conclusions

Ce chapitre reprend les éléments importants des recommandations proposées par le projet *Sustainable Bridges* pour l'évaluation structurale des ouvrages métalliques rivetés. Le lecteur est renvoyé aux livrables de ce projet, notamment aux références :

- [SB D4.2, 2007] pour le détail de certaines recommandations, comme la vérification de l'efficacité des renforcements,
- [SB D4.3, 2007] pour la compilation des différents essais sur les propriétés des matériaux, le recalcul des ouvrages,
- [SB D3.4, 2007] pour les procédures de contrôles et de surveillance.

4.6. Références

- Al-Emrani M. (2005) – *Fatigue performance of stringer-to-floor-beam connections in riveted railway bridges*, Journal of Bridge Engineering, 10,2, 179-185
- BS7910 (1999) – *Guide in methods for assessing the acceptability of flaws in metallic structures*, British Standard Institution, London, UK, Dec. 1999
- Helmerich R. (2005) – *Alte Stähle und Stahlkonstruktionen, Forschungsbericht 271*, Berlin, to order at www.bam.de
- Hensen, W. (1992) – *Grundlagen für die Beurteilung der Weiterverwendung alter Stahlbrücken*, Dissertation RWTH Aachen, published in: Schriftenreihe Stahlbau, Vol. 21
- Muncke M. & al. (2001) – *Vereinheitlichter Sicherheitsnachweis für bestehende Stahlbrücken*, Endbericht im Rahmen der Zusammenarbeitsvereinbarung DB AG – SBB, 31.05.2001
- Langenberg, P. (1995) – *Bruchmechanische Sicherheitsanalyse anrissgefährdeter Bauteile im Stahlbau*, Dissertation Institut für Eisenhüttenkunde, RWTH Aachen, Shaker Verlag 14
- Ricker, D.T. (1988) – *Field Welding to Existing Steel Structures*, Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, 1st Quarter 1988, page 1.16
- RiL805, (2002) – *Guideline 805 of German railways: Structural safety of existing railway bridges*, DB Netz AG, 2002

SBB, (2002) – SBB CFF FFS *Richtlinie für die Beurteilung von genieteten Eisenbahnbrücken*, Weisung I-AM 08/02; replaces W Bau GD 27/92 / Rev.96, editor I-AM-EB; Date: 29.05.2002; commencement 01.06.2002

SB D3.4, (2007) – *Condition assessment and inspection of steel railway bridges, including stress measurements in riveted, bolted and welded structures*. Background document D3.4 to “Guideline for Condition Assessment and Inspection”. Prepared by Sustainable Bridges- a project within EU FP6. Available from: www.sustainablebridges.net.

SB D4.6.1, (2007) – *Material Properties of Metal Railway Bridges*. Background document D4.6.1 to “Guideline for Load and Resistance Assessment of Railway Bridges”. Prepared by Sustainable Bridges- a project within EU FP6. Available from: www.sustainablebridges.net.

SB D4.6.2, (2007) – *Fatigue on Riveted Structures*. Background document D4.6.2 to “Guideline for Load and Resistance Assessment of Railway Bridges”. Prepared by Sustainable Bridges- a project within EU FP6. Available from: www.sustainablebridges.net.

Tada, H., Paris, P.C., Irvin, G.R. (1973) – *The stress analysis of crack handbook*, Del. Research cooperation, Hellertown, Pennsylvania

IIW-IX-752-71, IIW-Doc. IX-752-71 – *Compilation of Cold Cracking Tests*, International Institute of Welding

WG-A, (2206), TC6 – *Assessment of existing steel structures - Recommendations for Estimation of Remaining Fatigue Life*, ECCS, Brussels, final draft 02/2006

ORE (1986) – *Statistische Auswertung von Ermüdungsversuchen an Nietverbindungen in Flusstahl*, Utrecht, September 1986, Forschungs- und Versuchsamt des Internationalen Eisenbahnverbandes, Oudenoord 60, 3513 EV Utrecht, The Netherlands.

5.

MODELISATION DETERMINISTE ET PROBABILISTE DU COMPORTEMENT MECANIQUE SIMPLIFIE DES CORPS D'EPREUVE DU BENCHMARK DES POUTRES DE LA RANCE

Christian Cremona — Marie-Josée Houde

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

Division Fonctionnement et Durabilité des Ouvrages d'Art

5.1. Introduction

Dans le cadre du projet RGC&U « benchmark des poutres de la Rance », le Laboratoire central des ponts et chaussées a proposé d'analyser le comportement mécanique de ces poutres par des modèles simplifiés de la résistance des matériaux. Ces modèles ont été développés afin de permettre, d'une part, l'intégration de modèles de dégradation (corrosion des armatures), d'autre part, d'analyser la performance d'éléments de poutres en béton armé et/ou précontraint dans un cadre probabiliste. Ils ont ainsi été appliqués aux corps d'épreuve du Benchmark des poutres de la Rance, et cet article détaille les résultats obtenus, après avoir présenté les principes de la modélisation.

5.2. Présentation du modèle

Le modèle utilisé pour l'étude numérique du comportement mécanique des poutres de la Rance est un modèle basé sur les principes de la résistance des matériaux permettant le calcul en flexion composée. Dans le cadre du benchmark, les poutres étudiées en flexion supposent qu'elles reposent sur appuis simples, alors que les essais en traction sont menés en flexion composée en raison de l'excentrement induit par le mauvais alignement des mâchoires. Pour clarifier la nature des calculs effectués, ces deux cas d'essai (flexion, traction/flexion composée) sont respectivement présentés.

5.2.1. Principe de la modélisation pour les essais de flexion

Le modèle auquel nous avons recouru fut initialement élaboré pour l'étude de poutres en béton armé. Une adaptation au cas précontraint a été réalisée et sera décrite dans la section suivante. L'analyse du comportement se divise en deux, en premier lieu par une analyse préliminaire de sections de poutre, pour l'élaboration de la relation moment-courbure qui régit la rupture, en second lieu par une analyse du comportement global de la poutre, incluant l'effet d'adhérence entre le béton et l'acier.

5.2.1.1 Analyse de la section

Suivant les hypothèses de la résistance des matériaux, le diagramme des déformations axiales étant considéré linéaire, seuls deux paramètres sont nécessaires pour le définir. Dans le cas d'une section de béton armé, il est usuel de choisir la profondeur de l'axe neutre (distance entre la fibre extrême en compression et le point de déformation nulle) et la courbure. Ces deux paramètres sont modifiés de façon à équilibrer les efforts sur la section (effort normal N , et moment de flexion M). La démarche de calcul consiste à construire la courbe du moment de flexion en fonction de la courbure sur la section pour un effort axial donné. Dans le cas d'éléments horizontaux fléchis non précontraints, l'effort axial

est généralement nul ($N \equiv 0$). Une courbure ϕ et une profondeur de l'axe neutre c sont alors fixées. Une déformation axiale moyenne ε_i est alors calculée sur chacune des couches de discrétisation de la section en utilisant le produit de la courbure par la distance de la couche au centre de gravité y_i (i dénotant une couche particulière) :

$$\varepsilon_i = \phi y_i \quad (5.1)$$

Il suit alors un calcul de contraintes axiales à partir de ces déformations et du type de matériau considéré (suivant les lois de comportement décrites dans les sections suivantes). À l'aide du produit de la contrainte σ_i par l'aire de chaque couche A_i , une réaction (force) normale N_i est évaluée sur chacune d'elles. Une intégration numérique permet de calculer l'effort axial N , et le moment M sur la section par multiplication de ces efforts par leur distance au centre de gravité y_i , ceci pour assurer l'équilibre de la section.

Ce double processus itératif, sur l'axe neutre et la courbure, doit permettre d'obtenir un effort axial N qui correspond à celui visé ($N \equiv 0$, pour une section en béton armé, hypothèse qui doit être modifiée lors de l'ajout de la précontrainte). La position de l'axe neutre, à chaque incrément de courbure, est déterminée en divisant la déformation de compression maximale observée dans le béton par la courbure considérée. La Fig.5.1 résume les étapes de calcul requises pour l'analyse d'une section de béton armé.

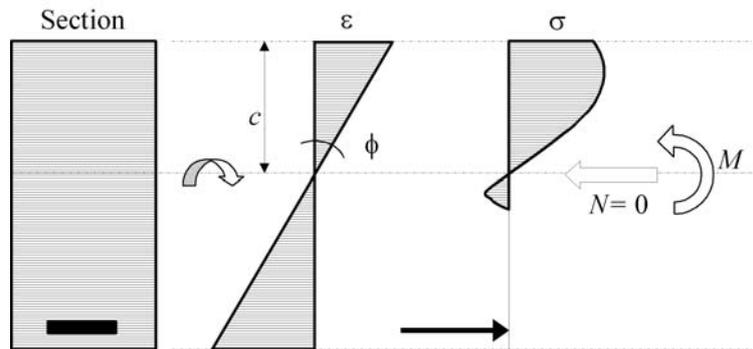


Figure 5.1. *Étapes de calcul pour l'analyse d'une section de béton armé*

5.2.1.2 Analyse du comportement d'une poutre

L'analyse du comportement global de la poutre permet, en se basant sur le profil de moment appliqué, de déterminer le comportement mécanique de la poutre. En effet, le profil des déplacements et des courbures le long de la poutre, ainsi que l'angle de rotation aux appuis permettent de caractériser son comportement jusqu'à la rupture. La Fig.5.2 illustre le chargement pour lequel le profil de moment appliqué est déterminé dans le cas d'un essai de flexion 4-points.

Le calcul en section du paragraphe 5.2.1.1 est repris pour m sections de la poutre afin de calculer les courbures associées à un moment appliqué à chacun des incréments de distance le long de la poutre. Puisque la courbure correspond à la dérivée de la rotation, il s'agit ensuite d'intégrer numériquement sur toute la longueur de la poutre pour obtenir la rotation θ aux m sections de calculs. Les profils de moments appliqués, de courbures, de rotation et de déflexions le long de la poutre peuvent ainsi être facilement calculés.

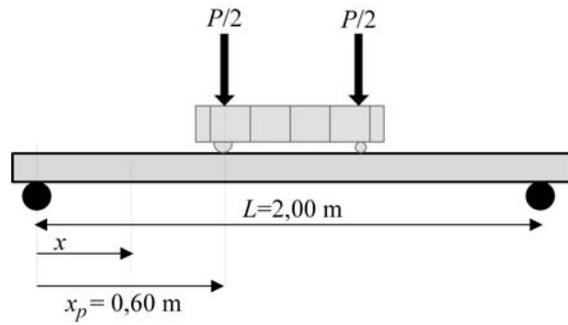


Figure 5.2. Profil de chargement des poutres de la Rance

5.2.2. Principe de la modélisation pour les essais de traction

Les essais en traction réalisés présentant des défauts d'alignement des mâchoires, un moment qui modifie la réaction de la poutre aux efforts de traction, se crée. Il a donc été nécessaire de modifier les modèles pour intégrer cet effet de flexion composée.

La modélisation du comportement en traction pure d'une poutre de béton armé (et à précontrainte centrée) se base sur des hypothèses fondamentales, celles d'une déformation uniforme sur toute la section et une courbure nulle. Ces hypothèses simplifient grandement les calculs. Il s'agit en effet de déterminer pour quelle déformation (uniforme), la somme des forces sur les couches de la section correspond à l'effort appliqué. Une déformation initiale est d'abord estimée et utilisée pour déterminer les contraintes sur la section. La somme du produit de ces contraintes par l'aire de chacune des couches de la section est ensuite réalisée, permettant d'estimer l'effort normal qui se situe au centre du processus itératif sur la déformation.

La flexion composée engendre des calculs plus complexes que la traction pure puisque les hypothèses précédentes ne sont plus valides. En effet, le dispositif expérimental introduit un excentrement des appuis (Fig.5.3) ; la courbure est non nulle et non uniforme le long de la poutre, faisant ainsi varier la déformation sur une section. Il est cependant possible de modéliser l'excentricité de la poutre soumise à de la traction par un modèle de poutre soumise à un moment constant le long la poutre. Il est alors possible [Pissarenko, 1976] de relier ce moment appliqué au profil de déflexion le long de la poutre pour ainsi déterminer le profil de courbures grâce à la relation suivante :

$$\frac{1}{\text{Courbure}} = \frac{\frac{\partial^2 \Delta}{\partial x^2}}{\left(1 + \frac{\partial \Delta}{\partial x}\right)^{3/2}} \quad (5.2)$$

En subdivisant la longueur de la poutre en sections, le calcul de la courbure moyenne reliée à chacune d'elles et l'hypothèse d'une courbure uniforme sur chaque section permettent de déterminer de manière itérative la déformation au centre de gravité de la section pour un incrément de chargement. Une déformation initiale au centre de gravité ε_{cg} est d'abord estimée, permettant le calcul des déformations de toutes les couches de la section : $\varepsilon_i = \varepsilon_{cg} + \phi y_i$. Les calculs décrits au paragraphe 5.2.1.1 sont alors repris, les contraintes sur chacune des couches étant déterminées grâce aux lois de comportement, avec pour objectif l'équilibre de la somme des forces normales avec la force de traction appliquée sur la poutre.

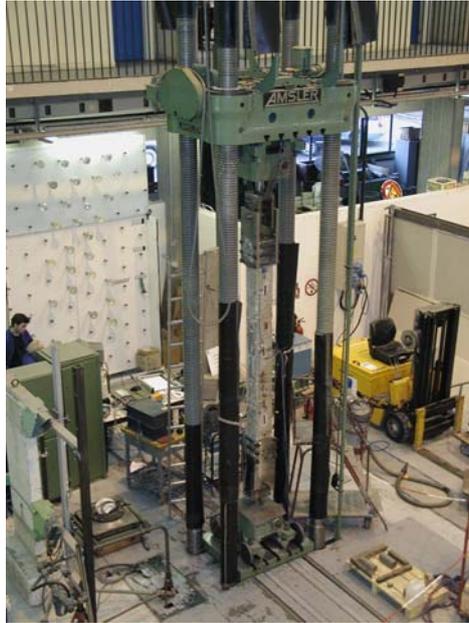


Figure 5.3. Montage expérimental pour les essais de traction

5.3. Comportement des matériaux

5.3.1. Comportement du béton

La loi de comportement utilisée pour le comportement du béton en compression est celle proposée par Neville [Desayi & Krisnan, 1964] :

$$\sigma = \frac{-2\varepsilon f_{c\max}}{\varepsilon_{ult} \left(1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{ult}}\right)^2\right)} \quad (5.3)$$

ε_{ult} est la déformation associée à la résistance maximale $f_{c\max}$:

$$\varepsilon_{ult} = 1,8 \frac{f_{c\max}}{E_c} \quad (5.4)$$

La déformation limite du béton en compression est estimée à -0,004.

La courbe $\sigma - \varepsilon$ utilisée pour le comportement du béton en traction est un peu particulière. Ainsi, lorsque l'analyse se fait pour une section, qu'elle soit fissurée ou non, la contrainte de traction est linéaire et proportionnelle au module d'élasticité du béton. La limite est alors fixée à la résistance en traction du béton f_{cr} ; au-delà, la contrainte est nulle. Cependant, lorsque l'analyse est faite dans le but de prédire le comportement global de la poutre (flèche, rotation), la contrainte dans le béton en traction, au-delà de f_{cr} , est calculée comme suit :

$$\sigma = \frac{f_{cr}}{1 + \sqrt{500 \varepsilon}} \quad (5.5)$$

Cette équation [Collins & Mitchell, 1987] permet de prendre en compte, dans le comportement global, l'apport positif du béton entourant les barres d'armature entre les fissures. Ce concept prend également en compte les glissements relatifs possibles entre le béton et l'acier. Cet effet raidisseur (« tension stiffening ») du béton en tension sur l'acier doit en effet être pris en compte pour permettre une prédiction réaliste du comportement global. Ce comportement est appliqué à toutes les couches horizontales situées à l'intérieur d'un rayon de $7,5 \varnothing^2$ de chacune des armatures. La Fig.5.4 résume

les lois de comportement et les hypothèses effectuées pour modéliser le comportement du béton en compression et en traction lors de l'analyse du comportement global.

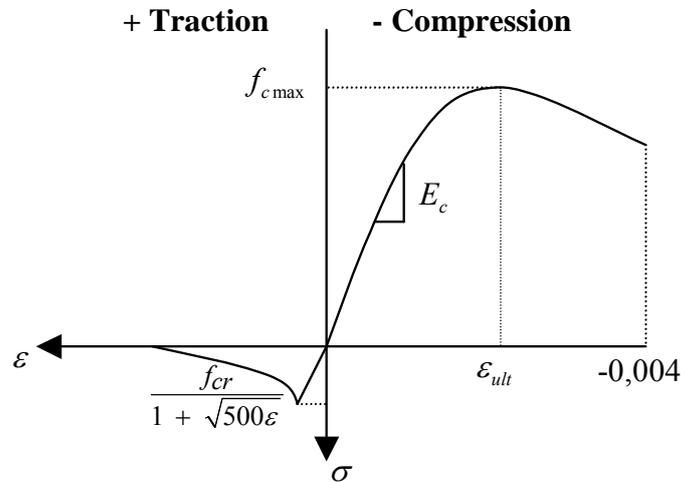


Figure 5.4. Loi de comportement du béton en compression et en traction

5.3.2. Comportement du béton précontraint

Plusieurs méthodes de prise en compte de la précontrainte peuvent être considérées. Celle retenue dans les simulations numériques permet de différencier la précontrainte par post tension et par pré-tension. Proposée par Collins et Mitchell (1986) et basée sur des résultats empiriques, elle impose des contraintes à l'acier de précontrainte. En divisant une section de poutre en plusieurs tranches, il est possible d'appliquer les relations suivantes à chacune d'elles :

$$\begin{aligned} \varepsilon_p &= \frac{F_p}{E_p} - \varepsilon_{c,initial} \\ \varepsilon_{pf} &= \varepsilon - \varepsilon_p \end{aligned} \quad (5.6)$$

$$\sigma = \frac{f_{pr}}{1860} \varepsilon_{pf} E_p \left(AA + \frac{(1-AA)}{\left(1 + (BB \varepsilon_{pf})^{CC}\right)^{\frac{1}{CC}}} \right)$$

où $AA = 0,025$, $BB = 118$, $CC = 10$. $A_c, A_p, F_p, f_{pr}, \varepsilon_{c,initial}, E_p$ sont respectivement l'aire du matériau béton (mm^2), l'aire de l'acier de précontrainte (mm^2), la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte, la force de précontrainte, la déformation initiale et le module d'Young de l'acier de précontrainte. La déformation initiale est donnée par :

$$\begin{cases} \varepsilon_{c,initial} = \frac{A_p F_p}{A_c E_c} & \text{post-tension} \\ \varepsilon_{c,initial} = 0 & \text{pré-tension} \end{cases} \quad (5.7)$$

Une différence existe entre la pré-tension et la post-tension dans les déformations et les courbures initiales des poutres précontraintes. En précontrainte par post-tension, tous les efforts de post-tension sont initialement repris par le béton puisque les ancrages s'y appuient pour la mise sous tension. En pré-tension, il y a plutôt mise à l'équilibre des efforts lors de la coupe des torons, donc des efforts initialement nuls dans le béton.

Si les contraintes calculées sont inférieures à la limite élastique de l'acier de précontrainte en compression $-f_{pr}$ ou supérieures à sa limite en traction f_{pr} , elles prennent la valeur de cette limite (mais limitées par la résistance ultime f_{pu}). Cette loi empirique est établie pour des torons normaux de résistance ultime de 1860 MPa, expliquant ainsi ce facteur dans l'équation. Si des essais sur les torons sont disponibles, il est possible de modifier les constantes AA, BB et CC.

5.3.3. Comportement de l'acier

Le comportement de l'acier est modélisé selon un profil bilinéaire, autant en traction qu'en compression. La contrainte est donc linéaire et proportionnelle au module d'élasticité de l'acier, lorsque située entre la limite élastique en traction et en compression, limites de mêmes valeurs mais de signes opposés. Les efforts de compression sont de signes négatifs tandis que les efforts de traction sont positifs. Pour des déformations dépassant ces limites, la contrainte est considérée constante, jusqu'à une valeur de déformation établie à 0,02 et à -0,02 en traction et en compression respectivement. La Fig.5.5 illustre cette loi de comportement pour l'acier d'armature. Pour l'acier de précontrainte, le même profil de loi de comportement est utilisé, mais la limite élastique et la déformation limite sont supérieures.

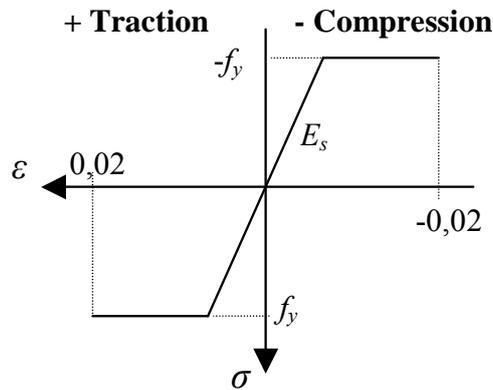


Figure 5.5. Loi de comportement de l'acier d'armature

5.3.4. Approche probabiliste

Dans le but de représenter le plus justement possible le comportement des poutres soumises à la flexion et à la flexion composée, il est intéressant d'utiliser une approche de type Monte-Carlo. Les données d'entrées sont générées aléatoirement par des lois marginales faisant intervenir moyennes, écarts types et types de loi de probabilité. Il est alors possible, au prix de tirages en grand nombre, d'observer les moyennes et écart-types de la majorité des résultats générés. L'influence de la variabilité de chacune des données d'entrées peut alors être évaluée sur les divers résultats obtenus par l'analyse. 200 tirages sont suffisants pour obtenir une variance réduite (moins de 5%) sur l'estimateur de la moyenne. En absence d'informations statistiques suffisantes, des lois lognormales indépendantes ont été retenues pour les diverses variables de calcul, ceci afin d'éviter la prise de valeurs négatives au cours de simulations pour des variables physiquement toujours positives.

5.4. Réalisation des calculs

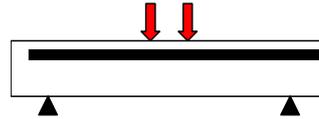
Le modèle a été appliqué aux différentes poutres de la Rance testées expérimentalement. Ces diverses poutres sont soumises à différents types d'essais, cycliques ou monotones. Certaines sont testées en flexion simple ou en flexion inverse de type béton armé (la précontrainte est positionnée en partie

supérieure de la poutre de manière à considérer un comportement de type béton armé). Enfin, une autre série de poutre est testée en traction avec excentricité des mâchoires (Fig.5.6).

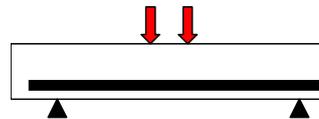
	Essais de flexion (BP)	Essais de flexion inverse (BA)	Essais de flexion composée
Monotone	911	621	121
Cyclique	421 (9 cycles) 622 (9 cycles)	412 (7 cycles) 611 (7 cycles)	122 (11 cycles)

Tableau 5.1. Résumé des essais du Benchmark de la Rance

Essai de flexion de type béton armé



Essai de flexion de type béton précontraint



Essai de traction



Figure 5.6. Schémas des essais du benchmark des poutres de la Rance

Le Tab.5.1 détaille les types d'essais réalisés dans le cadre du projet du Benchmark de la Rance et les poutres concernées.

5.4.1. Propriétés géométriques

Le projet du benchmark des poutres de la Rance comporte une étude sur 10 poutres aux propriétés différentes. Dans un premier temps, il importe de rappeler la notation des poutres testées. Elles sont représentées par 3 chiffres (x_1, x_2, x_3) distincts aux significations suivantes :

- x_1 : Type de précontrainte (5 types)
- x_2 : Granulométrie (1 si continue ou 2 si discontinue)
- x_3 : Dosage en ciment (1 si 300 kg/m³) ou (2 si 400 kg/m³)

	Type 4			Type 6			Type 9		
	Section	Nbre	Ø	Section	Nbre	Ø	Section	Nbre	Ø
	(mm ²)		(mm)	(mm ²)		(mm)	(mm ²)		(mm)
Lit 1	113,1	4	181	113,1	4	181	113,1	4	156
Lit 2	56,5	2	128	56,5	2	142	56,5	2	123,25
Lit 3	56,5	2	72	56,5	2	100	56,5	2	87,5
Lit 4	113,1	4	19	56,5	2	58	56,5	2	51,75
Lit 5	-	-	-	56,5	2	19	56,5	2	19
Précontrainte	77	2	36,7	77	2	22	77	2	22

Tableau 5.2. Propriétés des poutres de la Rance

Plus précisément, le projet est composé de 5 types de sections de 200 mm par 200 mm, de disposition et quantité d'armatures variables. Il est donc possible d'étudier la section de type 1 ($type = 1$), 2 ($type$

= 2), 4 (*type = 4*), 6 et 9. Les caractéristiques de l'acier passif sont décrites par le nombre de lits d'armature, l'aire d'acier sur chacun de ces lits, le nombre de barres par lit et leur distance par rapport à la base de la section. La même description est faite pour l'acier de précontrainte. Le Tab.5.2 résume les principales données d'entrée pour l'analyse en flexion des poutres de type 4, 6 et 9 du benchmark.

			<i>f_{cmax}</i> (MPa)	<i>f_{cr}</i> (MPa)	<i>E_c</i> (MPa)	<i>f_y</i> (MPa)	<i>f_{pr}</i> (MPa)	<i>E_s</i> (GPa)	<i>E_p</i> (GPa)	<i>Force</i> kN								
Traction	Mono	121	47,1 ; 5,1	3,5 ; 0,9	30,4 ; 4,7	309 ; 4	1304 ; 2	230 ; 1,5	200 ; 5,4	30,4								
	Cycles	122	48,1 ; 3,2	3,5 ; 0,9	27,6 ; 6,6					31,1								
Flexion	Mono	911	52,0 ; 1,4	3,5 ; 0,9	37,1 ; 1,6					309 ; 4	1304 ; 2	230 ; 1,5	200 ; 5,4	123,5				
	Cycles	622	48,1 ; 3,2	3,5 ; 0,9	27,6 ; 6,6									57,4				
		421	47,1 ; 5,1	3,5 ; 0,9	30,4 ; 4,7									59,4				
Flexion inverse	Mono	621	47,1 ; 5,1	3,5 ; 0,9	30,4 ; 4,7									309 ; 4	1304 ; 2	230 ; 1,5	200 ; 5,4	59,4
	Cycles	412	71,5 ; 0,1	4,34 ; 0,8	40,6 ; 1,8													59,8
		611	52,0 ; 1,4	3,5 ; 0,9	37,1 ; 1,6													61,8

Tableau 5.3. Propriétés mécaniques et statistiques des poutres de la Rance

5.4.2. Propriétés mécaniques

Des essais destructifs sur des poutres soumises aux mêmes conditions environnementales que les 10 testées ont permis d'estimer les propriétés mécaniques des matériaux, c'est-à-dire la résistance à la compression et à la traction du béton, son module d'élasticité, la limite élastique de l'acier passif et de précontrainte et leur module d'élasticité. Les forces de précontraintes estimées sont également fournies. Ces propriétés sont résumées dans le Tab.5.3 (moyenne et écart-type).

5.4.3. Prise en compte de la corrosion

Les poutres de la Rance ayant été placées en zone de marnage pendant près de 40 ans, il importe d'estimer leur état électrochimique. Les calculs d'amorçage de la corrosion par pénétration de chlorures peuvent être réalisés par l'utilisation de modèles (comme la loi de Fick). Cependant, des valeurs plus réalistes directement tirées des données fournies par le CEBTP grâce à l'autopsie d'anciennes poutres permettent de représenter plus fidèlement l'endommagement des aciers d'armatures par la corrosion. Pour cela, les modèles des poutres de la Rance sont divisés en 10 sections longitudinales aux propriétés distinctes. Il est alors possible d'associer des aires de sections plus ou moins endommagées le long de la poutre. Les diminutions des sections sont directement fournies par le CEBTP et remplacent, dans le modèle, les aires intactes des armatures. D'après les données fournies, en moyenne la perte de section est de 7 % avec un coefficient de variation de 8 %.

5.5. Résultats des simulations

5.5.1. Essai de traction directe

Des essais de traction monotones et cycliques sont réalisés sur 4 poutres, soit les poutres 121, 122, 211 et 212. Ces poutres, contenant tous des aciers de précontraintes centrés, sont, en principe, soumises à des essais de traction. La pratique ne s'apparentant pas toujours à la réalité, il s'avère que ces poutres sont légèrement déformées par l'excentricité de l'essai de traction. Cette excentricité tridimensionnelle compliquant significativement le modèle de calcul, seule une excentricité bidimensionnelle est considérée, soit la plus critique. Les poutres ont été traitées comme si elles étaient sollicitées de manière monotone. Les cycles n'ont pas été pris en compte. Les tangentes verticales des Figs.5.7 n'ont pas de signification physique, mais sont caractéristiques du non équilibre d'une section (rupture). Elles ne correspondent donc pas à une raideur infinie, mais à une instabilité de calcul.

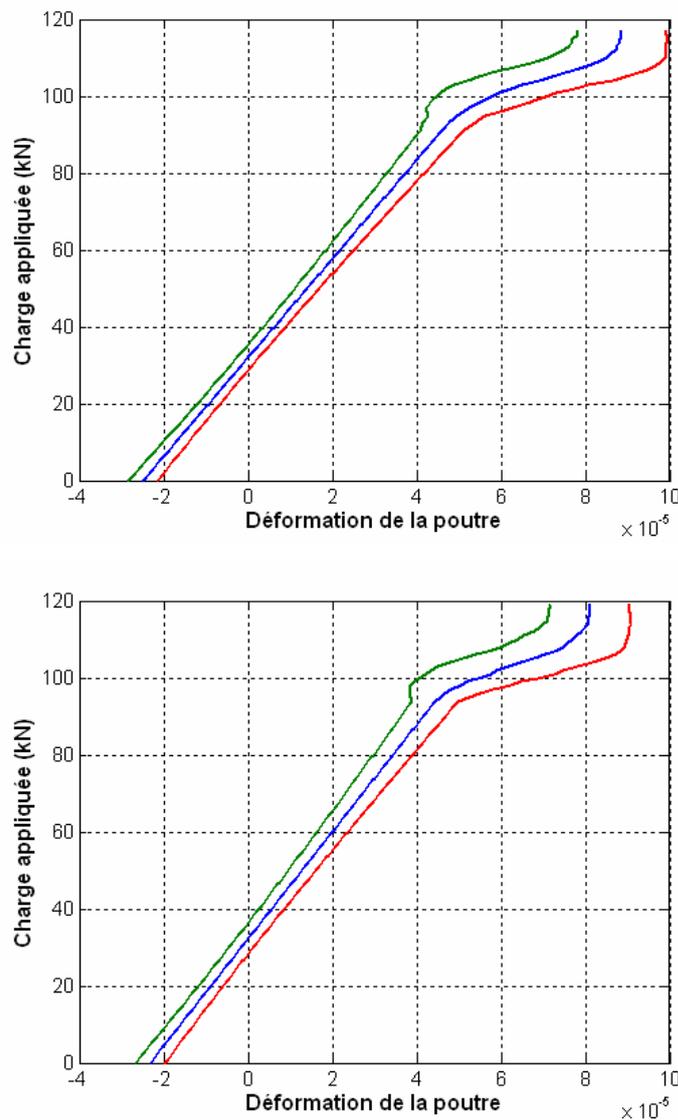


Figure 5.7. Courbe effort-déformation pour les poutres 121 et 122

La Fig.5.7 présente pour les poutres 121 et 122 les lois de comportement effort-allongement établis sur la base de 200 simulations, avec réduction par corrosion des sections aciers passifs. La courbe centrale

est la courbe moyenne alors que les deux courbes latérales correspondent à +/- 1 écart-type. La Fig.5.8 donne l'histogramme des charges à la rupture pour la poutre 121.

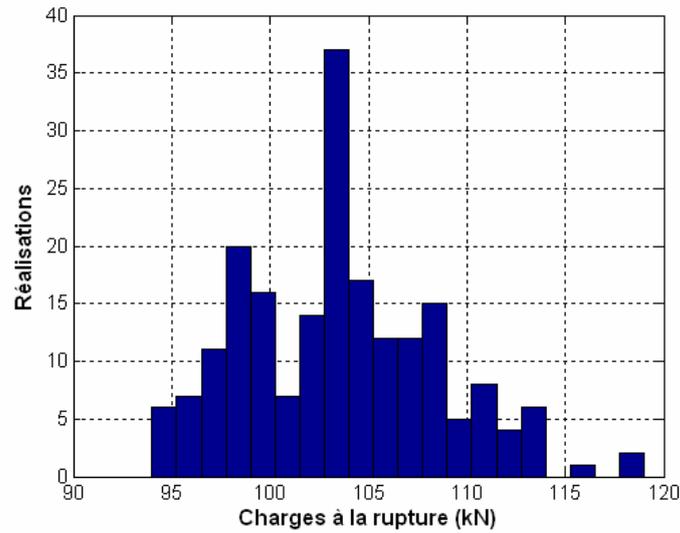


Figure 5.8. Histogrammes de charges à la rupture pour la poutre 122

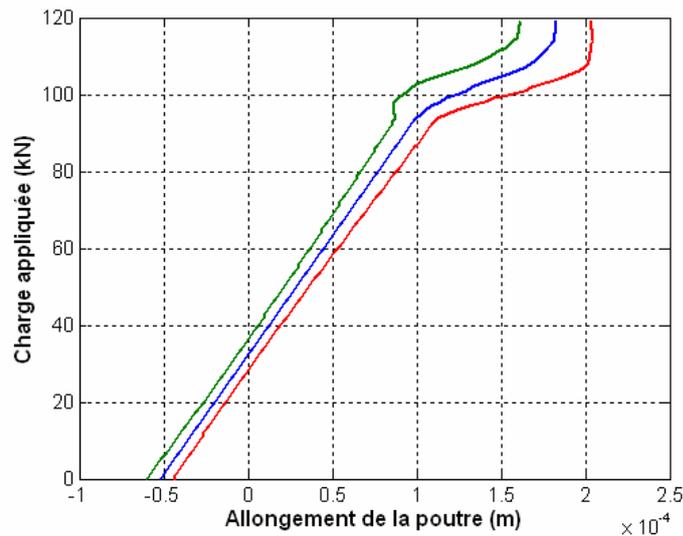


Figure 5.9. Loi effort-allongement pour la poutre 122

Les allongements se déduisent de déformations en multipliant la déformation moyenne de chacune des 10 sections par sa longueur. Ces résultats découlent des hypothèses d'une déformation uniforme sur chacune des 10 sections et de la présence de l'effet d'adhérence entre les aciers et le béton. La Fig.5.9 donne une illustration de la loi effort-allongement obtenue pour la poutre 122. Le Tab.5.4 résume les charges à la rupture de ces poutres en traction et les raideurs associées.

		121	122
Charge de rupture (kN)	Moyenne	104,0	104,2
	Écart type	4,8	5,1
Raideur (kN/mm)	Moyenne	650	625
	Écart type	31	27

Tableau 5.4. Résistance à la rupture pour les essais de traction

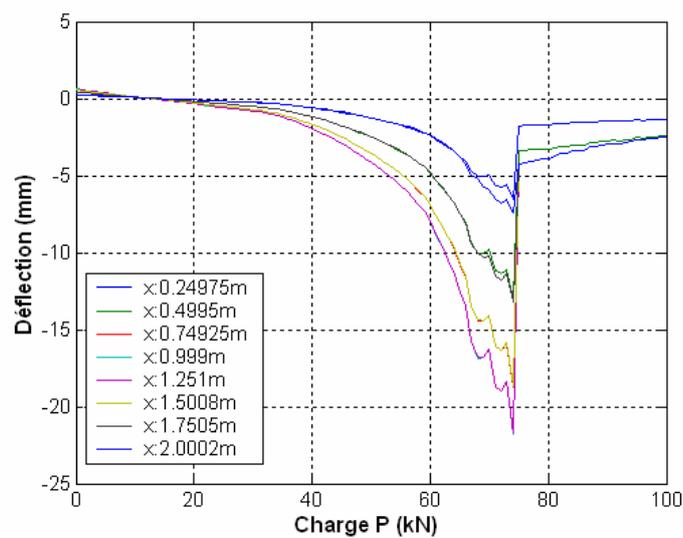
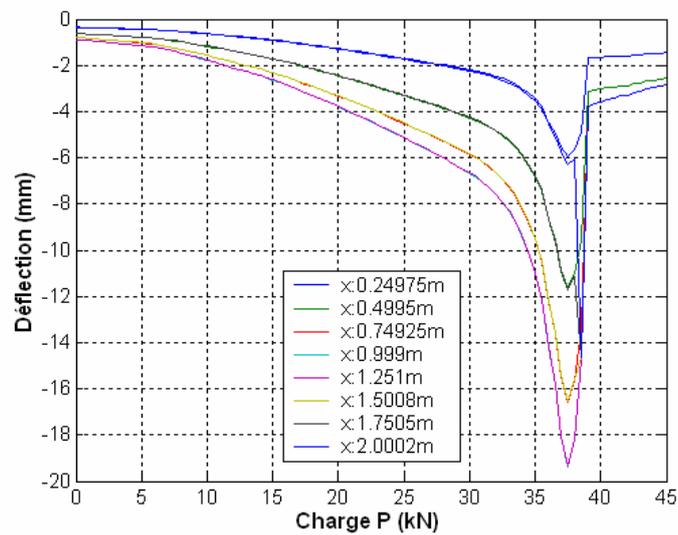
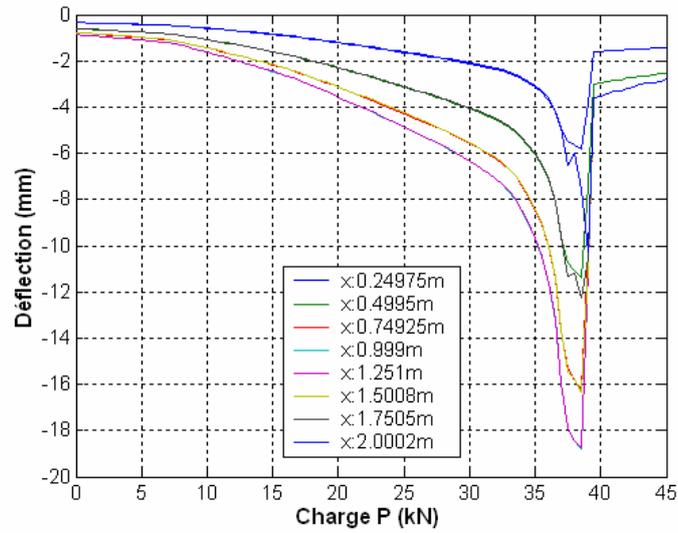


Figure 5.10. Courbe effort-flèche pour les poutres 611 (BA), 621 (BA), 622 (BP)

5.5.2. Essai de flexion 4-points

Des essais de flexion directe et inverse, monotone et cyclique, sont réalisés sur 6 poutres, soit les poutres 911, 622, 421, 621, 412 et 611. L'analyse du comportement de la section permet d'abord d'obtenir la courbe moment-courbure ainsi que l'histogramme des moments résistants. L'analyse du comportement global permet de déterminer l'histogramme des charges de rupture, les graphiques du profil de déplacements le long de la poutre, la courbe de la flèche en fonction du chargement à différents points de mesure (capteurs de déplacement situés tous les 250 mm sous la poutre).

La Fig.5.10 donne la courbe d'évolution effort-flèche à mi-portée pour les poutres 611, 621 et 622. Ces courbes sont des valeurs moyennes sur 50 réalisations. La Fig.5.11 donne un aperçu des charges à la rupture obtenues pour la poutre 621. Le Tab.5.5 résume les charges à la rupture de ces poutres soumises à des efforts de flexion.

Poutre	Moyenne (kN)	Ecart type (kN)
611	37,3	1,2
621	36,5	2,1
622	72,1	4,7
412	35,5	1,4
421	66,3	4,8
911	105,3	8,6

Tableau 5.5. Résistance à la rupture pour les essais de flexion

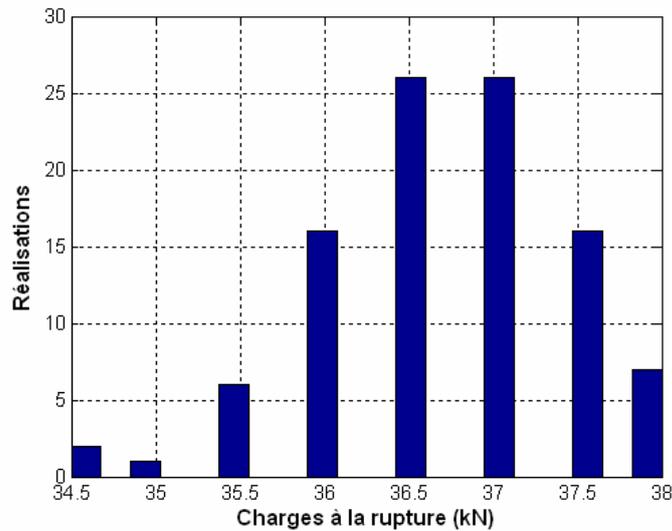


Figure 5.11. Histogramme des charges à la rupture de la poutre 621

La Fig.5.12 donne un aperçu des charges à la rupture obtenues pour la poutre 421. La Fig.5.13 donne la courbe d'évolution effort-flèche à mi-portée pour les poutres 412, 421 et 911.

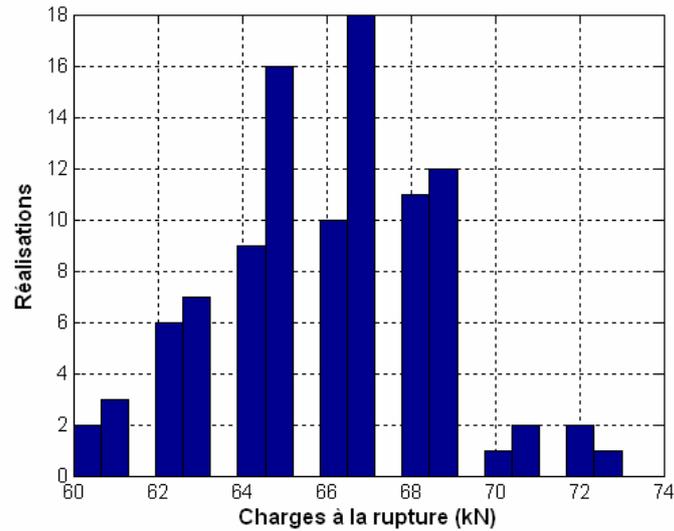


Figure 5.12. Histogramme des charges à la rupture de la poutre 421

Pour les différentes poutres testées en flexion, la raideur moyenne (phase élastique) sont données dans le Tab.5.6.

Poutre	Raideur moyenne (kN/mm)
611	23
621	18
622	20
412	28
421	20
911	22

Tableau 5.6. Raideur moyenne

Les tangentes verticales des Fig.5.10 et Fig.5.11 n'ont pas de signification physique, mais sont caractéristiques du non équilibre d'une section (rupture). Elles ne correspondent donc pas à une raideur infinie, mais à une instabilité de calcul.

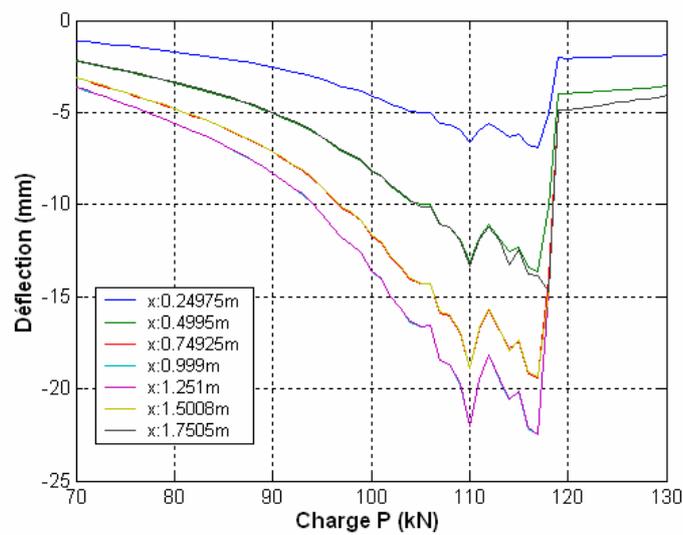
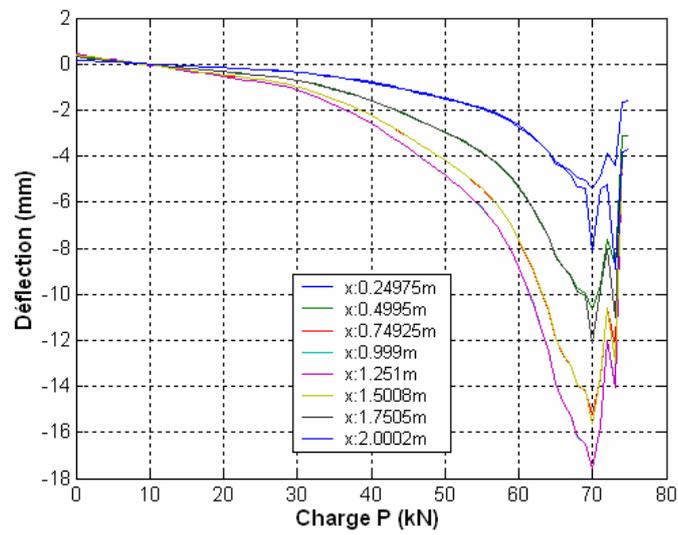
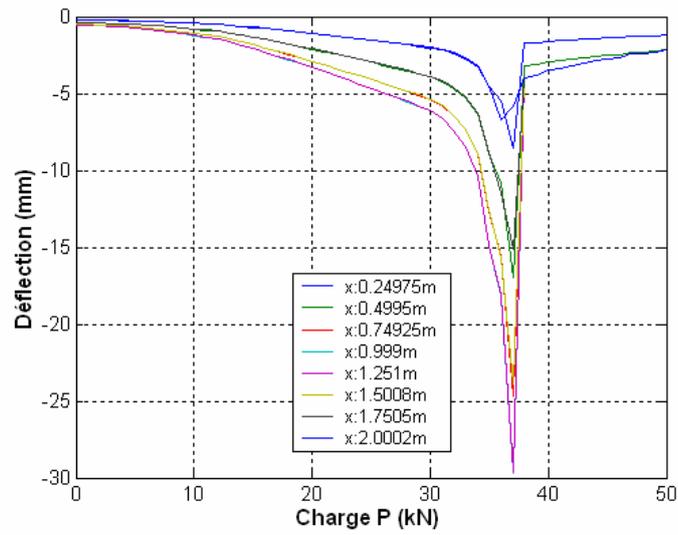


Figure 5.13. Courbe effort-flèche pour les poutres 412 (BA), 421 (BP), 911 (BP)

5.6. Comparaison des simulations avec les résultats expérimentaux

La comparaison entre valeurs moyennes calculées et valeurs expérimentales des raideurs, des charges à la rupture et des énergies dissipées sont données dans le Tab.5.7. Le Tab.5.7 fournit également les écarts types des indicateurs calculs. Rappelons que les essais cycliques sont considérés dans l'étude présentée comme des essais de chargement monotone. Les Fig.14-19 comparent les courbes flèches/chargements expérimentales et calculées (courbes moyennes) pour les poutres 412, 421, 611, 621, 622 et 911.

Poutre	Capacité portante (kN)		Raideur (kN/mm)		Energie dissipée à la rupture (N.m)		Energie dissipée à 60% de la rupture (N.m)	
	Calc. moy/ecart	Exp.	Calc. moy/ecart	Exp.	Calc. moy/ecart	Exp.	Calc. moy/ecart	Exp.
121	104/4.8	139	650/31	294	5/0.5	267	4/0.3	13
122	104/5.1	150	625/27	356	4/0.3	270	3/0.3	15
611	37/1	30	23/2	19	548/70	370	54/4	11
621	36/2	32	18/2	17	556/67	349	50/4	14
622	72/5	71	20/1	23	1303/141	1221	103/9	62
412	35/1	32	28/3	22	937/112	462	54/5	10
421	66/5	53	20/3	22	967/106	988	93/9	43
911	105/9	122	22/2	21	1100/120	1792	175/15	196

Tableau 5.7. Comparaison entre données expérimentales et calculées

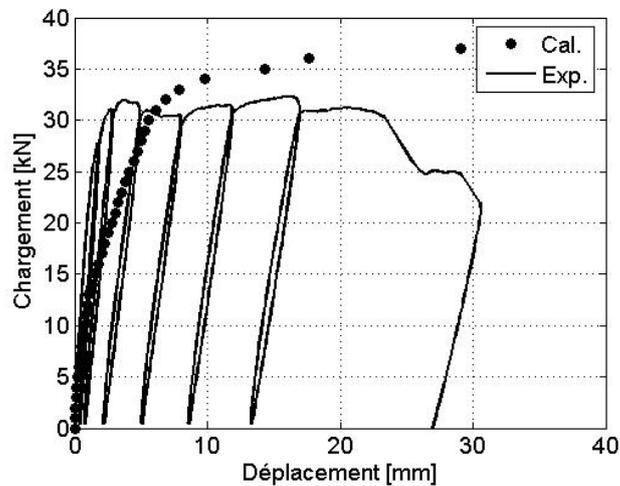


Figure 5.14. Loi déplacement/chargement pour la poutre 412 (mi-travée)

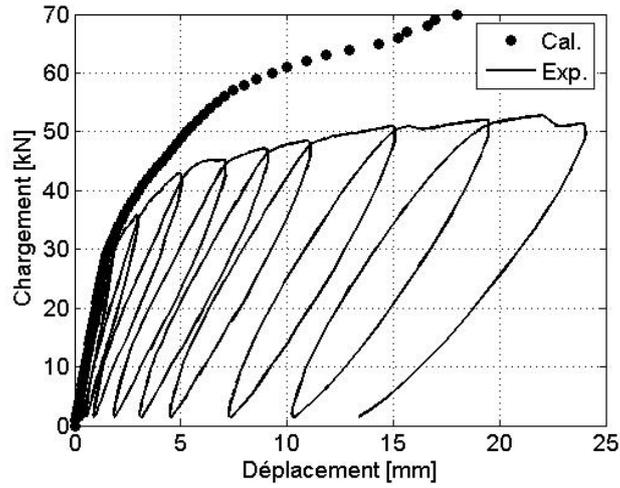


Figure 5.15. Loi déplacement/chargement pour la poutre 421 (mi-travée)

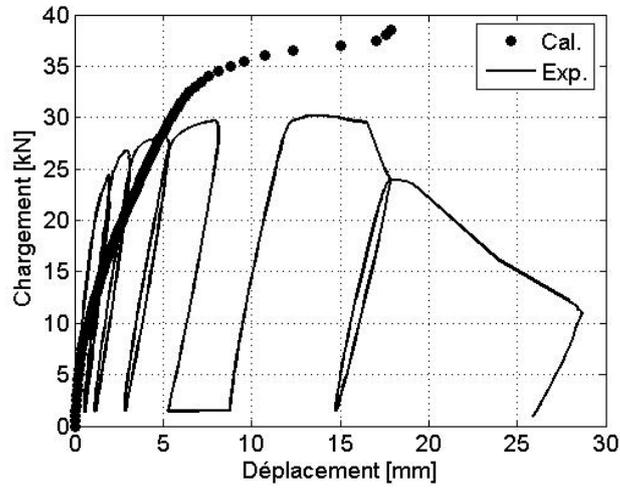


Figure 5.16. Loi déplacement/chargement pour la poutre 611 (mi-travée)

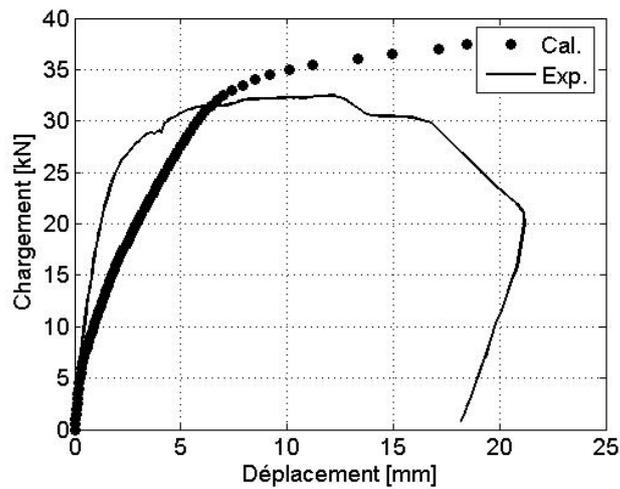


Figure 5.17. Loi déplacement/chargement pour la poutre 621 (mi-travée)

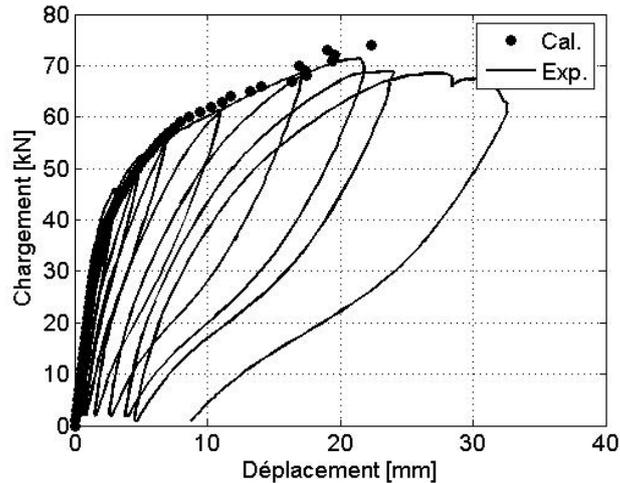


Figure 5.18. Loi déplacement/chargement pour la poutre 622 (mi-travée)

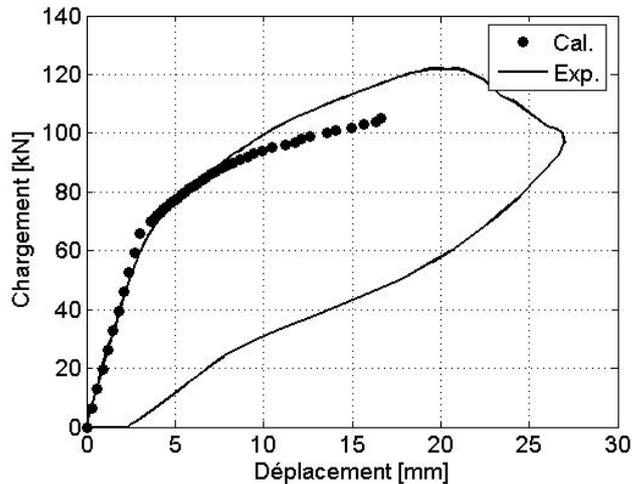


Figure 5.19. Loi déplacement/chargement pour la poutre 911 (mi-travée)

L'une des premières constatations de l'étude est le très bon comportement moyen du modèle en flexion. Evidemment, les essais cycliques étant considérés comme monotones dans les simulations, des écarts notables sont à constater dans les comportements expérimentaux et simulés. Il est cependant possible de tirer quelques résultats remarquables. En premier lieu, les capacités portantes et les raideurs calculées pour les poutres soumises à des essais de flexion sont en bon accord. Seules les énergies dissipées, notamment à 60% de l'énergie de rupture, présentent des écarts notables avec les données expérimentales. Plusieurs raisons peuvent être avancées, mais la raison principale réside dans la mauvaise description du palier de plastification qui a tendance à être surestimée par rapport aux évolutions expérimentales. Cela apparaît notamment dans les valeurs de capacité portante qui sont toujours supérieures aux valeurs expérimentales. Cette surestimation du palier plastique concerne aussi bien les essais monotones, que cycliques, avec une prédominance pour ces derniers, car les effets d'écroutissage ne sont pas pris en compte.

Il faut également constater que l'adéquation entre courbes calculées et expérimentales est meilleure pour les poutres 911, 421 et 622 qui fonctionnent en véritables poutres en béton précontraint. En effet, les poutres 621, 611 et 412 sont assujetties à des essais de flexion inverse pour se comporter en poutres en béton armé. Dans l'ensemble des courbes, il est possible de noter, avant l'apparition d'un palier de plastification, d'une double pente représentative du comportement béton armé et béton précontraint. Ce double comportement est très caractéristique pour les poutres en flexion inverse, car elles mettent en évidence un comportement en section fissurée plus rapide que les essais. Ce double

comportement n'est d'ailleurs pas aisément identifiable sur les essais en flexion inverse, mais l'est plus sur les essais sur poutres fonctionnant en béton précontraint.

Les essais de traction montrent des écarts notables sur les raideurs calculées et les charges à la rupture étant assez bien estimées. Les valeurs calculées sont cependant comparables à celles estimées par les autres partenaires du projet. Ces écarts ne pourraient se justifier que par une mauvaise prise en compte de l'excentrement. Cette raideur accrue et un palier plastique très court conduit à des énergies dissipées très faibles par rapport à celles estimées expérimentalement.

5.7. Conclusions

Les modèles simplifiés introduits pour caractériser le comportement mécanique des poutres du Benchmark de la Rance soumises à des essais de flexion et de traction, procurent des résultats suffisamment satisfaisants en terme d'évaluation de la raideur et de la capacité portante, mais aussi dans l'estimation des déplacements. Ces modèles se comportent d'ailleurs mieux en flexion qu'en traction. Elaborés pour fonctionner dans un cadre probabiliste, ils incluent également la possibilité de tenir compte de la dégradation par corrosion des aciers au cours du temps, ceci le long de la poutre. Cette capacité n'a pas été mise en œuvre dans les simulations, en raison des valeurs moyennes élevées estimées pour les temps d'initiation. Cependant, ces valeurs s'avèrent être erronées, comme l'autopsie des poutres tend à le mettre en évidence puisque de la corrosion peut être notée le long des armatures.

En conclusion, le rapport qualité des résultats/sophistication pour les modèles utilisés semble suffisamment élevé pour permettre son utilisation par des bureaux d'étude.

5.8. Références

Cremona C., Houde M-J. (2006) – *Modélisation déterministe et probabiliste du comportement mécanique simplifié des corps d'épreuve*, Revue Européenne de Génie Civil, 11, 1-2, pp.233-255.

Desayi P, Krishnan S. (1964) – Equation for the stress strain curve of concrete, Journal of American Concrete Institute, Vol.61, pp.345-350.

Neville M. (1996) – *Propriétés des bétons*, Editions Eyrolles.

Collins M.P., Mitchell D. (1987) – *Prestressed concrete basics*, Canadian Prestressed Concrete Institute, Ottawa, Canada.

Grimaldi G., Raharinaivo A. (1999) – *Vers une stratégie de réparation du béton armé dégradé*, Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées, 1999, pp.59-70.

Pissarenko G., Yaokvlev A., Matvéev V. (1979) – *Aide-mémoire de résistance des matériaux*, Editions de Moscou.

6.

INSTRUMENTATION DU PONT D'AVESNES-SUR-HELPE

Christian Cremona

*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
Division Fonctionnement et Durabilité des Ouvrages d'Art*

Renaud Leconte

*Centre d'Etudes Techniques de l'Équipement
Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Lyon*

Glauco Feltrin — Benedikt Weber

Laboratoire Fédéral d'Essai des Matériaux et de Recherche, Suisse

Jan Bien — Pawel Rawa — Jaroslaw Zwolski

Politechnika Wroclawska, Pologne

Luc Dieleman

Société Nationale des Chemins de fer Français

6.1. Introduction

Le franchissement de la rivière Helpe au km 94,090 est assuré par 3 ouvrages (2 sur voies principales et un sur voie de service). Ces ouvrages sont à tablier métallique biais à une travée, de type tabliers à poutres latérales hautes, pièces de pont et longerons. Le pont d'Avesnes, ainsi dénommé dans ce chapitre, est l'un de ces ouvrages.

Construit en 1919, le pont d'Avesnes (Fig.6.1) est un ouvrage ferroviaire métallique en acier doux qui franchissait initialement la rivière Helpe Majeure et permettait la liaison Fives-Hirson dans le département du Nord. Il supportait une voie S.N.C.F. C'est un ouvrage entièrement métallique, riveté, à travée isostatique de 23,0 m de portée. Il présente un biais de 71° environ. Son axe en plan est en alignement droit. En service, il reposait sur deux culées murs de font par l'intermédiaire d'appareils d'appuis métalliques de type articulation.

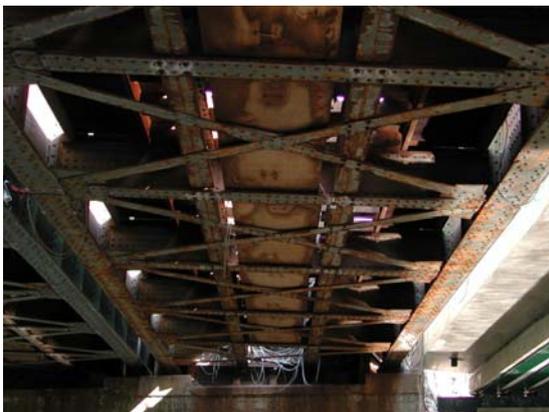


Figure 6.1. *Vue générale du pont d'Avesnes*

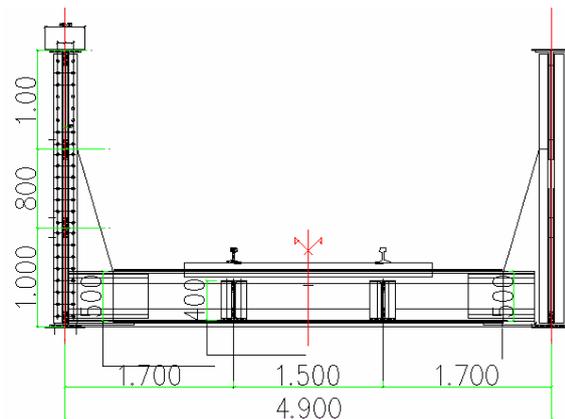
L'examen du dossier de cet ouvrage fait mention de divers travaux de réparation dont le plus important concerne la consolidation des longerons par l'adjonction de *pièces de renfort* avec boulons HR (Fig.6.2). En effet, diverses inspections ont montré la présence de pertes de consolidations de rivets d'attache entre les cornières montantes et les longerons ainsi que la présence de fissures et fractures dans les âmes de ces longerons. L'explication de ces avaries est consignée dans le rapport d'inspection de la SNCF. La conception des attaches des longerons sur les pièces de pont n'est pas satisfaisante. Le décalage en hauteur entre les membrures supérieures de ces deux poutres empêche la continuité entre ces éléments métalliques. De ce fait, il existe un changement brusque de section (entre les cornières montantes d'attache et l'extrémité des cornières membrures supérieures des longerons). A cet endroit, la section se réduit à la seule âme du longeron. Si cette section est suffisante pour reprendre les efforts tranchants, elle est un point faible pour les efforts de flexion provoqués par le fonctionnement en poutre continue des longerons. Cette conception, associée aux cycles de contraintes amplifiés par les effets dynamiques et de chocs, explique l'apparition de fissures de fatigue initiées essentiellement en partie haute des attaches.



Figure 6.2. Vue d'un renforcement par triplure boulonnée



(a) Contreventements de la structure



(b) Coupe transversale de l'ouvrage

Figure 6.3. Parties caractéristiques du pont d'Avesnes

L'ouvrage possède deux *poutres principales* à âmes pleines de 4,9 m d'entraxe et de 2,8 m de hauteur. Ces poutres sont complétées par deux *longerons* discontinus de 0,4 m de hauteur, connectés à des *pièces de pont* transversales de 4,9 m de portée et de 0,5 m de hauteur (Fig.6.3a) au moyen de *cornières montantes*. Des goussets assurent l'encastrement des pièces de pont sur les poutres principales. Le pont se compose longitudinalement de 6 tronçons identiques de 3,0 m de longueur chacun, et de deux abouts dissymétriques de 2,0 m et 3,5 m. Chaque tronçon ainsi que les deux abouts

sont contreventés à l'aide de croix de Saint-André, fixées sous les semelles inférieures des poutres principales et des longerons (Fig.6.3b).

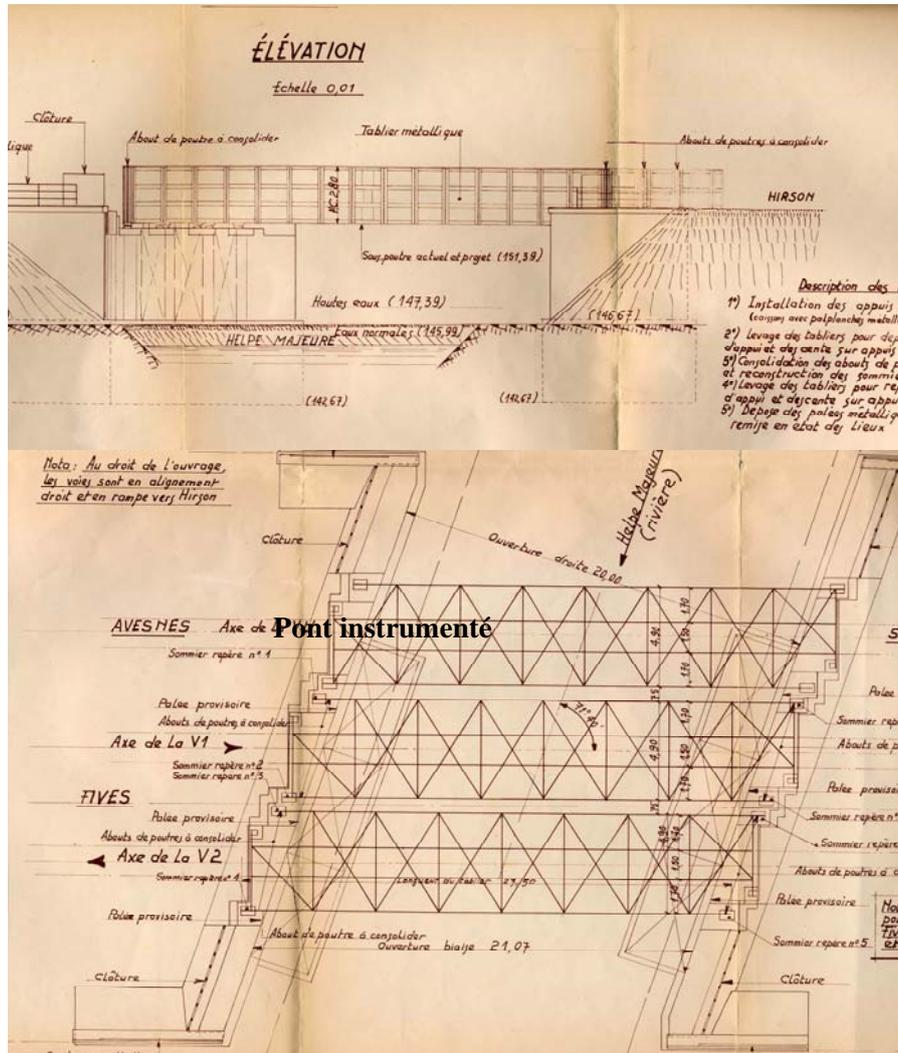


Figure 6.4. Plan d'ensemble du pont d'Avesnes

L'ouvrage possède une masse totale de 80 t environ. Cette donnée S.N.C.F. a été corroborée par un métré établi à l'aide d'un plan d'ensemble de la structure (Fig.6.4), ainsi que de levées complémentaires effectuées sur le corps d'épreuve (mesures d'épaisseur, détails des assemblages,...). La décomposition massique de la structure s'établit comme suit :

- Poutres principales : 46,7 T (59%)
- Pièces de pont : 9,7 T (12%)
- Longerons : 8,2 T (10%)
- Croix de St-André : 2,9 T (4%)
- Equipements : 12,2 T (15%)

En raison de leur mauvais état et de coûts de réparations supérieurs à ceux de remplacement, les deux ouvrages supportant la ligne de Fives à Hirson ont été remplacés en 2005 par deux ponts à poutrelles enrobées. Aucune procédure d'évaluation avancée n'a été réalisée sur ces anciens ponts rivetés.

Les investigations expérimentales menées au cours du projet *Sustainable Bridges* ont été réalisées en deux phases. La première a consisté à surveiller le comportement de l'ouvrage sous exploitation

pendant quelques jours. L'instrumentation a été installée et pilotée par la SNCF. Elle était composée de jauges de déformation, d'accéléromètres, de capteurs de déplacement et de jauges de température. Cette phase de mesures a permis d'acquies toute une série d'information sur le comportement en service de l'ouvrage en vue de son évaluation vis-à-vis de la fatigue. La seconde phase d'investigations expérimentales a consisté à réaliser un ensemble d'essais vibratoire sur l'un des ouvrages déposés pour simuler divers degrés d'endommagements. De février à mars 2006, des essais préliminaires ont permis d'identifier les fréquences propres de l'ouvrage et de fixer les conditions des essais ultérieurs. En juin 2006, une série de mesures (globales sur les poutres principales, globales sur les longerons et les pièces de pont, locales sur certains assemblages) ont été réalisées par l'EMPA, le LCPC, le LRPC Lyon, la SNCF et l'Université de Wroclaw (WUT). Des dommages simulés ont été effectués par la SNCF en ôtant les couvre-joints de renforcement existants. Des simulations numériques ont alors été menées par WUT et le LCPC/LRPC Lyon. En mars 2007, des investigations dynamiques complémentaires ont été menées par le LRPC Lyon afin de simuler des dommages localisés à des connexions entre longerons et pièces de pont, et entre poutres principales et pièces de pont. Ces endommagements ont été répartis tout le long de l'ouvrage pour apprécier la capacité de détection par diverses techniques et dans diverses situations expérimentales.

Ce chapitre présente les investigations menées et résume divers résultats acquis. La totalité de l'information sur cette instrumentation est consultable dans la référence [SB D7.2, 2007].

6.2. Surveillance préliminaire

6.2.1. Description générale

Le plan général de l'instrumentation est donné sur la Fig.6.5.

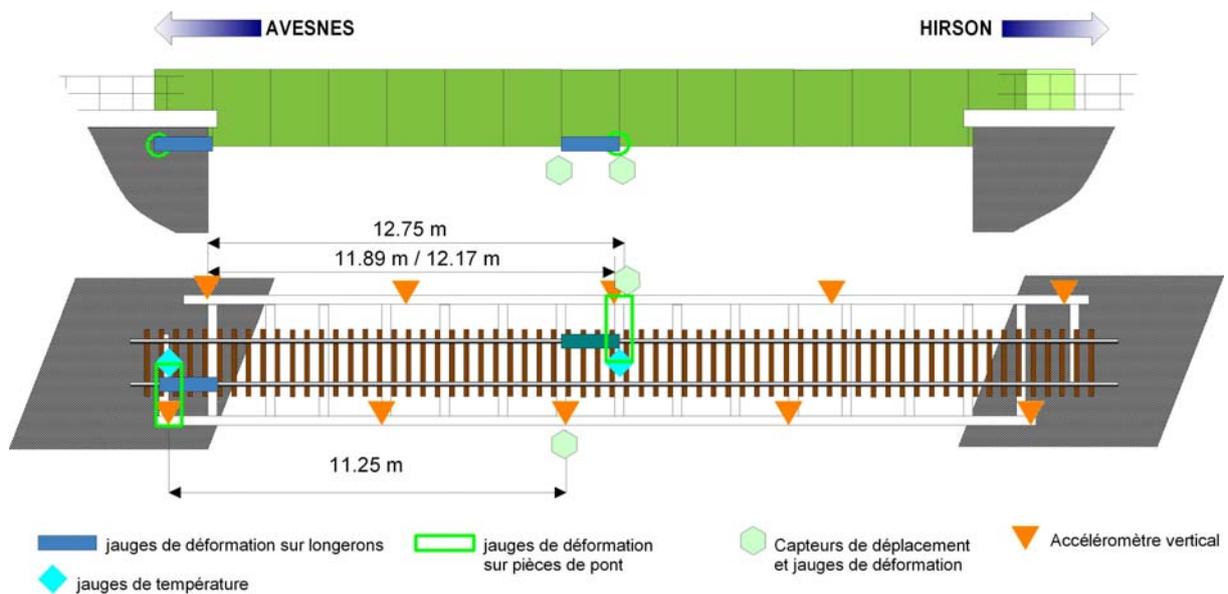
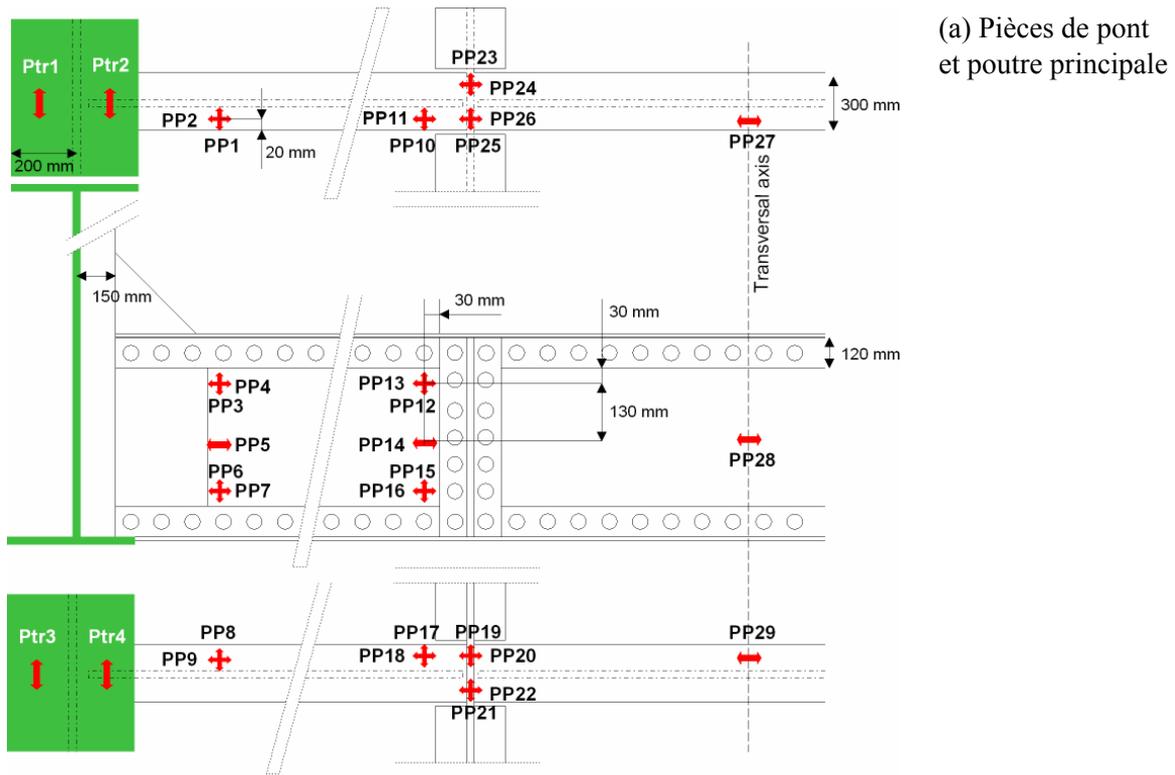


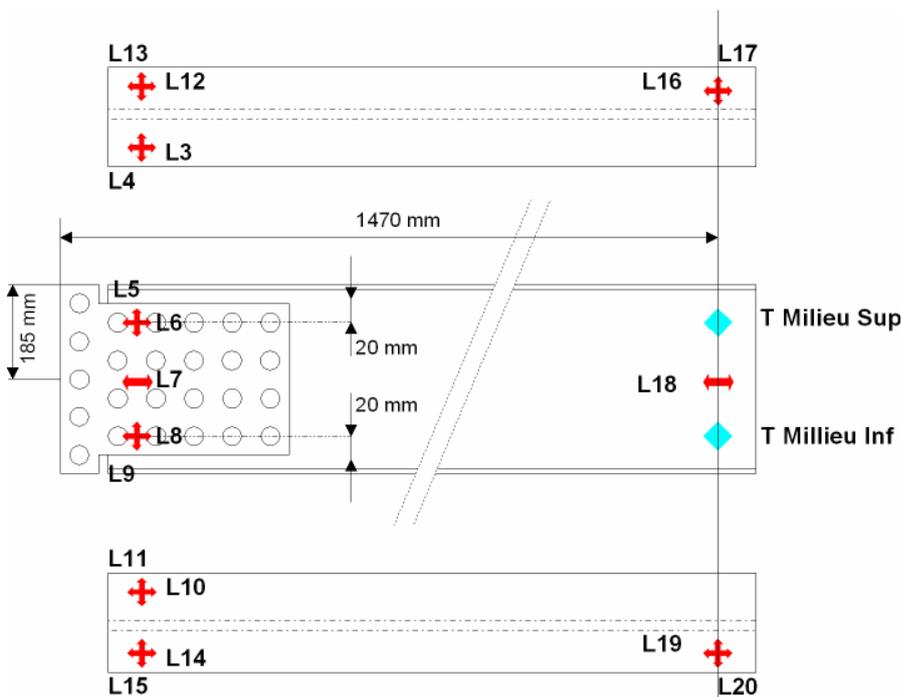
Figure 6.5. Plan d'instrumentation pour la surveillance du pont d'Avesnes

Les mesures de microdéformations sont réalisées avec des jauges étanches encapsulées de 2 types :

- monodirectionnelles (KFW 5 C1 de Kyowa - trame de 5 mm),
- bidirectionnelles (KFW 5D16 de Kyowa - trames de 5 mm superposées).



(a) Pièces de pont et poutre principale



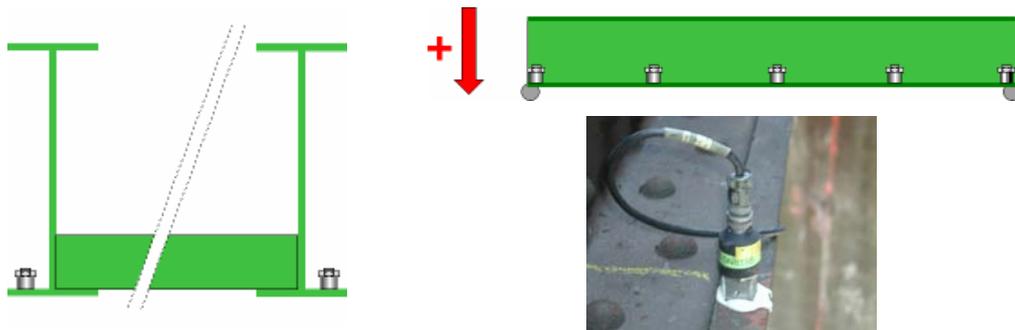
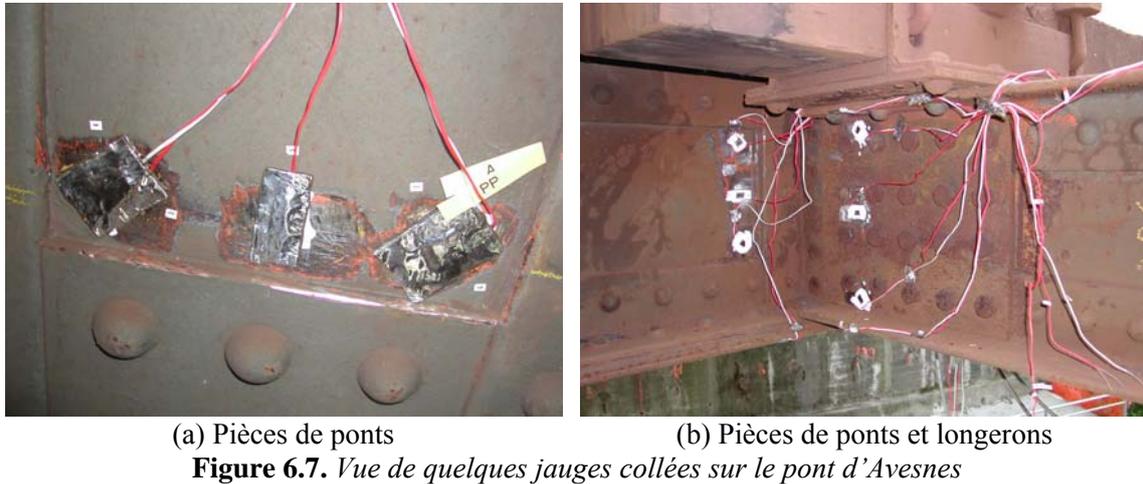
(b) Longerons et poutres principales

Figure 6.6. Position des jauges de déformation

Les deux pièces de pont sont choisies au plus proche de la $\frac{1}{2}$ portée de l'ouvrage et la première côté appui (a priori côté gare d'Avesnes). L'équipement est identique sur les deux pièces de pont (Fig.6.6a). Le nombre de jauges mono- et bidirectionnelles utilisées sont respectivement de 5 et 12 par pièce de pont, ce qui fait 58 voies de mesures. Les longerons (Fig.6.6b) sont choisis en $\frac{1}{2}$ portée (côté about instrumenté) et en about : longeron immédiatement après la pièce de pont instrumentée. Un seul longeron par section (sous file gauche ou file droite). Le nombre de jauges mono- et bidirectionnelles utilisées sont respectivement de 4 et 6 par pièce de pont, soit 32 voies de mesures. Les deux poutres

principales sont équipées en $\frac{1}{2}$ portée uniquement avec des jauges monodirectionnelles longitudinales sur chacune des 2 ailes, en parties hautes et basses, soit 8 voies de mesures. Au total 108 voies de mesure de déformation sont traitées de manière synchrone par la centrale d'acquisition.

Les mesures sont données en microdéformations soit 10^{-6} m/m, la tension étant affectée du signe positif, la compression du signe négatif. La Fig.6.7 présente une vue des quelques jauges installées sur l'ouvrage.



Les accélérations verticales sont mesurées sur les poutres principales (aile inférieure intérieure) sur appui, en $\frac{1}{4}$ et $\frac{1}{2}$ portée. Des accéléromètres VTI Hamlin +/- 2 g BP 0-150 Hz ont été utilisés (Fig.6.8). Les capteurs de déplacements sont des capteurs lasers NAIS LM100 (Fig.6.9). Les

déplacements sont donnés en mm et deux capteurs ont été installés sur l'ouvrage, la référence étant donnée par l'ouvrage neuf positionné en parallèle des ouvrages anciens.

Quatre jauges de température ont également été installées sur l'ouvrage à mi-portée et au niveau des appuis. Les températures sont données en °C.

Les charges sur essieux sont mesurées par des ponts Q (un par rail) positionnés à 29,00 m en amont de l'ouvrage. Les ponts Q sont conçus pour évaluer des différences de cisaillement dans deux sections de rail (Fig.6.10). Les charges sont données en kN et les ponts sont formés de deux rosettes (KFW 5 D16 – Kyowa – trame de 5 mm).

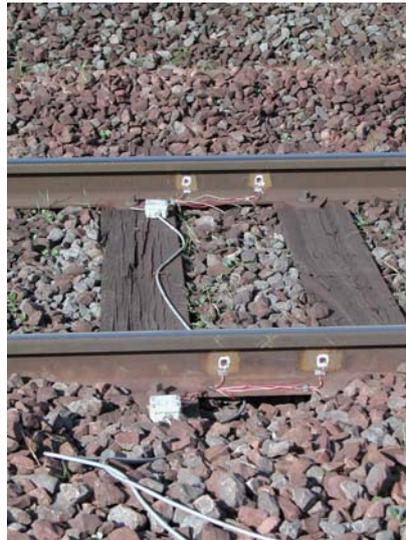


Figure 6.10. *Ponts Q sur voies*

Trois chaînes d'acquisition ont été utilisées, chacune fournissant un fichier. Une voie de synchronisation commune permet la synchronisation des trois systèmes (Fig.6.11). La fréquence d'échantillonnage est de 600 Hz.



Figure 6.11. *Systèmes d'acquisition utilisés pour la surveillance du pont d'Avesnes*

La fig.6.12 donne un exemple des acquisitions obtenues.

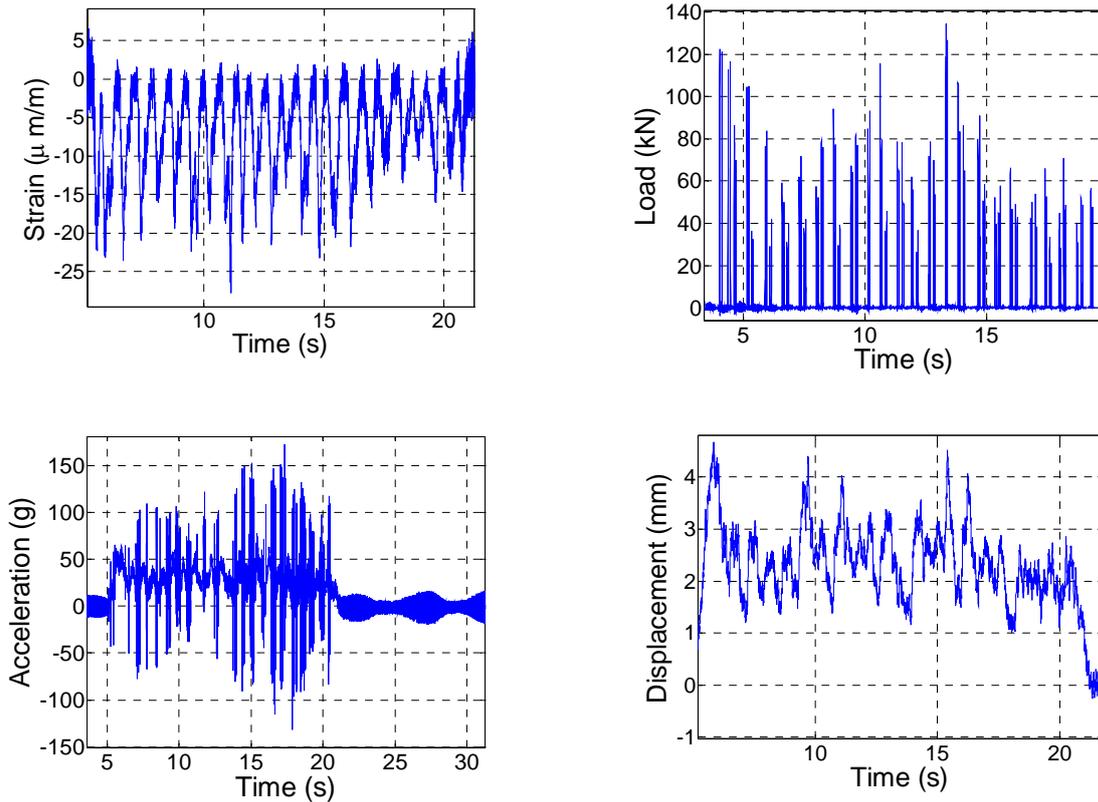


Figure 6.12. Exemples de données enregistrées sur le pont d'Avesnes

L'instrumentation retenue a été volontairement surdimensionnée pour mettre à disposition des chercheurs des données sur un ouvrage métallique riveté. Ceci explique que toute l'information acquise n'a pas été nécessairement traitée. Dans le rapport [SB D7.2, 2007] qui concatène l'ensemble des résultats obtenus sur cet ouvrage, seules les jauges de déformation ont été largement utilisées afin d'appliquer les méthodes d'évaluation avancées proposées dans les recommandations [SB D4.2, 2007] présentées dans le chapitre 4 de ce rapport. Les autres données (accélération, déplacement) ont été traitées mais ne seront pas documentées ici.

6.2.2. Évaluation de l'endommagement par fatigue

Comme nous avons pu l'indiquer dans le chapitre 4 de ce rapport, reprenant ainsi largement les recommandations de la référence [SB D4.2, 2007], toute nouvelle information se doit d'être utilisée dans les différentes étapes d'une évaluation. Parmi ces dernières, les données sur les charges peuvent fournir une donnée d'entrée particulièrement importante pour les calculs à la fatigue.

La phase initiale d'évaluation (cf. chapitre 4) recommande d'utiliser la loi de Miner en conjonction avec la courbe de Wöhler pour mener un tel calcul. En complément de l'information sur les charges données par les ponts Q, il est alors possible de calculer l'endommagement induit par les différents convois (Tab.6.1) supportés par l'ouvrage au cours de la période de mesure (du 7 juin à 19:34 au 9 juin à 07:51). Des mesures réalisées au pont Q, il est possible d'identifier les différents types de trains (passagers et fret) au travers des caractéristiques de charges sur chaque essieu.

Date	07/06/05	08/06/05	09/06/05
Train Z 23500	3	16	2
Train Z 24500	4	6	2
Total trains passagers	7	22	4
Train BB 27000	13	49	26
Train BB 36000	3	5	6
Train BB 16000	1	1	0
Total Train fret	17	55	32
Total	24	77	36

Tableau 6.1. Nombre de trains identifiés pendant la période de surveillance de l'ouvrage

Seule la journée du 8 juin étant complète, cette dernière a été retenue pour les divers calculs. Les 77 passages de trains se décomposent en 29% de trains passagers et 71% de trains de fret. Pour simplifier les calculs, ces trains sont regroupés en deux familles : fret et passagers caractérisés par les locomotives Z 23500 et BB 27000 (85% du trafic).

En utilisant la catégorie de détail 71, conformément aux recommandations du chapitre 4, l'endommagement par fatigue peut être évalué sous réserve de disposer d'un modèle de calcul. Les passages de trains sont alors appliqués sur le modèle de calcul pour déterminer les étendues de contraintes. Ce calcul a été réalisé avec un modèle réalisé sous le logiciel de calcul du SETRA, ST1 (Fig.6.13).

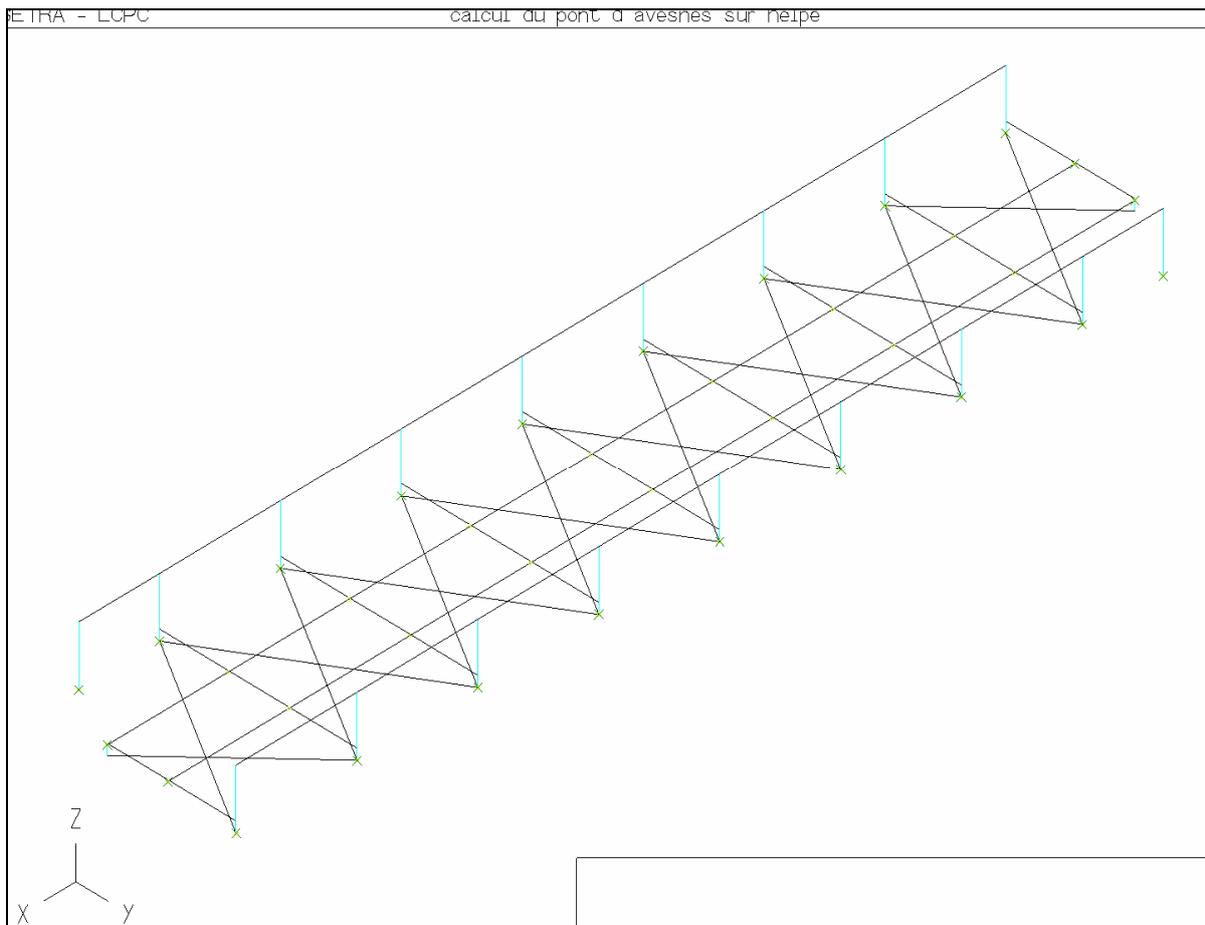


Figure 6.13. Modèle de calcul de l'ouvrage

En supposant que le trafic est reproductible chaque jour, par an et sur la durée de service de l'ouvrage (hypothèse bien évidemment erronée, mais conservatrice – cf. chapitre 4), il est possible de calculer l'endommagement par fatigue sur deux assemblages longeron/pièce de pont, coté longeron et coté pièce de pont, à mi-travée.

Assemblage	Coté longeron	Coté pièce de pont
Catégorie de détail	D71	D71
D1 (passagers)/jour	$3,01 \cdot 10^{-5}$	$9,6 \cdot 10^{-6}$
D2 (fret)/jour	$1,40 \cdot 10^{-5}$	$2,03 \cdot 10^{-5}$
Total D/jour	$4,41 \cdot 10^{-5}$	$2,99 \cdot 10^{-5}$
$D_{an} = D/\text{jour} \cdot 365 \text{ jours}$	$1,61 \cdot 10^{-2}$	$1,09 \cdot 10^{-2}$
$D_{86} = D_{an} \cdot 86 \text{ ans}$	1,3854	0,9377
Durée de vie résiduelle	-23,92	5,71

Tableau 6.2 – Evaluation de l'endommagement par fatigue

Le Tab.6.2 met en évidence que les assemblages, coté longerons, sont susceptibles d'être largement endommagés par fatigue. Cette conclusion est conforme aux résultats d'inspection de 1970. Il vient de cette analyse sommaire que la durée de vie en fatigue est de 60-70 ans, valeur proche de la période au terme de laquelle des fissures ont été détectées. En regard, les assemblages, coté pièces de pont, présentent des durées de vie plus importantes.

Grâce aux mesures de déformation (Fig.6.14), il est possible de trouver des résultats très différents. En fait, ils reflètent une réalité très différente, car il ne faut pas oublier que ces assemblages ont été renforcés par des couvre-joints, ce qui réduit les contraintes et améliore le comportement à la fatigue.

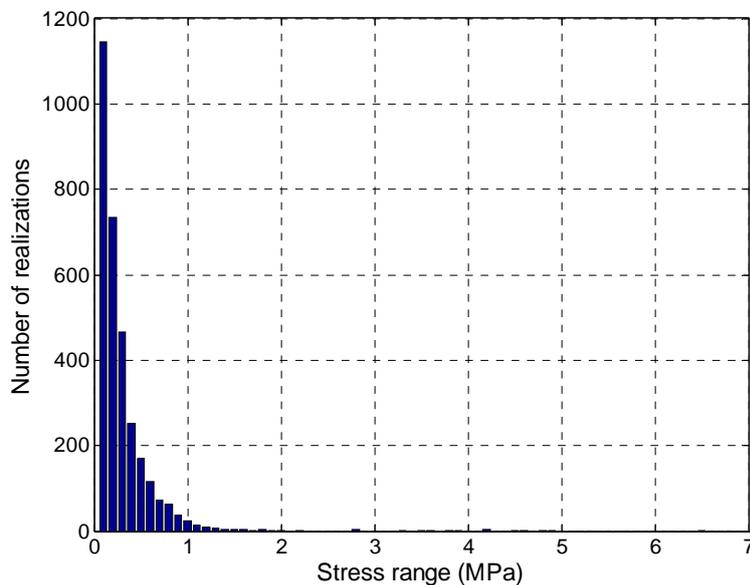


Fig.6.14. Histogramme des rainflows (expérimental)

La comparaison entre endommagements calculés en utilisant les charges mesurés et le modèle de calcul ST1 et endommagements calculés par la constitution d'un histogramme de rainflow met ce résultat en évidence (Tab.6.3).

Élément	Longeron	Pièce de pont
Mesures (rainflow)		
D1 (passagers)/jour	$8.29 \cdot 10^{-8}$	$4.99 \cdot 10^{-6}$
D2 (fret)/jour	$1.17 \cdot 10^{-7}$	$1.39 \cdot 10^{-6}$
Calculs (modèle ST1)		
D1 (passagers)/jour	$3.01 \cdot 10^{-5}$	$9.6 \cdot 10^{-6}$
D2 (fret)/jour	$1.40 \cdot 10^{-5}$	$2.03 \cdot 10^{-5}$

Tableau 6.3. Comparaison entre endommagements journaliers selon le modèle de calcul et les mesures

Pour réaliser une évaluation intermédiaire (cf. chapitre 4), un modèle basé sur la mécanique de la rupture est utilisé [SB D4.2, 2007]. Pour cela, des valeurs de référence sont utilisées et les calculs suivants sont menés pour la connexion longeron/pièce de pont. D'après la Fig.4.19, la fissure initiale est évaluée à $a_0 = (D+10)/2 = (40+10)/2 = 25$ mm. La dimension maximale du défaut est $\max(a) = C/2 = 150/2 = 75$ mm. La largeur de plaque est prise à $T = 1,1 \times C/2 = 1,1 \times 150/2 = 82,5$ mm. L'étendue de contrainte est fixée à 20 MPa conformément à l'étendue maximale calculée avec le modèle. La fissure critique a_{crit} est calculée par la mécanique de la rupture, en prenant, dans le cas présent, $J_c = 10$ N/mm² et $f_y = 204$ N/mm² (valeurs de référence selon le chapitre 4 ou [SB D4.2, 2007]), $\sigma = 50$ MPa, ce qui conduit à $a_{crit} = 69$ mm < $\max a$ [SB D7.2, 2007]. Ces diverses données permettent de calculer, au moyen des tableaux de Hensen (chapitre 4), le nombre maximal de cycles admissible : si le nombre de cycle annuels est évalué à 975 000 pour les pièces de pont et à 1 400 000 pour les longerons (en appliquant le convoi de l'Eurocode 1), la durée minimale entre a_0 et a_{crit} est $t_p = \Delta N/N_{yr} = 1438 \times 720 / 1400000 = 1,03$ ans pour les longerons et 1,5 ans pour les pièces de pont. Ceci conduit à des durées très courtes, synonymes d'une propagation rapide de la fissuration dès lors que la dimension a_0 est dépassée. Certes, même si cet intervalle paraît court et très pessimiste, il reste cohérent avec les constatations observées sur l'ouvrage, constatations qui ont conduit à son renforcement par couvre-joints.

6.3. Campagnes d'essais dynamiques

En août 2005, le pont d'Avesnes a été déplacé de son emplacement d'exploitation vers la gare afin de permettre la réalisation d'investigations dynamiques dans le cadre du projet *Sustainable Bridges* (Fig.6.15).



Figure 6.15. Vue générale du pont déplacé mis sur cales

6.3.1. Essais préliminaires

Les premiers essais ont été réalisés en février 2006. Quatre accéléromètres ont été utilisés en deux phases d'acquisition avec un point de référence à mi-travée. Ces essais ont eu pour objectif d'identifier les caractéristiques dynamiques de l'ouvrage afin de concevoir l'instrumentation complète et de confirmer les résultats obtenus avec un modèle simplifié. Les accélérations sont mesurées avec des accéléromètres piézo-électriques (Kistler[®] 8752A50) montés sur supports magnétiques.

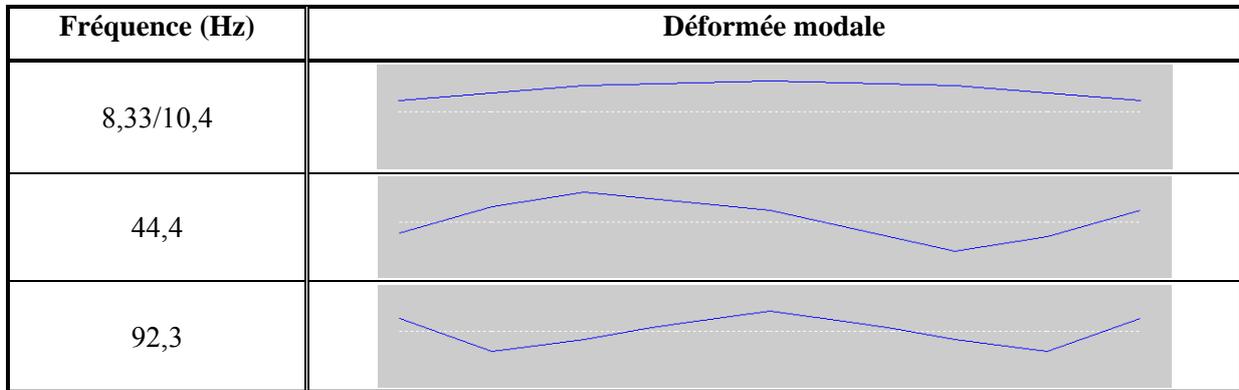


Figure 6.16. Déformées modales – essais préliminaires

Pour ces épreuves dynamiques, les paramètres d'acquisition ont été fixés à 1200 Hz pour la fréquence d'échantillonnage, et à 100 Hz pour la fréquence de coupure. 29 séquences ont été enregistrées. Les accélérations maximales sont de l'ordre de $7 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}^2$ ou 0,7 mg sous excitation ambiante produite par le passage des trains. Cependant, sous vibrations ambiantes, une excitation importante est véhiculée par les supports ce qui induit des déplacements importants à ce niveau, comme le soulignent les déformées modales de la Fig.6.16. Aussi, il a été décidé de ne plus recourir à des excitations ambiantes, mais à des essais transitoires par vérin positionné sous l'ouvrage.

6.3.2. Première campagne de mesures

Les tests préliminaires utilisant une excitation ambiante par le moyen du passage de fret à proximité, ont montré l'impact de la déformabilité du sol sur les déformées propres. Pour y pallier, l'ouvrage est maintenant mis en vibration grâce à un vérin (Fig.6.17). Ce dernier est placé sous une pièce de pont ; sa position exacte est représentée sur la Fig.6.18. Lors d'un essai, il est mis en pression puis relâché de manière quasi-instantanée.



Figure 6.17. Vérin pour la mise en vibration de la structure

Elle est constituée par des capteurs accélérométriques disposés en divers points de l'ouvrage et reliés à une centrale d'acquisition. L'enregistrement synchrone des signaux est piloté par ordinateur. Pour cette série de mesures, 16 accéléromètres Kistler[®] sont connectés à deux systèmes d'acquisitions multicanaux Spider8[®] de la marque HBM[®]. L'enregistrement est réalisé par le logiciel Catman[®]. Les accéléromètres verticaux sont placés à chaque connexion :

- de poutre principale et de pièce de pont,
- de longeron et de pièce de pont.

Les accéléromètres horizontaux sont situés au sommet et au bas de chaque poutre principale, au droit des connexions avec les pièces de pont. Le déplacement des capteurs en 6 phases d'acquisition ou « setups » assure l'enregistrement de 72 points de mesure, 4 points servant de référence restant fixes. Des capteurs de température viennent compléter les données enregistrées. Toutes ces dispositions sont reprises sur la Fig.6.18.

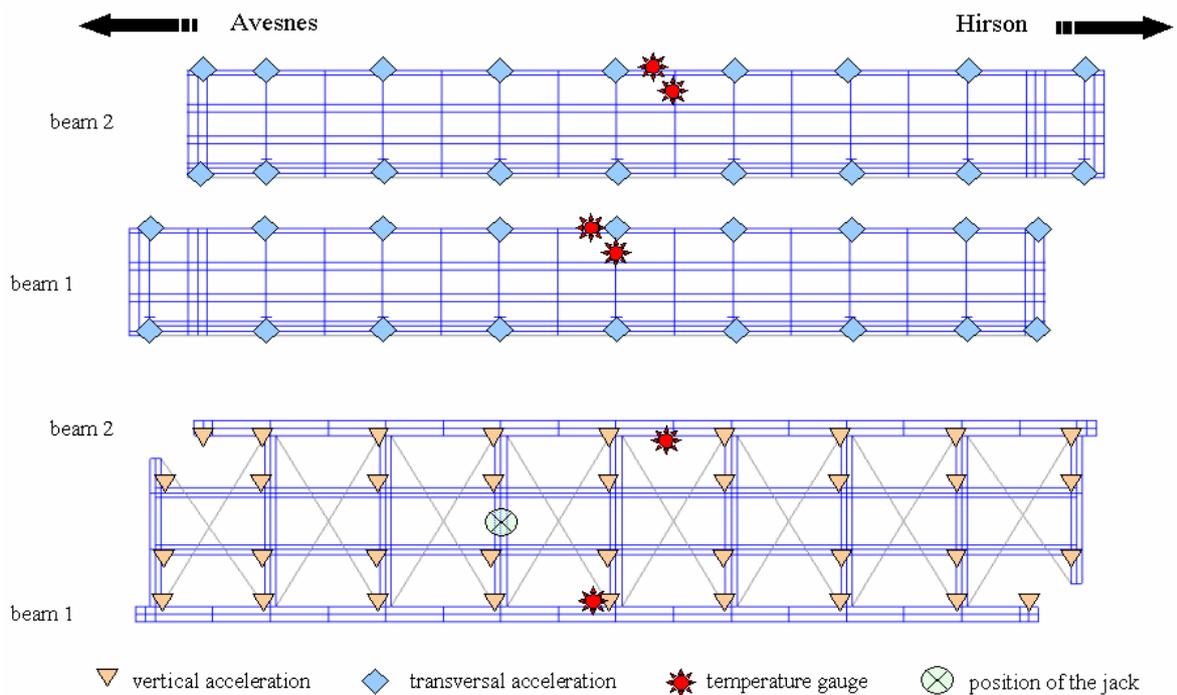


Figure 6.18. Plan général de l'instrumentation de la première campagne

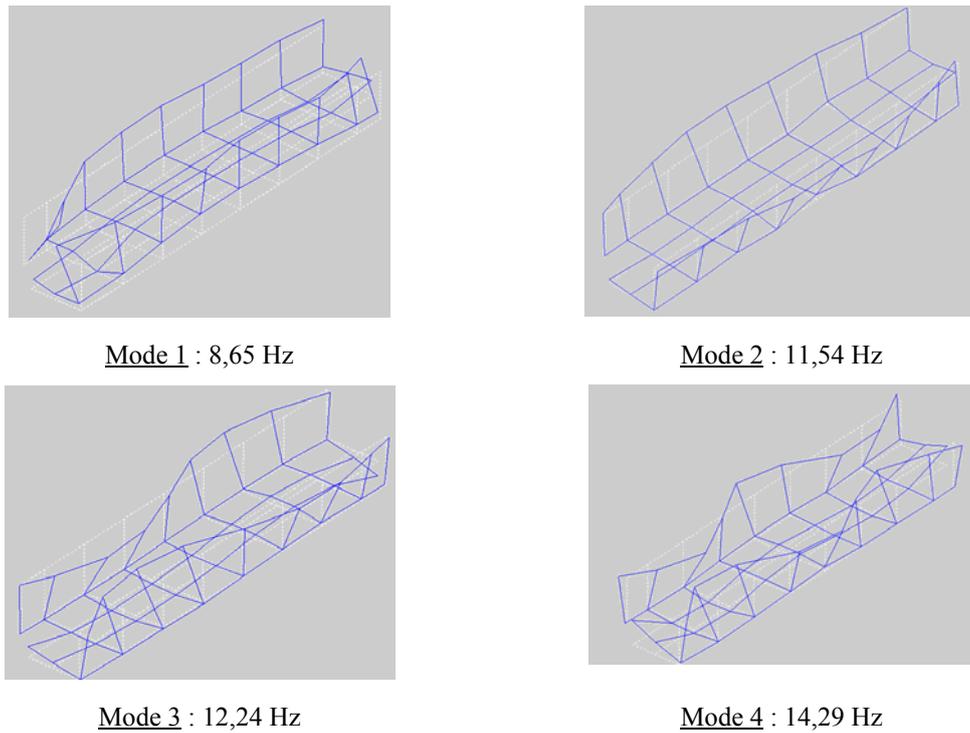


Figure 6.19. Déformées propres des 4 premiers modes

L'identification des fréquences propres de la structure ne nécessite pas une telle multiplication des points de mesure. Celle-ci trouve sa justification dans la recherche du comportement de l'ouvrage par l'intermédiaire des déformées propres. Le maillage des capteurs permet ainsi l'obtention de modes verticaux et de balancement des poutres principales. Ce schéma de mesures assure une approche en 3 dimensions que ne permettraient pas les tests préliminaires. Les durées d'enregistrement des signaux sont de 30 secondes environ. La fréquence d'échantillonnage retenue est de 600 Hz et un filtre analogique passe-bas avec une fréquence de coupure de 100 Hz est employé.

Les fréquences et les déformées propres sont identifiées grâce à la suite logicielle **Sysident-LCPC**®. La Fig.6.19 présente les déformées modales des 4 premiers modes identifiés. De ce traitement, il ressort que [SB D7.2, 2007] :

- le **mode 1** est un *mode global de flexion* avec des phénomènes locaux aux abouts des poutres principales et des pièces de pont consoles,
- les **modes 2, 3 et 4** sont respectivement les 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} *modes locaux de balancement* des poutres principales et des modes de flexion pour les longerons.

6.3.3. Seconde campagne de mesures

La seconde campagne de mesure a été réalisée en juin 2006. Pour cette seconde campagne, menée en collaboration avec l'EMPA l'Université de Wrocław, 24 accéléromètres ont été placés en une seule phase d'acquisition pour l'étude des longerons et en cinq phases pour l'étude d'une pièce de pont (Fig.6.20). La réponse vibratoire consiste toujours en un lâcher après relâchement du vérin de 21 t placé sous une pièce de pont proche de la mi-travée (Fig.6.21a).

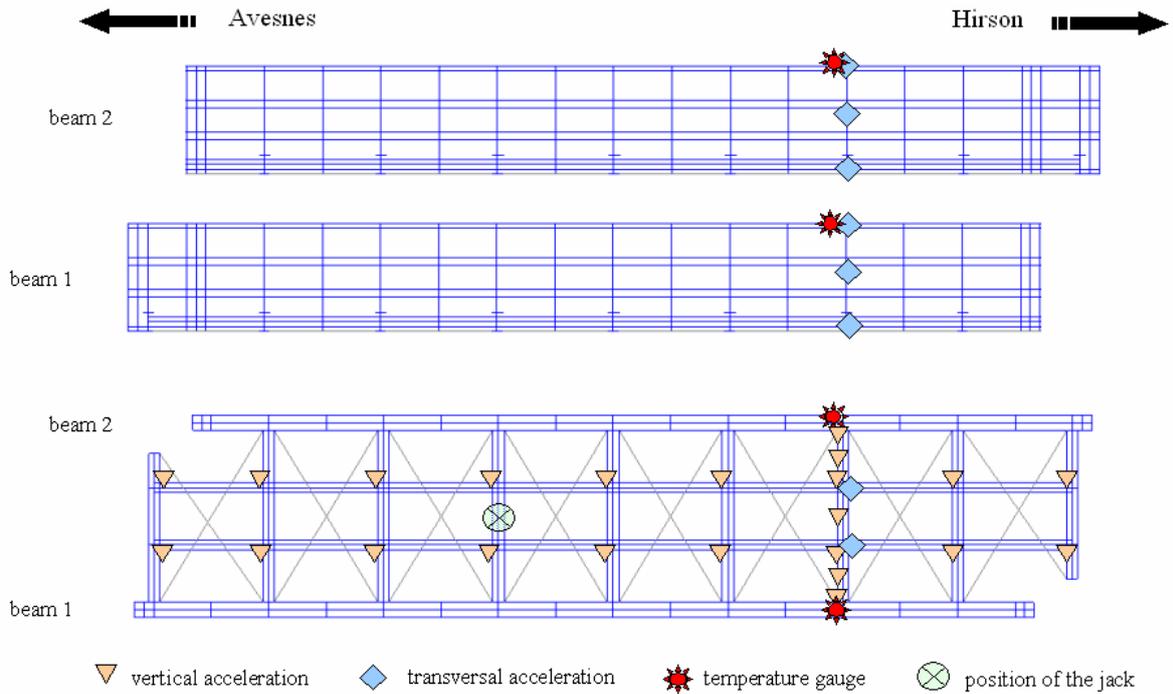
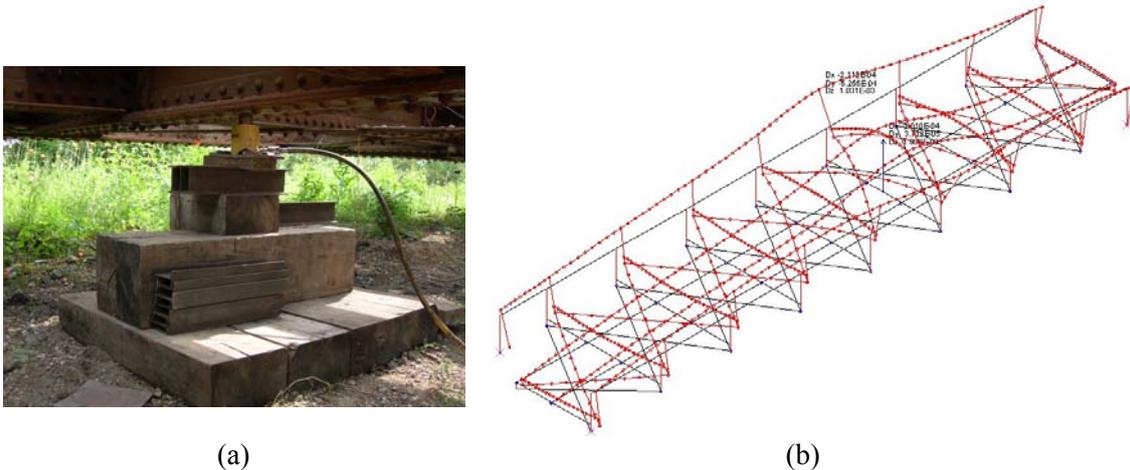


Figure 6.20. Plan général de l'instrumentation de la seconde campagne



(a) (b)
Figure 6.21. Position du vérin et déformée de l'ouvrage sous l'action du vérin

La déformation de l'ouvrage est essentiellement dans la direction verticale, mais en raison de la grande rigidité de l'assemblage entre poutres principales et pièces de ponts, les poutres principales sont également déformées transversalement (Fig.6.21b). A la lumière des dégradations constatées sur l'ouvrage, les fissures se situent principalement au niveau des connexions entre pièces de ponts et longerons. Pour ces raisons, ces connexions furent renforcées par des couvre-joints.

Durant la campagne de juin 2006, il fut décidé de créer des dommages cohérents avec les observations passées. L'ordre retenu dans la progression de l'endommagement simulé fut le suivant :

- enlèvement du couvre-joint dans une zone endommagée initialement pour étudier le comportement initial de la connexion,
- enlèvement du couvre-joint ① (①),
- enlèvement du couvre-joint ② (①+②),
- enlèvement du couvre-joint ③ (①+②+③),
- enlèvement du couvre-joint ④ (①+②+③+④),

et repositionnement des couvre-joints ①+②+③+④ par la SNCF. La position des dommages ① à ④ est donné sur la Fig.6.22.

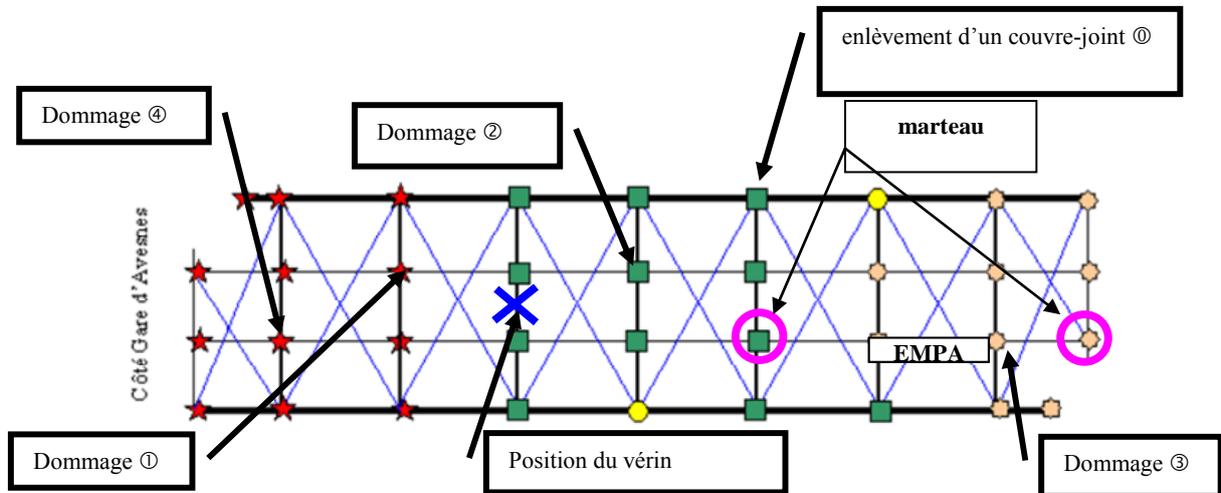


Figure 6.22. Position des dommages

La Fig.6.23 donne une comparaison entre modes propres identifiés par « Frequency Domain Decomposition (FDD) » et avec l'« Ibrahim Time Domain ». Les fréquences sont données dans la Tab.6.4. Les mesures réalisées par l'université de Wroclaw l'ont été sur les poutres principales seules, alors que celles du LRPC de Lyon ([Leconte, 2007], [Cremona, 2007b]) ont été faites sur les longerons et une pièce de pont seulement, ce qui explique les différences de visualisation

	Dommege 0	Dommege 1	Dommege 2	Dommege 3	Dommege 4
	Fréquence [Hz]				
Mode 1	3,845	3,809	3,845	3,809	3,772
Mode 2	6,116	6,116	6,116	6,079	5,933
Mode 3	7,654	7,654	7,617	7,617	7,214
Mode 4	8,423	8,423	8,459	8,313	7,947
Mode 6	8,789	8,789	8,826	8,752	8,789
Mode 7	10,693	10,693	10,730	10,657	10,547
Mode 8	11,462	11,462	11,499	11,426	11,462
Mode 9	12,195	12,195	12,195	12,158	12,158
Mode 10	13,037	13,037	13,000	12,927	12,854
Mode 11	14,319	14,319	14,319	14,246	14,246

Tableau 6.4. Fréquences identifiées lors de la seconde campagne de mesure

Fréquence	Mode	Déformée
8,33 Hz 8,42 Hz	1er mode de flexion de la structure	
11,54 Hz 11,46 Hz	1er mode local de flexion des poutres principales	
14,29 Hz 14,31 Hz	3eme mode local de flexion des poutres principales	

Figure 6.23. Quelques déformées modales de la campagne de juin 2006

En parallèle, l'EMPA a mené des investigations locales pour évaluer les changements de signature vibratoire d'un longeron isolé. La Fig.6.24 donne le plan d'instrumentation pour cette investigation. Les mesures sont réalisées avec 12 accéléromètres piézo-électriques Kistler© 8636C10 (sensibilité : 0,5 V/g, étendue : ± 10 g, bande de fréquence : 1 Hz à 4 kHz). Le longeron est excité par des marteaux d'impact (Fig.6.25). Un marteau (moyen) PCB© 086D20 (masse : 1,1 kg, bande de fréquence : 0-1 kHz, amplitude : 22 kN,) a été utilisé pour frapper la semelle supérieure de la section du longeron comprise entre deux connexions, ceci en trois points : côté gauche (60 cm de l'extrémité gauche du longeron), milieu et côté droit (60 cm de l'extrémité droite du longeron). Des essais complémentaires ont été réalisés avec un marteau plus important, modèle PCB© 086D50 (masse : 5,5 kg, bande de fréquence : 0-0,75 kHz, amplitude : 22 kN). Pour ces essais, les points d'impact étaient positionnés sur la semelle supérieure d'une connexion longeron/pièce de pont n'appartenant pas à la partie de longeron testée.

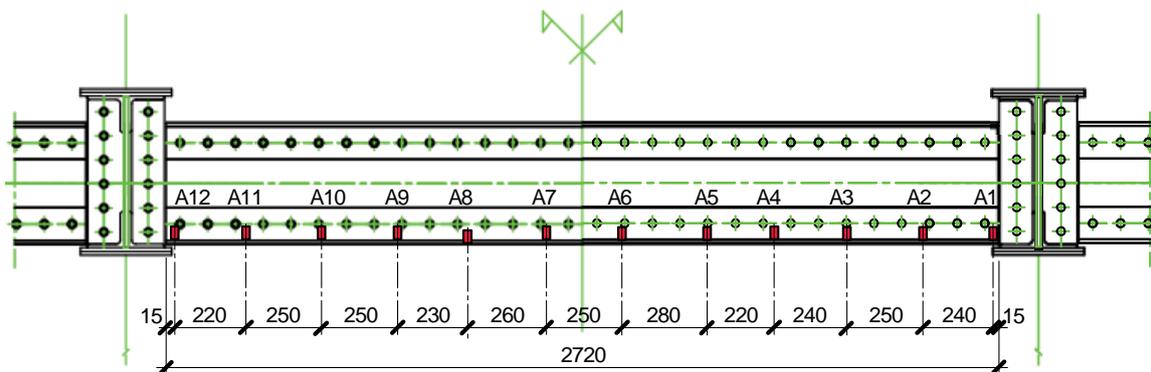


Figure 6.24. Position des accéléromètres sur le longeron



Figure 6.25. Marteaux d'impact

Les dommages produisent des changements clairs dans la signature vibratoire du longeron, et la position des endommagements peut être qualitativement déterminée. Avec une excitation direct (semelle supérieure du longeron mesuré), les endommagements produisent des décalages fréquentiels alors que pour l'excitation éloignée, seules les amplitudes sont modifiées. Il reste cependant que l'interprétation des signatures est délicate. Diverses raisons l'expliquent. D'une part les fonctions de transfert ne mettent pas en évidence des pics bien définis associés; d'autre part, à cause d'un amortissement élevé et de fréquences locales proches, il est difficile de discriminer certaines fréquences entre-elles [SB D7.2, 2007].

6.3.4. Troisième campagne de mesures

L'analyse des résultats de la deuxième campagne de mesures a conduit à décider d'une troisième campagne avec une instrumentation réduite (16 accéléromètres sur la moitié des pièces de ponts – Fig.6.26).

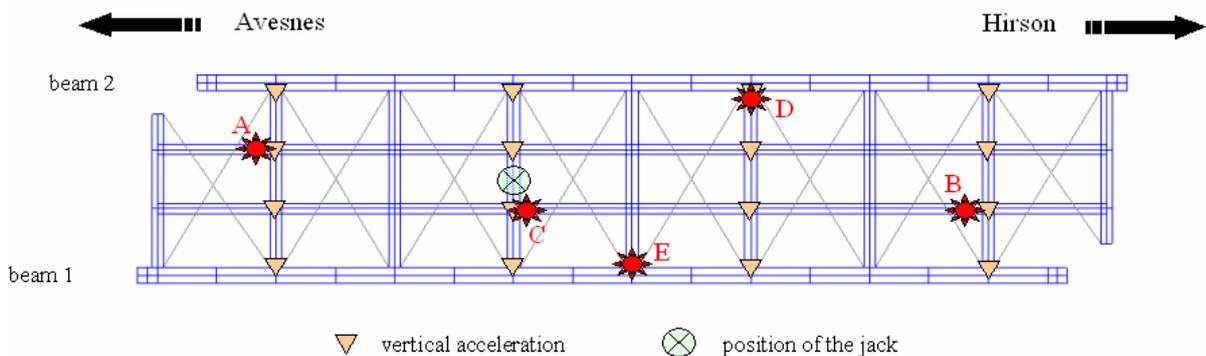


Figure 6.26. Plan d'instrumentation pour la troisième campagne de mesures

Des dommages plus importants ont été considérés, positionnés aux connexions entre longerons/pièces de pont et poutres principales/pièces de pont. Pour la première famille de connexions, les dommages ont été (Fig.6.27a):

1. enlèvement du couvre-joint,
2. entaille de 35 mm du longeron,
3. entaille de 70 mm du longeron,

4. entaille de 120 mm du longeron,
5. entaille de 230 mm du longeron,
6. entaille de 280 mm du longeron,
7. entaille de 385 mm du longeron,

pour la seconde famille de connexions (Fig.6.27b), les dommages ont consisté à entailler la pièce de pont de 35 mm à 480 mm en 6 étapes (35 / 70 / 120 / 250 / 380 / 480 mm).

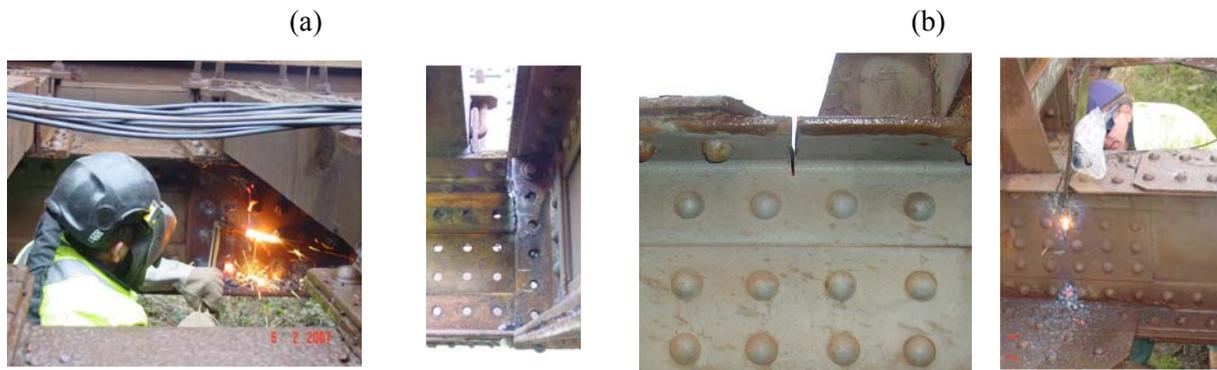


Figure 6.27. Dommages simulés lors de la troisième campagne de mesure

Les dommages sont répartis sur l'ouvrage afin de vérifier la capacité de détection (Fig.6.26) :

- sur longeron loin des capteurs,
- sur longeron proche d'un capteur en fin de maillage
- sur longeron proche d'un capteur en milieu de maillage
- sur poutre principale loin des capteurs
- sur poutre principale proche d'un capteur

Comme attendu, les fréquences et les déformées modales sont peu sensibles aux endommagements, notamment pour les trois premiers.

En conclusion, seuls les endommagements importants mettent en évidence une réduction (faible) de la fréquence ce qui n'est pas satisfaisant pour détecter un endommagement de manière discriminante.

Le recours à des indicateurs évolués, comme les courbures modales, les énergies de déformation ou les courbures de flexibilité, ont déjà démontré leur efficacité [Cremona, 2004]. L'analyse des trois fréquences à 8,33 Hz, 12,2 Hz et 40 Hz permettent d'obtenir des résultats pertinents et si tous les dommages pour tous les modes ne sont pas toujours détectables simultanément, la corrélation entre les résultats des différentes techniques permettent de montrer que chaque dommage est individuellement détectable et localisable (Fig.6.28-Fig.6.29). Ces résultats sont très encourageants ; il est cependant important de noter que la construction de ces indicateurs doit se faire mode par mode et non globalement pour être les plus efficaces possible.

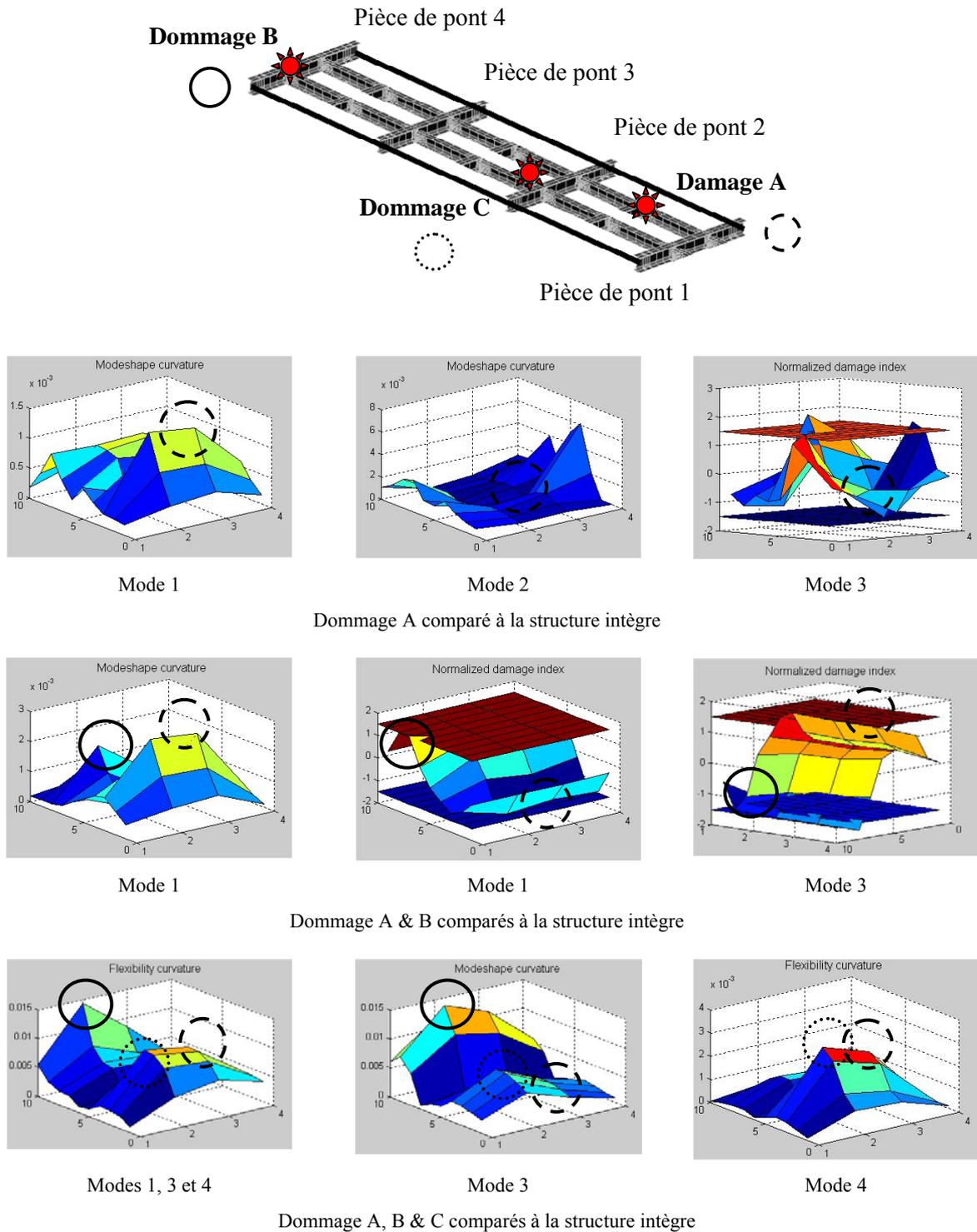


Figure 6.28. Détection et localisation des endommagements sur les longerons

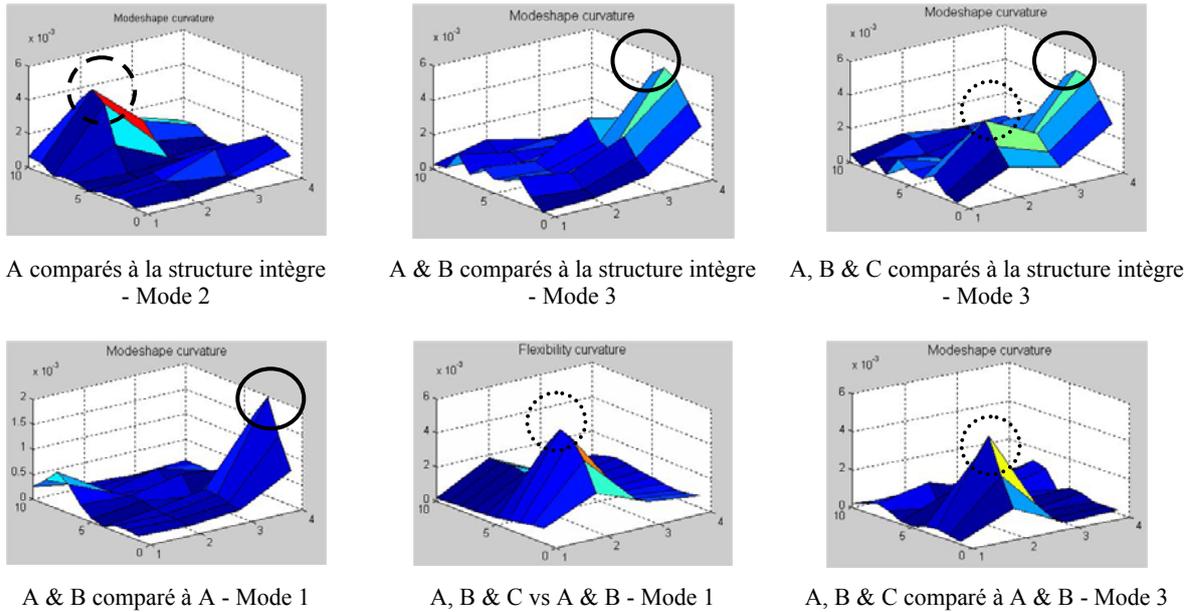


Figure 6.29. Détection et localisation des endommagements sur les pièces de pont

6.4. Conclusions

Le groupe de travail 7 (WP7) du projet *Sustainable Bridges* a eu pour objectif principal de démontrer la pertinence et l'applicabilité des résultats scientifiques et techniques développés dans les groupes de travail 3, 4, 5 et 6 du projet [Cremona, 2007a]. Pour cela, le groupe de travail 7 se devait de remplir deux conditions pour être couronné de succès. La première visait à offrir aux autres groupes l'opportunité de tester des techniques et des méthodes sur des vrais ouvrages. La seconde condition était de fournir des réponses aux maîtres d'ouvrages, aux gestionnaires vis-à-vis de problèmes jugés importants par ces derniers.

La démarche adoptée dans le groupe de travail 7 a donc été de proposer des questionnaires aux maîtres d'ouvrages et aux responsables des autres groupes de travail pour identifier d'une part des problèmes et des ouvrages susceptibles d'être instrumentés, d'autre part de déterminer les méthodes et les techniques à évaluer sur site. Parmi les réponses à ces questionnaires, le pont d'Avesnes-sur-Helpe fut identifié : cet ouvrage était caractéristique d'une série de problèmes rencontrés sur les vieux ouvrages métalliques (fissures et dégradations des connexions) et, étant sujet à remplacement, il offrait une opportunité d'essais particulièrement intéressante.

Le livrable [SB D7.2, 2007] détaille toutes les investigations menées que ce chapitre a tenté de résumer. Il ressort des résultats obtenus que la détection d'endommagements par des techniques vibratoires avancées reste toujours aussi pertinente et peut être utilisée très positivement pour ce type d'ouvrage. L'application des recommandations sur le recalcul des ouvrages métalliques anciens, vis-à-vis de la fatigue notamment, conduit à des durées entre inspections très courtes. Lorsqu'une fissure est détectée, elle doit donc être rapidement renforcée. Les méthodes de détection d'endommagements sont très efficaces même si certaines situations de dégradations peuvent s'avérer être peu représentatives de la réalité. Cependant, ces niveaux d'endommagements élevés ont été retenus en raison du faible niveau d'excitation. Sous conditions normales d'exploitation, la structure devrait subir des niveaux d'excitation plus élevés et donc favoriser la détection de plus faibles endommagements. Ce point reste encore à investiguer.

6.5. Références

Cremona C. (Dir.) (2004) – *Evaluation dynamique des ponts, Série Ouvrages d'Art, N°47*, Collection ERLPC, LCPC.

Cremona C., Bien J., Elfgren L. (2007a) – *Field testing of old bridges*, Sustainable Bridges, S.B. project, ed., Wroclaw, Poland.

Cremona C., Leconte R., Feltrin C., Weber B., Bien J., Rawa P., Zwolski J., Dieleman L. (2007b) – *Instrumentation of the Avesnes/Helpe bridge*, Sustainable Bridges, S.B. project, ed., Wroclaw, Poland.

Leconte R., Cremona C., Balliere A., Goepfer F., Dieleman L. (2007) – *Damage detection in a old riveted steel bridge*, Experimental Vibration Analysis for Civil engineering Structures, EVACES'07, Porto, Portugal.

SB D7.2, (2007) – *Instrumentation of the Avesnes bridge*. Prepared by Sustainable Bridges- a project within EU FP6. Available from: www.sustainablebridges.net.

7.

COUPLAGE MECANO-PROBABILISTE PAR SURFACES DE RÉPONSE ET MACHINES A VECTEURS SUPPORTS

Soheil Mohammadkhani-Shali — Benjamin Richard — Christian Cremona

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

Division Fonctionnement et Durabilité des Ouvrages d'Art

7.1. Introduction

L'évaluation de la performance des structures de génie civil par les méthodes classiques de la théorie de la fiabilité (méthodes FORM, SORM) nécessite la définition d'une fonction d'état limite qui caractérise le dysfonctionnement d'un ouvrage (par exemple, le non respect d'exigences de fonctionnement). Or, dans le cas de structures complexes (par exemple hyperstatiques ou présentant des non linéarités importantes), cette fonction n'admet pas nécessairement de forme explicite. Le calcul de la probabilité de défaillance nécessite alors de recourir à des simulations numériques de type Monte-Carlo. Les probabilités très faibles à estimer impliquent cependant des tirages en grand nombre ou des techniques de simulations adaptées.

Une méthode alternative consiste à construire *artificiellement* la fonction d'état limite en utilisant un polynôme ajusté aux résultats d'un nombre limité de calculs aux éléments finis [Bucher, 1990], [Rajashankar, 1993] et [Mohammadkhani-Shali, 2007a]. Cette fonction peut être utilisée pour évaluer la probabilité de défaillance (en utilisant la méthode FORM, par exemple). Ce type d'approche est appelé méthode par surfaces de réponse quadratiques (MSRQ). La méthode des surfaces de réponse est un outil utilisé depuis le début de années cinquante dans plusieurs domaines scientifiques tels que la biologie animale et végétale, les sciences humaines, la chimie, l'industrie et l'ingénierie. En développant des logiciels relatifs à la fiabilité des ouvrages, la méthode des surfaces de réponse est rapidement devenue une des plus puissantes pour évaluer la fiabilité des structures complexes. L'application de cette méthode pour étudier la fiabilité des ouvrages d'art est cependant très récente et reste encore limitée [Sung, 2005] et [Wong, 2005].

Un des objectifs des surfaces de réponse est d'obtenir un modèle mathématique explicite :

- qui représente la surface de défaillance de structures complexes pour des éléments particuliers (modes de défaillance) et pour l'ouvrage (mécanismes de défaillance) ;
- qui représente une bonne approximation du comportement du modèle étudié ;
- qui est une technique d'approximation permettant de diminuer les temps de calcul et de réaliser une étude fiabiliste des structures complexes ;
- pour lequel il est possible de réaliser un couplage mécano- fiabiliste entre un code de calcul aux éléments finis et un outil numérique de fiabilité.

La réponse d'une structure est généralement représentée par une fonction d'état limite $g(\{Z\})$ qui caractérise un mode de défaillance. Dans le cas de structures complexes, la fonction implicite $g(\{Z\})$ ne peut être évaluée que de manière discrète par des réalisations $\{z\}^k, k=1, \dots, m$. L'idée d'origine de la méthode des surfaces de réponse est de remplacer la fonction $g(\{z\})$ qui est une fonction a priori inconnue, par une fonction explicite équivalente $\hat{g}(\{z\})$. Les méthodes de surfaces de réponse

recherchent donc une fonction, généralement une surface polynomiale, dont les coefficients sont déterminés de manière à minimiser l'erreur d'approximation dans la région autour du point de conception (point de l'état limite admettant la plus forte densité). L'évaluation de ces coefficients nécessite la réalisation de séries d'expériences numériques qui correspondent à des calculs numériques avec des paramètres d'entrée sélectionnés conformément à un plan d'expérience. Le choix des termes du polynôme à prendre en considération, ainsi que la définition du plan d'expérience numérique à effectuer, sont des opérations délicates.

Une approche alternative aux méthodes de surface de réponse est de réaliser la construction de l'approximation de la fonction d'état limite au moyen d'une approche par classification, cette dernière s'inscrivant dans le cadre théorique de l'apprentissage statistique de la fiabilité. En particulier, les méthodes des machines à vecteurs supports et celles des réseaux de neurones en font partie [Hurtado, 2004].

Ces deux approches ont été développées et mis en œuvre dans l'opération de recherche 11N041 et sont brièvement décrites dans ce chapitre.

7.2. Surfaces de réponse quadratiques

7.2.1. Principes théoriques et numériques

Le choix du degré de la surface polynomiale, ses caractéristiques et la conception du plan d'expérience sont profondément liés. Le nombre de coefficients à déterminer augmente (et de même, la taille du plan d'expérience) avec le degré du polynôme. Habituellement, on utilise des surfaces polynomiales linéaires ou quadratiques. Dans le cadre de notre recherche, nous avons basé l'étude sur trois types de surfaces de réponse: linéaire, quadratique incomplète (sans termes croisés), et quadratique complète. La fonction de performance $\hat{g}(\{z\})$ est donc de la forme :

$$\hat{g}(\{z\}) = A + \sum_{i=1}^n z_i B_i + \sum_{i=1}^n z_i C_i \quad (7.1)$$

$$\text{avec } \{B\} = \begin{Bmatrix} b_1 \\ \vdots \\ b_n \end{Bmatrix} ; [C] = \begin{bmatrix} c_{11} & \dots & c_{1n} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ c_{1n} & \dots & c_{nn} \end{bmatrix}.$$

Si $[C] \equiv [0]$, la surface de réponse est **linéaire** ; si $[C]$ est une matrice diagonale, la surface de réponse est dite **quadratique incomplète**. Enfin si $[C]$ est une matrice pleine, la surface de réponse est dite **quadratique complète**.

Le **plan d'expérience** est la définition des données des calculs numériques nécessaires pour réaliser l'ajustement de la surface de réponse à la fonction d'état limite implicite de la structure. Il n'existe pas de guide précis pour la sélection d'un plan d'expérience. Le nombre de points expérimentaux du plan d'expérience est souvent choisi de manière à avoir autant d'équations que d'inconnues lors de la détermination des coefficients de la surface polynomiale. Certaines approches introduisent un nombre plus important de points expérimentaux et il est alors nécessaire de faire appel à des analyses en régression pour l'évaluation des coefficients de la surface polynomiale.

Le plan d'expérience le plus simple est le plan dit en **étoile** (Fig.7.1a). Il comprend $2n + 1$ points, et est simple à générer car il requiert peu d'expériences. Chaque variable peut prendre 3 valeurs distinctes en tenant compte du point central. On sélectionne une valeur centrale \bar{z}_i et un écart souvent un multiple h de l'écart type σ_i de chaque variable aléatoire [Bucher, 1990] : $z_i = \bar{z}_i \pm h\sigma_i$. La valeur de h est souvent arbitraire, et comprise entre 1 et 2 [Mohammadkhani-Shali, 2007b]. Ce type de plan d'expérience permet d'étudier le comportement de chaque variable selon un axe, mais il ne fournit pas d'indications sur les interactions entre variables. Le plan d'expérience en étoile peut être décrit de façon matricielle :

$$[\mathcal{Z}] = \begin{bmatrix} \bar{z}_1 + h\sigma_1 & \bar{z}_2 & \bar{z}_3 & \cdots & \bar{z}_n \\ \bar{z}_1 - h\sigma_1 & \bar{z}_2 & \bar{z}_3 & \cdots & \bar{z}_n \\ \bar{z}_1 & \bar{z}_2 + h\sigma_2 & \bar{z}_3 & \cdots & \bar{z}_n \\ \bar{z}_1 & \bar{z}_2 - h\sigma_2 & \bar{z}_3 & \cdots & \bar{z}_n \\ \bar{z}_1 & \bar{z}_2 & \bar{z}_3 + h\sigma_3 & \cdots & \bar{z}_n \\ \bar{z}_1 & \bar{z}_2 & \bar{z}_3 - h\sigma_3 & \cdots & \bar{z}_n \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \bar{z}_1 & \bar{z}_2 & \bar{z}_3 & \cdots & \bar{z}_n + h\sigma_n \\ \bar{z}_1 & \bar{z}_2 & \bar{z}_3 & \cdots & \bar{z}_n - h\sigma_n \\ \bar{z}_1 & \bar{z}_2 & \bar{z}_3 & \cdots & \bar{z}_n \end{bmatrix} \quad (7.2)$$

Un autre type de plan utilisé est le plan d'expérience **factoriel** (Fig.7.1b). Il comprend 2^n points. Il permet de prendre en compte les interactions entre variables, mais nécessite un nombre de points beaucoup plus important que le plan en étoile. Par ailleurs, l'un des types de plan d'expérience les plus performants du point de vue de la représentativité des données est le plan d'expérience **composite centré** qui est la réunion d'un plan en étoile et d'un plan factoriel. Il comprend $2^n + 2n + 1$ points [Myers, 2002]. Il s'agit donc de 2^n points factoriels, augmentés de $2n + 1$ points avec les coordonnées $-\lambda h\sigma, \lambda h\sigma$ le long des axes. Le choix de λ est très important car il assure la stabilité des expériences. Normalement une valeur de λ comprise entre 1 et \sqrt{n} est choisie (Fig.7.1c). Il requiert cependant un nombre de points d'évaluation élevé dans le cas d'un grand nombre de variables.

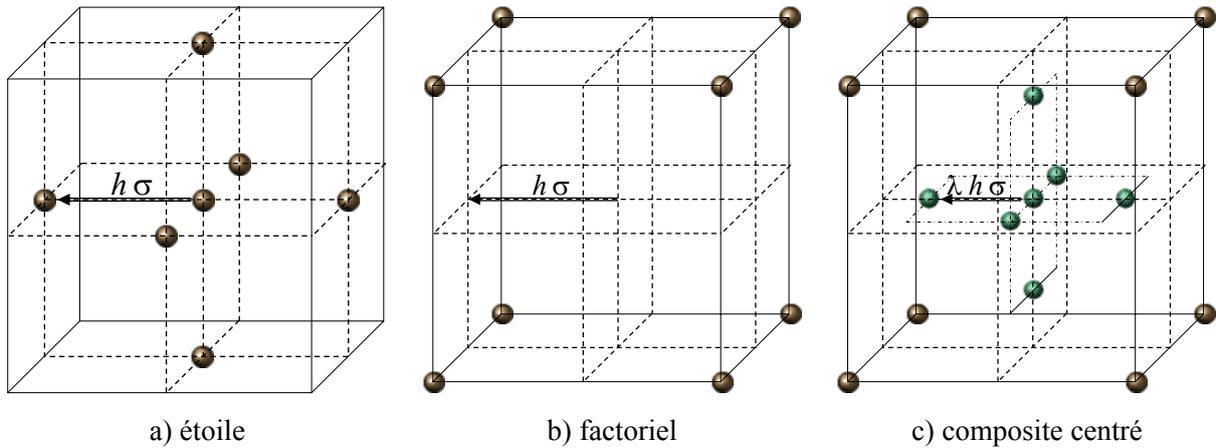


Figure 7.1. Exemple de plan d'expérience pour trois variables

De façon générale, la matrice du plan d'expérience s'écrit :

$$[\mathcal{Z}] = \begin{bmatrix} z_{11} & \cdots & z_{1i} & \cdots & z_{1n} \\ \vdots & \cdots & \vdots & \cdots & \vdots \\ z_{m1} & \cdots & z_{mi} & \cdots & z_{mn} \end{bmatrix} \quad (7.3)$$

avec n le nombre de variables aléatoires et m le nombre de réalisations effectuées pour chaque variable (on suppose que $m > n$). Dans cette matrice, chaque ligne représente un jeu de données de calcul et chaque colonne est une réalisation de chaque variable.

Les fonctions de surface de réponse peuvent s'écrire formellement par :

$$\widehat{g}(\{z\}) = {}^t \{G(\{z\})\} \{D\} \quad (7.4)$$

avec

$$\{D\} = \{A \quad b_1 \quad \cdots \quad b_n \quad c_{11} \quad \cdots \quad c_{nm} \quad c_{12} \quad \cdots \quad c_{1n} \quad \cdots \quad c_{n1} \quad \cdots \quad c_{nn-1}\} \quad (7.5)$$

$${}^t \{G(\{z\})\} = \{1 \quad z_1 \quad \cdots \quad z_n \quad z_1^2 \quad \cdots \quad z_n^2 \quad z_1 z_2 \quad \cdots \quad z_1 z_n \quad \cdots \quad z_n z_1 \quad \cdots \quad z_n z_{n-1}\} \quad (7.6)$$

Lorsqu'on dispose de m jeux de données issus d'un plan d'expérience, il suffit de résoudre au sens des moindres carrés le système :

$$\begin{Bmatrix} \widehat{g}(\{z\}^1) \\ \vdots \\ \widehat{g}(\{z\}^m) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} {}^t \{G(\{z\}^1)\} \\ \vdots \\ {}^t \{G(\{z\}^m)\} \end{bmatrix} \{D\} \quad (7.7)$$

c'est-à-dire

$$\{D\} = \begin{pmatrix} \begin{bmatrix} {}^t \{G(\{z\}^1)\} \\ \vdots \\ {}^t \{G(\{z\}^m)\} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} {}^t \{G(\{z\}^1)\} \\ \vdots \\ {}^t \{G(\{z\}^m)\} \end{bmatrix} \end{pmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} {}^t \{G(\{z\}^1)\} \\ \vdots \\ {}^t \{G(\{z\}^m)\} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \widehat{g}(\{z\}^1) \\ \vdots \\ \widehat{g}(\{z\}^m) \end{Bmatrix} \quad (7.8)$$

L'objectif fondamental dans la recherche d'une fonction de surface de réponse réside dans l'estimation de la probabilité de défaillance de la structure. Ceci implique de s'intéresser plus particulièrement à la région où les probabilités sont les plus élevées dans le domaine de la défaillance, domaine qui se situe autour du point de conception, ce point n'étant pas connu a priori. Une technique de recherche itérative est employée pour estimer dans un premier temps ce point de conception.

En absence d'informations spécifiques, les valeurs de départ pour le calcul des coefficients du polynôme $\widehat{g}(\{z\})$ peuvent être choisies de manière à former un jeu de données centré autour d'un point $\{\bar{z}\}_1$ calé sur les valeurs moyennes des variables $\mathbb{E}[\{Z\}]$ ceci en utilisant l'un des plans d'expérience présenté dans la section précédente. En se servant de ces points, les coefficients définissant la première approximation de la fonction polynomiale $\widehat{g}_1(\{z\})$ peuvent être déterminés. Il est alors possible d'évaluer le point de conception $\{z_d\}_1$ sur la surface $\widehat{g}_1(\{z\}) = 0$ en utilisant par exemple l'algorithme de Rackwitz-Fiessler, Abdo-Rackwitz ou toute autre technique d'optimisation. Un nouveau centre $\{\bar{z}\}_2$ est utilisé comme point de départ pour une nouvelle itération. Dans ce cas le nouveau point de centrage peut être obtenu par une interpolation linéaire entre le point de conception et le précédent point de centrage [Bucher, 1990] :

$$\{\bar{z}\}_2 = \{\bar{z}\}_1 + (\{z_d\}_1 - \{\bar{z}\}_1) \frac{g(\{\bar{z}\}_1)}{g(\{\bar{z}\}_1) - g(\{z_d\}_1)} \quad (7.9)$$

De même que précédemment, le plan d'expérience est construit sur ce nouveau centre $\{\bar{z}\}_2$. En utilisant des points du plan d'expérience, la deuxième approximation de la fonction polynomiale $\widehat{g}_2(\{z\})$ peut donc être déterminée. Il est alors possible d'évaluer le point de conception $\{z_d\}_2$ sur la surface polynomiale $\widehat{g}_2(\{z\}) = 0$. A cette itération, la distance est définie entre le point de conception

$\{z_d\}_2$ et le nouveau centre $\{\bar{z}\}_2$. La convergence est assurée lorsque l'écart entre l'indice de la fiabilité de deux itérations consécutives est inférieur à un critère de convergence. Ce critère n'assure pas cependant toujours qu'il y a convergence vers le vrai état limite. Il convient donc de doubler cette vérification d'une ultime vérification de l'appartenance du point de fonction au véritable état limite et d'un calcul de la corrélation entre les valeurs exactes de la fonction de performance et celles données par l'approximation. La dernière itération fournit l'indice de fiabilité, les coordonnées du point de conception et le vecteur des cosinus directeurs de chaque variable.

La question du choix de l'espace de travail (normé ou physique) se pose évidemment. Le schéma itératif précédent peut conduire à des points physiquement non réalisables. Il fonctionne en effet très bien si le support des variables est réel, moins bien si le support est borné ou dissymétrique. Ceci explique pourquoi il reste préférable de construire la surface de réponse dans l'espace normé composé de variables normées centrées réduites (cadre classique des méthodes de la théorie de la fiabilité) plutôt que dans l'espace de travail. L'aller-retour espace normé–espace physique peut cependant conduire à des transformations non bijectives.

La méthode de surface de réponse procure autant une approximation explicite de la fonction d'état limite $\hat{g}(\{z\})$ dans l'espace des variables physiques, que dans l'espace normé. Comme la surface de réponse est une quadratique, il est intuitif de faire une analogie avec l'approche SORM pour laquelle la surface limite est approchée par un parabolôïde dans l'espace normé. Dans l'approche SORM classique, la surface approchée du second ordre est définie en ajustant ses courbures principales à celles de l'état limite au point de conception. Ces courbures principales sont obtenues au travers de la résolution d'un problème aux valeurs propres de la matrice Hessienne (judicieusement transformée par rotation pour qu'un des axes soit porté par le vecteur orthonormal à la surface de défaillance). Les courbures alors calculées permettent de calculer une approximation au second ordre de la probabilité de défaillance, au moyen d'expressions approchées comme celles de Breitung ou de Hohenbichler. Cependant, le calcul de la matrice Hessienne est délicat en présence d'un grand nombre de variables ou lorsque certaines d'entre-elles ont des cosinus directeurs très faibles.

Cette difficulté peut être contournée dans le cas de la méthode par surface de réponse, car cette dernière, si elle est ajustée dans l'espace normé, évite de calculer gradients et matrices Hessiennes. En effet, considérons la convergence assurée ; à la dernière itération, la surface de réponse est également construite dans l'espace normé, et pas seulement dans l'espace physique. Soit $\hat{g}_U(\{U\})$ la fonction d'état limite approchée dans l'espace normé et supposons qu'il s'agit d'une quadratique incomplète :

$$\hat{g}_U(\{U\}) = A + {}^t\{U\}\{B\} + {}^t\{U\}[C]\{U\} \quad (7.10)$$

où $[C]$ est diagonale. Le calcul du gradient $\{G\}$ et du hessien $[H]$ est direct :

$$[H] = \frac{2}{\|\{G\}\|} [C] ; \quad (7.11)$$

$\{U_d\}$ est le point de conception dans l'espace normé. En ne conservant que les $n-1$ termes λ_i de la matrice $[H]$ (diagonale), il est alors possible d'extraire les courbures puis d'appliquer n'importe quelle approximation SORM de la probabilité de défaillance. Cette approche est appelée **Point-Fitting SORM** (PFSORM), car les courbures sont calculées par ajustement d'une quadratique incomplète sur le dernier plan d'expérience.

En résumé, l'approche par surface de réponse permet non seulement d'explicitier un état limite, mais également de calculer de manière efficace une approximation de la probabilité de défaillance au second ordre en évitant toute instabilité numérique.

7.2.2. Exemple d'application

Il s'agit d'une poutre encadrée de section rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie (Fig.7.2). L'exigence de performance de cette poutre consiste à vérifier que la flèche en extrémité libre reste inférieure au 325^{ème} de la portée [Mohammadkhani-Shali, 2007b].

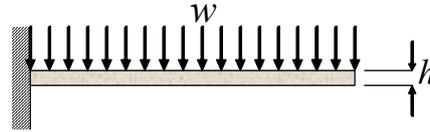


Figure 7.2. Poutre encadrée

La loi de comportement du matériau est élastique linéaire. Il est donc possible de vérifier la performance de cette poutre de deux façons différentes : la première consiste à appliquer les principes de la résistance des matériaux pour déduire de manière explicite la fonction d'état limite, tandis que la seconde consiste à réaliser une modélisation aux éléments finis de cette poutre. Dans le premier cas, les surfaces de réponse déterminées vont tenter d'approcher la fonction d'état limite explicite. Dans le second cas, il s'agit de réaliser un véritable couplage entre les méthodes de la théorie de la fiabilité et les calculs aux éléments finis. Dans chacun des cas, diverses méthodes de surface de réponse sont appliquées. Par ailleurs, dans tous les cas, seules deux variables sont considérées comme aléatoires : le chargement uniformément réparti w et la hauteur de la poutre h . Les variables sont indépendantes et sont représentées par des lois lognormales avec les paramètres du Tab.7.1.

Variable	Moyenne	Coefficient de variation
w	1000 Pa	0,2
h	0,2 m	0,15

Tableau 7.1. Caractéristiques des variables (poutre encadrée)

La fonction d'état limite explicite, issue de la théorie de la résistance des matériaux, est donnée par l'expression :

$$g(w, h) = -\frac{(wb)l^4}{8E \frac{bh^3}{12}} + \frac{l}{325} \quad (7.12)$$

dans laquelle w , l , b , E et $I = \frac{bh^3}{12}$ sont respectivement le chargement, la longueur et la largeur de la poutre, le module d'élasticité et le moment d'inertie de la section. En considérant $E=2,6 \cdot 10^4$ MPa, $l=6$ m et $b=1$ m, la fonction d'état limite se réduit à :

$$g(h, w) = 0,018467 - 7,476923 \times 10^{-8} \frac{w}{h^3} = 0 \quad (7.13)$$

La probabilité de défaillance peut être calculée analytiquement. Les variables w et h suivent des lois lognormales. Les paramètres d'une telle loi sont λ et ε^2 et sont définis par :

$$\begin{cases} \lambda = m_{\ln x} = \mu_{\ln x} - \frac{1}{2} \varepsilon^2 \\ \varepsilon^2 = \sigma_{\ln x}^2 = \ln(1 + CdV_x^2) \approx CdV_x^2 \end{cases} \quad (7.14)$$

Afin de réaliser ce calcul, l'équation d'état limite explicite est calculée en fonction des valeurs de $\ln w$ et $\ln h$:

$$g(\ln w, \ln h) = \ln(0,018467) - \ln\left(7,476923 \times 10^{-8} \frac{w}{h^3}\right) \quad (7.15)$$

Cette équation se réduit à :

$$g(\ln w, \ln h) = 12,4168 - \ln(w) + 3 \ln(h) \quad (7.16)$$

En utilisant l'équation (7.14), les valeurs moyennes des $\ln w$ et $\ln h$ sont obtenues de la manière suivante :

- $\sigma_{\ln w} = 0,2$ et $\sigma_{\ln h} = 0,15$ donc :
- $m_{\ln(w)} = \ln(1000) - \frac{1}{2}(0,2)^2 = 6,888$
- $m_{\ln(h)} = \ln(0,2) - \frac{1}{2}(0,15)^2 = -1,621$

L'indice de fiabilité est donc donné par :

$$\beta = \frac{12,416792 - m_{\ln w} + 3m_{\ln h}}{\sqrt{\sigma_{\ln w}^2 + 9\sigma_{\ln h}^2}} = \frac{0,6669}{0,4924} = 1,3544$$

Dans un premier temps, la probabilité est comparée avec celles obtenues par les méthodes classiques FORM et de Monte-Carlo en utilisant l'état limite explicite présenté dans l'équation (7.13). La probabilité est évaluée par la méthode des surfaces de réponse (MSR) avec deux types de surfaces quadratiques pour la fonction d'état limite. Les résultats sont présentés dans le Tab.7.2. Il est possible d'observer une très bonne cohérence des résultats entre les deux types de surfaces de réponse étudiées par rapport à ceux fournis par le calcul exact, les méthodes FORM et Monte-Carlo.

Méthode	Fonction d'état limite explicite	
	Probabilité de défaillance ($\times 10^{-2}$)	Indice de fiabilité (β)
Calcul exact	8,780*	1,3544
FORM	8,648	1,3627
Monte-Carlo (avec 10^5 tirages)	8,599	1,3661**
MSR- polynôme incomplet ($h=1$)	8,553	1,3688
MSR- polynôme complet ($h=1$)	8,620	1,3645

* Obtenu par $P_f = \Phi(-\beta)$, ** Obtenu par $\beta = -\Phi^{-1}(P_f)$

Tableau 7.2. Comparaison des résultats (poutre encastrée – état limite explicite)

Dans un deuxième temps, un couplage entre la boîte à outils de fiabilité ReliabTbx-LCPC v1.1 et le code de calcul aux éléments finis CESAR-LCPC© est réalisé. Pour cela, une modélisation par éléments finis de la poutre, avec un maillage bidimensionnel à 20 éléments surfaciques rectangulaires à 8 nœuds, a été utilisée. L'état limite choisi concerne le dépassement de la flèche en extrémité libre de la poutre. Cet état limite est traduit par l'équation suivante :

$$g(w, h) = \frac{l}{325} - \delta(w, h) \quad (7.17)$$

où $\delta(w, h)$ est la flèche en extrémité libre de la poutre et l sa longueur.

La convergence a été obtenue en 4 itérations dans le cas du polynôme complet et en 6 itérations dans le cas du polynôme incomplet pour un critère de convergence $|\beta_k - \beta_{k-1}| < \varepsilon_{tol}$ ($\varepsilon_{tol} = 10^{-5}$). Les résultats sont présentés dans le Tab.3.3. Comme le montre ce tableau, il y a également une bonne concordance des résultats avec le couplage et ceux obtenus dans le cas d'une fonction d'état limite explicite.

Méthode	Calculs aux éléments finis	
	Probabilité de défaillance ($\times 10^{-2}$)	Indice de fiabilité (β)
MSR- polynôme incomplet ($h=1$)	8,577	1,3672
MSR- polynôme complet ($h=1$)	8,645	1,3629

Tableau 7.2. Comparaison des résultats (poutre encastree – couplage mécano-probabiliste)

Le plus original dans ce couplage est d'avoir considéré la valeur de la hauteur de la poutre h comme une variable aléatoire. Ceci implique un changement de maillage pour chaque appel au code de calcul aux éléments finis CESAR-LCPC©. Afin de résoudre ce problème, il a été envisagé de modifier les coordonnées des nœuds correspondant au maillage dans la direction verticale de la poutre (la hauteur) pour chaque appel au code de calcul aux éléments finis, ce qui permet d'éviter les problèmes numériques liés au maillage.

7.3. Machines à vecteurs supports

7.3.1. Principes théoriques et numériques

Considérons un objectif donné ainsi qu'un moyen consistant d'y parvenir. L'idée fondamentale est de minimiser la probabilité qu'une erreur, entre l'objectif recherché et le résultat obtenu par la méthode mise en jeu, soit commise. Les objectifs visés par les méthodes d'apprentissage de la fiabilité peuvent être classés en trois catégories selon leur degré de difficulté croissant :

- **Classification :** cette première aspiration consiste à assigner une classe à des réalisations tirées aléatoirement ou non. En fiabilité structurale par exemple, la notion de classes correspond aux domaines de sécurité et de défaillance. Deux classes sont représentées, l'une $+1$ et l'autre -1 . La frontière les séparant apparaît comme étant l'état limite ;
- **Régression :** cette seconde aspiration vise à expliciter la dépendance fonctionnelle de certaines variables sous certaines contraintes données ;
- **Estimation :** l'estimation d'une densité de probabilité est de loin la plus complexe à satisfaire. Il est à noter que la recherche de la construction d'une seule et unique fonctionnelle respectant ces objectifs est souhaitée.

La phase de construction de l'objet mathématique recherché est appelée *phase d'entraînement* et les fonctionnelles, quant à elles, sont appelées *machines*. A ce jour, l'entraînement de machine apparaît comme pouvant être supervisé ou non supervisé. L'entraînement supervisé est le plus répandu en fiabilité structurale. Une entité d'entraînement supervisée comporte trois éléments essentiels. En premier lieu, un générateur G permet la création de réalisations des variables aléatoires en jeu, à partir d'une densité conjointe supposée inconnue. Le plus souvent, des techniques telles que tirage

d'importance ou tirage directionnel sont utilisées comme générateurs. Il est essentiel de noter que la qualité de l'étape de la génération détermine la pertinence de la machine. En second lieu, un superviseur S permet l'attribution d'une classe à une réalisation donnée (cette fonction est réalisée par l'appel d'un code de calcul, donnant la signe de la fonction de performance). En dernier lieu se trouve l'entraîneur de machine M . Son rôle est d'assurer la construction d'une fonctionnelle $h(x, w)$ permettant une estimation de la classe à laquelle appartient une réalisation donnée. Dans cette dernière, x et w représentent respectivement une réalisation donnée du vecteur aléatoire en jeu et un vecteur de paramètres à déterminer qui intervient dans l'expression analytique de la fonction de séparation supposée. La Fig.7.3 représente un schéma l'entraînement supervisé.

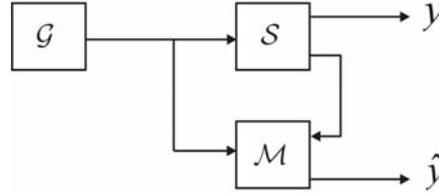


Figure 7.3. Schéma représentatif de l'entraînement supervisé

Soit $\mathfrak{N} = (\mathbb{R}^d \times \{-1, +1\}) \times \dots \times (\mathbb{R}^d \times \{-1, +1\})$. Considérons un sous ensemble de points $\{(x_1, c_1), \dots, (x_n, c_n)\} \subseteq \mathfrak{N}$, où c_i représente la classe du point x_i . L'idée fondamentale de la méthode consiste à admettre l'existence d'un hyperplan séparant les deux classes auxquelles appartiennent les points considérés. Ainsi, la forme de la fonction séparatrice peut être postulée par :

$$\tilde{g}_x(x) = \langle w, x \rangle - b = 0 \quad (7.18)$$

Dans l'équation (7.18), w et b représentent respectivement un vecteur de paramètres définissant la normale à l'hyperplan séparateur et une constante appelée biais explicite. La condition, pour parvenir à un hyperplan séparateur optimal, est que la distance entre ce dernier et les points les plus proches de la frontière réelle, mais implicite, soit maximale. Ainsi nous aboutissons naturellement à la formulation primale de première espèce sans contrainte du problème d'optimisation qui vient d'être provoqué :

$$\begin{cases} \max_{(w, b)} \left\{ \min_i \{ \|x - x_i\| : \langle w, x \rangle - b = 0 \} \right\} \\ (w, b) \in \mathbb{R}^d \times \mathbb{R} \end{cases} \quad (7.19)$$

Il est à noter qu'il existe a priori une infinité d'hyperplans solutions d'un tel problème, tous liés linéairement. Il est donc d'usage d'effectuer une normalisation du vecteur w telle que la distance entre l'hyperplan et les points les plus proches soit $\frac{1}{\|w\|}$. Un hyperplan séparateur est alors obtenue, appelé

hyperplan canonique. Les paramètres de l'hyperplan canonique sont toujours supposés normalisés. Sous ces conditions, il est possible de définir les contraintes au problème d'optimisation précédent qui, finalement, permettent de contrôler la complexité du problème :

$$\begin{cases} \langle w, x_i \rangle - b \geq +1 & \text{si } c_i = +1 \\ \langle w, x_i \rangle - b \leq -1 & \text{si } c_i = -1 \end{cases} \quad (7.20)$$

La formulation primale de première espèce sous contrainte peut alors être reformulée selon (7.21). Notons que l'écriture des contraintes a été condensée en multipliant les deux membres des deux inégalités par c_i :

$$\begin{cases} \text{trouver } x \text{ tel que: } & \max_{(a,b)} \left\{ \min_i \left\{ \|x - x_i\| : \langle w, x \rangle - b = 0, \forall i \in \{1, \dots, n\}; n \in \mathbb{N} \right\} \right\} \\ \text{sous la contrainte: } & c_i (\langle w, x_i \rangle - b) \geq +1 \end{cases} \quad (7.21)$$

Remarquons qu'il existe, en respectant les contraintes (7.21), un certain voisinage de l'hyperplan séparateur qui ne contient pas de points. Il apparaît que la frontière de ce domaine présente celui d'encadrer l'objectif recherché. Cependant, ce dernier n'est pas toujours la meilleure stratégie à adopter, pour les raisons de temps de calcul. La Fig.7.4 illustre le concept de la fonction de séparation ainsi que celui des marges. La distance entre la marge et l'hyperplan séparateur est donnée par :

$$\Delta = \frac{1}{\|w\|} \quad (7.22)$$

Maximiser Δ revient en réalité à minimiser son inverse qui permet de nous ramener à la forme d'un problème classique d'optimisation. La forme primale de seconde espèce peut donc être écrite selon l'équation :

$$\begin{cases} \text{Minimiser: } & \Omega(w) = \frac{\|w\|^2}{2} \\ \text{tel que: } & c_i (\langle w, x_i \rangle - b) \geq +1 \quad \forall i \in \{1, \dots, n\} \end{cases} \quad (7.23)$$

Cette approche est restreinte au cas de la séparation linéaire. Par conséquent, la fonctionnelle de Lagrange $L(w, b, \alpha)$ associée au problème (7.23), est construite. La formulation duale est donc donnée par l'équation :

$$L(w, b, \alpha) = \frac{\|w\|^2}{2} - \sum_{i=1}^n \alpha_i (c_i (\langle w, x_i \rangle - b) - 1) \quad (7.24)$$

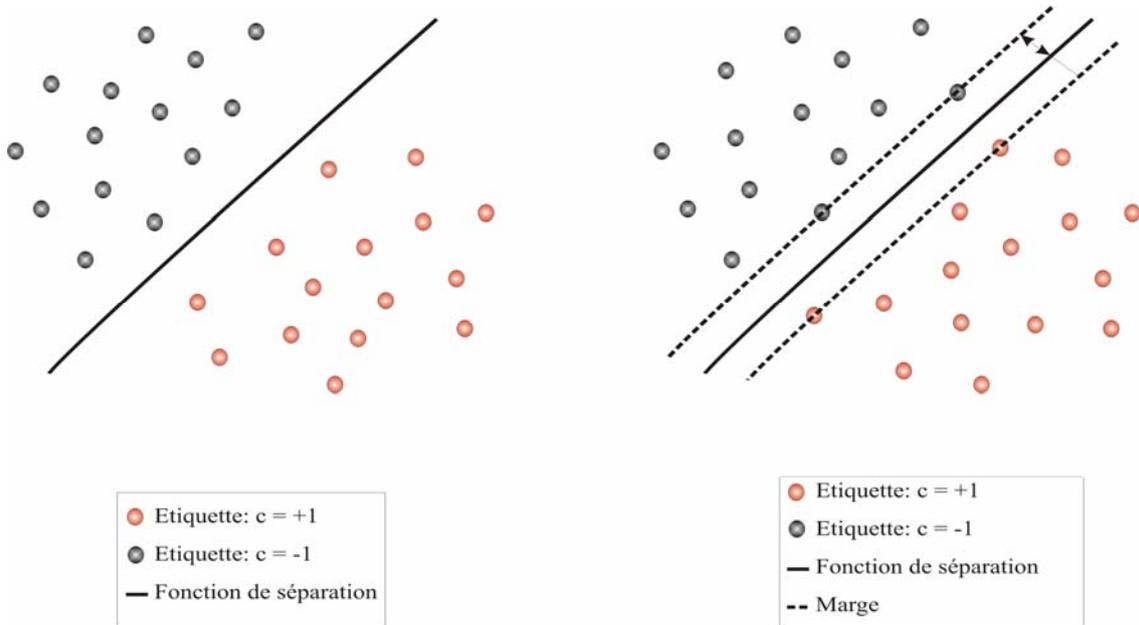


Figure 7.4. Concept de la fonction de séparation (à gauche) et concept de la marge (à droite)

La minimisation de (7.24) nécessite que les multiplicateurs de Lagrange soient tous non négatifs. Cela assure une solution non triviale. Minimiser $L(w, b, \alpha)$ revient donc à rechercher un point stationnaire. Cela nous permet d'écrire les équations (7.24) :

$$\begin{cases} \frac{\partial L(w, b, \alpha)}{\partial b} = 0 \\ \frac{\partial L(w, b, \alpha)}{\partial w} = 0 \end{cases} \quad (7.25)$$

Après quelques calculs analytiques pour résoudre le système d'équation, la solution du problème est donnée par :

$$\begin{cases} \sum_{i=1}^n \alpha_i c_i = 0 \\ \sum_{i=1}^n \alpha_i c_i x_i = w \end{cases} \quad (7.26)$$

En considérant la fonctionnelle de Lagrange et les équations (7.26), la formulation duale du problème est obtenue et donnée par :

$$\begin{cases} \text{minimiser:} & W(\alpha) = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \alpha_i c_i \langle x_i, x_j \rangle c_j \alpha_j - \sum_{i=1}^n \alpha_i \\ \text{tel que:} & \alpha_i \geq 0 \quad \forall i \in \{1, \dots, n\} \\ \text{et:} & \sum_{i=1}^n \alpha_i c_i = 0 \end{cases} \quad (7.27)$$

La condition de non négativité des multiplicateurs de Lagrange induit, en outre, le fait que le vecteur paramètre w ne peut être exprimé qu'en terme de vecteurs x_i possédant un multiplicateur de Lagrange strictement positif. Cela peut être mis en évidence en invoquant les conditions complémentaires bien connues de Karush-Kuhn-Tucker (KKT), qui se présentent sous la forme suivante:

$$\alpha_i (c_i \langle w, x_i \rangle - b) = 0 \quad \forall i \in \{1, \dots, n\} \quad (7.28)$$

Les conditions KKT permettent donc d'affirmer que seuls les vecteurs x_i ayant un multiplicateur de Lagrange non nul sont porteurs d'informations. Ces vecteurs sont appelés **vecteurs supports**. Les sommes présentés dans l'équation (7.27) peuvent donc être restreinte uniquement aux vecteurs supports, qui par construction, se trouvent sur la marge de part et d'autre de l'hyperplan séparateur recherché et le biais explicite b peut être alors aisément déterminé. En effet, pour cela, il suffit de remplacer w par son expression dans les conditions de KKT pour obtenir l'équation (7.29), où s est le nombre de vecteurs supports du problème :

$$b = \frac{1}{s} \sum_{i=1}^s \sum_{j=1}^s \alpha_i c_i \langle x_i, x_j \rangle - c_j \quad (7.29)$$

Il est alors possible d'aboutir à l'équation définissant la forme duale de l'équation de l'hyperplan séparateur, où s représente le nombre de vecteurs supports :

$$\tilde{g}_X(x) = \sum_{i=1}^s \alpha_i c_i (\langle x_i, x \rangle - b) = 0 \quad (7.30)$$

Cette équation est un résultat essentiel provenant de l'utilisation de la formulation duale qui permet d'obtenir une solution non-linéaire par extension de celle-ci.

La construction d'une approximation explicite de dimension supérieure à celle du X - espace est appelée *espace caractéristique*. Les grandeurs situées dans l'espace de base sont alors projetées non linéairement sur ce dernier à l'aide d'un opérateur de projection noté ξ . Cette opération permet d'identifier, dans l'espace caractéristique, un hyperplan séparateur et donc de se ramener au cas précédent. De plus, remarquons que l'approximation de la frontière recherchée sera toujours un hyperplan dans l'espace caractéristique. La Fig.7.5 donne une représentation de la notion de l'espace caractéristique. Ainsi, l'hyperplan séparateur prend la forme :

$$\tilde{g}_X(x) = \sum_{i=1}^s \alpha_i c_i (\langle \xi(x), \xi(x_i) \rangle - b) = 0 \quad (7.31)$$

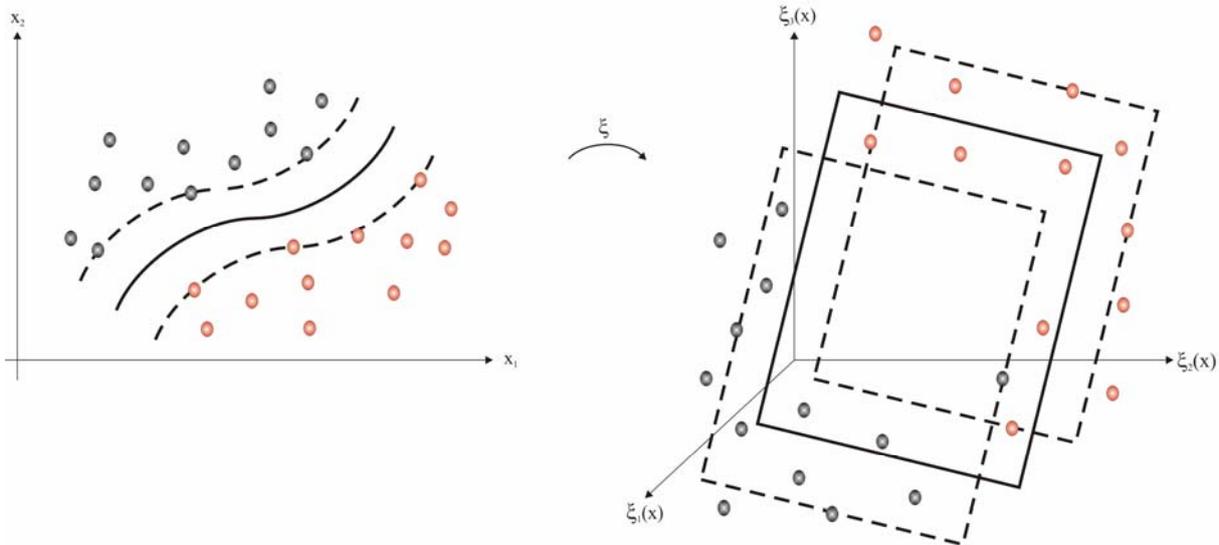


Figure 7.5. Représentation de la projection des tirages sur l'espace caractéristique

Afin de déterminer $\tilde{g}_X(x_0)$, la connaissance explicite de ξ n'est pas nécessaire. En revanche, le produit scalaire $\langle \xi(x), \xi(y) \rangle$ doit l'être. Ce dernier, noté $K(x, y)$, est appelé fonction noyau. Dans la pratique, il est plus aisé de supposer une forme de la fonction K , puis de vérifier certaines conditions nécessaires et suffisantes pour garantir l'existence d'une transformation ξ associée, que de déterminer directement cette dernière. Le théorème de Mercer apporte les conditions nécessaires et suffisantes à cet effet. Les fonctions noyaux les plus utilisées sont présentées dans le Tab. 7.3.

Type de fonction noyau	Expression de la fonction noyau
Noyau polynomial de degré p hétérogène en dimension $n > 2$	$K(x, y) = (\langle x, y \rangle + \theta)^p$
Noyau radial	$K(x, y) = e^{-\frac{\ x-y\ ^2}{2\sigma^2}}$
Noyau inverse multiquadratique hétérogène	$K(x, y) = \frac{1}{\ x-y\ ^2 + \theta^2}$

Tableau 7.3. Fonctions noyaux les plus utilisées

L'expression générale de l'hyperplan séparateur peut être donc donnée par :

$$\tilde{g}_x(x) = \sum_{i=1}^s \alpha_i c_i K(x_i, x) - b = 0 \quad (7.32)$$

La construction d'une fonction séparatrice n'est pas le seul problème posé par une méthode de machine à vecteurs supports. La définition de la phase d'entraînement (training) est également importante. Pour cela, nous générons en premier lieu un nombre de points, Nbs , uniformément réparti dans un hypercube $[-k; +k]^n$ centré sur l'origine de l'espace normalisé U constitué des variables normales centrées réduites indépendantes. Pour cela, comme pour la méthode de surfaces de réponse, la transformation isoprobabiliste de Nataf est utilisée. Le signe (+1 ou -1) de chaque classe de point est évalué par un appel à un calcul externe (calcul mécano-probabiliste). Dans le cas d'une fonction d'état limite explicite, ce signe est directement calculé sans appel à un code externe. Ces tirages forment le premier ensemble d'entraînement. Le problème d'optimisation quadratique sous contraintes est alors résolu par un algorithme de programmation séquentielle quadratique [Platt, 1999]. Une fois, la première machine à vecteurs supports entraînée, une méthode de gradient est utilisée pour calculer le point de conception. L'indice de fiabilité est alors calculé et un critère de convergence sur cette quantité est testé. Si la différence entre deux indices est inférieure à une certaine valeur, l'algorithme est arrêté, sinon il est poursuivi. Dans ce cas, le point de conception vient s'ajouter à l'ensemble de points d'entraînement et le processus est réappliqué. La génération de triages dans un hypercube $[-k; +k]^n$ permet d'éviter des instabilités numériques en raison de la grande flexibilité des méthodes de machines à vecteurs supports et d'augmenter le niveau d'information en ajoutant les points de conception successifs. Cette démarche rend les résultats moins sensibles à la forme de l'état limite.

7.3.2. Exemple d'application

Afin d'illustrer la mise en oeuvre d'une technique de machines à vecteurs supports, l'exemple de la section 7.2.3 est repris selon les mêmes hypothèses de calcul, de modélisation et de choix des variables.

Les résultats obtenus avec l'approche par Machines à Vecteurs Supports (MVS) utilisant l'algorithme présenté précédemment sont donnés sur le Tab.7.4. Ils sont comparés aux résultats issus de calculs avec surfaces de réponse quadratiques (polynôme incomplet avec plan d'expérience en étoile)

Approche	Résultats	Etat limite explicite	Couplage mécano-probabiliste
Surface de réponse quadratique	Probabilité de défaillance ($\times 10^{-2}$)	8,553	8,577
	Indice de fiabilité	1,369	1,367
Machine à vecteurs supports	Probabilité de défaillance ($\times 10^{-2}$)	8,654	8,691
	Indice de fiabilité	1,363	1,360

Tableau 7.4. Comparaison entre approches pour les calculs explicite et implicite (poutre encastrée)

Le nombre d'appels de la fonction d'état limite (et donc du solveur de calcul) est donné au Tab.7.5. Ces résultats montrent l'intérêt manifeste de la technique des machines à vecteurs supports, aussi bien en termes de calculs demandés que de qualité des résultats.

Approche	Nombre d'appels
Surface de réponse quadratique	42
Machine à vecteurs supports	36

Tableau 7.5. Nombre d'appels de la fonction d'état limite

7.4. Conclusions

Dans le cadre des études de l'opération 11N041 « Sécurité structurale des ponts », afin de traiter des problèmes complexes pour lesquels la réponse d'une structure ne peut être exprimée explicitement pour une étude en fiabilité, deux techniques de couplage mécano-probabilistes ont été développées et implantées dans la suite logicielle *ReliabTbx-LCPC*. Ces techniques permettent ainsi de coupler cet externe. Au travers d'un nombre de calculs déterministes (appel au code de calcul externe), ils autorisent la construction de surfaces d'approximation approchant l'état limite implicite. Les méthodes développées sont respectivement les surfaces de réponse quadratiques et les machines à vecteurs supports. Ce chapitre a présenté rapidement les concepts théoriques et numériques ; il les illustre par un exemple simple montrant leur intérêt et leur mise en œuvre dans le cadre d'un couplage mécano-probabiliste simple. Le chapitre 8 présentera un cas d'étude plus complexe.

Signalons enfin que la performance des algorithmes a été testée sur divers critères liés aux différentes techniques de la théorie de la fiabilité comme par exemple: la robustesse face à plusieurs points de conception, la capacité à traiter des unions et des intersections, le nombre de variables aléatoires ainsi que le cas des fortes courbures ont été abordés. Le détail des résultats de ce benchmark peut être consulté dans la référence [Richard, 2008].

7.5. Références

- Bucher C.G., Bourgund (1990) – Fast efficient response surface approach for structural reliability problems, *Structural Safety*, 7, 57-66.
- Hurtado J.G., Alvarez J. (2003) – *A classification approach for reliability analysis with stochastic finite element modeling*, *Journal of Structural Engineering*, 129, 1141-1149.
- Mohammadkhani-Shali S. et al (2007a) – *Non-linear finite element reliability analysis for prestressed concrete beams*, European safety and reliability association, ESRA'07, Stavanger, 2007.
- Mohammadkhani-Shali S. (2007b) – *Contribution à l'étude de la redondance dans les ponts : analyse des mécanismes de défaillance par surfaces de réponse*, Thèse présentée pour obtenir le grade de Docteur d'université, ENPC.
- Myers R.H., Montgomery D.C. (1995) – *Response surface methodology : process and product optimization using designed experiments*, New York, Wiley
- Platt J.C. (1999) – *Fast training of support vector machines using sequential minimal optimization*, *Advance kernel methods*, Schölkopf, Burges & Smola, Eds, The M.I.T. Press, Cambridge, Mass., 185-208.
- Rajashchekahr M.R., Ellingwood B.R. (1993) – New look at response surface approach for reliability analysis, *Structural Safety*, 12, 205-220.
- Richard B. (2007) – *Etude analytique et numérique des machines à vecteurs supports : application aux calculs mécano-fiabilistes*, Master IMG, INSA Rennes.
- Sung I.J. et al (2005) – *System reliability based bridge assessment using the response surface method*, IABSE'05, 571-577.
- Wong S.M. et al (2005) – *An adaptive response surface method for reliability analysis of structures with multiple loading sequences*, *Structural Safety*, 27, 4, 287-308.

8.

ANALYSE PROBABILISTE DU COMPORTEMENT D'UNE POUTRE DE VIPP

Claire Marcotte

*Centre d'Etudes de l'Équipement Nord-Picardie
Groupe Ouvrages d'Art*

Christian Cremona — Soheil Mohammadkhani-Shali — Benjamin Richard

*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
Division Fonctionnement et Durabilité des Ouvrages d'Art*

8.1. Introduction

Les VIPP sont des *Viaducs à travées Indépendantes à Poutres préfabriquées en béton Précontraint par post-tension*. Ce type de construction a été fortement utilisé après la seconde guerre mondiale, dans les années 1955 à 1970, grâce à son lancement de poutres préfabriquées qui permettait le franchissement d'obstacles non courants et de hauteur raisonnable (10 à 25 m au-dessus du sol, portée de 30 et 60 m). Cette technique n'est presque plus utilisée de nos jours, car fortement concurrencée par d'autres techniques de construction permettant de réaliser des ouvrages hyperstatiques plus économiques et plus sûrs vis-à-vis de la rupture. L'enthousiasme qui a régné à l'époque de la construction des ouvrages de première génération, s'est de plus traduit par de nombreux défauts de conception et d'exécution, et par l'absence de réalisation d'actions correctives d'entretien pour rétablir l'étanchéité parfois déficiente de ces ouvrages.

La description détaillée des problèmes rencontrés dans la famille des VIPP montre combien l'auscultation de ces ouvrages est essentielle pour mener à bien une ré-évaluation pertinente de leur performance. C'est dans ce contexte que l'étude "*Suivi du comportement mécanique d'une poutre de VIPP sous chargement : le cas du VIPP de Merlebach*" a été engagée par le réseau des Laboratoires des Ponts et Chaussées. Le principe de l'étude est de réaliser un benchmark de diverses techniques non destructives de contrôle (gammagraphie, impact-écho, thermographie infrarouge) et d'évaluation mécanique (émission acoustique, évaluation dynamique, courburemétrie, mesures de flèches, extensométrie), certaines bien éprouvées, d'autres plus innovantes. La référence [Cremona, 2007] présente donc les principaux résultats obtenus au moyen de ces techniques d'auscultation, et des recalculs réalisés (éléments finis, programme à barre). Ces investigations permettent d'apprécier le caractère prometteur de certaines approches, calculatoires ou expérimentales, dans le cadre de l'évaluation de la performance des VIPP.

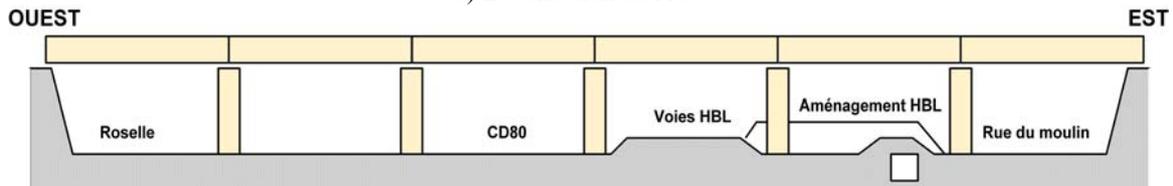
Ce chapitre présente l'utilisation de certaines des données et du modèle de calcul développé dans un cadre probabiliste au moyen des techniques de surface de réponse et de machines à vecteur support (cf. chapitre 7).

8.2. Présentation de l'ouvrage et du corps d'épreuve

Le VIPP de Merlebach, référencé AU 76, permet à l'autoroute A320 de franchir la rue du moulin, la Moselle canalisée, les voies ferrées HBL, la rue de Betting (CD80) et la rivière Moselle à Freyming-Merlebach (Fig.8.1).



a) Localisation du AU76



b) Profil en long de l'ouvrage

Figure 8.1. Localisation et schéma général du VIPP de Merlebach

Le VIPP de Merlebach (Fig.8.2) est un VIPP construit en 1968, chaque ouvrage de chaque sens de l'autoroute étant indépendant et disposant de ses propres appuis. L'ouvrage se compose de 6 travées isostatiques de 32,40 m de portée sans entretoises intermédiaires. Transversalement, l'ouvrage comporte cinq poutres espacées de 3,15 m d'une hauteur de 2,10 m, reliées entre elles par un hourdis de 1,65 m de largeur et de 0,18 m d'épaisseur.

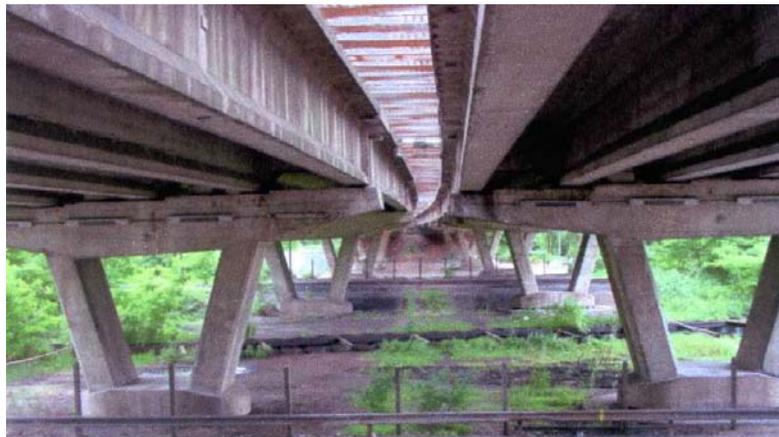


Figure 8.2. Vue générale du VIPP de Merlebach

Le système de précontrainte longitudinale est de type STUP. Les poutres possèdent 10 câbles 12Ø8, à l'exception des poutres de rive du côté du terre-plein central qui comportent 9 câbles 12Ø8. Six câbles sont ancrés aux abouts des poutres, les autres étant relevés dans le hourdis supérieur. A l'origine, tous les câbles ont été tendus par les deux côtés à 133 kg/mm².

Cet ouvrage a été remplacé en 2005 par un ouvrage mixte suite à l'aggravation de certaines pathologies, ceci malgré des travaux de renforcement. Dans ce contexte, la poutre de rive n°1 de la travée 2, poutre qui semblait présenter le plus de dégradations, a été conservée près du chantier pour réaliser un certain nombre d'investigations complémentaires. Les objectifs de ces nouvelles investigations sont doubles :

- a) situer l'état de dégradation réel par un essai de flexion jusqu'à rupture et par l'analyse "post-mortem" de cette poutre,
- b) tester, en les croisant, différentes méthodes de diagnostic mécanique non destructif lors de l'essai de flexion.

Sous l'effet d'un chargement croissant, l'étude a donc consisté à mettre en œuvre toute une panoplie de méthodes de diagnostic mécanique non destructif (émission acoustique, évaluation dynamique, courburemétrie, mesures de flèches, extensométrie) mais aussi de proposer des modèles de calcul simples d'utilisation pour pouvoir représenter le comportement mécanique de la poutre.

Le corps d'épreuve prélevé, de 33,50 m de longueur (32,50 m entre appuis) et de 2,10 m de hauteur, a été grutée et mise au sol sur des appuis néoprènes, puis stabilisée par deux bâtis métalliques (Fig.8.3). Il s'agit d'une poutre de rive composée de 10 câbles 12Ø8.



Figure 8.3. Poutre précontrainte déposée du VIPP de Merlebach

Le système de chargement est constitué d'un portique reposant de part et d'autre de la poutre à mi-travée, sur une dalle de béton, et d'un vérin de 150 t et de 150 mm de course, placé entre la traverse du portique et la poutre (Fig.8.4). Une charge de 120 t de lests est répartie symétriquement de chaque côté de la poutre sur les bases du portique afin d'éviter le soulèvement du portique par la poussée du vérin.



Figure 8.4. Vérin et lests de chargement

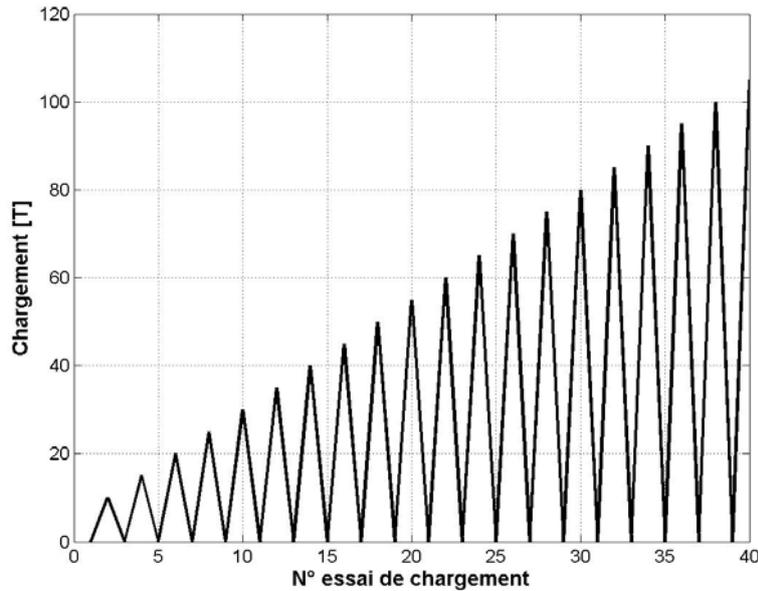


Figure 8.5. Cycles de chargement / déchargement

Le chargement de la poutre (Fig.8.5) est effectué progressivement par un vérin hydraulique maintenu quelques minutes aux paliers intermédiaires (toutes les 5 t), de manière à permettre l'acquisition des jauges de déformation. La charge maximale est maintenue le temps nécessaire pour effectuer les mesures de flèche. Enfin, le déchargement est continu (sans palier intermédiaire), jusqu'à retour à charge nulle. A chaque retour à zéro, 5 essais dynamiques sont réalisés.

Les premiers chargements sont destinés à rechercher la zone de transition entre le comportement de l'Etat Limite de Service (état purement élastique) et le début de la dégradation.

Les essais ont été réalisés les 22 et 23 mars 2005 en deux phases :

- 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50, 55 et 60 t le 22 mars 2005
- 65, 70, 75, 80, 85, 90, 95, 100 et finalement 104 t le 23 mars 2005.

Lors de ces épreuves de chargement, les fissures se sont formées pour des efforts de 80 t, 85 t, 90 t et 95 t. Certaines d'entre-elles étaient verticales, d'autres obliques (premières fissures observées), et deux autres étaient horizontales. Parmi les deux fissures horizontales, l'une est sous le talon et s'est créée au niveau d'une reprise de béton et l'autre est à environ 80cm du bas de la poutre, et s'est créée par cisaillement. Seule une fissure oblique a été relevée sur le talon de la poutre, toutes les autres fissures obliques étant apparues sur l'âme de la poutre. Toutefois, certaines fissures verticales se sont développées au-delà du talon pour se poursuivre dans l'âme (cf. [Cremona, 2007] pour le relevé de fissuration).

8.3. Modélisation mécanique de la poutre

L'objectif de la modélisation consiste à vérifier la cohérence des déformations obtenues avec les déformations mesurées lors de l'essai de chargement, ceci afin de représenter au mieux la redistribution entre poutres adjacentes d'un même ouvrage. Le principe des calculs est de faire croître la charge appliquée à mi-travée afin d'obtenir une contrainte de traction en fibre inférieure. Pour les charges supérieures à cette charge de début de traction, un premier calcul définit le nombre de sections fissurées et la profondeur de fissuration au droit des sections fissurées ; un deuxième calcul est ensuite effectué après modification de la géométrie de la poutre au droit des sections fissurées. Le calage du modèle est ensuite réalisé par comparaison avec les résultats des mesures effectuées lors du

chargement expérimental de la poutre du VIPP de Merlebach. Cette modélisation est réalisée à l'aide du logiciel de calcul de structures à barres, SETRA-ST1©, au moyen d'un modèle paramétrique (calcul automatique des caractéristiques géométriques et de la géométrie " fissurée ").

La modélisation retenue est conforme au fonctionnement d'une section fissurée en béton précontraint qui se divise en deux parties, l'une correspondant au béton comprimé (inertie réduite) et une autre correspondant aux câbles de précontrainte. Plus précisément, au droit des sections fissurées (définies après un premier calcul sur le modèle de poutre intègre), la modélisation ST1 consiste à (Fig.8.6) :

- déplacer les nœuds aux centres de gravité des sections comprimées de béton, les caractéristiques des barres adjacentes (supérieures) variant alors linéairement (section, inertie et position du centre de gravité) ;
- ajouter des barres excentrées (inférieures) au centre de gravité des câbles de précontrainte sur toute la longueur de la zone de poutre fissurée ;
- relier entre elles les barres supérieures (béton comprimé) et inférieures (câbles) tous les 6,5 cm environ par des barres verticales rigides (barreaux échelles) destinées à "solidariser" le béton comprimé et les câbles de précontrainte.

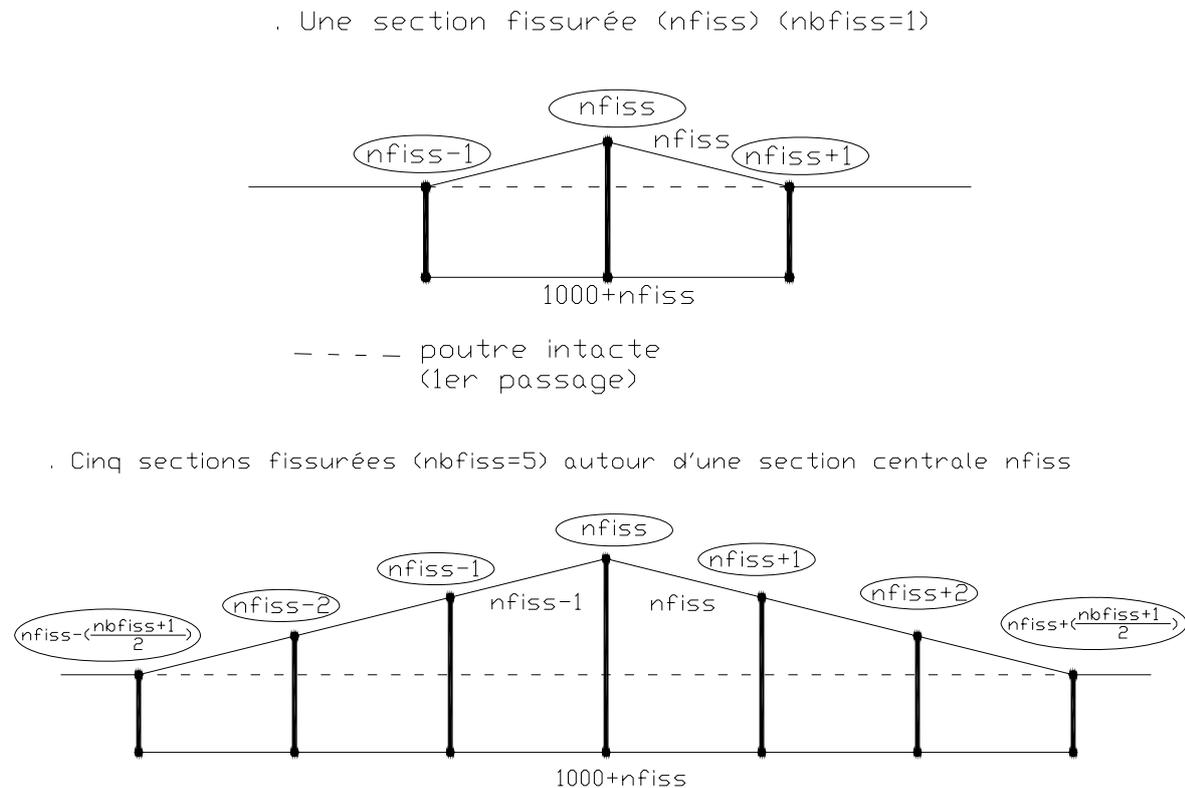


Figure 8.6. Principe de la modélisation d'une poutre dégradée avec ST1©

Le calcul au moyen du modèle ST1 a été mené en deux temps. Dans un premier temps, deux cas sont considérés pour les caractéristiques des barres inférieures représentant les câbles de précontrainte au droit des sections fissurées (Fig.8.7) :

- **Cas A** : les caractéristiques des barres inférieures correspondent à celles des câbles de précontrainte sans prise en compte de la participation du béton du talon (S_a section des câbles, I_a inertie des câbles et $E = E_a = 210000$ MPa) ;

- **Cas B** : les caractéristiques des barres inférieures prennent en compte une participation du béton tendu entre les fissures correspondant forfaitairement à la moitié de la hauteur du talon de la poutre (tension-stiffening) :

$$S = S_a + \frac{b_5 h_5}{2n}$$

$$I = I_a + \frac{b_5 h_5^3}{96n} + \frac{b_5 h_5}{2n} \left(\frac{3}{4} h_5 - y_c \right)^2 \quad (8.1)$$

Ici, le coefficient d'équivalence acier/béton est pris à $n = 210000 / 42000 = 5$.

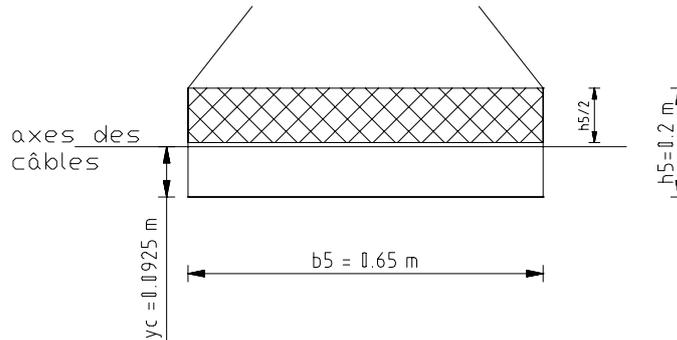


Figure 8.7. Caractéristiques d'une section fissurée (Cas B – béton tendu participant du talon de la poutre)

La poutre isostatique modélisée de 32,50 m de portée correspond à une poutre courante du VIPP de Merlebach. Le chargement est appliqué de façon ponctuelle à mi-travée. Le découpage de la poutre (nombre de nœuds/barres) dépend de la valeur de la charge appliquée à mi-travée (modèles à 100/160/220/312 barres – Fig.8.8). Quel que soit le nombre de barres du modèle et pour définir avec précision la longueur de la zone fissurée, les barres situées autour de la mi-travée ont une longueur de 6,5 cm environ.

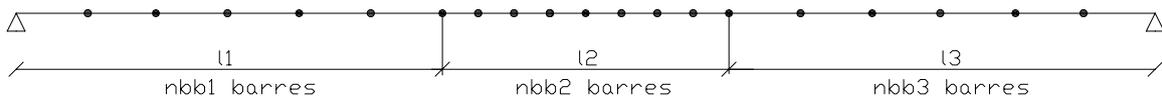


Figure 8.8. Exemple de discrétisation de la poutre

Le calcul des caractéristiques géométriques (aire, inertie, position du centre de gravité) de chaque section (nœuds extrémités des barres) est paramétré à partir des dimensions de la poutre. Pour le premier passage ST1, la poutre est d'inertie constante (poutre intégrée). Puis, pour le deuxième passage ST1 (géométrie " fissurée "), en fonction du chargement et de l'apparition des contraintes de traction en fibre inférieure, les paramètres géométriques sont recalculés, notamment avec une diminution de la hauteur de la poutre (partie comprimée uniquement) au droit de la zone fissurée (voir plus haut le principe de la modélisation des sections fissurées).

Dans un premier temps, afin de définir la charge de début de traction, le chargement ponctuel est appliqué par valeur croissante, à mi-travée sur le modèle de poutre intégrée, afin de faire apparaître des contraintes de traction en fibre inférieure de la section à mi-travée. Pour un chargement donné sur le

modèle de poutre intègre, un calcul de résistance des matériaux permet de calculer les contraintes en fibre supérieure et inférieure en chaque nœud sous l'effet de la combinaison d'action : poids propre (G) + précontrainte (P) + chargement (S). On en déduit la hauteur de poutre comprimée en chaque nœud " fissuré " qui servira à calculer les caractéristiques géométriques de la poutre pour le deuxième passage ST1 (barres supérieures dans le modèle poutre " fissurée ").

Pour chaque chargement fournissant des contraintes de traction en fibre inférieure, un deuxième passage ST1 est effectué sur le modèle de poutre " fissurée ", défini par modification de la géométrie, selon ce qui a été décrit dans le principe de modélisation, au droit des sections fissurées (poutre comprimée + câbles de précontrainte + barreaux échelles).

Plus précisément dans le modèle de poutre " fissurée ", la modification de la géométrie n'est prise en compte au droit d'une section fissurée qu'à partir du moment où la profondeur de la fissure atteint la zone d'enrobage des câbles de précontrainte dans cette section.

8.4. Etude probabiliste du comportement mécanique de la poutre

Les méthodes de surfaces de réponse quadratiques et de machines à vecteurs supports ont été employées pour calculer la fonction de répartition de la flèche à mi-travée en fonction du chargement appliqué.

Soit Q_0 la charge appliquée sur la poutre. La marge de sécurité, pour cette charge Q_0 , peut être représentée par l'équation suivante, où u_y et u_{lim} représente respectivement le déplacement vertical et une valeur seuil :

$$M_{Q_0} = u_y \left(Q_0; x = \frac{L}{2} \right) - u_{lim} \quad (8.2)$$

La valeur de la marge de sécurité, et donc son signe, peut être calculée en appelant le code de calcul ST1©, pour un ensemble de réalisations des variables de base. La probabilité de défaillance est donc :

$$P_f = \mathcal{P}(M_{Q_0} < 0) = \mathcal{P} \left(\left[u_y \left(Q_0; x = \frac{L}{2} \right) - u_{lim} \right] \leq 0 \right) \quad (8.3)$$

qui n'est rien d'autre que la valeur de la fonction de répartition pour le déplacement u_{lim} :

$$F_{u_y \left(Q_0; x = \frac{L}{2} \right)}(u_{lim}) \stackrel{\text{définition}}{=} \mathcal{P} \left(u_y \left(Q_0; x = \frac{L}{2} \right) < u_{lim} \right) = \mathcal{P}(M_{Q_0} < 0) = P_f \quad (8.4)$$

En faisant varier u_{lim} , il est donc possible de construire la fonction de répartition $F_{u_y \left(Q_0; x = \frac{L}{2} \right)}(.)$ et donc

la loi *théorique* de la flèche $u_y \left(Q_0; x = \frac{L}{2} \right)$. Grâce à cette loi, il est alors possible de calculer la valeur moyenne de la flèche, sa valeur médiane, son écart-type, et l'intervalle de confiance à 90%. Ces calculs peuvent enfin être réitérés pour différents cas de charge (Fig.8.9). Ces fonctions de répartition sont calculées avec la méthode des surfaces de réponse linéaires (MSR) et de machines à vecteur support (MVS) à noyau radial.

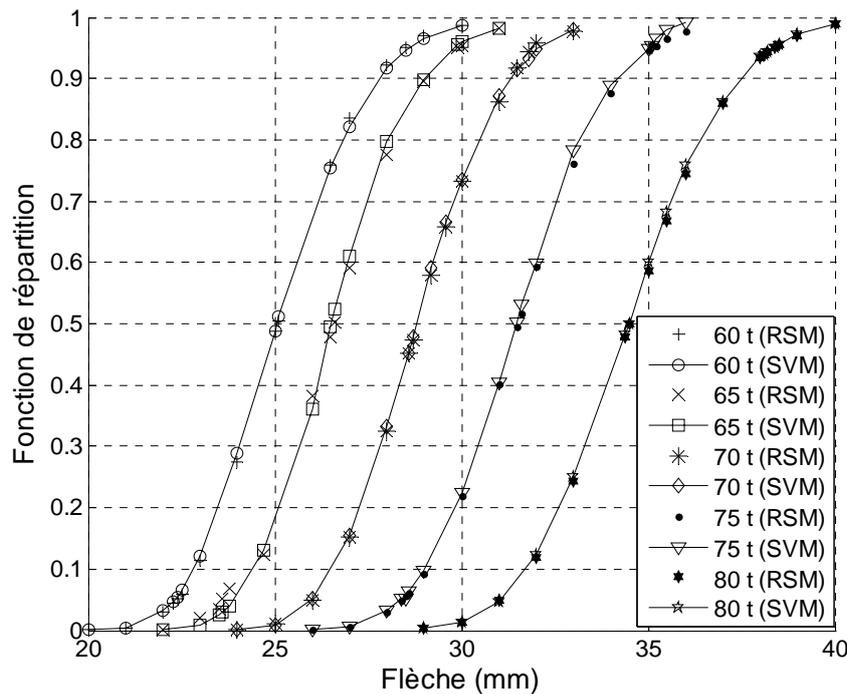
Pour ces calculs, les variables considérées comme aléatoires sont la densité et le module d'élasticité du béton, modélisés par la loi normale (N), la résistance en traction du béton modélisée par la loi lognormale (LN) et la limite d'élasticité des câbles modélisée également par la loi lognormale. Ces quatre variables sont considérées comme indépendantes. Elles sont présentées dans le Tab.8.1.

Variable	Symbole	Loi	Paramètres (moyenne et écart-type)
Densité du béton	ρ_c	Normale	$\mu = 2.4 \text{ tm}^{-2}; \sigma = 0.0720 \text{ tm}^{-2}$
Précontrainte	f_{yl}	Lognormale	$\mu = 650 \text{ MPa}; \sigma = 26 \text{ MPa}$
Résistance à la traction du béton	σ_{ic}	Lognormale	$\mu = 3 \text{ MPa}; \sigma = 0.6 \text{ MPa}$
Module d'Young du béton	E_c	Lognormale	$\mu = 36000 \text{ MPa}; \sigma = 2520 \text{ MPa}$
Charge appliquée	Q_0	Deterministe	$Q_0 \in \{60, 65, 70, 75, 80\} \text{ t}$

Tableau 8.1. Caractéristiques des variables aléatoires (VIPP de Merlebach)

La Fig.8.10 compare les courbes calculées « chargement/flèche » à mi-travée avec celles obtenues lors des essais expérimentaux.

Les Fig.8.9 et Fig.8.10 conduisent à certaines constatations. En premier lieu, les méthodes R.S.M. et S.V.M. conduisent à des résultats voisins. Cela constitue pour chaque approche une validation a posteriori. En second lieu, un comportement non linéaire en fonction de la charge peut être noté (cf. Fig.8.10). Ceci provient du fait que le modèle numérique est capable d'appréhender le comportement fissuré de la section en modifiant les caractéristiques géométriques et mécaniques en fonction du niveau de contrainte de traction. Néanmoins, si l'on compare les résultats avec les données expérimentales, et notamment leur intervalle de confiance (Fig.8.11), il vient que le modèle moyen est en bon accord, mais que l'intervalle de confiance des calculs numériques est pessimiste (par excès).


Figure 8.9. Fonction de répartition de la flèche pour différents cas de charge

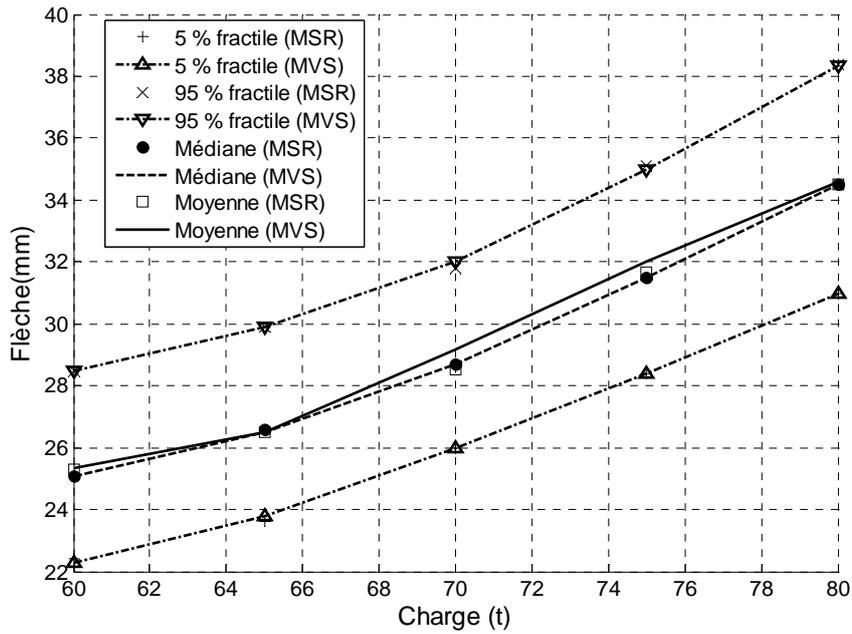


Figure 8.10. Comparaison entre résultats numériques

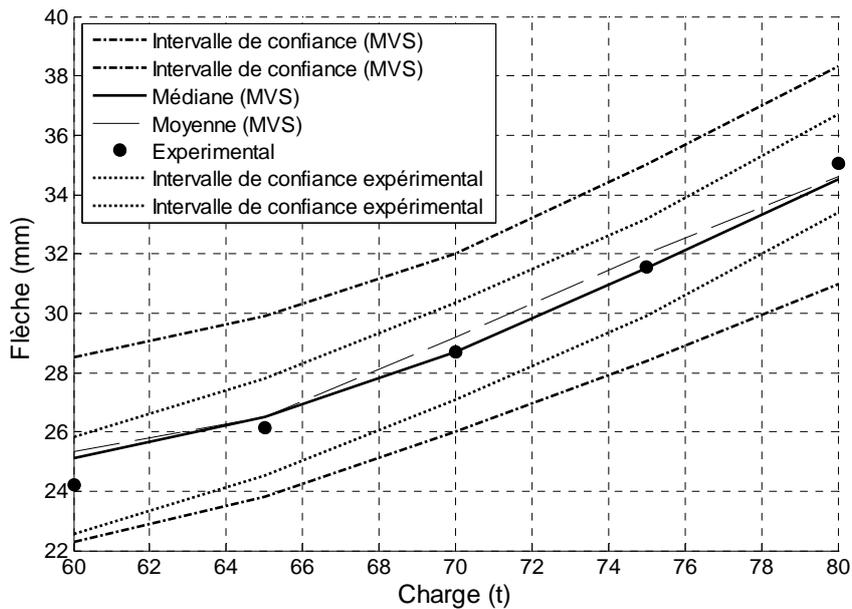


Figure 8.11. Comparaison entre résultats numériques et flèches expérimentales

Afin de réduire ces incertitudes, une alternative consiste à actualiser les fonctions de répartition sur la base de mesures. Il s'agit d'une approche bayésienne qui évite d'actualiser les variables, mais seulement les résultats des calculs numériques, c'est-à-dire la flèche. Cette approche consiste à calculer :

$$F_{Q_0}(u_{lim}) = P_{f,Q_0}(u_{lim}) = P(M_{Q_0}(u_{lim}) < 0 | H_{Q_{mes}} = 0) \quad (8.5)$$

où $H_{Q_{mes}}$ est appelée marge d'événement et est donnée par :

$$H_{Q_{mes}} = u_{Q_{mes}} - u_{mes}(Q_{mes}) \quad (8.6)$$

$u_{mes}(Q_{mes})$ est la mesure obtenue au moyen du chargement Q_{mes} et $u_{Q_{mes}}$ est la flèche donnée par le modèle pour la charge Q_{mes} . En raison des incertitudes, $u_{mes}(Q_{mes})$ est une variable aléatoire distribuée de manière normale avec un écart-type de 1 mm [Cremona, 2007] selon la précision des mesures. Plusieurs techniques d'approximation existent pour calculer cette probabilité conditionnelle [Cremona, 2005]. Dans ce cas, il est possible d'écrire que la fonction de répartition actualisée est donnée par :

$$F_u^{actualisé}(u_{lim}) = P(M_{Q_0}(u_{lim}) < 0 | H_{Q_0} = 0) = \Phi \left(- \left[\frac{\beta_{Q_0, u_{lim}} - \rho \beta_{mes}}{\sqrt{1 - \rho^2}} \right] \right) \quad (8.7)$$

avec :

- $F_{Q_0}(u_{lim}) = P_{f, Q_0}(u_{lim}) = \Phi(-\beta_{Q_0, u_{lim}})$;
- $\beta_{mes} \approx \frac{\mathbb{E}(u_{Q_{mes}}) - \mathbb{E}(u_{mes})}{\sqrt{\mathbb{V}(u_{Q_{mes}}) + V(u_{mes})}}$ où $\mathbb{E}[\cdot], \mathbb{V}[\cdot]$ sont les opérateurs de moyenne et de variance et $u_{Q_{mes}}$ est le déplacement pour la charge d'essai exprimé par une loi statistique ;
- $\rho = \frac{\sqrt{\mathbb{V}(u_{Q_0})}}{\sqrt{\mathbb{V}(u_{Q_0}) + V(u_{mes})}}$ est la corrélation entre les marges M_{Q_0} et $H_{Q_{mes}}$.

La Fig.8.12 donne les fonctions de répartition actualisées. Comme on pouvait s'y attendre, ces fonctions sont redressées, ce qui indique une réduction de la variance.

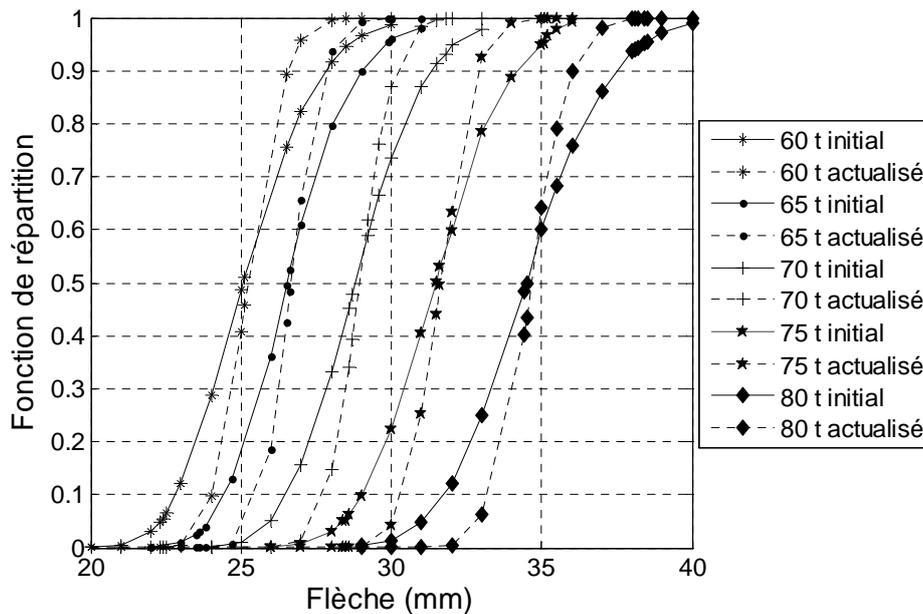


Figure 8.12. Fonction de répartition actualisée

Les Fig.8.13 et Fig.8.14 recalculent les intervalles de confiance à 90% pour deux cas : le chargement servant à l'actualisation est respectivement 60 t et 70 t. Les deux calculs montrent une réduction de l'intervalle de confiance des simulations numériques qui se rapprochent de l'intervalle de confiance des mesures. Cependant, les valeurs moyennes se décalent légèrement des valeurs expérimentales et l'intervalle de confiance n'est plus symétrique pour les valeurs de chargement différentes de la valeur servant à l'actualisation. Ceci est particulièrement vrai pour 60 t. Le choix de la donnée d'information pour le calcul conditionnel affecte les résultats ajustés, mais mettent en évidence un meilleur accord avec les données expérimentales. Le recalage de la valeur moyenne et de l'intervalle de confiance au point d'actualisation est en général très proche des données expérimentales en ce point ; le recalage des valeurs moyennes et des intervalles de confiance en d'autres points dépendent fortement de la

représentativité de point servant à l'ajustement. Ainsi, l'actualisation sur la base de la donnée à 60 t pour les données à 70, 75 et 80 t est moins bonne que celle basée sur la donnée à 70 t. Le comportement non linéaire de la courbe peut expliquer ce fait ; en effet, l'actualisation repose sur le résultat du modèle sans passer par les variables constitutives.

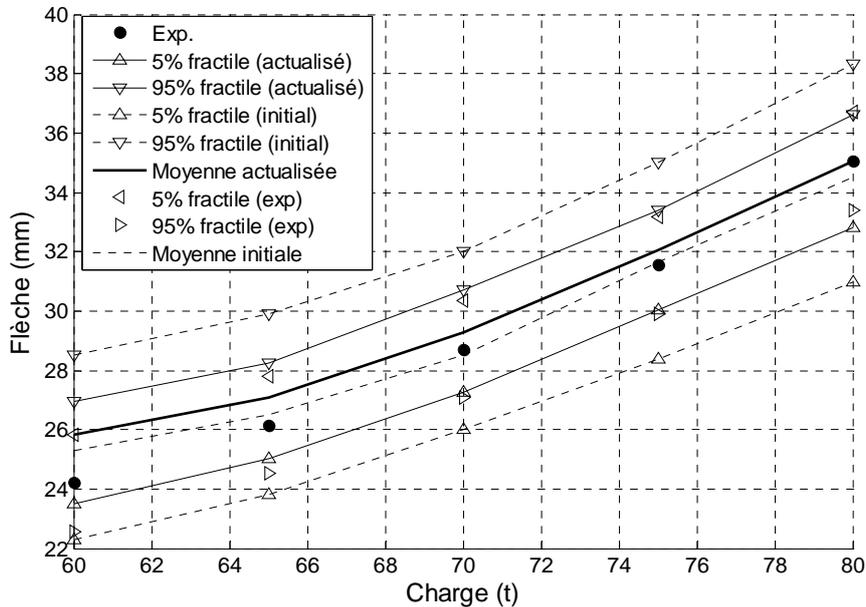


Figure 8.13. Intervalles de confiance actualisés sur la base des flèches mesurées à 60 t

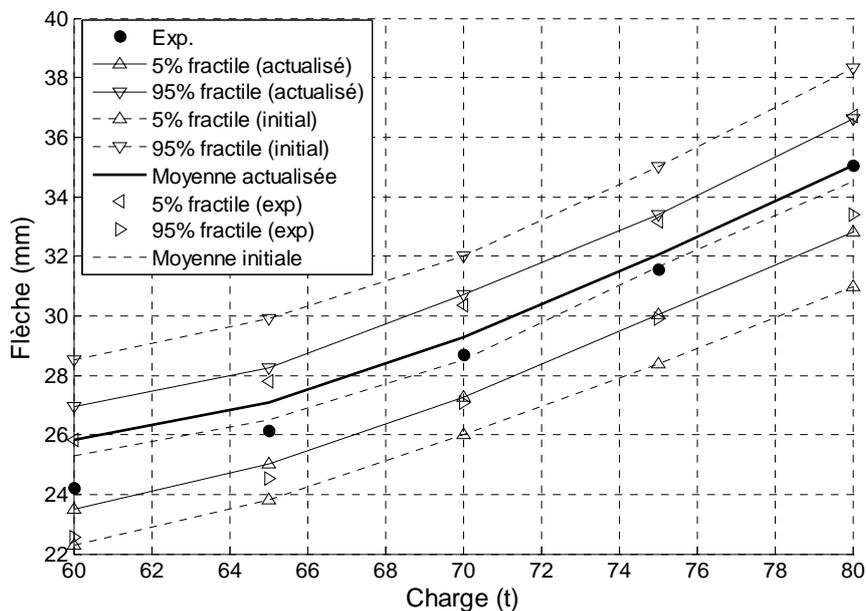


Figure 8.14. Intervalles de confiance actualisés sur la base des flèches mesurées à 70 t

8.5. Conclusions

Dans ce chapitre, les algorithmes de construction des surfaces de réponse et des machines à vecteurs supports présentés au chapitre 7 ont été appliqués à la recherche des intervalles de confiance sur la flèche calculée d'une poutre de VIPP, tenant ainsi compte des incertitudes liées à certaines variables de calcul. Cette étude a reposé sur un couplage mécano-probabiliste entre la suite logicielle **ReliabTb**

LCPC© et le code de calcul de structures à barres **STI-SETRA**© pour l'évaluation de la réponse de chaque expérience numérique.

L'efficacité du couplage effectué a été démontrée au travers de l'étude de la poutre du viaduc de Merlebach. Les intervalles de confiance à 90% sur les flèches à mi-portée ont pu être construits et les résultats obtenus par la méthode par surfaces de réponse, comparés avec ceux obtenus par la méthode des machines à vecteurs supports, sont en bonne adéquation. Il convient cependant de souligner que les intervalles de confiance calculés sont plus larges que les intervalles expérimentaux, les valeurs moyennes étant par contre très proches. Par actualisation bayésienne de la flèche, il a été possible de réduire ces intervalles. L'utilisation de réseaux bayésiens appliqués à ce cas d'étude pourrait apporter une information pertinente sur la caractérisation des incertitudes sur la rigidité, la résistance à la traction du béton...

8.6. Références

Cremona, C. (2003) – *Application des notions de fiabilité à la gestion des ouvrages existants*, Association Française de Génie Civil, Presse de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.

Cremona C. (2007) – *Suivi du comportement mécanique d'une poutre de VIPP sous chargement : le cas du VIPP de Merlebach*, Série Ouvrages d'Art, N°57, Collection ERLPC, LCPC.

Cremona C., Tessier C., Le Cam V., Tonnoir B., Leconte R., Barbier V. (2008a) – *Structural monitoring of a bridge prestressed concrete beam under loading*, IABMAS'08, Seoul, Korea.

Cremona C., Mohammadkhani-Shali S., Richard B., Marcotte C., Tonnoir B. (2008b) – *Probabilistic analysis of the structural behaviour of a bridge prestressed concrete beam*, IABMAS'08, Seoul, Korea.

Mohammadkhani-Shali S. (2007b) – *Contribution à l'étude de la redondance dans les ponts : analyse des mécanismes de défaillance par surfaces de réponse*, Thèse présentée pour obtenir le grade de Docteur d'université, ENPC.

Richard B. (2007) – *Etude analytique et numérique des machines à vecteurs supports : application aux calculs mécano-fiabilistes*, Master IMGC, INSA Rennes.

9.

ETUDE DE LA REDONDANCE DANS LES PONTS

Soheil Mohammadkhani-Shali — Christian Cremona

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

Division Fonctionnement et Durabilité des Ouvrages d'Art

9.1. Introduction

Les études d'évaluation de la performance (aptitude au service, sécurité structurale) des ouvrages sont la plupart du temps dirigées vers la vérification des éléments structuraux. Cette méthodologie d'évaluation traditionnelle néglige de ce fait les effets *systèmes* et conduit souvent à des décisions de gestion inappropriées, car en réalité les éléments de la structure d'un pont ne se comportent pas individuellement mais ils interagissent comme un système.

La mesure de la **redondance** est un paramètre essentiel pour l'ingénieur afin d'évaluer la performance d'un ouvrage. La redondance est définie comme la capacité d'un pont à redistribuer des efforts dans l'ensemble de ses éléments constitutifs, notamment lorsqu'un ou plusieurs éléments sont défaillants ou endommagés.

En d'autres termes, la redondance est considérée, d'une part comme la performance du système global formé par l'ouvrage et d'autre part comme la réserve entre la performance des éléments individuels et celle du système global, notamment en présence d'endommagements. Cela exprime l'importance des éléments individuels sur la réserve du système global.

L'objectif de ce chapitre est de développer une approche cohérente pour mesurer ces effets de redondance dans le cas précis de ponts en béton armé, ceci vis-à-vis de critères de service permettant d'améliorer les stratégies de surveillance.

9.2. Redistribution des efforts et redondance

Un sujet difficile et encore mal maîtrisé dans le cadre des ponts en béton armé est la prédiction de leur comportement en service en tenant compte des effets non linéaires de la déformation excessive, due à la fissuration, au fluage, etc.. Une reconnaissance insuffisante de ces effets peut être une des causes d'une aptitude au service défaillante. Donc, afin de considérer au mieux la non linéarité de ces effets et leur influence sur la redistribution des efforts intérieurs, des calculs non linéaires sur un modèle pertinent de l'ouvrage sont indispensables. La redistribution des efforts due aux charges extérieures aboutit, soit à des changements de signe des moments dans les sections (surtout au voisinage des zones de moment nul), soit à des changements de pente des courbes qui représentent le comportement en service de chaque section.

L'importance de la prise en compte de la non linéarité des matériaux sur la redistribution des efforts en présence d'éléments redondants peut être illustrée simplement au travers de l'exemple suivant. Prenons deux treillis simples [*Frangopol, 1987*] soumis à une charge horizontale, W (Fig.9.1).

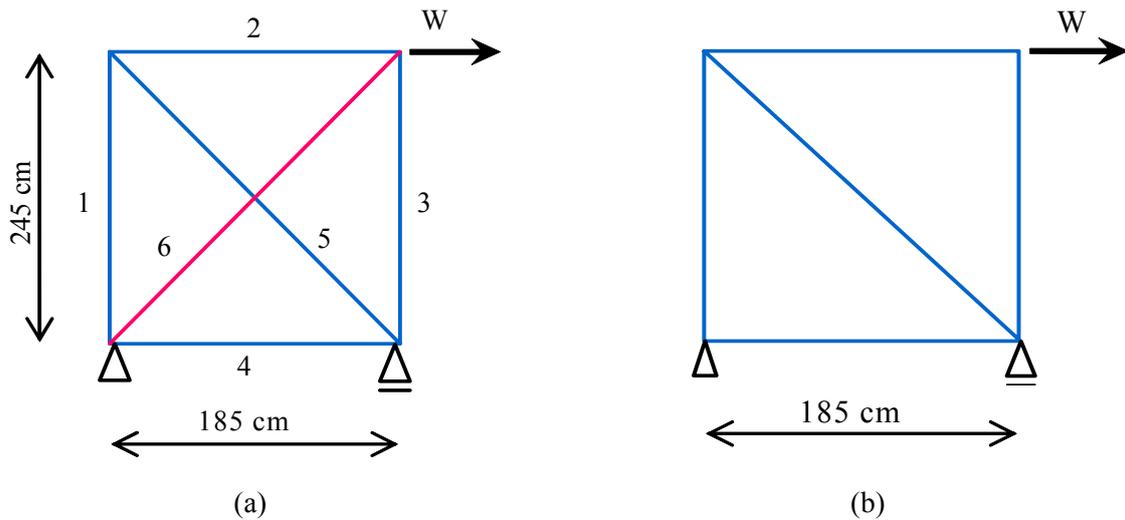


Figure 9.1. Exemples de treillis simples

Le treillis présenté en Fig.9.1b est non redondant et peut être classé comme un système faible, du type *maillon faible*. En revanche, le treillis présenté en Fig.9.1a est considéré comme redondant (avec pour degré de redondance ou d'hyperstaticité 1) de par la présence de l'élément 6. Il peut donc être vu comme un système *sûr* [Frangopol, 1987]. Afin de mieux comprendre l'importance de la non linéarité sur la redistribution des efforts dans les treillis, nous envisageons de comparer des calculs linéaires et non linéaires sur les deux modèles présentés sur la Fig.9.1. Notons que la résistance en traction et en compression dans chaque élément est $P_y = 320,4 \text{ kN}$. Afin de réaliser les calculs non linéaires, une loi élastoplastique uniaxiale de Von-Mises est utilisée pour toutes les barres. Les valeurs utilisées pour les paramètres de cette loi sont la résistance en traction simple $\sigma_y = 248 \text{ MPa}$, le module d'Young $E_0 = 210^5 \text{ MPa}$, le coefficient de Poisson $\nu = 0,3$ et la résistance en cisaillement simple $K = 143,2 \text{ MPa}$.

A partir de la Fig.9.2, s'agissant de calculs linéaires, nous ne pouvons pas observer qu'il y a un effet de redistribution des efforts entre les différents éléments, quel que soit le treillis. La seule information qu'il est possible d'affirmer est que le treillis (a) peut atteindre sa limite élastique à une charge de 270 kN grâce à l'élément 6, alors que le treillis (b) ne peut lui l'atteindre qu'à une charge maximum de 153,8 kN.

La Fig.10.3 montre que le treillis redondant (a) peut résister jusqu'à $W=384,5 \text{ kN}$. On remarque que l'élément 6 est défaillant pour $W=341,8 \text{ kN}$ alors que la performance du système est encore assurée. Par contre, le treillis non redondant (b) ne peut résister que jusqu'à $W=192,2 \text{ kN}$, avant d'atteindre sa défaillance totale. Il est possible d'observer également que le treillis (a) maintient sa performance grâce à sa capacité à redistribuer les efforts lorsque l'élément 6 a atteint sa défaillance. On note aussi que la ruine du treillis (a) est observée à $W=384,5 \text{ kN}$ dès l'instant où l'élément 5 est défaillant.

Dans cet exemple, le treillis (a) peut avoir un gain de 100% au niveau de sa performance par rapport au treillis (b) grâce à son élément redondant. Cela exprime également l'importance d'avoir réalisé un calcul non linéaire pour tenir compte de la redistribution des efforts dans un système.

Par conséquent, il faut retenir que la redondance dans un système ne doit pas être considérée seulement au niveau des éléments de la structure mais aussi au niveau de l'ensemble des éléments de la structure. Il est évident que sauf pour des cas simples, le degré d'hyperstaticité ne peut pas être envisagé comme une mesure de la redondance d'un système. Il est en effet important d'étudier la redondance dans les ouvrages en conjonction avec une approche fiabiliste et en intégrant un processus de dégradation pour évaluer son impact sur la redondance.

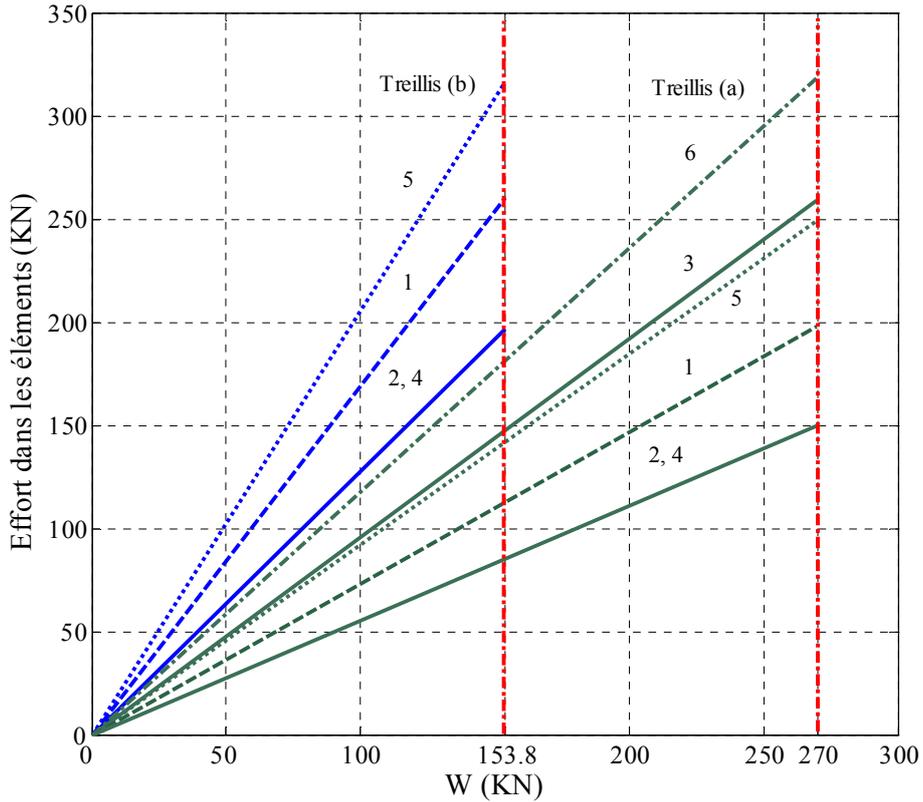


Figure 9.2. Influence d'un élément redondant sur la redistribution des efforts dans le cas des deux treillis (calculs linéaires)

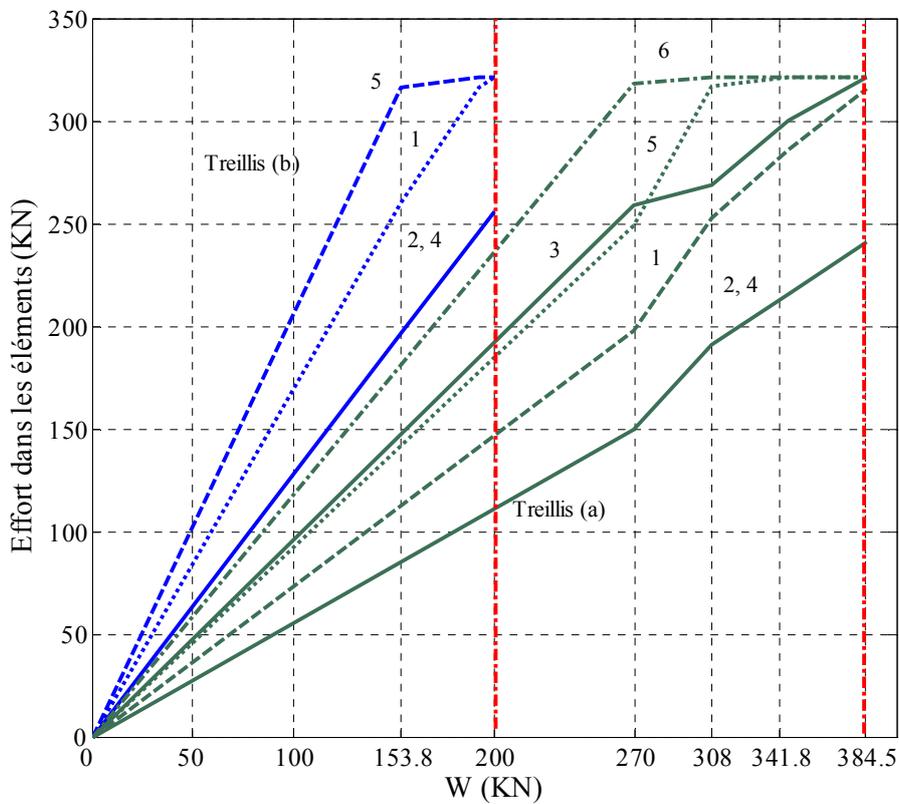


Figure 9.3. Influence d'un élément redondant sur la redistribution des efforts dans le cas des deux treillis (calculs non linéaires)

9.3. Définition de la redondance

Lorsqu'une défaillance dans un élément d'ouvrage est envisagée, il est nécessaire de mettre en place un dispositif de haute surveillance qui va naturellement dépendre du degré de redondance. La redondance est définie ici comme la capacité d'un pont à redistribuer les efforts liées aux charges extérieures sur l'ensemble de ses éléments lorsqu'un de ses éléments est défaillant [Mohammadkhani-Shali, 2007]. Les études menées dans ce cadre ont donc pour objectif d'améliorer les stratégies de la surveillance et la maintenance des ponts vis-à-vis de critères de service.

La redondance dans les structures peut être estimée avec différentes mesures appelées indices de redondance. Ces indices sont interprétés de plusieurs manières dans la littérature [Frangopol, 1987], [Chen, 1996], [Wisniewski, 2006], [Casas, 2007] et [Ghosn, 1998]. L'approche, la plus classique et conventionnelle est de définir le degré de redondance (ou d'hyperstaticité, souvent utilisé dans le cadre des analyses des structures) comme la différence entre le nombre d'inconnues de réaction et le nombre d'équations d'équilibre indépendantes. Le degré de redondance ou d'hyperstaticité est alors donné par :

$$R_1 = F - E \quad (9.1)$$

où F est le nombre d'inconnues de réaction et E est le nombre d'équations d'équilibre indépendantes.

Cette définition s'avère proprement inapplicable dans le cas des ouvrages existants car elle élimine toute prise en compte de l'état et de la performance au cours du temps.

D'autres indices de redondance sont alors donnés dans la littérature :

– **Indice de réserve de redondance :**

$$R_2 = \frac{L_{intact}}{L_{design}} \quad (9.2)$$

où L_{intact} est un multiplicateur de charge lié à la performance de l'ouvrage intact et L_{design} est un multiplicateur de charge lié à la conception (design) de l'ouvrage.

– **Indice de redondance résiduelle :**

$$R_3 = \frac{L_{endommagé}}{L_{intact}} \quad (9.3)$$

– **Indice de redondance de performance :**

$$R_4 = \frac{L_{intact}}{L_{intact} - L_{endommagé}} \quad (9.4)$$

où L_{intact} est un multiplicateur de charge lié à la performance de l'ouvrage intact et $L_{endommagé}$ est un multiplicateur de charge lié à la performance de l'ouvrage endommagé.

En considérant $L_{intact} = \lambda L$ et $L_{endommagé} = \lambda^* L$ (où L est la charge réglementaire appliquée sur l'ouvrage et λ est le multiplicateur de charge) en équation (9.4), R_4 va être défini comme, suit :

$$R_4 = \frac{\lambda}{\lambda - \lambda^*} \quad (9.5)$$

Cet indice de redondance est une réserve de performance entre l'endommagement d'un élément et la performance du système du pont. Il exprime également l'importance des éléments individuels sur la réserve de performance dans les ouvrages endommagés. $R_4 = 1$ montre que le pont endommagé ne peut plus supporter la charge de trafic selon la performance présentée ($\lambda^* = 0$). $R_4 = \infty$ correspond à un ouvrage intact ou bien cela veut dire que l'endommagement n'a aucune influence sur la réserve de performance de l'ouvrage ($\lambda^* = \lambda$).

Ces définitions sont cependant inapplicables dans le cas des ouvrages existants, car ces indices ne prennent pas en compte, d'une part les incertitudes dans l'évaluation des ponts endommagés et d'autre part, l'influence des éléments individuels sur la réserve des ponts endommagés.

En conséquence, afin d'étudier au mieux la redondance dans les ponts, nous avons envisagé d'intégrer un processus de dégradation et d'évaluer son impact sur la redondance dans les ponts en béton armé. L'importance des éléments individuels sur la réserve de performance dans les ponts endommagés est également considérée. Comme les règlements sont peu bavards sur la manière d'apprécier le degré de redondance des ponts existants ainsi que sur la façon de considérer les incertitudes dans l'évaluation des ponts endommagés, la mise en œuvre d'une *approche probabiliste* de l'évaluation, plus rationnelle et efficace de l'indice de redondance est nécessaire.

Quatre indices sont définis pour mesurer la redondance dans les ponts existants. Ces indices représentent d'une part la performance de l'ouvrage endommagé (système) et d'autre part la réserve de performance entre les éléments individuels (composants) et l'ouvrage (système). Cela exprime l'importance des éléments individuels sur la réserve en fiabilité d'un ouvrage complet.

9.3.1. Indices de redondance résiduelle et de robustesse

Le premier indice correspond à la performance résiduelle de l'ouvrage qui représente la performance de l'ouvrage lorsqu'un élément est défaillant. L'*indice de redondance résiduelle* est défini comme suit :

$$I_{\text{Red}} = \frac{\beta_{s,d}}{\beta_{s,i}} \quad (9.6)$$

$\beta_{s,i}$ est l'indice de fiabilité du système initial (ouvrage) obtenu par des calculs non linéaires, et $\beta_{s,d}$ l'indice de fiabilité du système (ouvrage) obtenu par des calculs non linéaires lorsqu'un élément est défaillant.

Notons que $I_{\text{Red}} = 0$ correspondra à un ouvrage endommagé avec une probabilité de défaillance de 50% ($I_{\text{Red}} = -\infty$ correspondant à un ouvrage endommagé avec une probabilité de défaillance de 100%), et $I_{\text{Red}} = 1$ correspond à un ouvrage intact. L'indice de redondance résiduel indique le pourcentage de la charge du trafic qui peut être supporté, vis-à-vis des critères de service, par le pont lorsque l'un de ses éléments est défaillant. Cet indice peut intervenir comme une alerte et peut être utilisé pour améliorer les stratégies de surveillance et de maintenance des ponts existants. Il est donc souhaitable de définir un indice cible de performance pour cette opération.

Le deuxième indice correspond à la performance de l'ouvrage qui est en fait la robustesse du pont lorsqu'un élément est défaillant. L'*indice de robustesse* est donc défini comme suit :

$$\beta_{\text{Rob}} = \frac{\beta_{s,i}}{\beta_{s,i} - \beta_{s,d}} \quad (9.7)$$

Notons que $\beta_{\text{Rob}} = 1$ correspond à un ouvrage endommagé à 50%, $\beta_{\text{Rob}} = 0$ correspondant à un ouvrage endommagé à 100% et $\beta_{\text{Rob}} = \infty$ correspond à un ouvrage intact. Cet indice peut également être appliqué pour étudier la performance d'un réseau comprenant plusieurs ponts dans lequel la perte de performance d'un pont peut entraîner la perte de performance de l'ensemble du réseau. Il s'agit donc de définir l'indice β_{Rob} pour tous les ponts constituant le réseau et de le comparer avec un indice cible pertinent. Cette étude est susceptible d'améliorer les stratégies d'inspection des ponts existants dans un réseau.

9.3.2. Indices de fiabilité relative et de réserve locale

Le premier indice correspond au taux de réserve du système. Afin d'obtenir l'indice de redondance minimum nécessaire, des calculs en fiabilité sont également effectués. L'*indice de fiabilité relative* est

défini comme la réserve minimum du système du pont. Ce dernier est une différence entre l'indice de fiabilité du pont endommagé (système) et l'indice de fiabilité de son élément le plus critique. Notons qu'afin d'obtenir l'indice de fiabilité du système formé par l'ouvrage, des calculs non linéaires sont nécessaires. En revanche, pour obtenir l'indice de fiabilité dans l'élément le plus défavorable, les analyses élastiques linéaires sur le système global (ouvrage) sont menées. Cet indice est donné par :

$$\Delta\beta_{\text{Res}} = \beta_{s,d_nl} - \beta_{m,c_l} \quad (9.8)$$

β_{s,d_nl} est l'indice de fiabilité du système lorsqu'un élément est défaillant, en faisant des calculs non linéaires, β_{m,c_l} l'indice de fiabilité de l'élément critique en faisant des calculs linéaires.

Remarquons que la valeur de l'indice de fiabilité relative $\Delta\beta_{\text{Res}}$, pour un ouvrage intègre (non endommagé) peut varier entre -0,20 et 0,70. La valeur négative de cette marge vient du fait que l'ouvrage, en considérant un comportement non linéaire, va dépasser l'état limite de service bien avant que son premier élément ne l'atteigne.

La valeur de cet indice pour un pont endommagé varie entre -5,00 et -1,15. Les marges présentées dans ce paragraphe ne sont pas une référence globale pour tous les ouvrages, car elles peuvent varier en fonction du type d'ouvrage, du nombre de poutres et de travées, de la largeur, de la longueur et de la géométrie [Ghosn, 1998].

Le deuxième indice correspond à la réserve locale dans les éléments principaux de l'ouvrage (poutres) lorsqu'un élément est défaillant :

$$\beta_{\text{Res}} = \frac{\beta_{m,nl}}{\beta_{m,l}} \quad (9.9)$$

$\beta_{m,nl}$ est l'indice de fiabilité de l'élément le plus critique, en faisant des calculs non linéaires, $\beta_{m,l}$ l'indice de fiabilité de l'élément le plus critique, en faisant des calculs linéaires.

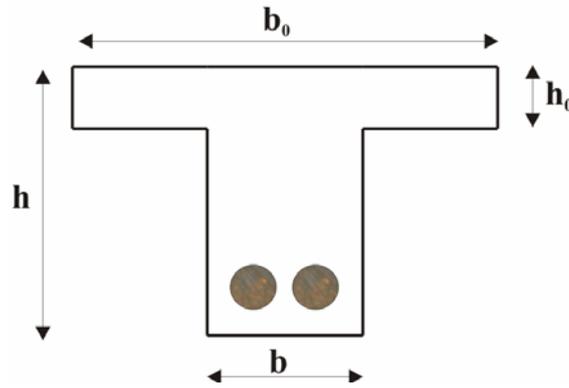
Notons que la valeur de l'**indice de réserve locale** est $\beta_{\text{Res}} \leq 1$. L'indice de réserve locale indique le pourcentage de la charge du trafic qui peut être supporté par les différents éléments du pont lorsqu'il y a un dysfonctionnement. Il s'agit donc d'assurer le bon fonctionnement de tous les éléments du pont endommagé en définissant un indice cible. Ce dernier peut être appliqué pour mieux identifier quel élément ou groupe d'éléments est le plus critique. Cet indice peut être utilisé pour améliorer les stratégies de surveillance.

9.4. Caractéristiques et dimensionnement d'un pont en béton armé

Dans ce paragraphe, un des ponts en béton armé, parmi ceux de la région Alsace a été considéré. Le Tab.9.1 illustre les caractéristiques structurales et géométriques de cet ouvrage. Les caractéristiques géométriques de la section en T des poutres et des entretoises de ce pont sont présentées dans la Fig.9.4 et les Tab.9.2 et Tab.9.3. L'enrobage en béton prévu autour des barres d'acier est de 4 cm, valeur souvent retrouvée dans les ponts en béton armé existants de cette région [Silva, 2004].

Caractéristiques structurales			Caractéristiques géométriques		
Nombre de poutres	Nombre d'entretoises	Nombre de travées	Nombre de voies	Largeur du pont (m)	Longueur du pont (m)
5	5	1	2	10	30

Tableau 9.1. Caractéristiques générales du pont


Figure 9.4. Section en T des poutres et des entretoises

A_s^* (cm ²)	h (cm)	b (cm)	h_0 (cm)	b_0 (cm)
203,06	125	50	10	200

* Aire de section de l'acier

Tableau 9.2. Caractéristiques géométriques de la section en T des poutres

A_s^* (cm ²)	h (cm)	b (cm)	h_0 (cm)	b_0 (cm)
25	120	40	10	200

* Aire de section de l'acier

Tableau 9.3. Caractéristiques géométriques de la section des entretoises

Afin de simplifier la modélisation au sein du code de calcul aux éléments finis, des éléments de poutres multifibres, intégrés dans le code de calcul CESAR-LCPC©, sont utilisés. Les poutres et les entretoises sont modélisées avec 100 éléments multifibres. Ces éléments sont constitués de 8 groupes de caractéristiques géométriques différentes selon le plan de ferrailage. Chaque élément est constitué de 40 fibres dont 38 en béton et deux en acier. Afin de modéliser la dalle, 486 éléments volumiques tridimensionnels à 8 nœuds sont utilisés. Le comportement du béton dans les poutres, les entretoises et la dalle est modélisé par une loi élastoplastique de Willam-Warnke à 3 paramètres. Les valeurs des paramètres du modèle du béton sont présentées dans le Tab.9.4.

Paramètre	Valeur
Module d'Young	$E = 3,2 \cdot 10^4$ MPa
Coefficient de Poisson	$\nu = 0,20$
Résistance en compression	$f_c = 30,0$ MPa
Résistance en traction	$f_t = 2,9$ MPa
Résistance en compression biaxiale	$f_{bc} = 34,5$ MPa
Paramètre définissant le seuil de plasticité initial du béton	$Z_0 = 0,75$
Paramètre définissant le seuil de plasticité ultime du béton	$Z_u = 1,00$
Facteur exponentiel d'écrouissage	$k = 0$

Tableau 9.4. Caractéristiques des paramètres du modèle élastoplastique du béton

Pour l'acier des poutres et des entretoises, une loi élastoplastique uniaxiale de Von-Mises est utilisée. Les valeurs utilisées pour les paramètres de cette loi sont la résistance en traction simple $\sigma_y = 400$ MPa, le module d'Young $E_s = 2,0 \times 10^5$ MPa, le coefficient de Poisson $\nu = 0,3$ et la résistance en cisaillement simple $K = 230,94$ MPa.

9.4.1 Chargement

Ce pont est soumis aux charges permanentes dues à son poids propre et aux charges d'exploitations imposées sur la chaussée. Dans le règlement français [*Fasc., 1971*], quatre systèmes de charge d'exploitation peuvent être disposés sur les chaussées des ponts: le système de charges *A* (système de charge uniformément répartie), le système de charges *B* (système de charges localisées qui comprend trois systèmes distinctes, B_c , B_r et B_l), le système de charges militaires représentées par les convois M_c80 et M_c120 et les systèmes de charges exceptionnelles. Dans ce paragraphe, afin de mettre en évidence la disposition la plus défavorable des camions sur la chaussée du pont, le système des charges B_c est retenu. Ce système se compose de camions types. Un camion type du système B_c comporte trois essieux, ayant des roues simples munies de pneumatiques, et répondant aux caractéristiques suivantes : une masse totale de 30 t, une masse portée par chacun des essieux arrière de 12 t, une masse portée par l'essieu avant de 6 t, une longueur d'encombrement de 10,50 m, une largeur d'encombrement de 2,50 m, une distance entre essieux arrière de 1,50 m, une distance de l'essieu avant au premier essieu arrière de 4,50 m et une distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu, de 2 m. Autant de camions que la chaussée comporte de voies de circulation sont généralement disposés sur la chaussée du pont. Ces camions sont placés dans la situation la plus défavorable.

Afin de localiser le chargement le plus défavorable, nous disposons deux camions du type B_c selon deux façons différentes. Dans un premier temps, les deux camions sont localisés côte à côte sur la largeur du pont (Fig.9.5). Dans cette figure, la distance entre les deux camions c varie, entre 0,5 et 3,5 m et la distance d varie, entre 0 et 19,5 m, selon la disposition des camions [*Mohammadkhani, 2007*].

Dans un deuxième temps, deux camions sont placés l'un après l'autre selon l'axe du pont. Il est possible de remarquer que les deux camions sont orientés dans le même sens (Fig.9.6). Sur cette figure, la distance longitudinale entre les deux camions a varie, entre 4,5 et 9,0 m et la distance b varie, entre 0 et 5,5 m.

Finalement, après une dizaine de dispositions différentes pour les camions en faisant varier les distances a , b , c et d des Fig.9.5 et Fig.9.6, la disposition du chargement le plus défavorable est obtenue à la Fig.9.7. Dans cette configuration, $c=0,5$ m et $d=13,5$ m.

9.4.2. Modèle probabiliste

Les variables considérées comme aléatoires sont respectivement les modules d'élasticité du béton et de l'acier qui sont modélisés par des lois normales, la résistance limite d'élasticité de l'acier, la résistance en compression et en traction du béton qui sont modélisées par des loi lognormales (Tab.9.5). Toutes les variables sont indépendantes. La charge des deux camions du type B_c est considérée comme variable déterministe.

Paramètres	Loi de distribution	Moyenne	CdV*
E_c	Normale	$3,2 \cdot 10^4$ MPa	0,15
E_s	Normale	$2,0 \cdot 10^5$ MPa	0,005
F_y	Log-normale	400 MPa	0,01
f_c	Log-normale	30,0 MPa	0,15
f_t	Log-normale	2,9 MPa	0,15
*Coefficient de variation			

Tableau 9.5. Caractéristiques des variables aléatoires

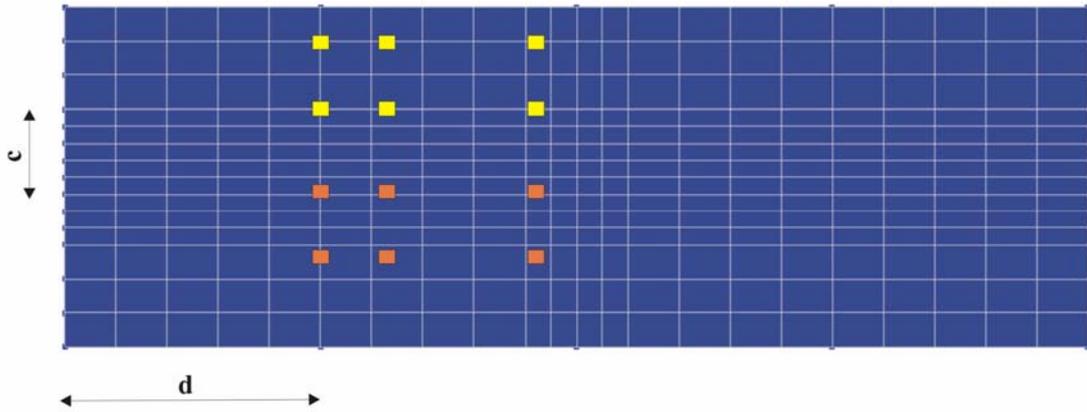


Figure 9.5. Système deux camions B_c positionnés transversalement

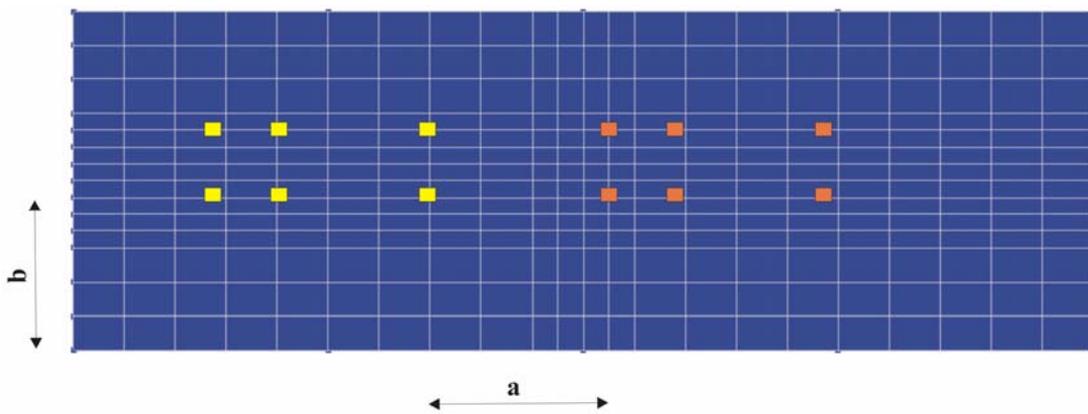


Figure 9.6. Système deux camions B_c positionnés longitudinalement

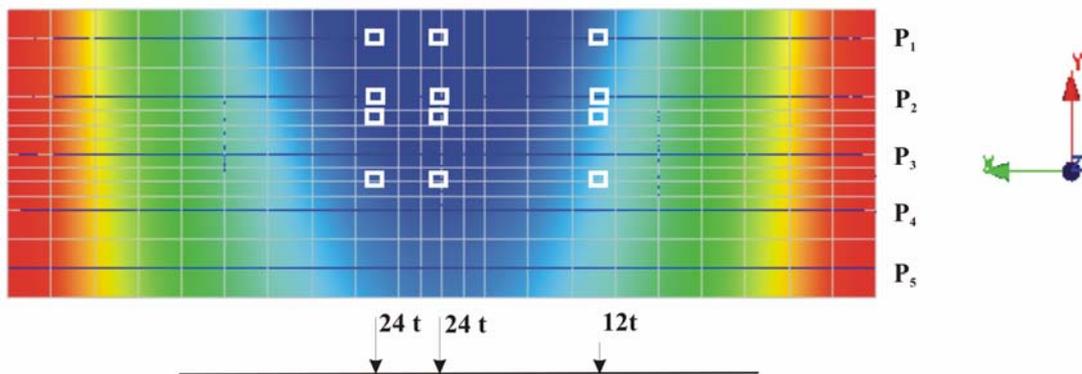


Figure 9.7. Disposition de la charge la plus défavorable

Les processus d'évaluation d'un pont en béton armé sont d'une importance cruciale pour le maintenir dans des conditions d'aptitude au service et de sécurité acceptables. Par ailleurs, la redondance est une réserve entre la performance du système et la performance des éléments individuels du pont. Les états limites de service sont donc considérés d'une part au niveau de l'ouvrage et d'autre part au niveau des poutres à mi-travée :

$$g(E_s, E_c, F_y, f_c, f_t) = \delta_y - \max_{i=1}^{23} (\delta_i(E_s, E_c, F_y, f_c, f_t)) = 0 \quad (9.10)$$

$$g(E_s, E_c, F_y, f_c, f_t) = \delta_y - \delta_i(E_s, E_c, F_y, f_c, f_t) = 0 \quad (9.11)$$

où δ_y est la déformation maximum ($L/300=10\text{cm}$), et δ_i est la déformation verticale dans chaque élément.

9.4.3. Identification d'éléments les plus critiques

Une étude déterministe est menée ici pour mieux identifier quel élément ou groupe d'éléments est le plus critique. Cette stratégie peut être appliquée dans le cas de ponts existants pour prendre des décisions pertinentes afin de savoir dans quelle partie du pont, un endommagement va conduire à des conséquences majeures sur le comportement global de l'ouvrage.

Il est possible également d'identifier quel élément peut avoir une influence plus ou moins importante sur l'efficacité de la redondance des ponts, ce qui nous intéresse ici. Pour cela nous définissons un multiplicateur de charge (LF_d). Il s'agit d'un multiplicateur de charge des camions de type B_c qui peut être obtenu par des calculs non linéaires sur le modèle aux éléments finis du pont intact ou endommagé. Ce multiplicateur LF_d est incrémenté jusqu'à ce que chaque élément dépasse l'état limite de service.

Pour un multiplicateur de charge, $LF_d=2,5$ appliqué au pont intact, la déformation maximum sur la poutre P_1 à mi-travée du pont dépasse δ_y (déformation limite) considérée dans l'équation 9.11. Cela conduit à redistribuer des efforts sur les autres poutres. La déformation maximum dans les poutres P_2 , P_3 , P_4 et P_5 à mi-travée du pont dépassent δ_y pour les multiplicateurs de charge $LF_d=2,9$, $LF_d=3,4$, $LF_d=4,0$ et $LF_d=4,85$. Il est évident que l'élément le plus critique dans ce pont est bien la poutre P_1 à mi-portée.

9.5. Endommagement et redondance

Afin de prendre en compte l'influence de l'endommagement sur la redondance des ponts, il est nécessaire de définir d'abord les différents scénarios d'endommagement. Car au fur à mesure que les événements physiques se succèdent et agissent sur les ponts, la performance de ces derniers à les supporter diminue et le dommage subi augmente. Le dommage ou le niveau d'endommagement est un nombre qui caractérise le degré d'avancement de la dégradation qui précède une défaillance. Un niveau d'endommagement peut être relié directement à des propriétés physiques parce que l'endommagement est caractérisé par des modifications en principe observables: les déformations, la dégradation des surfaces, les microfissures, la corrosion, le vieillissement par relaxation, etc. tous ces phénomènes sont observables mais, parfois ils sont difficiles à mettre en évidence et ne permettent pas toujours de définir aisément un dommage. Afin donc de mieux considérer l'endommagement et son impact sur la redondance des ponts, trois scénarios sont pris en compte ici.

9.5.1. Premier scénario d'endommagement et impact sur la redondance du pont

Dans le premier scénario d'endommagement, une dégradation est supposée dans la section de l'acier passif, $S_{a,d}$ et la section du béton, $S_{b,d}$ comme illustré dans la Fig.9.8. Cet endommagement est supposé dans la poutre P_1 à mi-travée. Afin de considérer l'évolution de l'endommagement, cinq catégories sont considérées pour le premier scénario d'endommagement :

- élément « intact » : Aucune diminution
- endommagement « léger » d'un élément : Une diminution de 25% sur l'aire de $S_{a,d}$ et $S_{b,d}$
- endommagement « modéré » d'un élément : Une diminution de 50% sur l'aire de $S_{a,d}$ et $S_{b,d}$
- endommagement « sévère » d'un élément : Une diminution de 75% sur l'aire de $S_{a,d}$ et $S_{b,d}$
- endommagement « total » d'un élément : Une diminution de 100% sur l'aire de $S_{a,d}$ et $S_{b,d}$

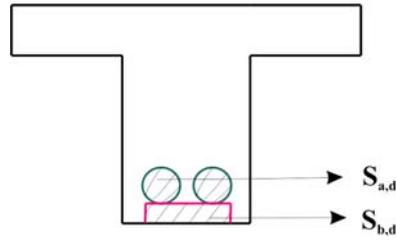


Figure 9.8. Sections endommagées dans la poutre P_1 à mi-travée

Les surfaces de réponse du type linéaire sont ici utilisées, l'algorithme convergeant après 6 itérations, soit 72 appels au code de calcul CESAR-LCPC© et pour une tolérance de convergence de 10^{-3} . L'influence de l'évolution de l'endommagement de la poutre P_1 à mi-portée sur l'indice de fiabilité est montrée dans la Fig.9.9. Ces résultats montrent que l'indice de fiabilité du pont diminue avec l'évolution de l'endommagement. L'indice de fiabilité correspondant aux cinq poutres est également illustré dans la Fig.9.10. Cette figure montre que l'indice de fiabilité diminue dans les cinq poutres en considérant une évolution de l'endommagement dans la poutre P_1 . Cette influence est plus marquée dans les poutres P_1 , P_2 et P_3 . En revanche, il n'y a aucune influence sur la poutre P_5 et on ne note aucun effet de la redistribution des efforts sur cette poutre.

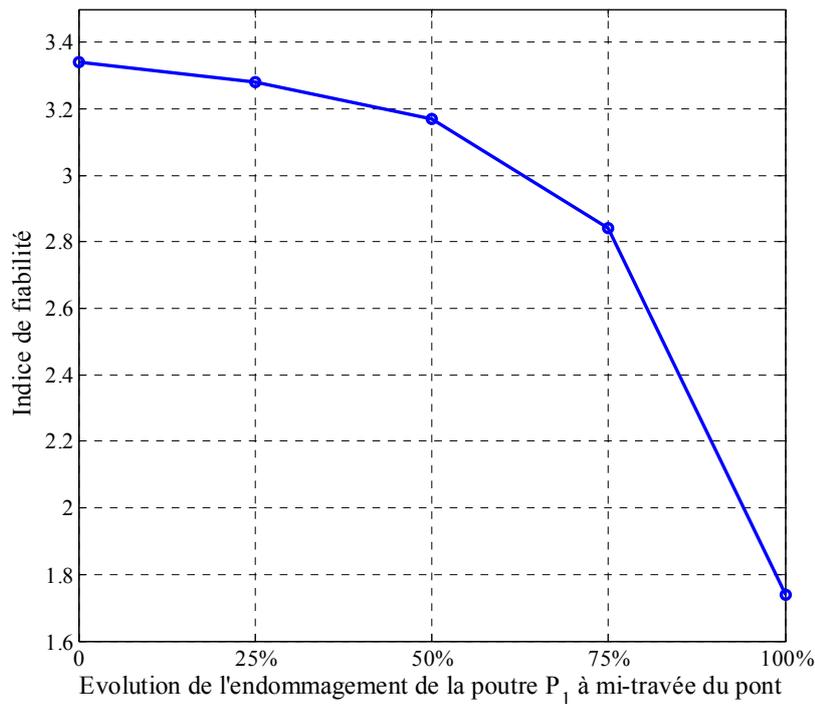


Figure 9.9. Influence de la dégradation sur l'indice de fiabilité du pont

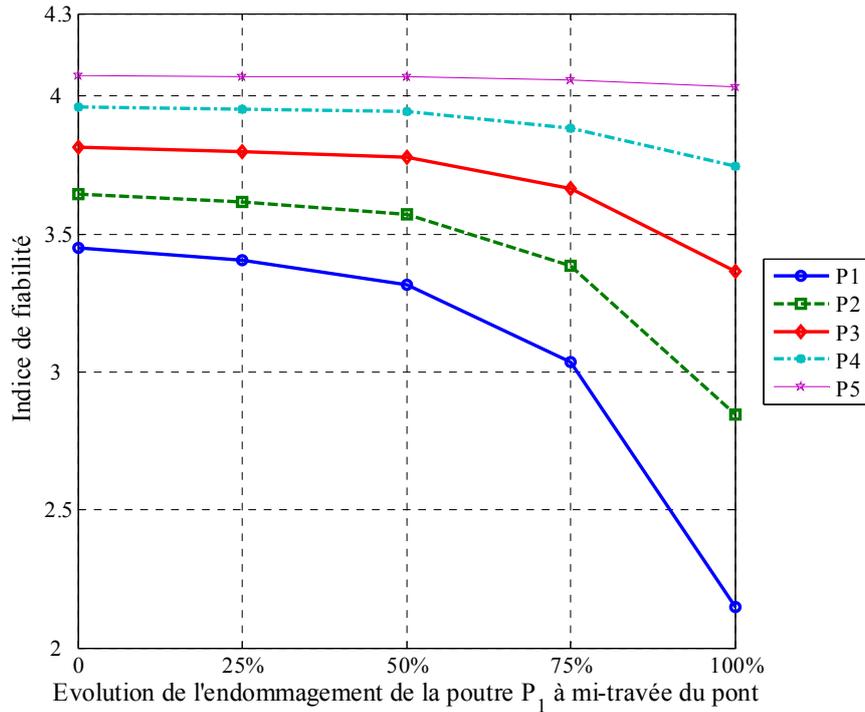


Figure 9.10. Influence de la dégradation sur l'indice de fiabilité des poutres

L'influence de la dégradation de la poutre P_1 sur l'indice de redondance résiduel et sur l'indice de redondance de performance est calculée en utilisant les équations (9.6) et (9.7). Les résultats obtenus sont illustrés dans le Tab.9.6 et dans les Fig.9.11 et Fig.9.12. En absence de dégradation, $\beta_{s,d} = \beta_{s,i}$ et par conséquent $I_{Red}=1$ et $\beta_{Red}=\infty$.

Les résultats obtenus montrent que les deux indices de redondance diminuent, à l'opposé de l'endommagement dans la section de l'acier passif $S_{a,d}$ et la section du béton $S_{b,d}$ en poutre P_1 qui continue à évoluer. Il s'agit d'une diminution de la performance du pont. Cependant il est possible d'observer que dans le cas d'un endommagement total des deux sections ($S_{a,d}$ et $S_{b,d}$), le pont peut encore supporter environ 52% de la charge des camions avant de dépasser son critère d'aptitude au service.

	Etat de l'endommagement				
	Initial	25%	50%	75%	100%
Indice de redondance résiduelle du système (I_{Red})	1,00	0,9827	0,9505	0,8521	0,5216
Indice de robustesse (β_{Rob})	∞	57,7794	20,1930	6,7515	2,0871

Tableau 9.6. Influence de la dégradation de la poutre P_1 sur les indices de redondance du système du pont

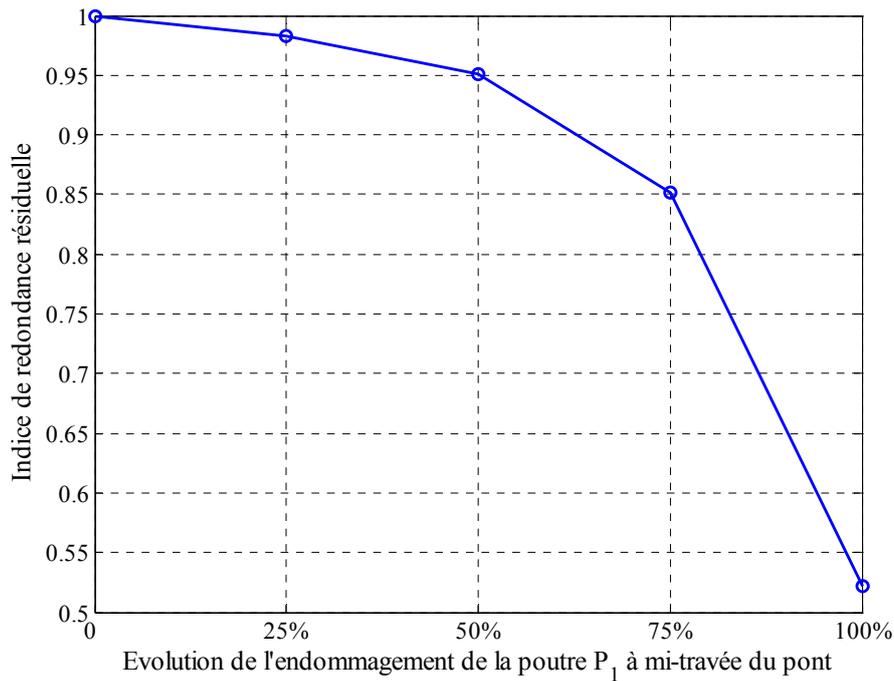


Figure 9.11. Influence de la dégradation sur l'indice de redondance résiduelle du pont

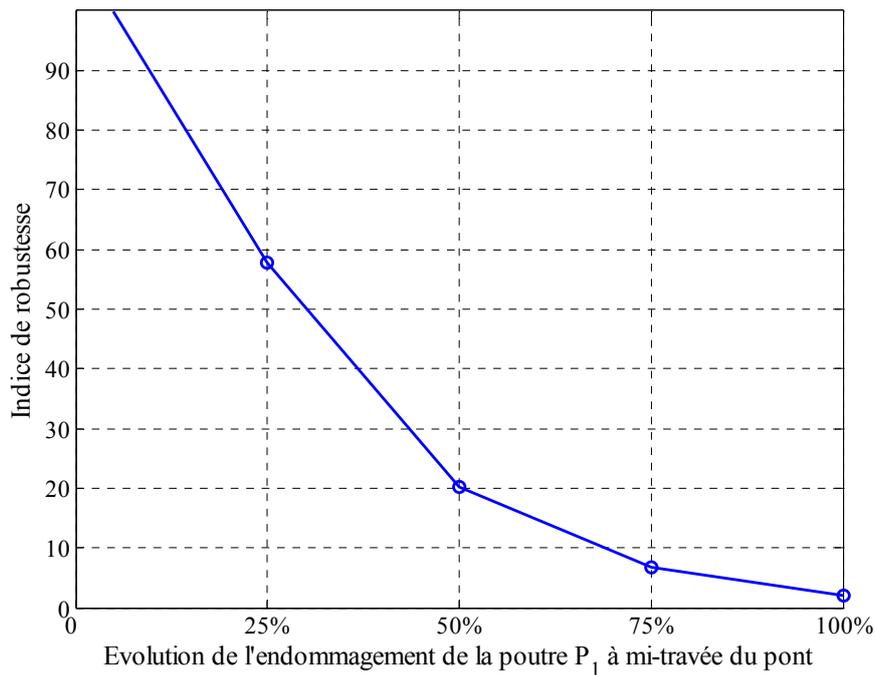


Figure 9.12. Influence de la dégradation sur l'indice de redondance de la performance du pont

L'influence de la dégradation de la poutre P_1 sur l'indice de réserve de redondance du pont est calculée en utilisant les équations (9.8) et (9.9). La Fig.9.13 présente les résultats obtenus pour l'indice de fiabilité relative de l'ouvrage. Cet indice, $\Delta\beta_{Res} = 0,1512$ pour l'état intact (non endommagé) du pont, varie entre -1,2549 et 0,1512 pour le pont endommagé selon les différentes catégories d'endommagement. Ces valeurs sont bien dans les marges mentionnées précédemment. Il est donc

possible de noter qu'en considérant ce type d'endommagement sur la poutre P_1 , ce pont peut continuer encore à supporter la charge des camions en assurant son aptitude au service.

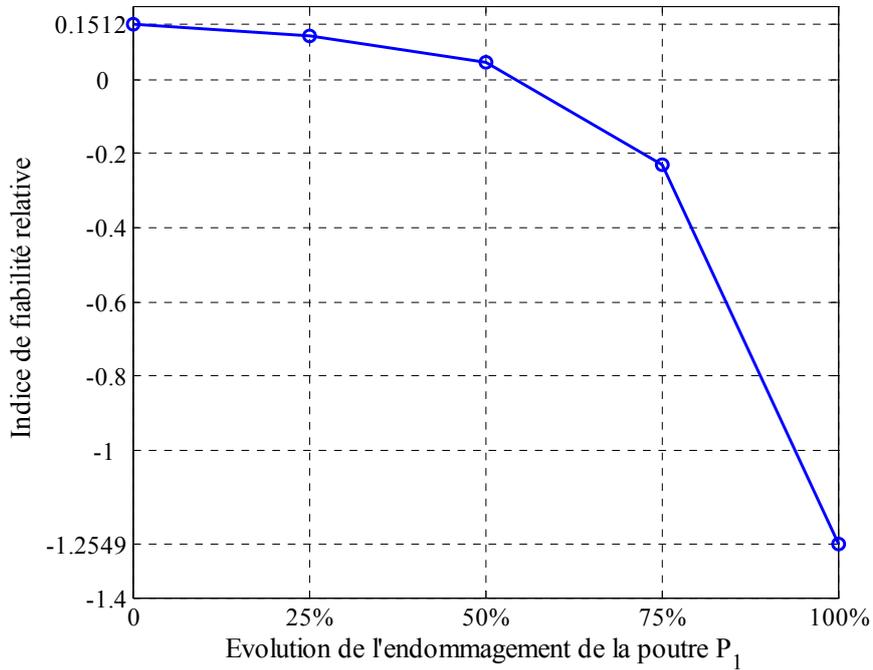


Figure 9.13. Influence de la dégradation sur l'indice de fiabilité relative de l'ouvrage

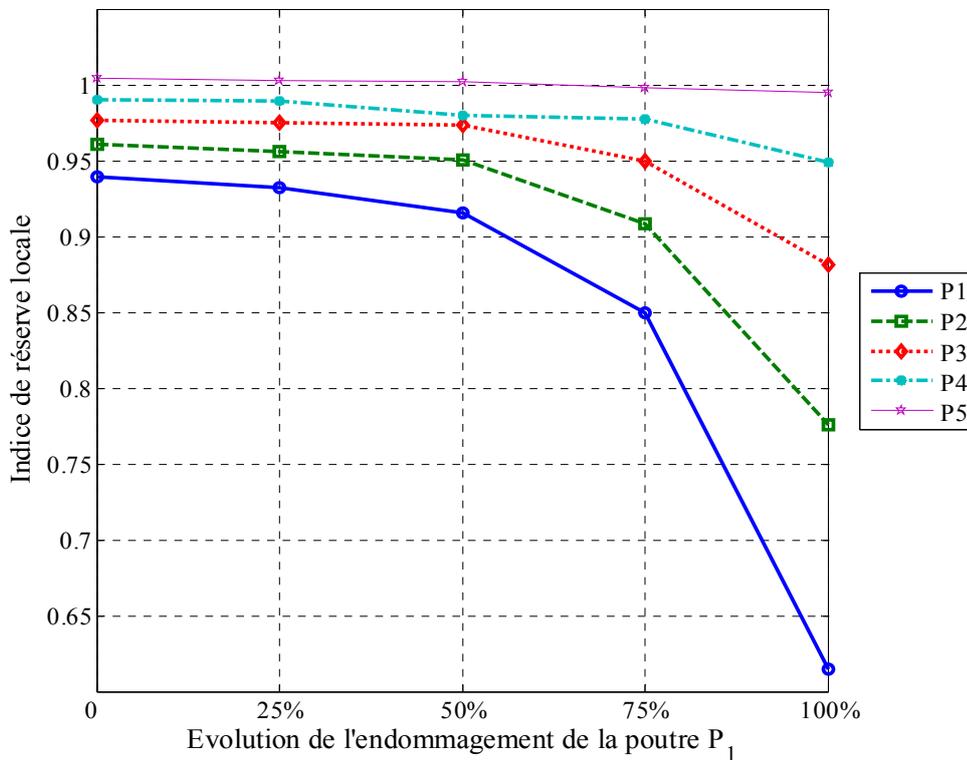


Figure 9.14. Influence de la dégradation sur l'indice de réserve locale de chaque poutre

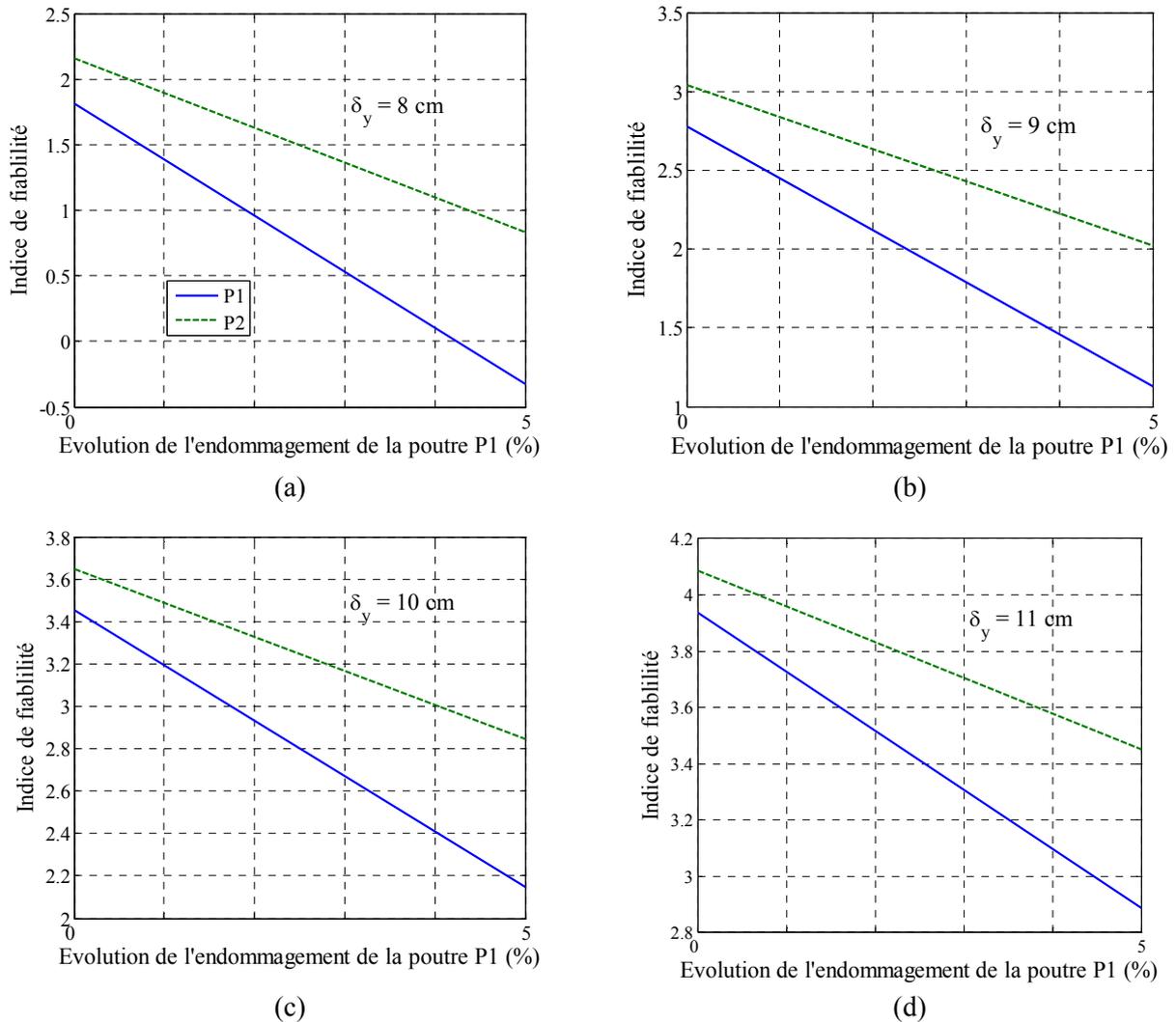


Figure 9.15. Influence de l'endommagement sur l'indice de fiabilité des poutres P_1 et P_2 en considérant diverses déformations limites

La Fig.9.14 illustre l'indice de réserve locale dans chaque poutre. Cet indice montre l'efficacité de redistribution des efforts entre les poutres. Nous observons que la redistribution des efforts entre les poutres P_1 et P_2 a été effectuée avant d'avoir considéré l'endommagement dans les deux sections ($S_{a,d}$ et $S_{b,d}$) de P_1 . Cela veut dire que la charge des camions est tout de suite distribuée sur les deux poutres P_1 et P_2 , une fois qu'elle est appliquée sur la chaussée. Cela est normal dans la mesure où les deux poutres sont directement sous la charge des camions. Par conséquent, elles sont les poutres les plus critiques (voir paragraphe 9.4.3). Il est possible d'observer également une redistribution des efforts pour les poutres P_3 et P_4 en considérant respectivement 50% et 75% de l'endommagement dans les sections $S_{a,d}$ et $S_{b,d}$ de la poutre P_1 . Nous constatons qu'il y a aucun effet de redistribution des efforts sur la poutre P_5 .

Comme précisé dans le paragraphe précédent, la redistribution des efforts entre les poutres P_1 et P_2 est effectuée avant la présence d'un endommagement dans la poutre P_1 . Ce résultat a été obtenu pour une déformation limite égale à $\delta_y=L/300 = 10\text{cm}$. Nous nous sommes intéressés à mettre l'impact sur les résultats de cette déformation limite par une étude de sensibilité. Pour ce faire, quatre valeurs distinctes pour la déformation limite sont considérées. Les valeurs retenues sont $\delta_y=L/375 = 8\text{cm}$, $\delta_y=L/333 = 9\text{cm}$, $\delta_y=L/300 = 10\text{cm}$ et $\delta_y=L/270 = 11\text{cm}$. Les résultats obtenus pour l'indice de fiabilité sur les poutres P_1 et P_2 en fonction de l'endommagement sont illustrés dans les Fig.9.15a-d.

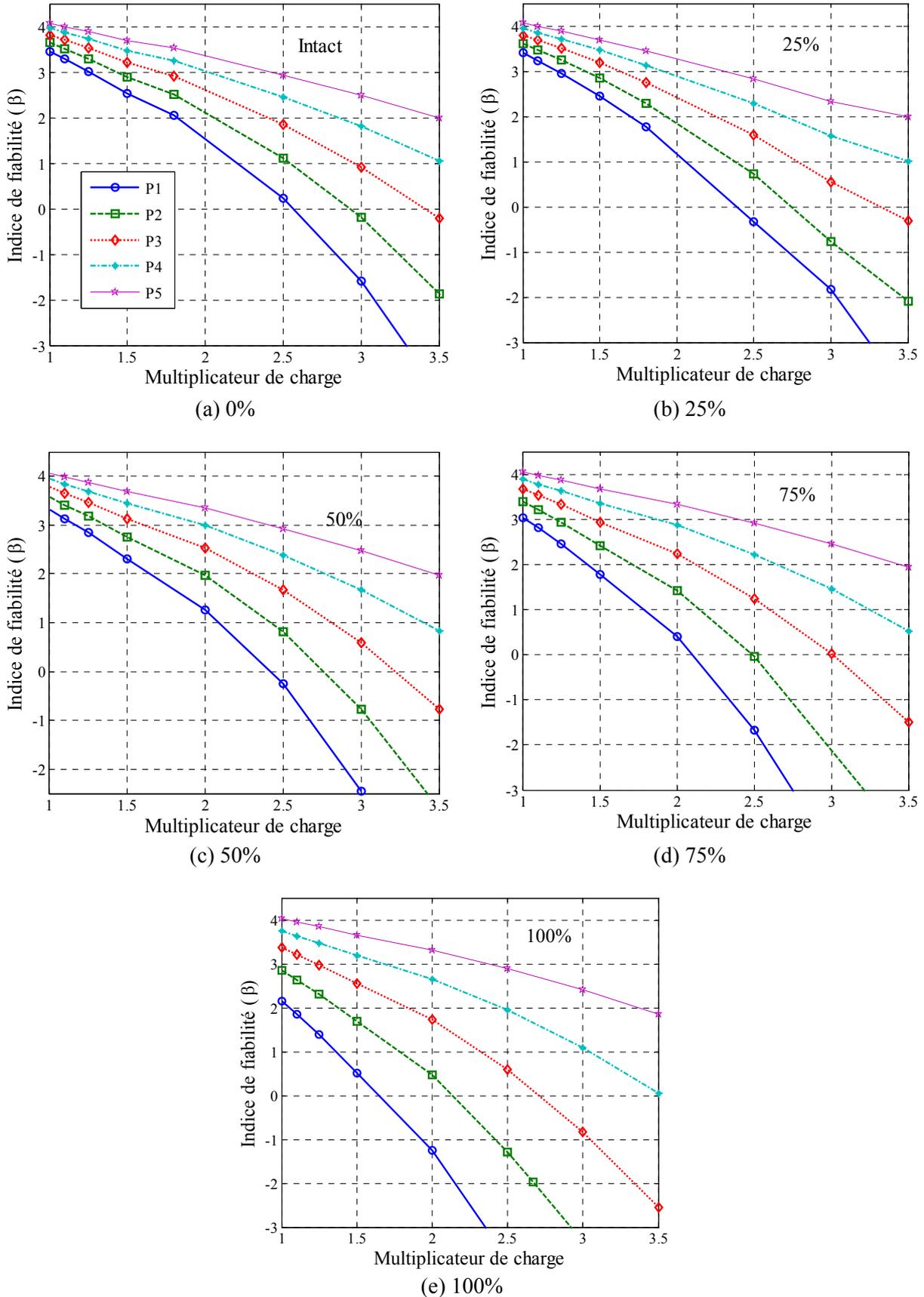


Figure 9.16. Influence du multiplicateur de charge sur l'indice de fiabilité des poutres dans le cas d'un endommagement progressif

Afin de détailler l'évolution de l'indice de fiabilité sur chacune des deux poutres, nous avons considéré l'endommagement sur la poutre P_1 jusqu'à 5%. On remarque que dans les quatre cas, l'indice de fiabilité diminue avec l'évolution de l'endommagement. Par ailleurs, aucun effet de redistribution des efforts entre les deux poutres n'est observé. Cela nous permet de confirmer que la redistribution des efforts entre les poutres P_1 et P_2 apparaît bien avant le début de l'endommagement et que la déformation limite n'a pas une grande influence sur la redistribution des efforts entre ces deux poutres.

Les Fig.9.16a-e présentent l'influence du multiplicateur de charge (LF_d) sur l'indice de fiabilité de chaque poutre. Ces figures représentent les différentes catégories d'endommagement sur la poutre P_1 . Il s'agit donc d'augmenter la charge des deux camions de type B_c et de vérifier son impact sur l'évolution de l'indice de fiabilité pour chaque poutre. Il apparaît que l'indice de fiabilité de chaque poutre diminue avec le multiplicateur de charge (LF_d) et l'écart entre les courbes des différentes poutres augmente avec l'évolution de l'endommagement de la poutre P_1 .

Il est possible d'identifier également que l'effet combiné du multiplicateur de charge et de l'endommagement sur l'indice de fiabilité est plus marqué sur les poutres P_1, P_2 et P_3 . En revanche, cet effet est moins sensible sur les poutres P_4 et P_5 . Les Fig.9.17a-b donnent un aperçu de cet effet dans les poutres P_1 et P_5 .

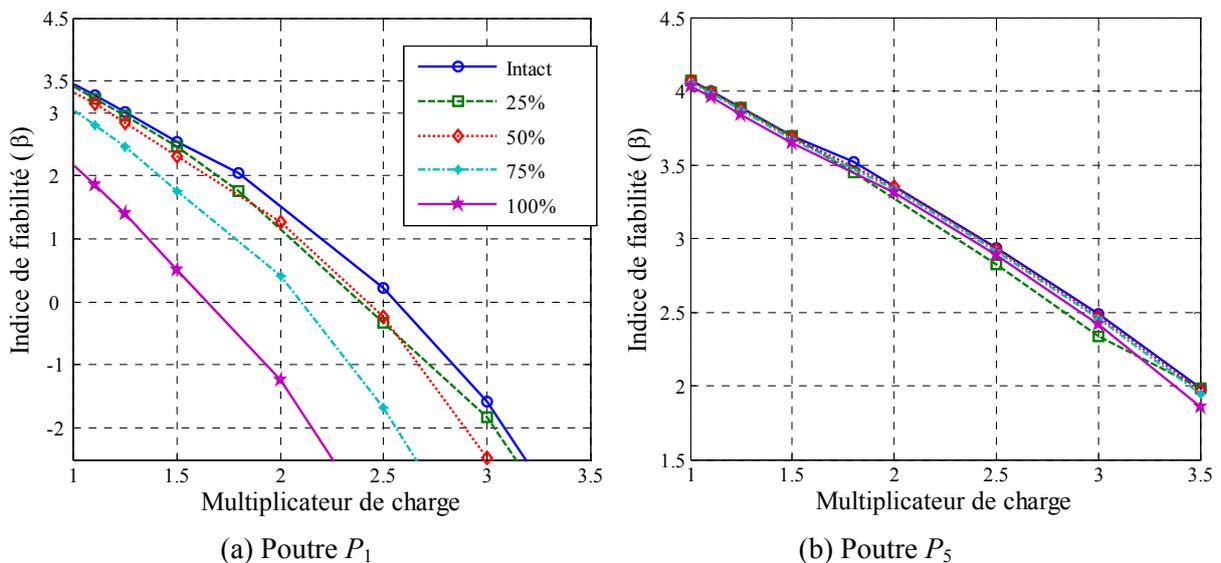


Figure 9.17. Influence de l'effet combiné du multiplicateur de charge et de l'endommagement sur l'indice de fiabilité de deux poutres

	Etat de l'endommagement	
	Initial	100%
Indice de fiabilité de la poutre P_1	3,452	2,148
Indice de fiabilité de la poutre P_5	4,073	4,034

Tableau 9.7. Influence de l'endommagement sur l'indice de fiabilité des poutres P_1 et P_2 avec un multiplicateur de charge $LF_d=1$

Prenons deux cas extrêmes dans les Fig.9.17a-b. Il s'agit de comparer les indices de fiabilité des poutres P_1 et P_5 pour l'état d'endommagement initial et pour celui de l'endommagement total (100%) des deux sections ($S_{a,d}$ et $S_{b,d}$) sur P_1 . Les résultats obtenus correspondant aux multiplicateurs de charge $LF_d=1$ et $LF_d=2,5$ sont présentés dans les Tab.9.7 et Tab.9.8.

	Etat de l'endommagement	
	Initial	100%
Indice de fiabilité de la poutre P_1	0,222	-3,714
Indice de fiabilité de la poutre P_5	2,937	2,886

Tableau 9.8. Influence de l'endommagement sur l'indice de fiabilité des poutres P_1 et P_2 avec un multiplicateur de charge $LF_d=2,5$

9.5.2. Deuxième scénario d'endommagement et son impact sur la redondance du pont

Le deuxième scénario d'endommagement consiste à supposer une dégradation plus importante par rapport à celle présentée dans le paragraphe 9.5.1. Il s'agit en fait de considérer une dégradation dans la section entière de la poutre P_1 à mi-portée. Une évolution de l'endommagement est également considérée dans ce scénario d'endommagement. Pour cela, quatre catégories sont envisagées comme illustrée sur les Fig.9.18a-d.

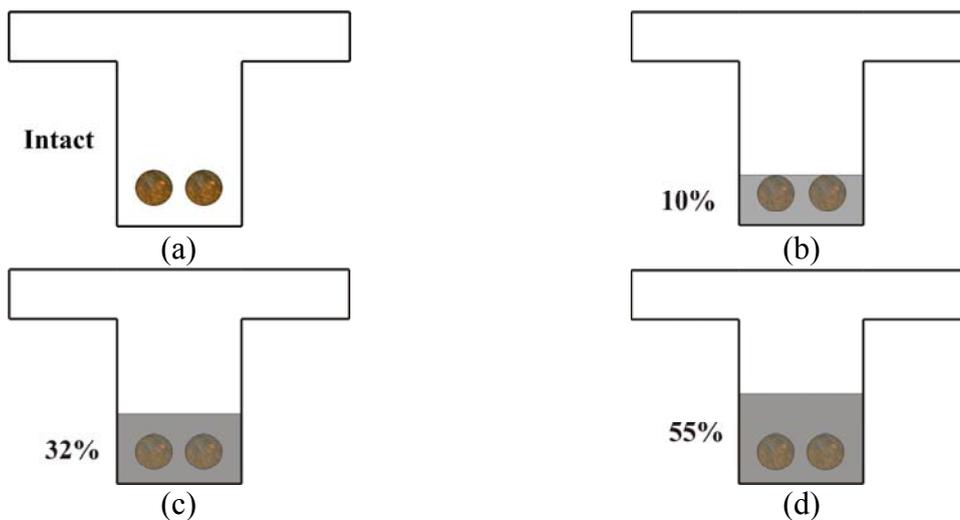


Figure 9.18. Deuxième scénario d'endommagements : cas traités sur la poutre P_1 à mi-travée

L'influence du deuxième scénario d'endommagement sur l'indice de fiabilité du système global du pont ainsi que sur chaque poutre est illustrée sur les Fig.9.19 et Fig.9.20. Les résultats obtenus montrent que l'indice de fiabilité diminue avec l'évolution de l'endommagement de la poutre P_1 à mi-portée. Les poutres P_1 , P_2 et P_3 sont respectivement plus sensibles par rapport aux deux autres. Il est possible d'observer que dans le deuxième scénario d'endommagement, la diminution de l'indice de fiabilité est plus marquée par rapport à celui du premier cas d'endommagement. Cependant, il n'y a toujours pas une grande influence sur la poutre P_5 . Malgré une dégradation plus importante de la poutre P_1 , la redistribution des efforts sur la poutre P_5 n'est toujours pas atteinte.

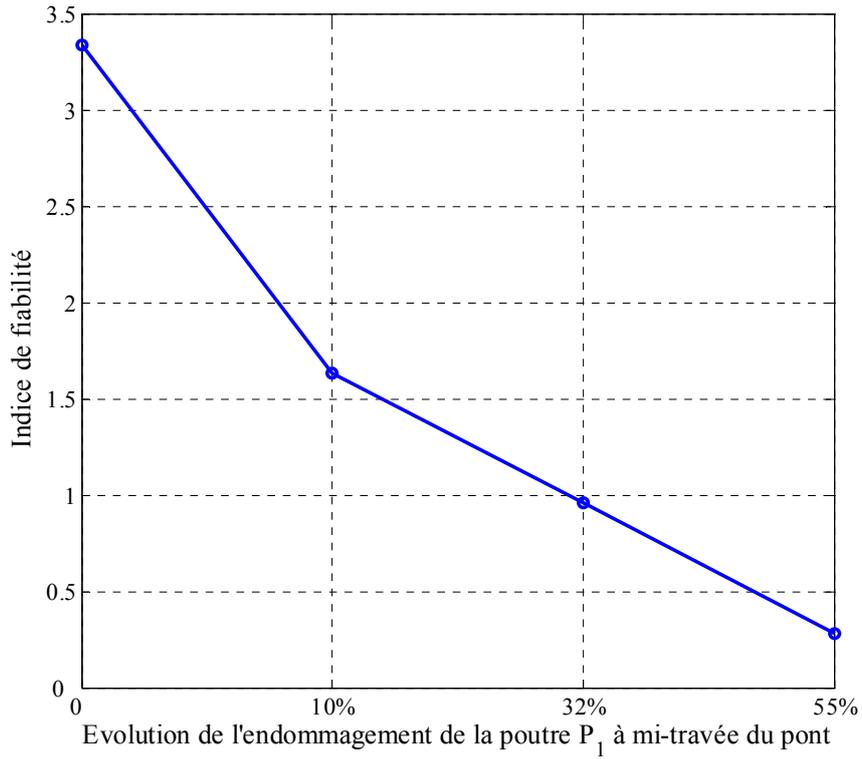


Figure 9.19. Influence de la dégradation sur l'indice de fiabilité du pont

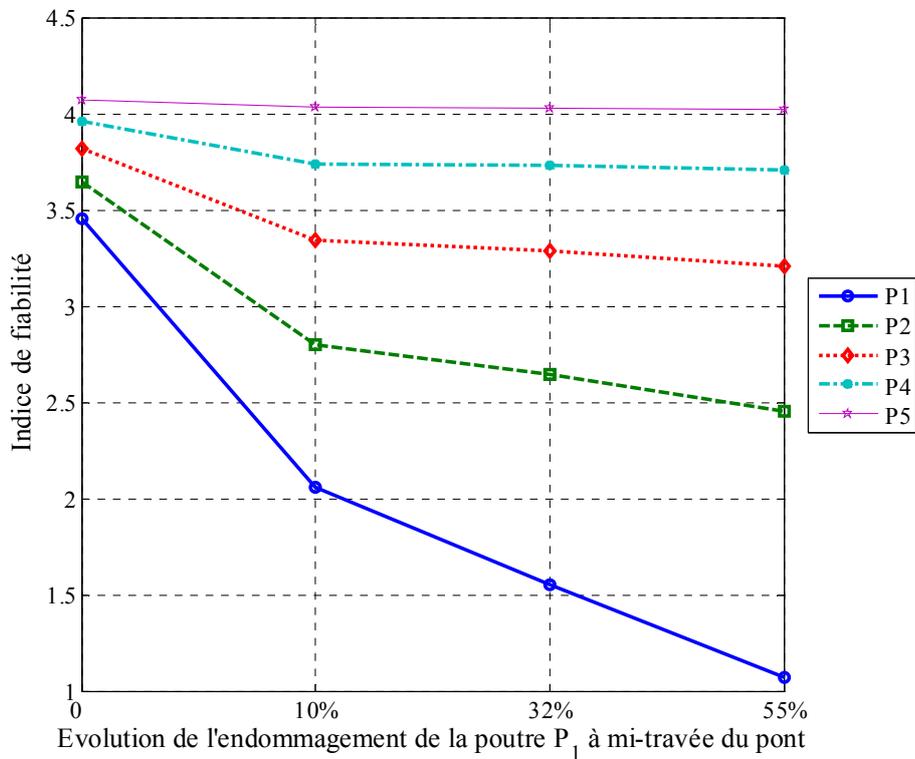


Figure 9.20. Influence de la dégradation sur l'indice de fiabilité des poutres

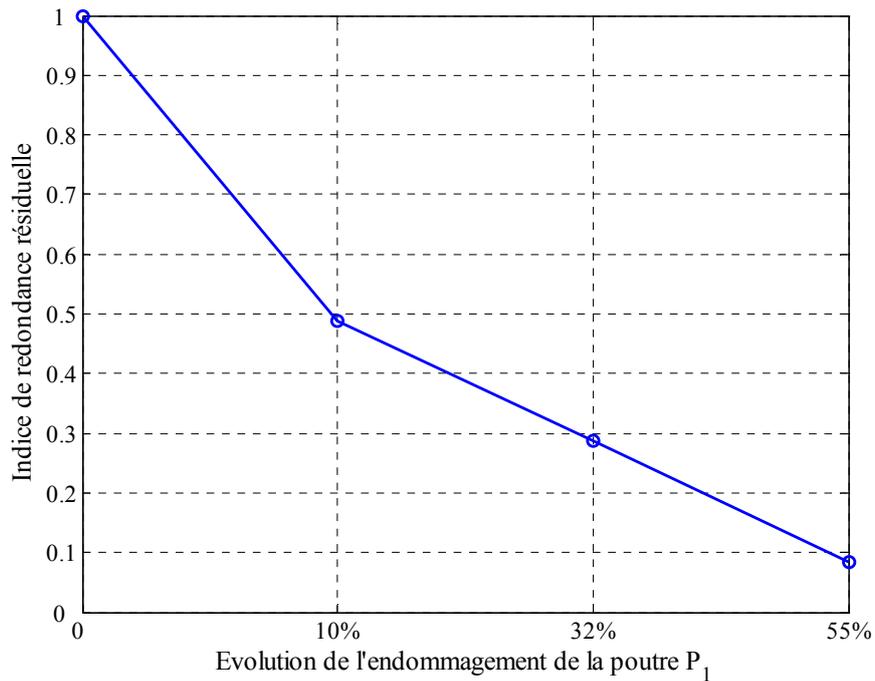


Figure 9.21. Influence de la dégradation sur l'indice de redondance résiduel du pont

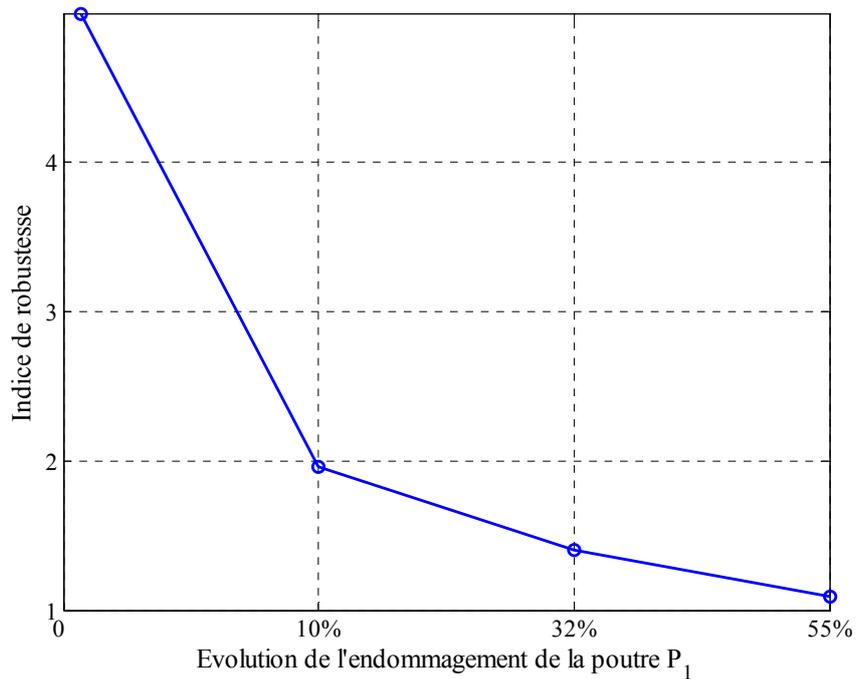


Figure 9.22. Influence de la dégradation sur l'indice de robustesse

L'influence du deuxième scénario d'endommagement sur l'indice de redondance résiduel et sur l'indice de redondance de performance est présentée dans le Tab.9.9 et sur les Fig.9.21 et Fig.9.22. Il apparaît que les deux indices de redondance diminuent. La performance du pont dans ce scénario diminue largement tandis que l'endommagement évolue. Par exemple, dans le cas de la catégorie 4 de l'endommagement (55%), le pont peut supporter environ 10% de la charge des camions avant de dépasser le niveau d'aptitude au service. Cette valeur est bien moindre par rapport à celle obtenue dans le premier scénario d'endommagement.

	Etat de l'endommagement			
	Initial	10%	32%	55%
Indice de redondance résiduelle du système (I_{Red})	1,00	0,4886	0,2875	0,0837
Indice de robustesse (β_{Rob})	∞	1,9554	1,4035	1,0913

Tableau 9.9. Influence de la dégradation de la poutre P_1 sur les indices de redondance

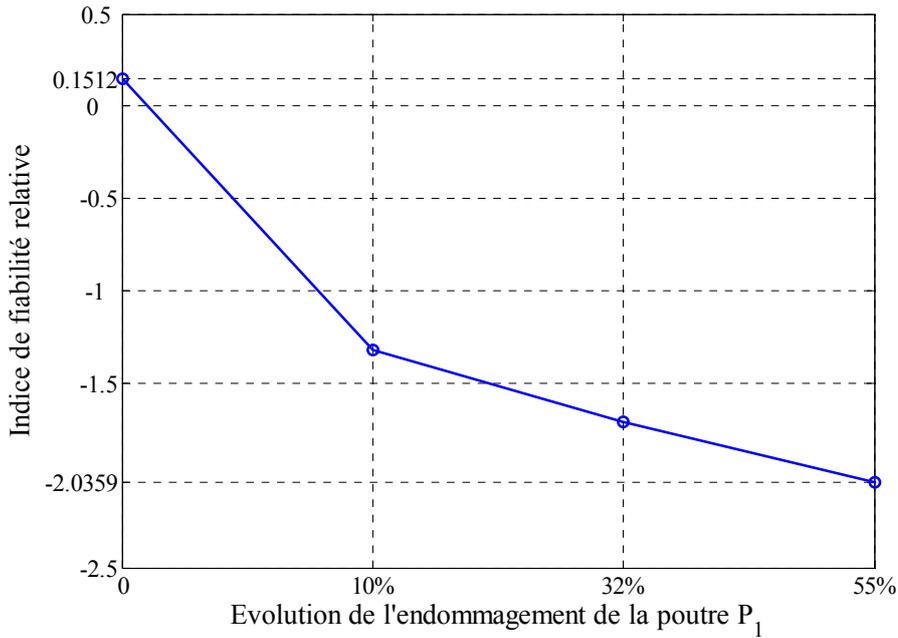


Figure 9.23. Influence de la dégradation sur l'indice de fiabilité relative du pont

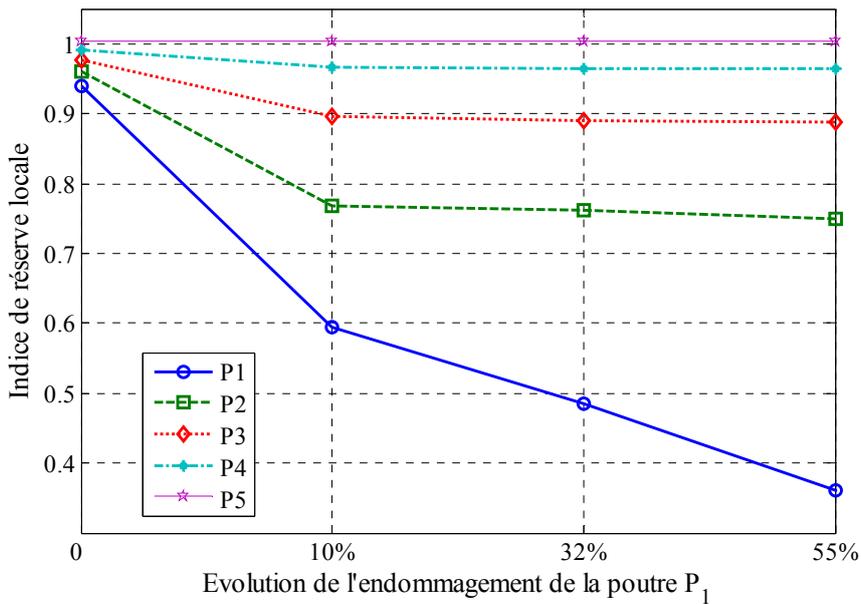


Figure 9.24. Influence de la dégradation sur l'indice de réserve locale de chaque poutre

Les résultats obtenus pour l'indice de fiabilité relative sont présentés dans la Fig.9.23. Cet indice varie entre -2,0359 et 0,1512 pour le pont endommagé selon les différents cas d'endommagements. On note que ces valeurs respectent les marges mentionnées dans le paragraphe 9.3. Ceci signifie qu'en considérant le deuxième scénario d'endommagement pour la poutre P_1 , ce pont peut toujours supporter la charge des camions, en conservant son aptitude au service. En revanche, il est évident que l'aptitude au service du pont endommagé dans le cas du deuxième scénario est largement moins bien vérifiée que dans le premier scénario. L'indice de réserve locale dans chaque poutre est illustré dans la Fig.9.24. Il est possible d'observer que l'évolution de cet indice est plus importante dans les poutres P_1 , P_2 et P_3 , respectivement. Il apparaît que cet indice diminue légèrement dans les poutres P_3 et P_4 à partir du moment où l'endommagement est de 10% dans la section totale de la poutre P_1 . Par ailleurs, aucun effet de redistribution des efforts n'est encore décelé dans la poutre P_5 .

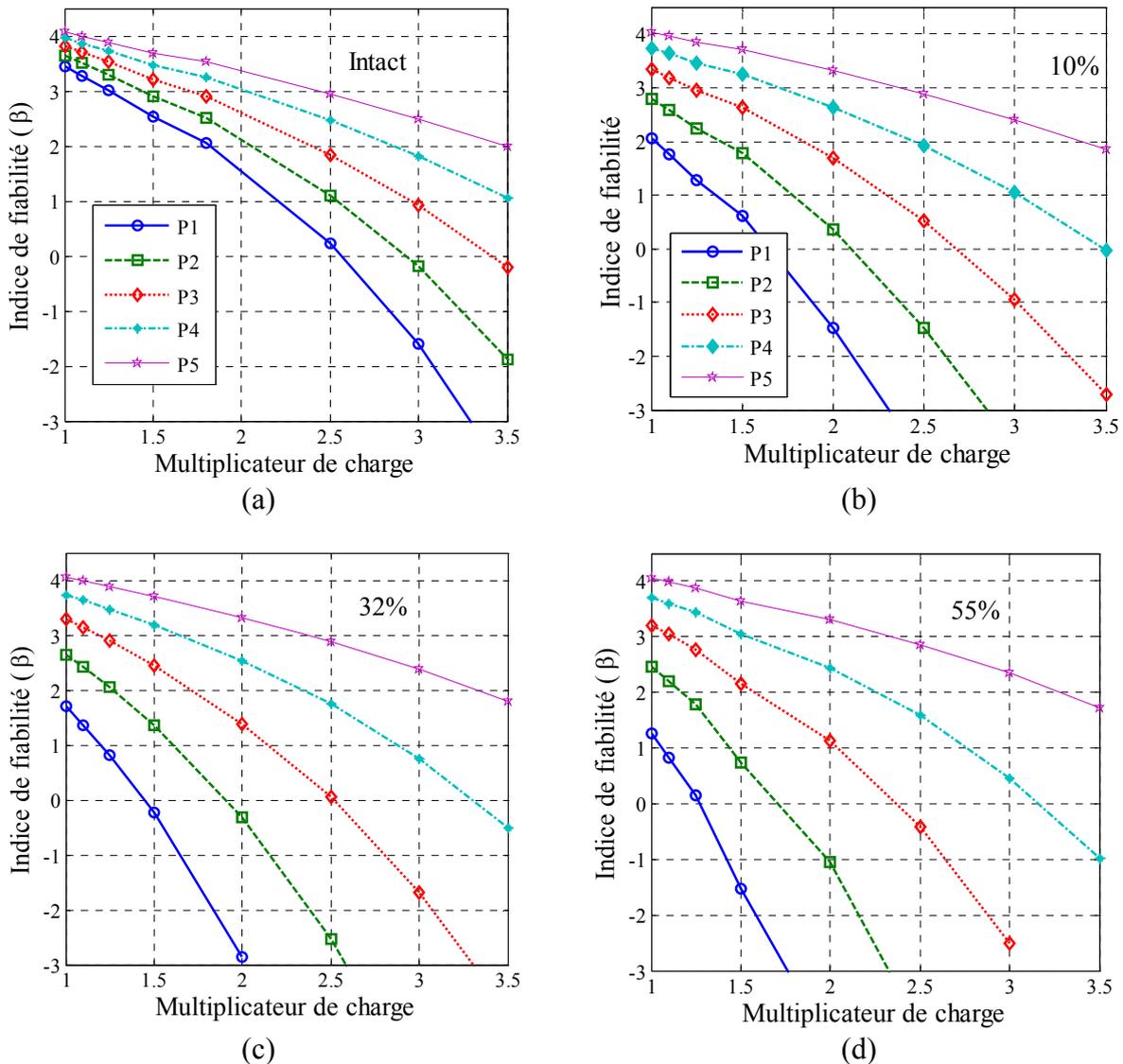


Figure 9.25. Influence du multiplicateur de charge sur l'indice de fiabilité des poutres

L'influence du multiplicateur de charge (LF_d) sur l'indice de fiabilité de chaque poutre est présentée dans les Fig.9.25a-d. Ces figures montrent que l'indice de fiabilité dans chaque poutre diminue, en augmentant le multiplicateur de charge (LF_d). Il est possible de remarquer que l'écart entre les différentes courbes des poutres est plus marqué par rapport au premier scénario d'endommagement.

Sur les figures précédents, l'indice de fiabilité de la poutre P_1 varie entre 1,252 et 3,452 pour un multiplicateur de charge $LF_d=1$ et entre -1,537 et 2,530 pour $LF_d=1,5$. Cependant, dans la poutre P_5 , l'indice de fiabilité varie entre 4,063 et 4,073 pour un multiplicateur de charge $LF_d=1$ et entre 3,646 et 3,695 pour $LF_d=1,5$.

9.6. Conclusions

Dans ce chapitre, une approche cohérente, pour mesurer la redondance des ponts en béton armé, a été présentée. La redondance a été définie comme la capacité d'un pont à redistribuer les efforts dus aux charges extérieures sur l'ensemble de ses éléments lorsqu'un de ses éléments est défaillant. En d'autres termes, la redondance a été considérée d'une part comme la performance du système global (ouvrage) et d'autre part comme la réserve entre la performance du système global et la performance de ses éléments individuels. Cette définition exprime l'importance des éléments individuels sur la réserve des ponts endommagés. Cela montre que l'effet conjugué d'une dégradation avec le degré de redondance initial doit être évalué pour permettre une meilleure prise en compte des réserves de performance dans l'évaluation des ponts existants. Afin de mieux considérer l'endommagement et son impact sur la redondance des ponts, deux scénarios ont été considérés.

Le cas d'un pont en béton armé, soumis aux charges permanentes et aux charges d'exploitation disposées sur sa chaussée, a été étudié pour cela. Afin de prendre en compte au mieux la redistribution des efforts intérieurs, les calculs linéaires et non linéaires sur un modèle pertinent ont été réalisés. Pour les premier et deuxième scénarios, ce pont peut toujours supporter la charge des camions en assurant sa capacité d'aptitude au service. Il est évident que le pont endommagé dans le cas du deuxième scénario, en gardant la réserve minimum de sa performance, est moins fiable par rapport à celui du premier. Un troisième scénario (endommagements sur poutres P_1 et P_2) est traité dans [Mohammadkhani-Shali, 2007] : la performance du pont n'est plus alors assurée.

9.7. Références

- Casas J.R. et al (2007), *Probabilistic nonlinear analysis*, Technical report, Sustainable Bridges.
- Chen K. et al (1996) – *Semi-probabilistic method for evaluating system redundancy of existing offshore structures*, Ocean Engineering, 23, 6, 455-464.
- Fasc.61 (1971) – *Fascicule 61, titre II, Cahier des prescriptions communes, Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art*.
- Frangopol, D.M. et al (1987) – *Effects of damage and redundancy on structural reliability*, Structural Engineering, ASCE, 113, 1533-1549.
- Ghosn M. et al (1998) – *Redundancy In highway bridges*, National Cooperative Highway Research Program, NCHRP, Report 406.
- Mohammadkhani-Shali S. et al (2007) – *Damage effects on system redundancy for existing reinforced concrete bridges using response surfaces method*, European safety and reliability association, ESRA'07, Stavanger, 2007.
- Silva R. (2004) – *Contribution à l'analyse probabiliste de la performance des ponts en béton armé, Série Ouvrages d'Art, N°50*, Collection ERLPC, LCPC.
- Wisniewski D. et al (2006) – *Load capacity evaluation of existing railway bridges based on robustness quantification*, Structural Engineering International., 2, 161-166.

10.

ETUDE DES STRATÉGIES DE GESTION A L'AIDE DE L'OUTIL IQOA

André Orcesi — Christian Cremona

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

Division Fonctionnement et Durabilité des Ouvrages d'Art

N. Odent

Services d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes

10.1. Introduction

Les infrastructures routières, permettant le déplacement des personnes et des biens, ont un rôle essentiel dans le rayonnement d'un pays. Elles ont un impact à la fois social, politique et économique et doivent être les plus fonctionnelles possible. Les ouvrages d'art présents sur le réseau routier sont des éléments de ces infrastructures qui conditionnent fortement l'état du trafic. Leur vieillissement pose donc problème car ils doivent être maintenus dans un état acceptable, ceci avec des budgets de maintenance contraints. Ce contexte de gestion de patrimoine sous contraintes budgétaires a conduit ces dernières années au développement d'outils d'aide à la gestion [Odent & al, 1999], [Pontis, 1993a-b]. Certains outils abordent de manière probabiliste le processus de dégradation à l'échelle des éléments d'un ouvrage [Cesare, 1992], [Hudson, 1984], [Jiang & al, 2000], [Liu & al, 1997].

L'objectif de l'étude menée a consisté à mettre au point un modèle de prédiction *non plus à l'échelle des éléments d'un ouvrage* mais *à l'échelle du patrimoine* dans sa globalité pour déterminer son évolution en fonction des politiques appliquées. Le patrimoine qui est étudié ici est l'ensemble des ponts en béton armé soumis à l'inspection IQOA (Image Qualité Ouvrages d'Art). Le principe de la cotation IQOA est de donner une cotation globale aux ouvrages lors d'inspections ayant lieu en moyenne tous les trois ans et de les regrouper dans cinq classes suivant leur état de dégradation. L'accès aux lois individuelles de vieillissement des ouvrages ne constitue pas une approche pertinente (dans la limite où il est possible de proposer des modèles, ce qui ne peut être réalisé que dans quelques cas pour quelques modes de défaillance) dans le cas de l'analyse patrimoniale ; l'approche présentée ici consiste à contourner ce problème et à proposer d'évaluer la probabilité avec laquelle les ouvrages vont passer d'un état à un autre au cours du temps, sans présupposer d'un modèle de dégradation a priori. Ce passage est modélisé de façon matricielle à l'aide d'un concept mathématique probabiliste appelé chaînes de Markov, déjà utilisé dans l'étude de l'évolution des chaussées, ou dans des systèmes de gestion d'ouvrages d'art, comme Pontis aux USA. A la différence de ces systèmes, l'originalité de la démarche réside dans la particularité que le patrimoine est pris dans sa globalité, sans différenciation des ouvrages, ni prise en compte de leur singularité. En effet, ce qui est recherché, n'est pas l'évolution d'un ouvrage en particulier, mais de l'ensemble du patrimoine afin d'évaluer diverses stratégies générales de gestion. Ainsi, une fois la modélisation par chaînes de Markov réalisée, il est alors possible d'étudier l'évolution du patrimoine en fonction des politiques de gestion appliquées et d'optimiser les coûts de gestion. Cette démarche n'est pas destinée aux gestionnaires directement concernés par des ouvrages particuliers, mais aux grands décideurs comme la Direction générale des routes afin d'apprécier les volumes financiers nécessaires d'une part pour maintenir globalement la qualité de leur patrimoine, et d'autre part pour tester diverses solutions de gestion patrimoniale.

Les campagnes IQOA (Image Qualité Ouvrages d'Art) ont pour but de donner une «image» chaque année de l'état global du patrimoine des ponts à la charge de la Direction générale des routes, en les

évaluant par tiers tous les trois ans. Ces données offrent l'opportunité d'appliquer une démarche probabiliste de gestion d'un réseau d'ouvrages d'art dans son ensemble (et non sur des éléments d'un pont dans son individualité). L'objectif final est la recherche des ou de la stratégie de gestion optimale d'un patrimoine tant sur le plan économique (par rapport aux ressources financières disponibles) que sur le plan technique (maintien d'un patrimoine dans un état convenable de sécurité et d'aptitude au service).

L'approche envisagée a consisté à modéliser le passage du patrimoine d'un état à un autre au travers de concepts probabilistes que l'on appelle chaînes de Markov. L'utilisation des chaînes de Markov sur la base de données IQOA est étudiée dans un premier temps pour déterminer la matrice de transition qui permet de caractériser l'évolution du patrimoine au cours du temps. Cette modélisation mathématique permet de déterminer des prédictions les plus réalistes possibles de l'évolution du patrimoine. Dans un second temps, cette matrice de transition est conjuguée avec divers scénarii de gestion pour en comparer leurs conséquences. L'une des perspectives de ce travail est donc d'inclure les coûts de gestion des ouvrages pour mener une étude économique. Les simulations d'évolutions combinées à une étude de coûts permettent de déterminer les stratégies de maintenance optimales et globales, c'est à dire celles qui maintiennent le patrimoine dans un bon état tout en maîtrisant les coûts d'entretien ou de remise à niveau.

Ce rapport détaille les différentes étapes de cette démarche, en insistant notamment sur la validation des hypothèses liées à l'utilisation des chaînes de Markov, et en testant diverses stratégies de gestion. Cette étude a été réalisée pour le compte de la Direction des Routes sous le pilotage du SETRA.

10.2. Ajustement des matrices de transition à la cotation IQOA

10.2.1. Rappel de la cotation IQOA

En 1994, la Direction générale des routes a décidé de mettre en place un outil lui permettant de suivre l'évolution de son patrimoine d'ouvrages d'art : c'est l'Image Qualité des Ouvrages d'Art. Les campagnes IQOA concernent les ouvrages de franchissement national d'une longueur supérieure à 2m qui peuvent être des ouvrages en maçonnerie, en béton armé, en béton précontraint, en métal ou mixte. Le principe d'IQOA est d'attribuer des cotations aux ouvrages suivant l'état dans lequel ils se trouvent. Il existe 5 cotations possibles: 1, 2, 2e, 3, 3u. Les états correspondants sont explicités dans le Tab.10.1.

Classe	Définition
1	Ouvrage en bon état apparent relevant de l'entretien courant au sens de l'Instruction technique sur la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art.
2	Ouvrage : - dont la structure est en bon état apparent mais dont les équipements ou les éléments de protection présentent des défauts, - ou dont la structure présente des défauts mineurs, - et qui nécessite un entretien spécialisé sans caractère d'urgence.
2e	Ouvrage : - dont la structure est en bon état apparent mais dont les équipements ou les éléments de protection présentent des défauts, - ou dont la structure présente des défauts mineurs, - et qui nécessite un entretien spécialisé urgent, pour prévenir le développement rapide de désordres dans la structure et son classement ultérieur en 3.
3	Ouvrage dont la structure est altérée et qui nécessite des travaux de réparation mais sans caractère d'urgence.
3u	Ouvrage dont la structure est gravement altérée, et qui nécessite des travaux de réparation urgents liés à l'insuffisance de la capacité portante de l'ouvrage ou à la rapidité d'évolution des désordres pouvant y conduire à brève échéance.
NE	Ouvrage non évalué

Tableau 10.1. Rappel des classes IQOA

Pour déterminer la cotation globale d'un ouvrage, les agents chargés de l'inspection disposent d'un guide qui répertorie tous les types de défauts connus et les cotations à donner dans chacun des cas, la cotation globale du pont étant alors la plus mauvaise cotation donnée aux différents éléments. Les défauts entraînant la cotation 2 ou 2e pour un ouvrage sont des défauts d'équipement, des défauts des éléments de protection ou des défauts de structure mineurs mais pouvant entraîner un passage en 3, voire 3u s'ils ne sont pas traités rapidement. Pour les équipements sur l'ouvrage, les défauts concernent la chaussée portée (défauts de surface, déformations vers le bas, apparitions de fissures). Les défauts peuvent concerner également les bordures de trottoirs (défauts d'alignement, dégradation du revêtement, affaissements du corps du trottoir), mais aussi les dispositifs d'évacuation des eaux sur ouvrage ou encore les joints de chaussées et de trottoirs avec le plus souvent des décalages relatifs transversaux ou verticaux entre les éléments constitutifs du joint.

Les défauts des éléments de protection pouvant entraîner une classification en 2 ou 2e concernent l'étanchéité du tablier (cheminements d'eau de ruissellement, suintements au droit des fissures, présence d'alcali-réaction). En ce qui concerne les défauts du tablier, une cotation 2 ou 2e est attribuée s'il y a apparition de fissures sur la dalle et les encorbellements dans le cas d'un pont dalle, ou sur les poutres, les hourdis et les entretoises dans le cas d'un pont à poutres sous chaussée en béton armé. La notation 2e a pour but dans ces cas là de prévenir un passage en 3 ou 3u en intervenant rapidement et d'éviter ainsi une perte de performance structurelle de l'ouvrage. Les amorces d'éclatement de parement sont également prises en compte dans la cotation 2 ou 2e. L'incidence sur la sécurité des usagers en cas de rupture de la fixation à brève échéance doit alors être examinée. Dans ce dernier cas, c'est plus la sécurité des usagers à court terme que la performance structurelle de l'ouvrage qui est examinée.

Les défauts qui entraînent la cotation 3 ou 3u ne concernent que des défaillances structurelles de l'ouvrage. Deux défauts majeurs peuvent entraîner le passage en 3 et 3u : la fissuration et la dégradation du béton. La fissuration est en général due à une mauvaise conception de l'ouvrage ou à des sollicitations excessives. Il y a en général une insuffisance importante de la résistance à la flexion longitudinale. La dégradation du béton est liée à une mauvaise qualité du béton, à l'action du gel, à l'agressivité du milieu environnant ou bien à un effort mécanique excessif.

10.2.2. Utilisation de la base de données IQOA

L'ensemble des ouvrages considérés dans cette étude est celui du nouveau réseau national appelé *réseau national structurant*. Les différents types d'ouvrages considérés sont présentés dans le Tab.10.2 issu des rapports d'enquêtes annuelles IQOA. Les résultats d'enquête pour chacun des ouvrages, entre 1996 et 2005, sont regroupés dans une base de données communiquée au LCPC par le SETRA. L'accès à l'évolution des cotations par ouvrage sur une dizaine d'années permet de réaliser une étude statistique réaliste sur la probabilité d'un ouvrage de la base de données IQOA de passer d'un état à un autre dans un intervalle de temps donné.

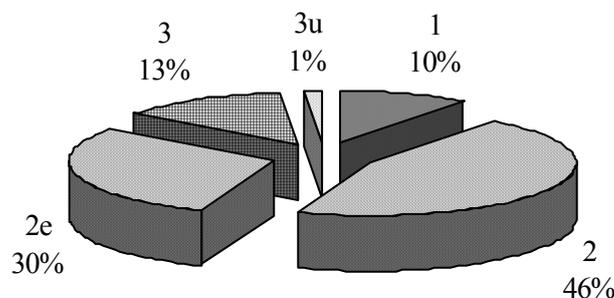


Figure 10.1. Répartition en surface des ouvrages de chaque classe IQOA

La répartition en surface des ouvrages de chaque classe IQOA pour l'année 2006 est donnée à la Fig.10.1 ; elle repose sur la seule prise en compte des ouvrages du Réseau National Structurant (RNS) après transfert aux collectivités. Les pourcentages de la Fig.10.1 tiennent compte d'une redistribution des ouvrages non évalués sur les classes 1, 2, 2 3 et 3u, au prorata des pourcentages de chaque classe. Ce choix d'affectation repose sur l'hypothèse que les ouvrages non évalués constituent un échantillon suffisamment important en taille pour suivre la même répartition que celle du patrimoine dans sa globalité. Les ouvrages en 3u ne sont cependant pas considérés dans la redistribution des ouvrages non évalués, car il est peu probable que de tels ouvrages ne soient pas surveillés et donc évalués.

Famille	Type d'ouvrage	Code
MA	Pont voûté en maçonnerie	PVMA
MA	Autre structure en maçonnerie	DIVMA
BA	Cadre	CADRE
BA	Portique simple ou double	PORTIQ
BA	Pont dalle en béton armé	PDBA
BA	Poutres sous chaussées en béton armé	PPBA
BA	Bow-string en béton	BOWBA
BA	Pont voûté en béton	PVBA
BA	Autre structure en béton armé ou non armé	DIVBA
BP	Pont dalle ou dalle nervurée en béton précontraint	PDBP
BP	VIPP	VIPP
BP	PRAD	PRAD
BP	Poutres caissons en béton précontraint	PCBP
BP	Autres poutres sous chaussée ou nervures en béton précontraint	PPBP
BP	Autre structure en béton précontraint	DIVBP
MI	Poutrelles enrobées	PPE
MI	Poutres sous chaussée ou caisson en métal avec dalle participante	MIXTE
ME	Poutres sous chaussée/Caisson en métal avec dalle orthotrope	ORTHO
ME	Poutres sous chaussée/Caisson en métal avec dalle non participante	PPME
ME	Poutres latérales treillis en métal (+bow-string)	PLME
ME	Autre structure en métal	DIVME
BB	Buse béton	BB
BM	Buse métallique	BM
DIV	Pont en arc	ARC
DIV	Pont suspendu (dont suspendu et haubané)	SUSP
DIV	Pont à haubans	HB
DIV	Pont à béquilles	PBQ
DIV	Pont mobile	MOB
DIV	Pont provisoire(dont viaduc métallique démontable)	PROV
DIV	Autre structure non associée à une famille (matériau)	AU

Tableau 10.2. Types d'ouvrages

La base de données IQOA regroupant les cotations individuelles des ouvrages sur plusieurs années, une étude statistique, ayant pour objectif d'estimer les probabilités de passage d'une classe à une autre sur un intervalle de temps donné, est envisageable. Cependant, une attention particulière doit être apportée dans l'utilisation directe de cette base de données, en raison d'un certain nombre de singularités qui rendent délicate son utilisation dans une première approche.

La première des singularités est en rapport avec l'ordre et les intervalles des inspections. En effet, les années ne se suivent pas forcément toujours dans la base de données. En particulier les résultats de l'année 1997 sont souvent placés en dernière position (après les résultats de l'enquête 2005). Cette singularité pose un problème car pour rendre compte de l'évolution du patrimoine dans le temps, les

années d'inspections doivent être classées dans le sens croissant. Par ailleurs, les intervalles de temps entre deux évaluations sont variables, certains ouvrages étant inspectés chaque année alors que d'autres ne le sont que tous les deux ou trois ans. Les années d'inspection ont donc été remises dans le bon ordre et il a été décidé de ne considérer que les ouvrages inspectés annuellement pour mener l'étude statistique.

La deuxième singularité est d'avoir un même code de nomenclature pour des ouvrages a priori différents (année de construction différente, type d'ouvrage différent...). Nous avons attribué cette singularité au fait que l'ouvrage a été, par exemple, démoli puis reconstruit... Cette singularité pose problème dans la détermination de la probabilité de passage d'une classe à une autre. En effet, cette probabilité est déterminée par rapport à la surface des ouvrages qui changent de classe, la seule identification pour déterminer cette probabilité étant d'utiliser la référence de l'ouvrage. Le fait d'avoir des ouvrages avec des surfaces différentes portant la même référence, induit un biais. Le choix a été fait de ne pas considérer ces ouvrages dans le calcul des probabilités de transition.

Une troisième singularité constatée repose sur l'existence d'ouvrages dans la base de données dont la surface n'est pas connue. Pour la même raison que précédemment, ces ouvrages ne sont pas considérés pour le calcul des matrices de transition.

Il convient donc d'être vigilant dans l'utilisation des données et d'effectuer des contrôles de cohérence des éléments de la base souvent délicats à réaliser en raison de sa taille considérable.

10.2.3. Utilisation des chaînes de Markov

Il n'existe pas de loi pour prédire le processus de détérioration d'un ouvrage quelconque en général. De plus, l'objectif est ici d'évaluer la probabilité pour un ouvrage de passer d'un état à un autre sur une période temps donnée relativement à la cotation IQOA. L'approche par chaînes de Markov offre un cadre d'analyse adapté à ce problème. L'hypothèse de markoviannité consiste à énoncer que la probabilité pour un ouvrage d'être dans un état donné à la campagne n ne dépend que de l'état dans lequel il était à la campagne $n-1$ et non des campagnes antérieures. Dans ce modèle, seul l'état présent compte pour déterminer les états futurs. Cette hypothèse se justifie par la nature même du patrimoine évalué par les enquêtes IQOA. Les différentes classes de cotation regroupent des réalités très différentes. Il existe surtout une différence de niveau entre les classes 2 et 2e et les classes 3 et 3u. Rappelons ici encore que les deux premières cotations font souvent référence à des exigences d'aptitude au service qui sont en majorité des défauts d'équipements. Les deux dernières font plus référence à des défauts de structure du tablier du pont. L'état futur d'un ouvrage classé en 3 va dépendre davantage de ses défaillances actuelles que des défauts d'équipements signalés dans le passé. C'est donc le présent de l'ouvrage qui est pris en compte pour déterminer son état futur. L'accès à la base de donnée IQOA permet de réaliser une analyse des fréquences des **séquences de transition entre états** (STE). Pour une séquence STE qui regroupe trois résultats d'inspection (état passé, état présent, état futur), on calcule le nombre de fois (occurrence de la séquence d'états – OSE) que cette séquence apparaît dans la base de données IQOA, puis le nombre de fois (occurrence de la séquence à deux états ODE) que la **séquence à deux états** "état passé/état futur" apparaît. Soit (i, j, m) une telle séquence à trois états (STE), la probabilité d'avoir l'état m sachant les états i et j est donnée par :

$$\mathcal{P}(m/i, j) = \frac{OSE}{ODE}$$

Pour vérifier l'hypothèse de markoviannité, il faut calculer, pour tous les états passés possibles i , $\mathcal{P}(m/i, j)$. En absence de biais dans les données et de markoviannité, ces probabilités doivent être strictement identiques, mettant en évidence l'indifférence du passé sur le futur. Cette vérification n'est pas cependant une condition suffisante pour assurer la markoviannité. Le Tab.10.3 regroupe quelques résultats pour diverses séquences d'états qui justifient a posteriori l'hypothèse de markoviannité. Dans ce tableau, il peut être noté que les séquences (1,2,2e) et (2,2,2e) conduisent à des fréquences sensiblement différentes qui pourraient conduire à remettre en cause l'hypothèse. De même, les séquences (1,3,3u) et (2e,3,3u) donnent des fréquences nulles en raison de nombres OSE nuls, peu susceptibles donc de se produire sur trois enquêtes. Il est évident qu'une

analyse statistique plus complète reste nécessaire pour valider en partie ou en totalité l'hypothèse de markoviannité.

Séquence STE	$\mathcal{P}(i,m/j)$
(1,2,2)	0.98
(2,2,2)	0.92
(1,2,2e)	0.018
(2,2,2e)	0.060
(1,2e,2e)	1.00
(2,2e,2e)	0.99
(2,2e,2e)	0.99
(2e,2e,2e)	0.96
(1,3,3u)	0.00
(2e,3,3u)	0.00

Tableau 10.3. Exemples de fréquences de transition (ouvrages postérieurs à 1900)

L'hypothèse *d'homogénéité* signifie que les probabilités de passage d'un état à un autre ne dépendent pas du temps. Les probabilités de passage d'une classe à une autre sont donc les mêmes quel que soit l'instant d'observation. Cette hypothèse d'homogénéité est supposée justifiée dans le cas du patrimoine IQOA qui constitue un ensemble relativement homogène du point de vue du vieillissement global. Ayant un nombre fini de classes IQOA, les probabilités p_{ij} de passage d'un état i à un état j , au cours d'un intervalle de temps Δt peuvent être regroupés dans la matrice de transition \mathbf{P} suivante :

$$\mathbf{P}(\Delta t) = \begin{pmatrix} \cdot & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \vdots & \ddots & \dots & \dots & \vdots \\ \vdots & \dots & p_{i,j}(\Delta t) & \dots & \vdots \\ \vdots & \dots & \dots & \ddots & \vdots \\ \vdots & \dots & \dots & \dots & \ddots \end{pmatrix} \quad (10.1)$$

Dans la suite de l'étude, la période entre deux inspections est fixée à un an. Si les proportions d'ouvrages dans chaque classe sont regroupées dans le vecteur $q(i) = (q_1^i \ q_2^i \ q_{2e}^i \ q_3^i \ q_{3u}^i)$, où i est l'année considérée, les proportions peuvent être déterminées à partir de celles de l'année précédente par :

$$\forall i, \quad q(i+1) = {}^t\mathbf{P} \ q(i) \quad (10.2)$$

ou encore si la matrice de transition est stationnaire, à partir de l'année de départ dans le planning :

$$\forall i, \quad q(i+1) = {}^t\mathbf{P}^{i+1} \ q(0) \quad (10.3)$$

Il est donc possible de déterminer l'évolution globale du patrimoine uniquement à l'aide de la proportion initiale dans chaque classe et de la matrice de transition. Cela suppose néanmoins d'avoir un processus de transition et donc une matrice \mathbf{P} stationnaire. Si tel n'est pas le cas, l'équation (10.1) est à préférer avec une matrice \mathbf{P} évoluant dans le temps.

10.3. Détermination de la matrice de passage

Le principe permettant de calculer la matrice de transition est le suivant : ayant à disposition l'ensemble des résultats d'enquête pour chaque ouvrage de 1996 à 2005 (seuls les résultats annuels sont conservés), la probabilité sur la période entre 1996 et 2005, de passer d'un état i à un état j , est

égale à la surface totale des ouvrages qui sont notés i à une année p et notés j à l'année $p+1$ sur la surface totale des ouvrages qui sont en i à l'année p , pour p variant de 1996 à 2004. Ce raisonnement est traduit de manière mathématique dans l'équation (10.4) et illustré avec l'exemple de l'ouvrage 16060896547940 dans le Tab.10.4 :

$$P(i, j) = \frac{\sum_{k=1}^{n_{i \rightarrow j}} S_{i \rightarrow j}^k}{\sum_{k=1}^{n_i} S_i^k} \quad (10.4)$$

avec n_i , le nombre d'ouvrages en i , $n_{i \rightarrow j}$, le nombre d'ouvrages en i passant en j et S_i^k , la surface de l'ouvrage k classé en i .

Cet ouvrage est une buse métallique qui a été inspectée chaque année de 1996 à 2005 et qui est passée de 2 en 3 en 1998 pour terminer en 2e en 2005. Son apport dans le calcul des différentes probabilités de transition va donc être effectué de la façon suivante : 284 m² sont comptabilisés comme étant en 2 et restant en 2, 284 m² sont comptabilisés comme étant en 2 et passant en 3, 6×284 m² sont comptabilisés comme étant en 3 et restant en 3 et 284 m² sont comptabilisés comme étant en 3 et passant en 2e.

Cette analyse diffère largement des premières études réalisées dans [Odent & al, 1999]. Dans ces études, la construction de transitions entre états reposait sur une analyse des répartitions par état et par âge des ouvrages, l'hypothèse étant faite que l'observation de la répartition des ouvrages âgés de n années dans les différentes classes IQOA est équivalente à l'observation de la répartition du patrimoine au terme des n prochaines années. L'accès à la base de données IQOA permet de s'affranchir de cette hypothèse et de travailler directement sur les cotations réelles des ouvrages.

Type d'ouvrage	Surface de l'ouvrage (en m ²)	Année d'inspection	Cotation attribuée
BM (buse métallique)	284	1996	2
		1997	2
		1998	3
		1999	3
		2000	3
		2001	3
		2002	3
		2003	3
		2004	3
		2005	2e

Tableau 10.4. Résultats d'inspection annuels pour l'ouvrage 16060896547940

La matrice obtenue en appliquant le même raisonnement à l'ensemble des ouvrages de la base de données, pour la période entre 1996 et 2005, est la suivante :

$$P = \begin{pmatrix} 0.8295 & 0.1466 & 0.0223 & 0.0015 & 0 \\ 0.0166 & 0.9163 & 0.0584 & 0.0086 & 0.0001 \\ 0.0073 & 0.0754 & 0.8944 & 0.0185 & 0.0045 \\ 0.0031 & 0.0372 & 0.0798 & 0.8718 & 0.0082 \\ 0.0142 & 0.0278 & 0.1121 & 0.0847 & 0.7612 \end{pmatrix} \quad (10.5)$$

Cette matrice sera utilisée dans toute la suite de l'étude, notamment dans la partie sur l'optimisation des stratégies de gestion pour traduire le vieillissement du patrimoine.

Dans la section précédente, la période considérée pour déterminer la matrice de transition s'étend de 1996 à 2005. Une période plus courte est appliquée ici, fixée à 3 ans dans un premier temps, 6 ans dans un deuxième temps, pour analyser l'évolution des différentes composantes de la matrice P suivant les années choisies pour effectuer le calcul (Tab.10.5).

Année d'inspection	Classe attribuée
1996	2
1997	2
1998	3
1999	3
2000	3
2001	3
2002	3
2003	3
2004	3
2005	2e

Année d'inspection	Classe attribuée
1996	2
1997	2
1998	3
1999	3
2000	3
2001	3
2002	3
2003	3
2004	3
2005	2e

Tableau 10.5. Inspections annuelles considérées pour l'ouvrage 16060896547940 (période de 3 ans ou six ans)

L'évolution des composantes de la matrice, en fonction de la période considérée, sont alors regroupées dans la Fig.10.2 dans le cas d'un intervalle de 3 ans, et dans la Fig.10.3 dans le cas d'un intervalle de 6 ans. Ces figures donnent $p_{1,1}, p_{1,2}, \dots, p_{1,3U}, p_{2,1}, \dots, p_{2,3U}, \dots, p_{3U,3U}$ en fonction de l'année de départ de la période d'inspection choisie, soit 1996 à 2002 pour la Fig.10.2 et 1996 à 1999 pour la Fig.10.3.

L'évolution des termes de la matrice de transition est sensible à la tranche d'inspection considérée. Elle est cependant plus stable dans le cas où 6 années sont utilisées pour calculer les termes de la matrice, en raison d'un plus grand nombre d'échantillons d'ouvrages et donc d'une meilleure représentativité de l'évolution du patrimoine. Cependant, dans les deux cas, une augmentation des probabilités des termes diagonaux, c'est-à-dire de la probabilité de rester dans le même état, est notable et traduit une stabilisation de la condition globale du patrimoine. Étant donné l'évolution des termes de la matrice, une actualisation glissante de la matrice de transition au fur et à mesure que de nouvelles enquêtes sont disponibles, est recommandée.

Dans la suite de ce rapport, l'étude est menée au moyen de l'équation (10.5) pour apprécier les stratégies de gestion à 15 ans.

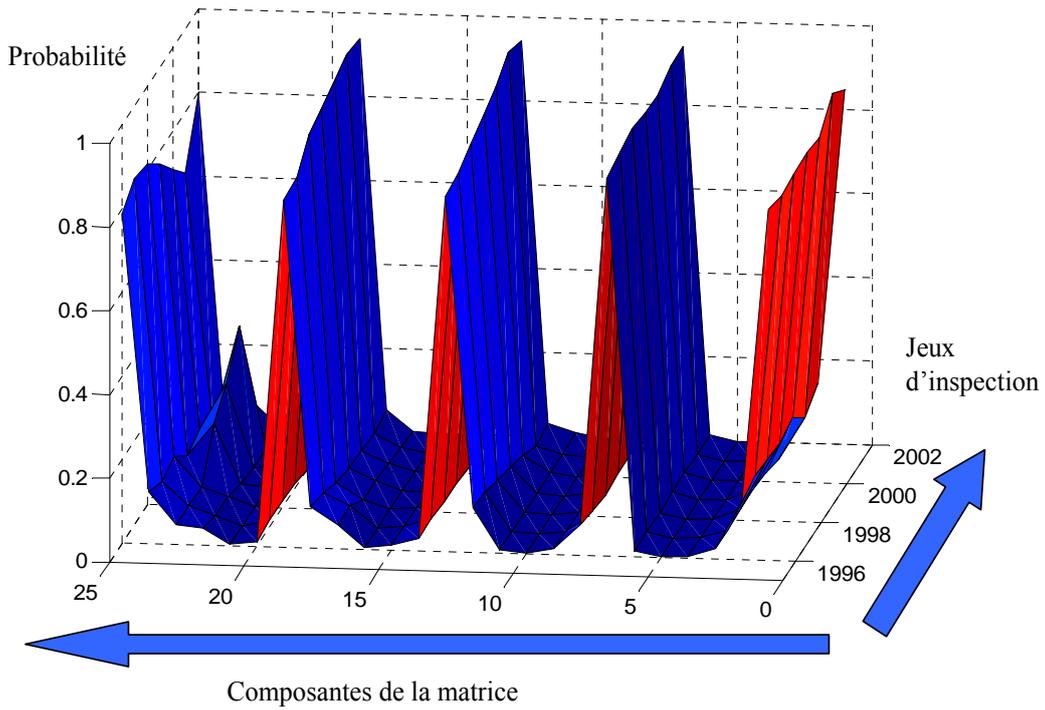


Figure 10.2. Influence de la période d'inspection sur les 25 composantes de la matrice (période de 3 ans)

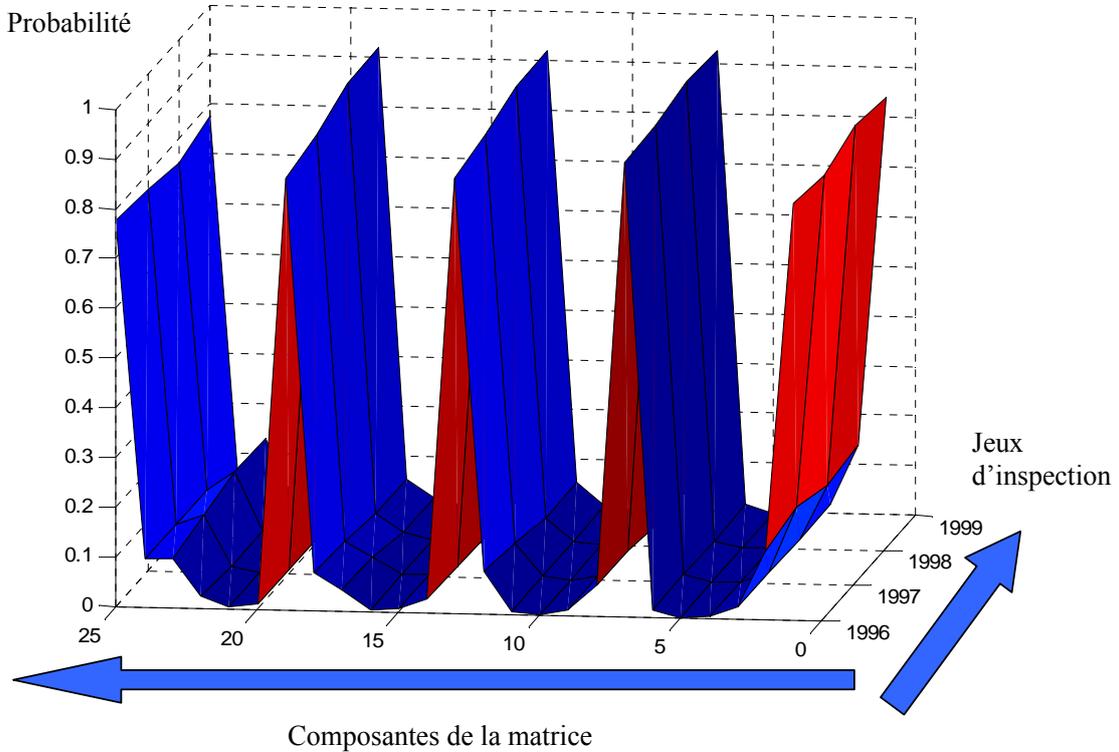


Figure 10.3. Influence de la période d'inspection sur les 25 composantes de la matrice (période de 6 ans)

10.4. Hypothèses de base des scénarii de gestion

Pour réaliser l'étude de diverses stratégies de gestion, des hypothèses de base sont nécessaires. Elles concernent les coûts de réhabilitation et de maintenance, mais également les contraintes imposées par le gestionnaire sur l'état général de son patrimoine. Les sections suivantes détaillent les hypothèses de calcul à la base de l'ensemble des simulations présentées dans ce rapport

Les prix de remise en état au m² par classe sont issus de l'actualisation de l'enquête réalisée en 1997, complétée par les coûts des opérations demandés à l'inscription au programme triennal de 2006 (Tab.10.6).

Classe	Prix au m ² actualisé en €TTC 2006
2	85
2e	249
3	335
3u	**433
*DR	***2265

* DR : démolition – reconstruction

** prix au m² des 3u réparables

*** prix moyen au m² des 3u réparables : 570 €

Tableau 10.6. Prix de remise en état au m² par classe

Le coût surfacique de maintenance C_{ij} pour faire passer 1 m² d'ouvrage d'un état i à un état j est déterminé directement à partir des coûts de réhabilitation de la classe i correspondante et d'un coefficient correcteur. Ce coefficient est fixé de manière à estimer de manière réaliste les divers coûts de maintenance. L'ensemble de ces coûts (exprimés en €2006) est regroupé dans le Tab.10.7.

Classe	Passage en 1 Prix au m ² actualisé en €TTC 2006	Passage en 2 Prix au m ² actualisé en €TTC 2006	Passage en 2e Prix au m ² actualisé en €TTC 2006	Passage en 3 Prix au m ² actualisé en €TTC 2006
2	85	-	-	-
2e	249	(249×0.9)	-	-
3	335	(335×0.9)	(335×0.8)	-
3u	2265 (DR)	433	(433×0.8)	(433×0.7)

Tableau 10.7. Coûts de maintenance surfaciques

Les Tab.10.6-7 permettent de mener une étude économique sur les actions de maintenance des ouvrages de la base de données IQOA. Des indicateurs comme le coût de réhabilitation du patrimoine, c'est-à-dire le coût de rénovation de l'ensemble du patrimoine, ou bien le coût de maintenance, peuvent être calculés. Les coûts liés au passage en 2, 2e et 3 sont exprimés au prorata des coûts de reclassement en 1 ; les pourcentages introduits (0.7, 0.8, 0.9) sont à ce jour arbitraires mais réalistes, car l'ajustement de la matrice de transition aux données IQOA montre que le passage d'une classe 3 en 2e existe en raison du caractère non nul de la probabilité de transition (qui repose sur les données brutes de la base IQOA). Une analyse plus fine des coûts des actions réalisées sur les ouvrages de la base IQOA concernés par ces modifications de classe permettrait d'apprécier les véritables coûts des colonnes 2 à 4 du Tab.10.7.

En utilisant les pourcentages en surface dans chaque classe de la Fig.10.1 et les données du Tab.10.7, le coût de remise en état de la totalité du patrimoine en 2006 peut être évalué à 635 M€. Ce coût de remise en état permet d'avoir une image monétaire de la qualité du patrimoine chaque année en fonction des stratégies fixées.

10.5. Indicateurs de qualité cibles à 15 ans

La Direction générale des routes a fixé des objectifs sur l'image du patrimoine à 15 ans qui s'exprime par le respect de valeurs cibles d'indicateurs de qualité portant sur la proportion en surface des ouvrages classés 1 ou 2 (indice I_3), la proportion en surface des ouvrages classés 2e (indice I_4), la proportion en surface des ouvrages classés 3 ou 3u (indice I_5) et la proportion en surface des ouvrages classés 3u (indice I_6).

Les valeurs actuelles et les valeurs cibles proposées par la Direction Générale des Routes sont regroupées dans le Tab.10.8.

Indicateurs de qualité	Valeurs actuelles	Valeurs cibles à 15 ans
$I_3 = 1+2$	56%	> 55%
$I_4 = 2e$	29%	< 30%
$I_5 = 3+3u$	15%	< 15%
$I_6 = 3u$	2%	< 1%

Tableau 8. Indicateurs de qualité actuels et cibles

10.6. Politique budgétaire actuelle

La première stratégie étudiée consiste à poursuivre la politique budgétaire actuelle, c'est-à-dire à appliquer la matrice de vieillissement de l'équation (10.5) sans chercher à optimiser les actions de maintenance. Il s'agit d'analyser l'évolution du patrimoine sur 15 ans et d'évaluer les indicateurs de qualité. L'évolution des états dans les cinq classes est donnée à la Fig.10.4, celles du budget total et des budgets détaillés pour les quatre classes 2, 2e, 3 et 3u sont données respectivement dans les Fig.10.5-9. Les différents budgets sont calculés à l'aide du Tab.10.7. Deux courbes supplémentaires sont présentées aux Fig.10.10-11 donnant respectivement l'évolution du coût de remise à niveau du patrimoine sur 15 ans, c'est-à-dire le coût nécessaire pour rénover tous les ouvrages en classe 1, et celle des quatre indicateurs ($I_3 = \%1 + \%2$, $I_4 = \%2e$, $I_5 = \%3 + \%3u$, $I_6 = \%3u$).

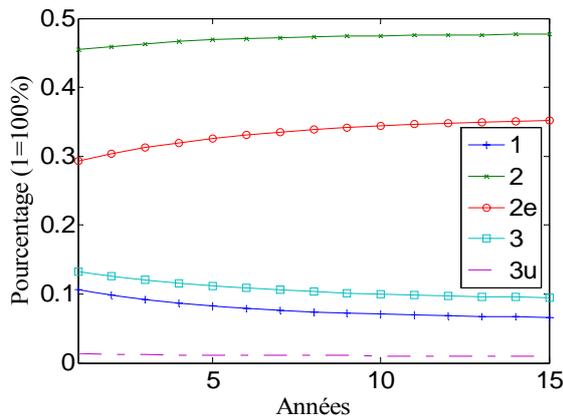


Figure 10.4. Evolution de la répartition du patrimoine dans les 5 classes IQOA sur 15 ans

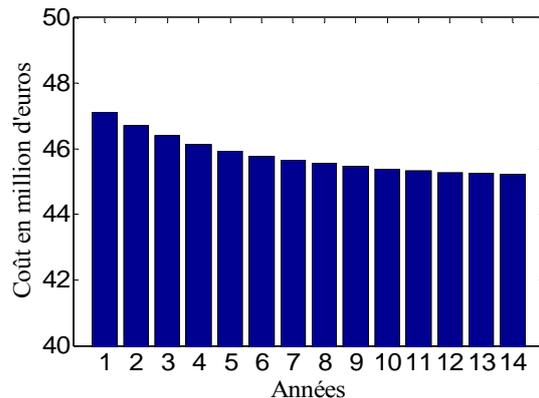


Figure 10.5. Evolution du budget annuel de maintenance

Le budget nécessaire évolue relativement peu et reste voisin de 45,5 M€ en moyenne sur les 14 années de l'horizon d'analyse (Fig.10.5). Deux tendances se dessinent sur l'évolution des états (figure 4) : les

états 1, 3 et 3u diminuent légèrement au profit des états 2 et 2e qui voient leur proportion augmenter. Cette évolution impacte les budgets de chaque classe 2, 2e, 3 et 3u (Fig.10.6-9), les budgets des classes 2 et 2e augmentant légèrement contrairement à ceux des ouvrages en 3 et 3u qui diminuent.

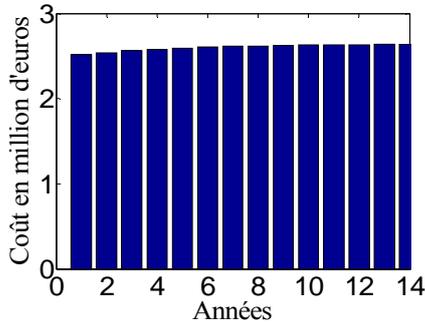


Figure 10.6. Evolution du budget annuel de maintenance des surfaces en 2

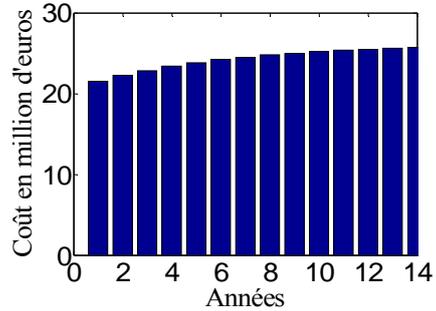


Figure 10.7. Evolution du budget annuel de maintenance des surfaces en 2e

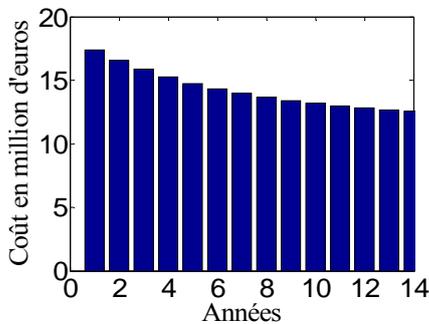


Figure 10.8. Evolution du budget annuel de maintenance des surfaces en 3

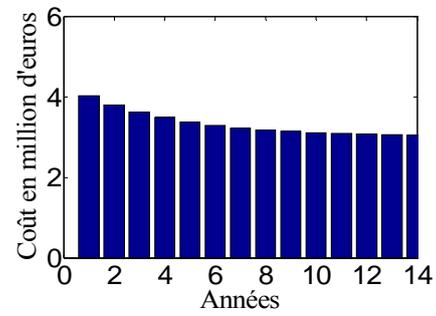


Figure 10.9. Evolution du budget annuel de maintenance des surfaces en 3u

En gardant la même politique, le coût de remise à niveau du patrimoine augmente (Fig.10.10). L'augmentation de ce coût traduit une dégradation de l'image globale du patrimoine qui reste cependant maîtrisée (augmentation de 7 M€).

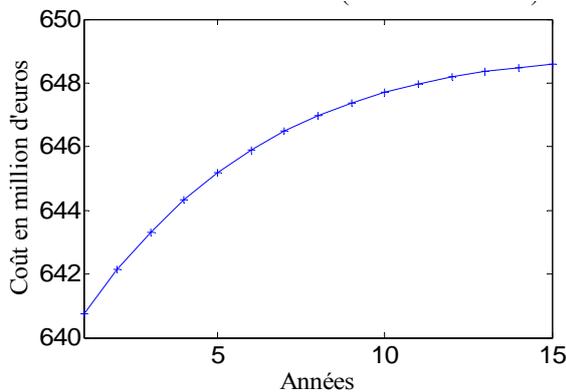


Figure 10.10. Evolution du coût de remise en niveau du patrimoine

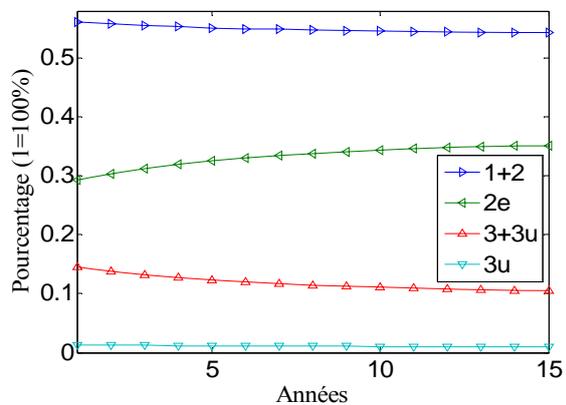


Figure 10.11. Evolution des indicateurs de qualité sur les quinze prochaines années

Les évolutions des autres indicateurs de qualité, I_3, I_4, I_5, I_6 (Fig.10.11) traduisent également une dégradation du patrimoine, les objectifs au terme des 15 ans sur I_3, I_4 et I_6 n'étant pas atteints. En effet, il y a moins de 55% d'ouvrages cumulés en 1 et 2, plus de 30% d'ouvrages en 2e et plus de 1% d'ouvrages en 3u.

La conservation de la même politique sur les quinze prochaines années conduit à une dégradation du patrimoine visible sur l'évolution progressive du coût de remise à niveau. La politique actuelle ne permet pas d'atteindre les objectifs de qualité sur les proportions dans les différentes classes. Il est donc nécessaire de modifier légèrement la politique actuelle pour atteindre les différents objectifs sur l'horizon d'étude. Un changement de la stratégie de gestion étant peu envisageable, la recherche d'une politique complémentaire à celle menée actuellement est donc à rechercher.

10.7. Optimisation des scénarii de maintenance

10.7.1. Principe de l'optimisation

Les coûts (exprimés en surface) pour faire passer un m^2 d'ouvrage de la classe i à la classe j , présentés dans le Tab.10.7, sont maintenant regroupés dans la matrice C de l'équation (10.6). Les actions d'entretien courant ne sont pas introduites dans cette étude, ce qui fixe les termes de la diagonale à 0 :

$$C = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 85 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 249 & 249 \times 0.9 & 0 & 0 & 0 \\ 335 & 335 \times 0.9 & 335 \times 0.8 & 0 & 0 \\ 2265 & 433 & 433 \times 0.8 & 433 \times 0.7 & 0 \end{pmatrix} \quad (10.6)$$

Pour tenir compte des différentes stratégies de maintenance qui peuvent être des actions préventives ou curatives, les matrices $S_i, i=1, \dots, m$ avec m le nombre de stratégies, sont considérées. L'objectif est de déterminer chaque année la combinaison optimale des opérations de maintenance à entreprendre pour maintenir le patrimoine des ponts dans un état acceptable. Pour chaque année i , un vecteur $X_j(i) = (x_{j1}^i, x_{j2}^i, x_{j2e}^i, x_{j3}^i, x_{j3u}^i)$ est associé à la stratégie j . Le terme x_{jk}^i représente la proportion des surfaces en classe k entretenues à l'année i avec la stratégie j . Le vecteur q à l'année $i+1$ s'obtient donc à partir de celui à l'année i à l'aide de l'équation (10.7). Dans cette équation, l'état annuel du patrimoine est déterminé en faisant la somme des états pour chacune des stratégies :

$$q(i+1) = q(i) \sum_{j=1}^m \begin{pmatrix} x_{j1}^i & & 0 \\ & \ddots & \\ 0 & & x_{j3u}^i \end{pmatrix} S_j \quad (10.7)$$

L'état du patrimoine peut donc être déterminé chaque année en fonction des stratégies adoptées. Ce sont les proportions x_{jk}^i qui sont les inconnues du problème. Elles doivent être déterminées de sorte que l'état du patrimoine reste sous un seuil admissible pour des coûts de maintenance les plus faibles possibles. Ainsi, pour chaque stratégie, un vecteur coût est associé :

$$C(j) = (c_{j1}, c_{j2}, c_{j2e}, c_{j3}, c_{j3u}) \quad (10.8)$$

La fonction coût à minimiser est la somme, pour toutes les stratégies, des budgets consommés chaque année (le coût de la maintenance annuelle est la somme pour $j=1, \dots, m$ du produit scalaire de $X_j(i)$ par $C(j)$, noté $\langle X_j(i), C(j) \rangle$). Les contraintes annuelles portent sur différentes variables : le vecteur q , le budget de maintenance annuelle, le coût de remise à niveau... Cet ensemble de contraintes est

symbolisé dans l'équation par la satisfaction d'un critère $f(\alpha_k) \geq 0, \forall k=1, \dots, p$, où f est une fonction non linéaire représentant les contraintes sur les variables α_k , avec p le nombre de variables sous contrainte. Le processus d'optimisation appliqué repose sur la résolution des équations de Kuhn-Tucker pour la recherche de la solution optimale sous contraintes fixées :

$$\begin{cases} \forall i=1 \dots n-1, \min_{X_j(i)} \sum_{j=1}^m \langle X_j(i), C(j) \rangle \text{ tel que :} \\ f(\alpha_k) \geq 0, \forall k=1, \dots, p \end{cases} \quad (10.9)$$

Les stratégies de maintenance sont libres d'être choisies par le gestionnaire en fonction du type de maintenance qu'il veut ou peut mettre en place. L'objectif de l'étude est de proposer une deuxième matrice de transition en complément de la matrice P de l'équation (10.5). Cette nouvelle matrice s'inspire de la matrice P et est modifiée de manière à tenir compte des actions de maintenance supplémentaires. Dans cette étude, il y a donc deux stratégies de maintenance possibles : la matrice $S_1=P$ qui correspond à la politique de maintenance actuelle et la matrice S_2 qui va ponctuellement ajouter des actions précises sur certaines classes (2e et 3u) :

$$S_1 = \begin{pmatrix} 0.8295 & 0.1466 & 0.0223 & 0.0015 & 0 \\ 0.0166 & 0.9163 & 0.0584 & 0.0086 & 0.0001 \\ 0.0073 & 0.0754 & 0.8944 & 0.0185 & 0.0045 \\ 0.0031 & 0.0372 & 0.0798 & 0.8718 & 0.0082 \\ 0.0142 & 0.0278 & 0.1121 & 0.0847 & 0.7612 \end{pmatrix} \quad (10.10)$$

$$S_2 = \begin{pmatrix} 0.8295 & 0.1466 & 0.0223 & 0.0015 & 0 \\ 0.0166 & 0.9163 & 0.0584 & 0.0086 & 0.0001 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0.0031 & 0.0372 & 0.0798 & 0.8718 & 0.0082 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix}$$

Le principe de la stratégie est explicité à la Fig.10.12 pour S_2 . La position (i, j) des termes égaux à 1 dans la matrice détermine l'action de maintenance qui va faire passer un pont de l'état i à l'état j .

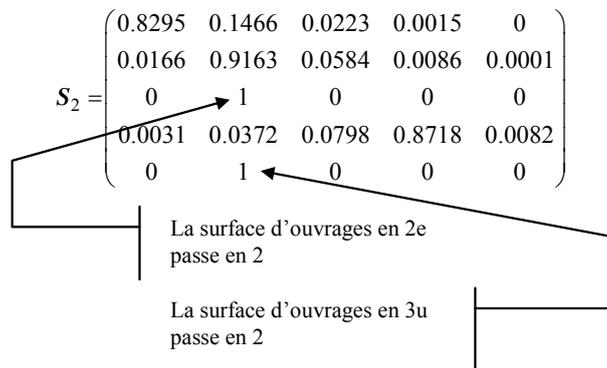


Figure 10.12. Explication de la stratégie S_2

S_1 étant la matrice de vieillissement-régénération P , la stratégie correspondante consiste à appliquer la politique actuelle. En ce qui concerne la stratégie S_2 , la politique de maintenance est la même que celle de S_1 mais une proportion des surfaces classées en 2e et 3u sont traitées de manière spécifique

pour les transformer en classe 2. C'est la combinaison de ces deux stratégies S_1 et S_2 qui est étudiée dans toute la suite de l'étude, l'objectif étant de rechercher la combinaison optimale de ces stratégies sous les diverses contraintes fixées. Afin d'apprécier l'impact de politiques préventives, une analyse est également réalisée en agissant sur l'ensemble des classes, ce qui transforme la stratégie S_2 en une stratégie S'_2 :

$$S'_2 = \begin{pmatrix} 0.8295 & 0.1466 & 0.0223 & 0.0015 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \quad (10.11)$$

10.7.2. Contraintes sur le budget annuel de maintenance

Il s'agit ici de fixer un budget et de déterminer comment et quand les actions de maintenance doivent être décidées pour respecter les contraintes. Le problème d'optimisation correspondant est le suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \forall i = 1 \dots n - 1, \min_{X_j(i)} \left| \sum_{j=1}^m \langle X_j(i), C(j) \rangle - B_a(i) \right| \text{ tel que :} \\ f(\alpha_k) \geq 0, \forall k = 1, \dots, p \end{array} \right. \quad (10.12)$$

dans lequel $B_a(i)$ est le budget annuel et f est la fonction non linéaire traduisant les contraintes sur les variables α_k , avec p le nombre de variables ayant une contrainte. Dans cette approche, le gestionnaire connaît ses ressources budgétaires annuelles et il cherche à les répartir au mieux. Le problème ainsi formulé est cependant délicat à mettre en œuvre car il est difficile de satisfaire chaque année à la fois le budget imposé et les contraintes. En effet, avec un budget trop faible, les contraintes sur les différents états ne seront pas respectées par manque de moyens. A l'inverse, l'attribution d'un budget élevé va entraîner une amélioration du patrimoine, ce qui nécessite des crédits de maintenance moins élevés certaines années alors que le budget doit rester fixe. Pour éviter des échecs dans la recherche des optima, le problème d'optimisation est reformulé :

$$\left\{ \begin{array}{l} \forall i = 1 \dots n - 1, \min_{X_j(i)} \left(\sum_{j=1}^m \langle X_j(i), C(j) \rangle \right) \text{ tel que :} \\ \sum_{j=1}^m \langle X_j(i), C(j) \rangle \geq B_a(i) \\ f(\alpha_k) \geq 0, \forall k = 1, \dots, p \end{array} \right. \quad (10.13)$$

Ainsi pendant la procédure d'optimisation, le coût de la maintenance annuelle est minimisé jusqu'à ce qu'il soit le plus proche du budget fixé. Il peut cependant être supérieur si des actions supplémentaires doivent être effectuées certaines années.

La fonction f représentant les contraintes porte sur les indicateurs de qualité I_3, I_4, I_5, I_6 :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_3(k) \geq 55\% \\ I_4(k) \leq 30\% \\ I_5(k) \leq 15\% \\ I_6(k) \leq I_6(0) - \frac{(I_6(0) - 1\%)k}{15} \end{array} \right. , k = 1 \dots 15 \quad (10.14)$$

La contrainte sur I_6 est la seule à ne pas être respectée au début de l'horizon d'analyse. Le choix d'une décroissance linéaire sur 15 ans représente une action progressive dans le temps afin d'éviter un décalage des demandes budgétaires vers la fin de la période d'étude. Le budget annuel $B_a(i)$ est choisi fixe.

10.7.2.1 Actions sur les classes 2e et 3u

Le calcul d'optimisation est mené avec les deux stratégies S_1 et S_2 en considérant deux budgets possibles fixes sur l'ensemble des 15 années. Le premier budget annuel est égal à 52 M€ et le deuxième à 54 M€. Les différentes courbes traduisant les évolutions des états et des différents coûts sont comparées pour ces deux budgets.

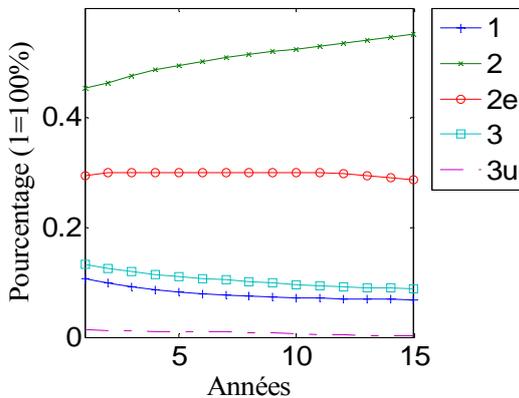


Figure 10.13. Evolution des états sur 15 ans pour un budget de 52 M€

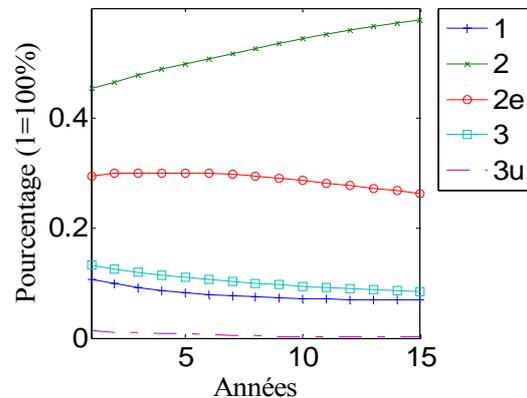


Figure 10.14. Evolution des états sur 15 ans pour un budget de 54 M€

Les Fig.10.13-14 donnent l'évolution des états sur les quinze prochaines années. L'augmentation du budget annuel de 2 M€ a pour conséquence d'augmenter le poids de la stratégies S_2 et donc la décroissance des surfaces classées en 2e et 3u.

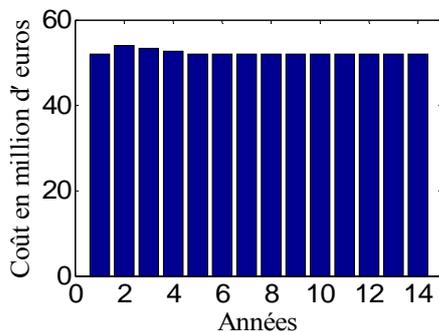


Figure 10.15. Evolution du budget annuel total de maintenance pour un budget minimal de 52 M€

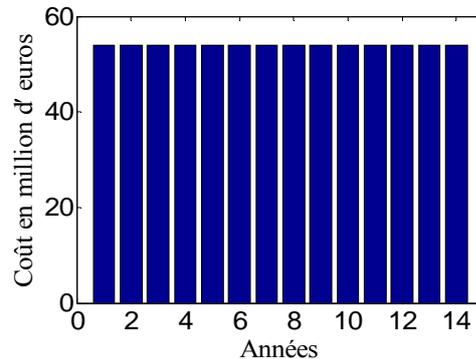


Figure 10.16. Evolution du budget annuel total de maintenance pour un budget minimal de 54 M€

Les Fig.10.15-16 donnent le budget annuel nécessaire pour satisfaire l'ensemble des contraintes de l'équation (10.14). Il est important de rappeler que dans le calcul d'optimisation, une valeur cible est

donnée pour le budget. Cependant, il peut quand même être augmenté certaines années s'il est insuffisant pour satisfaire les contraintes sur les indicateurs de qualité. Cette situation est rencontrée par exemple dans le cas où le budget est fixé à 52 M€ pour les années 2, 3 et 4 du planning. Il est déjà possible de noter que pour satisfaire les contraintes sur les indicateurs I_3, I_4, I_5, I_6 au terme des quinze années du calendrier d'intervention, il faut prévoir un budget supplémentaire annuel d'environ 7 M€ pour l'ensemble du patrimoine (en comparant les Fig.10.15-16 à la Fig.10.5).

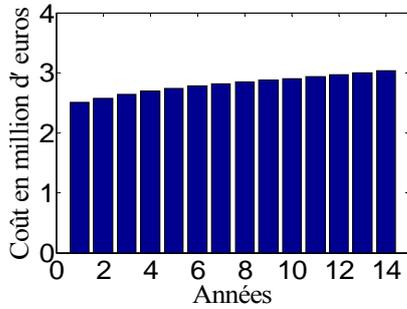


Figure 10.17. Evolution du budget annuel de maintenance pour les surfaces de classe 2 (budget minimal de 52 M€)

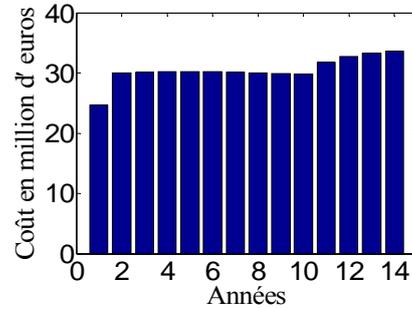


Figure 10.18. Evolution du budget annuel de maintenance pour les surfaces de classe 2e (budget minimal de 52 M€)

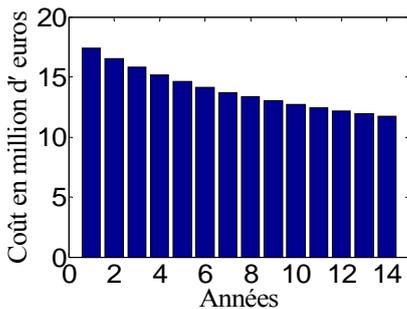


Figure 10.19. Evolution du budget annuel de maintenance pour les surfaces de classe 3 (budget minimal de 52 M€)

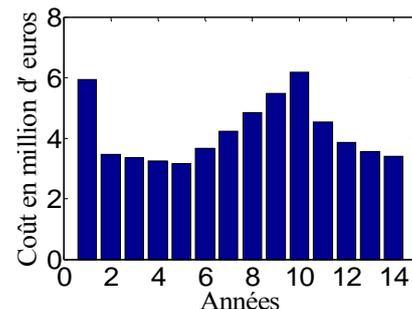


Figure 10.20. Evolution du budget annuel de maintenance pour les surfaces de classe 3u (budget minimal de 52 M€)

Les budgets annuels pour chacune des classes 2, 2e, 3 et 3u sont présentés respectivement aux Fig.10.17-20 pour un budget annuel de 52 M€ et aux Fig.10.21-24 pour un budget annuel de 54 M€. La différence d'à peine 2 M€ entre ces deux budgets permet d'anticiper les actions sur les surfaces en 2e et 3u. En effet, une légère augmentation est visible à l'année 11 dans la Fig.10.20 alors qu'elle se produit à l'année 6 dans la Fig.10.22. De même, une augmentation sur sept années est visible à la Fig.10.22 entre 6 et 13 ans alors qu'elle a lieu sur 6 années entre les années 2 et 8 à la Fig.10.24. Il est finalement possible de choisir entre une stratégie pour laquelle un budget moindre est décidé chaque année mais pour laquelle un budget supplémentaire devra être décidé au terme de quelques années et une stratégie pour laquelle le budget annuel est légèrement plus important chaque année mais avec lequel il n'y a pas de risque de dérapage budgétaire.

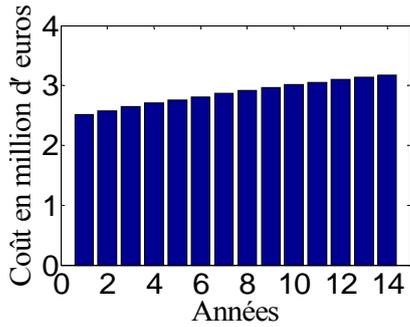


Figure 10.21. Evolution du budget annuel de maintenance pour les surfaces de classe 2 (budget minimal de 54 M€)

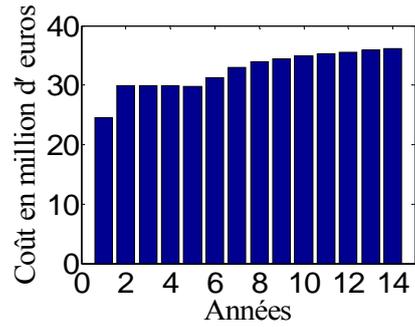


Figure 10.22. Evolution du budget annuel de maintenance pour surfaces de classe 2e (budget minimal de 54 M€)

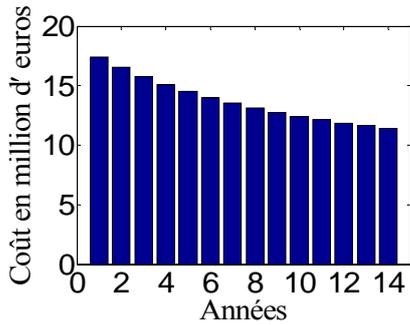


Figure 10.23. Evolution du budget annuel de maintenance pour les surfaces de classe 3 (budget minimal de 54 M€)

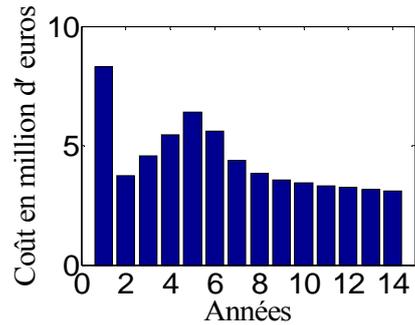


Figure 10.24. Evolution du budget annuel de maintenance pour les surfaces de classe 3u (budget minimal de 54 M€)

Les Fig.10.25-26 donnent l'évolution du coût de remise à niveau pour les deux budgets annuels de maintenance. Dans les deux cas, le coût de remise à niveau diminue. Le respect des contraintes sur les indicateurs I_3, I_4, I_5, I_6 l'explique. Il implique notamment une diminution de 0,3% des surfaces en 3u sur 15 ans et a pour conséquence d'augmenter notamment l'image globale du patrimoine.

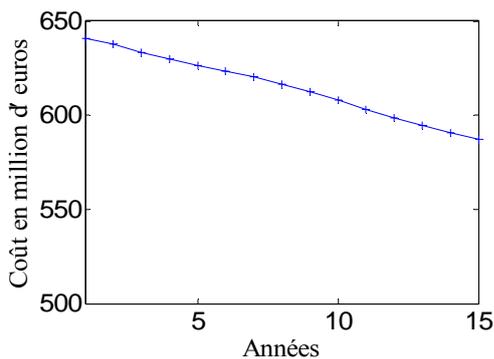


Figure 10.25. Evolution du coût de remise à niveau du patrimoine pour un budget minimal de 52 M€

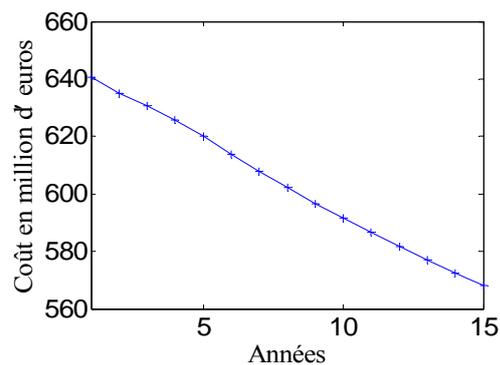


Figure 10.26. Evolution du coût de remise à niveau du patrimoine pour un budget minimal de 54 M€

Les indicateurs I_3, I_4, I_5, I_6 sont également représentés aux Fig.10.27-28. Les contraintes sur les indicateurs sont respectées à 15 ans, avec une marge plus importante lorsque le budget est fixé à

54 M€, puisque l'allocation de budgets plus élevés permet de mener plus d'actions de maintenance, ce qui contribue à l'amélioration des indicateurs.

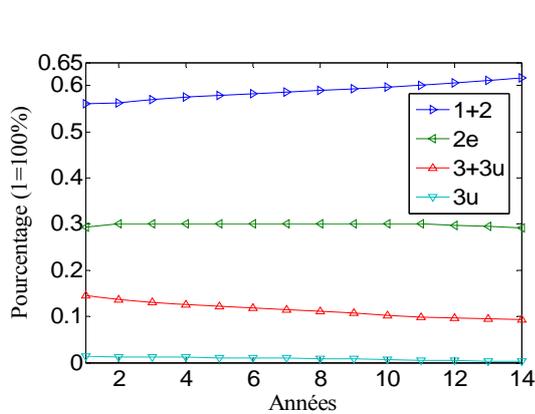


Figure 10.27. Evolution des indicateurs de qualité pour un budget annuel de 52 M€

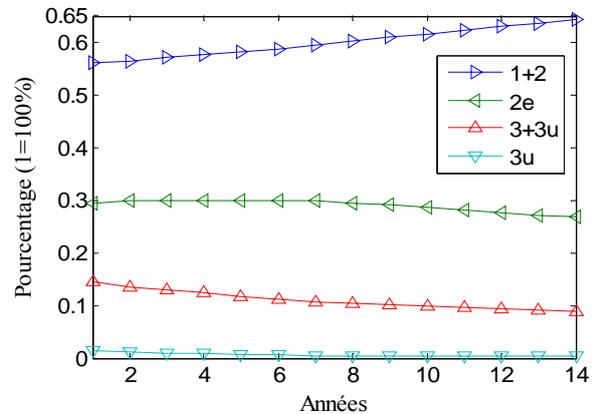


Figure 10.28. Evolution des indicateurs de qualité pour un budget annuel de 54 M€

10.7.2.2 Actions sur l'ensemble des classes

L'influence de la stratégie S'_2 visant à intervenir sur toutes les classes en se fixant un budget annuel de 54 M€ est analysée. L'évolution des états illustrée dans la Fig.10.29 montre que la classe des surfaces en 3 est privilégiée par cette stratégie. Il s'ensuit une diminution des surfaces de classe 3 au profit des surfaces de classe 2. Le budget annuel est ici respecté tous les ans et il n'y a pas d'année pour laquelle un budget supplémentaire est nécessaire (Fig.10.30).

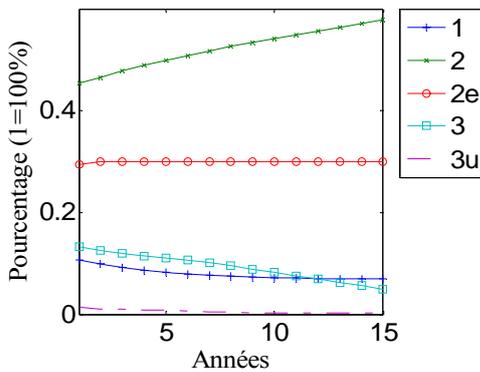


Figure 10.29. Evolution des états sur 15 ans pour un budget de 54 M€ (action sur toutes les classes)

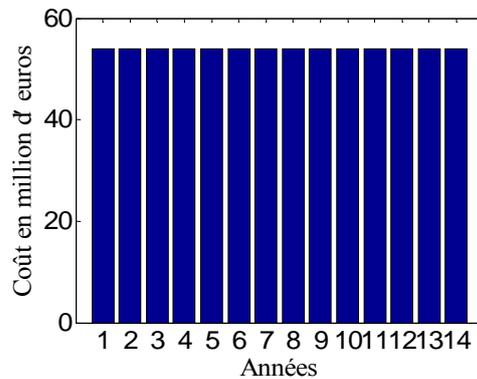


Figure 10.30. Evolution du budget annuel (action sur toutes les classes)

L'ensemble des budgets pour chacune des classes est présenté dans les Fig.10.31-34. Les courbes mettent en évidence le fait que les surfaces en classe 3 sont mieux maintenues avec la stratégie S'_2 qu'avec la stratégie S_2 .

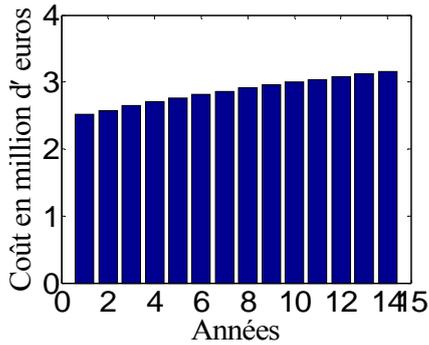


Figure 10.31. Evolution du budget annuel de maintenance pour les surfaces en classe 2 (budget de 54 M€ et action sur toutes les classes)

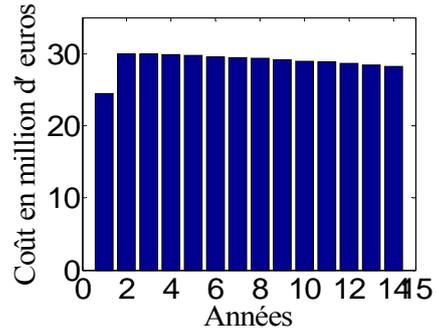


Figure 10.32. Evolution du budget annuel de maintenance pour les surfaces en classe 2e (budget de 54 M€ et action sur toutes les classes)

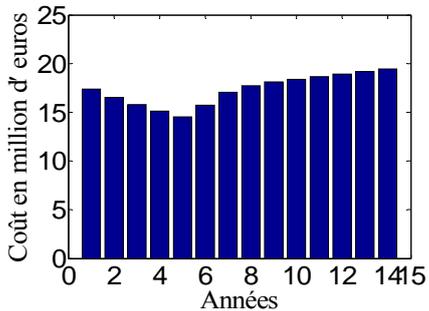


Figure 10.33. Evolution du budget annuel de maintenance pour les surfaces en classe 3 (budget de 54 M€ et action sur toutes les classes)

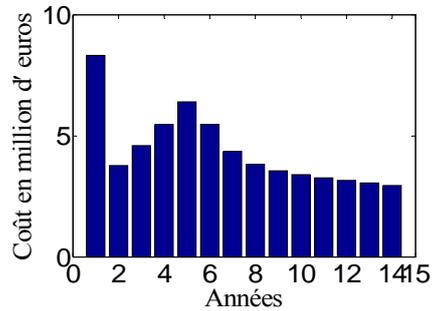


Figure 10.34. Evolution du budget annuel de maintenance pour les surfaces en classe 3u (budget de 54 M€ et action sur toutes les classes)

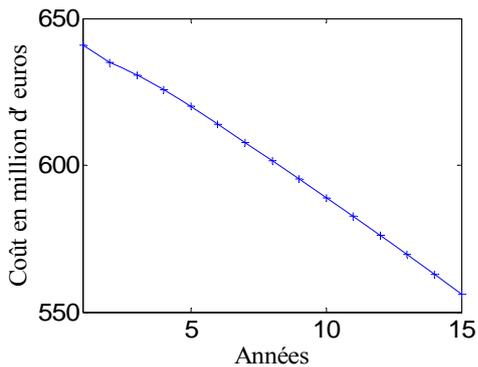


Figure 10.35. Evolution du coût de remise à niveau pour un budget de 54 M€ (action sur toutes les classes)

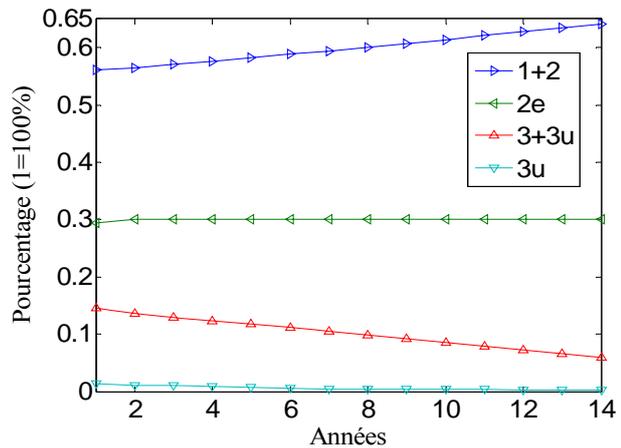


Figure 10.36. Evolution des indicateurs pour un budget de 54 M€ (action sur toutes les classes)

Les Fig.10.35-36 donnent l'évolution du coût de remise à niveau et des indicateurs, mettant en évidence que les contraintes sont respectées. La Fig.10.35 est à comparer avec la fig.10.25 pour constater que le coût de remise à niveau est plus faible à 15 ans lorsque les actions portent sur toutes les classes. La Fig.10.36 illustre le fait que la proportion des surfaces en classe 2 augmente

significativement (indicateur $I_3 = \%1 + \%2$). Avec le même budget que dans la section précédente, agir sur toutes les classes permet de modifier considérablement le résultat final et l'image du patrimoine au terme des quinze prochaines années.

10.7.3. Contraintes sur le coût de remise à niveau

Le problème d'optimisation est identique à celui de l'équation (10.13), mais une contrainte supplémentaire, portant sur le coût de remise à niveau (notée CRN), est ajoutée (équation (10.16)). L'expression mathématique est donnée par :

$$CRN(k) = S_T \begin{pmatrix} q_2(k) \\ q_{2e}(k) \\ q_3(k) \\ q_{3u}(k) \end{pmatrix} C_r, \quad \forall k = 1, \dots, 15 \quad (10.15)$$

dans laquelle $C_r = {}^t(85\text{€} \quad 249\text{€} \quad 335\text{€} \quad 433\text{€})$ est le vecteur regroupant les coûts de remise à niveau par m² et par classe, et S_T la surface totale des ouvrages. L'ensemble des contraintes d'optimisation se résume à :

$$\left\{ \begin{array}{l} CRN(k) \leq CRN_0(k) \\ I_3(k) \geq 55\% \\ I_4(k) \leq 30\% \\ I_5(k) \leq 15\% \\ I_6(k) \leq I_6(0) - \frac{(I_6(0) - 1\%)}{15} k \end{array} \right. , k = 1 \dots 15 \quad (10.16)$$

dans laquelle $CRN_0(k)$ est un plafond pouvant dépendre du temps.

10.7.3.1 Action sur les classes 2e et 3u

Deux plafonds sur le coût de remise à niveau du patrimoine sont étudiés. Le premier plafond consiste à atteindre un coût de remise à niveau fixe, c'est à dire qu'aucune diminution du coût de remise à niveau n'est exigée, la seule condition étant qu'il n'augmente pas. Le deuxième plafond vise à réaliser une diminution linéaire sur 15 ans de 60 M€. Les contraintes sur les indicateurs I_3, I_4, I_5, I_6 sont celles de l'équation (10.16). Les évolutions des états sur 15 ans (Fig.10.37-38) sont données pour les deux plafonds. La répartition des surfaces en classe 2 augmente de manière plus importante dans le deuxième cas, la stratégie S_2 étant de plus en plus favorisée pour diminuer le coût de remise en niveau.

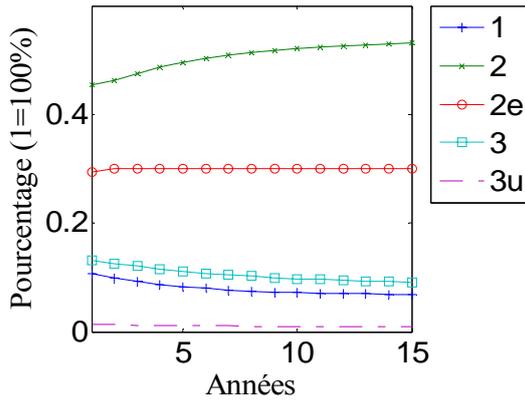


Figure 10.37. Evolution des états sur 15 ans pour un coût de remise à niveau plafond fixe

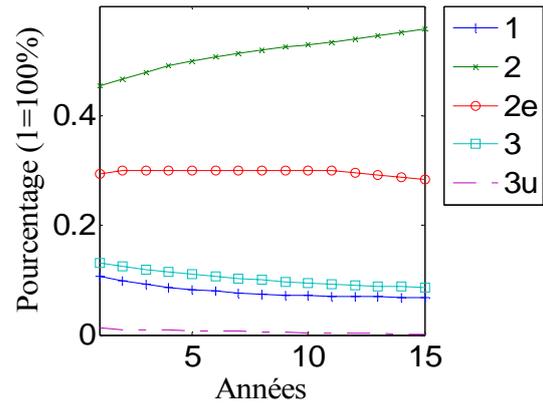


Figure 10.38. Evolution des états sur 15 ans pour un coût de remise à niveau plafond variable

Le budget annuel de maintenance nécessaire augmente avec le plafond (Fig.10.39-40). Cette augmentation se justifie par le coût des actions supplémentaires à effectuer pour atteindre les objectifs.

Les Fig.10.41-44 donnent les budgets annuels de maintenance pour chacune des quatre classes 2, 2e, 3 et 3u. Les Fig.10.45-48 donnent les budgets annuels par classe dans le cas où le coût de remise à niveau plafond diminue de 60 M€ en 15 ans. Les budgets pour les classes 2e et 3u sont plus élevés que dans la situation où le coût de remise à niveau plafond reste fixe.

Les Fig.10.49-50 donnent le coût de remise à niveau pour les deux situations. Il est intéressant de noter que dans le premier cas qui consiste à maintenir le coût de remise à niveau, celui-ci diminue. Ce résultat est la conséquence du respect des contraintes sur les indicateurs de qualité I_3, I_4, I_5, I_6 qui impose de mener des actions de maintenance.

L'évolution des indicateurs I_3, I_4, I_5, I_6 (Fig.10.51-52) montre logiquement que les seuils, pour chacun de ces indicateurs, sont respectés avec une plus grande marge dans le deuxième cas, puisque l'image du patrimoine tend à s'améliorer en raison d'une condition plus sévère sur le coût de remise à niveau.

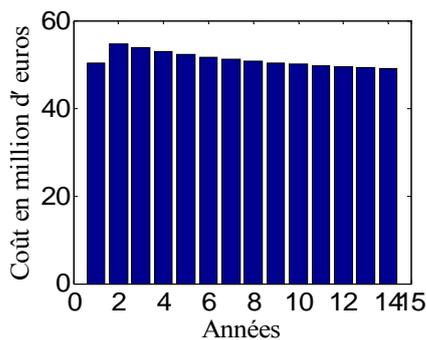


Figure 10.39. Budget annuel pour un coût de remise à niveau plafond fixe

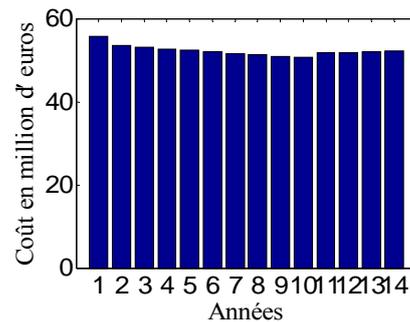


Figure 10.40. Budget annuel pour un coût de remise à niveau plafond variable

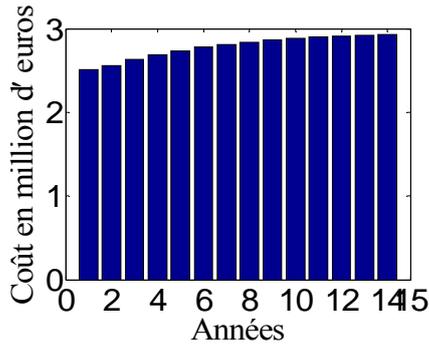


Figure 10.41. Evolution du budget annuel de maintenance pour les surfaces en classe 2 (coût de remise à niveau plafond fixe)

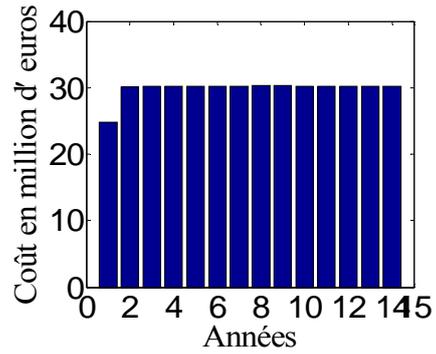


Figure 10.42. Evolution du budget annuel de maintenance pour les surfaces en classe 2e (coût de remise à niveau plafond fixe)

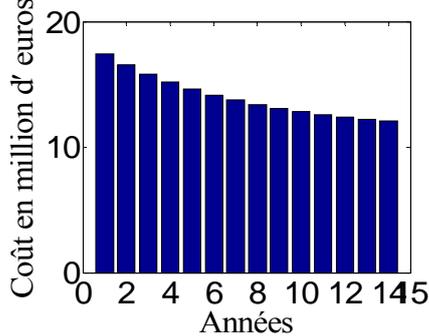


Figure 10.43. Evolution du budget annuel de maintenance pour les surfaces en classe 3 (coût de remise à niveau plafond fixe)

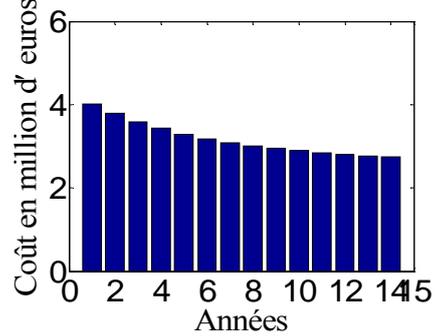


Figure 10.44. Evolution du budget annuel de maintenance pour les surfaces en classe 3u (coût de remise à niveau plafond fixe)

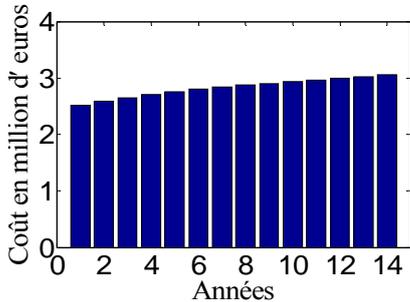


Figure 10.45. Evolution du budget annuel de maintenance pour les surfaces en classe 2 (coût de remise à niveau plafond variable)

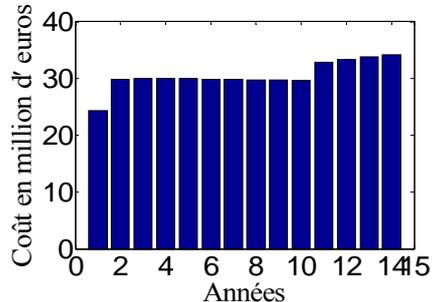


Figure 10.46. Evolution du budget annuel de maintenance pour les surfaces en classe 2e (coût de remise à niveau plafond variable)

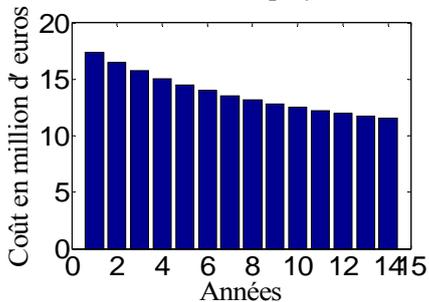


Figure 10.47. Evolution du budget annuel de maintenance pour les surfaces en classe 3 (coût de remise à niveau plafond variable)

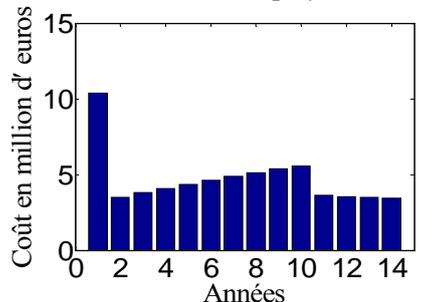


Figure 10.48. Evolution du budget annuel de maintenance pour les surfaces en classe 3u (coût de remise à niveau plafond variable)

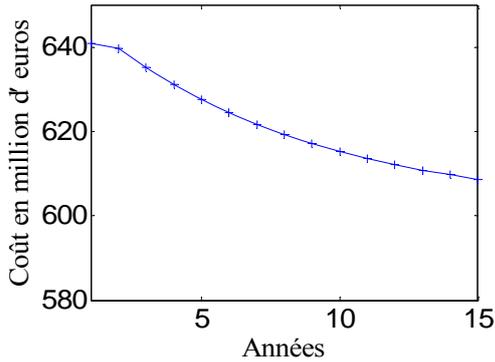


Figure 10.49. Evolution du coût de remise à niveau du patrimoine (plafond fixe)

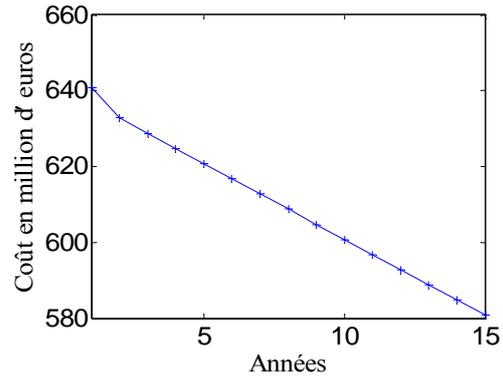


Figure 10.50. Evolution du coût de remise à niveau du patrimoine (plafond variable)

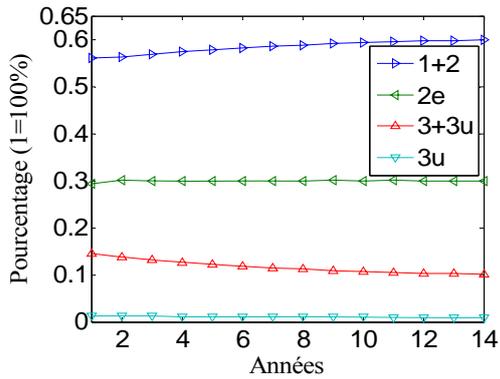


Figure 10.51. Evolution des indicateurs de qualité pour un coût de remise à niveau plafond fixe

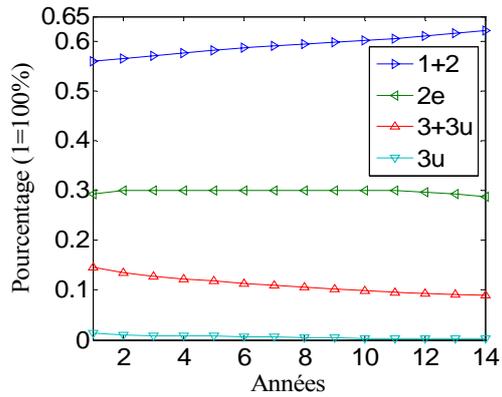


Figure 10.52. Evolution des indicateurs de qualité pour un coût de remise à niveau plafond variable

10.7.3.2 Action sur toutes les classes

Il s'agit d'apprécier l'influence de la stratégie S'_2 . Les deux cas étudiés précédemment sont repris ici. Cependant, il n'y a de différence notable de résultats par rapport aux précédents que pour le deuxième cas (réduction de 60 M€ du coût de remise à niveau sur 15 ans). Seules les évolutions des différents paramètres pour ce deuxième cas de figure sont donc présentées ci-après.

La Fig.10.53 donne l'évolution des états sur les 15 années du planning. Contrairement à la Fig.10.38, le pourcentage de surfaces en 2 cesse d'augmenter vers la onzième année pour diminuer ensuite au profit des surfaces en classe 1, ce qui est rendu possible par le fait que la stratégie S'_2 agit sur la classe 2 en transformant les surfaces en classe 1.

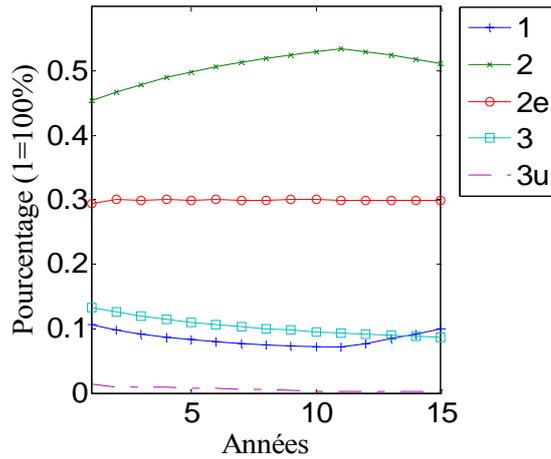


Figure 10.53. Evolution des états sur 15 ans pour un coût de remise à niveau plafond variable

Le budget annuel de maintenance est présenté à la Fig.10.54. Il est similaire, voire légèrement inférieure à celui obtenu à la Fig.10.40 dans le cas où seules des actions sur les états 2e et 3u sont réalisées.

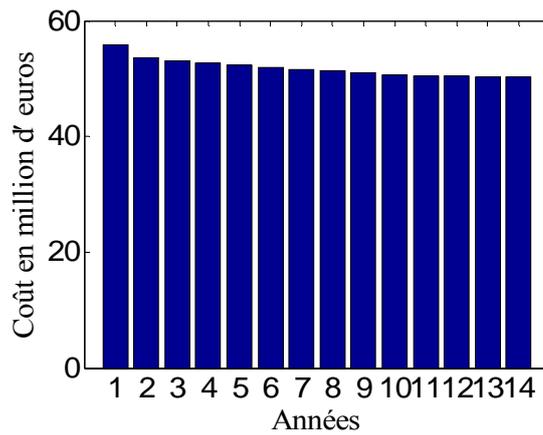


Figure 10.54. Evolution du budget annuel de maintenance pour un coût de remise à niveau plafond variable

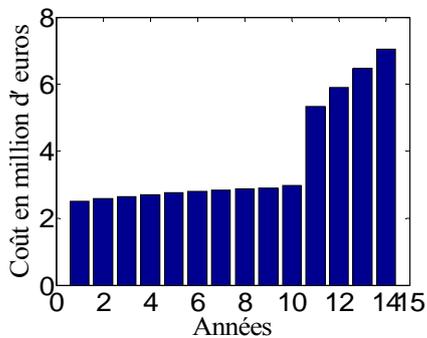


Figure 10.55. Evolution du budget annuel de maintenance pour les surfaces en classe 2 (coût de remise à niveau plafond variable)

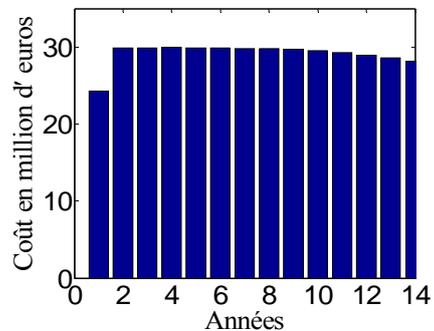


Figure 10.56. Evolution du budget annuel de maintenance pour les surfaces en classe 2e (coût de remise à niveau plafond variable)

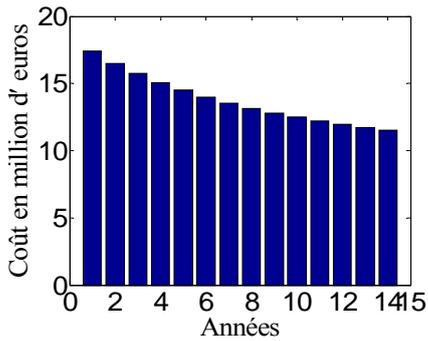


Figure 10.57. Evolution du budget annuel de maintenance pour les surfaces en classe 3 (coût de remise à niveau plafond variable)

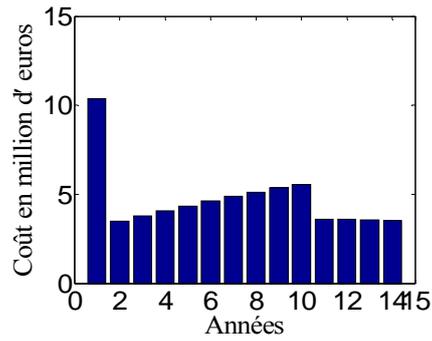


Figure 10.58. Evolution du budget annuel de maintenance pour les surfaces en classe 3u (coût de remise à niveau plafond variable)

Les Fig.10.55-58 illustrent l'évolution des budgets annuels de maintenance par classes. L'évolution des surfaces en 3 et 3u est sensiblement la même que dans le cas où seules les classes 2e et 3u sont favorisées. Les évolutions pour les budgets des classes 2 et 2e sont modifiées en partie. En effet les actions qui étaient menées aux années 11, 12, 13 et 14 sur les surfaces en 2e (Fig.10.56) sont maintenant menées sur les surfaces en 2 aux mêmes années. Le bénéfice de l'action préventive, qui consiste à intervenir sur les surfaces lorsqu'elles ne sont pas que faiblement dégradées, est donc mis en évidence.

Les évolutions des coûts de remise à niveau et celles des indicateurs de qualité sont données aux Fig.10.59-60. Les contraintes sont respectées de la même façon que dans le cas où les classes 2e et 3u étaient privilégiées. Finalement le processus d'optimisation respecte les contraintes de la même façon, mais en utilisant des stratégies différentes qui ont pour conséquence de diminuer le budget annuel. L'intérêt de la maintenance préventive est ici mis en évidence d'un point de vue économique.

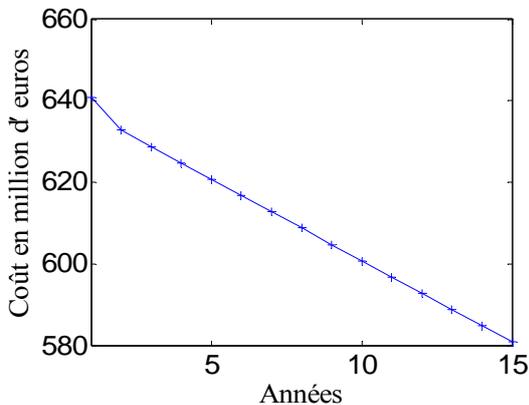


Figure 10.59. Evolution du coût de remise à niveau pour un coût de remise à niveau plafond variable (action sur toutes les classes)

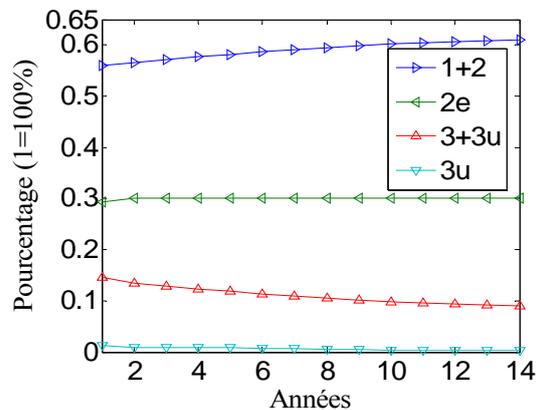


Figure 10.60. Evolution des indicateurs de qualité pour un coût de remise à niveau plafond variable (action sur toutes les classes)

10.8. Conclusion

L'approche envisagée a consisté à modéliser le passage du patrimoine d'un état à un autre au travers de concepts probabilistes que l'on appelle chaînes de Markov. L'utilisation des chaînes de Markov sur la base de données IQOA est étudiée dans un premier temps pour déterminer la matrice de transition qui permet de caractériser l'évolution du patrimoine au cours du temps. Cette modélisation mathématique

permet de déterminer des prédictions les plus réalistes possibles de l'évolution du patrimoine. Dans un second temps, cette matrice de transition est conjuguée avec divers scénarii de gestion pour en comparer leurs conséquences. L'une des perspectives de ce travail est donc d'inclure les coûts de gestion des ouvrages pour mener une étude économique. Les simulations d'évolutions combinées à une étude de coûts permettent de déterminer les stratégies de maintenance optimales et globales, c'est à dire celles qui maintiennent le patrimoine dans un bon état tout en maîtrisant les coûts d'entretien.

Diverses conclusions peuvent être tirées de cette étude :

1. il convient d'être vigilant dans l'utilisation des données et d'effectuer des contrôles de cohérence des éléments de la base souvent délicats à réaliser en raison de sa taille considérable. Cette constatation implique qu'un soin particulier doit être apporté dans le renseignement des données afin d'éviter l'association de données incohérentes entre-elles. De même, les scénarii de gestion reposent sur une matrice de coûts dont il conviendrait d'actualiser et d'affiner les termes ;
2. l'hypothèse de markoviannité peut être raisonnablement admise, mais mériterait une analyse statistique plus poussée que celle présentée dans ce rapport. Cependant, une analyse de type Chi-2 ne procurerait pas de résultats probants en raison de l'évolution lente du patrimoine sur 3 ans (ceci pour étudier diverses OSE) ;
3. l'hypothèse d'homogénéité n'est que partiellement respectée pour les termes de la diagonale de la matrice de transition (probabilité de se maintenir dans la même classe au cours du temps). Il est proposé de recourir à une matrice de transition glissante actualisée par les enquêtes annuelles pour simuler les scénarii de gestions et prédire l'évolution du patrimoine ;
4. le maintien de la politique actuelle conduit à une augmentation du coût de remise à niveau. L'augmentation de ce coût traduit une dégradation de l'image globale du patrimoine qui reste cependant maîtrisée (7 M€) ;
5. la politique de gestion actuelle représente un coût 2006 de 47 M€. Une augmentation de 7 M€ pour atteindre un budget annuel de 54 M€ non actualisé permettrait de respecter les indicateurs de qualité cibles à 15 ans avec une diminution du coût de remise à niveau. Pour cela, une politique complémentaire de la stratégie de gestion actuelle portant sur l'ensemble des classes IQOA est à privilégier, l'étude fournissant les grands volumes de surfaces par classe à traiter en priorité suivant cette politique complémentaire.

10.9. Références

- Cesare M.A., Santamarina C., Turkstra C., Vanmarcke E.H. (1992) – *Modeling bridge deterioration with Markov chains*, Journal of Transportation Engineering, 118, 6, . 820-833.
- Hudson R.W., Carmichael R.F., Hudson S.W., Diaz M.A., Moser L.O. (1984) – *Micro-computer bridge management system*, Journal of transportation engineering, 110, 1, 59-76.
- Jiang M., Corotis R.B., Ellis J.H. (2000) – *Optimal life-cycle costing with partial observability*, Journal of Infrastructure Systems, 6, 2, 56-66.
- Liu C., Hammad A., Itoh Y. (1997) – *Maintenance strategy optimization of bridge decks using genetic algorithm*, Journal of Transportation Engineering, 123, 2, 91-100.
- Odent N., Berthelley J., Delfosse G. (1999) – *Impact d'une politique de gestion sur l'état d'un patrimoine d'ouvrages en béton armé*, Revue Ouvrages d'Art, SETRA, 33, 18-28.
- Odent N., Berthelley J., Cremona C., Orcesi A., Toriel M. (2008) – *Optimization of bridge management policies on the French national roads network*, IABMAS'08, Seoul, Korea.
- Orcesi A., Cremona C. (2007) – *Optimization of reinforced concrete bridges maintenance by Markov chains*, Structure and Infrastructure Engineering, à paraître.
- Pontis technical manual (1993a) – *Report FHWA SA-94-031*, Department of Transportation, U.S.A.

Pontis version 2.0 (1993b) – *User's manual, Report FHWA SA-94-083*, Department of Transportation, U.S.A.

11.

SYSIDENT V.1.0 : SUITE LOGICIELLE POUR L'ANALYSE MODALE EXPERIMENTALE DES STRUCTURES SOUS EXCITATION AMBIANTE

L. Adelaide — C. Cremona

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

Division Fonctionnement et Durabilité des Ouvrages d'Art

L. Dieleman

Société Nationale des Chemins de fer Français

11.1. Introduction

La réalisation de mesures et d'essais vibratoires ou d'impact est pratiquée depuis très longtemps, il est vrai d'une manière fort intuitive et très pratique. Les charpentiers de marine, par exemple, ont toujours tenu compte des impacts répétitifs du vent et des vagues dans la conception des vaisseaux en bois. Les essais vibratoires n'ont cependant été formalisés que pendant et après la seconde guerre mondiale. La construction rapide d'avions a été un élément moteur du développement de ces essais dont l'objectif était d'appréhender des phénomènes particuliers conduisant à certaines défaillances sous sollicitations répétées et rapides. Les mesures de vibrations sont effectuées à des fins diverses, mais quatre grands domaines d'application peuvent être définis :

- les **tests de vibration** qui jouent un rôle vital dans la détermination de la résistance d'un composant aux environnements vibratoires susceptibles d'être rencontrés. Ils permettent par exemple d'évaluer les contraintes induites par des sollicitations rapides répétées pour estimer l'endommagement par fatigue de certaines pièces de ponts, ou de calibrer des coefficients de majoration dynamiques.
- l'**analyse structurale** qui constitue une méthode efficace se basant sur les mesures de vibrations pour déterminer le comportement dynamique d'un ouvrage. Il s'agit alors de construire un modèle mécanique de la structure à partir des essais ou de comparer prédictions numériques et réponses mesurées. Ce second cas doit conduire à une meilleure compréhension du fonctionnement de la structure, à une meilleure définition des marges de sécurité, à des hypothèses moins restrictives, à une réduction des coefficients de sécurité.
- la **surveillance** et le **diagnostic** utilisés pour signaler un comportement structural anormal. Intuitivement, des modifications, en tant que conséquence d'une dégradation, des paramètres dynamiques (masse, rigidité, amortissement) doivent conduire à des changements du comportement vibratoire.
- les **mesures de confort** qui concerne les mesures de vibrations transmises à l'homme par la vibration des structures. Dans ce cas, il s'agit de comparer les niveaux de vibration mesurés à des seuils acceptables dits de confort.

Le besoin d'indicateurs globaux pour la surveillance périodique ou continue a ainsi conduit au développement et à la recherche de méthodes examinant les changements des caractéristiques vibratoires. Ainsi, une modification de ces propriétés mécaniques par endommagement pourrait être suivie a priori par l'étude de la variation des paramètres modaux.

Dans ce contexte, le LCPC a développé depuis 2001 la boîte à outils *SysIdent* pour l'estimation temporelle des caractéristiques modales par la méthode du décrétement aléatoire. Cette suite de programme s'est progressivement enrichie de modules supplémentaires pour la détection et la localisation d'endommagements. L'objectif de ce chapitre est de présenter les divers outils numériques de la boîte à outils *SysIdent*. En sus de nouvelles fonctionnalités, cette nouvelle version a été complétée par une interface conviviale afin de faciliter les traitements.

11.2. Analyse modale opérationnelle

L'**analyse modale expérimentale** est constituée d'un ensemble de techniques et de méthodes élaborées pour améliorer la connaissance du modèle dynamique des structures réelles. Un problème important en dynamique des structures réside en effet dans la détermination précise des paramètres qui caractérisent les modes principaux d'une structure. Ces paramètres (fréquences propres, décrétements logarithmiques, modes propres) sont alors des inconnues : leur connaissance permet la validation et l'amélioration du modèle de comportement dynamique de la structure et d'analyser une partie de cette dernière qu'il peut être difficile de modéliser analytiquement. De ce fait, l'identification modale est l'estimation de ces caractéristiques à partir des mesures des signaux d'excitation et de réponse. Une telle détermination rend possible la prédiction du comportement de la structure dans toutes les situations comparables a priori à celles des essais. Ceci est particulièrement le cas des structures à comportement linéaire puisqu'il est possible de déduire la totalité des réponses pour tout type d'excitation à partir de la connaissance de la réponse à des excitations particulières synthétisées dans la matrice de transfert du modèle.

Les premières techniques introduites [IEDP, 2008] ont été développées dans les années 50 : ce sont les **méthodes d'appropriation modale** qui consistent à appliquer à la structure un ensemble de forces excitatrices harmoniques, réparties en amplitude et en phase, donnant une réponse de la structure proportionnelle à un mode propre donné du système conservatif associé. Si elles sont très fiables (l'expérimentateur "voit" le mode propre identifié), elles sont d'une mise en œuvre difficile et les moyens d'expérimentation sont inapplicables dans le cas d'investigations dynamiques sur les ponts.

Il est nécessaire à ce stade de préciser trois hypothèses de base, utilisées en pratique dans les études dynamiques de structures de génie civil. Ces hypothèses sont indépendantes de la technique d'identification, et visent à fixer les propriétés physiques des structures ou systèmes qui ont été étudiés. La structure a un comportement linéaire, impliquant l'existence de fonctions de transfert. La seconde hypothèse concerne l'invariance temporelle des paramètres physiques (paramètres modaux). Cette caractéristique mérite quelques commentaires : l'invariance temporelle est en général inadéquate pour certaines applications industrielles ou mécaniques. Les valeurs des paramètres peuvent varier, et dans de tels cas, la procédure d'identification peut être vue comme une procédure de poursuite de ces paramètres. La dernière hypothèse stipule une quantité suffisante d'informations disponibles durant l'identification. Ceci implique que tous les modes de liberté pertinents peuvent être mesurés. Cette hypothèse est à relier au problème d'observabilité et est conditionnée par les propriétés des signaux d'excitation.

L'**analyse modale expérimentale** a donc pour but l'identification des paramètres modaux d'une structure à partir d'investigations dynamiques, ce qui implique :

- la détermination du nombre de modes présents dans une bande fréquentielle d'analyse,
- pour chaque mode :
 - l'évaluation de la pulsation propre complexe $\lambda = a \omega + i b \omega$ où ω est la pulsation propre du système dissipatif,
 - la détermination du vecteur propre complexe associé normalisé $\{\Psi\}$,

- le passage des solutions propres complexes $(\lambda, \{\Psi\})$ du système dissipatif aux solutions propres $(\omega, \{\Phi\})$ du système conservatif ; ces dernières solutions pourront alors être comparées aux résultats de calculs aux éléments finis,
- la détermination des coefficients d'amortissement.

Pour réaliser ces objectifs, des investigations dynamiques sont effectuées sur la structure en un certain nombre de points judicieusement choisis pour former des déformées significatives. Ces investigations sont réalisées en appliquant des excitations de nature différente (choc, aléatoire, sinusoïdale). On parle *d'analyse modale opérationnelle* lorsque l'excitation est ambiante (environnement, charges d'exploitation...). C'est

Un problème important en dynamique de structure réside donc dans la détermination précise des paramètres qui caractérisent les modes principaux d'une structure. Ces paramètres (fréquences propres, coefficients d'amortissement ou décréments logarithmiques, modes propres) sont alors des inconnues. Les techniques classiques d'identifications en régime temporel utilisées en génie civil sont des techniques utilisant souvent des réponses impulsionnelles, comme l'*Ibrahim Time Domain* ou la méthode *Polyreference*. Ceci simplifie le développement numérique des routines d'identification, mais reste également très sensible aux bruits de mesure.

Le recours à des mesures de réponse en régime forcé est plus délicat de mise en œuvre, mais présente l'avantage d'assurer une excitation permanente, d'estimer plus correctement l'ensemble des modes pertinents, et dans le cas d'excitation ambiante, de placer la structure dans son environnement de service. Pour des essais en laboratoire, le contrôle des entrées et le choix des classes de ces dernières peuvent être correctement organisés, d'où le recours à des sources d'excitation contrôlées.

Pour une structure en service, l'excitation n'est pas forcément connue, ou même mesurable. Il est donc nécessaire de disposer de techniques se limitant à la seule connaissance et mesure de la réponse.

Durant ces dix dernières années, les utilisateurs ont commencé à étudier les capacités des algorithmes d'identification temporelle et ont été amenés à étudier ce qui était fait depuis de nombreuses années en théorie du contrôle ou en traitement du signal. Ceci a apporté un nouvel éclairage à l'identification modale. Parmi les méthodes d'identification de structures, peu sont utilisables pour le cas de grandes structures, lorsque de grandes quantités d'énergie sont en jeu. Il est alors particulièrement intéressant d'utiliser une source d'excitation aléatoire naturelle. La méthode du décrétement aléatoire a été développée par H.A. Cole à la NASA, à la fin des années 60 et au début des années 70. La motivation première du développement de cette méthode est basée sur les changements aperçus dans les fonctions d'auto-corrélation obtenues par la variabilité de charges ambiantes. Cette méthode a reçu un gain d'intérêt ces dernières années en raison de sa robustesse.

La technique du décrétement aléatoire est une technique non paramétrique temporelle, très simple à utiliser. La méthode est très rapide dans certains cas, pouvant être 100 fois plus rapide que l'algorithme de la transformation rapide de Fourier (FFT). Généralement, cette méthode est utilisée pour la détermination du coefficient d'amortissement et la détection de défauts mécaniques. Elle est, en particulier, utilisée dans l'industrie aérospatiale pour l'analyse des essais expérimentaux de vibrations. Le succès de cette méthode tient à sa simplicité d'utilisation et la possibilité d'analyser les données en temps réel. La méthode du décrétement aléatoire est attractive car elle est simple d'implémentation et peu gourmande en temps de calcul. Le principe est d'estimer des fonctions dites de décrétement aléatoire à partir de la *moyennisation de segments* de mesures vérifiant des *conditions* précises dites *de déclenchement*. A partir de la construction de ces estimateurs, il est alors possible d'extraire les paramètres modaux de la structure. Ces fonctions sont des fonctions amorties, ce qui permet d'y appliquer des algorithmes classiques d'identification comme l'Ibrahim Time Domain (ITD).

L'analyse dynamique par la méthode du décrétement aléatoire demande, au préalable, de faire un tri judicieux des points du signal étudié $y(t)$. Ce tri est effectué selon des conditions de déclenchement précises qui nous permettent d'obtenir les fonctions du décrétement aléatoire adéquates. Il existe

différentes conditions de déclenchement [Alvandi, 2003], mais il est classique de les écrire de façon réduite comme suit :

$$T_{y(t)} = \{a_1 \leq y(t) < a_2, v_1 \leq \dot{y}(t) < v_2\} \quad (11.1)$$

Une estimation de la fonction du décrétement aléatoire est obtenue par le calcul de la moyenne conditionnelle empirique de $y(t)$:

$$\tilde{D}_y(\tau) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (y(t_i + \tau) | T_{y(t_i)}) \quad (11.2)$$

Si $y(t)$ est un processus gaussien, stationnaire, centré, avec la condition de déclenchement précédente, on retrouve une relation fondamentale entre les fonctions du décrétement aléatoire et les fonctions d'autocorrélation :

$$D_y(\tau) = \frac{R_y(\tau)}{\sigma_y^2} \tilde{a} - \frac{R'_y(\tau)}{\sigma_y^2} \tilde{b} \quad (11.3)$$

Les conditions \tilde{a} et \tilde{b} sont déterminées à partir des fonctions de densité de probabilité de y et de \dot{y} :

$$\tilde{a} = \frac{\int_{a_1}^{a_2} u f_y(u) du}{\int_{a_1}^{a_2} f_y(u) du}; \quad \tilde{b} = \frac{\int_{v_1}^{v_2} \dot{u} f_{\dot{y}}(\dot{u}) d\dot{u}}{\int_{v_1}^{v_2} f_{\dot{y}}(\dot{u}) d\dot{u}} \quad (11.4)$$

Dans le cas particulier où la condition de déclenchement se limite à l'étude des maxima locaux ($|v_1 - v_2| = \varepsilon$), il vient par exemple :

$$D_y(\tau) = \frac{R_y(\tau)}{\sigma_y^2} \tilde{a} \quad (11.5)$$

La variance de l'estimateur \tilde{D}_y du décrétement D_y est donnée par l'expression :

$$\mathbb{V}[\tilde{D}_y(\tau)] \approx \frac{\sigma_y^2}{N} \left(1 - \left(\frac{R_y(\tau)}{\sigma_y^2} \right)^2 - \left(\frac{R'_y(\tau)}{\sigma_y \sigma_{\dot{y}}} \right)^2 \right) + \frac{k^E}{N} \left(\frac{R_y(\tau)}{\sigma_y^2} \right)^2 \quad (11.6)$$

avec $k^E = \frac{\int_{a_1}^{a_2} x^2 f_X(x) dx}{\int_{a_1}^{a_2} f_X(x) dx} - \left(\frac{\int_{a_1}^{a_2} x f_X(x) dx}{\int_{a_1}^{a_2} f_X(x) dx} \right)^2$. On remarque que pour $\tau = 0$, on a $\mathbb{V}[\tilde{D}_{XX}(0)] = \frac{k^E}{N} \neq 0$.

Le décrétement aléatoire peut donc être vu comme une approximation de l'auto-corrélation sur la base d'un nombre réduit de valeurs de mesure.

Les principes précédents se généralisent à l'analyse de systèmes à plusieurs degrés de liberté et points de mesure [Alvandi, 2003]. On ne parlera plus de fonction de décrétement aléatoire mais de **vecteur de décrétement aléatoire**. L'astuce de la méthode du décrétement aléatoire est d'interpréter les fonctions de décrétement aléatoire comme des fonctions de corrélation et d'appliquer les algorithmes d'extraction des paramètres modaux sur ces fonctions. Implémentée dans la boîte à outils **Sysident**, elle est largement

décrite dans la notice d'utilisation de la suite informatique [Sysident, 2007] et dans les références [Alvandi, 2003], [Cremona, 2004] et [Cremona, 2008].

Comme les fonctions de décrément aléatoire sont proportionnelles aux fonctions d'auto-corrélation et ces fonctions sont aussi équivalentes aux réponses libres de la structure, ces fonctions de décrément aléatoire peuvent être considérées comme une réponse libre de la structure à partir de laquelle les caractéristiques modales de la structure peuvent être estimées. La méthode d'Ibrahim est une technique temporelle d'identification modale basée sur une réponse transitoire. En utilisant deux matrices déduites de la réponse transitoire, Ibrahim a présenté une technique d'identification de paramètres modaux de la structure. L'une de ces matrices est la matrice de réponse et l'autre est celle décalée par rapport au temps. Par l'étude d'un problème aux valeurs propres, les paramètres modaux de la structure peuvent être estimés.

Nous avons vu précédemment que l'estimation des paramètres modaux de la structure peut être effectuée par la méthode de décrément aléatoire et la méthode d'Ibrahim (ITD). Dans un certain nombre de cas, il ne suffit pas de trouver une valeur numérique convenable pour ces paramètres modaux, mais il faut aussi estimer également leur précision et les incertitudes liées à l'identification. En particulier, lorsque le nombre d'essai est insuffisant, l'estimation ponctuelle présente de grandes fluctuations et des erreurs importantes peuvent apparaître. Pour cela, à partir d'échantillons prélevés il faut générer plusieurs estimations et produire des statistiques de l'estimation. Par la méthode d'Ibrahim (ITD) et en utilisant les réponses obtenues par la méthode de décrément aléatoire, les caractéristiques modales de la structure peuvent être calculées. En augmentant le nombre de ces réponses décalées, la méthode d'Ibrahim nous permet d'extraire plusieurs *réalisations* des paramètres modaux. Ceci permet d'obtenir des réalisations de fréquences ou des coefficients d'amortissement (et même des déformées modales) qui permettront de juger de la bonne qualité de l'identification modale menée. C'est notamment l'option retenue dans le développement de la suite informatique *Sysident*.

11.3. Détection d'endommagements

L'idée de base dans toutes les techniques de détection d'endommagement par essais vibratoires réside dans l'idée que les paramètres modaux (fréquences, coefficients d'amortissement, déformées propres) mesurés sont fonction des propriétés physiques de la structure (rigidité, masse, amortissement). De ce fait, les modifications pouvant intervenir sur les propriétés physiques ou mécaniques doivent être détectables au travers de changements des paramètres modaux, identifiés par *analyse modale expérimentale* ou *opérationnelle*.

En général, les effets d'un endommagement dans une structure peuvent être classés comme linéaire ou non linéaire. Une situation d'endommagement sera dite linéaire, si la structure initialement élastique linéaire reste élastique linéaire après l'endommagement. Les changements des propriétés modales sont causés par le changement des géométries et/ou des propriétés matérielles de la structure, mais la réponse de la structure peut être toujours modélisée en utilisant les équations linéaires du mouvement. L'endommagement sera non linéaire, si la structure initialement élastique linéaire se comporte de façon non linéaire après que l'endommagement se soit produit. Un exemple d'endommagement non linéaire est la formation d'une fissure de fatigue qui s'ouvre et se ferme sous l'environnement normal de vibration.

Dans ce chapitre, seuls des endommagements linéaires sont considérés. Ces derniers représentent la majorité des désordres précoces des ouvrages. La non linéarité intervient dans la plupart du temps pour des degrés d'endommagement sévères. Les cas pratiques qui pourront être traités par les méthodes indiquées en Annexe C, se placeront dans le cadre de cette hypothèse, étant conscients cependant que certains degrés d'endommagement dépassent sa limite de validité.

Les méthodes linéaires peuvent être classifiées en *méthodes basées sur modèle* (MBM) et les *méthodes non basées sur modèle* (MNBM). Les MBM supposent que la réponse de la structure évaluée sera dans une certaine manière comparée à un modèle numérique. Les méthodes qui ne nécessitent pas de modèle prédéfini sont souvent basées sur le changement des paramètres modaux

(déformées propres, fréquences et coefficients d'amortissement) et leurs dérivés ou bien sur le changement de matrices particulières comme celles de flexibilité et de rigidité.

Les développements modernes sur l'identification d'endommagement par des essais vibratoires proviennent des études effectuées sur plateformes off-shore par l'industrie pétrolière dans les années 70 et au début des années 80. Le manque de connaissance du lieu d'endommagement et l'inaccessibilité de certaines parties de structures rendaient la situation un peu différente par rapport à d'autres ouvrages. Il a ainsi été constaté que les conditions d'environnement comme le changement du niveau d'eau qui ajoute une masse significative à la structure, le bruit d'équipement et la variation de la masse qui se produit par le changement du niveau de fluide dans le réservoir, pouvaient influencer les résultats. L'industrie aéronautique a également commencé à étudier l'utilisation des techniques d'évaluation d'endommagement basées sur des mesures vibratoires dans les mêmes années que l'industrie pétrolière. Dès le début des années 80, la communauté du génie civil a rapidement suivi les études menées sur les techniques d'évaluation d'endommagement et a commencé à les appliquer aux cheminées puis aux ponts notamment.

L'un des avantages des méthodes vibratoires qui ne sont pas basées sur des modèles numériques (MNBM) est qu'elles ne nécessitent pas la connaissance a priori du lieu d'endommagement, le nombre de capteurs de mesures pouvant être réduit et ne se situant pas nécessairement à proximité de l'endommagement. Cet avantage provient du fait que la mesure des caractéristiques dynamiques (les déformées propres, les fréquences et les coefficients d'amortissement) est indépendante de la localisation des capteurs de mesure sur l'ouvrage.

Rytter [Rytter, 1993] propose de classer les méthodes de détection d'endommagement en quatre niveaux :

- détermination de l'existence d'un endommagement dans la structure (niveau 1),
- localisation d'un endommagement (niveau 2),
- quantification de la sévérité d'un endommagement (niveau 3),
- prédiction de la durée de vie résiduelle (niveau 4).

Les méthodes MNBM se classent en général aux niveaux 1 et 2. Lorsque les méthodes sont couplées avec un modèle numérique (méthodes NBM), les niveaux 3 et 4 peuvent être obtenus ; c'est le cadre de l'*identification structurale* non abordée dans l'outil *Sysident*.

De nombreux auteurs ont étudié le *changement de fréquence* comme indicateur d'endommagement. Les changements des propriétés structurales causent des modifications sur les fréquences propres de la structure ; les fréquences décroissent en fonction d'un endommagement croissant (perte de rigidité). Une analyse périodique des fréquences et de la détection de décalages fréquentiels peut mettre en évidence cette perte de rigidité liée à la présence d'endommagement. Cependant, l'analyse des décalages fréquentiels est souvent d'une utilité pratique très limitée [Cremona, 2004] en raison de la faible sensibilité des fréquences aux faibles endommagements et à leur sensibilité aux effets thermiques.

Les *déformées propres* d'une structure sont souvent utilisées pour l'évaluation des endommagements, au travers de coefficients de corrélation entre modes comme le coefficient MAC (*Modal Assurance Criterion* - MAC) ou le coefficient de corrélation des points de mesure (*Coordinate Modal Assurance Criterion* - COMAC). Ces coefficients expriment la corrélation existant entre deux déformées propres mesurées [IEDP, 2008], [Cremona, 2004]. L'utilisation des déformées propres, et des coefficients MAC et COMAC, reste assez mitigée pour la détection d'endommagement. Les études menées ont mis en évidence une sensibilité plus importante des modes propres en présence d'un endommagement [Cremona, 2004]. Cependant, un aspect pratique ne doit pas également être perdu de vue : il est plus difficile d'identifier des déformées propres que des fréquences. Là où quelques capteurs suffisent, il est nécessaire d'utiliser plusieurs capteurs pour assurer un maillage fin de la structure afin d'identifier les déformées propres. De plus, les phénomènes locaux sont capturés par les fréquences élevées tandis que les basses fréquences tendent à caractériser le comportement global de l'ouvrage et seront donc moins sensibles à des modifications locales du comportement de la structure. D'un point de vue

expérimental, il sera donc plus difficile d'exciter de hautes fréquences à cause des niveaux d'énergie à mettre en œuvre, ce qui implique la plupart du temps d'avoir recours à de l'analyse modale opérationnelle. Les déformées propres sont enfin moins sensibles aux effets thermiques que les fréquences, sauf si les effets dus à la température se traduisent par une modification des conditions aux limites.

Les *coefficients d'amortissement* constituent des indicateurs peu fiables pour la détection d'endommagement ou de modifications structurales ; l'une des raisons réside dans l'hypothèse d'amortissement visqueux équivalent, souvent utilisée, rarement vérifiée. Cependant, la présence d'endommagement peut induire des augmentations des coefficients d'amortissement en raison de frottements accrus au droit des zones dégradées.

Les études sur l'utilisation directe des paramètres modaux ont mis en évidence la faible sensibilité des fréquences et une certaine potentialité des déformées propres à détecter et/ou localiser des endommagements. Pour accentuer la sensibilité des déformées propres à servir d'indicateurs d'endommagement, divers indicateurs du 2nd ordre ont été proposés. Une autre façon d'utiliser les déformées propres pour obtenir des informations sur la source des changements vibratoires est d'étudier leurs dérivées. Il y a en effet une relation directe entre la courbure des déformées propres et les déformations de flexion. La diminution d'énergie de déformation modale entre deux degrés de liberté structuraux s'obtient notamment par l'analyse de la *courbure des déformées propres* mesurées. Une autre classe de méthodes de détection d'endommagement pour estimer les changements du comportement de la structure utilise la matrice de *flexibilité* (inverse de la rigidité). La méthode n'exige pas un modèle analytique de la structure et seules quelques fréquences propres et modes propres, avant et après endommagement, sont nécessaires. En combinant certains aspects des méthodes de courbure des déformées propres et de flexibilité, une autre méthode de détection d'endommagement peut être construite ; l'idée générale est que la perte de la rigidité localisée cause l'augmentation de *courbure de flexibilité* au même point. Le changement de la courbure s'obtient alors par la flexibilité, au lieu des déformées propres. Enfin, l'un des indicateurs les plus prometteurs et sensibles est le *changement de l'énergie de déformation*. L'un des avantages de cette méthode est que seul un petit nombre de modes de vibration peut être utilisé pour obtenir de bons résultats. Cette méthode est développée pour de faibles endommagements car elle repose sur une linéarisation des énergies de déformation après endommagement. Ces diverses techniques sont intégrées dans *Sysident* v1.0 et sont largement décrites dans les références [IEDP, 2008], [Cremona, 2004].

11.4. Présentation de la suite informatique *Sysident-LCPC*

11.4.1. Interface *sys_ident_gui*

Matlab© lancé, l'interface *sys_ident_gui* peut l'être en tapant dans la fenêtre de commande :

```
>> sys_ident_gui;
```

L'interface graphique (Fig.11.1) apparaît donc.

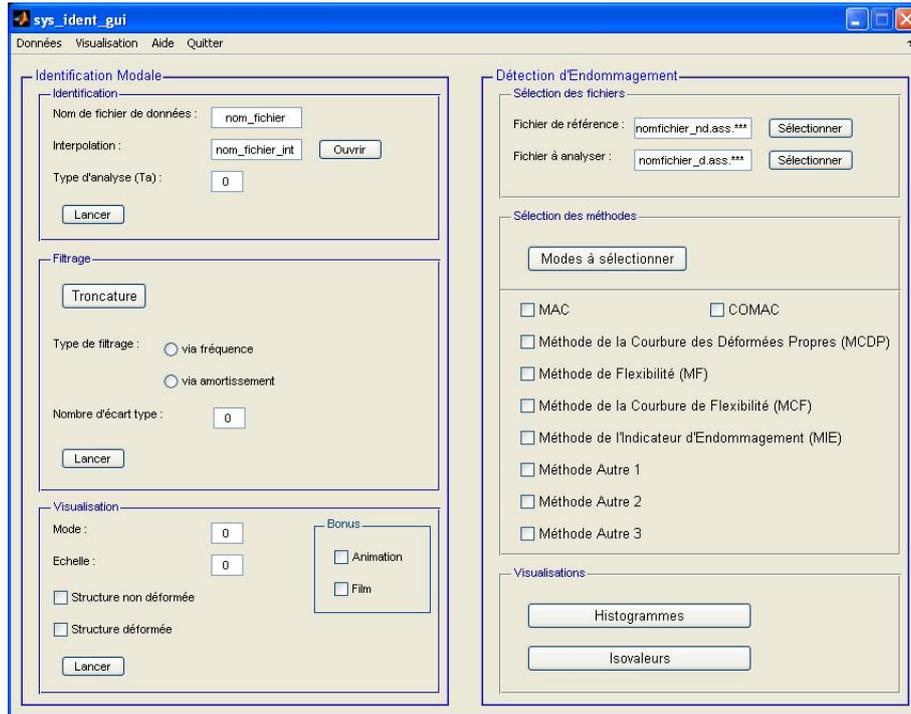


Figure 11.1. Vue générale de l'interface *sys_ident_gui*

Il est important de placer dans le répertoire qui contient les fichiers de données expérimentales, le fichier de données nécessaire aux analyses, les deux fichiers d'interpolation. Ainsi les fichiers de résultats se placeront-ils dans ce même répertoire. Tous les champs sont initialisés par défaut. Il est nécessaire de spécifier les paramètres de chaque champ avant que le calcul soit lancé.

Cette interface est munie d'une barre de menus et de deux parties distinctes, l'une dédiée à l'identification modale (*Identification modale*) et l'autre à la détection et localisation de modifications structurales (*Détection d'endommagement*).

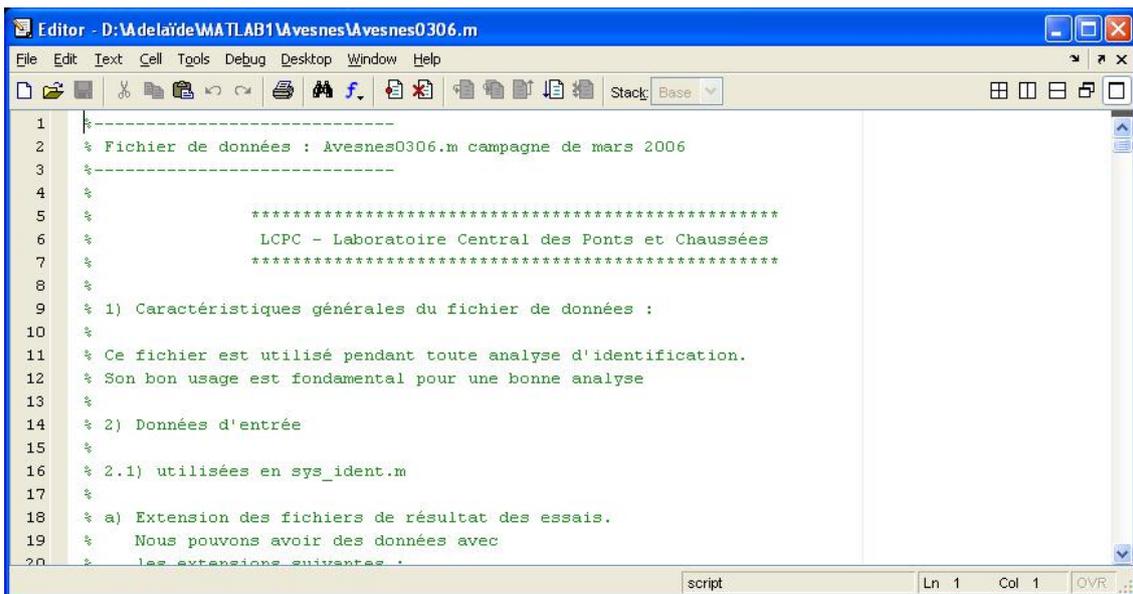


Figure 11.2. Ouverture d'un fichier de données

11.4.2. Barre de menus

La barre de menus permet à l'utilisateur via d'ouvrir le fichier de données nécessaire aux analyses afin de pouvoir soit le modifier ou vérifier sa conformité pour une utilisation correcte (Fig.11.2). Le maillage de la structure est visualisé par un jeu de couleur signalant les différentes séries de mesures et le nœud de référence par une étoile (Fig.11.3). Le jeu des couleurs est choisi de sorte que le point de référence est défini par une étoile, et que chaque phase des mesures ou setup (ensemble de points pour lesquels les mesures sont acquises de manière synchrone) a une couleur différente gérée automatiquement (dans la Fig.11.3, un seul setup – en rouge – est défini). Les points non mesurés dans le maillage mais interpolés à partir des mesures voisines sont regroupés au sein d'une même couleur (ici en orange).

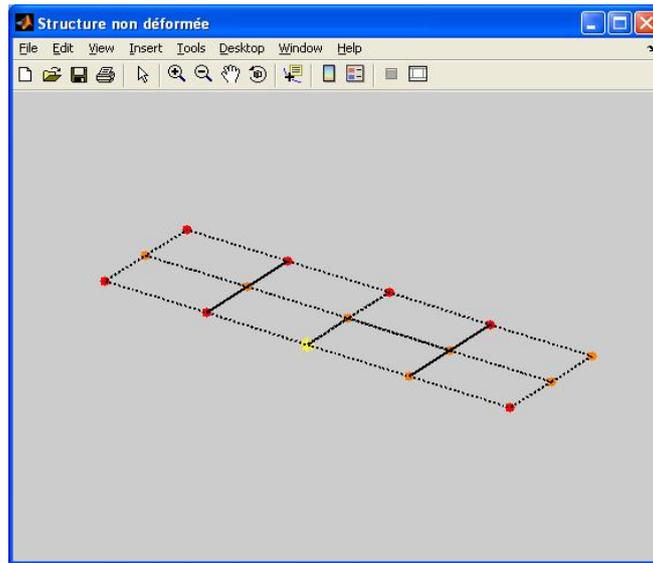


Figure 11.3. Visualisation d'un ouvrage

11.4.3. Identification modale

Cette partie est scindée en trois blocs : *Identification*, *Filtrage* et *Visualisation*. Le bloc *Identification* est identifié par le cadre de la Fig.11.4.

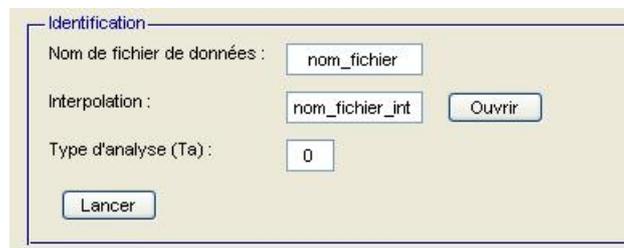


Figure 11.4. Bloc *Identification* de *sys_ident_gui*

En tapant le nom du fichier de données que l'on veut analyser à la place de **nom_fichier**, **nom_fichier_int** est immédiatement remplacé par le nom du fichier d'interpolation rattaché au fichier de données. Ce bloc a pour objectif de définir le type d'analyse à effectuer. Trois types d'analyse d'identification sont aujourd'hui disponibles :

- Type 1 : il s'agit du décrétement aléatoire couplé avec la méthode d'Ibrahim avec les signaux de chaque fichier pris séparément (dans ce cas, il n'y a pas de modes propres, seulement les fréquences et amortissements) ;
- Type 2 : il s'agit du décrétement aléatoire couplé avec la méthode d'Ibrahim avec les signaux de chaque fichier pris dans leur globalité (dans ce cas, il y a les modes, fréquences et amortissements propres),
- Type 4 : il s'agit du décrétement aléatoire couplé avec la méthode d'Ibrahim avec pré-filtrage des signaux de chaque fichier (dans ce cas, il y a les modes, fréquences et amortissements propres).

Le cas d'analyse de type 3 n'existe pas pour l'instant. Il sera utilisé dans un futur proche pour la *méthode de réalisation stochastique*. Une fois tous les champs de ce bloc remplis, il apparaît selon la Fig.11.5.

The image shows a software dialog box titled "Identification". It has a light beige background and a blue border. Inside, there are three input fields: "Nom de fichier de données" with the text "Merlebach0305", "Interpolation" with the text "Merlebach0305_int", and "Type d'analyse (Ta)" with the text "4". To the right of the "Interpolation" field is a button labeled "Ouvrir". Below the "Type d'analyse" field is a button labeled "Lancer". At the bottom left of the dialog is another button labeled "Lancer".

Figure 11.5. Exemple de bloc *Identification* rempli

Une fois, l'identification modale lancée, une barre d'attente (ou de progression) indique la progression du calcul. Dès que l'identification est terminée, un message de fin apparaît à l'écran et la barre d'attente disparaît aussitôt.

Une représentation du bloc *Filtrage* est donnée Fig.11.6. Il convient de commencer par cliquer sur *Troncature*. Ce processus de troncature consiste à afficher un histogramme des fréquences identifiées et d'identifier les parties de l'histogramme correspondant à chaque fréquence. Il s'agit donc de discriminer dans les fréquences identifiées celles correspondant à chaque mode. Plus les barres de l'histogramme seront marquées, plus l'identification sera considérée comme discriminante. Pour cela, il convient parfois de réaliser un préfiltrage des signaux (type 4 d'analyse). Un histogramme avec en abscisse les fréquences et en ordonnée le nombre de réalisations s'affiche (Fig.11.7).

The image shows a software dialog box titled "Filtrage". It has a light beige background and a blue border. At the top left is a button labeled "Troncature". Below it, the text "Type de filtrage :" is followed by two radio buttons: "via fréquence" (which is selected) and "via amortissement". Below that, the text "Nombre d'écart type :" is followed by a text box containing the number "0". At the bottom left of the dialog is a button labeled "Lancer".

Figure 11.6. Bloc *Filtrage*

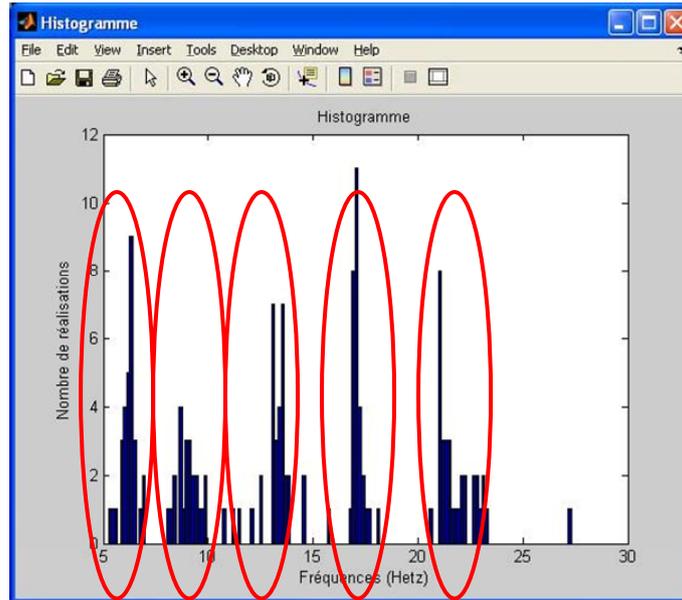


Figure 11.7. Histogramme des fréquences

Il est possible de faire des zooms afin de relever les limites inférieures et supérieures de chaque fréquence décelée. Le nombre de fréquences et, pour chaque fréquence, les valeurs inférieure et supérieure de troncature sont demandés à l'utilisateur. L'utilisateur doit ensuite choisir le type de filtrage (par fréquence ou par amortissement) et le nombre d'écart type, pour affiner cette analyse (Fig.11.8).

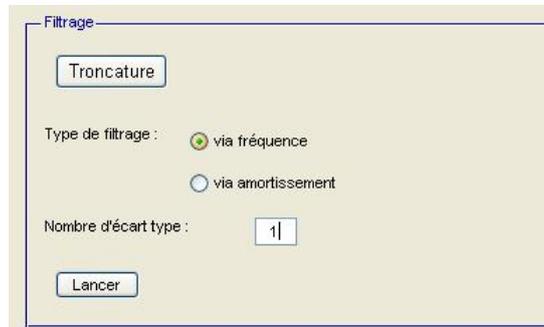


Figure 11.8. Choix du type de filtrage après troncature

Le maillage de la structure (Fig.11.10), les déformées modales et leur animation sont accessibles par le bloc de **Visualisation** (Fig.11.9).

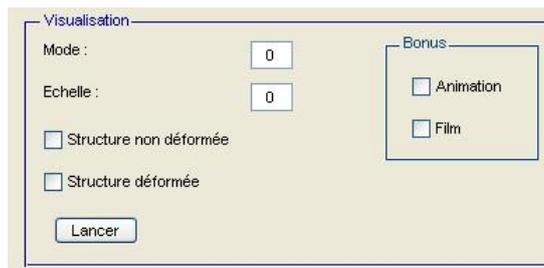
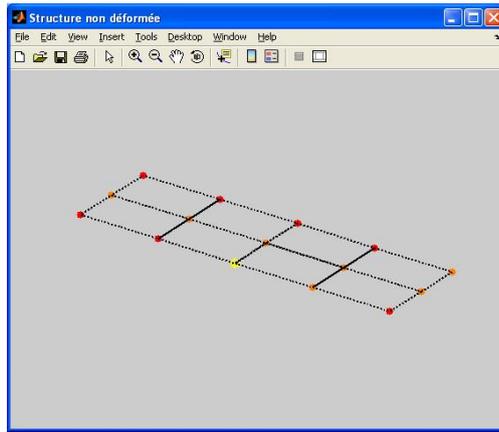
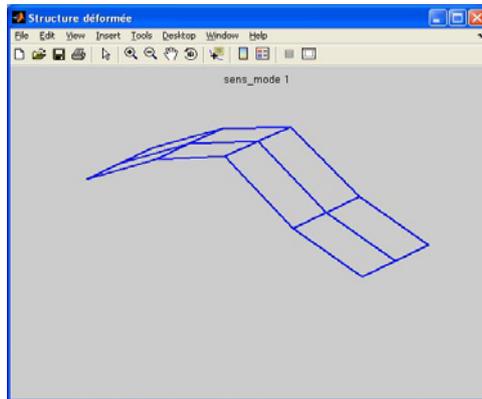


Figure 11.9. Bloc Visualisation



a - Structure non déformée



b - Structure déformée

Figure 11.10. Exemples de visualisation

11.4.4. Détection d'endommagement

Le bloc *Sélection des fichiers* permet de sélectionner les fichiers analysés pour la détection de modifications structurales (Fig.11.11).



Figure 11.11. Bloc Sélection des fichiers

Le fichier à analyser du nom de **nomfichier_d.ass.***** et celui de référence du nom de **nomfichier_nd.ass.***** sont de type MAT-files.

Ce bloc peut être utilisé de deux manières différentes :

- soit indépendamment de la partie *Identification modale* et dans ce cas l'utilisateur doit sélectionner le nom des fichiers à analyser et de référence,
- soit, l'utilisateur vient juste de faire fonctionner la partie *Identification modale* qui se termine en inscrivant directement le nom du fichier à analyser à la place du nom **nomfichier_d.ass.*****. Il ne reste plus qu'à sélectionner le fichier de référence.

Le bloc *Sélection des méthodes* permet de sélectionner les méthodes de détection de modifications structurales entre le cas à analyser et le cas de référence (Fig.11.12).

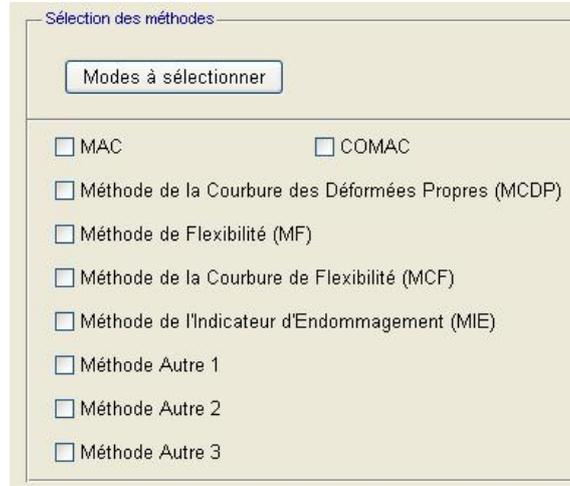
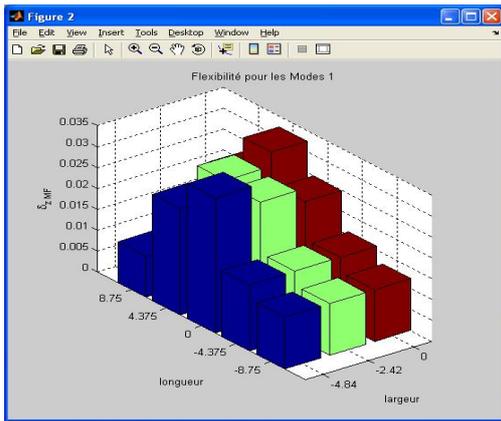
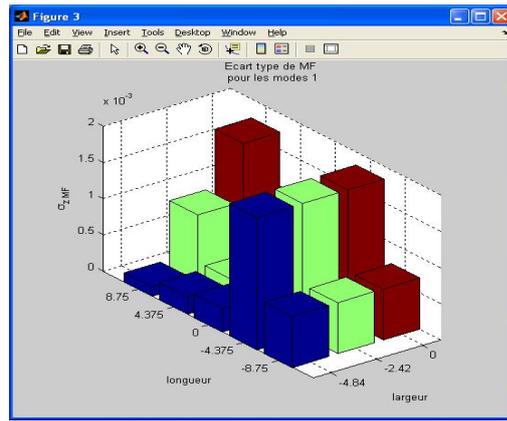


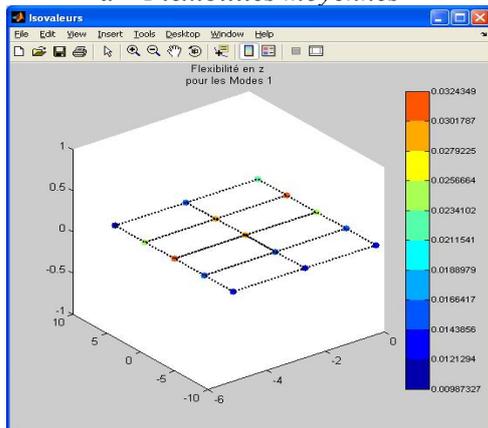
Figure 11.12. Choix des méthodes de détection d'endommagement



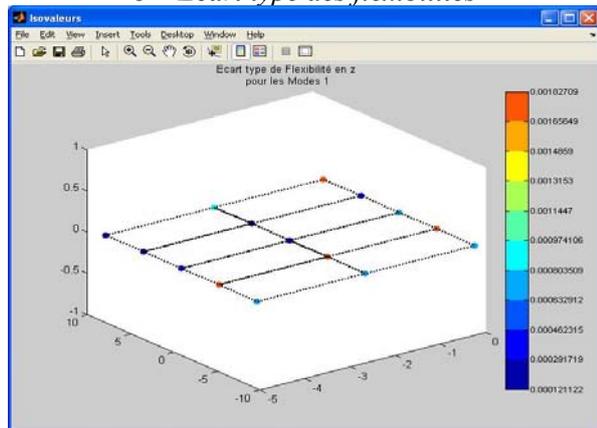
a – Flexibilités moyennes



b – Ecart type des flexibilités



c – Isovaleurs des flexibilités moyennes

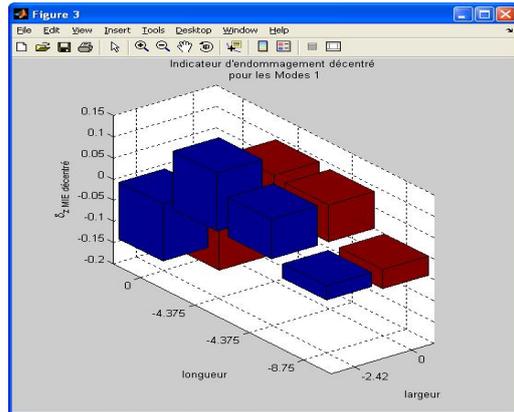


d – Ecart type des isovaleurs des flexibilités

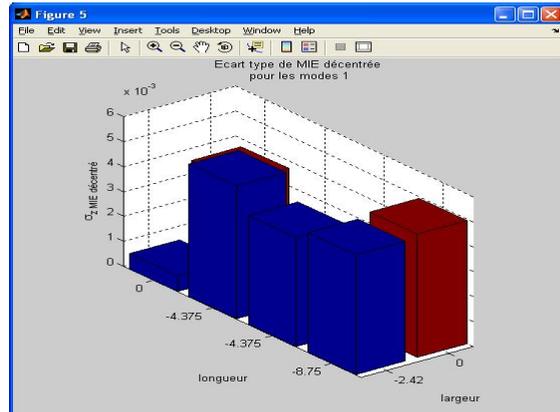
Figure 11.13. Exemples de résultats par la méthode de flexibilité

Dans ce bloc, il convient tout d'abord de sélectionner les modes utilisés pour l'application des méthodes ; une boîte de dialogue demande confirmation, et les numéros des fréquences choisies doivent être indiquées. Les modes qui sont sélectionnés par leur numéro, le sont parmi ceux correspondants aux fréquences définies dans la partie *Identification modale*. Enfin, il est nécessaire de sélectionner les méthodes pour effectuer les analyses de détection et/ou de localisation des modifications structurales.

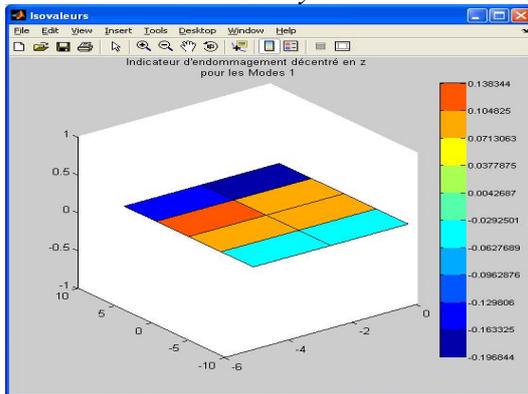
Les graphes de détection des modifications structurales sont visualisables selon deux types : par histogrammes (Fig.11.13) ou par isovaleurs (Fig.11.14). Une option permet la visualisation de l'indicateur et de l'écart type associé, alors que la seconde se limite à afficher l'indicateur seul.



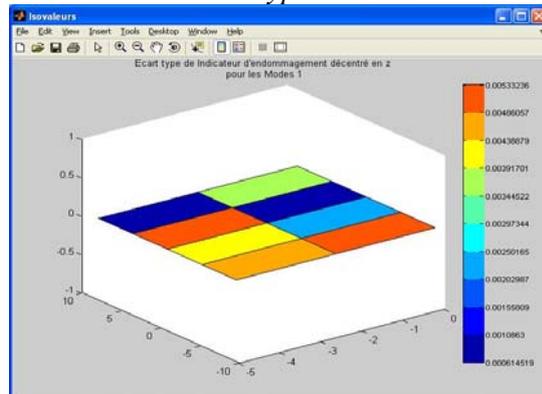
a – MIE moyennes



b – Ecart type des MIE



c – Isovaleurs des MIE moyennes



d – Ecart type des isovaleurs des MIE

Figure 11.14. Exemples de résultats par la méthode de l'indicateur d'endommagement

11.5. Principales fonctions de SysIdent-LCPC

L'interface *sys_ident_gui* a été conçue pour permettre une prise en main rapide de la boîte à outils *SysIdent*. Pour des utilisations avancées, il est recommandé d'utiliser directement les fonctions de base utilisées par cette interface graphique, plutôt que l'interface elle-même. Comme pour l'interface *sys_ident_gui*, les fonctions de *SysIdent* se divisent en deux grandes familles. La première permet l'identification modale à partir d'un nombre déterminé de fichiers de données expérimentales (provenant de plusieurs séries de mesures enregistrées à partir des réalisations d'essais vibratoires), un fichier de données fournissant les caractéristiques de la structure ainsi que les données provenant du plan d'instrumentation nécessaires à l'analyse des données expérimentales et un fichier contenant l'interpolation essentielle à la visualisation des déformées propres. La seconde famille de fonctions permet la localisation et la détection de modifications structurales.

11.5.1. Fonctions liées à l'identification

La boîte à outils *Sysident* est composée de routines de calcul écrites en Matlab© Version 5. Elle permet l'identification de modes et fréquences propres issue de l'analyse de plusieurs séries de mesures enregistrées dans différents fichiers. Il est possible aussi de filtrer les valeurs propres selon des critères choisis par l'utilisateur. Il y a un total de 4 programmes indépendants pouvant être exécutés à partir du prompt de la fenêtre d'exécution de Matlab© ou intégrés dans des scripts ou des macro-fonctions :

- **sys_ident.m** : programme principal,
- **sys_trunc.m** : programme qui définit les limites de chaque fréquence identifiée,
- **sys_filtre.m** : programme de filtrage des fréquences propres,
- **sys_assem.m** : programme d'assemblage des modes propres,
- **sys_visua.m** : programme de visualisation des déformées propres.

Pour obtenir une identification complète, il faut exécuter les 4 programmes suivant l'ordre précédent.

11.5.2. Fonction liée à la détection et à la localisation de modifications structurales

Cette fonction est utilisable indépendamment des fonctions d'identification modale, mais requiert les fichiers de données et les deux fichiers de sortie de **sys_assem.m**, pour les deux cas à comparer (appelés cas endommagé et cas non endommagé).

Contrairement à l'identification modale, il n'y a qu'une seule fonction : **sys_detect.m**. La fonction **sys_detect.m** est capable de faire la détection et la localisation de modifications structurales grâce aux méthodes suivantes :

- MAC (Modal Assurance Criterion),
- COMAC (COordinate Modal Assurance Criterion),
- MCDP (Méthode de la Courbure des Déformées Propres),
- MF (Méthode de la Flexibilité),
- MCF (Méthode de la Courbure de Flexibilité),
- MIE (Méthode de l'Identification d'Endommagement).

Elle permet donc à l'utilisateur de choisir une de ces méthodes pour la visualisation des endommagements avec écart type, soit par histogramme, soit par histogramme et isovaleurs.

11.6. Conclusions

Ce chapitre a brièvement présenté les nouvelles options de la suite logicielle *Sysident-LCPC*. Ces études, menées grâce à l'appui de la SNCF, permettent aujourd'hui de disposer d'un outil performant et évolutif pour l'analyse modale opérationnelle des structures et pour la détection/localisation de modifications structurales. Pour l'heure, seules les méthodes du décrétement aléatoire et la méthode temporelle d'Ibrahim sont implantées pour l'identification modale. Concernant la détection et localisation d'endommagements, les indicateurs MAC, COMAC, de flexibilité, de courbure de flexibilité, de courbure de déformées propres et d'énergie de déformation sont disponibles.

Il reste cependant encore de nombreuses investigations à mener afin d'améliorer l'interface et les méthodes pour en faire un outil informatique sortant du cadre de la recherche. En particulier, l'intégration d'autres méthodes d'identification modale pertinentes, l'amélioration de la partie détection et localisation d'endommagements par l'ajout de nouvelles méthodes et le développement en Java pour en faire une application web dans le cadre du traitement en temps réel de données acquises

sur ouvrage restent des éléments indispensables pour renforcer le caractère opérationnel de **Sysident-LCPC**.

11.7. Références

- Alvandi A. (2003) – *Contribution à l'utilisation pratique des essais dynamiques à la détection d'endommagements dans les ponts*, Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
- Cremona C. (2004) – *Evaluation dynamique des ponts, Série Ouvrages d'Art, N°47*, Collection ERLPC, LCPC.
- Cremona C. (2008) – *Méthodes d'identification sous excitation ambiante*, Collège de Polytechnique.
- IEDP (2008) – *Investigations et évaluations dynamiques : guide technique*, Collection Guides Techniques, LCPC.
- Rytter A. (1993) – *Vibration Based Inspection of Civil Engineering Structures*, PhD. Dissertation, Department of Building Technology and Structural Engineering, Aalborg University, Danemark.
- Sysident (2008) – **Sysident** : notice d'utilisation, LCPC.
- Mendoume Minko D. (2005) – *Identification des systèmes dynamiques stochastiques. Application à l'évaluation dynamique des ponts sous sollicitations ambiantes*, Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal.

12.

POLLUX-LCPC : UN NOUVEL OUTIL DE CALCUL DES ACTIONS DU TRAFIC SUR LES PONTS ROUTIERS

Bruno Koubi — Christian Cremona

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

Division Fonctionnement et Durabilité des Ouvrages d'Art

12.1. Introduction

Le calcul des actions et des sollicitations du trafic sur les ouvrages routiers est un besoin constamment exprimé, pour leur dimensionnement, la calibration des règlements de charges, ou leur évaluation en service. C'est pour répondre à ces besoins que le logiciel **Castor-LCPC** fut développé dans les années 90. La version actuelle de ce logiciel a cependant peu évolué depuis sa création, même si elle s'est enrichie de post-processeurs qui permettent d'exploiter au mieux les résultats de **Castor-LCPC** en extrapolant les effets du trafic pour diverses périodes de retour ou en calculant l'endommagement par fatigue.

La diversité des études menées avec **Castor-LCPC** et l'hétérogénéité informatique des outils de pré-traitement (trafics) et de post-traitements (effets des trafics) ont conduit à repenser l'architecture complète des divers programmes informatiques associés à **Castor-LCPC**. **Pollux-LCPC** répond à cette attente et fournit, au travers d'une interface utilisateur interactive regroupant les fonctionnalités de définition des données du problème, de lancement du calcul et d'exploitation des résultats du calcul, la chaîne complète des outils nécessaires au calcul des effets du trafic routier sur les ponts.

Pollux-LCPC calcule tous les effets (sollicitations ou contraintes) induits par des trafics réels. A partir d'enregistrements de trafic et des surfaces ou lignes d'influence des ouvrages, ce logiciel permet de disposer d'histogrammes (valeurs, dépassements de niveaux, minima et maxima, rainflow) utiles pour l'estimation des effets extrêmes et des cycles de fatigues subis. Ce chapitre présente les caractéristiques principales du logiciel **Pollux-LCPC** en rappelant les principes généraux des calculs menés.

12.2. Principe de calcul des effets simulés du trafic

Le point de départ du logiciel **Pollux-LCPC** est un trafic mesuré et des lignes d'influence calculées théoriquement ou mesurées in situ, puis les contraintes ou sollicitations produites en différents points sensibles de l'ouvrage sont cherchées. Cela sert au dimensionnement de projets de ponts, à leur vérification en fatigue ou à l'évaluation de la sécurité d'un ouvrage en service vis-à-vis de tel ou tel type de charges ; les surfaces d'influence des effets étudiés sont ici supposées connues.

12.2.1. Trafic

Les trafics utilisés par le programme **Pollux-LCPC** sont, en général, issus des enregistrements effectués sur un site routier par une *station de pesage en marche*. Compte tenu de la richesse des enregistrements actuellement disponibles sur le réseau national, l'usage de ces données particulièrement fiables et représentatives des conditions réelles de circulation s'avère optimal pour les applications.

En entrée, le programme **Polluc-LCPC** utilise donc toujours un *trafic*. Un train de véhicules circulant sur une ou plusieurs voies dans un ou deux sens d'un itinéraire routier est appelé trafic. Un trafic est entièrement décrit par une série de véhicules successifs pour chaque voie de circulation. Le trafic constitue l'action qui sollicite l'ouvrage et induit contraintes et déformations.

Chaque véhicule est représenté par :

- sa date d'arrivée,
- le numéro de la voie où il circule (et son sens),
- sa position transversale à partir du bord extérieur d'une voie de droite,
- sa vitesse,
- le nombre d'essieux,
- les poids de chaque essieu ainsi que le poids total,
- les distances entre essieux successifs, ainsi que la longueur totale entre essieux extrêmes.

12.2.2. Surface d'influence

La notion de ligne ou surface d'influence utilise une hypothèse de linéarité, qui peut être exprimée de la façon suivante :

- un effet global, dû à la présence simultanée sur l'ouvrage de deux roues (au moins) pour chaque essieu, de plusieurs essieux, et souvent de plusieurs véhicules, est approché par la somme des effets élémentaires induits par chaque roue,
- ces effets élémentaires sont proportionnels à la charge de la roue considérée.

Cela est notamment vérifié lorsque les contraintes restent dans le domaine de l'élasticité linéaire, ou dans le cas des petits déplacements. Sous cette hypothèse, le calcul des effets dus au trafic sur un pont se fait suivant le cas par une surface d'influence complète, représentée soit par l'ensemble des lignes longitudinales parallèles pour toutes les positions transversales possibles, soit par une ligne longitudinale de référence correspondant à une position latérale donnée, combinée avec une ligne transversale, permettant de calculer l'effet d'une charge en tout point de la surface du tablier. En pratique, sont utilisées soit des surfaces d'influence théoriques ou de projet, calculées par des programmes, soit des surfaces mesurées directement sur ouvrages en déplaçant un véhicule étalonné à faible vitesse le long du pont (sans autre trafic), et suivant diverses positions transversales.

L'effet global est complètement déterminé par la donnée de la surface d'influence, notée $\mathcal{S}(x, y)$, en chaque point, (x, y) , de la chaussée, dont la valeur représente l'effet dû à une charge unité placée en ce point. Puisque les essieux comportent deux roues (éventuellement deux fois deux roues jumelées), sur lesquelles la charge sera supposée également répartie, la surface d'influence, $\mathcal{S}(x, y)$, n'est connue que par l'intermédiaire de la fonction :

$$\mathcal{T}(x, y) = \frac{1}{2}(\mathcal{S}(x, y - e) + \mathcal{S}(x, y + e)) \quad (12.1)$$

où :

- e est la demi-valeur de l'écartement des roues, qui sera supposée constante (de l'ordre de 1 m, ce qui correspond assez fidèlement à la réalité),
- y est la coordonnée transversale.

Cette fonction \mathcal{T} à son tour n'a besoin d'être connue que dans la zone de présence \mathcal{D} des véhicules :

$$\mathcal{D} = \left\{ y \in \bigcup_{i=1}^n [y_i - \Delta y, y_i + \Delta y] \right\} \quad (12.2)$$

où :

- n est le nombre de voies de circulation sur l'ouvrage,
- y_i est alors la coordonnée transversale du milieu de la voie,
- Δy est la variation maximale de la position transversale d'un véhicule dans sa voie de circulation (de l'ordre de 0,7 m).

La ligne d'influence pour la voie ou la position i est alors définie par :

$$\mathcal{L}_i(x) = \mathcal{T}(x, y_i) \quad (12.3)$$

et la fonction \mathcal{T} sera approchée par l'expression suivante :

$$\mathcal{T}(x, y) \approx \mathcal{L}(x) \mathcal{C}(y) \quad \text{pour } y \in [y_i - \Delta y, y_i + \Delta y] \quad (12.4)$$

12.2.3. Histogrammes

Pour le calcul direct des effets, l'algorithme du programme **Pollux-LCPC** utilise l'hypothèse que chaque véhicule conserve une position transversale et une vitesse constantes sur l'ouvrage (pas de doublement sur l'ouvrage). Chaque véhicule du trafic est traité isolément et ses contributions aux différents effets E_n successifs, pour les instants où il est sur le pont, sont calculés et additionnés à la valeur de E_n . **Pollux-LCPC** fournit alors les histogrammes suivants :

- *Histogramme des valeurs* : la distribution fréquentielle de toutes les valeurs d'effet E_n , calculées aux instants t_n de la discrétisation temporelle. Dans la pratique, cet histogramme est peu utilisé autrement qu'à titre de vérification, car il contient un très grand nombre de valeurs et une sur-représentation des niveaux de l'effet où celui-ci varie peu (en général, les valeurs voisines de zéro).
- *Histogramme des dépassements de niveaux (DDN)* : comptage du nombre d'instant où des valeurs positives des effets sont franchies en croissant, et des valeurs négatives en décroissant. Cet histogramme donne une bonne image des variations de l'effet, en éliminant notamment les nombreuses valeurs successives voisines dans les zones où l'effet varie peu.
- *Histogramme des rainflow (RF) [AFNOR, 1993]* : il compte des cycles d'étendue de contrainte (chargement-déchargement), information utile pour les calculs en fatigue. Elle est motivée par la mémoire des matériaux, dont l'endommagement en fatigue est lié à la séquence des déformations passées.

12.2.4. Application au calcul des valeurs extrêmes

Pour les ponts de grande portée, il est généralement admis que le processus X décrivant les variations d'un effet au cours du temps est stationnaire gaussien. En effet, si la surface d'influence est différente de 0 sur une longueur importante par rapport à la longueur occupée par un véhicule, il suffit de modéliser les effets du trafic par un processus de type bruit blanc. De plus, si la surface d'influence varie lentement sur des zones ne présentant pas de discontinuités et si le rapport entre la longueur de l'ouvrage et la distance moyenne entre véhicules successifs est suffisamment importante, l'effet peut, être considéré comme gaussien (théorème central limite). De nombreuses études ont été menées pour valider ce caractère gaussien [Ditlevsen & Madsen, 1994]. Sous cette hypothèse, pour un niveau x

donné, le taux moyen $\nu(x)$ du nombre de dépassements de x (en croissant si $x > 0$, en décroissant si $x < 0$) s'exprime par la formule de Rice [Rice, 1954] :

$$\nu(x) = \frac{1}{2\pi} \frac{\dot{\sigma}}{\sigma} \exp\left(-\frac{(x-m)^2}{2\sigma^2}\right) \quad (12.5)$$

σ et $\dot{\sigma}$ sont respectivement l'écart-type et l'écart-type de la dérivée stochastique par rapport au temps du processus considéré. m est la moyenne du processus. La formule de Rice est valable pour les dépassements de niveaux positifs et négatifs.

Ce taux moyen $\nu(x)$ s'obtient aisément de l'histogramme des dépassements de niveaux en divisant chaque classe par la durée T_{ref} (exprimée en semaines) sur laquelle l'histogramme est calculé par **Pollux-LCPC**. Cet histogramme normalisé représente donc le comptage des occurrences moyennes sur une semaine où des valeurs positives des effets sont franchies en croissant et des valeurs négatives en décroissant (Fig.12.1).

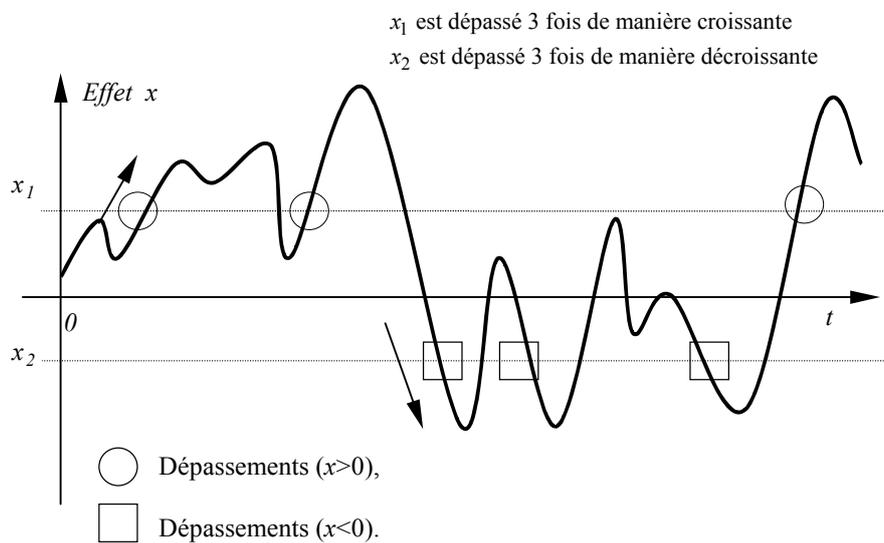


Figure 12.1. *Dépassements de niveaux pour un signal*

A partir de cet histogramme normalisé de dépassements de niveaux, il est possible d'extrapoler les valeurs minimale et maximale de l'effet du trafic suivant différentes périodes de retour [Cremona, 2000] en ajustant une formule de Rice sur la queue droite pour les effets maxima et une formule de Rice sur la queue gauche pour les effets minima. Cela revient ainsi à identifier trois paramètres par queue de l'histogramme, σ , m et $\nu_0 = \dot{\sigma}/2\pi\sigma$. Il convient de remarquer à ce stade que **Pollux-LCPC** fournit les valeurs extrêmes de l'effet considéré sur la période d'enregistrement T_{ref} : aussi intéressante qu'elles soient, ces valeurs ne peuvent être prises en compte pour la comparaison avec des effets calculés avec les charges de trafic réglementaires. En effet, ces charges sont calées sur des périodes de retour (durée moyenne entre deux occurrences) bien plus importantes, de l'ordre de 1000 ans selon l'Eurocode 1. Les valeurs minimales et maximales des effets simulés avec **Pollux-LCPC** doivent donc être extrapolées pour fournir des valeurs représentatives comparables avec les effets de calcul.

Une méthode originale a été proposée dans [Cremona, 2000] pour réaliser cet ajustement de la formule de Rice. Cet ajustement est réalisé par une série de tests statistiques (test de Kolmogorov-Smirnov) afin de déterminer le meilleur ajustement (nombre de classes maximal pour chaque queue de l'histogramme normalisé des dépassements de niveau pour un seuil d'acceptation imposé).

Une fois l'ajustement réalisé, la valeur $v(x)$ représente le taux moyen de dépassement de la valeur x , c'est-à-dire le nombre moyen de fois que la valeur x est dépassée par valeur supérieure sur une durée unitaire (en général une semaine). La période de retour relative à la valeur x se définit comme la durée moyenne entre deux occurrences de la valeur x . En d'autres termes, le nombre moyen de dépassements de la valeur x sur la durée \square est égale à 1 . Par conséquent, il vient :

$$v(x) R_t = 1 \quad (12.6)$$

c'est-à-dire :

$$x = m \pm \sigma \sqrt{2 \ln(v_0 R_t)} \quad (12.7)$$

Ainsi, les effets extrapolés maximal et minimal, $x_{\max}(R_t)$ et $x_{\min}(R_t)$, relatifs à un période de retour donnée R_t s'obtiennent aisément à partir de l'équation (12.7).

12.2.5. Application au calcul en fatigue

L'histogramme de rainflow fourni par **Pollux-LCPC** permet de calculer les cycles de contraintes subis par une pièce métalliques pour différentes classes d'étendue de contrainte. Ceci permet de disposer d'une série de couples $(\Delta S_i, n_i)_{1 \leq i \leq m}$ où ΔS_i est l'étendue de contrainte (classe de l'histogramme de rainflow) et n_i le nombre de cycles subis pour cette classe d'étendue de contraintes, m étant le nombre de classes de l'histogramme. Si N_i est le nombre de cycles à la rupture donnée par la courbe de Wöhler de la classe de détail de la pièce métallique pour l'étendue de contrainte ΔS_i , l'endommagement sur une semaine de simulation sera évalué par la règle de cumul de Palmgren-Miner :

$$D_0 = \frac{1}{T_{ref}} \sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \quad (12.8)$$

Pour une durée de service de T , l'endommagement sera donc donné par la relation $D = T D_0$. Suivant la règle de Miner, cet endommagement doit rester inférieur à 1.

12.3. Présentation de Pollux-LCPC

Pollux-LCPC se présente sous la forme d'un fichier exécutable principal et d'exécutables secondaires pouvant se comporter comme des codes de calculs indépendants. L'approche choisie pour les calculs est modulaire. L'interface graphique représente cette modularité grâce à des onglets (Fig.12.2) constituant une étape indépendante du traitement. Le déroulement des calculs s'effectue en quatre étapes :

- Etape n°1 (onglet **Projet**) : Constitution et gestion du projet
- Etape n°2 (onglet **Traffics**) : Traitements des traffics
- Etape n°3 (onglet **Castor**) : Calcul des sollicitations du trafic
- Etape n°4 (onglet **Effets**) : Extrapolation des effets et calcul à la fatigue

Le choix technique de pouvoir traiter un même ouvrage pour différentes situations au sein d'un même projet implique de bien séparer chacun des traitements. Malgré la modularité du logiciel, **Pollux-LCPC** n'en constitue pas moins une chaîne chronologique de traitements. Aussi, un *cas de calcul* est créé à chaque fois qu'un assemblage multivoies de traffics est constitué. Ce cas de calcul sera conservé et enrichi au fur et à mesure des traitements successifs.

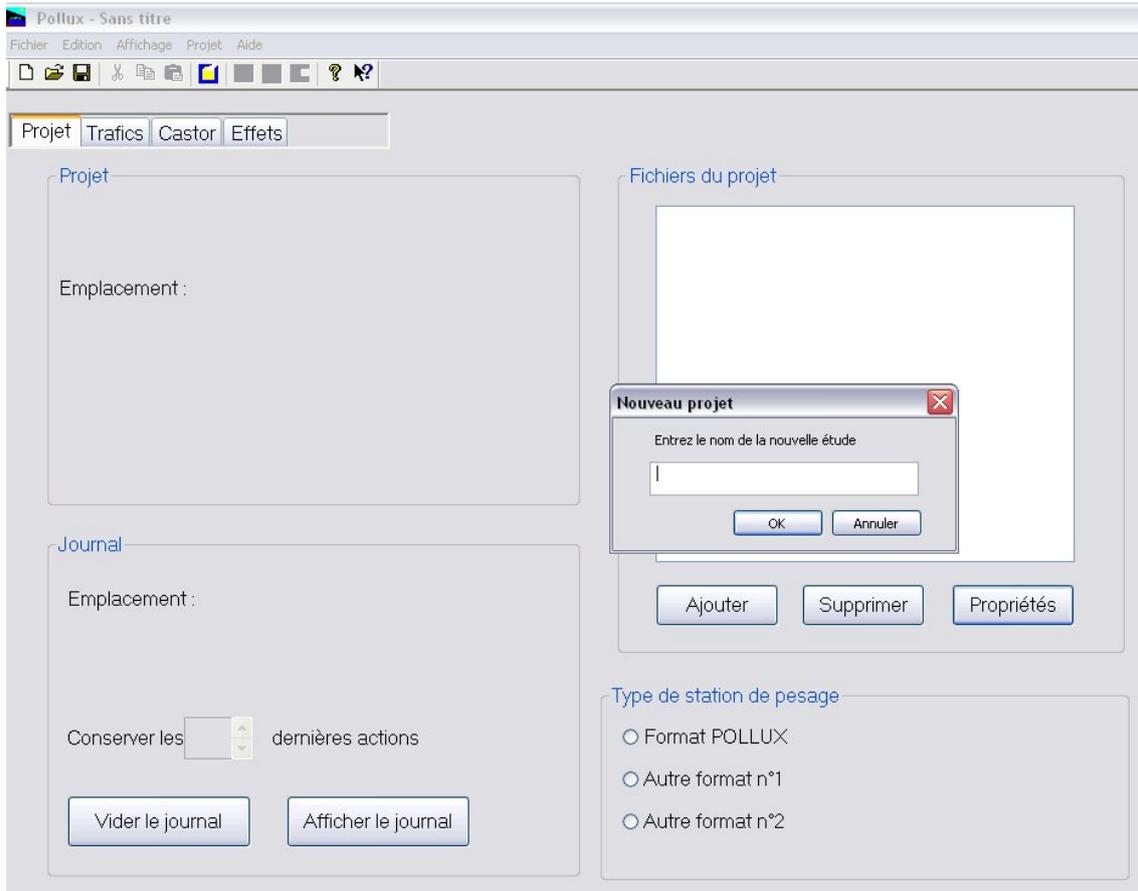


Figure 12.2. Création d'un nouveau projet et fenêtre principale de *Pollux-LCPC*

Pollux-LCPC est fourni avec un certain nombre de fichiers de données (fichiers de trafics et lignes d'influences). Pour toute étude, il est indispensable de disposer de fichiers adaptés aux besoins. Ces fichiers seront probablement livrés sur différents médias (CD-ROM, DVD-ROM, disque dur...). Constituer une bibliothèque sur son disque dur serait coûteux en espace et rendrait chaque projet dépendant de celle-ci. Le choix de développement de *Pollux-LCPC* est basé sur la transportabilité des projets indépendamment des médias ou d'une bibliothèque. Aussi, *Pollux-LCPC* s'appuie sur un *espace projet* - le dossier de l'étude - dans lequel tous les fichiers de données et les résultats sont physiquement présents. Ainsi, il suffit de copier le dossier d'une étude sur un autre ordinateur sur lequel *Pollux-LCPC* est installé pour continuer les calculs déjà commencés sans autres contraintes.

12.4. Traitement des trafics avec *Pollux-LCPC*

Un enregistrement de trafic peut se définir assez facilement en l'appréhendant comme le passage d'un véhicule au droit des capteurs de la station sur une voie de circulation donnée. Il s'agit de la donnée de base de *Pollux-LCPC* qui, après traitement et ajout à d'autres enregistrements, permettra de former un fichier de trafics multivoies, appelé cas de calcul. Un fichier propre à *Pollux-LCPC* définit les enregistrements de véhicule. Il peut être ouvert à l'aide d'un éditeur de texte de type Microsoft Office Word©, chaque enregistrement étant décrit par une ligne. La partie commune à chaque enregistrement est :

[num1] [num2] [date] [heure] [vitesse] [PTC] [longueur] [nbessieux]

- **[Num1]** est un nombre à 5 chiffres correspondant à l'ordre de passage du véhicule. Certains fichiers peuvent contenir plus de 99999 enregistrements ; dans ce cas, le numéro est réinitialisé ;

- **[Num2]** est un nombre à 5 chiffres inutilisé dans le format **POLLUX** ;
- **[Date]** est la date représentée au format [jjmmaa] ; le passage à l'an 2000 est géré par **Pollux-LCPC** en considérant que si, dans un fichier, deux enregistrements successifs ont pour année 99 et 00, le premier est au XX^{ème} siècle et le second au XXI^{ème}. Compte tenu du format d'entrée nécessaire à l'exécution du module CASTOR, un traitement plus fin n'est actuellement pas envisageable ;
- **[Heure]** est l'heure représentée sur 8 chiffres au format [hhmmsscc] ;
- **[Vitesse]** est un nombre à 3 chiffres exprimant la vitesse du véhicule en [dm/s]. Ce format non standard est celui lu en entrée par le module *castor* et a été conservé pour le traitement des trafics ;
- **[PTC]** représente le poids total en charge du véhicule codé sur 4 caractères exprimé en [1/10 T] ;
- **[Longueur]** est la longueur totale du véhicule en dm codée sur 3 caractères ;
- **[Nbessieux]** est le nombre d'essieux du véhicule compris entre 1 et 9.

En plus de cette partie commune, s'ajoute une partie qui dépend du nombre d'essieux. Pour chaque essieu, il y a le poids sur l'essieu sur 3 chiffres (également en [1/10 T]), la distance avec l'essieu suivant (également en [dm]). Ainsi, pour un véhicule à trois essieux, le format sera :

[ppp][dd][ppp][dd][ppp]

Un enregistrement possède donc au maximum 80 caractères. Les fichiers sélectionnés peuvent faire l'objet de différents traitements avant d'être assemblés dans un fichier multivoies.

La *procédure d'épuration des enregistrements erronés* permet de supprimer dans des fichiers d'enregistrements de trafics les véhicules dont les caractéristiques sont erronées ou qui ne répondent pas à certains critères. Les *critères de rejet non paramétrables* sont au nombre de cinq :

- un caractère non numérique est présent dans un enregistrement ;
- le numéro d'ordre du véhicule traité précède celui du véhicule immédiatement antérieur. Une exception est appliquée pour les véhicules dont le numéro est supérieur ou égal à 99500 en considérant que le compteur a été réinitialisé ;
- la date/heure de passage d'un véhicule ne respecte pas la chronologie avec l'enregistrement précédent ;
- la somme des poids sur essieux ne correspond pas au poids total en charge ;
- la somme des distances entre essieux n'égale pas la longueur totale du véhicule.

Les *critères paramétrables* portent sur les bornes d'élimination et ils s'appliquent au cas courant du projet en cours. **Pollux-LCPC** part du principe qu'un fichier d'enregistrement des trafics a été constitué en une seule fois pendant une durée s'étalant de quelques heures à quelques jours, voir quelques semaines. Or, il est rare, sauf cas particulier, que sur une voie de circulation donnée il s'écoule un temps important entre deux véhicules. Dans ce cas, le programme considère que la station s'est arrêtée sans raison valable et propose de reconstruire les dates des véhicules passés après cette panne comme si celle-ci n'avait jamais eu lieu. L'intérêt est alors de rétablir l'uniformité du trafic sur l'ouvrage. Cependant, les trous horaires peuvent être également conservés. C'est notamment le cas lorsque l'on étudie l'influence de la fermeture d'une voie pour travaux. En supprimant les trous horaires, **Pollux-LCPC** considère que la date de passage du véhicule immédiatement comptabilisé après un arrêt injustifié d'enregistrement, sera celle du véhicule précédent augmentée de la durée minimale choisie pour définir un trou horaire. La durée résultante de la différence entre la date initiale et la date corrigée sera retranchée aux véhicules suivants. Si plusieurs trous horaires sont détectés la durée à soustraire se cumule.

Le module de *suppression des véhicules légers* donne la possibilité de négliger l'influence de certains véhicules dans les calculs. Cela concerne notamment les véhicules légers (VL). Ces VL répondent à des critères bien définis s'appliquant à leur poids total en charge (PTC) et leur nombre d'essieux.

Dans le cas où un seul enregistrement de trafic sur une voie est disponible pour un itinéraire comportant deux voies de circulation, il peut être intéressant de créer virtuellement un enregistrement de la deuxième voie en décalant temporellement le premier enregistrement. C'est l'opération qu'offre le module de *décalage temporel*. Tous les véhicules du fichier initial sont décalés de manière uniforme. Un assemblage de l'enregistrement initial de la première voie avec celui décalé pour la deuxième voie permet de constituer un enregistrement à deux voies de circulation pour cet itinéraire.

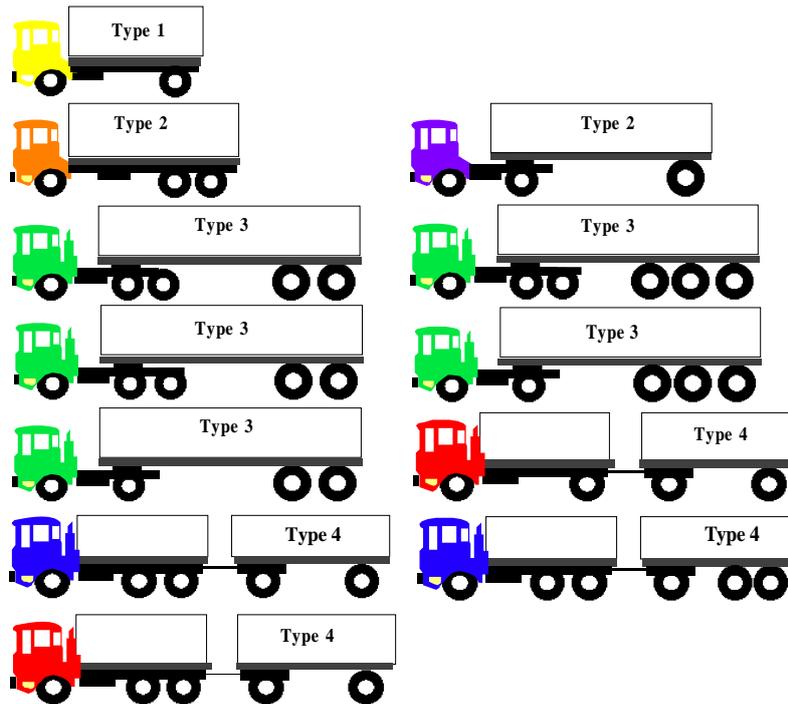


Figure 12.3. Catégories de poids lourds utilisés dans la génération des histogrammes x) à xiii)

Une procédure d'*harmonisation des vitesses* est également disponible et a pour objet principal de fixer une vitesse constante à tous les véhicules d'une voie de circulation.

Enfin il est parfois souhaitable de s'assurer de l'adaptation d'un fichier de trafic aux calculs ultérieurs. Pour répondre à cette attente, *Pollux-LCPC* a été doté d'une procédure de génération d'histogrammes représentatifs des caractéristiques d'un trafic.

Au nombre de 14, ces histogrammes permettent de connaître :

- i) la vitesse tous véhicules confondus,
- ii) la vitesse des poids lourds uniquement,
- iii) la distance entre deux véhicules successifs (tous véhicules),
- iv) la distance entre deux poids lourds successifs,
- v) le nombre d'essieux des poids lourds,
- vi) la distance entre essieux pour les poids lourds uniquement,
- vii) la longueur totale des poids lourds,
- viii) le poids linéique des poids lourds,

- ix) le poids total en charge des poids lourds,
- x) le poids total en charge des poids lourds de type 1,
- xi) le poids total en charge des poids lourds de type 2,
- xii) le poids total en charge des poids lourds de type 3,
- xiii) le poids total en charge des poids lourds de type 4,
- xiv) le poids individuel des essieux.

Les poids lourds sont classés dans les catégories décrites à la Fig.12.3.

Enfin, l'*assemblage multivoies* est l'ultime étape du traitement des enregistrements de trafic. Il constitue également le point d'entrée vers l'onglet *Castor* grâce à la création d'un cas de calcul. Cette étape n'est pas réellement un traitement puisqu'elle consiste à regrouper dans un unique fichier l'ensemble des enregistrements contenus dans les fichiers individuels de trafic. *Pollux-LCPC* est en mesure d'assembler jusqu'à 10 voies. Il est important de bien comprendre que *Pollux-LCPC* utilise un trafic multivoies en conservant une chronologie des passages. Aussi, l'assemblage consiste à organiser les enregistrements par ordre chronologique croissant dans le nouveau fichier.

12.5. Calcul des effets du trafic, extrapolation et calcul en fatigue

Préalablement à toute action dans l'onglet *Castor*, il est rappelé ici que l'utilisateur doit déjà disposer d'au moins un fichier de lignes d'influences et que celui-ci doit avoir été ajouté à l'étude en cours au sein de l'onglet *Projet*. *Pollux-LCPC* intègre un programme de calcul pour calculer les effets extrêmes sur la base de la formule de Rice à partir des histogrammes des dépassements de niveaux. Les périodes de retours pour lesquelles le calcul doit être effectué doivent être renseignées, ainsi que les valeurs des seuils de Kolmogorov pour l'ajustement statistique. L'usage est de sélectionner des valeurs comprises entre 0,9 et 0,9999.

Le module *Fatigue* permet de déterminer, à partir des histogrammes de rainflow obtenus avec l'onglet *Castor*, la durée de vie de l'ouvrage correspondante à une classe de fatigue donnée. La seule variable que doit fournir l'utilisateur est la durée de l'endommagement. Seize classes de fatigue (courbes de Wöhler des assemblages soudés) sont intégrées.

12.6. Exemple d'application

Considérons un ouvrage à deux voies de circulation décrit par deux lignes d'influence (Fig.12.4) donnant la variation de contrainte en un point donné lorsqu'une charge de 1 kN se déplace le long des deux voies de circulation.

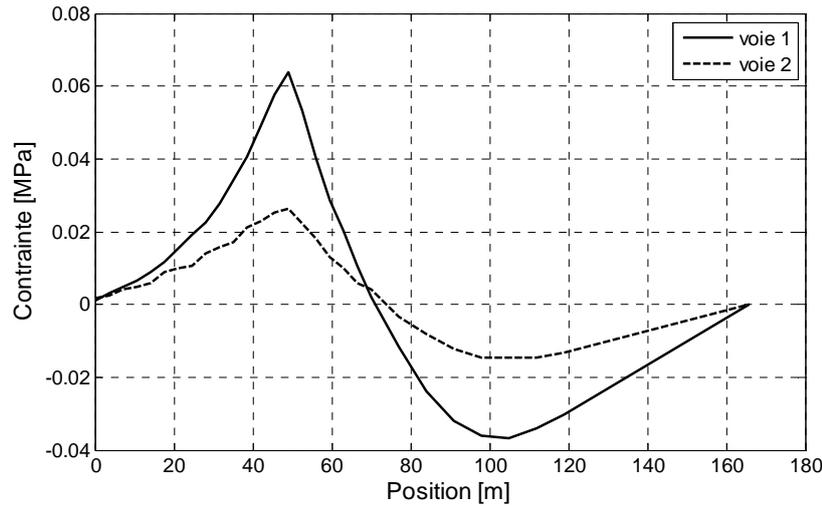


Figure 12.4. Ligne d'influence longitudinale centrée sur les deux voies de circulation

La première étape consiste à définir le projet (**ERLPC08**) en chargeant le fichier de lignes d'influence et les fichiers de trafic. La Fig.12.5 montre le chargement dans l'onglet projet des deux fichiers de trafic **A.v1** et **A.v4**.

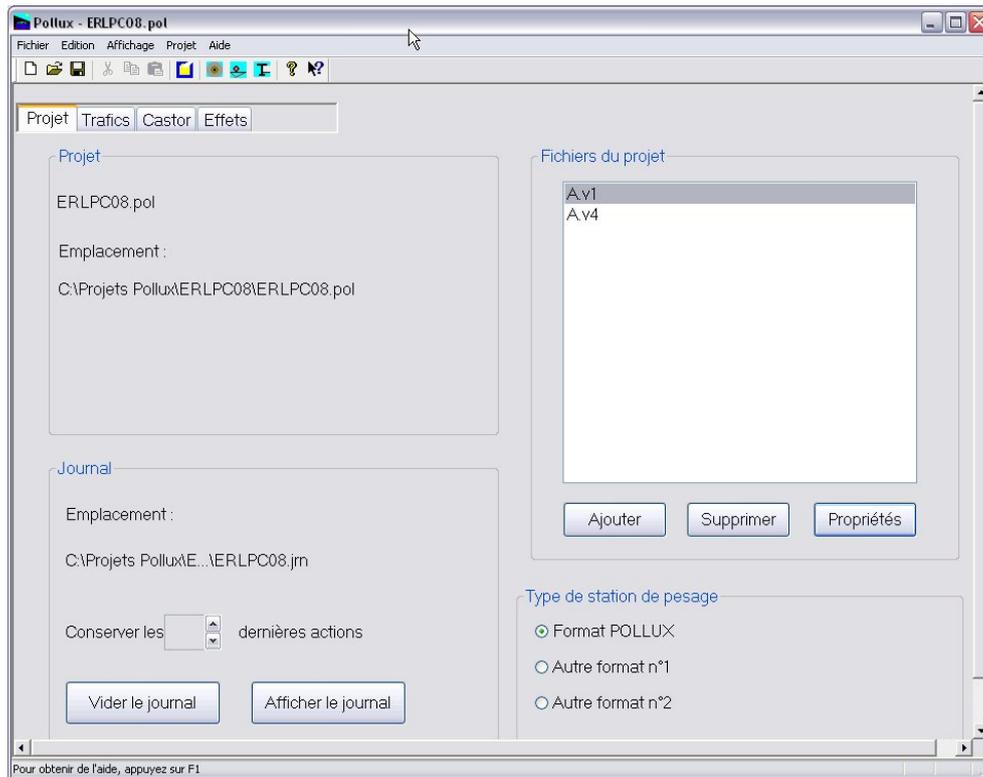


Figure 12.5. Constitution du projet et chargement des fichiers de trafic

La deuxième étape consiste à supprimer de ces fichiers de trafic les véhicules aberrants, de constituer un trafic multivoies et de générer les histogrammes relatifs à diverses statistiques (vitesse, poids total en charge...) pour chaque trafic épuré (Fig.12.6).

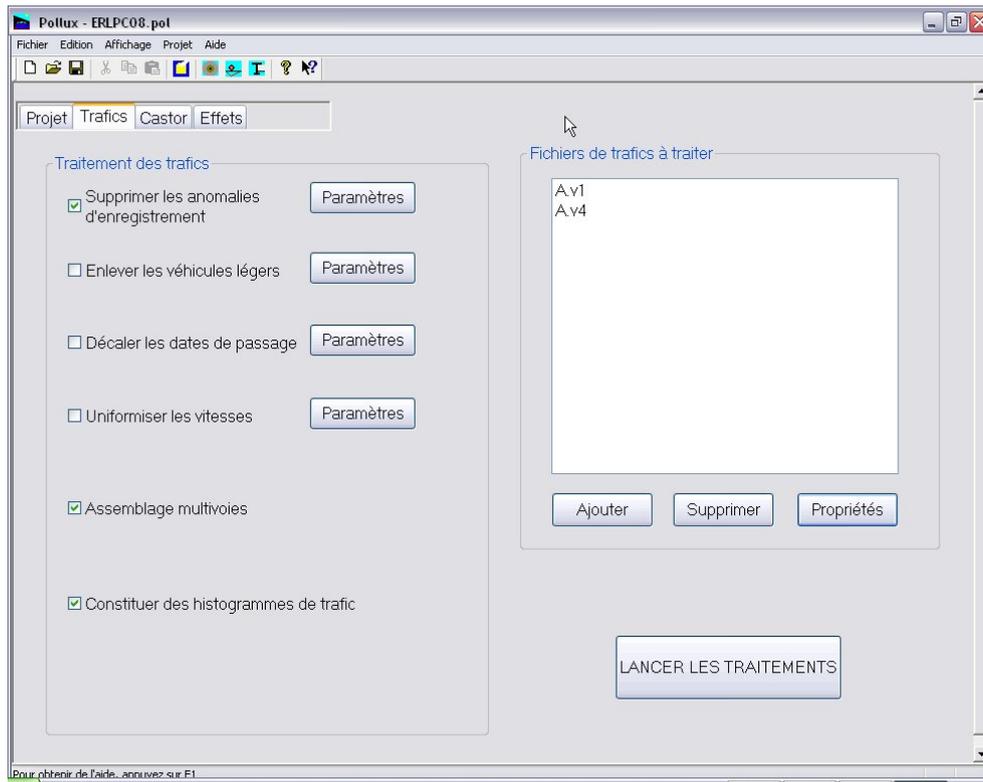


Figure 12.6. Constitution du fichier multivoies après élimination des véhicules aberrants

La Fig.12.7 illustre le type de résultat obtenu après élimination des données aberrantes du fichier de trafic **A.v1**.

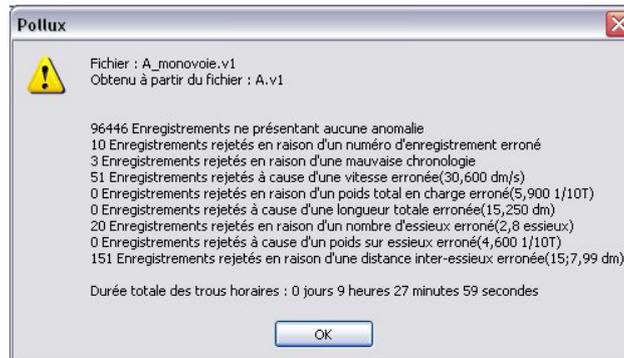


Figure 12.7. Information sur les résultats des traitements d'épuration effectués sur le fichier **A.v1**

Une fois ces opérations effectuées, un fichier multivoie (**pont2001.tra**) est créé et des histogrammes sont fournis à l'utilisateur pour caractériser de manière condensée les différents trafics. La Fig.12.8 donne un exemple de 6 histogrammes générés pour le trafic **A.v1**.

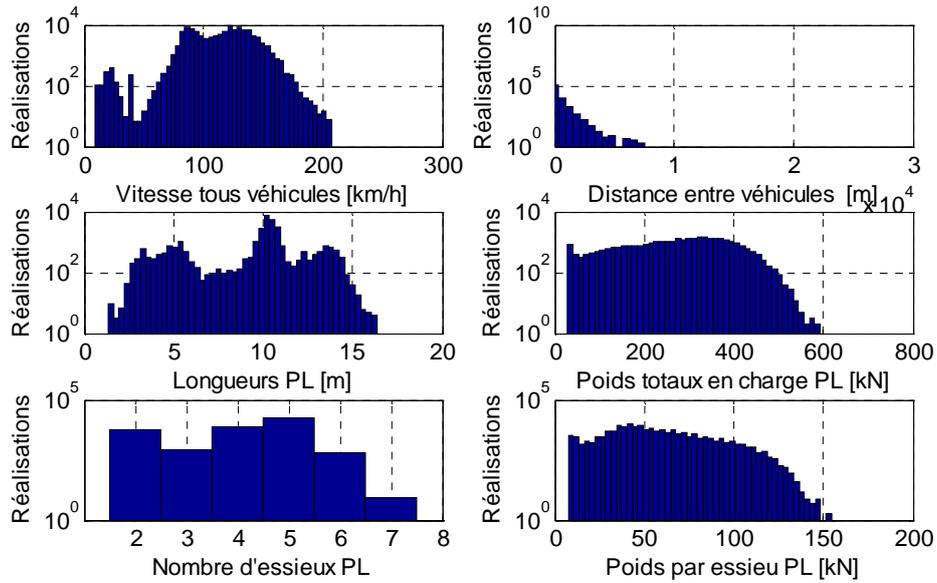


Figure 12.8. Exemples d'histogrammes générés pour le trafic **A.v1**

4	Pont exemple 2	2	29	Ligne aval j4 amont
1	29	Ligne amont j4 amont		
0.0	0.000946154	0.0	0.00164	
3.5	0.002996154	3.5	0.00246	
7.0	0.004888461	7.0	0.0041	
10.5	0.006623077	10.5	0.00492	
14.0	0.00883077	14.0	0.00574	
17.5	0.011511538	17.5	0.00902	
21.0	0.015453846	21.0	0.00984	
24.5	0.019238461	24.5	0.01066	
28.0	0.02255	28.0	0.01394	
31.5	0.027753845	31.5	0.01558	
35.0	0.03421923	35.0	0.01722	
38.5	0.040684615	38.5	0.02132	
42.0	0.049199999	42.0	0.02296	
45.5	0.057557694	45.5	0.02542	
49.0	0.063865386	49.0	0.02624	
52.5	0.05314231	52.5	0.02214	
56.0	0.04036923	56.0	0.01804	
59.5	0.028857692	59.5	0.01312	
63.0	0.020026922	63.0	0.00984	
66.5	0.010723077	66.5	0.00574	
70.0	0.002207692	70.0	0.0041	
77.0	-0.01166923	77.0	-0.00328	
84.0	-0.023653846	84.0	-0.0082	
91.0	-0.031853846	91.0	-0.0123	
98.0	-0.035953847	98.0	-0.01476	
105.0	-0.036900001	105.0	-0.01476	
112.0	-0.034061538	112.0	-0.01476	
119.0	-0.030276923	119.0	-0.01312	
166.00.	0	166.0	0.	

Figure 12.9. Fichier constitutif des lignes d'influence

Une fois, le fichier multivoies constitué et à l'aide du fichier des lignes d'influence (Fig.12.9), il est alors possible de générer les effets du trafic (Fig.12.10). Cette troisième étape permet de constituer les histogrammes des valeurs, des dépassements de niveaux et de rainflow (Figs.12.11-13).

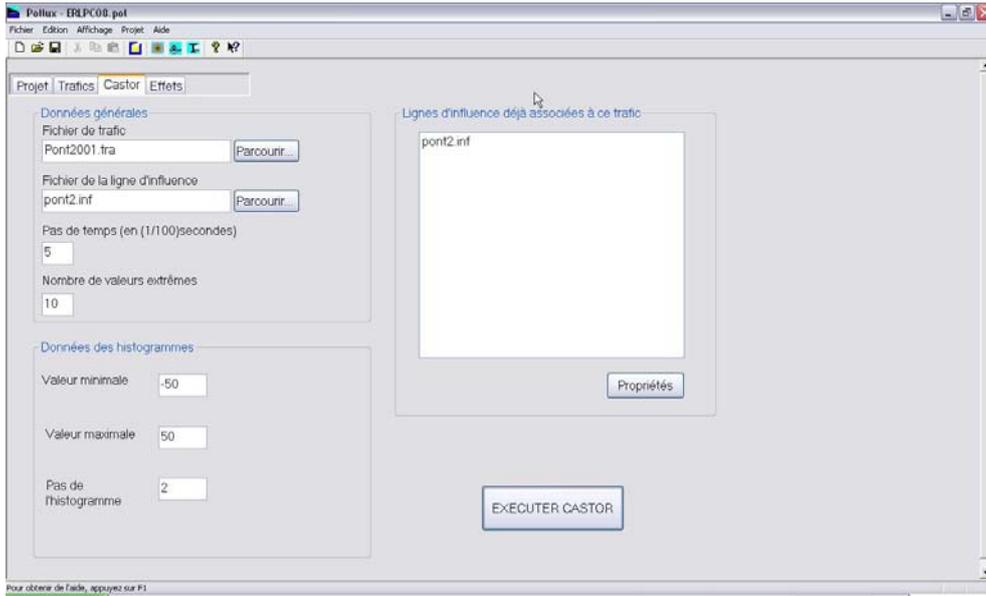


Figure 12.10. Exécution de l'onglet Castor pour le calcul des effets

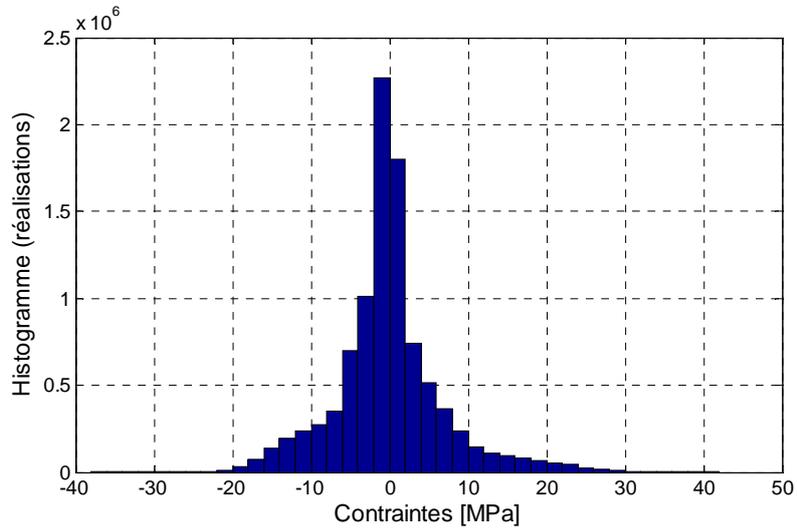


Figure 12.11. Histogramme des effets

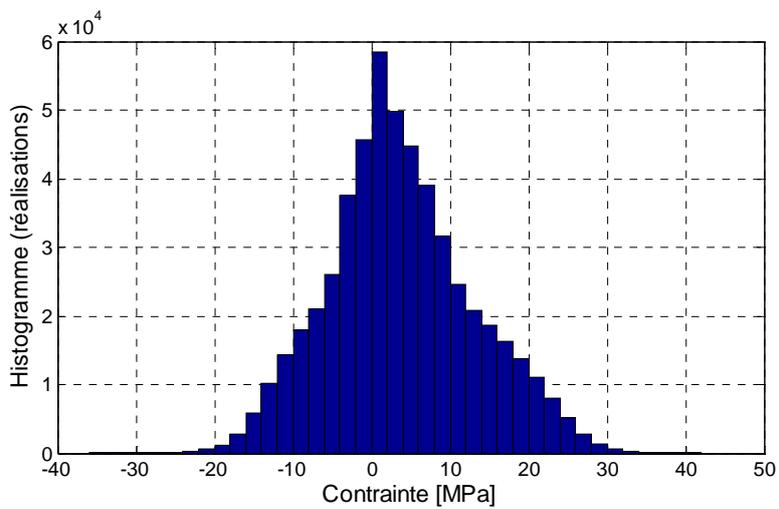


Figure 12.12. Histogramme des dépassements de niveaux

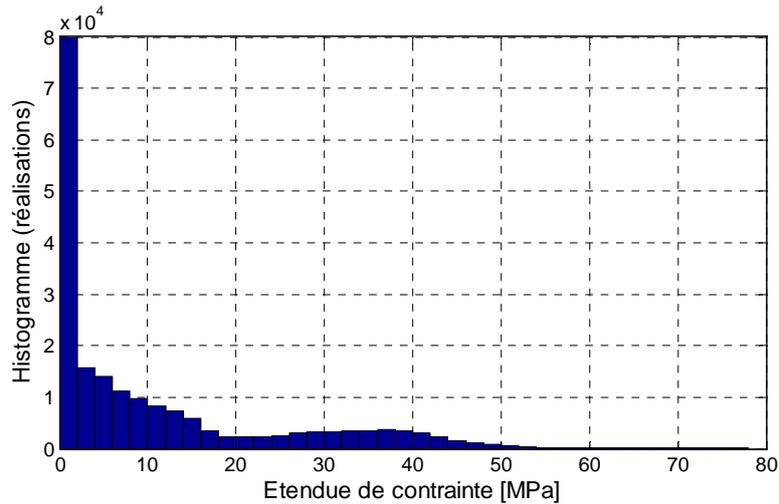


Figure 12.13. Histogramme des rainflows

Le calcul des effets permet de générer les valeurs extrêmes des effets maximaux et minimaux sur la durée des enregistrements de trafic. Dans cette étude, la valeur minimale est de -36,20 MPa et la valeur maximale de 41,39 MPa. Les instants auxquels ces valeurs ont été déterminées sont également précisés par *Pollux-LCPC*.

La quatrième étape consiste maintenant à exploiter ces histogrammes, soit en réalisant un calcul d'extrapolation des valeurs extrêmes, soit en calculant la durée de vie en fatigue pour une catégorie de détail donnée (Fig.12.14).

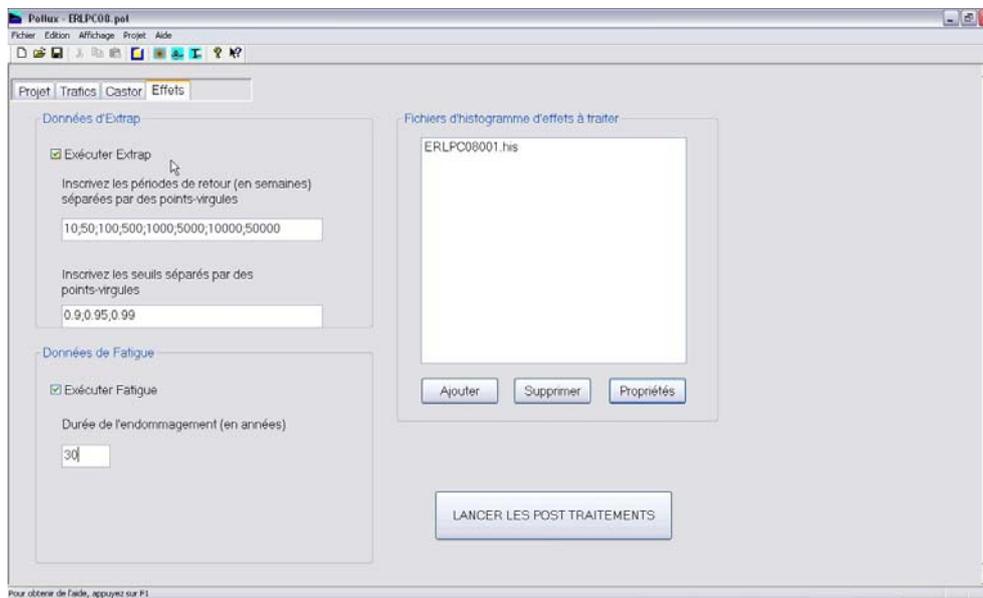


Figure 12.14. Préparation des calculs pour l'extrapolation des valeurs extrêmes et le calcul à la fatigue

La Fig.12.14 met en évidence que les extrapolations sont réalisées pour trois seuils de test de Kolmogorov (0,90 ; 0,95 ; 0,99) et pour huit périodes de retour exprimées en semaines (10, 50, 100, 500, 1000, 5000, 10000 et 50000). Le calcul de l'endommagement en fatigue est, quant à lui, réalisé sur 30 ans.

En admettant que le processus de variation de contrainte est stationnaire gaussien, l'ajustement de la loi de Rice est alors réalisé sur l'histogramme normalisé des dépassements de niveaux $v(x)$. L'ajustement est obtenu par tests statistiques. Le seuil de Kolmogorov β est le seuil d'acceptation de l'ajustement ; plus il est élevé, meilleur sera l'ajustement, mais plus petit en général est le nombre de classes pris en compte dans cet ajustement. Dans le cas présent, le nombre de classes ne varie pas avec le seuil de Kolmogorov β pour les effets minima (Fig.12.15), et varie très peu pour les effets maxima. Ceci implique donc une faible variation des effets maxima extrapolés.

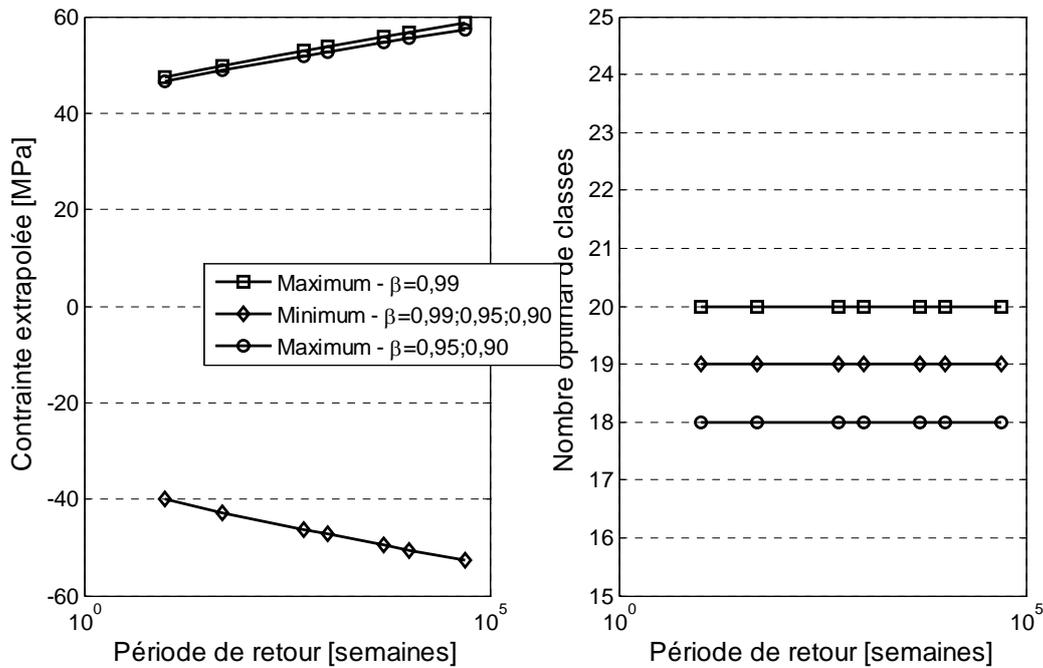


Figure 12.15. Extrapolation des effets extrêmes suivant la période de retour

Pour le seuil de 0,99 et la période de retour de 50000 semaines (soit 1000 ans), les valeurs extrapolées sont respectivement de 57,22 MPa et de -52,76 MPa, à comparer aux valeurs extrêmes sur 1 semaine de 41,39 MPa et de -36,20 MPa.

Le calcul à la fatigue, mené avec les courbes de Wöhler de catégorie 71 et 90, conduit à des endommagements unitaires (sur la période de référence des enregistrements de trafic), à des endommagements sur 100 ans et à des durées de vie données sur le Tab.12.1.

	Catégorie de détail 71	Catégorie de détail 90
Endommagement sur 1 semaine	0,001638	0,000470
Endommagement sur 30 ans	>1	0,704748
Durée de vie en années	≈12 ans	≈42 ans

Tableau 12.1. Résultats du calcul à la fatigue

12.7. Conclusions

Pollux-LCPC a été créé pour offrir aux ingénieurs de bureau d'étude un outil simple d'utilisation et complet de calcul des effets de trafic réel sur les ponts routiers. Reposant sur l'expérience acquise avec sa version antérieure *Castor-LCPC*, ce logiciel constitue aujourd'hui une aide majeure au dimensionnement d'un ouvrage ainsi qu'à l'évaluation d'ouvrages existants. Aussi, c'est l'ensemble

de la profession travaillant sur les ouvrages routiers qui est concernée par **Pollux-LCPC**. A ce jour, seul **Pollux-LCPC** offre aux ingénieurs de bureaux d'étude, la possibilité d'accéder en des temps de calcul réduits aux effets d'un trafic passant sur les surfaces d'influence d'un ouvrage.

12.8. Références

Cremona C. (2000) – *Optimal extrapolation of traffic load effects*, Structural Safety, 23, 1, 31-46

Ditlevsen O. (1994) – *Traffic loads on large bridges modelled as white noise fields*, ASCE Journal of Engineering Mechanics, 120, 4, 681-694.

Ditlevsen O., Madsen H.O. (1994) – *Stochastic vehicle-queue-load model for large bridges*, ASCE Journal of Engineering Mechanics, 120, 9, 1829-1847.

Eymard R., Jacob B. (1989) – *Le logiciel CASTOR pour le Calcul des Actions et des Sollicitations du Trafic sur les Ouvrages Routiers*, Bulletin des L.P.C., 164, 64-77.

Norme A 03-406 (1993) – *Fatigue sous sollicitations d'amplitude variable : méthode Rainflow de comptage des cycles*, AFNOR.

Pollux-LCPC (2008) – *Manuel d'utilisation*, LCPC.

Rice S.O. (1954) – *Mathematical analysis of random noise*, Selected Papers in Noise and Stochastic Processes, Ed. N. Wax, Dover, New-York.

