



**HAL**  
open science

# Gestion des ouvrages d'art sur leur cycle de vie - Approche transversale de la modélisation à la prise de décision

André Orcesi

► **To cite this version:**

André Orcesi. Gestion des ouvrages d'art sur leur cycle de vie - Approche transversale de la modélisation à la prise de décision. Mécanique des structures [physics.class-ph]. Ecole Centrale de Nantes (ECN), 2015. tel-01485056

**HAL Id: tel-01485056**

**<https://hal.science/tel-01485056>**

Submitted on 8 Mar 2017

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



# Mémoire d'habilitation à diriger des recherches

présenté par André ORCESI

## Gestion des ouvrages d'art sur leur cycle de vie

Approche transversale de la modélisation à la prise de décision

Soutenue le 22 octobre 2015 devant le jury composé de :

Prof. Alaa CHATEAUNEUF

*Président, rapporteur*

Prof. Denys BREYSSE

*Rapporteur*

Prof. Bruno CASTANIER

*Rapporteur*

Dr. Christian CREMONA

*Examineur*

Prof. Bojidar YANEV

*Examineur*

Prof. Franck SCHOEFS

*Directeur d'HDR*



*A mes chers parents,  
A ma femme Minh, à nos deux trésors, Chloé et Léa*



## Remerciements

En tout premier lieu, je tiens à remercier le Professeur Alaa CHATEAUNEUF, de *l'Université Blaise Pascal*, d'avoir accepté de présider ce jury. Je le remercie ainsi que les Professeurs Denys BREYSSE, de *l'Université de Bordeaux* et Bruno CASTANIER de *l'Université d'Angers*, d'avoir accepté d'être rapporteurs de mon travail et pour les discussions très enrichissantes durant la soutenance. Toute ma gratitude s'adresse aussi au Professeur Bojidar YANEV de *Columbia University* à New York, qui m'a fait l'honneur de lire ce mémoire et de participer à la soutenance.

Je souhaite remercier le Professeur Franck SCHOEFS, de *l'Université de Nantes* pour avoir été directeur de mon HDR. Ses conseils pour préparer le manuscrit et la soutenance ont été très importants. J'espère que nos collaborations se poursuivront et s'intensifieront dans le futur.

Je remercie tout particulièrement Monsieur Christian CREMONA, de *Bouygues Travaux Publics/Bouygues Construction*, de m'avoir accueilli en thèse au LCPC il y a maintenant dix ans de cela, pour les précieux conseils qu'il m'a prodigués et l'attention et le sérieux avec lesquels il a suivi de plus près mes travaux. Je lui en suis profondément reconnaissant et lui témoigne ici toute ma gratitude et mon amitié.

Le bilan de ces travaux est le fruit de collaborations personnelles, académiques et industrielles. Un des points forts du métier de chercheur est les rencontres multiples et variées que l'ont peut faire. Un grand merci à l'ensemble des collègues avec qui j'ai eu la chance de pouvoir travailler ces dernières années (ils se reconnaîtront). Je ne saurais oublier les doctorants que j'ai eu le privilège de co-encadrer, sans qui je n'aurais pas pu soutenir cette HDR. Merci à : M. Alexandre CURY, Mme Nadia KAGHO-GOUADJIO, M. Ngoc Binh TA et M. João Pedro SANTOS pour votre sérieux et pour les échanges tant sur le plan scientifique que personnel que nous avons pu avoir. J'adresse également mes remerciements à

tous mes collègues de l'IFSTTAR, en particulier des Laboratoires SDOA et EMMS, grâce à qui l'ambiance de travail est extrêmement stimulante.

Enfin, je tiens à exprimer ma gratitude à tous les membres de ma famille pour leur compréhension profonde et leur soutien constant. Un merci tout particulier à mon épouse Minh pour son amour, son soutien et sa patience et à mes filles Chloé et Léa, pour la joie quotidienne qu'elles apportent.

# Table des matières

Table des matières .....	i
I. Introduction générale.....	1
I.1 Analyse économique, environnementale, sociétale, performantielle et optimisation des stratégies de conception/gestion sur le cycle de vie des structures .....	5
I.2 Surveillance de santé structurale .....	7
I.3 Risque structural et robustesse des ouvrages .....	9
I.4 Organisation du mémoire .....	10
II. Curriculum Vitæ étendu .....	13
II.1 Titres et fonctions.....	15
II.2 Encadrement.....	16
II.2.1 Encadrement de thèses .....	16
II.2.2 Collaborations avec des doctorants (sans encadrement direct).....	17
II.2.3 Encadrement de post-doc .....	17
II.2.4 Encadrement de stages .....	18
II.3 Publications et valorisations.....	18
II.3.1 Articles dans des revues internationales avec comité de lecture.....	18
II.3.2 Congrès internationaux .....	20
II.3.3 Keynotes internationales .....	24
II.3.4 Colloques nationaux.....	24
II.3.5 Ouvrages.....	24
II.3.6 Articles dans des revues technico-professionnelles .....	25
II.3.7 Communications à des colloques sans actes .....	25
II.4 Animation et administration de la recherche.....	26
II.4.1 Animation scientifique .....	26
II.4.1.1 Pilotage de l'opération de recherche 11R082 sur la gestion des risques structuraux à l'IFSTTAR de 2009 à 2011 .....	27



II.4.1.2	Coordination du Projet National S3 “Surveillance de santé structurale” (2009-2011)	27
II.4.1.3	Pilotage du groupe de travail sur l'éco-conception et l'éco-gestion dans l'opération de recherche stratégique et incitative à l'IFSTTAR « Ouvrages durables » (2010-2013)	29
II.4.1.4	Pilotage du WP4 sur l'analyse économique dans le projet européen SBRI (Sustainable Steel-Composite Bridges in built environment) (2009-2012)	29
II.4.1.5	Pilotage de l'opération de recherche stratégique et incitative à l'IFSTTAR « MCV (maîtrise du cycle de vie des ouvrages) » (2012-2015)	31
II.4.1.6	Pilotage du WP5 dans le projet européen RE-GEN (2014-2016)	31
II.4.2	Études et expertises	32
II.4.2.1	Coordination de la collaboration scientifique avec la SANEF pour la surveillance du comportement mécanique du pont PI57 sur l'Oise	32
II.4.2.2	Coordination de la collaboration scientifique avec la SNCF pour la surveillance du comportement mécanique du pont ferroviaire et routier sur l'Adour à Bayonne	34
II.4.3	Affiliations professionnelles	34
II.4.4	Relectures pour revues internationales	35
II.5	Participation à la formation initiale et à la formation continue	36
II.5.1	Interventions dans les formations continues	36
II.5.2	Encadrement de TD	36
II.5.3	Participation à des cycles de formation	36
III.	Mémoire de recherche	37
Chapitre 1	Prise en compte du cycle de vie des ouvrages d'art à la conception	39
	Préambule	39
1.1	Introduction	40
1.2	Analyse économique, environnementale et sociétale	42
1.2.1	Etudes de cycle de vie	42
1.2.2	Analyse des Coûts de Cycle de Vie (ACCV)	42
1.2.3	Analyse environnementale de Cycle de Vie (ACV)	46
1.2.4	Analyse sociétale	48

1.2.5	Application au dimensionnement sur le cycle de vie des ouvrages mixtes acier-béton .....	49
1.2.5.1	Descriptif des travaux.....	49
1.2.5.2	Innovations sur les matériaux.....	50
1.2.5.3	Innovations sur la conception.....	53
1.2.5.4	Innovations sur la surveillance/maintenance.....	55
1.3	Optimisation des stratégies de maintenance.....	57
1.3.1	Analyse performantielle sur le cycle de vie .....	58
1.3.2	Formulation du problème d'optimisation.....	64
1.3.3	Résultats .....	68
1.4	Etude de l'analyse des incertitudes sur les analyses de cycle de vie.....	73
1.4.1	Indices de Sobol .....	74
1.4.1.1	Cas d'un modèle linéaire à entrée indépendantes .....	76
1.4.1.2	Cas général .....	76
1.4.2	Méthode de calcul FAST.....	78
1.4.3	Méthodologie d'étude .....	79
1.4.4	Application à un ouvrage mixte acier béton.....	80
1.4.4.1	Choix des paramètres étudiés et modélisation des incertitudes .....	80
1.4.4.2	Axe économique.....	83
1.4.4.3	Axe environnemental .....	84
1.4.4.4	Axe sociétal .....	85
1.4.5	Visualisation de la propagation d'incertitudes .....	86
1.4.5.1	Axe économique.....	86
1.4.5.2	Axe environnemental .....	88
1.4.5.3	Axe sociétal .....	91
1.4.6	Discussion .....	91
1.5	Conclusions .....	94
Chapitre 2 Outils méthodologiques pour optimiser la gestion des ouvrages existants.....		97
Préambule.....		97
2.1	Introduction .....	98
2.2	Outils pour le pronostic de l'état d'un patrimoine d'ouvrages d'art .....	99
2.2.1	Ajustement des matrices de transition à la cotation IQOA .....	101

2.2.1.1	Principes de la cotation IQOA .....	101
2.2.1.2	Utilisation de la base de données IQOA .....	103
2.2.1.3	Utilisation des chaînes de Markov .....	104
2.2.1.4	Détermination de la matrice de passage .....	107
2.2.2	Hypothèses de base des scenarii de gestion .....	108
2.2.2.1	Coûts de réhabilitation et de maintenance.....	108
2.2.2.2	Indicateurs de qualité cibles à quinze ans .....	110
2.2.3	Politique budgétaire actuelle .....	110
2.3	Optimisation des stratégies de gestion .....	112
2.3.1	Principe de l'optimisation .....	112
2.3.2	Contraintes sur le budget annuel de maintenance .....	114
2.3.3	Contraintes sur le coût de remise à niveau.....	120
2.3.4	Synthèse .....	122
2.4	Outils pour le pronostic de la performance des ouvrages pris individuellement .....	124
2.4.1	Etude du pont de Saint-Vallier .....	124
2.4.1.1	Essais réalisés.....	124
2.4.1.2	Objectifs de l'étude .....	127
2.4.2	Modélisation de la fissuration par fatigue de détails soudés - Analyse fiabiliste ..	128
2.4.2.1	Fatigue des assemblages soudés.....	128
2.4.2.2	Principes du calcul de fiabilité .....	130
2.4.2.3	Types d'ouvrages, catégories de détail et variables d'états .....	131
2.4.3	Cas d'étude : le pont de Saint-Vallier .....	133
2.4.3.1	Caractéristiques géométriques et mécaniques.....	133
2.4.3.2	Sollicitations de l'ouvrage.....	134
2.4.4	Inspections par contrôle non destructif (CND) des jonctions soudées.....	136
2.4.4.1	Défauts débouchants ou proches de la peau.....	137
2.4.4.2	Défauts internes, plans ou volumiques.....	139
2.4.5	Maintenance par inspection/réparation .....	140
2.4.5.1	Principe de l'analyse .....	140
2.4.5.2	Résultats .....	142
2.4.6	Optimisation des stratégies d'inspection.....	147
2.4.6.1	Analyse économique des plannings d'inspection.....	147
2.4.6.2	Procédure d'optimisation .....	148

2.4.6.3	Résultats .....	149
2.4.7	Conclusions .....	152
2.5	Synthèse .....	153
Chapitre 3	Surveillance de santé structurale .....	155
Préambule	.....	155
3.1	Introduction .....	155
3.2	Data mining et analyse de données symboliques (ADS) .....	159
3.2.1	Naissance du Data Mining .....	159
3.2.2	Des données classiques aux données symboliques .....	161
3.2.3	Méthodes de classification des données .....	165
3.2.3.1	Méthodes de classification non supervisée .....	166
3.2.3.2	Méthodes de classification supervisée .....	176
3.2.3.3	Utilisation de l'analyse de données symboliques pour la fusion de données. ....	181
3.3	Suivi structural du Pont Samora Machel .....	182
3.3.1.1	Extraction d'information .....	185
3.3.1.2	Suivi « on line » du comportement structural .....	188
3.4	Étude du pont-rail PK 075+317 .....	193
3.4.1	Affectation basée sur les méthodes de classification supervisée .....	196
3.4.2	Suivi de l'état structural sans état de référence .....	198
3.5	Conclusions .....	203
Chapitre 4	Quantification de la robustesse structurale .....	205
Préambule	.....	205
4.1	Introduction .....	205
4.2	Approche proposée .....	211
4.2.1	Ecart entre défaillances locales et globales .....	211
4.2.2	Indices de robustesse .....	213
4.2.2.1	De la défaillance locale à la défaillance globale .....	213
4.2.2.2	Lien avec les chemins de défaillance .....	214
4.2.2.3	Vers la détermination des chemins de défaillance dominants .....	215
4.3	Caractérisation du dysfonctionnement global .....	216
4.3.1	Méthode des branches et bornes .....	216

4.3.1.1	Procédure de branchement .....	217
4.3.1.2	Procédure de bornage .....	218
4.3.1.3	Itération des processus de branchements et de bornages .....	220
4.3.2	Méthode du $\beta$ -unzipping .....	221
4.3.2.1	Concept de la méthode .....	221
4.3.2.2	Détermination de l'indice de fiabilité critique à chaque niveau d'analyse ....	226
4.3.3	Méthode du $\beta$ -unzipping avec bornage .....	227
4.4	Exemple d'application.....	229
4.5	Application à un exemple à l'état limite de service avec fissuration locale et globale....	239
4.6	Conclusions .....	244
IV.	Conclusions et perspectives .....	247
IV.1	Conclusions .....	249
IV.1.1	Bilan sur l'analyse économique, environnementale, sociétale, performantielle et l'optimisation des stratégies de conception/gestion sur le cycle de vie des structures .....	250
IV.1.2	Bilan sur la surveillance de santé structurale .....	252
IV.1.3	Bilan sur la prise en compte du risque structural et la caractérisation de la robustesse des ouvrages .....	253
IV.2	Perspectives.....	254
V.	Bibliographie.....	259

# **I. Introduction générale**



Ce mémoire présente une synthèse des activités de recherche que j'ai menées au LCPC entre 2008 et 2011 puis à l'IFSTTAR depuis 2011, dans les domaines de l'analyse de cycle de vie des ouvrages, de la surveillance de santé structurale et de la vulnérabilité et de la robustesse structurale.

Le vieillissement des patrimoines d'ouvrages, la maintenance et la gestion des structures forment l'un des challenges du 21<sup>ème</sup> siècle. Identifiée au cours du siècle précédent, cette problématique doit conduire à revoir notre manière de penser, nos méthodologies et notre capacité à intégrer de nouvelles technologies en faisant émerger de nouveaux paradigmes dans nos démarches et procédures existantes. Bien que des progrès et des avancées certaines aient été réalisés dans les domaines de la construction, de la gestion et de la surveillance des structures, l'intégration de chacun de ces domaines dans une démarche globale reste encore un chantier de recherche. L'enjeu majeur de cette démarche est de proposer une réponse pertinente à la complexité décisionnelle. La complexité provient de différents aspects propres à ce type de décision ; elle est multi-échelle (système/réseau, parc, ouvrage, etc.), multicritère, multi-acteur, multi-temporel, incertaine (présence de risques, information incomplète, méconnaissance, etc.), repose sur des données très hétérogènes (qualitative, quantitative) et peut se révéler parfois subjective (dimension politique).

Dans ce contexte, j'ai été chargé en 2008 de mener une activité de recherche sur l'analyse économique, sociétale et environnementale du cycle de vie des ouvrages d'art avec pour objectif de développer des méthodologies de gestion optimisée des parcs d'ouvrages. Cette prise de fonction a fait suite à des études spécialisées en méthodes scientifiques avancées à l'École Nationale des Travaux Publics de l'État, des études en génie civil (Master recherche à l'école doctorale MEGA) et un doctorat en Structure et Matériaux à l'Université Paris-Est sur la performance des réseaux d'ouvrages d'art et la détermination des stratégies de gestion optimales.

Le démarrage de ces activités s'est appuyé en outre sur un postdoctorat de huit mois (de décembre 2008 à juillet 2009) effectué à Lehigh University, en Pennsylvanie aux USA afin d'élargir les connaissances des méthodes et outils relatifs à l'analyse des coûts de cycles de vie et de l'intégration des stratégies de surveillance de santé structurale dans la gestion des ouvrages d'art. J'ai ensuite été en charge, au sein du Laboratoire Sécurité et Durabilité des Ouvrages d'Art (SDOA), de diverses activités de recherche en lien avec la gestion des



ouvrages d'art, à travers diverses coopérations scientifiques ou techniques au niveau national et international. L'ambition étant de participer à l'élaboration des bases d'un corps de doctrine méthodologique et d'applications français dans le domaine des structures de génie civil, reposant sur l'analyse des risques structuraux en phase de conception et de service.

Cette ambition se traduit par différents thèmes de recherche et de développement regroupés dans trois axes d'étude principaux (Figure I.1) qui structurent les quatre chapitres du mémoire de recherche :

- l'analyse économique, environnementale, sociétale, performantielle et l'optimisation des stratégies de conception/gestion sur le cycle de vie des structures (chapitres 1 et 2),
- la surveillance de santé structurale (chapitre 3),
- la prise en compte du risque structural et la caractérisation de la robustesse structurale des ouvrages (chapitre 4).

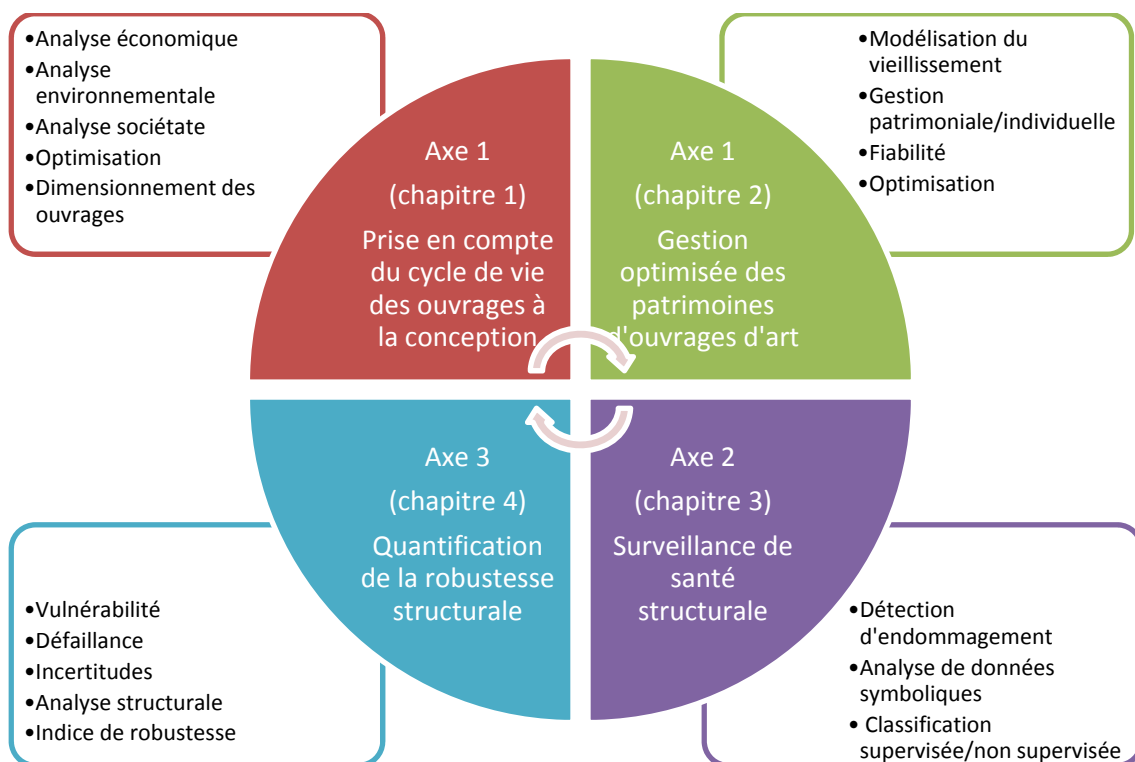


Figure I.1. Thématiques de recherche et mots clés associés.

La suite de cette introduction détaille ces trois axes de recherche. L'organisation du mémoire est alors présentée en fin de chapitre.

## I.1 Analyse économique, environnementale, sociétale, performantielle et optimisation des stratégies de conception/gestion sur le cycle de vie des structures

---

Les principes du développement durable peuvent être appliqués au secteur de la construction, de la gestion et de l'exploitation des ouvrages en évaluant les entités sur leur cycle de vie selon quatre niveaux : environnemental, économique, sociétal et technique/fonctionnel (Ta 2013). A travers cette thématique de la gestion durable, deux enjeux majeurs ont été identifiés dans ce premier axe de recherche : d'une part l'évaluation des quatre niveaux mentionnés ci-dessus sur le cycle de vie d'un ouvrage afin d'optimiser les choix de conception et de gestion et d'autre part la gestion des ouvrages existants, que ce soit à l'échelle d'un patrimoine ou des ouvrages de manière individuelle.

### *1. Analyse environnementale, économique, sociétale, technique et fonctionnelle du cycle de vie*

Pour ce premier enjeu, mes recherches constituent une contribution à la réflexion sur la gestion des ouvrages, de leur construction jusqu'à leur démolition et la valorisation des déchets, en passant par leur maintenance, réparation, réhabilitation, rénovation, voire leur extension de durée d'usage. Les conceptions qui visent à optimiser le dimensionnement de structures pour un coût et des impacts environnementaux réduits à la construction n'offrent qu'une perspective partielle sur la période de vie en œuvre et de fin de vie des ouvrages. En particulier, les opérations de surveillance, de maintenance ou de réhabilitation ne sont pas considérées, en dépit de coûts et d'impacts directs et indirects parfois considérables. Le champ couvert par cet axe de recherche dépasse donc le seuil traditionnel constitué par la réception des ouvrages, pour s'étendre à la totalité du cycle de vie. Il associe des analyses de performance et de coût à une analyse environnementale afin de procurer la transversalité nécessaire à une approche globale. Cette recherche s'est intégrée dans le cadre des opérations de recherche menées au LCPC puis à l'IFSTTAR (cf. Paragraphes II.4.1.1, II.4.1.3 et

II.4.1.5), et en particulier dans le cadre du projet européen SBRI (Sustainable Steel-Composite Bridges in built environment – paragraphe II.4.1.4).

Pour cette action, l'analyse économique du cycle de vie concerne aussi bien le gestionnaire que les usagers de l'ouvrage et la société. Les coûts à la charge du gestionnaire sont les coûts directs de construction, d'inspection, de maintenance, de réhabilitation et de démolition. Les coûts pour l'utilisateur sont indirects et traduisent une monétarisation de la gêne que les usagers subissent lors des actions de maintenance et de réhabilitation. Enfin, les coûts pour la société incluent des coûts qui ne sont pas pris en charge directement par le maître d'ouvrage ou par les usagers mais de manière plus générale par la société (comme dans le cas des accidents par exemple). L'analyse environnementale du cycle de vie est réalisée à l'aide d'indicateurs, quantitatifs dans la mesure du possible. Elle est constituée des deux étapes suivantes : (i) la classification des impacts, pour laquelle il s'agit de définir une liste pertinente de catégories d'impacts à prendre en compte, et (ii) la caractérisation des impacts qui permet de quantifier la contribution spécifique de chaque flux (consommations et rejets) affecté à la catégorie d'impact considérée. Ces contributions sont ensuite agrégées dans le but de définir un indicateur pour chaque type d'impact. Enfin, l'analyse technique/fonctionnelle consiste à caractériser la performance des ouvrages, c'est-à-dire leur capacité à remplir des exigences de sécurité, d'aptitude au service, ou encore de durabilité. L'objectif majeur de cette action a été au final de combiner ces trois types d'analyse de la performance des ouvrages, économique et environnementale et de déterminer des stratégies optimales de dimensionnement et de gestion pour concevoir des structures innovantes sur ces trois aspects pendant le cycle de vie des ouvrages.

## ***2. Gestion des ouvrages existants***

Pour ce deuxième enjeu, l'action de recherche a considéré la gestion des ouvrages existants, à l'échelle du patrimoine ou de manière individuelle.

L'optimisation de la gestion patrimoniale des ouvrages d'art a pour objectif d'étudier l'évolution d'un patrimoine d'ouvrages en fonction des politiques de gestion appliquées et d'optimiser les coûts de gestion. Cette réflexion trouve écho à l'application de la loi organique relative aux lois de finances (LOLF) et de l'introduction de la notion de performance budgétaire, les gestionnaires publics des patrimoines d'ouvrages d'art devant justifier

l'efficacité de leur politique de préservation du patrimoine routier. Une démarche avait donc été initiée en 2006 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. L'étude a été menée sur le patrimoine constitué de l'ensemble des ponts du Réseau national structurant soumis à l'inspection IQOA (Image Qualité Ouvrages d'Art) et a permis de proposer un modèle mathématique macroscopique de l'étude de l'évolution du patrimoine en fonction des politiques de gestion appliquées et d'optimiser les coûts de gestion. Un produit majeur résultant de cette étude, en plus des publications dans les revues et la participation à des conférences internationales, est le développement d'un outil d'optimisation technico-économique pour la gestion d'un patrimoine d'ouvrages d'art. Cette démarche est surtout destinée à aider les gestionnaires de parcs d'ouvrages à apprécier de manière globale les volumes financiers nécessaires d'une part pour maintenir la qualité de leur patrimoine, et d'autre part pour tester diverses solutions de gestion patrimoniale.

A l'échelle individuelle, les recherches menées avaient pour objectif d'utiliser les données issues de la surveillance structurale dans une analyse de cycle de vie, et plus précisément dans une recherche des stratégies optimales de la maintenance sur le long terme. Dans un contexte de ressources financières limitées et d'exigence de sécurité, le recours à la surveillance structurale peut représenter une opération coûteuse pour le gestionnaire (du fait de l'instrumentation de l'ouvrage) mais peut par ailleurs améliorer la connaissance structurale de l'ouvrage et, au final, permettre de prendre des décisions de maintenance adéquates. L'impact de la durée de l'acquisition des données (plusieurs semaines, mois ou années) sur la précision de l'information obtenue et sur le coût de la surveillance structurale a été pris en compte dans cette action de recherche, notamment au travers de la collaboration avec Lehigh University. Par son approche multidisciplinaire mêlant des critères de suivi structural et économiques, cette action est à la frontière entre le premier axe de recherche et le deuxième détaillé dans le paragraphe suivant.

## I.2 Surveillance de santé structurale

---

Les infrastructures civiles (ponts, bâtiments, réseaux...) sont de manière constante et continue soumises à des environnements agressifs, au vieillissement de leurs éléments ou de leurs

matériaux constitutifs, à des évolutions ou à des conditions exceptionnelles d'exploitation. Ces facteurs amplifient l'effet de toute erreur de conception ou de construction ou d'endommagements accidentels : ils fournissent ainsi l'espace à de nouvelles ou de plus rapides dégradations structurales. Durabilité et durée de vie effectives en sont fortement réduites. Mais toute action de maintenance, de réparation, de réhabilitation, de limitation d'exploitation ou d'arrêt d'exploitation n'a de pertinence que si l'on dispose, de manière adaptée et pertinente, de procédures et de méthodes pour évaluer la capacité de résistance résiduelle, et l'aptitude au service.

Afin d'améliorer l'évaluation de la performance des ouvrages, ou à défaut d'en avoir une vision objective et correcte, il est important de pouvoir caractériser de manière pertinente le comportement réel de l'ouvrage. Ce processus de détermination, de suivi et d'évaluation de l'aptitude au service est le principe même de ce que l'on appelle la surveillance de santé structurale. C'est dans ce contexte que j'ai pris en charge cette thématique de recherche en 2009 à travers la coordination du Projet National S3 et des opérations de recherche « Gestion des risques structuraux » et « Maîtrise du cycle de vie des ouvrages » (cf. Paragraphe II.4.1). L'enjeu majeur était de définir une procédure de conception complète et intégrée de la surveillance de santé structurale pour le diagnostic et l'évaluation des ouvrages et de couvrir les trois composantes de la Surveillance de Santé Structurale : surveillance opérationnelle, diagnostic, et identification structurale, brièvement introduits ci-dessous.

### ***1. Corpus technologique de la surveillance opérationnelle***

Dans le cas de la gestion de grands ouvrages, des données provenant de sources liées à la surveillance d'exploitation ou à la surveillance structurale convergent vers les mêmes centres de contrôles. L'intégration de l'ensemble de ces données est rarement réalisée. Par ailleurs, la sélection des données est une étape essentielle qui consiste à ne retenir que les informations principales relatives à la stratégie de surveillance retenue (et ainsi à en rejeter d'autres). Enfin, la nature dispersée et non cohérente des données (quantitatives à partir d'une métrologie et/ou qualitatives à partir d'inspections visuelles) complexifie la problématique de la fusion des données. Ce thème a eu pour objectif d'identifier les méthodes disponibles à l'étude de la fusion de données et de les décliner à la problématique de la surveillance de santé structurale pour les structures du génie civil.

## ***2. Corpus technique du diagnostic***

L'objectif d'un diagnostic structural est de définir des indicateurs d'endommagement et d'identifier une procédure de sélection (critères, pertinence, robustesse, sensibilité...) de ces indicateurs. Des modèles statistiques (utilisant des algorithmes de reconnaissance de forme) peuvent être considérés pour séparer les valeurs des indicateurs liées à une modification structurale de celles qui ne le sont pas. Ces modèles apparaissent de plus en plus indispensables dans l'apprentissage des seuils de détection d'anomalie, problématique rencontrée systématiquement par les gestionnaires de grands ouvrages.

## ***3. Corpus technique de l'évaluation structurale***

Le corpus technique de l'évaluation structurale vise à conceptualiser, modéliser, concevoir des expériences pour mesurer et quantifier le comportement structural aussi bien que les phénomènes, afin de prendre des décisions. Ceci fait de l'identification structurale, non pas un outil de validation de modèle seulement, mais également un cadre général d'intégration des données de gestion, et de maintenance d'une exploitation. L'évaluation structurale a pour objectif d'étudier l'ajustement de modèles sur les données expérimentales pour la prédiction de la performance structurale.

# **I.3 Risque structural et robustesse des ouvrages**

La question de la maîtrise des risques structuraux représente une problématique majeure. Les méthodes actuelles de dimensionnement permettent aux ingénieurs de disposer d'un cadre adapté pour concevoir des structures courantes qui se comportent correctement sous des chargements identifiés avec un niveau de fiabilité donné. Les règlements de conception et d'évaluation sont donc les principaux moyens par lesquels la société s'assure de la sécurité des constructions. Pour la plupart, ils prescrivent ce qui doit être fait, quelles charges devraient être utilisées, quels coefficients de sécurité doivent être introduits.

Cependant, les défaillances sont souvent la conséquence de bien d'autres causes, comme les erreurs humaines (de conception ou de construction), les actions accidentelles, ou les dégradations non détectées. Ceci fait parfois qu'une défaillance localisée peut se traduire par des conséquences majeures. Par ailleurs, les fonctions d'une structure ne sont pas nécessairement constantes dans le temps. Les fonctions initiales, c'est-à-dire celles qui ont motivé la construction de l'ouvrage, peuvent être modifiées soit volontairement à cause d'un

changement voulu des fonctions ou d'une extension de la durée de vie, soit involontairement à cause d'actions externes ou de dégradations. Cet axe de recherche a ainsi pour objectif de contribuer à la caractérisation de la vulnérabilité structurale et, plus particulièrement à proposer des concepts permettant de quantifier la robustesse structurale.

La vulnérabilité d'une structure peut être caractérisée au niveau local par une probabilité d'occurrence qui est liée d'une part à la probabilité de réalisation de l'aléa, source du dysfonctionnement local, et d'autre part à l'intensité de cet aléa. Cette probabilité d'occurrence est à rapprocher du concept de probabilité de défaillance rencontré en théorie de la fiabilité pour exprimer en contexte probabiliste, la probabilité d'apparition d'un mode de défaillance. L'étude sur la vulnérabilité a consisté à l'application de la théorie de la fiabilité à l'évaluation du niveau de performance des ouvrages, basée sur la théorie des probabilités. Cette théorie est utilisée dans l'aéronautique, l'industrie offshore, l'industrie nucléaire et, plus récemment, dans le domaine du bâtiment et des ouvrages d'art.

La robustesse structurale décrit implicitement la capacité de la structure à fonctionner en mode dégradé, c'est-à-dire en cas de réalisation d'un dysfonctionnement local. Il s'agit alors, comme défini par le cadre réglementaire des Eurocodes, de caractériser « l'aptitude d'une structure à résister à des événements tels que les incendies, les explosions, les chocs ou les conséquences d'une erreur humaine, sans présenter de dégâts disproportionnés par rapport à la cause d'origine ». Cette définition fait clairement ressortir les notions de dommage initial (défaillance locale) et de dommage disproportionné et non acceptable (défaillance globale), l'enjeu étant au final de mesurer l'impact d'une défaillance localisée sur la défaillance globale de la structure.

## I.4 Organisation du mémoire

---

Le mémoire est organisé de manière à présenter une vision synthétique des travaux menés sur une période d'environ 7 ans (2008-2015). L'objectif n'est pas de présenter les différentes actions de manière exhaustive mais plutôt d'illustrer les thématiques considérées par certaines études. Le lecteur pourra notamment considérer les publications mentionnées dans le paragraphe II.3 pour une vision plus détaillée de mon travail de recherche.

Les travaux présentés ont été réalisés dans le cadre de projets de recherche (thèses, projets internes au LCPC/à l'IFSTTAR, projets nationaux et européens, qui seront présentés dans le mémoire), mais également d'activités plus opérationnelles telles que des collaborations scientifiques avec la SANEF ou encore la SNCF.

Ce mémoire se compose de trois parties :

- une première partie intitulée «**Curriculum Vitæ Étendu**». Cette partie détaille la formation que j'ai suivie, les diplômes obtenus, une synthèse de ma production scientifique, ainsi que les activités d'encadrement et d'animation de la recherche ;
- une seconde partie intitulée «**Mémoire de recherche**» qui détaille les travaux de recherche que j'ai réalisés ou co-encadrés. Cette partie s'organise de la façon suivante :
  - le chapitre 1 est consacré à la prise en compte du cycle de vie des ouvrages dès leur conception,
  - le chapitre 2 présente le développement d'outils méthodologiques pour optimiser la gestion des ouvrages existants,
  - le chapitre 3 porte sur la surveillance de santé structurale,
  - le chapitre 4 est consacré à la quantification de la robustesse structurale,
- une troisième partie intitulée «**Conclusions et perspectives**» qui apporte une conclusion globale à l'ensemble de mes travaux afin de mettre en perspective différentes voies de recherche.





## **II. Curriculum Vitæ étendu**



## II.1 Titres et fonctions

---

ORCESI

André Dominique

06/07/1981

33 ans

Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat

### **Organisme d'affectation :**

IFSTTAR

Département Matériaux et Structures (DMAST)

Laboratoire Sécurité et Durabilité des Ouvrages d'Art (SDOA)

Dates d'affectation dans l'organisme : 01/10/2008

dans l'unité : 01/10/2008

Téléphone : 01 81 66 83 48

Télécopie : 01 81 66 89 81

Mél : [andre.orcesi@ifsttar.fr](mailto:andre.orcesi@ifsttar.fr)

### **Adresse professionnelle :**

IFSTTAR

14-20 boulevard Newton

77447 CHAMPS SUR MARNE - Marne-la-Vallée Cedex 2

### **Diplômes et titres universitaires :**

Doctorat de l'Université Paris-Est (MODES) en structures et matériaux - 2008

Master recherche en génie civil (MEGA, Lyon) - 2005

Ingénieur des Travaux Publics de l'État (Ecole Nationale des Travaux Publics) - 2005

DEUG de sciences et technologies, mention sciences de la matière (Université Paris VI) - 2001.

### **Distinctions :**

IALCCE Junior award - 2014

IABMAS Young Research Prize - 2010

Concours des jeunes chercheurs organisé par l'AUGC – 2008 : quatrième prix.

Entretiens du RGC&U - 2007 : premier prix délivré par la Fédération Nationale des Travaux Publics.

**Expérience dans des établissements extérieurs au ministère :**

Post-doc à Lehigh University, Pennsylvanie, USA (de décembre 2008 à août 2009)

## II.2 Encadrement

---

### II.2.1 Encadrement de thèses

**[1] M. Alexandre Cury**

Sujet : Techniques d'anormalités appliquées à la surveillance de santé structurale

Encadrement : Christian Cremona (directeur de thèse), André Orcesi (conseiller d'études de septembre 2009 à décembre 2010, taux d'encadrement 40%)

Soutenance : 16 décembre 2010

Jury : Prof. E. Diday (président), J.-C. Golinval (rapporteur), M. Sidahmed (rapporteur), B. Basile (examineur), F. Thouverez (examineur), F. Barbosa (examineur), A. Orcesi (examineur), C. Cremona (directeur de thèse)

**[2] Mme Nadia Kagho Gouadjio**

Sujet : Etude de la vulnérabilité et de la robustesse des ouvrages

Encadrement : Christian Cremona (directeur de thèse), André Orcesi (conseiller d'études, taux d'encadrement 70%)

Soutenance : 11 janvier 2013

Jury : D. Breyse (rapporteur), F. Schoefs (rapporteur), V. Denoël (examineur), G. Nahas (examineur), A. Orcesi (examineur), C. Cremona (directeur de thèse)

**[3] M. Ngoc Binh Ta**

Sujet : Etude de la durabilité des ouvrages d'art dans un contexte de développement durable – application aux ponts mixtes

Encadrement : Christian Cremona (directeur de thèse), André Orcesi (conseiller d'études, taux d'encadrement 70%)

Soutenance : 18 septembre 2013

Jury : F. Buyle-Bodin (rapporteur), A. Ventura (rapporteur), G. Habert (examineur), A. Orcesi (examineur), B. Yanev (examineur), C. Cremona (directeur de thèse)

#### **[4] M. João Pedro Santos (en thèse au LNEC à Lisbonne au Portugal)**

Sujet : Smart Structural Health Monitoring Techniques for Novelty Identification in Civil Engineering Structures

Encadrement : António Silveira, Luís Manuel Calado et Christian Cremona (direction de thèse), André Orcesi (conseiller d'études en France, taux d'encadrement 30%)

Soutenance : 25 juillet 2014

Jury : J. Figueiras, A. Cunha, F. Branco, J. Costa, J. Proença, A. Silveira

### **II.2.2 Collaborations avec des doctorants (sans encadrement direct)**

[1] Collaboration avec M. Nader M. Okasha (en thèse à Lehigh University, USA) durant mon Post-Doc à Lehigh University (de décembre 2008 à août 2009) : publication d'un article dans la revue *Reliability Engineering & System Safety*, Elsevier.

[2] Collaboration avec M. Sunyong Kim (en thèse à Lehigh University, USA) durant mon Post-Doc à Lehigh University (de décembre 2008 à août 2009) : publication d'un article dans la revue *Engineering Structures*, Elsevier.

[3] Collaboration avec M. Benjamin Richard (en thèse au LCPC) en 2010 : publication d'un article dans la revue *Engineering Structures*, Elsevier et présentation des résultats de recherche dans trois conférences internationales.

### **II.2.3 Encadrement de post-doc**

Encadrement (100%) du Post-doc de M. Weichao Guo (avril 2011 – mars 2012) sur le thème de la «surveillance de santé structurale des ouvrages – Application au pont sur l'Adour».

## II.2.4 Encadrement de stages

[1] Co-encadrement (à 50%) avec le Prof. Frangopol (Lehigh University, USA) du stage de M. Victor Voiry : «Use of structural health monitoring in a general reliability analysis» (de février 2009 à juillet 2009).

[2] Co-encadrement (à 70%) du stage court (avec Mme Anne-Sophie Colas - IFSTTAR) de M. Koichi Takeya (juillet – août 2012) sur « l'analyse économique et environnementale du cycle de vie des ouvrages » dans le cadre de sa formation à l'Ecole des Ponts Paris Tech.

[3] Co-encadrement (à 50%) avec M. Jean-François Seignol (IFSTTAR) du stage Master de l'INSA de Rennes de M. Saïd Bireche (avril-septembre 2013) portant sur «la contribution à la méthodologie d'analyse de risque – application aux réactions de gonflement interne du béton».

[4] Co-encadrement (à 50%) avec MM. Jean-François Seignol et Renaud-Pierre Martin (IFSTTAR) du stage Master recherche Mécanique et Matériaux du Génie Civil de l'Université de Cergy-Pontoise de Mme Ayssatou Diallo (mars-août 2014) « Calibration des paramètres de l'analyse de risque pour l'évaluation des ouvrages en béton atteints de Réaction Sulfatique Interne et de Réaction Alcali Granulat, couplées ou non »

[5] Co-encadrement (à 50%) avec M. Yannick Tardivel (CEREMA) et Mme Adélaïde Feraille (IFSTTAR/Navier) du stage de Master recherche de M. David Grange (mars-juin 2014) sur la « contribution à la méthodologie d'analyse de cycle de vie des ouvrages suivant les axes économique, environnementaux et sociétaux ».

## II.3 Publications et valorisations

---

### II.3.1 Articles dans des revues internationales avec comité de lecture

Gervásio H., Simões da Silva, L., Perdigão, V. Orcesi, A. & Andersen, R. (2015). Influence of maintenance strategies on the life cycle performance of composite highway bridges, *Structural Engineering International*, 25(2), 184-196.

Santos, J., Crémona, C., Calado, L., Silveira, P. & Orcesi, A., (2015a). Static-based early-damage detection using symbolic data analysis and unsupervised learning methods. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*. Springer, 9(1), 1-16.

Santos, J., Orcesi, A.D. Cremona, C. & Silveira, P. (2015b). Baseline-free real-time assessment of structural changes, *Structure and Infrastructure Engineering: Maintenance, Management, Life-Cycle Design and Performance*, 11(2), 145-161.

Kagho-Gouadjio, N.C., Orcesi, A.D. Cremona, C. & Marcotte, C. (2015). Quantification of structural robustness: application to the study of a prestressed concrete beam, *Mechanics & Industry*, 16(1), 104.

Santos, J., Cremona, C., Orcesi, A.D. & Silveira, P. (2013a). Multivariate Statistical Analysis for Early Damage Detection, *Engineering Structures*, Elsevier, 56, 273-285.

Orcesi, A.D. & Frangopol D.M. (2013). Bridge Performance Monitoring Based on Traffic Data. *Journal of Engineering Mechanics*, 139(11), 1508-1520.

Richard, B., Adelaide, L., Cremona, C. & Orcesi, A.D. (2012). A methodology for robust updating of nonlinear structural models, *Engineering Structures*, Elsevier, 41, 356-372.

Okasha, N.M., Frangopol, D.M. & Orcesi, A.D. (2012). Automated finite element updating using strain data for the lifetime reliability assessment of bridges, *Reliability Engineering & System Safety*, Elsevier, 99, 139-150.

Orcesi, A.D. & Frangopol, D.M. (2011a). The use of lifetime functions in the optimization of nondestructive inspection strategies for bridges, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 137(4), 531-539.

Orcesi, A.D. & Frangopol, D.M. (2011b). A stakeholder probability-based optimization approach for cost-effective bridge management under financial constraints, *Engineering Structures*, Elsevier, 33(5), 1439-1449.

Orcesi, A.D. & Frangopol, D.M. (2011c). Probability-Based Multiple-Criteria Optimization of Bridge Maintenance Using Monitoring and Expected Error in the Decision Process, *Structural and Multidisciplinary Optimization*, Springer, 44(1), 137-148.

Orcesi, A.D. & Frangopol, D.M. (2011d). Optimization of bridge maintenance strategies based on structural health monitoring information, *Structural Safety*, Elsevier, 33(1), 26-41.

Orcesi, A.D. & Cremona, C.F. (2011a). Optimization of maintenance strategies for the management of the national bridge stock in France, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, 16(1), 44-52.



Orcesi, A.D. & Cremona, C.F. (2011b). Optimal maintenance strategies for bridge networks using the supply and demand approach, *Structure & Infrastructure Engineering*, Taylor & Francis, 7(10), 765-781.

Orcesi, A.D. & Frangopol, D.M. (2010). Optimization of bridge management under budget constraints: role of structural health monitoring, *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, (Bridge Engineering 2010: Volumes 1-3), Vol. 3, No. 2202, 2010, 148-158.

Orcesi, A.D. & Cremona, C.F. (2010). A bridge network maintenance framework for Pareto optimization of stakeholders/users costs, *Reliability Engineering & System Safety*, Elsevier, 96(1), 1230-1243.

Orcesi, A.D. Frangopol, D.M. & Kim, S. (2010). Optimization of bridge maintenance strategies based on multiple limit states and monitoring, *Engineering Structures*, Elsevier, 32(3), 627-640.

Orcesi, A.D. & Frangopol, D.M. (2010). Inclusion of crawl tests and long-term health monitoring in bridge serviceability analysis, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, 15(3), 312-326.

Orcesi, A.D. & Cremona, C.F. (2009). Optimization of management strategies applied to the national reinforced concrete bridge stock in France, *Structure & Infrastructure Engineering*, Taylor & Francis, 5(5), 355-366.

### **II.3.2 Congrès internationaux**

Santos, J., Calado L., Orcesi, A.D. & Cremona, C. (2014c). Adaptive detection of structural changes based on unsupervised learning and moving time-windows, 7th European Workshop on Structural Health Monitoring July 8-11, 2014. La Cité, Nantes, France.

Gervásio, H., Simões Da Silva, L., Orcesi, A., Ta, N.B., Maier P. & Kuhlmann, U. (2014). Improved design of composite highway bridges to enhance lifetime performance, IALCCE'14, November 16-19, Tokyo, Japan.

Cremona, C., Ta, B., Orcesi, A.D., Champenoy, D., Henri, N. & Robert, N. (2014). Life-cycle design of steel-concrete composite bridges, *Transportation Research Board 94*, Washington D.C., USA, January 12-16 2014.

Ta, N.-B., Orcesi, A.D. & Cremona C. (2013). A holistic approach for analyzing bridges crossing a highway, ICOSSAR 2013, June 16-20, Columbia University, New York, USA.

Kagho Gouadjio N.C., Orcesi, A.D. & Cremona, C.F. (2013). Structural robustness analysis: from local to global damage, ICOSSAR 2013, June 16-20, Columbia University, New York, USA.

Cremona, C., Poulin, B. Colas, A.-S., Michel, J., Marcotte, C. Vion, B. Orcesi, A.D. & Sadone, R. (2013). Calibration of partial safety factors for the assessment of existing bridges, IABSE Conference Rotterdam, The Netherlands, May 6-8, 2013.

Santos, J., Cremona, C., Orcesi, A.D. & Silveira, P. (2013b). Baseline-free real-time novelty detection using vibration-based symbolic features, EVACES'13 conference, October 28-30, Ouro Preto, Brazil.

Santos, J., Orcesi, A. D., Silveira, P., & Pina, C. (2012a). Damage detection under environmental and operational loads on large span bridges. V Congresso brasileiro de Pontes e Estruturas – Soluções Inovadoras para Projeto, Execução e Manutenção. Rio de Janeiro: ABPE – Associação Brasileira de Pontes e Estruturas.

Santos, J., Orcesi, A. D., Silveira, P. & Guo, W. (2012b). Real Time Assessment of Rehabilitation Works Under Operational Loads. In M. Salta, R. Moura, M. Basheer & A. Gonçalves (Eds.), ICDS12 - International Conference on Durable Structures: From construction to rehabilitation. Lisboa.

Ta, N.-B., Orcesi, A.D. & Cremona C. (2012). A comparative life-cycle cost analysis of steel-concrete composite bridges, IALCCE'12, October 3-6, Vienna, Austria.

Yang, S. Dieleman, L. & Orcesi, A.D. (2012). Performance Updating of High-Speed Concrete Railway Bridge Based on the Measurements, IALCCE'12, October 3-6, Vienna, Austria.

Courtois, A. Genest, Y. Diday, E. & Orcesi, A.D. (2012). In service inspection and monitoring of reinforced concrete draught cooling towers – EDF's practice and feedback, IALCCE'12, October 3-6, Vienna, Austria.

Guo, W. Orcesi, A.D. & Cremona, C. (2012). Early detection of structural damage using symbolic data analysis. IALCCE'12, October 3-6, Vienna, Austria.

Thiery, M., V. Baroghel-Bouny, & Orcesi, A.D. (2012). Durability design of reinforced concrete structures submitted to carbonation by using an probabilistic modeling, ICCRRR 2012, Cape Town, South Africa: 3 - 5 September 2012.

Santos, J., Orcesi, A.D. & Silveira, P. & GUO, W. (2012). Real time assessment of rehabilitation works under operational loads, ICDS12, May 31- June 1, Lisbon, Portugal.

Cremona, C. Cury, A. & Orcesi, A.D. (2012). Symbolic data analysis and supervised/ non supervised learning algorithms for bridge health monitoring, IABMAS'12, July 8-12, Lake Como, Italy.

Houel, A. Orcesi, A.D. & Leconte, R. (2012). Structural health monitoring: application to a suspension bridge, IABMAS'12, July 8-12, Lake Como, Italy.

Kagho Gouadjio N.C., Orcesi, A.D. & Cremona, C.F. (2012). A probabilistic nonlinear approach for the quantification of structural robustness, IABMAS'12, July 8-12, Lake Como, Italy.

Orcesi, A.D. & Frangopol, D.M. (2012). Optimal structural health monitoring sequences for smart management of bridges, IABMAS'12, July 8-12, Lake Como, Italy.

Orcesi, A.D. Cremona C. Cury A. & Dieleman, L. (2011). Long-term structural health monitoring of a steel road-rail bridge based on symbolic data analysis, EVACES'11 conference, October 3-5, Varenna, Italy.

Orcesi, A.D. & Frangopol, D. (2011). Optimization of assessment strategies for aging bridges, ICASP11 Conference, August 1-4, Zürich, Switzerland.

Kagho Gouadjio N.C., Orcesi, A.D. & Cremona, C.F. (2011). Robustness analysis of structural systems considering accidental actions, ICASP11 Conference, August 1-4, Zürich, Switzerland.

Richard, B. Adelaide, L. & Orcesi, A.D. (2011). A coupling Bayesian/reliability approach for robust updating applications, ICASP11 Conference, August 1-4, Zürich, Switzerland.

Cremona, C., Cury, A., Orcesi, A.D., & Dieleman, L. (2011). Symbolic data analysis and supervised/non supervised learning algorithms for bridge health monitoring. WCRR, Lille, May 22-26, 2011.

- Orcesi, A.D., Cury, A., Cremona, C., & Dieleman, L. (2011). Long-term structural health monitoring of a steel road-rail bridge based on symbolic data analysis. WCCR, Lille, May 22-26, 2011.
- Orcesi, A.D. & Frangopol, D.M. (2010). Optimization of bridge management under budget constraints: role of structural health monitoring, 7th International Bridge Engineering Conference, San Antonio, USA, December 1-3, 2010.
- Orcesi, A.D. & Frangopol, D.M. (2010). Monitoring of structures and reliability assessment, IALCCE'10, Taipei, Taiwan, October 27-31, 2010.
- Afonso, F., Diday, E., Badez, N., Genest, Y. & Orcesi, A.D. (2010). Use of symbolic data analysis for structural health monitoring applications, IALCCE'10, Taipei, Taiwan, October 27-31, 2010.
- Orcesi, A.D. & Frangopol, D.M. (2010). Structural health monitoring: from data acquisition to optimum life-cycle management under uncertainty, IABMAS'10, July 10-15, Philadelphia, USA.
- Orcesi, A.D. & Frangopol, D.M. (2010). Role of structural health monitoring in Pareto optimization of bridge management strategies, IABMAS'10, July 10-15, Philadelphia, USA.
- Orcesi, A.D. & Cremona, C.F. (2008). Optimal inspection and maintenance strategies for bridge network using supply and demand approach, IABMAS'08, July 13-19, Seoul, Korea.
- Odent, N., Berthelley, J., Orcesi, A.D., Cremona, C.F. & Thoriel, M. (2008). Optimization of bridge management policies on the French national roads network, IABMAS'08, July 13-19, Seoul, Korea.
- Orcesi, A.D. & Cremona, C.F. (2008). Optimal inspection and maintenance strategies for bridge network using supply and demand approach, IALCCE'08, June 11-14, Varenna, Lake Como, Italy.
- Orcesi, A.D. & Cremona, C.F. (2007). Optimal inspection and maintenance strategies for bridge network using supply and demand approach, *International symposium on Integrated Life-cycle Design & Management of Infrastructures 2007*, May 16-18, Shanghai, China.
- Orcesi, A.D. & Cremona, C.F. (2007). Optimization of management strategies applied to the national reinforced concrete bridge stock in France, *International symposium on Integrated Life-cycle Design & Management of Infrastructures 2007*, May 16-18, Shanghai, China.

Orcesi, A.D. & Cremona, C.F. (2006). Optimization of reinforced concrete bridges maintenance by Markov chains, IABMAS'06, July 16-19, Porto, Portugal.

Orcesi, A.D. & Cremona, C.F. (2005). Optimisation de la gestion des ponts en béton armé par chaînes de Markov, *Journées Nationales sur la fiabilité des matériaux et des structures*, October 25-26, Clermont-Ferrand, France.

### **II.3.3 Keynotes internationales**

Frangopol, D.M. & Orcesi, A.D. (2009). Integrated lifetime management of civil infrastructure systems: recent accomplishments. Proceedings of the 4th International Symposium on Lifetime Engineering of Civil Infrastructure, ISLECI, Changsha, Hunan, China, keynote lecture.

Frangopol, D.M. & Orcesi, A.D. (2009). Efficient lifetime management of civil infrastructure: recent accomplishments and future directions. Proceedings of the EuroInfra 2009 conference, Helsinki, Finland, keynote lecture.

### **II.3.4 Colloques nationaux**

Kagho Gouadjio N.C., Orcesi, A.D., Cremona, C.F. & Marcotte, C. (2013). Quantification of structural robustness : application to the study of a prestressed concrete beam, CFM 2013, Bordeaux.

Kagho Gouadjio N.C., Orcesi, A.D. & Cremona, C.F. (2013). Contribution à la quantification de la robustesse structurale. Conférence GC'2013, 26-27 mars 2013, Cachan.

Orcesi, A.D., Ta, N.-B., Tardivel, Y., Robert, N., Henry, N., Champenoy, D. & Cremona C. (2013). Étude de la conception des ponts mixtes acier-béton dans le cadre d'une analyse de cycle de vie – synthèse du projet SBRI. Conférence GC'2013, 26-27 mars 2013, Cachan.

Kagho Gouadjio N.C., Orcesi, A.D. & Cremona, C.F. (2011). Quantification de la robustesse des ouvrages – Approche fiabiliste. Conférence GC'2011, 22-23 mars 2011, Cachan.

Orcesi, A.D. & Cremona, C. (2009). Optimisation de la maintenance des ouvrages à l'aide d'une approche globale en réseau. Conférence GC'2009, 18-19 mars 2009, Cachan.

### **II.3.5 Ouvrages**

Orcesi, A.D. & Cremona, C. (2012) *Projet national S3 - Surveillance de santé structurale des ouvrages*, Collection Etudes et Recherches des LPC, OA71, ISBN 978-2-7208-2610-8.

Orcesi, A.D. (2009) Étude de la performance des réseaux d'ouvrages d'art et détermination des stratégies de gestion optimales, Collection Etudes et Recherches des LPC, OA64, ISBN 978-2-7208-2539-5.

### **II.3.6 Articles dans des revues technico-professionnelles**

Courtois, A. Diday, E. Afonso, A. & Orcesi, A.D. (2011). La surveillance d'aéroréfrigérants: la contribution du projet national S3, Essais et simulations, Sciences et techniques en environnement pour les laboratoires et l'industrie, N° 107, 33-39.

Kagho Gouadjio N.C., Orcesi, A.D. & Cremona, C.F. (2011). Quantification de la robustesse des ouvrages – approche fiabiliste, Annales du Bâtiment et des Travaux Publics, No. 4-5.

Orcesi, A. & Cremona, C. (2007). Gestion d'un patrimoine d'ouvrages et détermination des stratégies de gestion optimales. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, LCPC, janvier 2007.

### **II.3.7 Communications à des colloques sans actes**

Santos, J., Cremona, C. & Orcesi, A.D. (2014). Surveillance de santé structurale et détection de dommages sur ouvrage - utilisation du data mining et de la fusion de données, Journées Ouvrages d'Art, Champs-sur-Marne, 11-12 juin.

Grange, D., Orcesi, A.D., Tardivel, Y. & Feraille, A. (2014). Contribution à la méthodologie d'analyse de cycle de vie des ouvrages suivant les axes économique, environnementaux et sociétaux, Journées Ouvrages d'Art, Champs-sur-Marne, 11-12 juin.

Cremona, C., Marcotte, C., Sadone, R., Michel, J., Vion, B., Poulin, B., Orcesi, A. & Colas, A.-S. (2014). Etudes de la recalibration de coefficients partiels pour l'évaluation de familles d'ouvrages existants, Journées Ouvrages d'Art, Champs-sur-Marne, 11-12 juin.

Orcesi, A.D. (2012). Présentation du projet National S3 – Surveillance de santé structurale, Journées SHM organisées à Nantes par ECND-PdL, 22-23 Mars 2012.

Orcesi, A.D. (2012). Présentation du projet européen RFCS « SBRI », conception des ponts mixtes sur leur cycle de vie : approches économique et environnementale, Les entretiens du RGC&U 2012, 24 Octobre, Paris.

Orcesi, A.D. & Thiery, M. (2012). Stratégies de maintenance d'ouvrages dégradés par carbonatation, Journées Ouvrages d'Art, Sourdun, 9-10 mai.

Ta, N.-B., Orcesi, A.D., Tardivel, Y., Robert, N., Henry, N., Cremona, C. & Champenoy, D. (2012). Le projet européen SBRI : Sustainable Steel-Composite Bridges in Built Environment, Journées Ouvrages d'Art, Sourdun, 9-10 mai.

Kagho Gouadjio, N.C., Orcesi, A.D. & Cremona, C.F. (2012). Etude de la vulnérabilité et de la robustesse structurale, Journées Ouvrages d'Art, Sourdun, 9-10 mai.

Colas, A.-S., Michel, J. & Orcesi, A.D. (2011). Application de la théorie de la fiabilité à l'évaluation des OA, Journées techniques Ouvrages d'art, Marseille, 29-30 juin 2011.

Orcesi, A.D., Dumoulin, J., Cury, A. & Cremona, C. (2011). Extraction d'indicateurs de surveillance à partir d'un suivi dynamique, application aux ponts sur l'Oise et l'Adour. Journées techniques Ouvrages d'art, Marseille, 29-30 juin 2011.

Robert, N., Tardivel, Y., Cremona, C. Orcesi, A.D. & Ta, N.-B. (2011). Le projet européen SBRI Sustainable BRIDges. Journées techniques Ouvrages d'art, Marseille, 29-30 juin 2011.

Raoul, J., Tardivel, Y., Petel, A., Robert, N. & Orcesi, A.D. (2010). Optimisation économique et environnementale sur le cycle de vie des structures mixtes acier-béton : projet européen SBRI, Les Plénières 2010 du LCPC et du SETRA, Journées Ouvrages d'Art, Lille, 16-17 Juin.

## II.4 Animation et administration de la recherche

---

### II.4.1 Animation scientifique

Les trois axes identifiés dans l'introduction générale ont structuré mon projet de recherche à travers le pilotage de plusieurs projets, eux-mêmes rattachés à des opérations de recherche internes du LCPC/de l'IFSTTAR que j'ai coordonnées, comme détaillé ci-après. Ces différentes actions de pilotage ont été menées en adéquation avec les missions du Laboratoire SDOA et plus généralement du Département Matériaux et Structures (MAST) à l'IFSTTAR qui consistent à effectuer des recherches, des études, des expertises et des essais, valorisés par des publications, des conférences, de la formation et la participation à l'élaboration de la doctrine technique (normalisation, certification, guides,...) dans le domaine des structures de génie civil (ponts, barrages, centrales nucléaires, réservoirs, ...) auxquelles on peut rattacher les bâtiments qui présentent une importance structurelle (immeubles de grande hauteur, halls de gares et d'aéroports,...).

### **II.4.1.1 Pilotage de l'opération de recherche 11R082 sur la gestion des risques structuraux à l'IFSTTAR de 2009 à 2011**

#### **Description de l'opération de recherche**

Cette opération de recherche, initiée en 2008, avait trois ambitions. La première était celle de renforcer et d'étendre les développements d'analyse de coûts de cycle de vie. L'élaboration d'un corpus technique de surveillance de santé structurale constituait la seconde ambition. La troisième était de faire les liens entre les deux premiers concepts pour fournir une version intégrée de la maintenance des ouvrages d'art. L'opération a intégré trois thèses, celle de M. André Orcesi (2008) sur la performance des réseaux d'ouvrages d'art et la détermination des stratégies de maintenance optimales, celle de M. Alexandre Cury (2010) sur les techniques d'anormalités appliquées à la surveillance de santé structurale et enfin celle de Mme Nadia Kagho-Gouadjio (2013) sur l'étude de la vulnérabilité et de la robustesse des structures. Cette opération a permis de contribuer à la réflexion vis-à-vis de la gestion du risque structural sur la manière de penser, les méthodologies et la capacité à intégrer de nouvelles technologies en faisant émerger de nouveaux paradigmes dans les démarches et procédures existantes.

#### **Partenariats**

- Au sein du RST : SETRA, CETE de Lyon, CETE du Sud-Ouest, CETE Nord Picardie, CETE d'Aix, ERA 37.
- Projet National S3 labellisé par la Région Ile de France et le MEDDTL (voir la description au paragraphe II.4.1.2)
- Coopérations internationales : Lehigh University (USA), LNEC (Portugal).

### **II.4.1.2 Coordination du Projet National S3 "Surveillance de santé structurale" (2009-2011)**

Ce projet National a porté sur les trois composantes de la Surveillance de Santé Structurale : la surveillance opérationnelle, le diagnostic, et l'identification structurale. Il a eu pour ambition de traiter le corpus technique de la surveillance de santé dans sa globalité.



## **Partenariats**

■ Institut français des sciences et technologies des transports, de l'aménagement et des réseaux (IFSTTAR) - Electricité de France – DTG (EDF) - Université Blaise Pascal – LAMI (Clermont II) – SYROKKO – SITES – ADVITAM - CETE Lyon – LR Lyon - CETE du Sud-Ouest – LR Bordeaux – INGEROP – AVLS - Syndicat national des entrepreneurs spécialistes de travaux de réparation et renforcement de structures – GETEC – SNCF.

## **Durée - budget**

■ Le Projet National S3 s'est déroulé de 2007 à 2011.

■ Le budget s'est élevé à 1 605 998 € HT dont une subvention de la Région Ile-de-France de 405 663 € HT, une subvention du MEDDTL de 271 172 €, le solde en apports en nature et cotisations des partenaires.

## **Publications**

■ Les travaux de ce projet ont fait l'objet de plusieurs publications scientifiques et techniques (11) diffusées dans des conférences et revues internationales.

## **Applications et retombées du projet**

■ L'intérêt de ce projet a résidé dans la création de groupes de travail permettant des échanges entre des approches variées, afin de favoriser le transfert de connaissances et de méthodes entre des chercheurs ou des gestionnaires qui ont chacun une approche spécifique en raison de la nature du patrimoine à gérer.

■ Un autre gain de la coopération a été d'obtenir une meilleure compréhension et une meilleure interaction entre l'instrumentation et l'évaluation. Le projet a mis les besoins des gestionnaires et des bureaux d'ingénierie au centre de la problématique de la surveillance de santé structurale et a contribué à lever certains verrous technologiques, notamment pour l'étude de la fusion et la discrimination de données, en faisant appel à des spécialistes de statistiques.

■ Les retombées du projet portent autant sur le développement de méthodes et d'outils scientifiques et techniques que sur l'établissement de principes méthodologiques. Ainsi, les maîtres d'ouvrages recherchent une appréciation pertinente, efficace et opérationnelle de l'état et de la performance des ouvrages basée sur des investigations in situ et des indicateurs robustes, couplées ou non avec des modèles de calcul. L'élaboration de profils de performance au moyen d'indicateurs significatifs représente donc une avancée significative.

#### **II.4.1.3 Pilotage du groupe de travail sur l'éco-conception et l'éco-gestion dans l'opération de recherche stratégique et incitative à l'IFSTTAR « Ouvrages durables » (2010-2013)**

L'ambition de ce groupe a été de combiner une démarche environnementale d'appréciation des stratégies de gestion des ouvrages avec une approche économique et performantielle. La finalité du groupe a été de fournir des outils d'aide à la décision opérationnelle sur la base des données identifiées et archivées dans l'inventaire du cycle de vie. Au-delà de la comparaison de différentes solutions de gestion déjà établies, l'objectif a été de proposer un cadre théorique permettant de rechercher, à l'aide d'un programme d'optimisation mathématique, un ensemble de solutions optimales. Pour atteindre cet objectif, des techniques de modélisation de la prise de décision ont été introduites, permettant d'une part de modéliser le niveau de performance des ouvrages sur l'ensemble du cycle de vie (pour satisfaire des exigences de fonctionnalité, stabilité et de sécurité), et d'autre part de minimiser différents types d'impacts liés à des enjeux de développement durable. Le groupe a en outre bénéficié de l'appui du projet européen SBRI (voir la description au Paragraphe II.4.1.4).

#### **Partenariats**

■ CETE de Lyon, CETE de l'Est, SETRA

#### **II.4.1.4 Pilotage du WP4 sur l'analyse économique dans le projet européen SBRI (Sustainable Steel-Composite Bridges in built environment) (2009-2012)**

Le projet SBRI a rassemblé plusieurs partenaires européens autour de la conception optimisée des ouvrages mixtes acier-béton selon une approche globale. L'analyse économique du cycle de vie a concerné aussi bien le gestionnaire (coûts de construction, d'entretien pendant la vie en service et de fin de vie) que les usagers de l'ouvrage et la société (coût des accidents et de la congestion du trafic).

### **Partenariats**

■ University of Stuttgart, Institute of Structural Design, Germany, University of Coimbra, Faculty of Sciences and Technology, Portugal, AG der Dillinger Hüttenwerke, Germany, ArcelorMittal Commercial Sections, Luxembourg, IFSTTAR, France, Ramboll Denmark, AS, Denmark, BRISA Engenharia e Gestão SA –BEG, Portugal, SETRA, France, BASt Bundesanstalt für Straßenwesen, Germany

### **Durée - budget**

■ Le Projet européen SBRI s'est déroulé de 2009 à 2012.

■ Le budget s'est élevé à 1 459 864€

### **Applications et retombées du projet**

Le projet SBRI a permis de développer un cadre de réflexion sur la mise en place d'une approche globale sur le cycle de vie pour le dimensionnement des ponts mixtes. Plusieurs points d'innovations ont pu être considérés et discutés, ce qui constitue une avancée majeure pour les gestionnaires d'ouvrages, mais aussi pour les usagers des ouvrages et la société dans son ensemble.

D'une manière générale, les ouvrages étudiés dans le cadre du projet SBRI se veulent représentatifs des ouvrages actuellement construits dans les pays des différents acteurs du projet. De plus, en raison à la fois du domaine d'emploi classique des ouvrages mixtes et de la nature des différents partenaires, les ouvrages étudiés sont essentiellement ceux que l'on rencontre habituellement sur des itinéraires urbains et inter-urbains.

Les conclusions et recommandations du projet sont en lien direct avec les thématiques actuelles sur l'intégration des principes de développement durable dans la conception et gestion des ouvrages tant au plan national qu'Européen.

#### **II.4.1.5 Pilotage de l'opération de recherche stratégique et incitative à l'IFSTTAR « MCV (maîtrise du cycle de vie des ouvrages) » (2012-2015)**

##### **Description de l'opération de recherche**

L'ORSI MCV s'inscrit résolument dans une vision globale de la performance et une approche dynamique des ouvrages et des réseaux dans leur environnement. L'objectif est de proposer des concepts et méthodologies permettant de mieux maîtriser le risque structural sur l'ensemble du cycle de vie des ouvrages. A l'échelle de la durée de vie en service des infrastructures, prendre aujourd'hui les bonnes décisions pour agir à court terme et anticiper le long terme est un défi pour les gestionnaires d'infrastructures. Appréhender par des moyens appropriés de mesure et d'analyses la notion de risque structural est crucial pour gérer l'occurrence d'anomalies et/ou de dégradations pouvant affecter l'intégrité, l'aptitude au service et l'exploitation des structures. Il est donc essentiel de disposer de référentiels et de solutions techniques appropriées pour développer les capacités d'adaptabilité des infrastructures nouvelles et existantes.

##### **Partenariats**

■ les autres ORSI menées à l'IFSTTAR (APOS, ouvrages durables), le CEREMA (SETRA, CETE, PCI, ERA,...), le LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil) au Portugal, le projet européen RE-GEN (voir la description au paragraphe II.4.1.6).

#### **II.4.1.6 Pilotage du WP5 dans le projet européen RE-GEN (2014-2016)**

##### **Description du projet**

Le projet européen RE-GEN (Risk assessment of aGEing iNfrastructure) a pour objectif de fournir une méthodologie de prise en compte du risque des infrastructures routières critiques (ponts, ouvrages de retenue, remblais) face à l'augmentation du trafic routier et aux changements climatiques. Cette méthodologie a pour vocation d'être utilisée par les gestionnaires des réseaux d'infrastructures routières. Le risque

est évalué via l'estimation de la probabilité de la défaillance couplée aux conséquences induites par cette défaillance.

### **Partenariats**

■ ROD-IS (Roughan & O'Donovan Innovative Solutions), ZAG Ljubljana, GDG Geo solutions, Delft University of Technology, Ramboll A/S, IFSTTAR

### **Durée - budget**

■ Le Projet européen RE-GEN a démarré en mai 2014 pour une durée de deux ans. Ce projet est financé dans le cadre de l'appel à projets CEDR 2013 « Ageing Infrastructure Management »

■ Le budget s'élève à 428 000€

### **Applications et retombées du projet**

Une des finalités du projet RE-GEN est de fournir des méthodes de gestion des parcs d'infrastructures vieillissants avec des budgets restreints et une demande de mobilité croissante de la part des usagers des réseaux routiers. Le projet doit aboutir à un utilitaire permettant aux gestionnaires de prendre des décisions de gestion des infrastructures critiques de son réseau dans un contexte d'augmentation du trafic et de changement climatique. Il y a un double enjeu associé à ce projet, tout d'abord économique avec une optimisation des dépenses de maintenance et d'investissements et également de sécurité structurale pour avoir des structures qui respectent des seuils fixés de sécurité structurale, dans un contexte de changement climatique et d'augmentation du trafic routier.

## **II.4.2 Études et expertises**

### **II.4.2.1 Coordination de la collaboration scientifique avec la SANEF pour la surveillance du comportement mécanique du pont PI57 sur l'Oise**

#### **Cadre de l'étude**

A la demande du Service Ouvrages d'Art de la Direction de l'Exploitation de la SANEF, le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées a réalisé sur la période 2008-2010 une **surveillance dynamique** du comportement de l'ouvrage PI57.

## **Enjeux de l'instrumentation**

L'insuffisance de précontrainte, causée par des effets de retrait et fluage et la non prise en compte des contraintes thermiques lors du dimensionnement et de la construction (les connaissances sur ce type de contraintes étaient limitées à l'époque de la construction de ce pont) a conduit à l'apparition de fissures localisées et à l'augmentation de la déflexion à mi-travée. En raison du risque potentiel de fissuration du tablier, les études numériques mandatées par la SANEF ont montré que l'intégrité de l'ouvrage à long terme pouvait être affectée si des mesures correctives n'étaient pas prises rapidement. À partir de ces évaluations techniques et compte tenu de l'importance de la structure, la SANEF a alors programmé le renforcement des deux tabliers constituant l'ouvrage. Pendant l'été 2009, des travaux de renforcement par ajout de câbles de précontrainte ont été réalisés sur l'ouvrage.

La surveillance dynamique effectuée par le LCPC devait répondre à quatre objectifs :

- caractériser le **comportement vibratoire** du PI57 sur l'Oise,
- caractériser l'**influence des conditions environnementales** sur ce comportement,
- caractériser et vérifier l'**efficacité du renforcement** de l'ouvrage par précontrainte extérieure,
- évaluer la **pérennité de ce renforcement**.

Plusieurs études ont été menées afin de montrer l'efficacité des travaux de renforcement réalisés sur le pont sur l'Oise (comparaison des fréquences propres avant et après renforcement, comparaison des amplitudes modales...). De plus, des analyses statistiques fines ont été réalisées, en considérant différents outils graphiques ou des tests d'hypothèse pour mettre en évidence la modification structurale due aux travaux de renforcement. Finalement, quelques principes de l'analyse de données symboliques (ADS) et, plus spécifiquement, ceux des méthodes de partitionnement appliquées à la détection de modifications structurales ont été présentés.

## **II.4.2.2 Coordination de la collaboration scientifique avec la SNCF pour la surveillance du comportement mécanique du pont ferroviaire et routier sur l'Adour à Bayonne**

### **Cadre de l'étude**

Cette étude a consisté à la surveillance dynamique du pont SNCF sur l'Adour à Bayonne. L'instrumentation du pont sur l'Adour s'est placée dans le contexte d'une collaboration scientifique entre la SNCF et l'IFSTTAR. Le LRPC de Bordeaux étant intervenu pour la mise en place/exploitation du système d'instrumentation et la transmission des données pour traitement.

### **Enjeux de l'instrumentation**

Un enjeu majeur de la surveillance dynamique du pont sur l'Adour a été d'introduire des indicateurs permettant de détecter, localiser, quantifier et prédire un endommagement. En effet, la détection d'une modification structurale susceptible de devenir critique peut éviter l'occurrence de dysfonctionnements majeurs associés à des conséquences sociales, économiques et environnementales très importantes.

Dans ce contexte, un premier objectif a été d'analyser la possibilité d'extraire les paramètres modaux dans le cas du pont sur l'Adour.

Un deuxième objectif a été de tester l'applicabilité de l'approche d'exploitation ou fouille de données (ou encore Data Mining, en anglais) à la surveillance dynamique et de voir si cette analyse peut apporter des éléments d'information nouveaux par rapport à une analyse modale classique. Il est noté que l'approche par fouille de données proposée dans cette étude consiste en un ensemble d'outils qui extraient des caractéristiques cachées dans des grandes bases de données brutes. Plus le nombre de données enregistrées augmente, plus l'exploitation de l'information contenue est complexe et justifie le recours à ces outils. Comme dans le cas du Pont sur l'Oise, l'analyse de données symboliques a été utilisée afin de caractériser la variabilité et l'incertitude qui entachent chacune des variables considérées.

## **II.4.3 Affiliations professionnelles**

- membre de la “working commission 1” de l'IABSE (International Association for Bridge and Structural Engineering): Structural Performance, Safety and Analysis, [www.iabse.org](http://www.iabse.org),

- membre de la commission P06E, groupe miroir de l'EC0 (expert français au CEN/TC250/WG 6 Robustness),
- membre du Management Committee de l'action COST TU 1406 « Quality specifications for roadway bridges, standardization at a European level »,
- membre de l'International Association for Life-Cycle Civil Engineering (IALCCE), [www.ialcce.org](http://www.ialcce.org) (membre du comité scientifique des conférences organisées par IALCCE),
- membre de l'International Association for Bridge Maintenance And Safety (IABMAS), [www.iabmas.org](http://www.iabmas.org) (membre du comité scientifique des conférences organisées par IABMAS).
- participation au groupe de travail Sécurité et sûreté des structures (GTR 3S) de l'Institut pour la Maîtrise des Risques (IMdR).
- études réalisées au sein du Réseau Scientifique et Technique du Ministère de l'Écologie, du Développement durable, et de l'Énergie : (i) participation au groupe de travail « inspections ciblées », et (ii) participation au groupe de travail « fiabilité » (étude sur les « Méthodes avancées d'évaluation structurale »).

#### **II.4.4 Relectures pour revues internationales**

- Frontiers in Civil and Environmental Engineering and Built Environment – section "Bridge Engineering", Frontiers,
- Structure and Infrastructure Engineering - Maintenance, Management and Life-Cycle Design and Performance, Taylor & Francis,
- Journal of Performance of Constructed Facilities, ASCE,
- Engineering Structures, Elsevier,
- Canadian Journal of Civil Engineering, NRC Research Press,



- International Journal of Management Science and Engineering Management, Taylor & Francis,
- Journal of Advanced Research, Elsevier.
- The International Journal of Life Cycle Assessment, Springer

## II.5 Participation à la formation initiale et à la formation continue

---

### II.5.1 Interventions dans les formations continues

- du collège de Polytechnique (méthodes probabilistes pour l'étude de la fiabilité des structures existantes) – depuis 2009,
- du Centre National de la Fonction Publique Territoriale (formation gestion d'un patrimoine d'ouvrages d'art) – depuis 2011.

### II.5.2 Encadrement de TD

Encadrement depuis 2013 du TD pour le Mastère ENPC GCE OA/IT de l'Ecole des Ponts Paris Tech (module Maintenance, pathologie et réparation des constructions).

### II.5.3 Participation à des cycles de formation

- Intervenant depuis 2014 dans le Master 1 de la spécialité MSGC de l'UPMC (Université Pierre et Marie Curie) au sein d'un cours d'introduction aux méthodes du Génie Civil
- Intervenant dans la formation « Training week » du projet Marie Curie TEAM (Training in European Asset Management) à Paris et Nantes du 5 au 8 octobre 2010 sur le thème « Traffic loads on infrastructures, Extreme loads, Weigh-in-motion, Fatigue ».
- interventions en 2009 dans le cours “Structural safety and Risk” du Prof. Dan Frangopol à Lehigh University, USA.

### **III. Mémoire de recherche**



# Chapitre 1

## Prise en compte du cycle de vie des ouvrages d'art à la conception

### Préambule

---

Le travail présenté dans ce chapitre s'inscrit dans le premier axe d'étude de mon projet de recherche sur « l'analyse économique, environnementale, sociétale, performantielle et l'optimisation des stratégies de conception/gestion sur le cycle de vie des structures ». Cette activité, menée de 2009 à 2014 au LCPC puis à l'Ifsttar, s'est principalement appuyée sur le projet européen Sustainable Steel-Composite Bridges in built environment (SBRI) et l'encadrement de la thèse de M. Ngoc Binh TA. Le co-encadrement du stage de Master recherche de M. David Grange en 2014 a également permis d'aborder la question du poids des incertitudes sur les analyses de cycle de vie (Paragraphe 1.4). L'opération de recherche « Ouvrages durables » interne à l'IFSTTAR a par ailleurs permis de fournir un socle de réflexions et de méthodologies pour cette activité avec l'objectif (i) d'estimer les impacts environnementaux des ouvrages dans le cadre des pratiques actuelles, mais aussi d'influer sur ces impacts par une évolution des usages, et (ii) de mettre en œuvre des outils et des méthodes destinés à comparer plusieurs solutions entre elles et déterminer lesquelles sont optimales.

## 1.1 Introduction

---

Ces vingt dernières années, le concept de développement durable a acquis un degré élevé de dynamisme, autant sur le plan politique qu'économique. Si le rapport de D. Meadows au club de Rome en 1972, au titre provocateur de "les limites de la croissance", avait déjà déclenché une polémique mondiale sur l'épuisement des ressources, il revient au rapport de la commission Brundtland (1987), élaboré sous l'égide des Nations Unies et intitulé "notre futur commun", de réellement aboutir à une acceptation politique de la notion de développement durable. La définition d'un "développement qui satisfait les besoins des générations présentes sans compromettre l'aptitude des générations futures à satisfaire leurs propres besoins à commencer par les plus pauvres" est maintenant universellement acceptée.

Dans l'Union Européenne, développement et économie durables ont été reconnus comme des piliers des politiques économiques et environnementales européennes depuis 1999. Ceci a conduit à l'introduction des principes de "développement durable" dans des champs d'action variés, y compris l'industrie de la construction. Pour ainsi dire complètement méconnu pendant des décennies en dehors de l'exploitation forestière, le concept de développement durable pénètre maintenant toutes les branches de l'économie. Cependant, dans le secteur de la construction, une rapide implémentation d'un tel principe se trouve entravée considérablement par la durée de vie des produits concernés.

Dans le domaine du génie civil, l'ensemble des critères économiques, environnementaux et sociétaux influencent fortement les choix faits lors du dimensionnement des ouvrages. Face à un trafic toujours croissant et des coûts accrus pour l'entretien et la construction de nouveaux ouvrages, le changement progressif des consciences concernant les impacts néfastes que peut avoir le domaine de construction ont progressivement permis la proposition d'un certain nombre de démarches globales pour appréhender la gestion des ouvrages depuis leur construction et mise en service, jusqu'à la rénovation et l'extension de la durée d'usage, pour se terminer par la démolition et le recyclage des matériaux et des composants. Dans ce contexte, l'approche du dimensionnement se déplace aujourd'hui d'un mode de dimensionnement optimisé de la conception initiale vers un mode de dimensionnement optimisé du cycle de vie (Gervásio et al. 2014).

Les conceptions qui visent à optimiser le dimensionnement de structures pour un coût et des impacts environnementaux réduits à la construction n'offrent qu'une perspective partielle sur la période de vie en œuvre et de fin de vie des ouvrages. En particulier, les opérations de surveillance, de maintenance ou de réhabilitation ne sont pas considérées, en dépit de coûts et d'impacts directs et indirects parfois considérables. Le champ couvert par cette action de recherche dépasse donc le seuil traditionnel constitué par la réception des ouvrages, pour s'étendre à la totalité du cycle de vie. Il associe des analyses de performance et de coût à une analyse environnementale afin de procurer la transversalité nécessaire à une approche globale.

L'objectif de la démarche proposée est d'appréhender la gestion des ouvrages de leur construction jusqu'à leur démolition et valorisation des déchets, en passant par leur maintenance, réparation, réhabilitation rénovation, voire leur extension de durée d'usage (Ta 2013).

L'analyse économique du cycle de vie concerne aussi bien le gestionnaire que les usagers de l'ouvrage et la société. Les coûts à la charge du gestionnaire sont les coûts directs de construction, d'inspection, de maintenance, de réhabilitation et de démolition. Les coûts pour l'utilisateur sont indirects et traduisent une monétarisation de la gêne qu'ils subissent lors des actions de maintenance et de réhabilitation. Enfin, les coûts pour la société incluent des coûts qui ne sont pas pris en charge directement par le maître d'ouvrage ou par les usagers mais de manière plus générale par la société (comme dans le cas des accidents par exemple).

L'analyse environnementale du cycle de vie est réalisée à l'aide d'indicateurs, quantitatifs dans la mesure du possible. Elle est constituée des deux étapes suivantes (NF P01-010 – AFNOR 2004): (i) la classification des impacts pour laquelle il s'agit de définir une liste pertinente de catégories d'impacts à prendre en compte, et (ii) la caractérisation des impacts qui permet de quantifier la contribution spécifique de chaque flux (consommations et rejets) affecté à la catégorie d'impact considérée. Ces contributions sont ensuite agrégées dans le but de définir un indicateur pour chaque type d'impact.

L'analyse technique/fonctionnelle consiste à caractériser la performance des ouvrages, c'est-à-dire leur capacité à remplir des exigences de sécurité, d'aptitude au service, ou encore de durabilité.

L'objectif majeur est au final de combiner ces trois types d'analyse de la performance des ouvrages, économique et environnementale et de réfléchir sur l'identification de structures innovantes sur ces trois aspects pendant le cycle de vie des ouvrages (Paragraphe 1.2 et 1.3). Le Paragraphe 1.4 apporte alors un éclairage sur l'impact des variabilités des différents paramètres du modèle sur la variabilité des résultats en sortie de ce modèle.

## 1.2 Analyse économique, environnementale et sociétale

L'étude de cycle de vie d'ouvrages d'art est abordée selon différents axes d'étude : un axe économique, un axe environnemental et un axe sociétal. L'axe économique correspond à ce qui est communément appelé l'Analyse des Coûts de Cycle de Vie (ACCV) tandis que l'axe environnemental correspond à ce qu'on appelle l'Analyse environnementale de Cycle de Vie (ACV). L'axe sociétal tel qu'il est étudié ici ne correspond pas à une norme particulière, mais utilise un modèle qui permet d'estimer la gêne aux usagers lors de travaux sur un axe routier durant la vie en service d'un ouvrage.

### **1.2.1 Etudes de cycle de vie**

L'ACCV et l'ACV consistent à chiffrer respectivement tous les coûts rencontrés et certains impacts environnementaux générés pendant la vie de l'ouvrage. Les normes ISO 15686 et ISO 14040 à 14044 proposent une méthode standardisée pour mener ce type d'études. Dans chacun des cas, il convient de fixer les frontières de l'étude. Le système étudié est défini, ainsi que l'ensemble des processus pris en compte dans l'étude.

### **1.2.2 Analyse des Coûts de Cycle de Vie (ACCV)**

L'Analyse des Coûts de Cycle de Vie (ACCV) d'une structure consiste à chiffrer tous les coûts rencontrés pendant sa durée en service. Dans le secteur de la construction, une telle analyse vise à proposer au maître d'ouvrage une méthode d'arbitrage pour prendre en compte toutes les charges futures associées aux différents choix d'investissement. L'ACCV doit être menée tant au niveau des différents composants de l'ouvrage qu'au niveau du système pour pouvoir fournir des informations sur l'ouvrage dans sa globalité. Sachant qu'il existe différentes façons de distinguer les catégories de coûts pour chaque projet, les systèmes ou produits considérés (Woodward 1997), la normalisation occupe un rôle majeur puisqu'elle définit un cadre d'application et d'exigences en lien avec l'emploi des matériaux, produits et

processus. En particulier, la normalisation s'étend au delà de la sphère strictement technique et aborde également le champ économique.

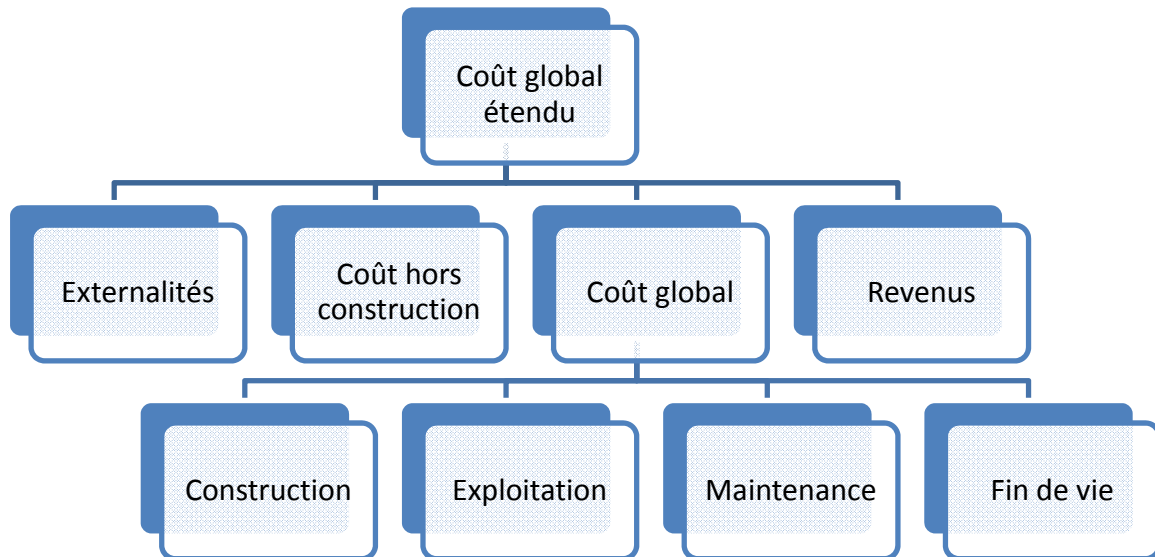


Figure 1.1. Périmètres du “Coût Global Etendu” et du “Coût Global” (ISO 15686-5 :2008). La norme ISO 15686-5 (2008b) définit notamment deux concepts avec deux périmètres de coûts associés (Figure 1.1) :

- le coût global (“life-cycle cost”) qui inclut l’ensemble des coûts supportés par le maître d’ouvrage et les utilisateurs,
- le coût global étendu (“whole life cost”) qui comprend une liste plus large des coûts et bénéfices, incluant des aspects financiers et fiscaux, des éléments intangibles liés aux impacts de la construction sur l’image, la qualité d’usage, l’activité de l’organisation, ou encore des externalités, positives ou négatives, engendrées par le projet.

La norme ISO 15686-5 (2008b) préconise que l’ACCV soit considérée dès les études préalables de la réalisation d’un ouvrage. En effet, la plupart des coûts d’exploitation, de maintenance et de remplacement sont fortement impactés dès les premières étapes du processus de conception et il est donc nécessaire d’envisager la démarche de coût global dès le choix de dimensionnement pour espérer pouvoir réduire de manière significative le coût total de cycle de vie.



En accord avec la norme ISO 15686-5 (2008b), le coût global comprend le coût de construction, d'exploitation, de maintenance et de fin de vie de l'ouvrage. La période d'analyse doit correspondre au cycle de vie complet de l'ouvrage, c'est à dire de sa réalisation à sa démolition. Pour chaque opération, ces coûts apparaissent à différents moments dans le cycle de vie de l'ouvrage et il n'est donc pas convenable de les comparer directement. Il existe plusieurs méthodes, dont certaines sont décrites cidessous, permettant de mettre au même plan le coût de ces différentes opérations :

- la détermination du délai de récupération (“payback approach”), qui calcule la période nécessaire pour rembourser l'investissement initial ;
- la méthode du coût annuel équivalent (“equivalent annual cost”), qui exprime le coût par année du coût global sur la durée de vie entière ;
- le taux de rentabilité interne (“internal rate of return”), qui est le taux d'actualisation pour lequel la valeur actuelle nette des coûts est égale à celle des bénéfices de l'investissement. Ozbay et al. (2004) recommandent l'utilisation de cette méthode dans des pays en développement où le taux d'actualisation est fortement incertain ;
- la méthode de la valeur actuelle nette (“net present value”) qui applique un taux d'actualisation annuel aux différents coûts censés être rencontrés durant la durée de vie en service de l'ouvrage.

La méthode de la valeur actuelle nette mentionnée ci-dessus est l'une des méthodes les plus utilisées pour comparer des flux de trésorerie passés et futurs avec les flux actuels (Burley & Rigden 1997, Siemes et al. 1985, Troive 1999, Veshosky & Beidlenan 1992, Frangopol et al. 2001). Dans un projet de construction, les coûts de gestion (exploitation, maintenance) et de fin de vie, sont rencontrés à différents moments dans la vie en service de l'ouvrage. La méthode de la valeur actuelle nette permet alors de ramener à une seule et même date (souvent l'année de construction de l'ouvrage) l'ensemble des coûts en appliquant un taux d'actualisation qui peut être interprété comme un taux de substitution entre le futur et le présent. La valeur actuelle nette du coût au gestionnaire peut être calculée de la façon suivante :

$$C_{\text{gestionnaire}} = C_{\text{cons}} + \sum_{i=1}^N \frac{C_{a_i}(t_i)}{(1+r)^{t_i}} + \frac{C_{\text{fin}}}{(1+r)^{T_f}} \quad (1.1)$$

où  $C_{\text{gestionnaire}}$  = coût au gestionnaire sur le cycle de vie, exprimé en valeur actuelle nette,  $t_i$  = moment où l'action  $a_i$  est considérée,  $r$  = taux d'actualisation monétaire,  $C_{\text{cons}}$  = coût de construction,  $C_{a_i}(t_i)$  = coût associé à l'action  $a_i$  à la date  $t_i$ ,  $C_{\text{fin}}$  = coût de fin de vie, et  $T_f$  = fin de vie en service de l'ouvrage. Afin d'illustrer la notion de taux d'actualisation qui correspond à l'évolution d'une unité monétaire dans le temps, différents taux sont considérés dans la Figure 1.2.

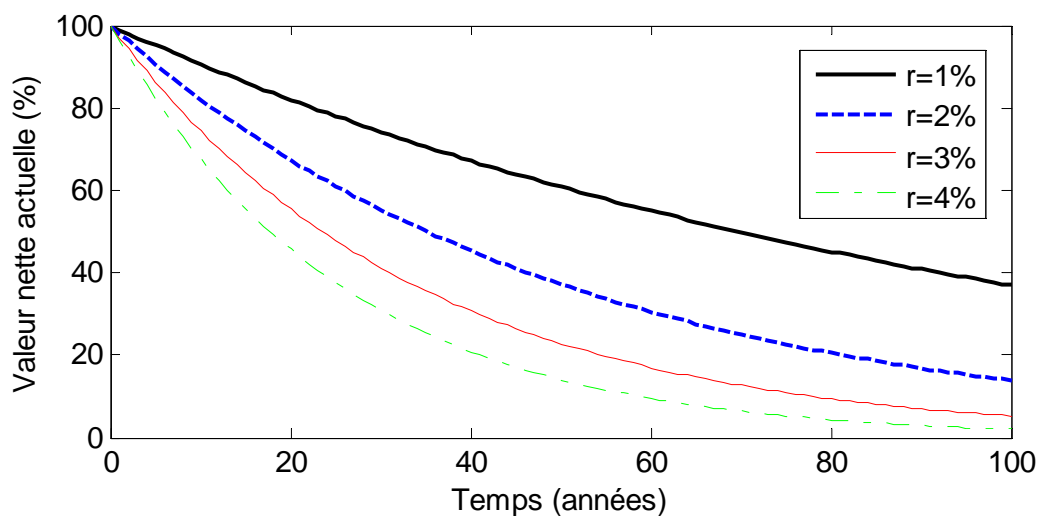


Figure 1.2. Evolution de la valeur nette actuelle pour différentes valeurs du taux d'actualisation  $r$ .

Une forte baisse du coût actualisé dans le temps est observée pour des valeurs élevées du taux d'actualisation. En outre, le choix de  $r = 6\%$  ou  $8\%$  conduit à une valeur monétaire proche de zéro après soixante ans. Ce taux varie en fait suivant les organisations. Dans le secteur privé, il représente le coût d'opportunité de l'investissement du capital. Selon la norme ISO 15686-5 (2008b), il peut être estimé à partir :

- du coût de financement contracté pour l'investissement,
- du taux de rémunération de la trésorerie,
- du taux de rentabilité du coeur de métier,

- du taux de rentabilité exigé pour un investissement jugé comme risqué.

Dans le secteur public, le taux d'actualisation est généralement établi par les autorités gouvernementales de tutelle. La norme distingue deux types de taux d'actualisation :

- le taux réel d'actualisation qui est un “facteur ou taux utilisé pour ramener une valeur future à sa valeur présente, sans tenir compte du taux d'inflation générale ou spécifique dans le coût d'un bien particulier”, c'est-à-dire un taux différentiel qui prend déjà en compte l'inflation. Dans cette hypothèse, tous les coûts différés supportent le même taux d'inflation ;
- le taux nominal d'actualisation qui est un “facteur ou taux utilisé pour ramener une valeur future à sa valeur présente, en tenant compte du taux d'inflation/déflation générale”, c'est-à-dire un taux brut auquel il faudra appliquer des scénarios d'inflation.

La norme ISO 15686-5 (2008b) suggère d'appliquer un taux réel d'actualisation compris entre 0 et 4%. Crémona (2011) précise que des taux d'actualisation autour de 5% sont généralement considérés comme trop élevés pour comparer des coûts sur une longue période, et qu'un taux d'actualisation annuel proche de 2% ou 3% est généralement considéré comme plus adapté. Comme le montre la Figure 1.2, le choix de la valeur du taux d'actualisation est crucial puisque la valeur actuelle est très sensible à ce paramètre. En effet, plus le taux d'actualisation est grand, plus les coûts futurs sont faibles et plus le poids des actions menées dans un futur proche sera élevé. Le choix d'un taux d'actualisation élevé peut alors promouvoir des stratégies de gestion avec des faibles coûts initiaux mais des coûts de fin de vie élevés. Il est noté qu'un taux d'actualisation nul (0%) a déjà été considéré au Japon pour certains projets (Cremona 2011). De manière générale, le choix du taux d'actualisation est délicat et doit être en accord avec l'horizon dans le temps de l'étude (appelé horizon d'intervention).

### **1.2.3 Analyse environnementale de Cycle de Vie (ACV)**

L'analyse environnementale de cycle de vie est une technique qui consiste à évaluer les impacts environnementaux d'un produit, bien ou service, tout au long de son cycle de vie. Elle permet de compléter la connaissance de la soutenabilité du système étudié afin de mesurer et de comparer la pression d'un produit sur les ressources et l'environnement tout au long de son cycle de vie, de l'extraction des matières premières jusqu'à son traitement en fin de vie (mise en décharge, recyclage...). Les systèmes étudiés sont considérés en

fonctionnement normal, par opposition au fonctionnement accidentel : cela distingue l'analyse de cycle de vie sur base réglementaire de l'analyse de risque. Le cycle de vie comprend toutes les étapes depuis l'acquisition des matières premières jusqu'à la démolition, ainsi que toutes les étapes intermédiaires associées à l'unité fonctionnelle étudiée. La série de normes ISO 14040 à 14044, qui ont été publiées en 1997-2000 et dont deux ont été remplacées en 2006 (ISO 14040 et 14044), ont pour but de mettre en place des concepts et méthodes permettant de mener une ACV. En particulier, la norme ISO 14040 (2006a) préconise quatre étapes pour réaliser une étude environnementale (Figure 1.3) : (i) la définition des objectifs et du champs de l'étude, (ii) l'établissement des inventaires de cycle de vie, (iii) l'évaluation des impacts et finalement (iv) l'interprétation des résultats.

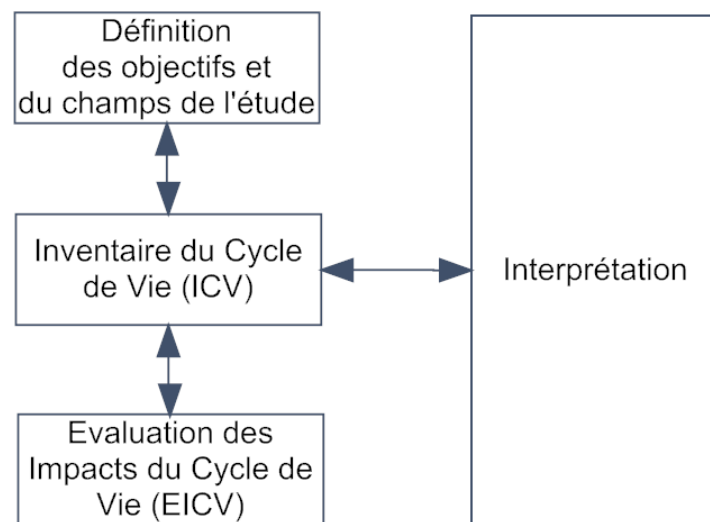


Figure 1.3. Étapes incluses dans une analyse environnementale (ISO 14040 : 2006a).

Depuis, de nombreuses normes telles que les normes ISO 15392 (2008a), 21930 (2007), 21931 (2010) ont été publiées pour proposer des plates-formes communes pour réaliser une ACV dans le secteur de la construction. La norme NF P 01-010 (2004) "Déclaration environnementale et sanitaire des produits de construction", publiée en décembre 2004, porte sur le contenu de la déclaration des caractéristiques environnementales et sanitaires des produits de construction à travers des Fiches de Déclaration Environnementale et Sanitaire (selon la norme NF P01-010) (FDES), et à cette fin précise les informations pertinentes, nécessaires et suffisantes. Elle établit les règles permettant de les délivrer et de les lire. Elle repose entre autres sur l'ISO/TR 14025, les normes ISO 14040, ISO 14041 et les principes de la norme NF EN ISO 14020 (étiquettes et déclarations environnementales).

Les douze indicateurs environnementaux utilisés dans cette étude correspondent aux catégories quantifiées à l'aide du logiciel SimaPro (Frischknecht & Jungbluth, 2007) qui utilise la base de données EcoInvent (Frischknecht et al. 2007) et sont présentées dans le Tableau 1.1.

	<b>Catégorie d'impact</b>	<b>Unité</b>
<i>I1</i>	Consommation de ressources énergétiques	MJ
<i>I2</i>	Potentiel d'épuisement des ressources abiotiques	kg Sb eq.
<i>I3</i>	Déchets non radioactifs	kg
<i>I4</i>	Déchets radioactifs	kg
<i>I5</i>	Consommation d'eau totale	m <sup>3</sup>
<i>I6</i>	Potentiel de changement climatique	kg CO <sub>2</sub> eq.
<i>I7</i>	Potentiel d'acidification atmosphérique	kg SO <sub>2</sub> eq.
<i>I8</i>	Destruction de la couche d'ozone stratosphérique	kg CFC-11 eq.
<i>I9</i>	Potentiel de formation de l'ozone troposphérique	kg C <sub>2</sub> H <sub>2</sub>
<i>I10</i>	Potentiel d'eutrophisation	kg PO <sub>4</sub> <sup>3-</sup>
<i>I11</i>	Potentiel d'écotoxicité	kg 1,4 DB eq
<i>I12</i>	Potentiel de toxicité humaine	kg 1,4 DB eq

Tableau 1.1 – Catégories d'impact considérées dans l'analyse environnementale de cycle de vie.

Ces catégories considèrent la consommation d'énergie, d'eau et d'autres ressources limitées ; le rejet de déchets, avec une distinction entre les déchets non radioactifs et radioactifs ; le potentiel de changement climatique résultant du rejet de gaz à effet de serre, le potentiel d'acidification atmosphérique, de destruction de la couche d'ozone stratosphérique et de formation de l'ozone troposphérique, d'eutrophisation, ainsi que deux impacts d'écotoxicité. Différentes méthodes ont été utilisées pour calculer les douze catégories d'impact, telles que CML2001 (catégories I2, I6, I7, I8, I9, I10, I11, I12), EDIP2003 (catégories I3 et I4), ReCiPe (catégorie I5) et CED (catégorie I1).

#### **1.2.4 Analyse sociétale**

Les impacts sociétaux du secteur de la construction se situent à de nombreuses échelles avec des impacts positifs sur le développement de secteurs essentiels comme le logement, la santé, l'éducation, et des impacts négatifs tels que la gêne aux usagers (augmentation du stress, sentiment d'insécurité) engendrée par les chantiers de construction et de maintenance, l'augmentation du nombre d'accidents, voire de décès sur les zones de chantier, etc. Dans le

cadre de ce mémoire, sont considérés comme impacts sociétaux les impacts dus à la congestion du trafic durant la vie en service de l'ouvrage. Ces impacts peuvent être en réalité perçus comme des externalités d'impacts économiques et environnementaux, mais ils sont cependant considérés dans une analyse propre dans le sens où la congestion du trafic et son impact sur la société sont des problématiques majeures pour un gestionnaire d'ouvrage. Par ailleurs, il sera supposé dans l'étude que la construction de l'ouvrage se situe sur un nouvel itinéraire (sans perturbation des usagers lors de la construction) et qu'un ouvrage de substitution est déjà construit lors de la démolition de l'ouvrage, donc sans gêne majeure également sur les usagers de l'itinéraire routier autoroutier. Le terme analyse sociétale correspondra donc, par abus de langage, aux externalités liées à la gêne à l'utilisateur uniquement durant la phase de vie en service (la gêne à l'utilisateur étant nulle durant la phase de fabrication et de fin de vie). En particulier, en lien avec les ouvrages d'art, il apparaît que les conditions de circulation au voisinage d'un ouvrage peuvent être fortement impactées par les différentes actions sur l'ouvrage, telles que les actions de maintenance/réhabilitation (dans le cas où des fermetures des voies ou la limitation de la vitesse de circulation sont nécessaires). Ces changements de condition de circulation entraînent des phénomènes de congestion ou de perturbation du trafic qui ont à la fois des impacts sur les usagers et sur l'environnement (Adey 2002, Adey et al. 2003). D'un point de vue économique et même si ces impacts sont difficilement directement quantifiables, le coût aux usagers peut être très grand dans certains projets où le volume de trafic est très élevé. Thompson et al. (1999) observent que le coût aux usagers peut excéder jusqu'à cinq fois le coût au gestionnaire. Seuls les impacts négatifs sont pris en compte dans cette étude.

## **1.2.5 Application au dimensionnement sur le cycle de vie des ouvrages mixtes acier-béton**

### **1.2.5.1 Descriptif des travaux**

Les différents concepts économiques, environnementaux, et performantiels peuvent représenter des enjeux conflictuels qui ont été abordés en évaluant les entités sur le cycle de vie : conception/construction, inspection, maintenance, réhabilitation et enfin démolition. Plusieurs points d'innovations ont pu être considérés et discutés dans le cadre du projet SBRI (Sustainable steel-composite BRIDges in built environment, cf. Paragraphe II.4.1.4). Trois familles d'ouvrages sont étudiées dans la suite de ce chapitre : des ouvrages de moyenne portée (famille A), de petite portée (famille B) et de grande portée (famille C) en considérant

à chaque fois un ouvrage de référence « classique » et des variantes « innovantes » (Figure 1.4).

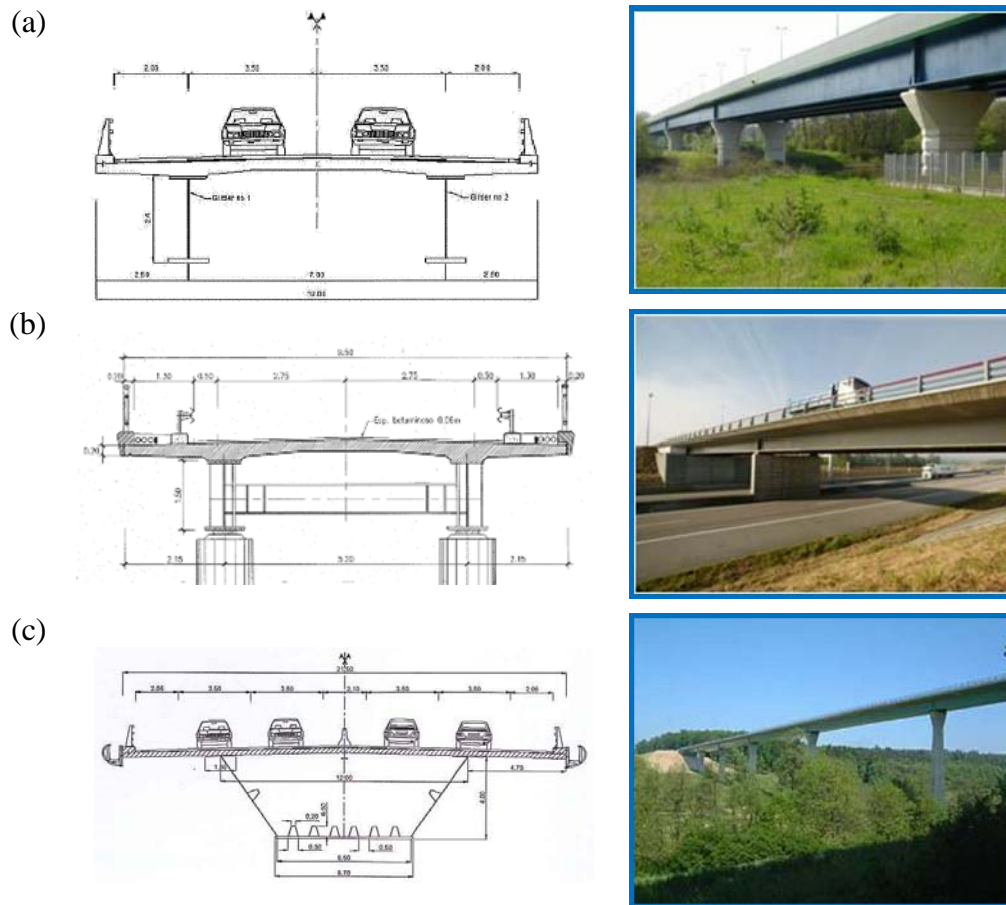


Figure 1.4. Familles d'ouvrages A, B et C (SBRI 2013).

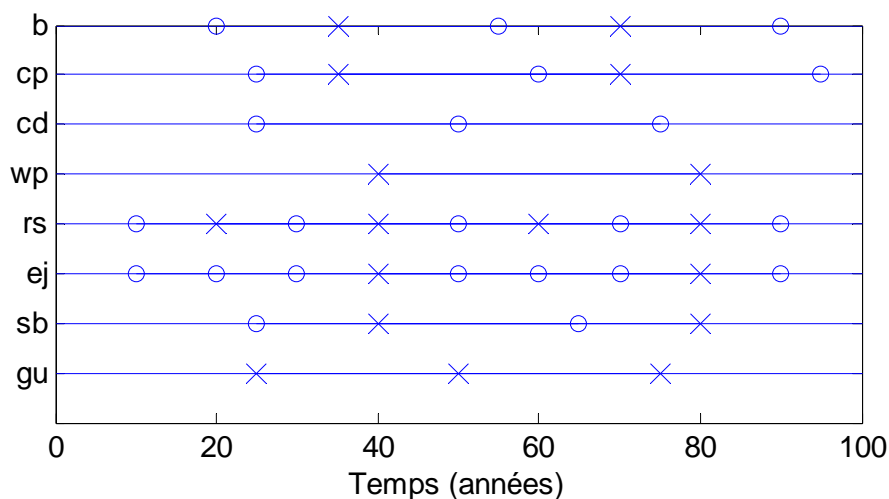
Chaque famille de solutions constructives est en fait un prétexte à l'étude d'un type de structure dont l'emploi est privilégié pour le franchissement considéré. Le projet SBRI ayant regroupé plusieurs pays européens, les ouvrages ont naturellement été dimensionnés selon les Eurocodes en tenant compte des valeurs recommandées dans la partie commune. Quelques un des points d'innovation considérés dans le projet (SBRI 2013) sont mentionnés dans les paragraphes suivants en considérant pour tous les calculs de coûts un taux d'actualisation  $r$  fixé à 2%.

### 1.2.5.2 Innovations sur les matériaux

Les matériaux constituent un élément important permettant d'agir sur les performances au cours des différentes phases de la vie d'un ouvrage. Ils peuvent contribuer à augmenter la durabilité, à diminuer la périodicité des opérations d'entretien ou encore à diminuer les

quantités de matériaux mobilisés pour la construction de l'ouvrage. Cependant, aujourd'hui encore, de nombreuses pistes restent écartées, car évaluées dans le cadre d'une analyse restreinte au seul coût initial. Dans le cadre de la conception initiale, des matériaux à hautes performances permettent de diminuer le poids propre de la structure et d'optimiser les quantités mises en œuvre. Ainsi, l'emploi d'aciers à haute limite d'élasticité (HLE) permet de diminuer le poids de la structure et influe également sur le transport des éléments de charpente. L'utilisation d'éléments préfabriqués peut également avoir un impact économique/environnemental au moment de la construction.

En termes de gains vis-à-vis des opérations d'entretien, l'emploi de matériaux spécifiques permet de diminuer la vulnérabilité de la structure aux agressions du milieu extérieur. L'utilisation d'aciers autopatinables a ainsi été envisagée pour la réalisation des profils reconstitués soudés (PRS), afin de se dispenser de la réalisation et des remplacements successifs d'un système anticorrosion. L'objectif majeur étant de contribuer à diminuer les opérations de maintenance sur les ouvrages en milieu extérieur agressif ou franchissant un axe à forts enjeux, particulièrement sensible aux perturbations de trafic liées à la maintenance. Sur la base d'un scénario standard de maintenance défini dans le projet SRBI et illustré dans la Figure 1.5, la Figure 1.6 présente les coûts de cycle de vie (coût de construction, de vie en service, et de fin de vie) à la charge du gestionnaire pour les trois variantes A0, A1, et A2.



(b=appareils d'appui, cp=protection anticorrosion, cd=dalle du béton, wp=étanchéité, rs=chaussée, ej=joints de chaussées, sb=barrières de sécurité, gu=caniveau)  
(o=réparation x=remplacement)

Figure 1.5 Calendrier standard de réparation et de remplacement (SBRI 2013).



Comme présenté dans la Figure 1.4, l'ouvrage de référence A0 est constitué de deux tabliers bipoutres mixtes séparés et supportant chacun un sens de circulation. Afin de réduire la masse de la charpente et donc les moyens de mise en œuvre, la variante A1 consiste à remplacer l'acier S355 des semelles des poutres principales sur appuis intermédiaires par de l'acier à haute limite d'élasticité (HLE) S460. Les âmes des poutres principales restent en acier S355. Les poutres sont donc hybrides à proximité des appuis. La variante A2 consiste à retenir pour l'acier structural un acier autopatinable afin de réduire les opérations de maintenance au cours de la vie de l'ouvrage, et en particulier de supprimer les opérations de remplacement de la protection anticorrosion.

Il est montré dans la Figure 1.6 que si la variante avec acier autopatinable est légèrement plus chère à la construction que la variante de référence, elle devient moins chère lorsque l'analyse économique est effectuée sur l'intégralité du cycle de vie.

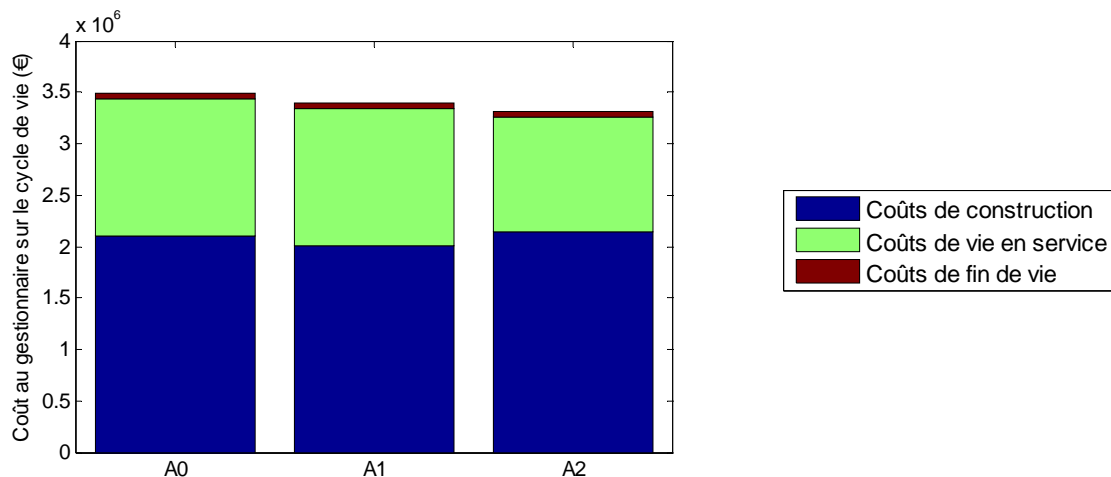


Figure 1.6. Coût de cycle de vie pour chaque ouvrage de la famille A (A0=variante de référence, A1= variante avec utilisation d'aciers HLE, A2=variante avec utilisation d'acier autopatinable).

L'avantage de l'utilisation de l'acier autopatinable est également testé sur une des variantes de la famille B (Figure 1.7). Dans cette figure et de manière générale dans cette étude, le modèle QUEWZ-98 (Benekohal et al. 2010, Copeland 1998, Krammes et al. 1993) est utilisé pour analyser les conditions de circulation sur un tronçon d'autoroute avec ou sans fermeture de voie et fournit une estimation des coûts aux usagers. Le coût cumulé aux usagers ( $C_U$ ) montré dans la Figure 1.7 inclut le coût de perte de temps ( $C_{Temps-perdu}$ ), le coût d'utilisation ( $C_{utilisation}$ ) et le coût d'insécurité ( $C_{insecurite}$ ). Il est montré que l'absence de maintenance

vis-à-vis de la protection anticorrosion permet de réduire les coûts aux usagers de manière significative par rapport à la variante de référence utilisant des aciers S355 classiques.

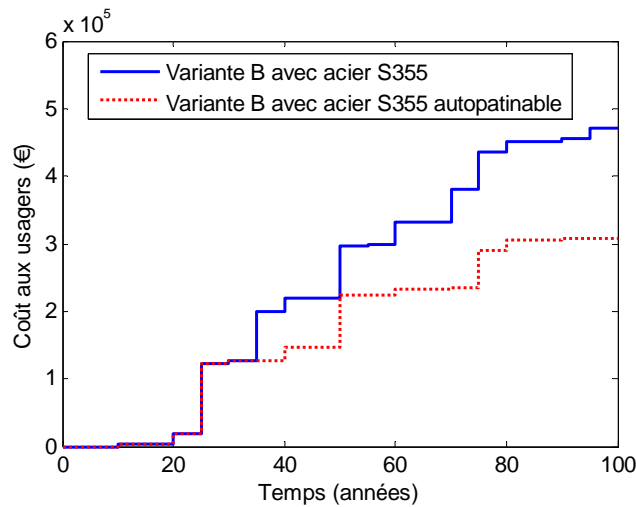


Figure 1.7. Coût cumulé aux usagers pour deux variantes de la famille B, une utilisant des aciers S355 et l'autre utilisant des aciers S355 autopatinables.

### 1.2.5.3 Innovations sur la conception

Les améliorations liées à la conception des ouvrages visent principalement à limiter l'impact de la maintenance des ouvrages (qui constitue une part importante des bilans économiques et environnementaux) en réduisant soit le nombre d'opérations, soit leur importance. Plusieurs options ont été considérées parmi lesquelles privilégier la réalisation d'ouvrages à deux tabliers (Figure 1.8) de sorte qu'un des deux soit toujours en service (cette option a été étudiée dans le cadre d'ouvrages de très grandes portées et constitue une évolution par rapport aux pratiques actuelles qui privilégient la réalisation d'un tablier unique pour des raisons de coûts à la construction).

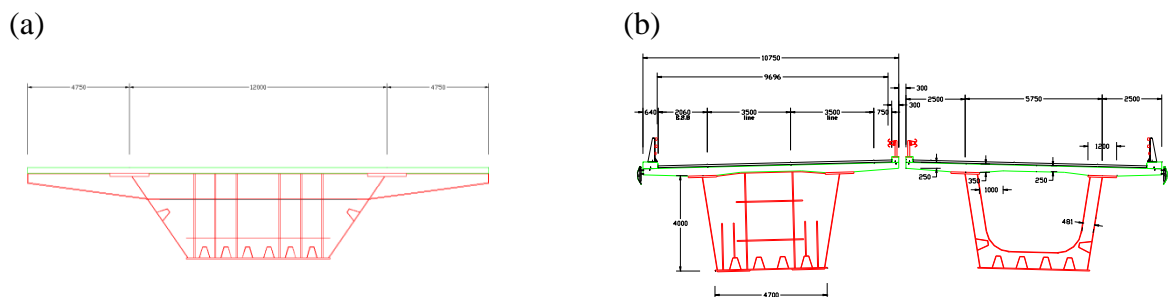


Figure 1.8. Construction d'ouvrages (a) à un tablier et (b) à deux tabliers pour la famille C.

En particulier, la Figure 1.9 montre le gain financier qui peut être atteint pour les usagers lorsque deux tabliers sont construits au lieu d'un seul. Cet écart est principalement dû au fait que la possibilité d'ouverture de voie supplémentaire au trafic (en utilisant une bande d'arrêt d'urgence) est plus importante et facilitée lorsqu'il y a deux tabliers au lieu d'un seul.

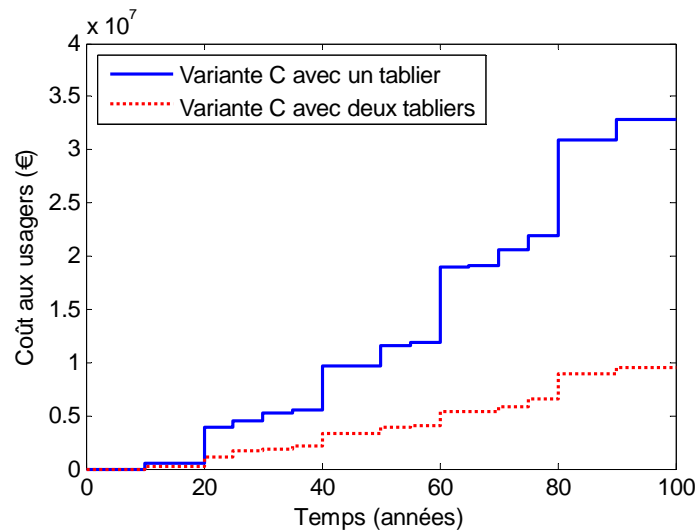


Figure 1.9. Coût cumulé aux usagers pour deux variantes de la famille C, une présentant un seul tablier et l'autre deux tabliers indépendants.

Une autre option testée a été de prendre en compte la transformation d'une bande d'arrêt d'urgence en voie de circulation pour véhicules légers et poids lourds (variante A3, cf. Figure 1.10) en raison d'un accroissement futur de trafic (en considérant ainsi un dimensionnement spécifique vis-à-vis des phénomènes de fatigue). En effet, pour limiter le phénomène de fatigue – et donc les opérations de maintenance ou de vieillissement prématuré – dû à une éventuelle croissance du trafic, la variante A3 consiste à dimensionner l'ouvrage pour 3 voies (unidirectionnelles) restreintes qui correspondraient à une utilisation future "optimisée" de l'ouvrage (Figure 1.10a). Dans ce cas de figure, la voie supportant les poids lourds étant extrêmement excentrée, c'est le critère de fatigue qui devient dimensionnant en travée. Ceci conduit à une légère augmentation de la quantité d'acier mise en œuvre, principalement dans les semelles des poutres principales. Il est montré que l'augmentation du coût de mise en œuvre reste minime. Cette variante A3 permet pourtant de réduire considérablement les différents impacts environnementaux (Figure 1.11) dans le cas où il y a effectivement un passage à trois voies, pris par hypothèse dès le début de la vie en service de l'ouvrage dans ce paragraphe. Il est noté que l'unité fonctionnelle est constituée par le tablier du pont, qui doit assurer le franchissement de la brèche par la voie autoroutière pendant une durée de service de

100 ans. L'ensemble des étapes du cycle de vie est inclus dans le périmètre d'analyse, depuis l'extraction des matériaux jusqu'à la fin de vie de l'ouvrage.

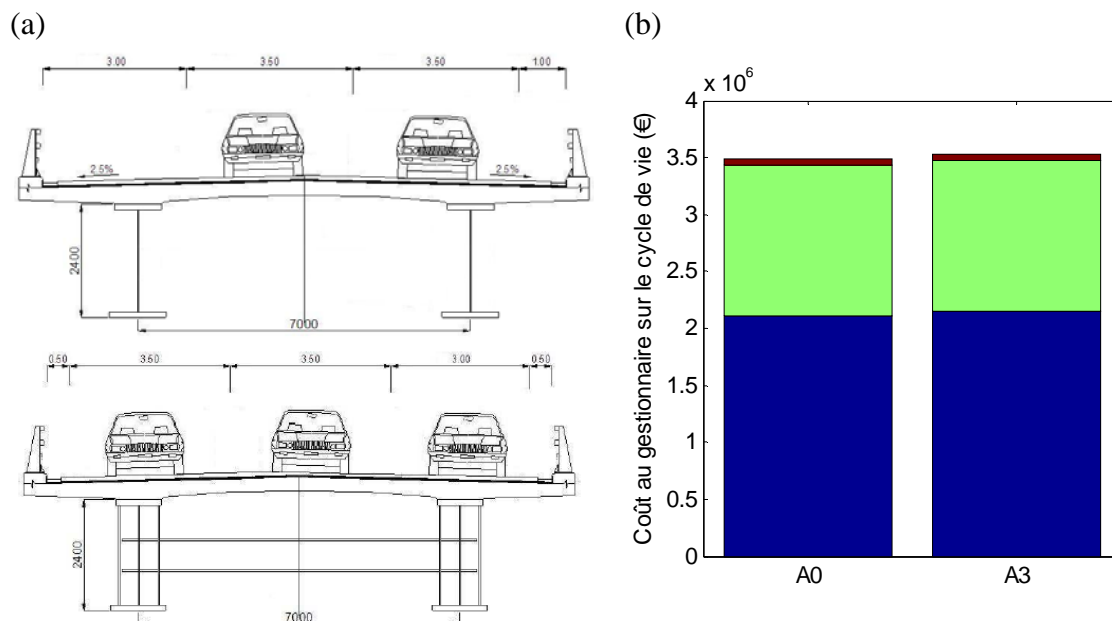


Figure 1.10. Comparaison de la variante de référence A0 avec une variante prenant en compte l'accroissement futur de trafic (variante A3).

#### 1.2.5.4 Innovations sur la surveillance/maintenance

Dans un contexte de diminution de l'impact économique et environnemental, plusieurs solutions de surveillance et maintenance ont pu être discutées. Différents contextes d'évolution de la performance des ouvrages ont été considérés pour dégager des scénarios moyens ou pessimistes, en fonction des ressources disponibles, et ainsi donner des grandes tendances des différents impacts pouvant exister durant la durée de vie en service. La Figure 1.12 est ainsi un exemple de l'évolution des coûts de maintenance au cours de la durée de vie en service de l'ouvrage avec une fourchette de coûts qui est délimitée par le cas où le scénario normal de maintenance est appliqué (selon un calendrier de maintenance qui a été défini par les différents partenaires du projet SBRI) et le cas où les ressources financières sont limitées et pour lequel certaines inspections/actions de maintenance sont effectuées moins fréquemment (ce scénario est susceptible d'affecter l'état général de l'ouvrage mais préserve l'impératif de sécurité). La possibilité d'étendre la durée en service en fin de vie des ouvrages a également été abordée dans le cas des ouvrages de grande portée (famille C, cf. Figure 1.13).

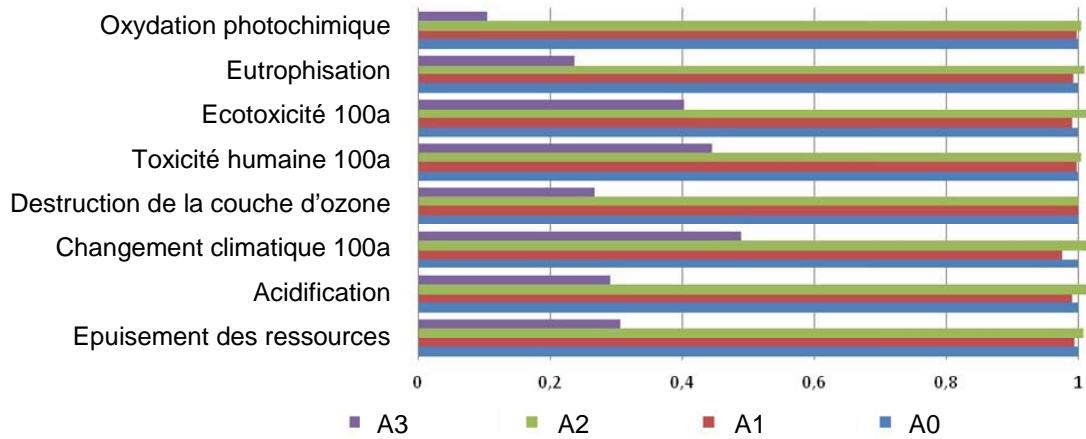


Figure 1.11. Comparaison des impacts environnementaux sur 100 ans pour les variantes A0=variante de référence, A1= variante avec utilisation d’aciers HLE, A2=variante avec utilisation d’acier autopatinable, et A3= variante prenant en compte l’accroissement futur de trafic.

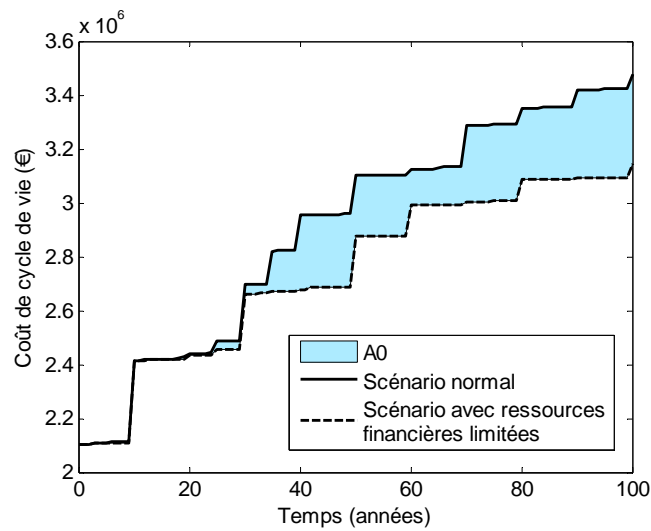


Figure 1.12. Scénarios de maintenance envisageant le cas où les ressources financières sont limitées.

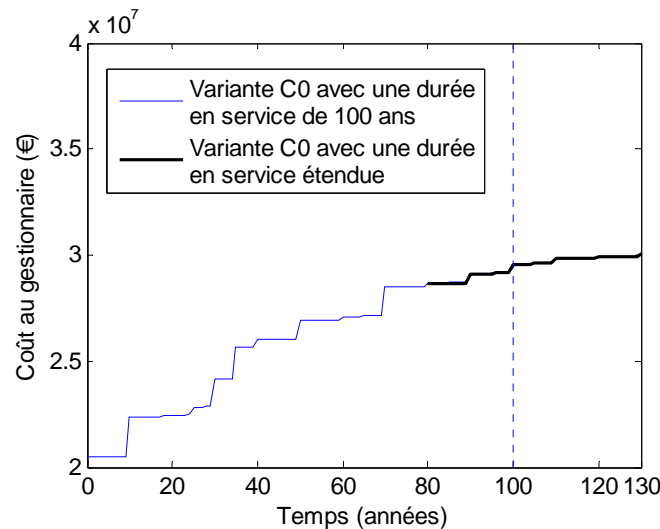


Figure 1.13. Scénarios de maintenance envisageant le cas où la durée de vie en service est allongée jusqu'à 130 ans.

Pour cette famille d'ouvrage, un scénario a été envisagé pour évaluer quelles seraient les actions à entreprendre en fin de vie de l'ouvrage pour espérer allonger sa durée de vie en service, et dans le cas présent, permettre à l'ouvrage d'atteindre une durée d'utilisation de 130 ans. Cette projection à long terme peut être utile au moment de la construction d'un ouvrage pour évaluer quel serait l'effort financier supplémentaire à envisager dès la construction d'un ouvrage pour espérer augmenter sa durée de vie au-delà de la période réglementaire, dans le cadre d'un fonctionnement normal de l'ouvrage. La présence du taux d'actualisation (fixé à 2% dans l'ensemble des calculs de ce paragraphe) a cependant tendance à atténuer les montants mis en jeu sur des horizons aussi étendus. Dans le cas de la gestion d'un ouvrage existant, une étude fine du bénéfice apporté par une solution de maintien en service par rapport à une solution de démolition/reconstruction est bien sûr à envisager.

### 1.3 Optimisation des stratégies de maintenance

---

Le Paragraphe 1.2, sur la base des travaux du projet européen SBRI, a proposé une approche globale du dimensionnement et de la gestion des ouvrages d'art en accord avec des objectifs de développement durable. Les exigences techniques ont à chaque fois été prises en compte au travers du respect de règlements et de normes européennes pour la partie dimensionnement, et d'avis d'experts pour la partie gestion durant la vie en service. Des calendriers d'inspections et d'actions d'entretien/de maintenance ont notamment été utilisés pour estimer les différents impacts sur le cycle de vie. Ce paragraphe va plus loin dans la

notion de maximisation du bénéfice procuré par une variante particulière en essayant de minimiser l'ensemble des impacts associés qui peuvent toucher non seulement des aspects sociétaux, environnementaux et économiques, mais également des aspects techniques durant la durée de vie en service des ouvrages. L'objectif n'est donc plus de comparer différentes solutions de gestion déjà établies, mais de proposer un cadre théorique permettant de rechercher, à l'aide d'un programme d'optimisation mathématique, un ensemble de solutions optimales. Pour atteindre cet objectif, il est nécessaire d'introduire des techniques de modélisation de la prise de décision, permettant d'une part de modéliser le niveau de performance des ouvrages sur l'ensemble du cycle de vie (pour satisfaire des exigences de fonctionnalité, stabilité et de sécurité), et d'autre part de minimiser un ensemble d'objectifs liés à différents types d'impacts traduisant des enjeux de développement durable.

### **1.3.1 Analyse performantielle sur le cycle de vie**

La notion de performance représente le respect d'exigences que la structure doit remplir au cours du temps (Cremona 2011). Ce respect d'exigences peut être lié à des aspects (i) de sécurité ou d'intégrité qui préconisent qu'une structure résiste à l'ensemble des actions qu'elle aura à subir pendant sa construction et son utilisation en situation normale, (ii) d'aptitude à l'emploi ou au service qui sont liés à la possibilité de maintien de l'exploitation de la structure, (iii) de durabilité qui sont souvent difficiles à définir car plusieurs sens leur sont associés dans la pratique tels que "l'aptitude d'une entité (structure ou élément) à demeurer en état d'accomplir ses performances de sécurité structurale", ou encore "l'aptitude au service dans des conditions données d'utilisation et de maintenance sur une durée de service définie".

Au cours de la durée de vie en service d'une structure, la perte de performance se produit avec le temps. Cette perte est liée à plusieurs paramètres tels que l'état initial de l'ouvrage, l'environnement de l'ouvrage (les conditions atmosphériques, la nature et le comportement du sol,...) et les conditions d'utilisation de l'ouvrage. Les différents mécanismes peuvent notamment (Cremona 2011): (1) être linéaires comme la propagation de la corrosion, (2) ralentir au cours du temps comme la carbonatation ou la pénétration des chlorures dans le béton, (3) s'accélérer dans le temps, comme pour le phénomène de fatigue, (4) avoir une allure discontinue dans le cas de chargement exceptionnels ou de chocs dus à des accidents, (5) exprimer la ruine de l'ouvrage causée par un évènement exceptionnel, (6) se dérouler en deux phases : une première où c'est la couche protectrice de la structure qui se dégrade et une deuxième où c'est la structure elle-même qui subit une dégradation.

Parmi les modèles probabilistes de dégradation, certains modèles introduisent la notion d'état limite. La performance peut alors être caractérisée par la probabilité de la structure de se trouver dans le domaine dit de défaillance comme c'est le cas dans le cadre de la théorie de la fiabilité (Cremona 2003, 2005). Différentes fonctions peuvent être considérées pour déterminer l'état limite : Stewart (2001) a par exemple montré deux exemples sur la limite de flexion et la fissure longitudinale de la structure ; Frangopol et al. (1997) ont considéré la corrosion des aciers de renforcement ; Zhao et al. (1994), Chung et al. (2003, 2006) ont étudié la fatigue des ponts métalliques ; Sommer et al. (1993), Nowak et al. (1998) et Czarnecki & Nowak (2008) ont considéré la corrosion des ponts métalliques, etc. Cependant, ce type de modèle de dégradation nécessite là encore des informations très détaillées sur les paramètres mis en jeu. L'objectif étant de proposer une approche utilisée dès l'étape de conception de l'ouvrage, il peut être utile d'introduire des modèles, certes probabilistes mais ne nécessitant pas de renseigner tous les paramètres du processus physiques de dégradation. On parle alors de modèles non paramétriques. Parmi ces modèles, celui basé sur la théorie des chaînes de Markov est particulièrement intéressant. Contrairement à la théorie de la fiabilité, cette approche, qui repose sur la théorie des processus stochastiques initialisée par les travaux de Markov (1907), n'a pas besoin d'informations sur le processus physique de la dégradation de l'ouvrage. Elle est donc particulièrement intéressante et permet de s'adapter au caractère global de l'étude.

L'hypothèse fondamentale de la théorie des chaînes de Markov est que la probabilité pour un système de passer dans un état donné à l'instant  $t$  ne dépend que de l'état dans lequel il est à cet instant donné et non des instants précédents. Dans ce modèle où l'échelle du temps est discrétisée, seul l'état présent compte pour déterminer les états futurs. De plus, lorsque les probabilités de passage d'un état à un autre ne dépendent pas du temps, on parle de chaînes homogènes dans le temps. Dans le cas des différentes parties d'ouvrages, le processus peut être discrétisé par exemple en considérant chaque année durant la vie en service de l'ouvrage. L'introduction de matrices de transition permet de décrire l'évolution de l'état de la structure et la probabilité d'être dans chacune des classes définies au préalable. En effet, l'état d'un élément de l'ouvrage peut être classé dans différentes classes (1 à  $N$ , normalement de plus en plus dégradées). A chaque année  $i$ , un vecteur  $q(i)$  contenant les probabilités d'être dans les classes précédemment mentionnées exprime alors la performance de l'élément. Dans le cas



d'un processus de Markov homogène, le vecteur  $\mathbf{q}(i+1)$  peut alors être déterminé à partir de celui de l'année précédente par l'équation :

$$\mathbf{q}(i+1) = \mathbf{P}\mathbf{q}(i) \quad (1.2)$$

ou encore lorsque la matrice de transition est homogène :

$$\mathbf{q}(i+1) = \mathbf{P}^{i+1}\mathbf{q}(0) \quad (1.3)$$

où  $\mathbf{P}$  = matrice de transition pour l'élément considéré. Le paragraphe suivant décrit le modèle de dégradation utilisé, basé sur l'hypothèse d'un processus de type Markov homogène et qui permet de déterminer la matrice de passage pour les différents éléments d'un ouvrage. Madanat et al. (1995) montrent plusieurs façons d'estimer ces matrices : en utilisant des modèles linéaires, de type orbit, poisson, etc. Les modèles avec une estimation linéaire sont rencontrés couramment dans la gestion des chaussées et des ouvrages d'art (Camahan et al. 1987, Scherer & Glagola 1994, Ren et al. 2007, Zayed et al. 2002, Hawk 1999, Golabi & Shepard 1997, DeStefano & Grivas 1998, Hontelez et al. 1996, Tao et al. 1995, Gurler & Kaya 2002, Ellis et al. 1995, Jiang et al. 2000). Il est par ailleurs noté que ce type de modèle rencontre certaines limites (Mishalani & Madanat 2002). D'autres types de modèles qui peuvent être mentionnés sont les modèles semi-markoviens (Nesbit et al. 1993, Kleiner 2001, Luong & Nagarur 2001, Black et al. 2005). Thomas & Sobanjo (2012) ont montré un exemple comparatif sur les chaussées entre les modèles markoviens et semi-markoviens. Tandis que le modèle markovien sous-estime la dégradation, celui semi-markovien la sur-estime. Il est alors conclu que le modèle semi-markovien est meilleur si la base de données est suffisante. Notons qu'il existe d'autres types de modèles de dégradation tels que les modèles : "delay time" (Christer 1999), "renewal" (Çinlar et al. 1977, Van Noortijk 1998, 2003, Kong & Park 1997, Dieulle et al. 2003), processus gamma (Vatn 2012, Baroth et al. 2011, Castanier & Yeung 2008, Van Noortwijk et al. 2007) qui ne sont pas traités dans ce mémoire. Le paragraphe suivant décrit le modèle de dégradation utilisé. Ce type de modèle peut être mis en relation avec la méthodologie utilisée dans le système de gestion d'ouvrages AASHTOWare Bridge Management software BrM (anciennement PONTIS), utilisé aux USA. Ce système considère notamment les différentes parties de l'ouvrage de manière indépendante et utilise des chaînes de Markov pour modéliser l'avancement de la dégradation des différentes parties d'ouvrages.

Le modèle de dégradation proposé utilise le système de notations d'ouvrages IQOA (Image Qualité Ouvrages d'Art) regroupant les notes individuelles des parties d'ouvrages sur plusieurs années (cf. Paragraphe 2.2 pour plus de détails sur la notation IQOA). L'objectif est d'évaluer la probabilité avec laquelle les ouvrages vont passer d'un état à un autre au cours du temps, sans présupposer un modèle de dégradation a priori. Ce passage est modélisé de façon matricielle en utilisant un processus de dégradation de type Markov (Orcesi & Cremona 2009, 2010). Les états IQOA considérés dans ce paragraphe sont les états 1, 2, 2E, 3 et 3U. La mention sécurité « S », ajoutée à la classe d'état lorsque des désordres remettent directement en cause la sécurité des usagers, n'est pas prise en compte dans cette étude car la remise en cause de la sécurité des usagers est censée être traitée immédiatement dès l'identification du danger et de manière très spécifique par rapport à la tendance globale du vieillissement du patrimoine au cours du temps.

Les données issues de la base de données IQOA offrent l'opportunité d'appliquer une démarche statistique, ayant pour objectif d'estimer les probabilités de passage d'une classe à une autre sur un intervalle de temps donné. Dans la suite de l'étude, la probabilité d'être dans chaque classe IQOA est exprimée chaque année et est regroupée dans le vecteur suivant :

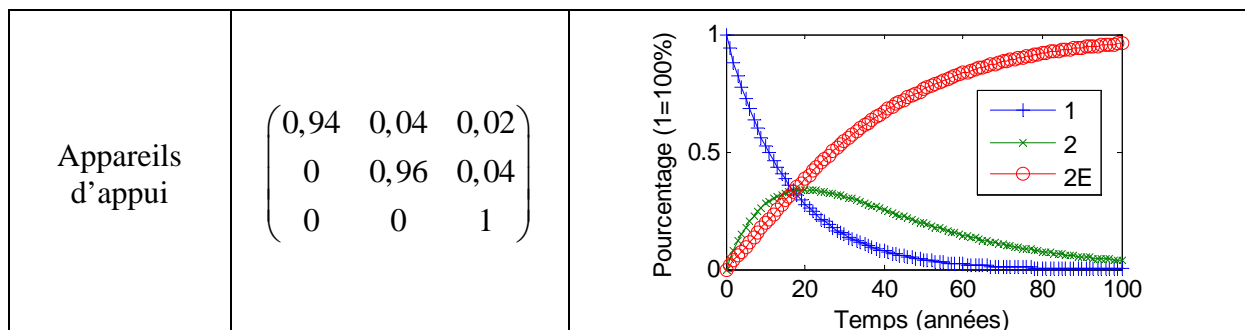
$$\mathbf{q}(i) = (q_1^i \quad q_2^i \quad q_{2E}^i \quad q_3^i \quad q_{3U}^i) \quad (1.4)$$

où  $i$  est l'année considérée. Dans un souci de clarté des notations, le sous-indice mentionnant que vecteurs de notations et matrices de transition sont considérés pour un élément d'ouvrage n'est pas indiqué ci-après. 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 2011 (seuls les résultats annuels sont conservés), la probabilité sur la période entre 1996 et 2011, de passer d'un état  $q_1$  à un état  $q_2$ , est égale à l'unité fonctionnelle associée à l'élément considéré (cette unité pouvant être la surface, la longueur, la largeur, ou bien le nombre d'éléments concernés par ouvrage qui est noté  $q_1$  à une année  $i$  et noté  $q_2$  à l'année  $i+1$  sur l'unité fonctionnelle de l'élément dans la classe  $q_1$  à l'année  $i$ , pour  $i$  variant de 1996 à 2011. Ce concept est traduit mathématiquement ci-dessous :

$$P(q_1, q_2) = \frac{\sum_{i=a_0}^{a_f-1} \left( \sum_{k=1}^{n_{q_1,i} \rightarrow n_{q_2,i+1}} \left( S_{q_1,i \rightarrow q_2,i+1}^k \right) \right)}{\sum_{i=a_0}^{a_f} \left( \sum_{k=1}^{n_{q_1,i}} \left( S_{q_1,i}^k \right) \right)} \quad (1.5)$$

avec  $a_0$  et  $a_f$ , les années initiales et finales considérées,  $n_{q_1,i}$  nombre d'éléments dans la classe  $q_1$  à l'année  $i$ ,  $S_{q_1,i \rightarrow q_2,i+1}^k$  = unité fonctionnelle du  $k$ ème élément dans la classe  $q_1$  à l'année  $i$  et dans la classe  $q_2$  à l'année  $i+1$  et  $S_{q_1,i}^k$  = unité fonctionnelle du  $k$ ème élément dans la classe  $q_1$  à l'année  $i$ .

L'ensemble des ouvrages considérés dans cette étude concerne une base de données de 500 ouvrages en France évalués dans le cadre des campagnes d'inspection IQOA entre 1996 et 2011 (SETRA 2013). Ces ouvrages ont été choisis car présents dans la base de données sur la durée considérée et étant soumis à différentes conditions climatiques et différents volumes de trafic. Le Tableau 1.2 fournit les matrices de transition et illustre l'évolution d'appartenir à chacune des classes pour un élément. Il est noté que l'unité fonctionnelle est le nombre d'éléments par ouvrage pour les appareils d'appuis, la largeur de l'ouvrage pour la protection anti-corrosion, et la surface de l'ouvrage pour tous les autres éléments du Tableau 1.2. Par ailleurs, seuls les états 1, 2 et 2E sont considérés dans le Tableau 1.2 puisqu'il n'est souhaité aucun défaut relatif à la structure durant les 100 ans de la vie de l'ouvrage (toutes les décisions doivent être prises lorsque l'avancement de la dégradation concerne des problèmes mineurs structuraux ou bien des défauts d'équipements ou de protection).



<p>Protection anti-corrosion</p>	$\begin{pmatrix} 0,75 & 0,25 & 0 \\ 0 & 0,99 & 0,01 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix}$	
<p>Tablier (pont dalle en béton armé)</p>	$\begin{pmatrix} 0,86 & 0,06 & 0,08 \\ 0 & 0,92 & 0,08 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix}$	
<p>Tablier (pont mixte)</p>	$\begin{pmatrix} 0,90 & 0,10 & 0 \\ 0 & 0,87 & 0,13 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix}$	
<p>Etanchéité</p>	$\begin{pmatrix} 0,94 & 0,05 & 0,01 \\ 0 & 0,95 & 0,05 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix}$	

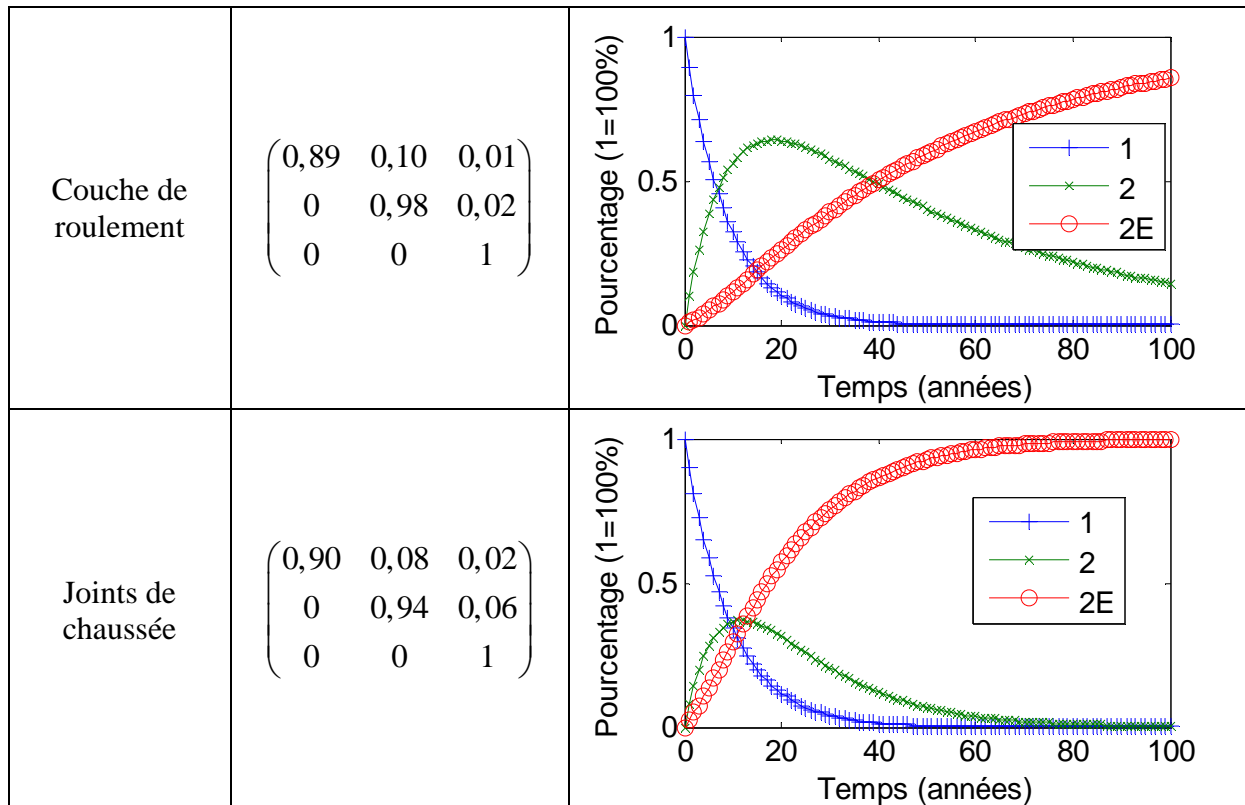


Tableau 1.2. Matrices de transition par élément d’ouvrage et évolution de la probabilité d’appartenance aux classes 1, 2 et 2E.

### 1.3.2 Formulation du problème d’optimisation

L’analyse performantielle sur le cycle de vie permet d’envisager différents scénarios de maintenance, tout en imposant des contraintes de niveau de service et de sécurité. Les coûts de cycle de vie, les impacts environnementaux, les impacts sociétaux représentent des critères directement liés à chaque variante de dimensionnement/stratégie de gestion. Pour chaque cas d’étude, l’objectif est évidemment de réduire le plus possible ces coûts et impacts tant que la performance des parties d’ouvrage reste au dessus d’un certain seuil défini comme “acceptable” (Ta et al. 2013). Une technique d’optimisation est alors proposée pour traiter cette analyse de cycle de vie avec différentes solutions et essayer de réduire simultanément un ou plusieurs impact(s). Pour des problèmes d’optimisation fortement non-linéaires avec des variables d’optimisation discrètes, la méthodologie des Algorithmes Génétiques (AG) apparaît particulièrement efficace pour résoudre de nombreux problèmes techniques, et notamment déterminer l’optimum d’un problème mono-objectif sous contraintes, ou déterminer l’optimum d’un problème multi-objectif sous contraintes (optimisation multi-objectif). Les AG sont des techniques d’optimisation stochastiques qui tentent d’imiter le processus d’évolution naturelle des espèces et de la génétique (Darwin 1859). D’un point de

vue historique, ces algorithmes ont été introduits par Holland (1975) mais leur popularisation est due au livre de Goldberg & Holland (1988). Les AG agissent sur une population d'individus assujettis à une sélection darwinienne : les individus (ou parents) les mieux adaptés à leur environnement survivent et peuvent se reproduire. Ils sont alors soumis à des mécanismes de recombinaisons analogues à ceux de la génétique. Des échanges de gènes entre parents résulte la création de nouveaux individus (ou enfants), qui permettent de tester d'autres configurations de l'espace de recherche. Lerman & Ngouenet (1995) distinguent quatre points essentiels entre les algorithmes génétiques et les autres types d'approches :

- les algorithmes génétiques utilisent un codage des paramètres et non les paramètres eux-mêmes,
- ils travaillent sur un nuage de points au lieu d'un point unique,
- ils n'utilisent que des valeurs de la fonction étudiée et non sa dérivée ou une autre connaissance auxiliaire,
- ils utilisent des règles de transition probabilistes et non déterministes.

Dans le cas mono-objectif, l'identification des meilleures solutions se fait par une fonction objectif et des contraintes prédéfinies. L'optimisation consiste en trois étapes majeures : (i) le codage et décodage des variables de conception, (ii) l'évaluation de chaque solution, et (iii) l'application d'opérations génériques (sélection, croisement et mutation) pour effectuer la génération des solutions à l'itération suivante. L'évaluation des solutions se fait en effectuant une analyse de la fonction objectif. Si la solution ne respecte pas les contraintes, la valeur de la fonction d'objectif est alors pénalisée. Un avantage de cette technique d'optimisation est qu'elle ne nécessite pas une relation explicite entre la fonction objectif et les contraintes.

Dans le cas multi-objectif, l'algorithme Nondominated Sorting Genetic Algorithm (NSGA)-II (Deb 1999, Deb 2001, Deb et al. 2002) permet de déterminer le front de Pareto d'un problème multi-objectif de manière efficace. De même que dans le cas de l'optimisation mono-objectif, NSGA-II considère une population d'individus (solutions du problème), chaque individu étant codé par une écriture binaire. La différence est qu'au cours des itérations, c'est le front de Pareto, ensemble de solutions "optimales" qui est cherché et non plus une seule solution comme c'était le cas lors de l'optimisation mono-objectif. Le résultat du calcul est alors une indication de plusieurs solutions qui ne peuvent être départagées selon tous les critères, ce qui renforce l'aspect « d'aide à la décision » de cette approche auprès par exemple d'un

gestionnaire qui souhaite minimiser ou maximiser plusieurs critères/objectifs potentiellement conflictuels.

Dans ce paragraphe, le coût  $C_{gestionnaire}$  est calculé en utilisant l'Equation 1.1 et l'impact  $I_{total}$  est calculé (sans unité) en agglomérant les impacts I6, I8, et I9 suivant la démarche proposée par Du & Karoumi (2012) et comme indiqué dans l'équation ci-dessous :

$$I_{total} = \sum_i w_i \frac{I_i}{N_i} \quad (1.6)$$

où  $w_i$  = coefficient de pondération,  $I_i$  = impact environnemental généré,  $N_i$  = coefficient de normalisation. Les différents coefficients sont montrés dans le Tableau 1.3.

	Unité	Coefficient de normalisation	Coefficient de pondération
$I_6$	ton $CO_2$ eq./habitant/année	8,7	1,12
$I_8$	Kg $CFC-11$ eq./habitant/année	0,103	4,4
$I_9$	Kg $C_2H_4$ eq./habitant/année	22	1,0

Tableau 1.3 Coefficients de normalisation et de pondération (Stranddorf et al. 2003, Du & Karoumi 2012).

Afin de fixer les seuils de performance acceptables sur chaque type d'élément, les matrices de transition ont été considérées en appliquant strictement le scénario de maintenance du projet SBRI, introduit dans la Figure 1.5. Les évolutions des probabilités d'être dans les deux meilleurs états, c'est-à-dire dans la classe 1 ou 2 sont montrées dans la Figure 1.14 qui permet de déterminer les valeurs minimales durant les 100 ans de durée de vie.

Ces valeurs sont regroupées dans le Tableau 1.4 et constituent des valeurs à ne pas atteindre durant la durée de vie en service de l'ouvrage. Dans tous les calculs considérés (sauf mention contraire), une contrainte porte également sur le nombre d'action de maintenance maximal entre deux remplacements successifs. Ce nombre est calé sur les politiques de gestion introduites dans le projet SBRI.

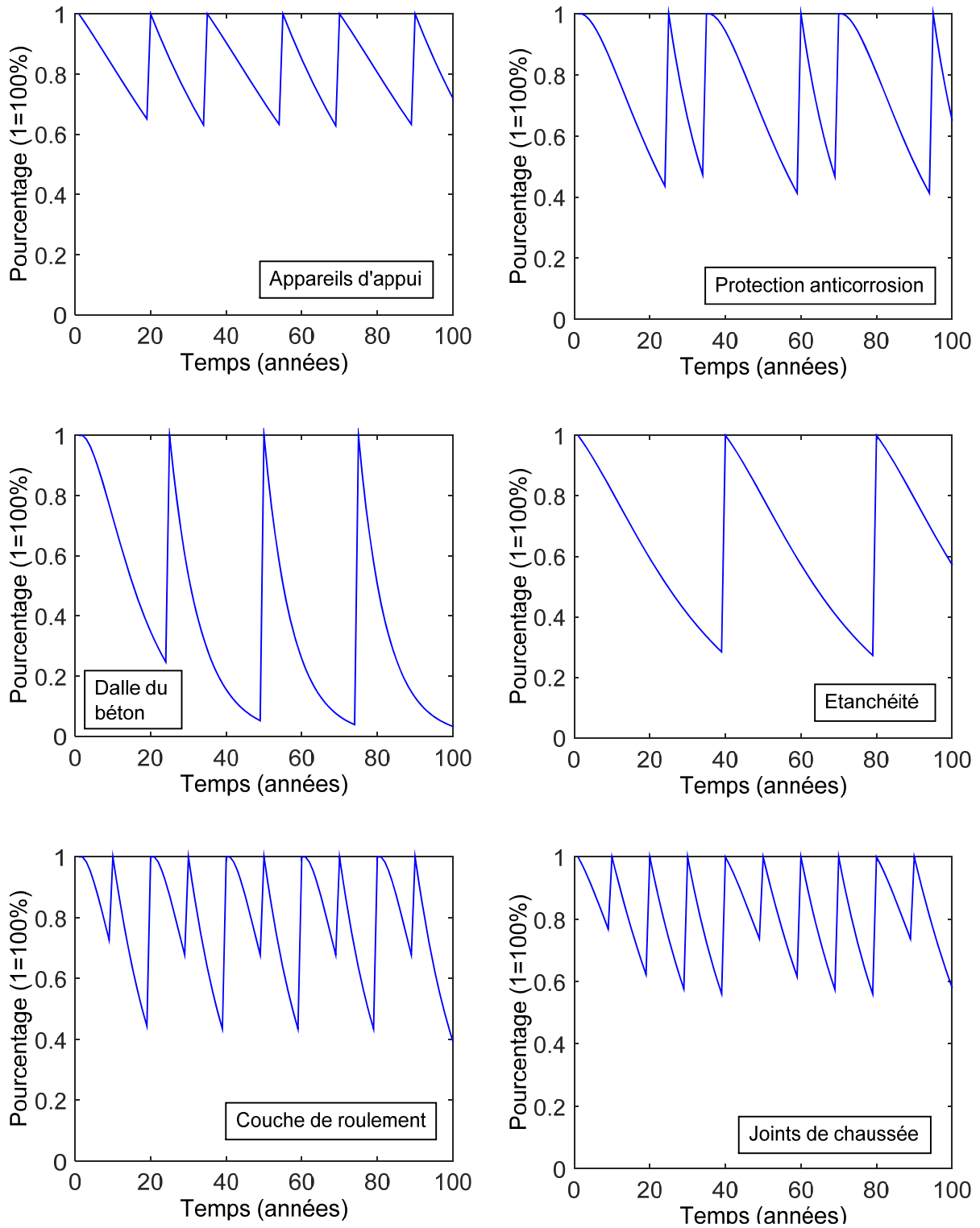


Figure 1.14 Evolution de la performance des éléments de l'ouvrage d'art.



	B	cp	cd	wp	rs	ej
Seuil de performance	0,628	0,413	0,028	0,272	0,357	0,549

Tableau 1.4. Seuils de performance du projet SBRI. (b=appareils d'appui, cp=protection anticorrosion, cd=dalle du béton, wp=étanchéité, rs=chaussée, ej=joints de chaussées).

### 1.3.3 Résultats

Les résultats des calculs d'optimisation sont détaillés dans ce paragraphe pour la famille A en minimisant le coût de cycle de vie total ( $C_{gestionnaire}$ ), l'impact environnemental de cycle de vie total ( $I_{total}$ ), et le coût aux usagers de cycle de vie ( $C_U$ ) par paire de critères, i.e. en minimisant ( $C_{gestionnaire}$  et  $I_{total}$ ) ou ( $C_{gestionnaire}$  et  $C_U$ ) ou ( $I_{total}$  et  $C_U$ ). Cette procédure est à chaque fois menée en imposant que la probabilité d'être dans les deux premiers états de système de notation soit toujours supérieure à la valeur associée dans le Tableau 1.4. Dans ce problème d'optimisation, les variables décisionnelles sont les instants et les actions de maintenance/remplacement pour les différentes parties de l'ouvrage. Tous les calculs économiques sont effectués en considérant un taux d'actualisation (Figure 1.2) fixé à 2%. Par ailleurs, les calculs d'optimisation sont arrêtés au bout de quelques milliers d'itération (le nombre élevé de variables liées aux instants et actions de maintenance/remplacement nécessite de considérer un nombre important d'itérations) lorsque le front de Pareto est jugé(e) suffisamment stable. Il est noté que les solutions intermédiaires ne sont jamais montrées dans ce chapitre, car seules les solutions obtenues à la dernière itération constituent les stratégies optimales. Les résultats obtenus en minimisant ( $C_{gestionnaire}$  et  $I_{total}$ ) sont montrés dans la Figure 1.15.

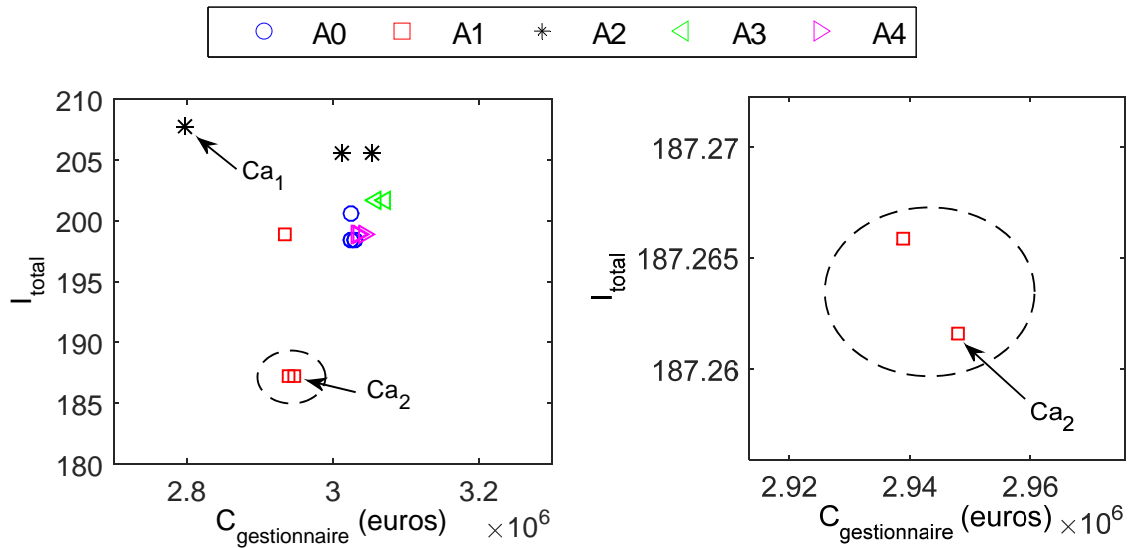
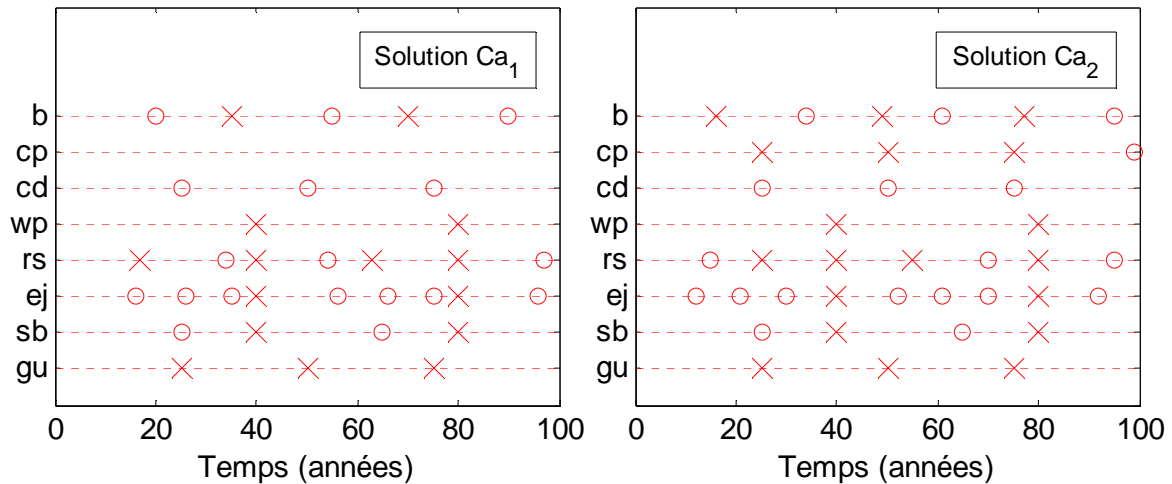


Figure 1.15 Optimisation pour les variantes de la famille A -  $\min(C_{gestionnaire}, I_{total})$ .

Chaque point dans cette figure correspond à une solution particulière de conception et gestion sur le cycle de vie. En particulier, le détail des calendriers de maintenance sont proposés pour deux solutions particulières ( $Ca_1$  appliquée à la famille A2 et  $Ca_2$  appliquée à la famille A1) dans la Figure 1.16. De manière globale, en ce qui concerne le coût  $C_{gestionnaire}$ , la variante A2 (avec aciers autopatinables) est celle qui permet d'atteindre les solutions les plus économiques alors que les variantes A3 et A4 sont parmi les plus chères. Certaines des solutions bouleversent cependant le classement observé dans le Paragraphe 1.2, notamment avec une des solutions sur le front de Pareto pour A2 plus chère que les solutions de la variante A4 (Figure 1.15). En ce qui concerne l'impact  $I_{total}$ , les solutions pour la variante A1 sont les plus intéressantes et sont clairement séparées du nuage de points des autres variantes. La variante A2, certainement défavorisée par le manque d'information sur la diminution des impacts liés à la suppression des chantiers de remplacement de la protection anticorrosion, est liée aux valeurs de  $I_{total}$  les plus élevées. Il n'y a finalement pas de distinction claire entre les autres variantes.



(b=appareils d'appui, cp=protection anticorrosion, cd=dalle du béton, wp=étanchéité, rs=chaussée, ej=joints de chaussées, sb=barrières de sécurité, gu=caniveau)  
(o=réparation x=remplacement)

Figure 1.16. Détail des calendriers pour les solutions Ca<sub>1</sub> et Ca<sub>2</sub> (Figure 1.15).

Pour le problème d'optimisation  $\min(C_{\text{gestionnaire}}, C_U)$ , les résultats sont présentés à la Figure 1.17a et sont cohérents avec ceux du Paragraphe 1.2 avec les solutions des variantes A3 et A4 qui sont nettement plus intéressantes vis-à-vis du coût aux usagers que les solutions A0, A1 et A2 qui sont toutes similaires par ailleurs (ce qui est cohérent vu qu'il n'y a pas de distinction entre ces variantes vis-à-vis de la gêne aux usagers). Concernant le coût  $C_{\text{gestionnaire}}$ , on retrouve le fait qu'il est possible d'avoir des solutions avec A3 et A4 moins chères que certaines de solutions de la variante A0 ;

Le problème d'optimisation  $\min(I_{\text{total}}, C_U)$  est également présenté dans la Figure 1.17b. On retrouve l'intérêt manifeste des variantes A3 et A4 en ce qui concerne les coûts aux usagers. Pour l'impact  $I_{\text{total}}$ , la distinction de la variante A1 est nettement moins évidente que dans le cas du problème d'optimisation  $\min(C_{\text{gestionnaire}}, I_{\text{total}})$  (cf. Figure 1.15). Certaines solutions de la variante A0 sont même plus intéressantes que celles de la variante A1. Cette différence montre l'impact que peut avoir la considération d'un critère sur un autre dans le processus d'optimisation.

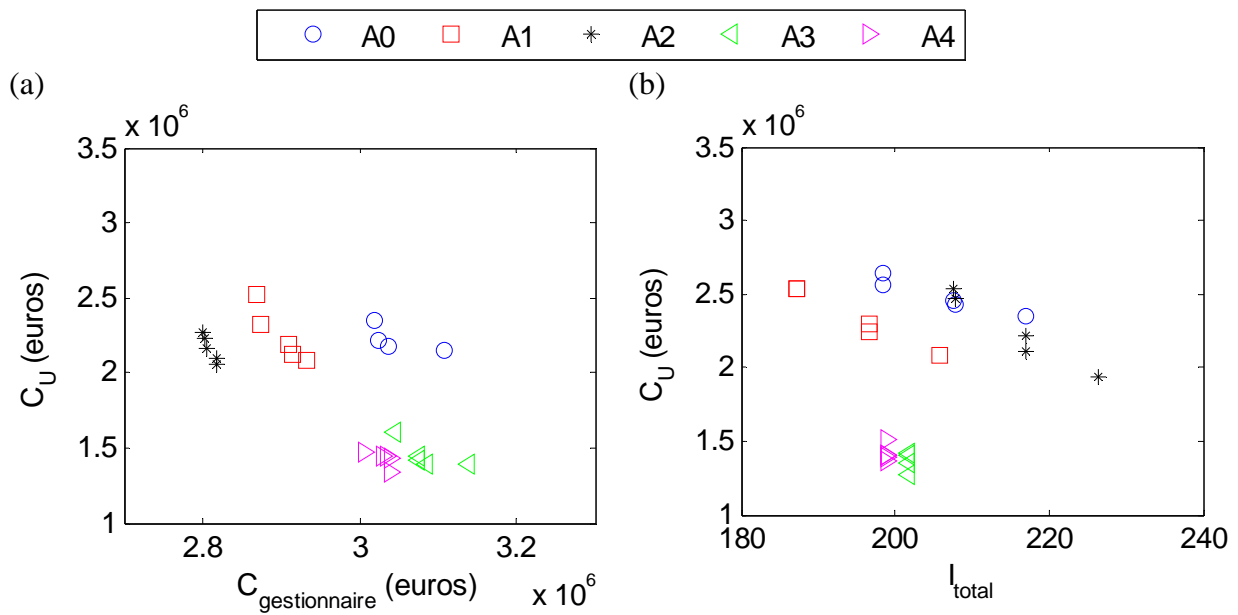


Figure 1.17. Optimisation pour les variantes de la famille A en minimisant (a)  $C_{\text{gestionnaire}}$  et  $C_U$ , et (b)  $I_{\text{total}}$  et  $C_U$ .

L'étude d'optimisation permet finalement d'appliquer différents seuils de contrainte sur le niveau de performance de certains éléments de l'ouvrage afin d'en analyser l'influence sur les résultats du calcul d'optimisation. En l'occurrence, des variantes se différencient des variantes de référence par un gain substantiel sur le cycle de vie en raison de la suppression de certaines actions de maintenance. Dans ce contexte, il est intéressant de voir comment le seuil de performance acceptable peut éventuellement jouer sur les différences entre ces différentes variantes.

Une illustration de cette approche est proposée en comparant la variante A0 de référence avec la variante A2 utilisant des aciers autopatinables pour la charpente métallique (Figure 1.18). La distinction entre A0 et A2 durant le cycle de vie concerne le remplacement de la protection anti-corrosion et c'est sur le seuil de performance de cet élément que porte l'étude proposée dans ce paragraphe. Les résultats sont présentés pour la minimisation simultanée des deux critères  $C_{\text{gestionnaire}}$  et  $C_U$ .

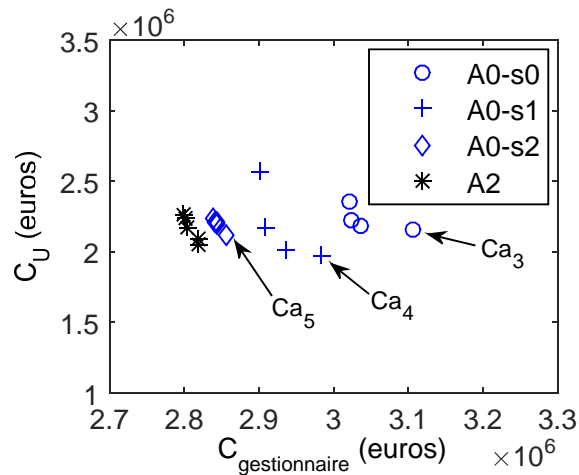
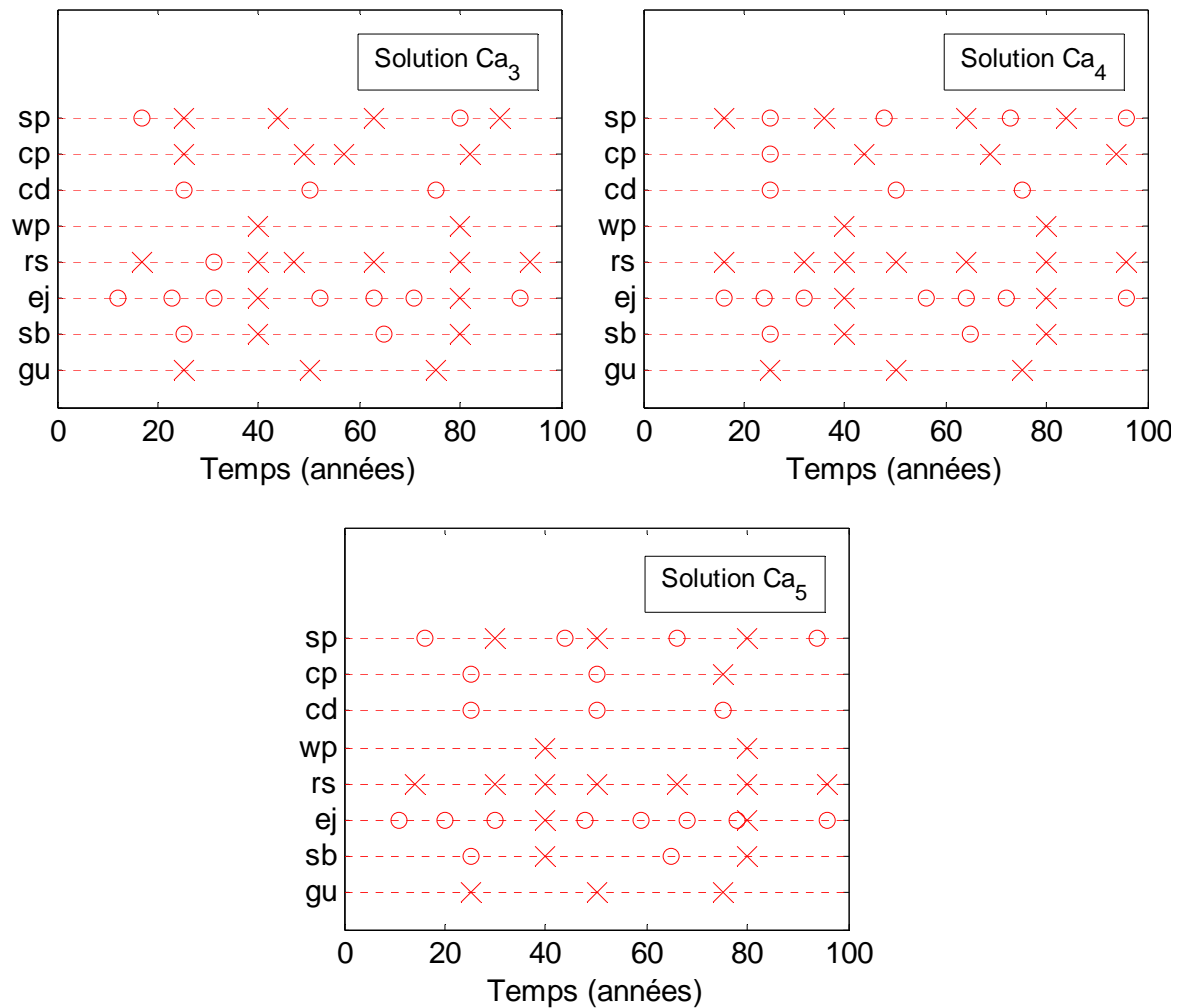


Figure 1.18. Comparaison des variantes A0 et A2 en considérant trois cas de seuils de performance pour A0.

En plus du seuil  $s_0$  (0,413) considéré dans le Tableau 1.4 pour la protection anti-corrosion, deux autres niveaux  $s_1$  (0,210) et  $s_2$  (0,007) sont introduits pour la variante A0 (tous les autres seuils du Tableau 1.4 restant identiques). Il est noté que les seuils  $s_1$  et  $s_2$  correspondent à une diminution croissante des exigences vis-à-vis du niveau de performance pour la protection anti-corrosion. Cette diminution d'exigence n'a pas d'impact significatif sur les coûts aux usagers pour A0, ce qui est normal puisque le trafic n'est pas affecté par le changement de la protection anticorrosion pour la famille A d'ouvrages. Par ailleurs, le coût total diminue nettement lorsque l'on passe des contraintes  $s_0$ , à  $s_1$  puis à  $s_2$  en raison des économies des chantiers de remplacement associés pour le gestionnaire. Le coût  $C_{\text{gestionnaire}}$  a alors tendance à se rapprocher du coût pour la variante A2. L'impact sur les calendriers de maintenance est illustré à travers les calendriers de trois solutions particulières  $Ca_3$ ,  $Ca_4$  et  $Ca_5$  du problème d'optimisation dans la Figure 1.19 qui correspondent aux trois seuils  $s_0$ ,  $s_1$  et  $s_2$ . S'il est observé des différences sur la stratégie de maintenance de plusieurs parties de l'ouvrage, on constate un effet sur les actions de maintenance avec une tendance à moins faire de renouvellement de la couche de protection anti-corrosion et plus de maintenance lorsque l'on passe de  $s_0$  à  $s_1$  puis  $s_2$ .



(b=appareils d'appui, cp=protection anticorrosion, cd=dalle du béton, wp=étanchéité, rs=chaussée, ej=joints de chaussées, sb=barrières de sécurité, gu=caniveau)  
(o=réparation x=remplacement)

Figure 1.19. Calendriers de maintenance pour les solutions Ca<sub>3</sub>, Ca<sub>4</sub> et Ca<sub>5</sub>.

## 1.4 Etude de l'analyse des incertitudes sur les analyses de cycle de vie

Le Paragraphe 1.3 a montré l'impact des opérations de maintenance et de réparation au cours du cycle de vie d'un ouvrage d'art et l'importance de prendre en compte ce cycle de vie dès la conception pour optimiser les critères économiques, environnementaux et sociétaux. Dans les études de cycle de vie, il est cependant rarement possible d'obtenir toutes les données nécessaires. Il est généralement utile de faire des hypothèses ou de manipuler des données incertaines. Différents types de contrôle sont possibles pour étudier la fiabilité des résultats

finaux. En cas de grande sensibilité par rapport à certaines données, le praticien pourra porter une attention particulière à celles-ci.

Une difficulté couramment rencontrée pour ce type d'études est la maîtrise des incertitudes des modèles utilisés. Ceux-ci prennent en compte un grand nombre de paramètres, qui concernent aussi bien les matériaux que les procédés liés à la construction ou la maintenance de l'ouvrage. Certains sont issus de caractéristiques physiques du pont et sont donc bien connus. D'autres sont des données économiques, comme le coût de l'acier et du béton, ou encore le taux d'actualisation choisi. Ces derniers sont alors variables dans l'espace et le temps et ne sont connus que de manière imparfaite. Les données relatives au modèle d'impacts liés à une congestion du trafic sont aussi dépendantes du lieu et du moment. D'autres variables sont liées aux actions mises en jeu lors du cycle de vie du pont : maintenance, réparation, etc. Comme les études de cycle de vie concernent un type de système sur un certain territoire, les paramètres correspondent en général à des moyennes sur ce territoire ou à des estimations, lorsque que les données statistiques sont insuffisantes.

Face à un grand nombre de variables aléatoires, il est parfois difficile de tirer des conclusions de l'étude, celle-ci ne mettant pas forcément en évidence l'impact de l'incertitude des données sur le résultat final. Afin de discerner le poids des incertitudes les unes par rapport aux autres, une étude de sensibilité est proposée dans ce paragraphe. Celle-ci doit permettre de distinguer deux types de paramètres : un premier type de paramètres dont l'incertitude a un poids significatif dans l'incertitude du résultat et un deuxième type pour lequel les incertitudes ont un impact négligeable sur le résultat. Ceci permettra de se concentrer sur les paramètres dont l'incertitude a un rôle prédominant, afin, soit de rechercher des informations supplémentaires sur les paramètres concernés, soit, de modéliser l'incertitude du résultat en fonction de celle de ces paramètres. Au contraire, les variables qui contribuent le moins à la variabilité du modèle pourront être considérées comme des paramètres déterministes. Ainsi, on pourra garder une valeur moyenne pour ces paramètres, sans se préoccuper de leur incertitude.

#### **1.4.1 Indices de Sobol**

Les indices dits indices de Sobol (Sobol 1993, Jacques 2005, 2011) ont été choisis pour réaliser l'analyse de sensibilité. Considérons un modèle que l'on note de la façon suivante :

$$Y = f(X_1, \dots, X_n) \quad (1.7)$$

avec  $f$  la fonction qui fait correspondre aux  $n$  variables d'entrée  $X_1, \dots, X_n$  la sortie  $Y$  du modèle. Dans notre cas,  $Y$  pourra être le coût de l'ouvrage, ou l'impact environnemental ou sociétal lié à l'ouvrage. L'analyse de sensibilité étudie comment des perturbations sur les variables d'entrée du modèle engendrent des perturbations sur les variables de sortie. Il existe différents types d'analyse de sensibilité :

- les méthodes de screening, qui consistent en une analyse qualitative de la sensibilité de la variable de sortie aux variables d'entrée ;
- les méthodes d'analyse locale (Turanyi 1990), qui évaluent quantitativement l'impact d'une petite variation autour d'une valeur donnée des entrées. Cela revient à considérer les dérivées partielles  $\partial f / \partial X_i (X_1, \dots, X_n)$ . Celles-ci sont ensuite renormalisées, avec une multiplication par un facteur qui varie selon les études : celui-ci peut-être soit la valeur nominale du paramètre ( $|\partial f / \partial X_i \bar{X}_i|$ ) (Tissot 2012), afin de prendre en compte les différentes échelles des variables d'entrée, soit une variance relative du paramètre ( $|\partial f / \partial X_i V(X_i) / V(Y)|$ ). Cependant, cette approche présente l'inconvénient d'être locale : elle offre des résultats limités pour des variations importantes des paramètres ou pour des modèles non linéaires ;
- les méthodes d'analyses de sensibilité globale, qui s'intéressent à la variabilité de la sortie du modèle dans l'intégralité de son domaine de variation. Une décomposition de la fonction  $f$ , sous la forme

$$Y = f(X_1, X_2, \dots, X_n) = f_0 + \sum_{i=1}^n f_i(X_i) + \sum_{1 \leq i < j \leq n} f_{ij}(X_i, X_j) + \dots + f_{1, \dots, n}(X_1, \dots, X_n)$$

permet de distinguer les effets principaux des différentes variables, portés par les fonctions  $f_i(X_i)$ , de termes qui font intervenir plusieurs variables d'entrée, qui sont des termes d'interaction. Une décomposition utilisant les espérances conditionnelles de  $Y$  (Jacques 2011) est alors envisageable. Ces méthodes présentent un double avantage par rapport aux méthodes locales : elles prennent en compte l'effet de l'interaction entre les variables d'entrée dans le modèle et sont plus précises en cas de



non linéarité du modèle. En contre-partie, elle nécessitent un temps de calcul supérieur à cause des nombreuses évaluations du modèle requises.

Les méthodes de sensibilité globale nécessitant très peu d'hypothèses sur le modèle lui-même et sur l'intervalle de variation des paramètres d'entrée, c'est cette méthode qui est considérée dans la suite de ce paragraphe.

#### 1.4.1.1 Cas d'un modèle linéaire à entrée indépendantes

Afin de mieux comprendre la signification des indices de Sobol, cette notion est tout d'abord illustrée dans le cas d'un modèle linéaire :

$$Y = \beta_0 + \sum_{i=1}^p \beta_i X_i \quad (1.8)$$

L'indépendance des variables permet d'écrire facilement la variance de  $Y$  :

$$V(Y) = \sum_{i=1}^p \beta_i^2 V(X_i) \quad (1.9)$$

La sensibilité de  $Y$  par rapport à  $X_i$  peut alors est quantifiée comme la partie de la variance due à la variable  $X_i$  ( $\beta_i^2 V(X_i)$ ) sur la variance totale. On définit ainsi l'indice de sensibilité  $S_i$  (Standardized Regression Coefficient) :

$$S_i = \frac{\beta_i^2 V(X_i)}{V(Y)} \quad (1.10)$$

#### 1.4.1.2 Cas général

On se place désormais dans la situation d'une fonction  $f$  quelconque. Afin de mesurer l'importance d'une variable  $X_i$  sur la variance de la sortie  $Y$ , on étudie de combien la variance de  $Y$  diminue si on fixe la variable  $X_i$  à une valeur  $x_i^*$ . La question posée par cet indicateur est le choix de  $x_i^*$ . On résout ce problème en considérant l'espérance de cette quantité pour toutes les valeurs de  $x_i^*$ . Enfin, la formule de la variance totale  $V(Y) = V([Y|X_i]) + E[V(Y|X_i)]$  (Cannavo 2012) permet d'écrire cette variance relative sous la forme d'un indice de sensibilité de  $Y$  à  $X_i$  :

$$S_i = \frac{V\left(E\left[V\left(Y|X_i\right)\right]\right)}{V(Y)} \quad (1.11)$$

$S_i$  est appelé indice de sensibilité du premier ordre de  $Y$  à  $X_i$  par Sobol (1993). Il est possible de décomposer la variance totale en une somme d'indices d'ordre  $p$ , avec  $p \in \{1, \dots, n\}$ . Dans le cas d'un modèle à entrées indépendantes, cet indice peut être introduit en décomposant  $f$  en somme de fonctions de dimensions croissantes, comme cela a été présenté ci-dessus (décomposition ANOVA) :

$$Y = f(X_1, X_2, \dots, X_n) = f_0 + \sum_{i=1}^n f_i(X_i) + \sum_{1 \leq i < j \leq n} f_{ij}(X_i, X_j) + \dots + f_{1, \dots, n}(X_1, \dots, X_n) \quad (1.12)$$

où

$$f_0 = E[Y]$$

$$f_i(X_i) = E[Y|X_i] - E[Y]$$

$$f_{ij}(X_i, X_j) = E[Y|X_i, X_j] - E[Y|X_i] - E[Y|X_j] + E[Y]$$

$$f_{ijk} = E[Y|X_i, X_j, X_k] - E[Y|X_i, X_j] - E[Y|X_i, X_k] - E[Y|X_j, X_k] + \dots$$

L'indépendance des variables d'entrée garantie que les différents termes ci-dessus sont orthogonaux selon la norme  $\|\cdot\| = \sqrt{V(\cdot)}$ , et le théorème de Pythagore permet de décomposer la variance totale de  $Y$  :

$$V = \sum_{i=1}^n V_i + \sum_{1 \leq i < j \leq n} V_{ij} + \dots + V_{1, \dots, n} \quad (1.13)$$

où

$$V_i = V\left(E\left[Y|X_i\right]\right)$$

$$V_{ij} = V\left(E\left[Y|X_i, X_j\right]\right) - V_i - V_j$$

$$V_{ijk} = V\left(E\left[Y|X_i, X_j, X_k\right]\right) - V_{ij} - V_{ik} - V_{jk} - V_i - V_j - V_k$$

...

$$V_{1, \dots, n} = V - \sum_{i=1}^n V_i - \sum_{1 \leq i < j \leq n} V_{ij} - \dots - \sum_{1 \leq i_1 < \dots < i_{n-1} \leq n} V_{i_1, \dots, i_{n-1}}$$

Sobol utilise cette décomposition pour définir les indices d'ordre supérieur à un. Ainsi, les indices d'ordre deux :

$$S_{ij} = \frac{V_{ij}}{V} \quad (1.14)$$

expriment la sensibilité de la variance de  $Y$  à l'interaction des variables  $X_i$  et  $X_j$ , c'est à dire la sensibilité de  $Y$  aux variables  $X_i$  et  $X_j$  qui n'est pas prise en compte dans l'effet des variables seules. Par construction, la somme de l'ensemble des  $2n-1$  indices de Sobol, d'ordres compris entre 1 et  $n$ , vaut 1. En pratique, les indices de sensibilité du premier et deuxième ordre peuvent suffir à donner un bon aperçu des variations de la sortie du modèle (Tissot & Prieur 2012).

Dans le Paragraphe 1.4.4.2, il est montré au travers d'un exemple que les indices de sensibilité des ordres supérieurs à un sont négligeables dans cette étude qui se limite donc aux indices du premier ordre, de sorte que :

$$S_1 + \dots + S_n \leq 1 \quad (1.15)$$

## 1.4.2 Méthode de calcul FAST

Il convient de choisir une méthode pour calculer les indices de Sobol. Ce choix est dirigé par le nombre de paramètres que l'on souhaite prendre en compte dans l'étude de sensibilité et de la puissance de calcul disponible. Pour pouvoir prendre en compte un grand nombre de paramètres et réaliser les simulations avec des capacités de calcul ordinaires, la méthode FAST (Fast Amplitude Sensitivity Test) a été choisie. Son implémentation se limite au calcul des indices du premier ordre en se basant sur des méthodes d'intégration rapide (Cannavo 2012). La méthode FAST est brièvement exposée ci-dessous.

L'idée est d'utiliser la décomposition en séries de Fourier de la fonction  $f$  :

$$Y = f(X) = \sum_{k_1, k_2, \dots, k_n} C_{k_1, k_2, \dots, k_n} e^{2\pi j(k_1 x_1 + k_2 x_2 + \dots + k_n x_n)} \quad (1.16)$$

avec :

$$C_{k_1, k_2, \dots, k_n} = \int_{I_n} f(X) e^{-2\pi j(\vec{k} \cdot \vec{x})} \quad (1.17)$$

On peut ensuite montrer que les espérances conditionnelles de  $Y$  s'expriment en fonction des coefficients de Fourier, de la manière suivante :

$$E[Y|X_i] = \sum_{k_i \neq 0} |C_{0,0,\dots,k_i,\dots,0}| \quad (1.18)$$

Le calcul des indices de Sobol est donc ramené à celui de coefficients de Fourier, c'est à dire d'intégrales multidimensionnelles. L'idée est ensuite de transformer les intégrales  $n$ -dimensionnelles en des intégrales uni-dimensionnelles, en parcourant l'espace  $n$ -dimensionnel grâce à un paramètre  $s$ , en utilisant la formule suivante :

$$x_i(s) = \frac{1}{2} + \arcsin(\sin(w_i s)) \quad (1.19)$$

où  $\{w_1, \dots, w_n\}$  est linéairement indépendant des fréquences entières. Ceci permet d'obtenir pour les coefficients de Fourier

$$C_{k_1, k_2, \dots, k_n} = \frac{1}{2\pi} \int_{-\pi}^{\pi} \tilde{f}(s) e^{-2\pi j k_1 w_1 s} ds \quad (1.20)$$

Comme beaucoup de méthodes de calcul des indices de Sobol, la méthode FAST suppose que les entrées soient indépendantes. En cas de dépendances notables, il est possible de rassembler les paramètres concernés, afin de former des groupes indépendants. Ce point est discuté dans le Paragraphe 1.4.6.

### 1.4.3 Méthodologie d'étude

Le but de cette étude est de mieux discerner l'effet de l'incertitude des paramètres d'entrée sur les résultats du modèle. Ainsi, les différentes données utilisées dans l'étude sont considérées comme des paramètres de nature probabiliste. Comme cela a été expliqué auparavant, l'étude de l'incertitude se limite aux paramètres auxquels le résultat est le plus sensible. Pour cela, deux types de paramètres sont distingués :

- les paramètres auxquels le résultat est sensible. Ces premiers seront ensuite pris en compte pour estimer l'incertitude du résultat ;
- les paramètres auxquels le résultat n'est sensible que de manière négligeable. Pour ces derniers, on les fixera à leur valeur moyenne.

Aussi, on se propose de procéder en trois étapes : tout d'abord, les paramètres à intégrer dans l'étude sont considérés et les incertitudes correspondantes sont modélisées; ensuite, une analyse de sensibilité est réalisée afin de sélectionner les paramètres auxquels le résultat est le plus sensible; enfin, l'incertitude du résultat est estimée en fonction de l'incertitude des paramètres les plus significatifs.

#### **1.4.4 Application à un ouvrage mixte acier béton**

L'ouvrage d'art considéré dans ce paragraphe à titre d'illustration appartient à la famille B au sens du projet SBRI et tel que montré dans la Figure 1.4. Cet ouvrage est de type passage supérieur, permettant le croisement d'une autoroute et d'une route secondaire. Plus particulièrement, l'ouvrage a une longueur de 78 m et une largeur de 12m. L'axe de circulation supérieur comporte 2 voies tandis que l'axe de circulation inférieur comporte 2 sens de circulation de 3 voies chacun. Chacune des deux variantes comporte une dalle en béton pré-fabriquée et des travées de rive utilisées comme contrepoids. Le dimensionnement des deux variantes a été calculé selon les Eurocodes. En revanche, les deux variantes diffèrent par le type d'acier utilisé pour les poutres. La variante 1 utilise un acier classique nécessitant l'application d'une couche de peinture anti-corrosion, tandis que la variante 2 utilise un acier dit autoprotégeable qui dispense de l'application de cette peinture, en contre-partie d'une légère sur-épaisseur d'acier imposée lors du dimensionnement. Comme souligné dans le Paragraphe 1.2, l'intérêt de cette seconde solution est d'éviter des travaux de remplacement de la couche anti-corrosion, généralement coûteux et nécessitant une restriction du trafic en dessous de l'ouvrage (l'avantage pour les usagers a été montré à la Figure 1.7).

##### **1.4.4.1 Choix des paramètres étudiés et modélisation des incertitudes**

Pour modéliser les incertitudes, seules des lois uniformes ont été considérées dans cette étude, car l'implémentation de la méthode FAST n'accepte pas d'autres lois de probabilités en l'état (les perspectives de cette étude incluent bien sûr l'extension à des lois de probabilité quelconques). Pour chaque paramètre, l'incertitude est donc caractérisée par un couple minimum/maximum.

##### *Taux d'actualisation*

L'étude a eu pour objectif d'estimer l'effet d'une variation du taux d'actualisation sur les résultats d'un calcul économique. Le taux d'actualisation correspond dans le secteur privé à un coût d'opportunité de l'investissement du capital. Dans le secteur public, le taux d'actualisation est souvent établi par les autorités gouvernementales de tutelle. Ces différentes appréciations de l'actualisation peuvent conduire à une forte disparité de la valeur retenue avec un impact significatif sur le coût actualisé et donc les conclusions d'une étude de

comparaison entre différents scénarios. Dans ce travail, le taux d'actualisation suit une loi uniforme sur l'intervalle [1,8 ; 2,2] %.

#### *Prix de l'acier et du béton*

Afin de quantifier les variations du prix de l'acier et du béton dans la construction d'ouvrages d'art, un recueil d'appels d'offres réalisés entre 2002 et 2006 a été utilisé pour différents ponts mixtes acier-béton. Les minima et maxima des prix annoncés de l'acier et du béton ont été relevés parmi ces 11 offres retenues.

#### *Coût de changement de la couche anticorrosion*

L'étude vise à comparer des technologies, dont une nécessite une protection anticorrosion. Afin d'étudier l'avantage économique de l'une ou l'autre des solutions, le coût de changement de la protection anticorrosion est considéré. Dans le projet SBRI, le coût de changement de la couche anticorrosion, était fixé à 75 €/par mètre carré de surface d'acier apparente. Ce coût a été confronté à celui d'un retour d'expérience sur un pont sur la commune des Mulatières, pour lequel le coût de changement de la protection anticorrosion s'est élevé, une fois le chantier fini, à 200 €/m<sup>2</sup> de surface apparente. Dans cette étude, le coût suit une loi uniforme sur l'intervalle [100; 200] €/m<sup>2</sup>.

#### *Relation débit-vitesse des axes de circulation*

Les incertitudes concernent également la relation débit-vitesse sur les axes de circulation supérieur et inférieur de l'ouvrage. Le débit de véhicules par voies de circulation suit une relation caractéristique, fonction de la vitesse des véhicules. La Figure 1.20 montre une modélisation de cette relation tandis que la Figure 1.21 montre une confrontation de cette relation théorique avec les données issues de trois autoroutes françaises (données recueillies le 27 mai 2013, du 1<sup>er</sup> au 22 octobre 2012, et du 5 mars au 30 avril 2013 sur les autoroutes A6, A1 et A25, respectivement, en réalisant une mesure toute les 6 minutes). Outre le fait que la période d'enregistrement (notamment hors ou pendant des vacances scolaires) peut introduire un biais dans l'interprétation des résultats, on constate une certaine dispersion des valeurs expérimentales autour de la relation théorique. Afin de prendre en compte cette dispersion, une courbe inférieure et une courbe supérieure ont été définies, encadrant la plupart des

données expérimentales. La transformation de la courbe théorique vers les courbes inférieures et supérieures se fait à l'aide d'un coefficient nommé  $V_{trafic}$ .

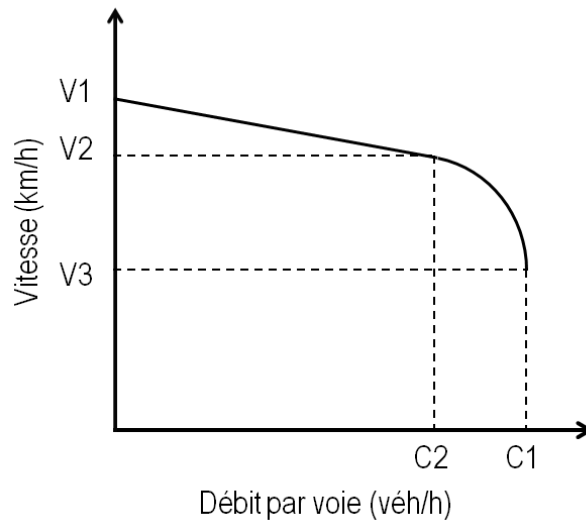


Figure 1.20. Relation théorique liant le débit par voie et par heure et la vitesse des véhicules, dans le modèle Queue Work Zone.

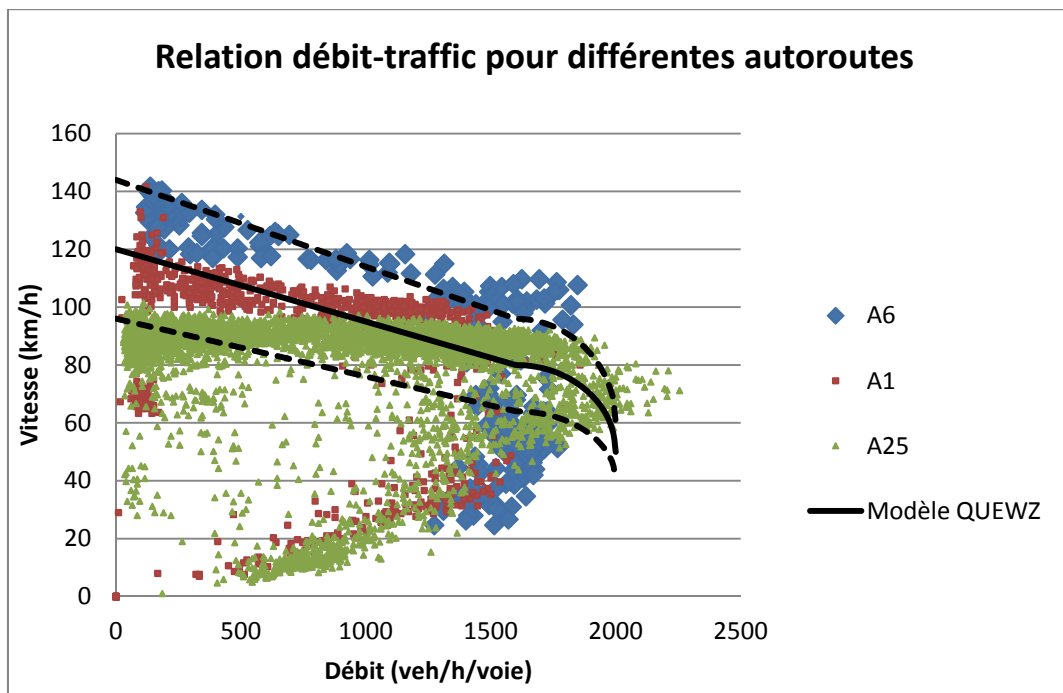


Figure 1.21. Confrontation de la relation théorique avec des données réelles de trafic.

### *Intensité du trafic*

L'intensité du trafic influe sur le nombre de voitures concernées par la congestion du trafic en cas de travaux de maintenance. Dans le projet SBRI, le débit de trafic journalier suit une courbe en fonction de l'heure. On peut repérer l'intensité de ce trafic par son maximum, qui atteint 1605 véhicules par heure et par voie de circulation vers 9h du matin. Si on utilise les données citées précédemment pour les autoroutes A1, A6 et A25, on peut estimer que le maximum de trafic peut varier entre 1300 véhicules par heure et par voie et 1900 véhicules par heure et par voie pour ce type d'axe de circulation. Ce sont ces bornes qui ont été choisies pour l'étude. Par ailleurs, quatre catégories de véhicules sont considérées dans la suite de ce paragraphe. Pour chaque catégorie est associé un coût du temps du conducteur ainsi qu'un coût d'utilisation du véhicule. De même, pour chaque type d'accident est considéré un coût d'intervention des secours et un coût de prise en charge de la victime. Comme cela a été expliqué auparavant, les impacts environnementaux dus aux surconsommations de carburants et aux émissions supplémentaires ont été intégrés dans l'étude environnementale. L'étude sociétale intègre donc l'ensemble des coûts supplémentaires générés par les travaux : coût de la perte de temps des différents usagers, coût d'amortissement des véhicules et coût des accidents imputées à la présence de travaux sur la route.

#### **1.4.4.2 Axe économique**

Les résultats de l'analyse de sensibilité sont d'abord présentés pour le coût global de l'ouvrage au gestionnaire. Parmi les paramètres considérés dans la partie précédente, seulement quatre influent sur ce coût : le taux d'actualisation, le prix d'achat de l'acier, le prix d'achat du béton ainsi que le prix de changement de la couche anticorrosion. La Figure 1.22 présente les indices de Sobol respectifs de ces quatre paramètres pour chacune des variantes. Ces indices représentent la part de l'incertitude du résultat imputée à chacun des paramètres associés. Les sommes des indices de chacune des variantes valent respectivement 0,9975 et 0,9998, ce qui indique que les indices de Sobol du second ordre ont une valeur négligeable : ainsi était-il justifié de limiter l'étude aux indices du premier ordre. Comparons à présent les indices des deux variantes. Pour la variante avec acier autopatinable, le prix de changement de la couche anticorrosion a un indice évidemment nul. En revanche, les indices de Sobol liés au prix du béton et de l'acier sont plus élevés que ceux pour l'autre variante. Une plus grosse part de l'incertitude est liée à la construction pour cette variante. Pour la variante avec acier traditionnel, une plus grosse part de l'incertitude est liée au changement de la couche



anticorrosion, ainsi qu'au taux d'actualisation. En effet, les opérations de changement de la protection anticorrosion sont effectuées au bout de 25 ans, 35 ans, 60 ans, 75 ans et 95 ans de vie : ce sont autant d'opérations effectuées dans le futur, qui cumulent l'effet de l'incertitude sur le taux d'actualisation. Enfin, on constate que le prix de l'acier participe davantage à l'incertitude du résultat que le prix du béton. Ceci est dû d'une part au coût supérieur de l'acier acheté pour réaliser l'ouvrage, ainsi qu'à la plus forte dispersion du prix de l'acier.

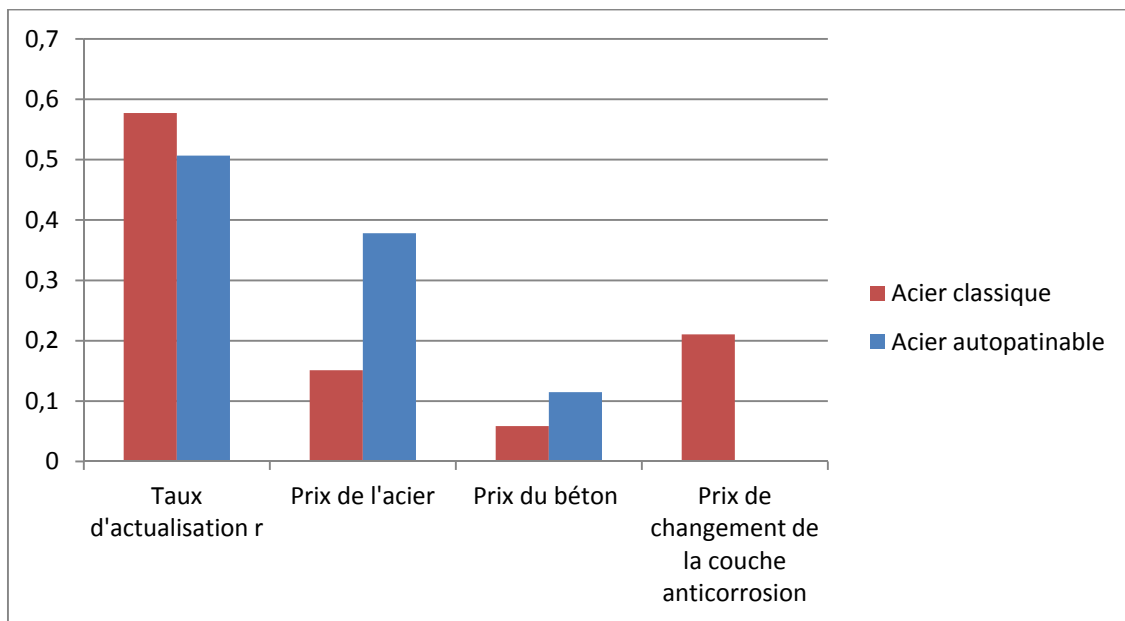


Figure 1.22. Indices de Sobol pour le coût au gestionnaire.

#### 1.4.4.3 Axe environnemental

Les indices de Sobol sont présentés ici pour une des catégories d'impact : le potentiel de changement climatique. Celui-ci, exprimé en kilogrammes équivalent CO<sub>2</sub>, correspond au rapport entre l'absorption accrue infrarouge due à l'émission instantanée de 1kg de la substance et celle due à une émission équivalente de dioxyde de carbone, intégrée sur une durée de 100 ans. Les indices de Sobol sont présentés à la Figure 1.23.

On constate que d'après le modèle, l'essentiel des incertitudes est lié à l'incertitude sur l'intensité du trafic ainsi que le dimensionnement de la route, qui conditionne la courbe débit-vitesse, représentée par le paramètre  $V_{trafic}$ . Les émissions de CO<sub>2</sub> liées à la production de l'acier et du charbon participent également à l'incertitude du résultat, mais dans une moindre mesure. On attire l'attention sur le fait que le résultat repose sur la supposition d'une incertitude de 20% pour les émissions de gaz à effet de serre, lors de la production de l'acier

et du béton. Etant donné le manque de données statistiques significatives sur les rejets de gaz à effet de serre des usines de production sur un territoire, des conclusions fermes sont impossibles et il convient d'être très prudent sur les résultats obtenus. Les résultats peuvent toutefois faire l'objet d'une interprétation : les émissions liées à la congestion du trafic croissent de manière exponentielle avec l'intensité du trafic, en raison d'effets de saturation, tandis que les incertitudes liées aux rejets de gaz à effet de serre influent de manière linéaire sur le résultat. Pour cette raison, dans le cas d'une étude locale d'un ouvrage, les efforts pourront se porter sur l'estimation plus précise des conditions de trafic.

Si l'on compare les indices des variantes 1 et 2, on constate à nouveau que la phase de production participe plus à l'incertitude des impacts pour la solution avec acier autopatinable, tandis que les indices liés à la vie en service participent plus à l'incertitude de l'impact pour la solution avec acier traditionnel.

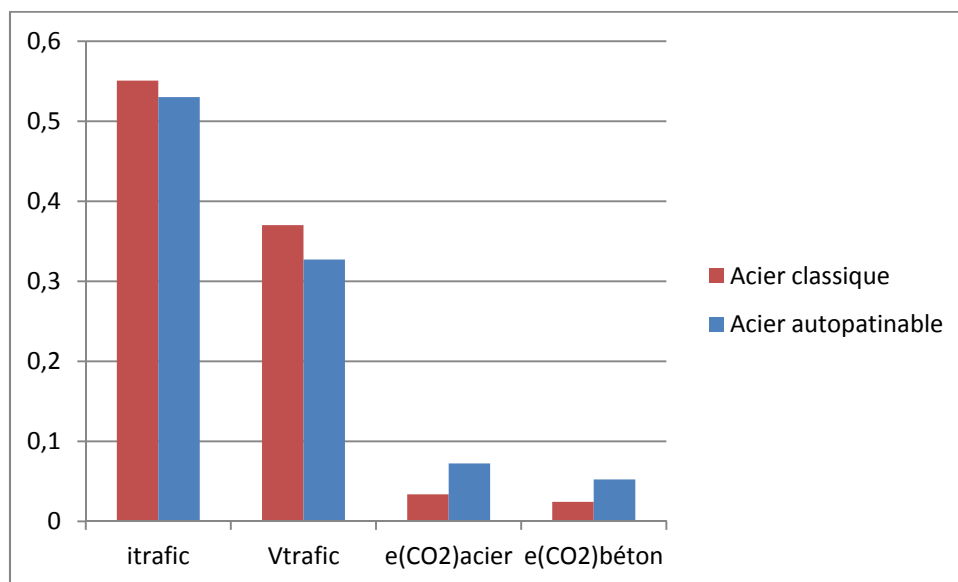


Figure 1.23. Indices de Sobol pour le potentiel de changement climatique.

#### 1.4.4.4 Axe sociétal

L'impact sociétal de l'ouvrage est, dans notre étude, exclusivement dû à la gêne aux usagers résultant de la congestion du trafic pendant les périodes de maintenance du pont. Aussi, les paramètres influant l'impact environnemental sont tous liés au modèle de trafic. La Figure 1.24 montre les indices de Sobol pour les différents paramètres. On constate que l'étude permet de distinguer des paramètres dont l'incertitude est déterminante dans l'incertitude du résultat, et d'autres paramètres dont l'incertitude a un impact négligeable. Ainsi, parmi les

différents paramètres envisagés, l'incertitude provient principalement des paramètres  $i_{trafic}$ ,  $V_{trafic}$ , du taux d'actualisation et de la proportion de véhicules des catégories 1 et 3.

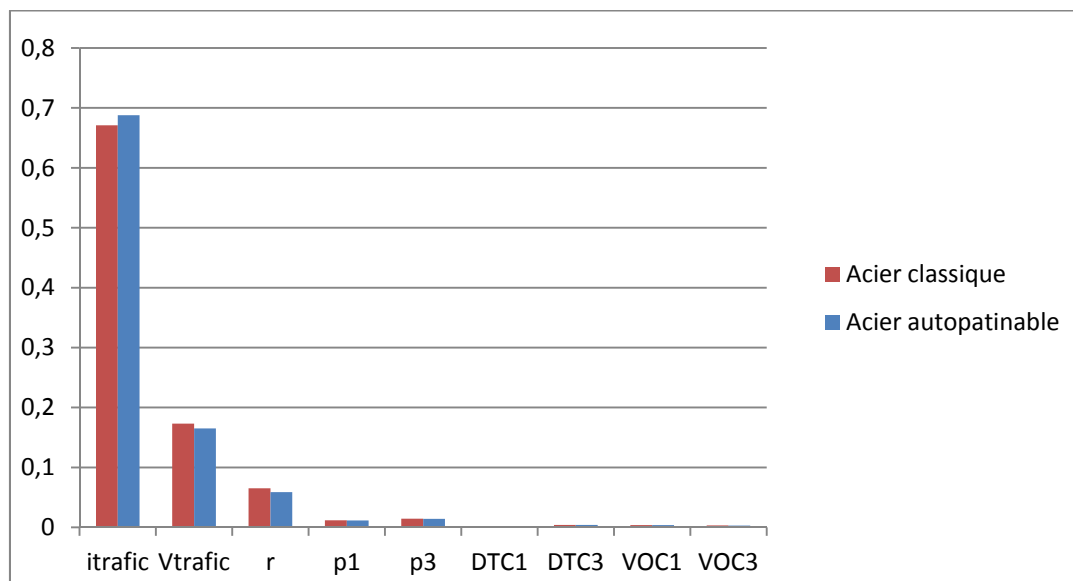


Figure 1.24. Indices de Sobol pour la gêne aux usagers.

## 1.4.5 Visualisation de la propagation d'incertitudes

### 1.4.5.1 Axe économique

La Figure 1.25 montre la propagation de l'incertitude du coût de l'ouvrage au gestionnaire en fonction du temps. La valeur médiane est représentée par un trait plein, tandis que les valeurs des premier et troisième quartiles sont représentées en pointillés, ce qui permet de connaître la dispersion du résultat. Les valeurs médianes correspondent aux valeurs de l'étude déterministe du Paragraphe 1.2.5. L'année 0 correspond à la construction de l'ouvrage, tandis que l'année 100 correspond à la fin de vie. La solution avec acier autopatinable est plus chère à la construction, mais les courbes de coût se croisent au bout d'une trentaine d'années, en raison de la maintenance supplémentaire de la protection anticorrosion pour la solution avec acier traditionnel. Avec la modélisation des incertitudes des paramètres choisis, le fuseau interquartile montre une dispersion d'environ 10% autour de la valeur médiane, pour chacune des variantes. Les fuseaux formés par les intervalles interquartiles des deux variantes ne se recoupent pas en fin de cycle de vie. On peut considérer que ceci constitue un critère pour dire que la différence de coût est significative, au regard des incertitudes du résultat.

Il est également intéressant de visualiser l'évolution des indices de Sobol au cours du temps. Dans les Figures 1.22 à 1.24, les indices de Sobol ont été calculés pour la totalité du cycle de vie. On peut également les calculer pour les 25 premières années, les 50 premières années et les 75 premières années du cycle de vie. Les courbes obtenues pour chacune des variantes sont présentées aux Figures 1.26 et 1.27. On constate que l'incertitude liée aux prix des matériaux de construction diminue au fil du temps, car d'autres coûts s'additionnent. D'autre part, les incertitudes liées au taux d'actualisation et au prix de changement de la couche anticorrosion augmentent au cours du temps.

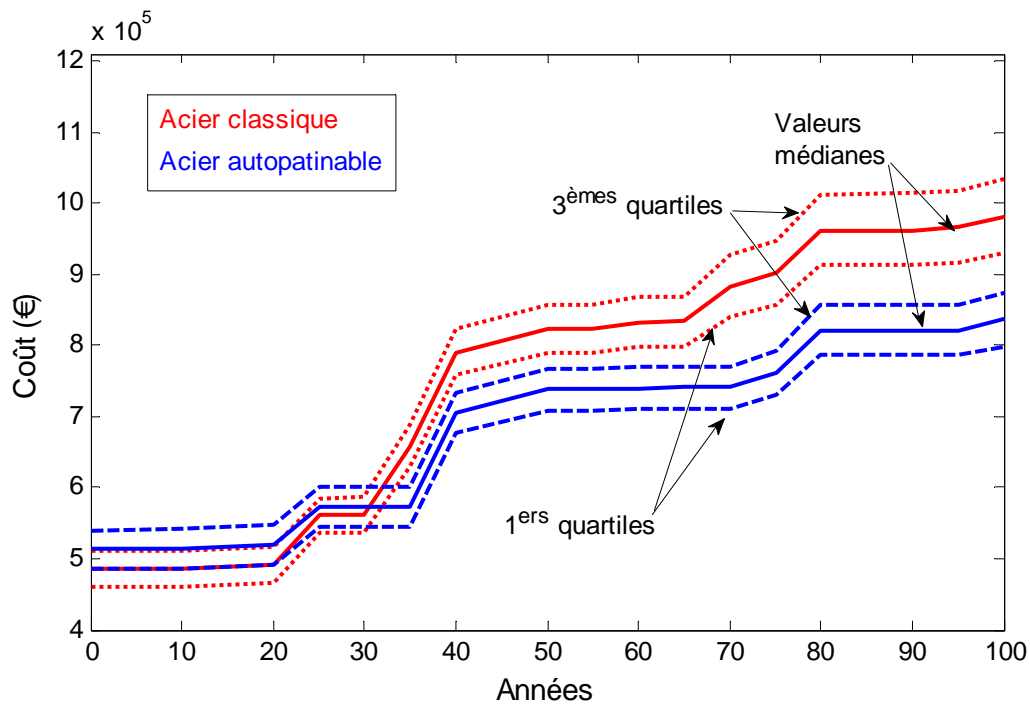


Figure 1.25. Propagation des incertitudes sur le coût au gestionnaire, pour les variantes 1 et 2.

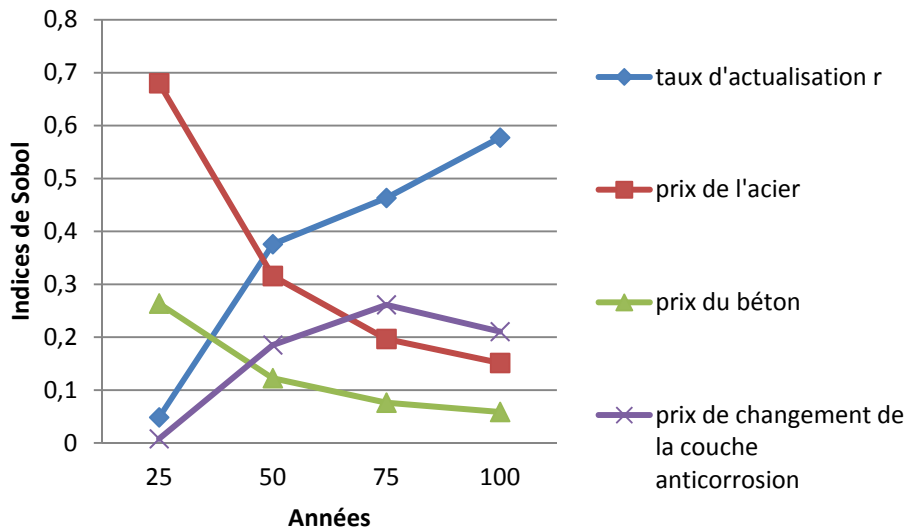


Figure 1.26. Evolution des indices de Sobol avec le temps (acier classique).

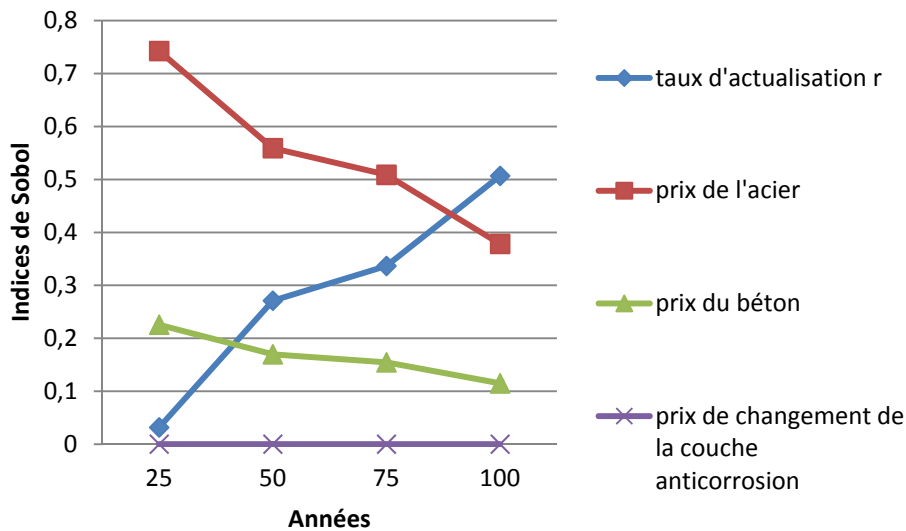


Figure 1.27. Evolution des indices de Sobol avec le temps (acier autopatinable).

### 1.4.5.2 Axe environnemental

#### *Potentiel de changement climatique*

La Figure 1.28 montre l'évolution du potentiel de changement climatique généré par l'ouvrage en fonction des années de service. Ici encore, les valeurs médianes correspondent aux valeurs de l'étude déterministe du Paragraphe 1.2.5.

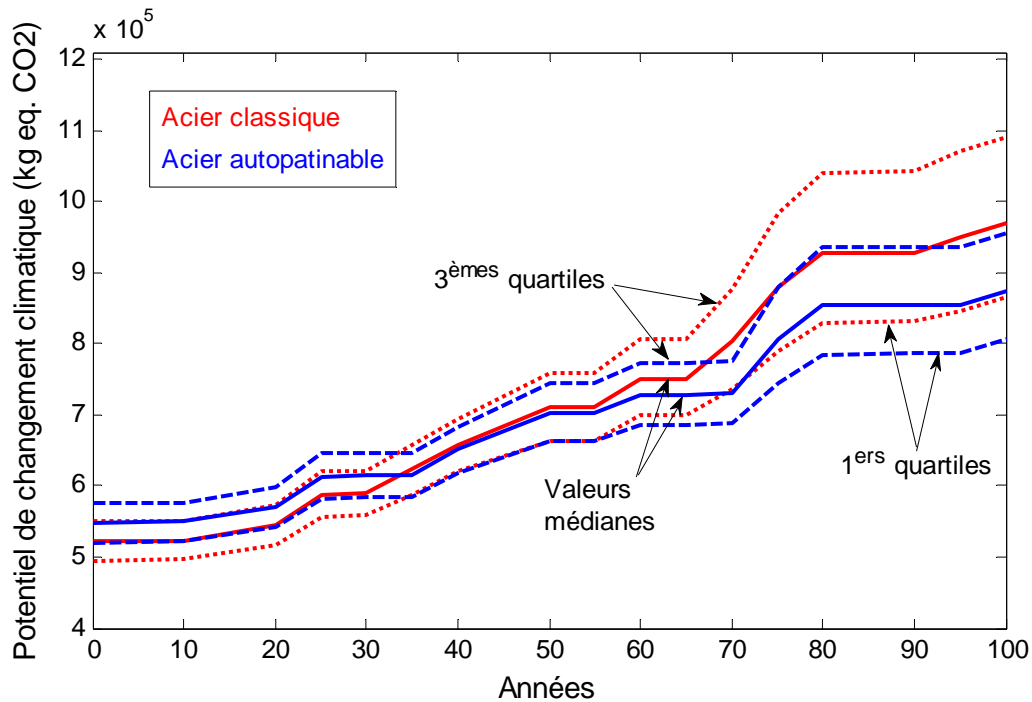


Figure 1.28. Evolution du potentiel de changement climatique en fonction du temps. Contrairement au cas du coût au gestionnaire, le potentiel de changement climatique présente une forte dispersion : celle-ci peut être imputée aux incertitudes sur la congestion du trafic. L'écart médian de l'impact entre les deux variantes est de l'ordre de 11%, mais les fuseaux interquartiles se recoupent largement.

#### *Autres impacts*

L'évolution des impacts I1 (consommation des ressources énergétiques) et I8 (potentiel de destruction de la couche d'ozone stratosphérique) sont également présentés dans les Figures 1.29 et 1.30. Dans les deux cas, on constate que la partie majoritaire des impacts est due à la congestion du trafic pendant la vie en service. Les impacts se caractérisent également par une forte dispersion.

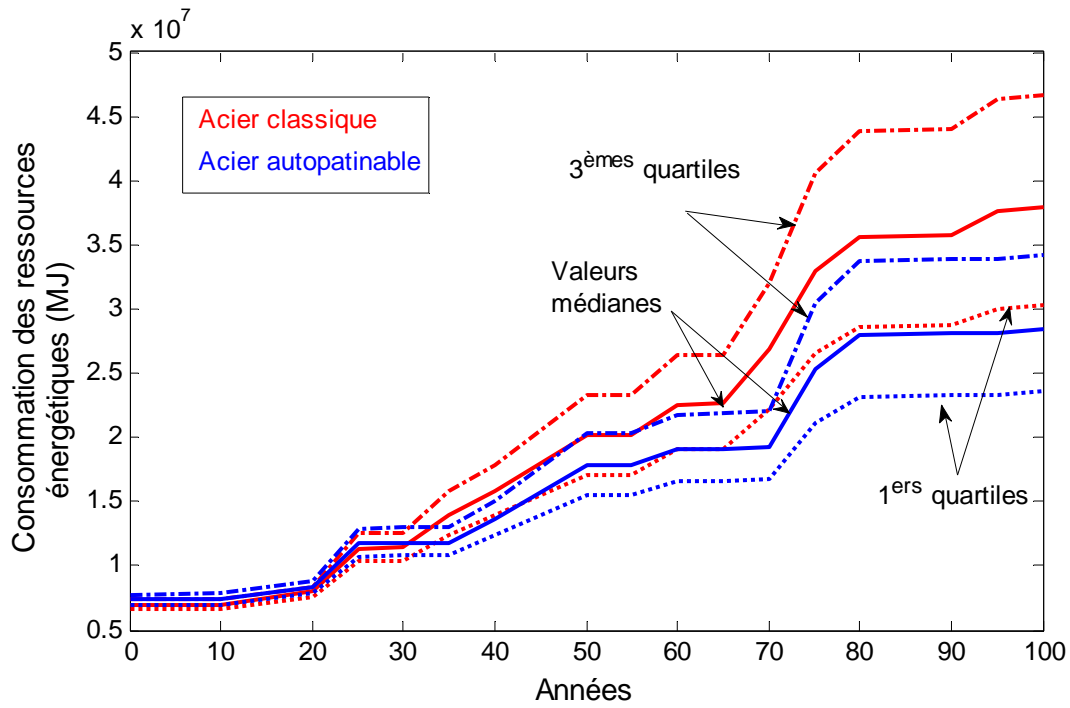


Figure 1.29 Evolution des consommations de ressources énergétiques.

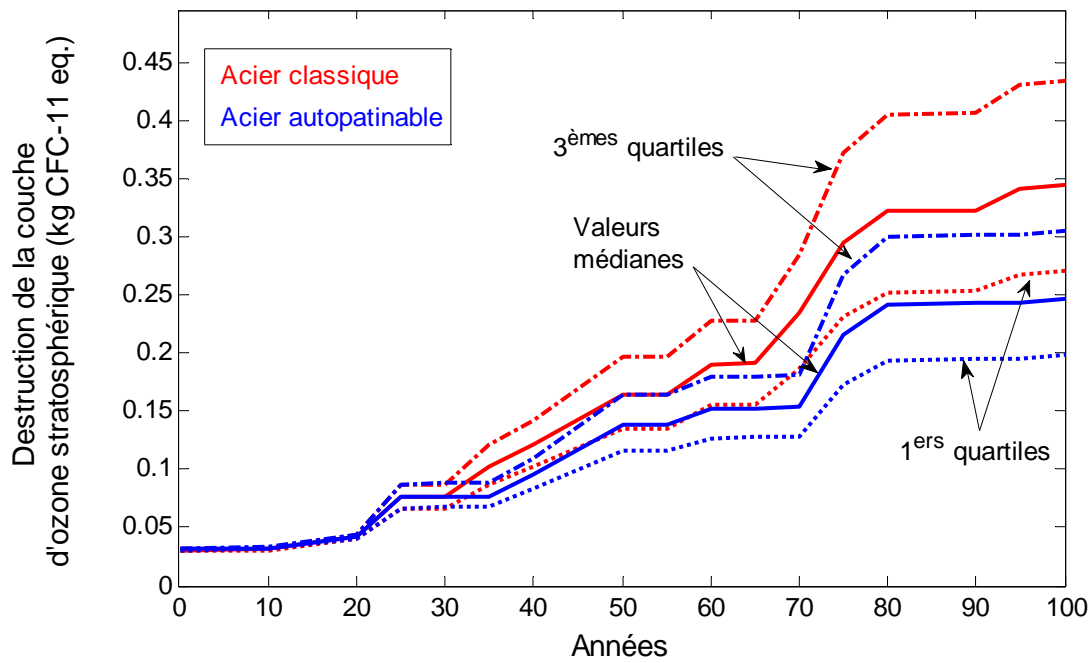


Figure 1.30. Evolution du potentiel de destruction de la couche d'ozone stratosphérique.

### 1.4.5.3 Axe sociétal

La Figure 1.31 indique la gêne aux usagers en fonction du temps. Celle-ci est nulle au moment de la construction de l'ouvrage et augmente au fur et à mesure des opérations de maintenance.

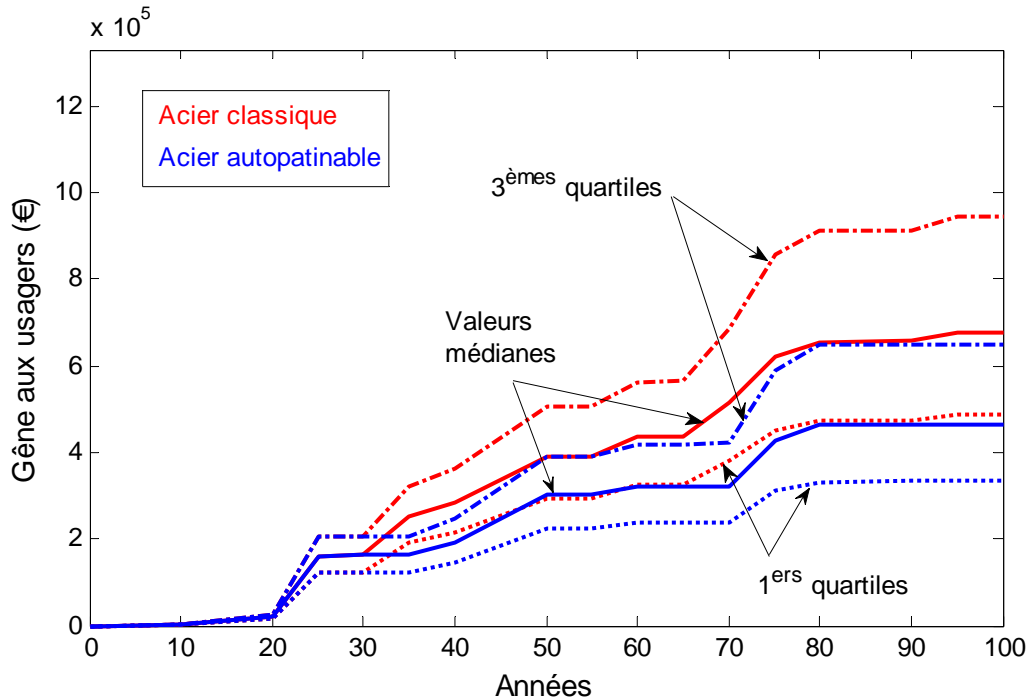


Figure 1.31. Evolution du coût aux usagers en fonction du temps.

On retrouve les résultats du Paragraphe 1.2.5 : le coût aux usagers est plus élevé pour la solution avec acier traditionnel, à partir du premier changement de la couche anticorrosion. On constate également une forte dispersion des résultats, avec deux fuseaux qui se recoupent largement. Si l'on considère la valeur médiane, la solution avec acier autopatinable a un impact inférieur de 30%.

### 1.4.6 Discussion

La méthode proposée dans ce chapitre permet, lors de l'utilisation d'un modèle d'analyse de cycle de vie, de déterminer les principales sources d'incertitudes. La visualisation de la propagation d'incertitudes permet de voir si une différence entre deux solutions technologiques est significative par rapport aux différentes incertitudes. Il a notamment été montré que selon les axes étudiés (économique, environnemental ou sociétal), les intervalles interquartiles peuvent se recouper ou être disjoints.



Par ailleurs, la visualisation de l'évolution du coût au gestionnaire ou d'un impact environnemental ou encore de la gêne aux usagers, peut aider le maître d'ouvrage à prendre conscience de l'importance des opérations de maintenance dans la bonne gestion de l'ouvrage.

Ici, l'arbitrage est de choisir une solution moins onéreuse à la fabrication et nécessitant plus de maintenance ou bien d'investir dans une solution plus coûteuse qui permet de se passer de certaines opérations de maintenance. Ainsi, une lecture plus facile du rôle de la maintenance et de la déconstruction, avec une fourchette basse et haute, peut aider le maître d'ouvrage à prendre les bonnes décisions au moment de la construction.

Il est évident que la méthode décrite ci-dessus ne peut nullement se substituer au jugement du maître d'ouvrage ou à l'expertise métier. Tout d'abord, le nombre de paramètres d'étude a été limité et le choix des paramètres étudiés présente forcément une part d'arbitraire. De manière générale, il s'agit de choisir des paramètres pertinents en fonction des objectifs de l'étude, puis de voir leurs importances respectives dans l'incertitude du résultat.

Une seconde limite est liée à certains aspects non pris en compte : selon les catégories d'impact environnementaux choisies, certains impacts échappent à l'analyse. Citons par exemple les déchets de la couche anticorrosion : ce sont des déchets dangereux qui doivent être stockés dans des centres spéciaux, ce que ne prend pas en compte l'analyse de cycle de vie, car les catégories choisies différencient seulement les déchets radioactifs et les déchets non-radioactifs. D'autre part, les choix des maîtres d'ouvrage dépendent souvent des caractéristiques locales des ouvrages, propres au chantier. Encore une fois, citons le cas de la couche anticorrosion et un retour d'expérience de chantier du pont de la Mulatière et d'un second pont en aval sur le Rhône, dans la région Lyonnaise. Selon l'organisation de la structure en acier, différents procédés peuvent être employés pour enlever la couche de peinture usagée :

- l'abrasion par projection de grenailles métalliques : après avoir retiré la couche de peinture, il est possible de séparer les déchets de peinture de la grenaille qui est ensuite réutilisée. En conséquence, la quantité de déchets est limitée à environ 1,5 kg par mètre carré de surface d'acier ;

- l’abrasion par projection de sable : cette technique peut être utilisée lorsque l’organisation de la structure en acier ne permet pas d’utiliser la projection de grenaille. La quantité de déchets est beaucoup plus importante, de l’ordre de 6 kg par mètre carré de surface d’acier. Ces déchets doivent être stockés dans un centre agréé ;
- le décapage à l’eau ultra-haute pression : en cas d’impossibilité à utiliser des grenailles, il est possible d’utiliser cette technique, plus sobre en émission de déchets.

Un des deux ponts a pu bénéficier de la technique de projection de grenaille. Pour l’autre pont, l’organisation de la structure en acier ne permettait pas son emploi. En raison du surcoût trop important de la technique d’eau ultra-haute pression, la technique utilisant du sable a été employée, générant dans le cas de ce chantier 1200 tonnes de déchets dangereux. Dans la mesure où le retour d’expérience n’est pas suffisant pour que ces aspects soient pris en compte dans les études d’analyse de cycle de vie, ce genre de décision relève de l’expérience du maître d’ouvrage et de la connaissance du chantier.

Une autre difficulté pour l’étude des incertitudes est la difficulté à trouver des informations fiables sur l’incertitude des paramètres d’entrée. Le but de l’analyse de l’incertitude est, en cas d’information incomplète sur un paramètre, d’étudier les conséquences sur le résultat de l’étude. Cependant, en cas de manque d’information sur la valeur d’un paramètre, il est parfois également difficile d’estimer l’incertitude de ce paramètre.

Comme perspective d’amélioration, il serait pertinent de mieux prendre en compte des corrélations entre les variables. Les variables ont toutes été supposées indépendantes, à part pour la courbe débit-vitesse, où l’on a supposé une dépendance linéaire de trois paramètres. Ainsi, le prix du béton et de l’acier ont été supposés indépendants. De même, le coût de différents équipements du pont n’ont pas été considérés, car leur prix est négligeable devant le prix d’achat du béton et de l’acier. En revanche, si le prix de différents équipements est corrélé, il se peut que l’influence sur l’incertitude du résultat soit non négligeable. En particulier, pour les paramètres de coût, il est évident qu’il y a une corrélation non nulle, provenant de la situation économique du pays (inflation ...). Les travaux de Chastaing (2013) pourront notamment être considérés pour étudier la prise en compte des dépendances entre variables d’entrée.

L'extension de l'implémentation à des densités de probabilité quelconques, en passant par les fonctions de répartition inverses, est également envisagée. Encore une fois, l'apport ne sera significatif que si l'on connaît assez bien la dispersion des paramètres pour estimer avec une précision acceptable une densité de probabilité. Si la connaissance des incertitudes ne permet que déterminer un ordre de grandeur, l'utilisation de densités de probabilités adaptées de différentes formes peut paraître accessoire.

## 1.5 Conclusions

---

A l'heure où la France entre dans un vaste débat sur les transitions énergétique et écologique, la problématique de l'efficacité des stratégies de construction et de gestion des grandes infrastructures de génie civil, et en particulier des ouvrages d'art, revêt une importance majeure. Comment optimiser les consommations de matières premières, utiliser au mieux l'énergie, et de manière globale minimiser les impacts économiques, environnementaux, et sociétaux sont des questions d'actualité avec un enjeu extrêmement important. A l'échelle de la durée de vie en service des infrastructures, prendre aujourd'hui les bonnes décisions pour agir à court terme et anticiper le long terme est un défi pour les gestionnaires d'infrastructures. Il est donc essentiel de disposer de référentiels et de solutions techniques appropriées pour développer les capacités d'adaptabilité des infrastructures nouvelles.

Les études d'analyse de cycle de vie ont vocation à aider les maîtres d'ouvrage à choisir les solutions technologiques offrant les performances les meilleures possible, en prenant en compte l'ensemble du cycle de vie. En raison de la complexité du système étudié (un pont entier et ses interactions avec la société et l'environnement pendant une durée de 100 ans), il est évidemment difficile de garantir que les impacts calculés soient précis ou même justes. Il semble néanmoins important d'effectuer des estimations de ces impacts : tous d'abord, les impacts peuvent permettre au maître d'ouvrage de visualiser l'effet des actions réalisées au cours du cycle de vie, afin de ne pas décider en fonction de la seule construction de l'ouvrage. L'utilisation des indices de Sobol a permis de montrer que l'on pouvait séparer des paramètres dont l'incertitude a un rôle prédominant de paramètres avec un impact secondaire sur l'incertitude. Il a par ailleurs été montré comment la part de chaque paramètre dans l'incertitude globale peut évoluer au cours du temps.

Finally, the calculation of impacts can be used to compare several technological variants, which differ only in some elements or procedures. Thus, the estimation of uncertainties can focus on the parameters that will tip the balance in favor of one or the other of the two solutions. The estimation of uncertainties also allows for relativizing deterministic results, and if the input data are sufficiently reliable, to estimate a range of probable impact for the project.

In this perspective, it is relevant to have tools that allow the project owner to estimate the impact generated by the project, by entering certain parameters, as well as a high and low range. Such a solution must also allow for adaptation to the diversity of local situations, when a global study cannot take everything into account.



# **Chapitre 2**

## **Outils méthodologiques pour optimiser la gestion des ouvrages existants**

### **Préambule**

---

Ce chapitre présente le deuxième volet de l'axe d'étude sur « l'analyse économique, environnementale, sociétale, performantielle et l'optimisation des stratégies de conception/gestion sur le cycle de vie des structures ». L'objectif est de développer des méthodes et concepts pour aborder la question de l'optimisation des stratégies de gestion des ouvrages d'art existants. Cette gestion pouvant s'effectuer à plusieurs niveaux (ouvrage, réseau d'ouvrages, patrimoine), il convient d'adapter les outils méthodologiques en fonction de l'échelle souhaitée et de la qualité d'information disponible. Tel est l'objectif de cette action de recherche, menée essentiellement entre 2008 et 2012, et qui s'est basée sur (i) la poursuite et la valorisation des travaux initiés pendant ma thèse à travers l'animation depuis 2009 des opérations de recherche 11R082 sur la gestion des risques structuraux et 11R122 sur la maîtrise du cycle de vie des ouvrages au LCPC, puis à l'IFSTTAR, (ii) les collaborations dans le cadre du Projet National S3 et l'utilisation de modèles prédictifs précédemment développés dans le Projet National MIKTI, et (iii) les collaborations durant mon postdoctorat aux USA.

## 2.1 Introduction

---

Les infrastructures de transport qui permettent 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 le plus fonctionnel possible. Les ouvrages d'art présents sur un réseau de transport 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 tant sur le diagnostic que sur le pronostic de l'état de santé d'un patrimoine d'ouvrages d'art.

L'objectif de ce chapitre est de présenter deux types d'étude menés sur des ouvrages existants et qui ont eu pour but dans chaque cas d'optimiser la stratégie de gestion :

- dans le premier cas (Paragraphe 2.2), l'entité est un parc d'ouvrages dans sa globalité. Au niveau du patrimoine, la prise en compte des spécificités de chaque ouvrage peut difficilement être prise en compte, ce qui nécessite de manipuler des informations globales, parfois peu précises, mais permettant de donner une image globale du patrimoine, tout en prenant en compte différents types d'incertitudes liées au processus de dégradation et à la qualité de l'évaluation de la condition des ouvrages. La notation IQOA, déjà introduite dans le Paragraphe 1.3.1, en prenant en compte les notes par parties d'ouvrage pour un échantillon de 500 ouvrages, est utilisée dans ce chapitre mais à l'échelle globale de l'ouvrage (qui est par définition la moins bonne note de chacun des éléments constitutifs) et sur le patrimoine du réseau routier national soumis à l'inspection IQOA (environ 9000 ouvrages sont considérés dans ce chapitre pour l'analyse IQOA, Orcesi & Cremona 2011) ;
- dans le second cas (Paragraphe 2.3), c'est un ouvrage particulier pour lequel de l'information issue d'un suivi structural est accessible. L'enjeu est de proposer des outils prédictifs de la performance du système à partir d'un état actuel et une démarche d'optimisation en fonction des stratégies décisionnelles à la disposition des gestionnaires. A l'échelle individuelle des ouvrages, les diverses incertitudes, inhérentes au phénomène de dégradation structurale des ouvrages et à l'information issue de la surveillance structurale, peuvent être quantifiées à l'aide d'un cadre

probabiliste, et plus précisément à l'aide de la théorie de la fiabilité lorsqu'un mode de défaillance particulier est considéré. Les informations issues de la surveillance structurale peuvent actualiser la connaissance de la résistance de l'ouvrage, ou bien celle des sollicitations de cet ouvrage. L'objectif est alors d'actualiser la performance structurale sur la base des informations obtenues (Orcesi & Frangopol 2010, Richard et al. 2012, Okasha et al. 2012) et d'optimiser les stratégies de maintenance sur le long terme (Orcesi et al. 2010, Orcesi & Frangopol 2011(a-d)). Il est noté que ce chapitre ne détaille pas les concepts de base de la théorie de la fiabilité (Melchers 1999), le choix étant fait de montrer comment les caractéristiques issues de la théorie de la fiabilité ont été utilisées comme indicateurs de performance dans le but d'optimiser les stratégies de surveillance.

Ces deux cas donnent un aperçu des recherches sur l'optimisation des stratégies d'inspection et de maintenance depuis l'échelle des ouvrages d'art, des réseaux d'ouvrages d'art (Orcesi & Cremona 2010, 2011b) jusqu'au patrimoine dans sa globalité (Orcesi & Cremona 2009, 2011a).

## 2.2 Outils pour le pronostic de l'état d'un patrimoine d'ouvrages d'art

---

Dans le contexte de vieillissement du patrimoine d'ouvrage d'art associé à des budgets de maintenance contraints, la recherche des stratégies de gestion des ouvrages doit être effectuée en tenant compte d'indicateurs pertinents, afin d'allouer les crédits de façon optimale. Dans les systèmes de gestion les plus développés, les ressources budgétaires optimales sont allouées afin d'assurer une performance adéquate à l'ouvrage. En France, les systèmes de gestion d'ouvrages d'art ne permettent pas de déterminer de telles stratégies de maintenance, leur champ d'action se limitant à faire un inventaire du patrimoine et de son état, et au mieux à prédire son évolution dans le temps. Dans les deux cas, l'approche de ces systèmes de gestion d'ouvrages reste limitée. Une vision intégrée de la maintenance et de la gestion des ouvrages, incluant autant les aspects techniques, économiques que sociétaux est donc aujourd'hui plus que nécessaire afin qu'elle puisse s'inscrire dans une démarche d'optimisation.



Dans ce contexte, l'objectif de cette étude consiste à mettre au point un modèle de prédiction non pas 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 étudié ici est l'ensemble des ponts du Réseau national structurant soumis à l'inspection IQOA (Image Qualité Ouvrages d'Art). Cette étude, menée entre 2007 et 2009 a permis d'élaborer un modèle prédictif du patrimoine en partant de son état à l'année 2006 (Odent et al. 2008, Orcesi & Cremona 2008, Cremona 2008).

Le principe de la notation IQOA est de donner une note 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 le cas de l'analyse patrimoniale, dans la limite où les modèles existants ne sont pas pleinement caractérisés pour tout les types d'ouvrages/parties d'ouvrages et tous les modes de défaillance associés ; 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 infrastructures, des transports et de la mer afin d'apprécier les volumes financiers nécessaires d'une part pour maintenir globalement la qualité de son 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 routier non concédé géré par les services de l'Etat. 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'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. La suite de ce paragraphe détaille les différentes étapes de la démarche, en insistant notamment sur la validation des hypothèses liées à l'utilisation des chaînes de Markov, et en testant diverses stratégies de gestion.

## **2.2.1 Ajustement des matrices de transition à la cotation IQOA**

### **2.2.1.1 Principes 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 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 notes aux ouvrages suivant l'état dans lequel ils se trouvent. Il existe 5 notes possibles: 1, 2, 2E, 3, 3U. Les états correspondants sont explicités dans le Tableau 2.1.

Pour déterminer la note globale d'un ouvrage, les agents chargés de l'inspection disposent d'un guide qui répertorie tous les types de défauts connus et les notes à donner dans chacun des cas, la note globale du pont étant alors la plus mauvaise note donnée aux différents éléments. Les défauts entraînant la note 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.

Etat	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 2.1. Détail des classes IQOA.

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 note 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 structurale de l'ouvrage. Les amorces d'éclatement de parement sont également pris en compte dans la notation 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 structurale de l'ouvrage qui est examinée. Les défauts qui entraînent la note 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.

### 2.2.1.2 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 Tableau 2.2 issu des rapports d'enquêtes annuelles IQOA.

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 2.2. Types d'ouvrages.

Les résultats d'enquête pour chacun des ouvrages, entre 1996 et 2005, ont été regroupés dans une base de données. L'accès à l'évolution des notes par ouvrage sur une dizaine d'années a permis 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. La répartition en surface des ouvrages de chaque IQOA pour l'année 2006 est donnée à titre d'illustration dans la Figure 2.1 ; elle repose sur la seule prise en compte des ouvrages du Réseau National Structurant (RNS) en 2006 après transfert aux collectivités.

Les pourcentages de la Figure 2.1 tiennent compte d'une redistribution des ouvrages non évalués sur les classes 1, 2, 2E, 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.

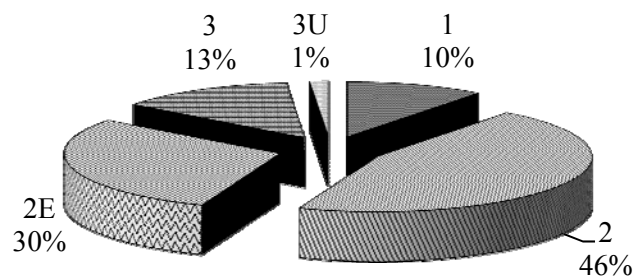


Figure 2.1. Répartition en 2006 de la surface des ouvrages dans chaque classe IQOA.

### 2.2.1.3 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 notes 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 a permis de réaliser une analyse des fréquences des séquences de transition entre états (STE). Pour une séquence STE qui regroupe trois résultats d'inspection (état futur/ état présent, état passé) avec un pas d'un an entre chaque évaluation, 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 présent/état futur" apparaît. Soit  $(m/i, j)$  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  $j$ ,  $\mathcal{P}(m/i, j)$ . 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 Tableau 2.3 regroupe quelques résultats pour diverses séquences d'états qui justifient a posteriori l'hypothèse de markoviannité.

Séquence STE	$\mathcal{P}(m/i, j)$
(2/2,1)	0.99
(2/2,2)	0.92
(2/2E,1)	0.010
(2/2E,2)	0.070
(2E/2E,1)	1.00
(2E/2E,2)	0.99
(2E/2E,2)	0.99
(2E/2E,2E)	0.97
(3/3U,1)	0.00
(3/3U,2E)	0.00

Tableau 2.3. Exemples de fréquences de transition.

Dans ce tableau, il peut être noté que les séquences (2/2E,1) et (2/2E,2) conduisent à des fréquences sensiblement différentes qui pourraient conduire à remettre en cause l'hypothèse. De même, les séquences (3/3U,1) et (3/3U,2E) 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.

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  $\Delta t$  peuvent être regroupés dans la matrice de transition  $\mathbf{P}$  suivante :

$$\mathbf{P}(\Delta t) = \begin{pmatrix} p_{1,1}(\Delta t) & p_{1,2}(\Delta t) & p_{1,2E}(\Delta t) & p_{1,3}(\Delta t) & p_{1,3U}(\Delta t) \\ p_{2,1}(\Delta t) & p_{2,2}(\Delta t) & p_{2,2E}(\Delta t) & p_{2,3}(\Delta t) & p_{2,3U}(\Delta t) \\ p_{2E,1}(\Delta t) & p_{2E,2}(\Delta t) & p_{2E,2E}(\Delta t) & p_{2E,3}(\Delta t) & p_{2E,3U}(\Delta t) \\ p_{3,1}(\Delta t) & p_{3,2}(\Delta t) & p_{3,2E}(\Delta t) & p_{3,3}(\Delta t) & p_{3,3U}(\Delta t) \\ p_{3U,1}(\Delta t) & p_{3U,2}(\Delta t) & p_{3U,2E}(\Delta t) & p_{3U,3}(\Delta t) & p_{3U,3U}(\Delta t) \end{pmatrix} \quad (2.1)$$

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  $\mathbf{q}(i) = (q_1^i \ q_2^i \ q_{2E}^i \ q_3^i \ q_{3U}^i)$ , où  $i$  est l'année considérée, les proportions peuvent être déterminées à partir de celles de l'année précédente par :

$$\forall i, \quad \mathbf{q}(i+1) = {}^t \mathbf{P} \mathbf{q}(i) \quad (2.2)$$

ou encore si la matrice de transition est stationnaire, à partir de l'année de départ dans le planning :

$$\forall i, \quad \mathbf{q}(i+1) = {}^t \mathbf{P}^{i+1} \mathbf{q}(0) \quad (2.3)$$

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'Equation 2.2 est à préférer avec une matrice  $\mathbf{P}$  évoluant dans le temps.

### 2.2.1.4 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'Equation 2.4 et illustré avec l'exemple de l'ouvrage 16060896547940 dans le Tableau 2.4 :

$$P(i, j) = \frac{\sum_{k=1}^{n_{i \rightarrow j}} S_{i \rightarrow j}^k}{\sum_{k=1}^{n_i} S_i^k} \quad (2.4)$$

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  $i$ .

Type d'ouvrage	Surface de l'ouvrage (en m <sup>2</sup> )	Année d'inspection	Note 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 2.4. Résultats d'inspection annuels pour l'ouvrage 16060896547940.

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 m<sup>2</sup> sont comptabilisés comme étant en 2 et restant en 2, 284 m<sup>2</sup> sont comptabilisés comme étant en 2 et passant en 3, 6×284 m<sup>2</sup> sont comptabilisés comme étant en 3 et restant en 3 et 284 m<sup>2</sup> sont comptabilisés comme étant en 3 et passant en 2E.

Cette analyse diffère largement des premières études réalisées dans (Odent et al. 1999, Orcesi & Cremona 2007). 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 (hypothèse d'ergodicité). L'accès à la base de données IQOA a permis de s'affranchir de cette hypothèse et de travailler directement sur les cotations réelles des ouvrages dans cette étude.

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 :

$$P = \begin{pmatrix} 0.829 & 0.147 & 0.022 & 0.002 & 0.00 \\ 0.017 & 0.916 & 0.058 & 0.009 & 0.00 \\ 0.007 & 0.075 & 0.894 & 0.018 & 0.005 \\ 0.003 & 0.037 & 0.080 & 0.872 & 0.008 \\ 0.014 & 0.028 & 0.112 & 0.085 & 0.761 \end{pmatrix} \quad (2.5)$$

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. Il est supposé que les termes sous la diagonale correspondent systématiquement à des actions de maintenance qui permettent de passer d'une classe donnée à la classe correspondante souhaitée. Inversement, tous les termes au-dessus de la diagonale sont censés traduire le phénomène de dégradation. Une réflexion supplémentaire pourrait porter sur l'incertitude associée à l'évaluation des ouvrages. On pourrait par exemple considérer que les termes juste sous et au-dessus de la diagonale sont liés à l'incertitude globale sur la notation dans une classe donnée et non au passage dans une autre classe. Cette réflexion pourrait constituer une perspective à l'étude présentée dans la suite de ce paragraphe.

## **2.2.2 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 paragraphes suivants détaillent les hypothèses de calcul à la base de l'ensemble des simulations présentées dans cette étude.

### **2.2.2.1 Coûts de réhabilitation et de maintenance**

Les prix de remise en état au  $m^2$  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 (Tableau 2.5).

Classe	Prix au m <sup>2</sup> actualisé en €TTC 2006
2	85
2E	249
3	335
3U	**433
*DR	***2265

\* DR : démolition – reconstruction  
\*\* prix au m<sup>2</sup> des 3U réparables  
\*\*\* prix moyen au m<sup>2</sup> des 3U réparables ou à démolir et reconstruire : 570 €

Tableau 2.5. Prix de remise en état au m<sup>2</sup> par classe.

Le coût surfacique de maintenance  $C_{ij}$  pour faire passer 1 m<sup>2</sup> 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 Tableau 2.6. Les Tableaux 2.5 et 2.6 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 Tableau 2.6.

Classe	Passage en 1 Prix au m <sup>2</sup> actualisé en €TTC 2006	Passage en 2 Prix au m <sup>2</sup> actualisé en €TTC 2006	Passage en 2E Prix au m <sup>2</sup> actualisé en €TTC 2006	Passage en 3 Prix au m <sup>2</sup> 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 2.6. Coûts de maintenance surfaciques.

En utilisant les pourcentages en surface dans chaque classe de la Figure 2.1 et les données du Tableau 2.6, le coût de remise à niveau (CRN) de la totalité du patrimoine en 2006 peut être évalué à 635 M€. Ce coût de remise à niveau représente le coût de maintenance et de réhabilitation qu'il faudrait envisager pour avoir tous les ouvrages notés « 1 ». Ce coût permet surtout d'avoir une image monétaire de la qualité du patrimoine chaque année en fonction des stratégies fixées.

### 2.2.2.2 Indicateurs de qualité cibles à quinze ans

La Direction générale des routes avait fixé en 2006 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 en 2006 et les valeurs cibles proposées par la Direction Générale des Routes sont regroupées dans le Tableau 2.7.

Indicateurs de qualité	Valeurs en 2006	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 2.7. Indicateurs de qualité actuels et cibles.

L'objectif de cette étude a donc été d'optimiser l'allocation des ressources financières annuelles afin d'atteindre les valeurs cibles du Tableau 2.7 à 15 ans. Par ailleurs, tous les calculs économiques montrés dans la suite de ce paragraphe sont réalisés avec un taux d'actualisation fixé à 0% (cf. Paragraphe 1.2.2).

### 2.2.3 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 2.5 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 Figure 2.2, et celle du budget total (pour les 14 prochaines programmations budgétaires) dans la Figure 2.3. Deux courbes supplémentaires sont présentées dans les Figures 2.4 et 2.5 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 du Tableau 2.7.

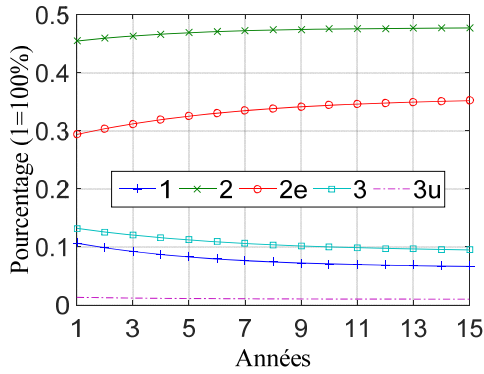


Figure 2.2. Evolution du patrimoine dans les 5 classes IQOA sur 15 ans.

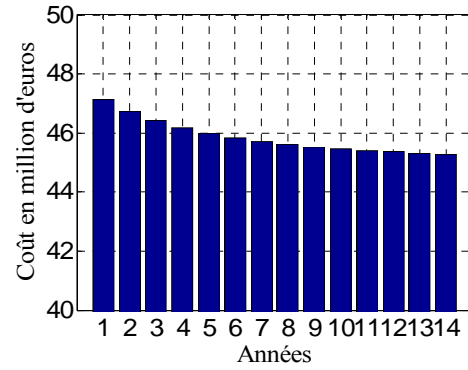


Figure 2.3. Evolution du budget annuel de maintenance.

Le budget nécessaire évolue relativement peu et reste voisin de 45,5 M€ en moyenne sur les 14 années de l'horizon d'analyse (Figure 2.3). Deux tendances se dessinent sur l'évolution des états (Figure 2.2) : les états 1, 3 et 3U diminuent légèrement au profit des états 2 et 2E qui voient leur proportion augmenter. En gardant la même politique (aucun effort supplémentaire n'est effectué), le coût de remise à niveau du patrimoine augmente (Figure 2.4). L'augmentation de ce coût traduit une dégradation de l'image globale du patrimoine qui reste cependant maîtrisée (augmentation de 7 M€ sur quinze ans).

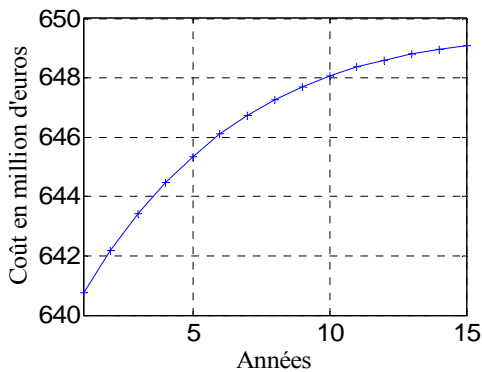


Figure 2.4. Evolution du coût de remise en niveau du patrimoine.

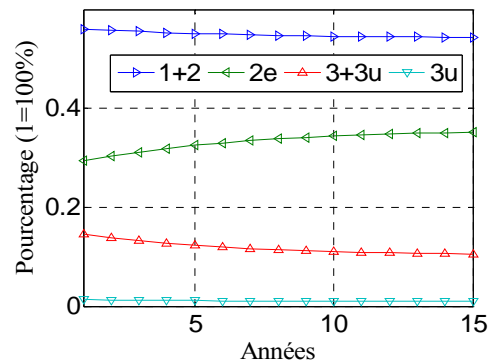


Figure 2.5. Evolution des indicateurs de qualité sur les quinze prochaines années.

Les évolutions des indicateurs de qualité  $I_3$ ,  $I_4$ ,  $I_5$ ,  $I_6$  (Figure 2.5) 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 conduisait donc à une dégradation du patrimoine visible sur l'évolution progressive du coût de remise à niveau. Il était 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 a donc été envisagée.

## 2.3 Optimisation des stratégies de gestion

### 2.3.1 Principe de l'optimisation

Les coûts (exprimés en surface) pour faire passer un m<sup>2</sup> d'ouvrage de la classe  $i$  à la classe  $j$ , présentés dans le Tableau 2.6, sont maintenant regroupés dans la matrice  $\mathbf{C}$  de l'Equation 2.6. Les actions d'entretien courant ne sont pas introduites dans cette étude, ce qui fixe les termes de la diagonale à 0.

$$\mathbf{C} = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 85 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 249 & 249 \times 0.9 & 0 & 0 & 0 \\ 335 & 335 \times 0.9 & 335 \times 0.8 & 0 & 0 \\ 2265 & 433 & 433 \times 0.8 & 433 \times 0.7 & 0 \end{pmatrix} \quad (2.6)$$

Pour tenir compte des différentes stratégies de maintenance qui peuvent être des actions préventives ou curatives, les matrices  $\mathbf{S}_i$ ,  $i=1, \dots, m$  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  $\mathbf{X}_j(i) = (x_{j1}^i \ x_{j2}^i \ x_{j2e}^i \ x_{j3}^i \ x_{j3u}^i)$  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  $\mathbf{q}$  à l'année  $i+1$  s'obtient donc à partir de celui à l'année  $i$  à l'aide de l'Equation 2.2. Dans cette équation, l'état annuel du patrimoine est déterminé en faisant la somme des états pour chacune des stratégies :

$$\mathbf{q}(i+1) = \mathbf{q}(i) \sum_{j=1}^m \begin{pmatrix} x_{j1}^i & & 0 \\ & \ddots & \\ 0 & & x_{j3U}^i \end{pmatrix} \mathbf{S}_j \quad (2.7)$$

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 :

$$C(j) = {}^t (c_{j1} \quad c_{j2} \quad c_{j2E} \quad c_{j3} \quad c_{j3U}) \quad (2.8)$$

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  $\alpha_k$ , 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 :

$$\begin{cases} \forall i=1 \dots n-1, \min_{X_j(i)} \sum_{j=1}^m \langle X_j(i), C(j) \rangle \text{ tel que :} \\ f(\alpha_k) \geq 0, \forall k=1, \dots, p \end{cases} \quad (2.9)$$

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'Equation 2.5. 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).

$$S_1 = \begin{pmatrix} 0.829 & 0.147 & 0.022 & 0.002 & 0.00 \\ 0.017 & 0.916 & 0.058 & 0.009 & 0.00 \\ 0.007 & 0.075 & 0.894 & 0.018 & 0.005 \\ 0.003 & 0.037 & 0.080 & 0.872 & 0.008 \\ 0.014 & 0.028 & 0.112 & 0.085 & 0.761 \end{pmatrix} S_2 = \begin{pmatrix} 0.829 & 0.147 & 0.022 & 0.002 & 0.00 \\ 0.017 & 0.916 & 0.058 & 0.009 & 0.00 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0.003 & 0.037 & 0.080 & 0.872 & 0.008 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \quad (2.10)$$

Le principe de la stratégie est explicité à la Figure 2.6 pour  $S_2$ . La position  $(i,j)$  des termes égaux à 1 dans la matrice détermine l'action de maintenance qui va faire passer de l'état  $i$  à l'état  $j$ .  $S_1$  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 est traitée de manière spécifique pour les transformer en classe 2.

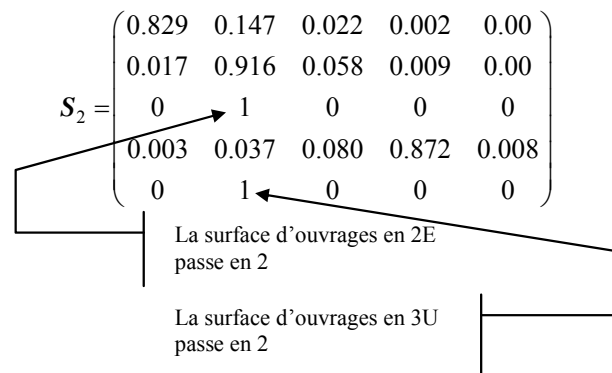


Figure 2.6. Explication de la stratégie  $S_2$

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 diverses contraintes fixées préalablement.

### 2.3.2 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 :

$$\begin{cases} \forall i = 1 \dots n-1, \min_{x_j(i)} \left| \sum_{j=1}^m \langle X_j(i), C(j) \rangle - B_a(i) \right| \text{ tel que :} \\ f(\alpha_k) \geq 0, \forall k = 1, \dots, p \end{cases} \quad (2.11)$$

dans lequel  $B_a(i)$  est le budget annuel et  $f$  est la fonction non linéaire traduisant les contraintes sur les variables  $\alpha_k$ , 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 de la façon suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \forall i = 1 \dots n-1, \min_{X_j(i)} \left( \sum_{j=1}^m \langle X_j(i), C(j) \rangle \right) \text{ tel que :} \\ \sum_{j=1}^m \langle X_j(i), C(j) \rangle \geq B_a(i) \\ f(\alpha_k) \geq 0, \forall k = 1, \dots, p \end{array} \right. \quad (2.12)$$

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  $I_3, I_4, I_5, I_6$  :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_3(k) \geq 55\% \\ I_4(k) \leq 30\% \\ I_5(k) \leq 15\% \\ I_6(k) \leq I_6(0) - \frac{(I_6(0) - 1\%)}{15} k \end{array} \right. , k = 1 \dots 15 \quad (2.13)$$

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. 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 comparés pour ces deux budgets. Les Figures 2.7(a-b) 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 stratégie  $S_2$  et donc la décroissance des surfaces classées en 2E et 3U. Les Figures 2.8(a-b) donnent le budget annuel nécessaire pour satisfaire l'ensemble des contraintes de l'Equation 2.13. 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 Figures 2.8(a-b) à la Figure 2.3). L'ensemble des pourcentages de stratégies  $S_1$  et  $S_2$  à appliquer chaque année ainsi que les budgets annuels correspondants pour chacune des classes 2, 2E, 3 et 3U est présenté aux Figures 2.9 à 2.13 pour un budget annuel de 52 M€ et aux Figures 2.14 à 2.18 pour un budget annuel de 54 M€.

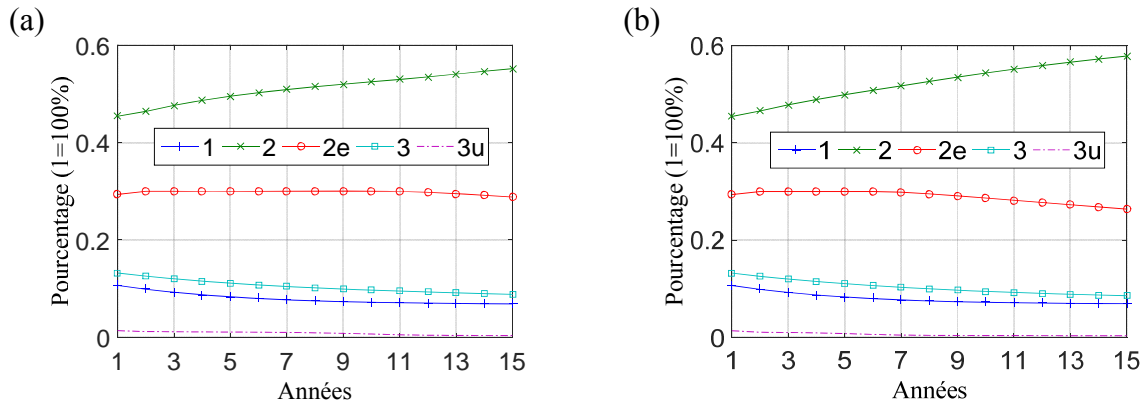


Figure 2.7. Evolution des états sur 15 ans pour un budget de (a) 52 M€ et (b) 54 M€.

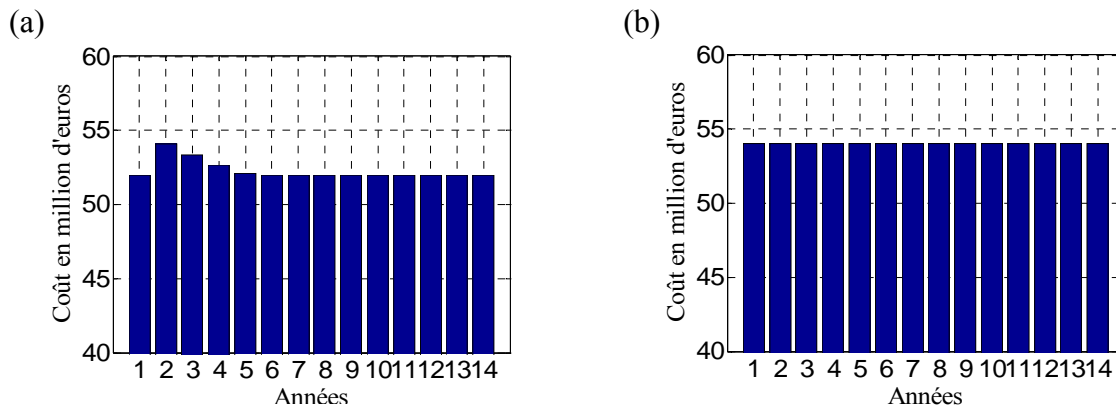


Figure 2.8. Evolution du budget annuel total de maintenance pour un budget minimal de (a) 52 M€ et (b) 54 M€.

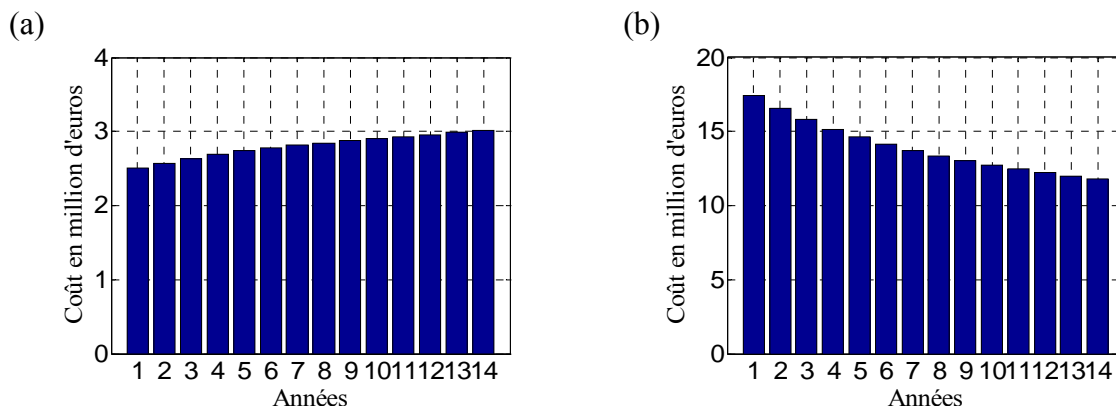


Figure 2.9. Evolution du budget annuel de maintenance pour les surfaces de classe (a) 2 et (b) 3 pour un budget minimal de 52 M€.

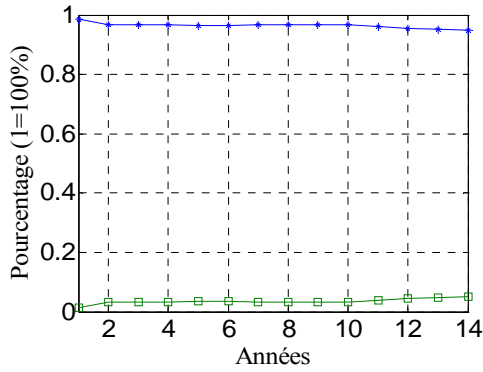


Figure 2.10. Evolution du pourcentage des stratégies  $S_1$  et  $S_2$  pour les ouvrages en 2E (budget minimal de 52 M€).

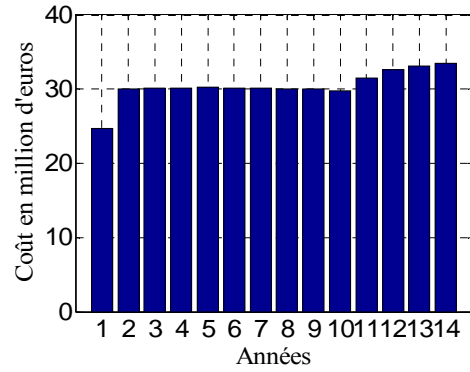


Figure 2.11. Evolution du budget annuel de maintenance pour les surfaces de classe 2E (budget minimal de 52 M€).

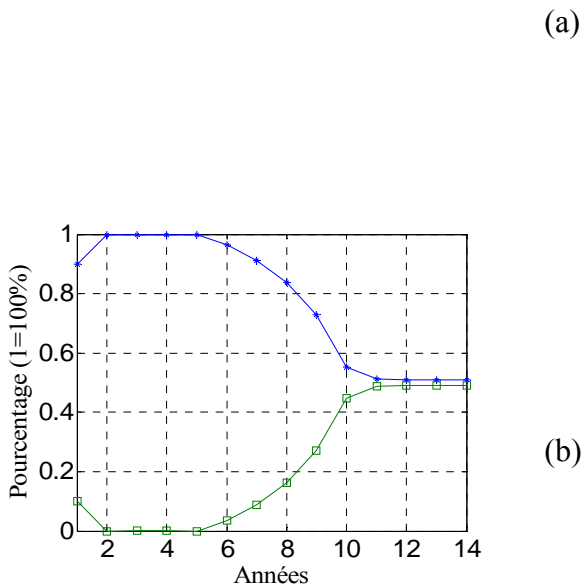
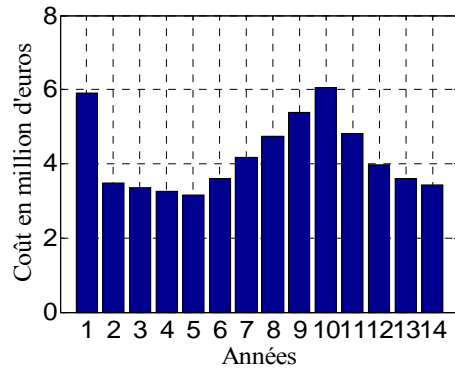


Figure 2.12. Evolution du pourcentage des stratégies  $S_1$  et  $S_2$  pour les ouvrages en 3U (budget minimal de 52 M€).

(a)



(b)

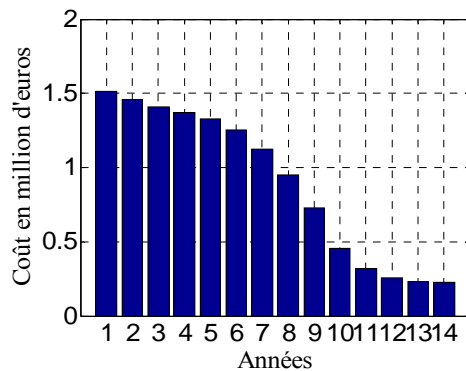
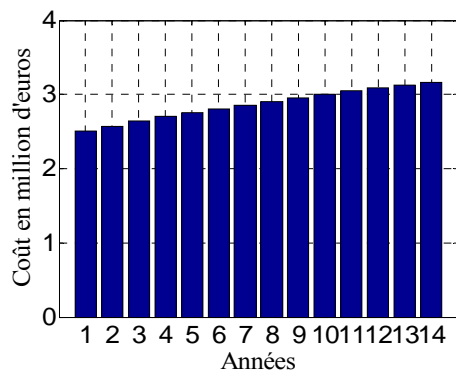


Figure 2.13. Evolution du budget annuel (a) de maintenance et (b) de démolitions reconstructions des surfaces en 3U (budget minimal de 52 M€).

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 Figure

2.11 alors qu'elle se produit à l'année 6 dans la Figure 2.16. De même, une augmentation sur sept années est visible à la Figure 2.13 entre 6 et 13 ans alors qu'elle a lieu sur 6 années entre les années 2 et 8 à la Figure 2.18. 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.

(a)



(b)

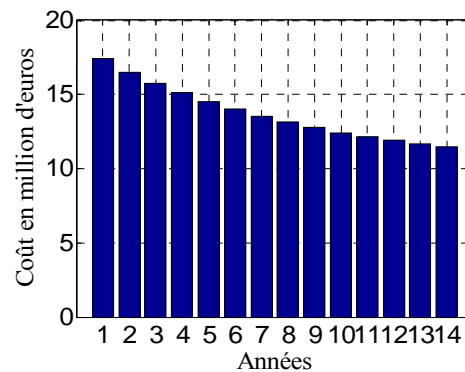


Figure 2.14. Evolution du budget annuel de maintenance pour les surfaces de classe (a) 2 et (b) 3 pour un budget minimal de 54 M€.

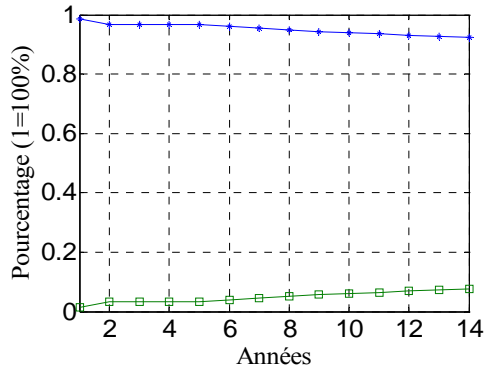


Figure 2.15. Evolution du pourcentage des stratégies  $S_1$  et  $S_2$  pour les ouvrages en 2E (budget minimal de 54 M€)

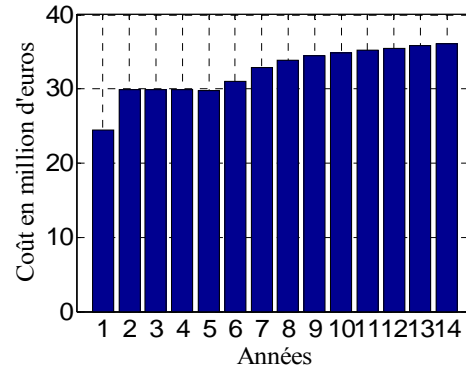


Figure 2.16. Evolution du budget annuel de maintenance pour les surfaces de classe 2E (budget minimal de 54 M€)

Les Figures 2.19(a-b) 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 l'image globale du patrimoine.

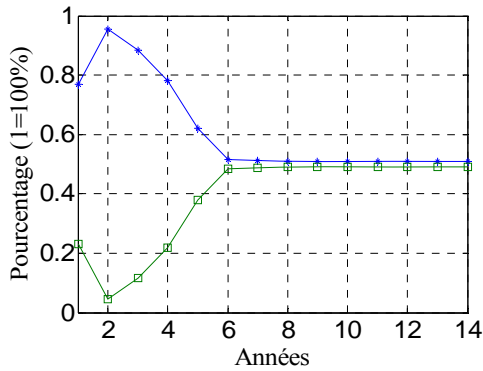


Figure 2.17. Evolution du pourcentage des stratégies  $S_1$  et  $S_2$  pour les ouvrages en 3U (budget minimal de 54 M€)

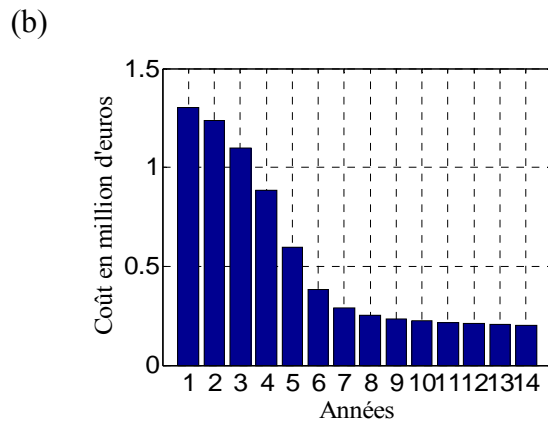
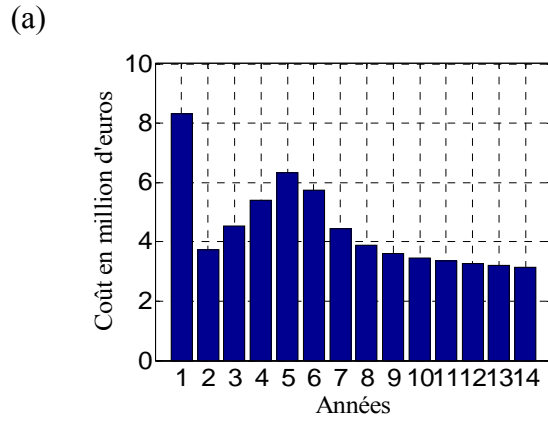


Figure 2.18. Evolution du budget annuel (a) de maintenance et (b) de démolitions reconstructions des surfaces en 3U (budget minimal de 54 M€)

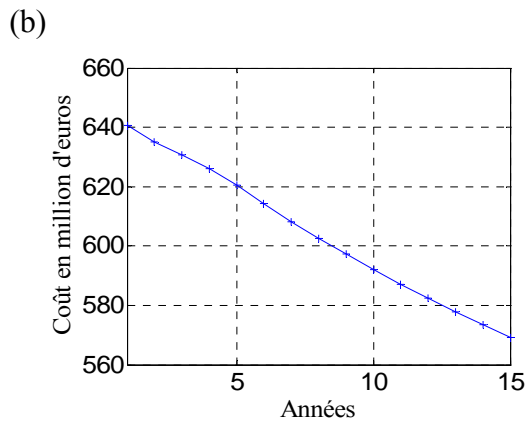
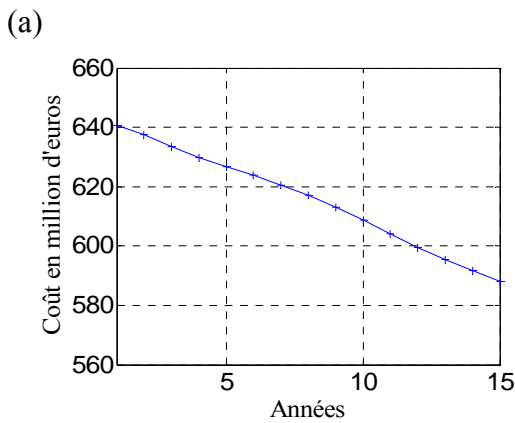


Figure 2.19. Evolution du coût de remise à niveau du patrimoine pour un budget minimal de (a) 52 M€ et (b) 54 M€.

Les indicateurs  $I_3, I_4, I_5, I_6$  sont également représentés aux Figures 2.20(a-b). 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'action de maintenance, ce qui contribue à l'amélioration des indicateurs.

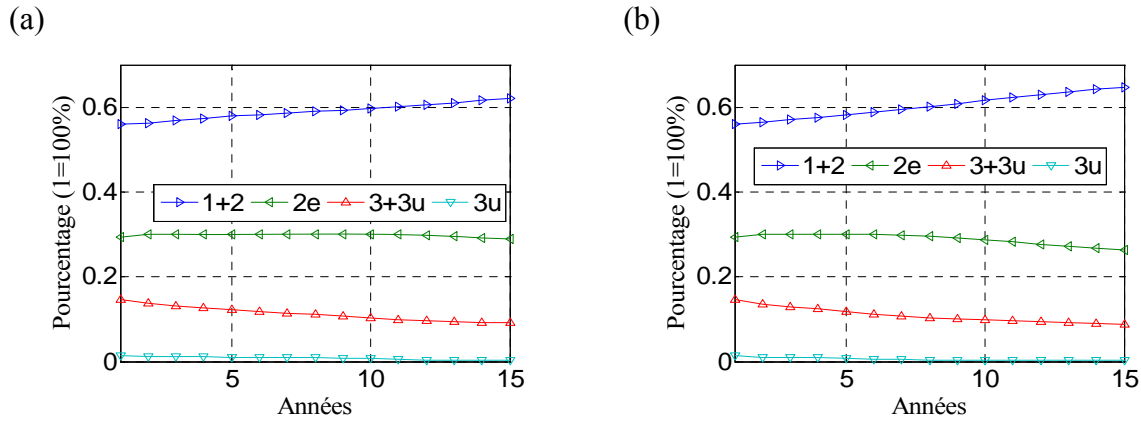


Figure 2.20. Evolution des indicateurs de qualité pour un budget annuel de (a) 52 M€ et (b) 54 M€.

### 2.3.3 Contraintes sur le coût de remise à niveau

Le problème d'optimisation est identique à celui de l'Equation 2.9, mais une contrainte supplémentaire, portant sur le coût de remise à niveau (notée CRN), est ajoutée. L'expression mathématique est donnée par :

$$CRN(k) = S_T \begin{pmatrix} q_2(k) \\ q_{2e}(k) \\ q_3(k) \\ q_{3u}(k) \end{pmatrix} C_r, \forall k = 1, \dots, 15 \quad (2.14)$$

dans laquelle  $C_r = {}^t(85€ \quad 249€ \quad 335€ \quad 433€)$  est le vecteur regroupant les coûts de remise à niveau par  $m^2$  et par classe, et  $S_T$  la surface totale des ouvrages. L'ensemble des contraintes d'optimisation se résume à :

$$\begin{cases} CRN(k) \leq CRN_0(k) \\ I_3(k) \geq 55\% \\ I_4(k) \leq 30\% \\ I_5(k) \leq 15\% \\ I_6(k) \leq I_6(0) - \frac{(I_6(0) - 1\%)}{15} k \end{cases}, k = 1 \dots 15 \quad (2.15)$$

dans laquelle  $CRN_0(k)$  est un plafond pouvant dépendre du temps.

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'Equation 2.15. Les évolutions des états sur 15 ans sont données dans les Figures 2.21(a-b) 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.

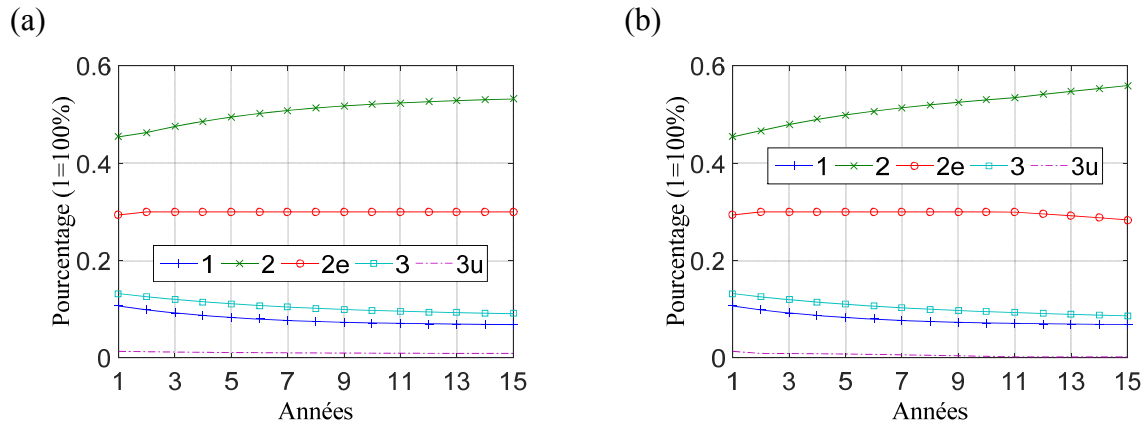


Figure 2.21. Evolution des états sur 15 ans pour un coût de remise à niveau plafond (a) fixe et (b) variable.

Le budget annuel de maintenance nécessaire augmente avec le plafond (Figures 2.22). Cette augmentation se justifie par le coût des actions supplémentaires à effectuer pour atteindre les objectifs.

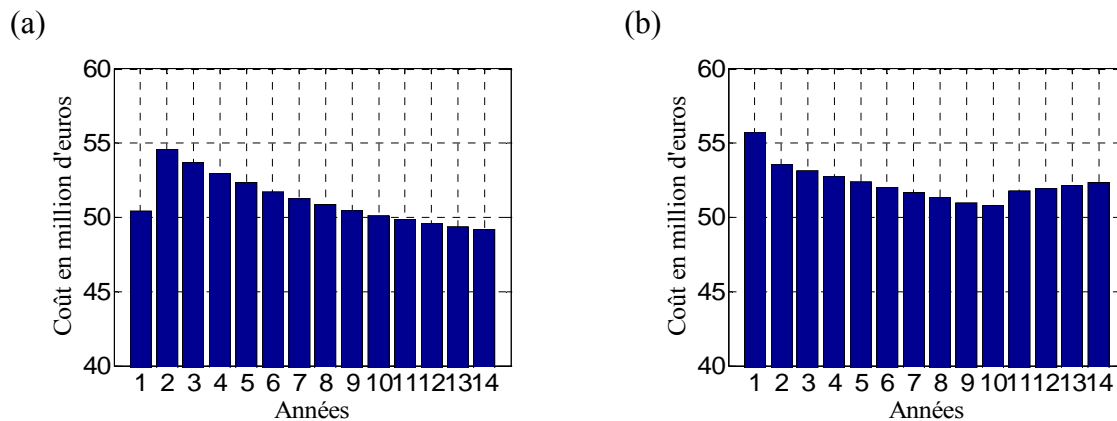


Figure 2.22. Budget annuel pour un coût de remise à niveau plafond (a) fixe et (b) variable.

Les Figures 2.23(a-b) donnent le coût de remise à niveau pour les deux situations. Il est intéressant de noter que 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  $I_3, I_4, I_5, I_6$  (Figure 2.24) 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.

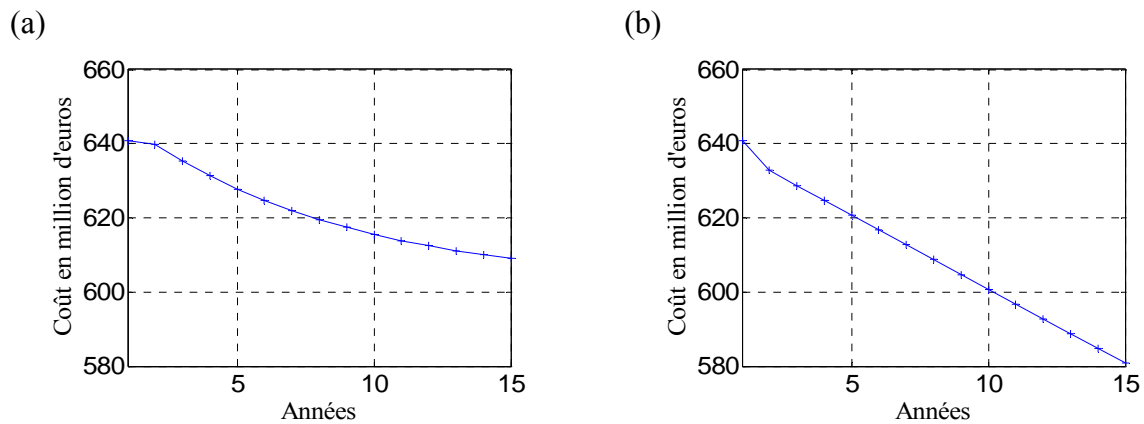


Figure 2.23. Evolution du coût de remise à niveau du patrimoine pour un coût de remise à niveau plafond (a) fixe et (b) variable.

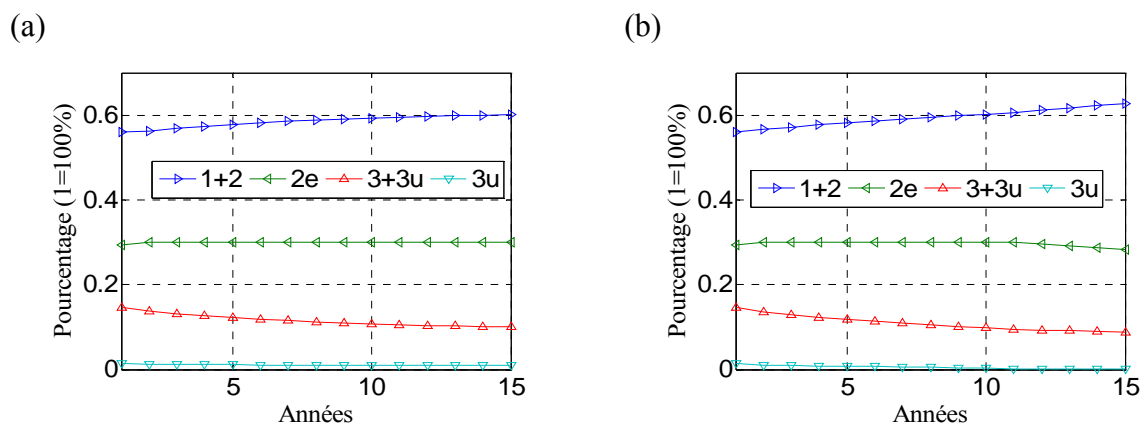


Figure 2.24. Evolution des indicateurs de qualité pour un coût de remise à niveau plafond (a) fixe et (b) variable.

### 2.3.4 Synthèse

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. 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.

L'originalité de ce travail est 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.

Diverses conclusions peuvent être tirées de cette étude :

- il convient d'être vigilant dans l'utilisation des données et d'effectuer des contrôles de cohérence des éléments de base souvent délicats à réaliser en raison de la taille considérable des bases de données utilisées. 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 ;
- l'hypothèse de Markoviannité peut être raisonnablement admise, mais mériterait une analyse statistique plus poussée que celle présentée dans ce chapitre ;
- 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 ;
- des politiques complémentaires à celles déjà en place peuvent être envisagées avec un tel outil afin d'optimiser une maintenance préventive.
- il serait très pertinent de comparer les prédictions à partir de 2006 avec l'image du patrimoine en 2015 afin d'actualiser les plannings de maintenance pour atteindre les objectifs à long terme. L'outil développé ne serait plus restreint à une simple



justification de demande de crédits de maintenance supplémentaire mais aurait une réelle finalité d'apprécier dans le temps l'allocation optimale des ressources budgétaires pour la gestion d'un patrimoine.

## 2.4 Outils pour le pronostic de la performance des ouvrages pris individuellement

---

Ce paragraphe illustre la réflexion sur l'optimisation et la rationalisation des actions de maintenance sur un ouvrage particulier, en incluant notamment les résultats d'inspection et de surveillance. L'objectif est d'intégrer l'information issue de la surveillance structurale dans un processus de prise de décision en évaluant in fine la performance future dans le cadre d'une analyse de coûts de cycle de vie.

### 2.4.1 Etude du pont de Saint-Vallier

Dans le cadre d'une réflexion sur le comportement des assemblages soudés des ouvrages mixtes construits avant l'application des règles de calcul à la fatigue de 1985, un ouvrage construit en 1971 et présentant au calcul à la fatigue un important dépassement d'étendue de contrainte par rapport à l'étendue des contraintes admissibles, avait été instrumenté en 2004. Cet ouvrage, le pont de Saint-Vallier, permet à la RD 86C, assurant la liaison entre la Drôme et l'Ardèche, de franchir le Rhône.

#### 2.4.1.1 Essais réalisés

Des essais de chargement statiques et dynamiques ont été réalisés et la réponse structurale de l'ouvrage sous trafic réel a été enregistrée pendant quatre mois entre août et novembre 2004 (comptage et pesage). L'enjeu majeur de cette instrumentation était de vérifier le comportement en fatigue de l'ouvrage et d'estimer l'étendue de contrainte des différents cycles de chargement. L'instrumentation consistait en des jauges de déformation positionnées à des endroits clés pour comprendre la réponse de l'ouvrage à différents types de chargements et estimer la durée de vie en fatigue restante. L'accès aux données enregistrées par les différents capteurs est une opportunité de montrer comment utiliser l'information obtenue dans le cadre d'une surveillance structurale. L'objectif de cette étude est d'élaborer un modèle de prédiction à partir de l'information obtenue in situ pour calibrer les plannings d'inspection optimales, sur la base de cette information.

L'instrumentation du pont Saint-Vallier consistait à implanter des jauges sur la semelle inférieure des deux poutres principales (en faces supérieure et inférieure) ainsi que sur les parties horizontales des profilés constituant l'entretoise. L'implantation des jauges est précisée dans les Figures 2.25 et 2.26 (cf. Leconte (2004) pour une présentation détaillée des capteurs et des systèmes d'acquisition utilisés).

### Position des charges sur le tablier pour les mesures statiques

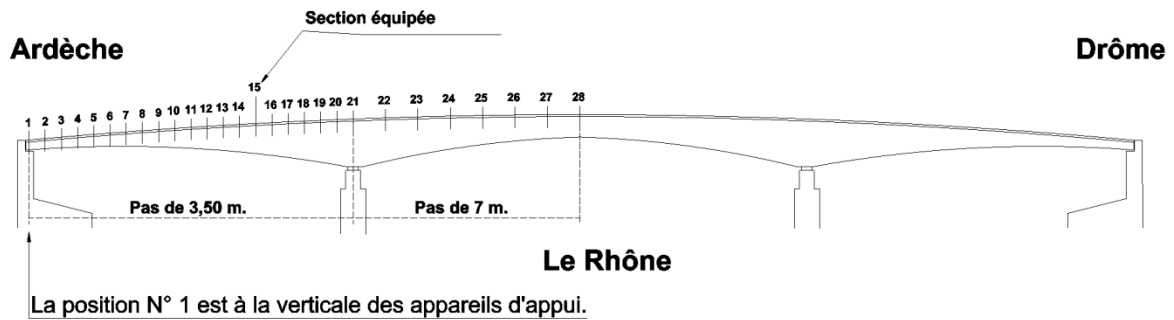


Figure. 2.25. Vue globale de l'ouvrage et de la section équipée (adapté de Leconte (2004)).

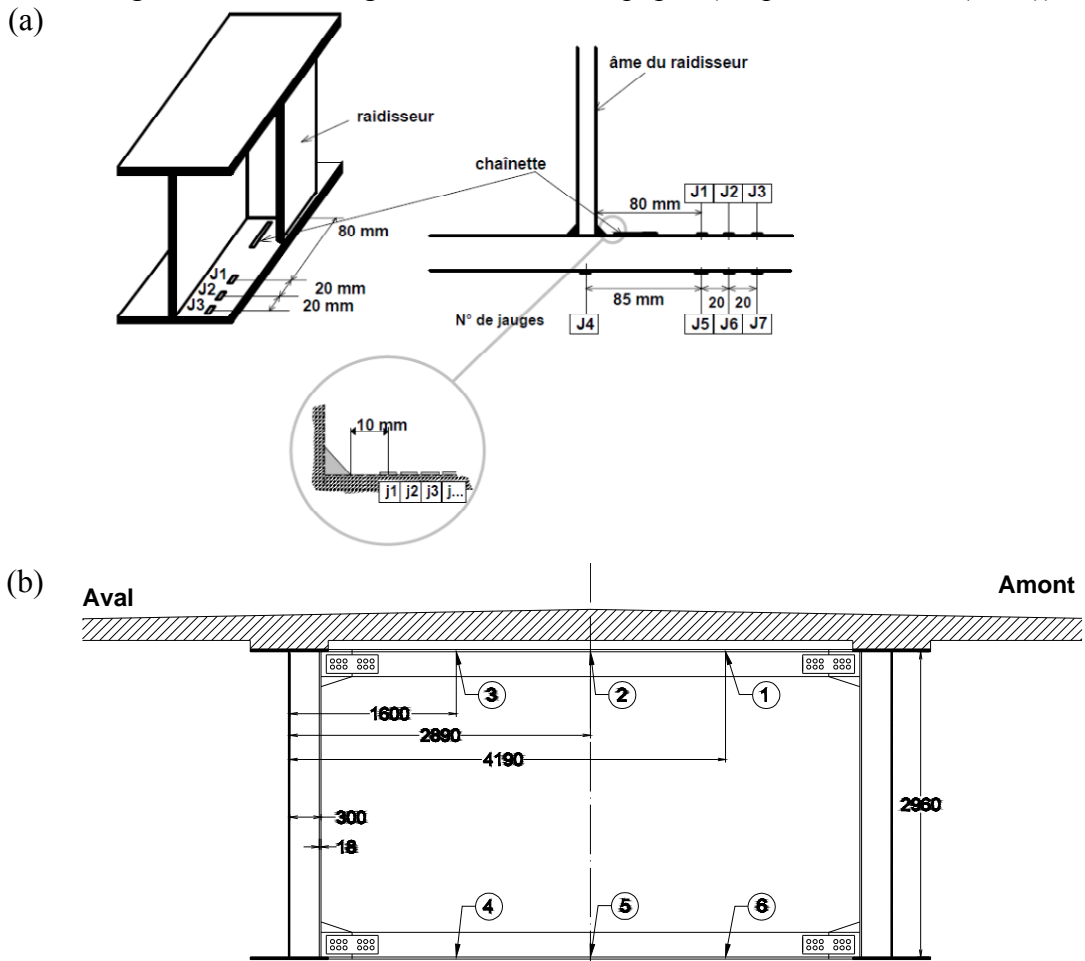


Figure. 2.26. Schéma d'implantation des jauges (a) sur la semelle inférieure des poutres principales, et (b) sur l'entretoise (adapté de Leconte (2004)).

Sur la culée rive droite et hors de l'ouvrage, la chaussée était équipée de boucles de comptage et de capteurs d'analyse de trafic. Dans chaque voie de circulation, une boucle magnétique de comptage de véhicules a été noyée dans la chaussée, associée à un capteur piézo-électrique permettant, après étalonnage, de peser la charge de chaque essieu venant le comprimer (Figure 2.27). Associé à cet ensemble de capteurs, un système informatique analysait les différents signaux pour identifier le type de véhicule, son poids par essieu et sa vitesse au droit de la station de mesure. Enfin, le traitement des signaux issus de la boucle et du capteur était réalisé en temps réel par une station SAFT 2000 (Station d'Analyse Fine du Trafic).

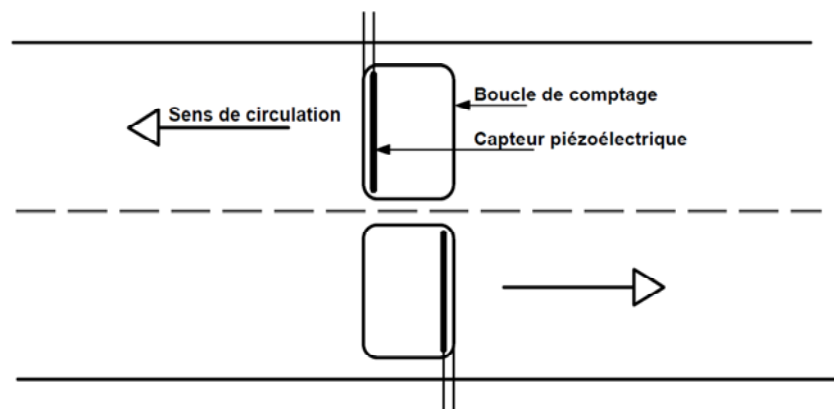


Figure. 2.27. Implantation des boucles de comptage sur la chaussée (adapté de Leconte (2004)).

Les résultats de l'étude de trafic, issus des enregistrements continus à l'aide de CASTOR-LCPC, et utilisés dans la suite de cette étude, sont fournis dans les Figures 2.28 et 2.29. Un tri a permis de ne conserver que les informations provenant des véhicules de plus de 3,5T sur une période de six jours (entre fin mars et début avril 2012). Ces résultats se présentent dans les Figures 2.28a et 2.28b sous la forme d'un histogramme permettant de visualiser le nombre de cycles associé à chaque étendue de variation de contraintes pour les jauges J4 amont et aval, respectivement. Les étendues de variation de contraintes sont classées avec un pas de 0,5 MPa. Par ailleurs, les dépassements de niveaux (DDN) sont visualisés dans les Figures 2.29a et 2.29b, pour les jauges J4 amont et aval, respectivement. Les DDN permettent de comptabiliser le nombre d'instant où des valeurs positives des effets sont franchies en croissant, et des valeurs négatives en décroissant. Un tel 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.

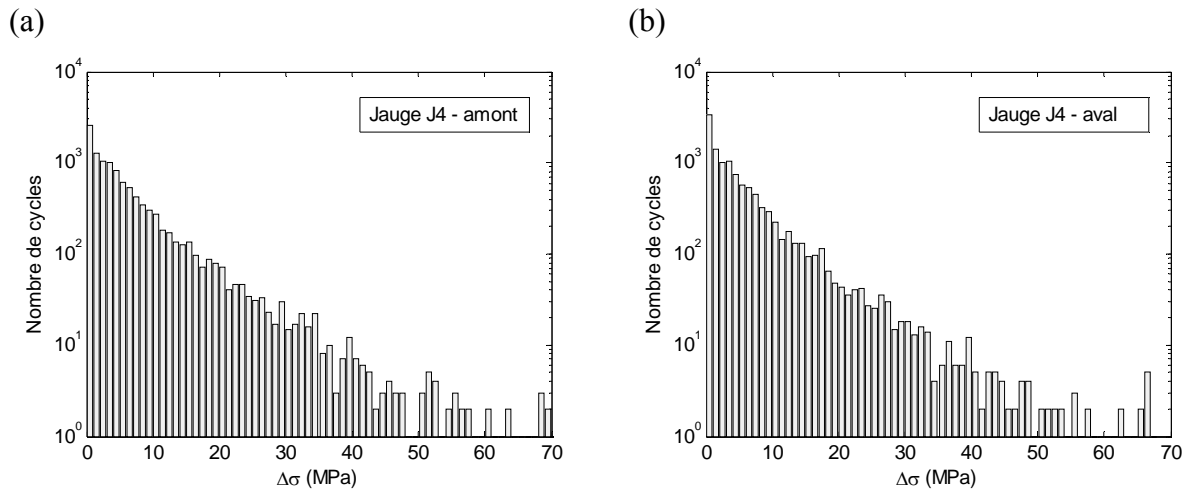


Figure. 2.28. Histogrammes des cycles de contrainte pour la jauge J4 (a) amont, et (b) aval.

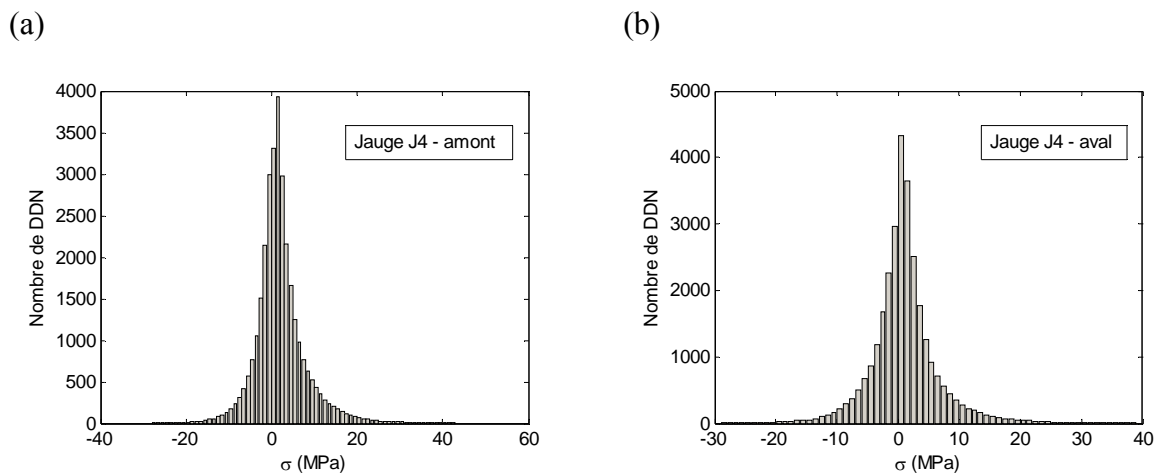


Figure. 2.29. Histogrammes des DDN pour la jauge J4 (a) amont, et (b) aval.

### 2.4.1.2 Objectifs de l'étude

L'objectif de cette étude est d'intégrer les informations issues de la campagne d'instrumentation réalisée sur le pont de Saint-Vallier dans une analyse sur le cycle de vie de l'ouvrage afin de déterminer les futures stratégies d'inspection. Il est noté que la démarche proposée, illustrée dans cette étude avec le pont de Saint-Vallier, peut être considérée à la fois pour un ouvrage neuf ou pour un ouvrage ancien. Dans le premier cas, le but de la méthode est de déterminer les stratégies d'inspection de l'ouvrage dès sa conception. Dans le deuxième cas, le but peut être d'accompagner le choix de maintenance le plus approprié à un certain moment de la vie de l'ouvrage avec un certain niveau de dégradation. Il est noté que cette étude s'appuie sur les concepts et méthodologies développés dans le projet national MIKTI (2010).

## 2.4.2 Modélisation de la fissuration par fatigue de détails soudés - Analyse fiabiliste

### 2.4.2.1 Fatigue des assemblages soudés

La durée de vie d'un élément de structure caractérise sa capacité à résister à la fatigue qui est définie par le nombre de cycle d'étendues de contrainte conduisant cet élément à la ruine.

Les assemblages soudés présentent de petits défauts inhérents conduisant sous sollicitations à l'apparition de microfissures. Les principaux facteurs qui influencent leur croissance et leur propagation sont :

- les nombres de cycles et les étendues correspondantes de contrainte nominale correspondantes (sollicitations = action),
- la géométrie et l'exécution des assemblages (structure = résistance),
- les effets dynamiques (EN 1993-1-9).

La géométrie et l'exécution des assemblages sont caractérisées par la notion de catégorie des détails d'assemblage (SETRA, 1996) qui caractérise la résistance en fatigue à 2 millions de cycles.

Le processus de fatigue comprend trois étapes (Schive, 1984):

- l'initiation de la fissure ou phase d'amorçage d'une fissure microscopique (après  $N_i$  cycles),
- la propagation (après  $N_p$  cycles),
- la défaillance (après  $N_d = N_i + N_p$  cycles).

Ces cycles ne sont endommageant que si les variations d'étendues de contraintes dépassent certaines amplitudes. La contribution de chaque cycle à l'endommagement (Miner, 1945) permet d'estimer simplement la durée de vie de l'assemblage.

Cependant les aléas nombreux du phénomène d'endommagement par fatigue (cycles d'amplitudes variables, géométrie ou qualité de la soudure, la nature des contraintes) conduisent à privilégier un modèle probabiliste permettant notamment de tenir compte des mesures d'inspection (Cremona 2001, 2003).

Le modèle le plus classiquement retenu pour décrire la propagation d'une fissure est la loi cinétique de Paris. Mais la loi de Paris ne distingue pas les cycles endommageants et non endommageants. Sous le seuil de variation d'intensité de contrainte  $\Delta K_{th}$ , la fissure ne se

propage pas. Le modèle modifié de la référence (Cremona, 1996, 1997) introduit une fonction de correction  $G(a)$  qui permet cette nuance :

$$\frac{da}{dN} = C \left( Y(a) M_k(a) S \sqrt{\pi a} \right)^m G(a) \left( \frac{2E(S)}{\sqrt{\pi}} \right)^m \Gamma \left( 1 + \frac{m}{2} \right) \quad (2.16)$$

$$G(a) = 1 - \frac{1}{\Gamma \left( 1 + \frac{m}{2} \right)} \gamma \left( 1 + \frac{m}{2} ; \frac{1}{2} \frac{(\Delta K_{th})^2}{\left( \sqrt{\frac{2}{\pi}} E(S) Y(a) M_k(a) \sqrt{\pi a} \right)^2} \right) \quad (2.17)$$

où  $a$  est la profondeur de fissure,  $C$  et  $m$  sont deux paramètres du matériaux,  $E(S)$  est la moyenne du processus d'étendue de contrainte,  $\Gamma(.)$  et  $\gamma(.,.)$  sont respectivement les fonctions Gamma et Gamma incomplète,  $N(t) = v_0 t$  est le nombre de cycles à l'instant  $t$ . Il est noté que les étendues de contraintes sont supposées suivre une loi de Rayleigh et que l'approche de l'étendue de contrainte équivalente est appliquée (Cremona, 1996 ; Lukic 1999). Le facteur de correction de forme  $Y(a)$  est une fonction de la profondeur de fissure  $a$ , de la demi-longueur  $c$ , de l'épaisseur  $b$ , et de la largeur de la semelle  $d$  (Sedlacek & al., 1997). Le facteur de concentration de contrainte  $M_k(a)$  dépend non seulement de la profondeur de fissure  $a$ , mais aussi d'autres paramètres géométriques comme l'épaisseur  $b$ , la hauteur du cordon de soudure  $h$  et de son angle  $\theta$ . Ce facteur représente l'augmentation de contrainte à prendre en compte suivant le détail étudié. On utilise la solution classique d'Hobbacher (1993).

Pour déterminer la profondeur de fissure critique  $a_c$ , la règle R6 - ou règle des 2 critères – est utilisée (Milne et al, 1986, Lukic 1999). Il est ainsi possible d'appréhender simultanément la rupture ductile et la rupture fragile en séparant les composantes plastiques des composantes élastiques; La règle R6 n'est pas une formulation optimiste contrairement au choix arbitraire d'une profondeur de fissure critique telle qu'une demi épaisseur ou l'épaisseur totale de la semelle (Lukic 1999).

Cette règle prend en compte un facteur d'incertitude sur la ténacité, la température du matériau et la température de rupture à 28 jours. Ces 3 variables peuvent également recevoir une description probabiliste en entrant dans un calcul fiabiliste. Les détails quant à la mise en oeuvre de cette règle peuvent être trouvés dans (Lukic & Cremona, 2001) et (Kunz, 1992).

D'autres règles sont parfois proposées en liaison avec la forme de fissure (3D par ex., cf. Chryssanthopoulos & Righiniotis 2006).

#### **2.4.2.2 Principes du calcul de fiabilité**

Les méthodes de fiabilité, combinant mécanique de la rupture et analyse probabiliste, ont été initiées dans l'industrie pétrolière, en particulier les structures off-shore, ainsi que dans l'aéronautique et le matériel hautes pressions (Goyet & Maroini 1996, Schoefs & Labeyrie 1997, Labeyrie et al. 1998, Cremona 2005). Cette approche est appliquée depuis quelques années à la conception et à la maintenance des ouvrages d'art, comprenant notamment des assemblages soudés. Les méthodes de prévision en fiabilité sont fondées sur le calcul d'un indice représentant la probabilité d'un événement de se produire.

On cherche à estimer la probabilité qu'un élément de structure caractérisé par sa résistance  $R$  (essentiellement sa géométrie et ses matériaux) rencontre une défaillance sous une sollicitation  $S$ , la notion de défaillance étant arbitraire.

Ce que l'on peut traduire par l'expression  $G(U) = R - S = 0$ , où  $U$  représente les paramètres, aléatoires ou déterministes, caractérisant la structure et les sollicitations.

L'indice de fiabilité utilisé ici est l'indice d'Hasofer-Lind  $\beta$ . Il peut être vu comme la distance au point de défaillance le plus probable et caractérise ainsi la fiabilité d'un élément de structure (et par extension d'une structure : système en série ou en parallèle).

A titre de repère, un indice de fiabilité  $\beta=3.8$  tel que préconisé par l'Eurocode pour les ouvrages d'art dimensionnés à la fatigue correspond à une probabilité de défaillance  $P_f = 7.24 \times 10^{-5}$ , si  $G$  est linéaire en fonction des variables aléatoires avec  $P_f = \Phi(-\beta)$ , où  $\Phi$  est la fonction de répartition d'une variable aléatoire normale centrée réduite (Cremona 2005).

La probabilité de défaillance est une mesure globale déterminée par l'intégrale de la densité de probabilité conjointe des variables de base dans la zone de défaillance. L'évaluation de cette intégrale est d'autant plus difficile que la fonction d'état limite est non linéaire. Diverses méthodes peuvent être utilisées dont la plus précise mais aussi la plus lente est la méthode de Monte-Carlo. Dans la pratique, on préfère calculer l'indice de fiabilité par l'approche au premier ordre (méthode FORM pour First Order Reliability Method) est la plus employée, son coût de calcul étant essentiellement lié au nombre de variables aléatoire du modèle. C'est l'approche utilisée tout au long de cette étude. Une correction au second ordre (SORM) peut

affiner la recherche. La première étape consiste donc à définir une fonction marge de sécurité dont les paramètres sont des variables aléatoires (ou éventuellement déterministes) suivant des lois de probabilité appropriées. La seconde étape est la transformation des variables aléatoires non normales en variables aléatoires normales au moyen de la transformée de Rosenblatt. Une fois les variables de base transformées en variables normales centrées réduites, on recherche le point de fonctionnement sur la nouvelle surface de défaillance dans l'espace des variables transformées (Figure 2.30).

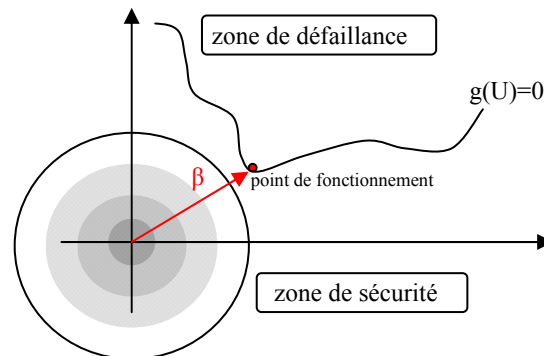


Figure. 2.30. Illustration de l'indice de fiabilité

L'indice de fiabilité est déterminé au travers du point de fonctionnement déduit par une minimisation de la distance sous une contrainte d'égalité traduisant l'appartenance à la surface de défaillance:

$$\beta = \min \sqrt{t \{u\} \{u\}} = \min \|\{u\}\| \quad (2.18)$$

sous la contrainte

$$g_U(\{u\}) = 0 \quad (2.19)$$

L'algorithme de Rackwitz-Fiessler (Rackwitz & Fiessler 1978 ; Abdo & Rackwitz 1990) est le plus couramment employé pour la résolution de ce problème de minimisation.

### 2.4.2.3 Types d'ouvrages, catégories de détail et variables d'états

Le pont de Saint-Vallier est un ouvrage mixte (béton et acier). Les assemblages sont de type soudure et se classent en différentes « catégories de détail », définies à partir d'essais en fatigue comme la résistance à 2 millions de cycles (elles varient de 36 MPa à 160 MPa). Les détails considérés entrent dans la catégorie de détail 90 MPa: attache transversale entre raidisseur et semelle de poutre. Pour un tel détail d'assemblage, la marge de sécurité décrivant la progression d'une fissure s'écrit (Cremona 1996, 1997):



$$M = \int_{a_0}^{a_f} \frac{dx}{G(x) \left( Y(x) M_k(x) \sqrt{\pi x} \right)^m} - C N(t) \left( \frac{2}{\sqrt{\pi}} E[S] \right)^m \Gamma \left( 1 + \frac{m}{2} \right) \quad (2.20)$$

La liste ci-dessous précise les variables participant à l'expression de la marge de sécurité.

Toutes peuvent être des variables aléatoires dont on précise la loi de probabilité adaptée associée. Une étude de sensibilité, via l'expression des coefficients partiels de sécurité (Lukic 1999), permet de restreindre le nombre de variables aléatoires dans l'analyse fiabiliste. L'influence des valeurs moyennes et de l'écart-type des variables aléatoires sur la durée de vie en fatigue est aussi précisée dans ces travaux (Lukic 1999 ; MIKTI 2010). Toutes les variables sont considérées ici comme étant aléatoires (hormis deux, déterministes et nulles) :

- $a_0$ , profondeur de fissure initiale; Loi lognormale.
- $a/c$ , forme de fissure; Loi lognormale.
- $v$ , nombre de cycles annuels; Loi normale.
- $m$ , paramètre de la loi de Paris; Loi normale.
- $\varepsilon_{[K_{IC}]}$ , erreur sur ténacité; Loi de Weibull.
- $s_Q$ , contraintes variables ; Loi de Gumbel des maxima (loi de valeurs extrêmes).
- $E[S]$ , étendue de contrainte; Loi normale.
- $\ln C$ , paramètre de la loi de Paris ; Loi normale.
- $\Delta K_{th}$ , seuil de variation du facteur d'intensité de contrainte; Déterministe (fixée à 0).
- $b$ , épaisseur de la semelle; Loi normale.
- $d$ , largeur de la semelle; Loi normale.
- $h$ , hauteur de cordon de soudure; Loi normale.
- $\theta$ , angle de cordon de soudure; Loi normale.
- $f_y$ , limite d'élasticité; Loi lognormale.
- $s_G$ , contraintes permanente; Loi lognormale.
- $s_S$ , contraintes résiduelles; Loi lognormale.
- $T_e$ , température de matériau; Loi de Gumbel des minima (loi de valeurs extrêmes).
- $T_{K28}$ , Température de rupture à 27J; Loi normale.
- $N_0$ , nombre de cycles d'initiation; Déterministe (fixée à 0).

Une variable aléatoire,  $a_f$ , profondeur de fissure critique, obtenue par la méthode des 2 critères (ou R6) apparaît. C'est une variable implicitement probabiliste puisqu'elle dépend de variables aléatoires. L'approche probabiliste est séduisante puisqu'elle permet de prendre en

compte un très large spectre d'incertitudes, comme en témoigne la liste de paramètres ci-dessus. Cependant, elle peut être limitée par le manque d'études statistiques concernant les différentes variables d'entrée et la complexité des calculs de probabilité. Une telle démarche ne trouve donc de cohérence que si les incertitudes sur les différents paramètres peuvent être correctement caractérisées.

## 2.4.3 Cas d'étude : le pont de Saint-Vallier

### 2.4.3.1 Caractéristiques géométriques et mécaniques

Le dossier d'archives de l'ouvrage a pu être accessible et a permis de caractériser les détails qui sont susceptibles de présenter des défauts à la fatigue (Figure 2.31).

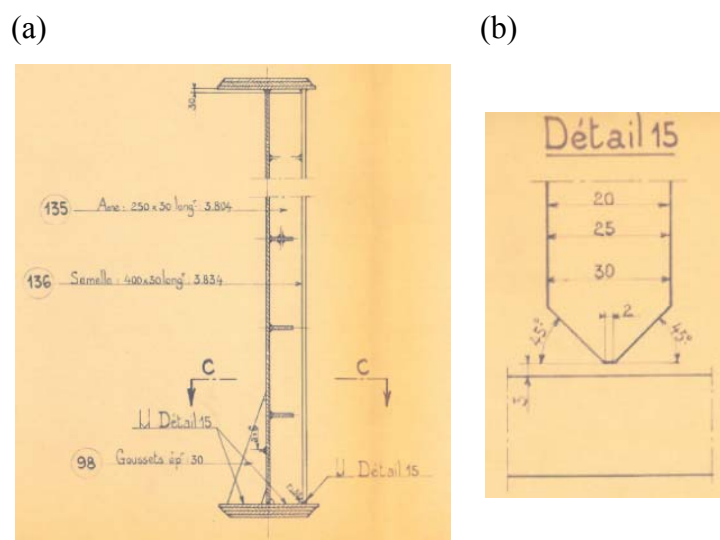


Figure. 2.31 Détail du joint de soudure considéré.

De même, les caractéristiques mécaniques (limite d'élasticité E, résistance à la traction R, allongement avant rupture A, résilience KCV) pour les tôles de construction A52 S  $\gamma$  (au niveau des extrémités « tête » et « pied » de la tôle) ont pu être obtenues (CETE-Lyon 1971) et sont regroupées dans le Tableau 2.8. Elles permettent notamment de quantifier de manière précise la limite d'élasticité des aciers de construction.

	E (hbars)*		R (hbars)		A (%)		KCV -20° (daJ/cm <sup>2</sup> )	
	Tête	Pied	Tête	Pied	Tête	Pied	Tête	Pied
Minimum	36,7	36,1	53,8	52,8	25,0	24,6	7,6	7,2
Moyenne	39,4	38,7	57,8	56,3	27,9	28,4	13,3	13,4
Maximum	41,6	42,5	60,5	60,0	30,7	31,3	26,0	21,3
Ecart-type	1,2	1,4	1,8	1,7	1,5	1,6	3,4	3,1

Tableau 2.8. Caractéristiques mécaniques pour les tôles de construction A52 S  $\gamma$  d'épaisseurs comprises entre 16 et 30 mm (Forges et aciéries de Dilling) \*1 hbar = 10 N/mm<sup>2</sup>.

### 2.4.3.2 Sollicitations de l'ouvrage

Les histogrammes de cycles de contraintes montrés dans les Figures 2.28 et 2.29 peuvent être exprimés de façon probabiliste étant donné qu'ils sont entachés de diverses incertitudes (liées en majeure partie au type de trafic enregistré). Dans le cas des ouvrages du génie civil, le processus décrivant les sollicitations temporelles d'une sollicitation (charges, contraintes, déformation, moment,...) peut généralement être considéré comme stationnaire et Gaussien (Ditlevsen, 1994, Cremona 2001). Concernant, le cas du trafic routier, la forme de la ligne d'influence, non nulle sur des longueurs relativement importantes vis-à-vis de celles des véhicules, permet de modéliser les sollicitations dues au trafic comme un bruit blanc. Dans ce cas, il a été montré par (Cremona 2001) que les histogrammes des cycles des contraintes peuvent être modélisés par une distribution de Rayleigh. Dans les cas des Figures 2.28a et 2.28b, il est alors possible d'exprimer le nombre de cycles  $n_i$  comme une variable aléatoire  $f_{n_i}$  suivant une loi de Rayleigh comme ci-dessous :

$$f(\Delta\sigma) = \frac{\Delta\sigma}{\lambda} \exp\left(-\frac{\Delta\sigma^2}{2\lambda^2}\right) \quad (2.21)$$

De même, il a été montré que les histogrammes des dépassements de niveaux peuvent être modélisés par une distribution de Rice. Dans les cas des Figures 2.29a et 2.29b, il est alors possible d'exprimer les dépassements de niveaux comme une variable aléatoire  $g_{n_i}$  suivant une loi de Rice comme ci-dessous :

$$f(\sigma) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left(-\frac{\sigma - \mu}{2\lambda^2}\right) \quad (2.22)$$

Dans la suite de l'étude, une méthodologie est proposée pour caractériser d'une part les cycles  $n_i$  par une distribution de Rayleigh et les DDN par une distribution de Rice. Dans les deux cas, l'idée de base est que les cycles d'amplitudes élevés sont ceux qui sont les plus importants du point de vue de la durée de vie en fatigue.

La fonction de Rayleigh  $f'$  est donc construite de la façon suivante :

$$f'(\Delta\sigma) = 0 \quad \text{si } \Delta\sigma < \Delta\sigma_0 \quad (2.23)$$

$$f'(\Delta\sigma) = \frac{f(\Delta\sigma)}{\int_{\Delta\sigma_0}^{\infty} f(\Delta\sigma) d\Delta\sigma} = \frac{f(\Delta\sigma)}{F_0} \quad \text{si } \Delta\sigma \geq \Delta\sigma_0 \quad (2.24)$$

Cette expression permet d'assurer que l'aire sous la courbe associée à la fonction densité de probabilité  $f'$  est bien égale à 1. Un test de Kolmogorov est alors effectué pour calibrer le

paramètre  $\lambda$  dans l'Equation 2.21 (Cremona 2001) et les paramètres  $\mu$  et  $\lambda$  dans l'Equation 2.22. Les Figures 2.32(a-b) illustrent la densité de probabilité obtenue en tronquant l'histogramme des cycles de chargement subis à 20MPa. Il est observé une adéquation notable entre l'histogramme des cycles subis et la fonction de Rayleigh calibrée (avec toutefois une sur-représentation des valeurs inférieures à 40MPa et une sous-représentation des valeurs extrêmes). De même, les Figures 2.33(a-b) illustrent la densité de probabilité de Rice obtenue en tronquant l'histogramme des cycles de chargement subis à 26MPa.

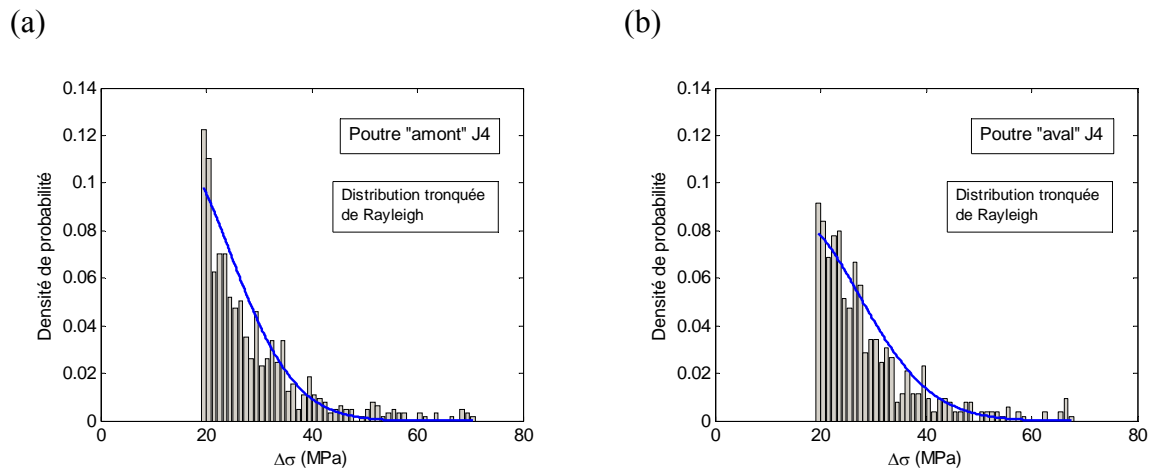


Figure. 2.32. Histogrammes des cycles de contrainte pour les jauges J4 (a) "amont" et (b) "aval".

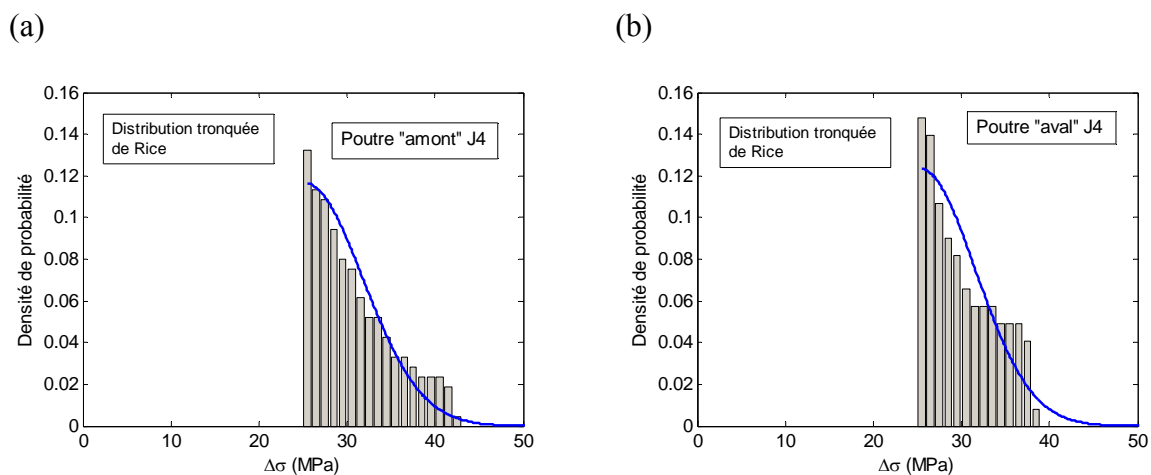


Figure. 2.33. Histogrammes des valeurs extrêmes pour les jauges J4 "amont" et "aval".

La démarche permettant d'extraire les variables  $E[S]$  et  $s_Q$  des Figures 2.32 et 2.33, respectivement est expliquée dans Lukic (1999). Finalement, La Figure 2.31, le Tableau 2.8 et l'étude fiabiliste réalisée par Lukic (1999) permettent d'identifier les caractéristiques des

variables aléatoires pour le problème de fatigue du pont de Saint Vallier. Ces valeurs sont données dans le Tableau 2.9 à titre d'illustration pour la poutre amont (Figure 2.26).

Variable $X$ [unité]	Distribution	$\mu_X$	$\sigma_X$	$V_X$ [%]
$a_0$ [mm]	Lognormale	0,125	0,045	36,0
$a/c$ [-]	Lognormale	0,390	0,160	41,0
$m$ [-], ( $\rho_{m/\ln C} = -0.99$ )	Normale	3,000	0,030	1,00
$C$ [ $\frac{10^{-13} mm}{cycles(N/mm^{3/2})^m}$ ]	Lognormale	2,503	0,923	36,9
$\Delta K_{th}$ [MPa $\sqrt{mm}$ ]	Déterministe	0,000	0,000	0,00
$h$ [mm]	Normale	5,00	0,41	8,2
$\theta$ [°]	Normale	45,00	2,000	4,44
$T_e$ [°C]	Gumbel (des minima)	-9,648	3,995	41,4
$T_{K28}$ [°C]	Normale	-24,00	2,400	10,0
$\mathcal{E}(K_{IC})$ [-]	Weibull	0,906	0,254	28,0
$f_y$ [MPa]	Lognormale	390,0	27,30	7,00
$s_G$ [MPa]	Lognormale	155,0	10,85	7,00
$s_S$ [MPa]	Lognormale	420,0	42,00	10,0
$N_0$ [cycles]	Déterministe	0,000	0,000	0,00
$b$ [mm]	Normale	25	0,75	3%
$d$ [mm]	Normale	750	7,5	1%
$E[S]$ [MPa] (Poutre amont)	Normale	17,67	1,77	10%
$v$ [cycles/an]	Normale	1,26e6	1,26e5	10%
$s_Q$ [MPa] (Poutre amont)	Gumbel (des maxima)	48,69	2,64	5%

Tableau 2.9. Variables utilisées dans le cas du pont de Saint-Vallier ( $\mu_X$ ,  $\sigma_X$ ,  $V_X$  représentent la moyenne, l'écart-type et le coefficient de variation de la variable  $X$ , respectivement).

#### 2.4.4 Inspections par contrôle non destructif (CND) des jonctions soudées

Les différents types d'inspections par CND développées dans ce paragraphe ont été largement étudiées dans le cadre du projet national MIKTI (2010). Ce paragraphe a pour objectif de

synthétiser ces différentes méthodes d'inspection. Le lecteur est invité à se référer au projet MIKTI (2010) pour plus de détail sur ces différentes techniques.

Les diverses méthodes CND existantes ont chacune leurs avantages et leurs applications dépendent essentiellement de leur principe physique (et secondairement de leurs moyens de mise en œuvre que l'on ne détaille pas ici). Certaines méthodes apportent des informations sur la longueur de la fissure, d'autres sur la profondeur. Dans le phénomène de propagation de fissure considéré ici, nous nous intéressons à la profondeur de la fissure. Cependant, on peut établir une relation entre la longueur et la profondeur d'une fissure. Des modèles mécaniques permettent de tenir compte de l'évolution d'une fissure sur 3 dimensions (Chryssanthopoulos, 2006).

#### **2.4.4.1 Défauts débouchants ou proches de la peau**

##### **Ressuage :**

Elle consiste à appliquer un liquide d'imprégnation coloré ou fluorescent sur la surface à inspecter. Le liquide pénètre à l'intérieur des petites fissures ou discontinuités du matériau. Ce type de méthode est en général plus précis que la magnétoscopie.

**Principe physique** : Cette capacité provient du phénomène de capillarité qui se développe entre le liquide d'imprégnation et les parois des cavités. Une fois que les cavités ont été remplies, l'excès de liquide présent à la surface est éliminé par nettoyage. Cette action provoque la rupture de l'équilibre capillaire formé entre le liquide et le solide. Le liquide contenu dans les cavités tend à remonter à la surface, jusqu'à que l'équilibre capillaire soit rétabli de nouveau. La remontée du liquide permet de détecter visuellement l'existence d'une fissure de "grande dimension" ; Différentes variantes de la technique de ressuage ont donc été développées en fonction du type de matériel, de la précision requise, et des conditions d'inspection.

La **limite inférieure** de détection de cette méthode est évaluée à des fissures de **1,5 mm** de longueur.

##### **Techniques électromagnétiques**

##### **Magnétoscopie :**

Le contrôle magnétoscopique consiste à soumettre la pièce (ou une partie de celle-ci) à un champ magnétique.

**Principe physique** : L'existence d'une discontinuité dans la zone étudiée provoque une rupture locale du champ qui entraîne l'apparition de "fuites" magnétiques (effet de pointe). Ces zones (et par conséquent les discontinuités) sont alors repérées grâce à l'emploi de particules ferromagnétiques très fines appliquées sur la surface. Les discontinuités dans le champ magnétique attirent et retiennent les particules. Cet ensemble de particules magnétiquement retenues indique la localisation, la forme et les dimensions de la discontinuité.

Cette technique est très sensible et permet de repérer des fissures superficielles très petites qui ne sont pas visibles à l'œil nu. Les types de discontinuités pouvant être détectées par magnétoscopie sont : les fissures, le manque de pénétration de soudure, le manque de fusion de soudure, la porosité excessive à la surface, les poches de gaz près de la surface.

La magnétoscopie permet la détection de fissures jusqu'à **0,25 mm** de profondeur.

### **Courants de Foucault** :

L'inspection par courants de Foucault est basée sur le principe de l'induction électromagnétique. Elle permet l'identification de la présence de discontinuités dans des métaux ferromagnétiques et non-ferromagnétiques.

**Principe physique** : Lorsque l'on génère un champ électromagnétique alternatif à proximité d'une surface métallique, des lignes des courants de Foucault sont créées à l'intérieur du matériau. Ces lignes forment des boucles fermées (dont les caractéristiques dépendent en partie des propriétés métallurgiques) et génèrent, à leur tour, un champ électromagnétique secondaire qui s'oppose et modifie le premier.

L'existence d'une discontinuité modifie les lignes de courants de Foucault et perturbe le champ électromagnétique secondaire. L'analyse du champ secondaire (impédance et voltage) permet alors de mettre en évidence l'existence de ces discontinuités. Cette méthode présente l'avantage de n'occasionner aucun contact avec la zone contrôlée mais n'est applicable qu'à des éléments minces (<13mm) ;

En conditions normales, l'inspection par courants de Foucault permet la détection de fissures jusqu'à **0,1 mm** de longueur.

### **Perturbation des courants électriques** :

Cette méthode est également basée sur le principe de l'induction électromagnétique.

**Principe physique** : Lorsqu'un courant alterné circule dans un matériau conducteur, ce courant tend à se concentrer à la surface par un effet de peau. Si une discontinuité est présente dans cette surface, le flux de courant (normalement uniforme) est alors perturbé. Il existe aussi un champ magnétique associé avec le champ électrique et les perturbations (liées aux perturbations du champ électrique) peuvent être également mesurées par des capteurs magnétiques.

Cette technique, sans contact avec la zone inspectée, est d'une haute sensibilité, de mise en œuvre simple et instantanée mais ne permet de détecter que des discontinuités ouvertes à la surface.

#### **2.4.4.2 Défauts internes, plans ou volumiques**

**Radiographie et radioscopie** : l'inspection radiographique est une technique de contrôle non-destructif basée sur le pouvoir de pénétration de la radiation électromagnétique au sein de l'élément inspecté. Elle permet la détection et la caractérisation des discontinuités internes et superficielles des matériaux métalliques et non-métalliques. Pendant longtemps la radiographie a été le contrôle non-destructif le plus utilisé et reste encore aujourd'hui l'une des principales techniques.

**Principe physique** : La radiographie dépend fondamentalement de la capacité d'absorption de radiation par le composant inspecté. Cette capacité d'absorption est liée à la composition du matériau, son épaisseur, et l'existence ou non de discontinuités à l'intérieur de celui-ci. Lorsqu'un faisceau de radiation passe au travers de l'élément contrôlé, une partie de l'énergie de radiation est absorbée par celui-ci et, en conséquence, l'intensité du faisceau diminue. Les variations de l'intensité du faisceau (dus aux variations d'absorption au sein du matériau) sont alors enregistrées sur un film sensible aux radiations X ou  $\gamma$  non absorbées qui ont traversé le composant.

**Ultrasons** : L'inspection par ultrasons est une méthode qui permet de détecter des discontinuités superficielles et internes dans des matériaux ferromagnétiques et non-ferromagnétiques.

**Principe physique** : Cette méthode est basée sur l'introduction, par un émetteur, d'un faisceau d'ondes sonores de haute fréquence dans le composant à inspecter. Les ondes sonores voyagent à travers ce dernier et sont réfléchies par les interfaces telles que des



fissures, cavités, intrusions, porosités et autres discontinuités. Le faisceau d'ondes réfléchi est alors analysé pour détecter la présence de ces défauts.

La technique d'inspection par ultrasons est certainement l'une des méthodes les plus performantes de contrôle non destructif ; sa mise en oeuvre se prête à toutes sortes d'adaptations. Les variantes de la méthode sont divisées en deux groupes : la méthode de "transmission", et la méthode "par écho-impulsion". La méthode par écho impulsion est la plus utilisée dans la pratique. Dans cette technique, si les impulsions rencontrent une surface de réflexion, une partie de l'énergie est réfléchie, son analyse permettant de déterminer la taille, l'orientation et la position de la surface de réflexion.

La **dimension minimale** des défauts détectable par l'inspection par ultrasons est de **0,30 mm**.

## **2.4.5 Maintenance par inspection/réparation**

### **2.4.5.1 Principe de l'analyse**

A travers la prise en compte de la fiabilité lors de la détermination des stratégies d'inspection, il ne s'agit pas de fiabiliser les outils à proprement parler, mais bien à intégrer dans la démarche fiabiliste les différents paramètres de l'inspection et ses conséquences. Ce travail demande de bien connaître les capacités de détection des diverses techniques et, pour le calcul de fiabilité, de connaître les probabilités de détection (PoD). La notion de probabilité de fausse alarme, non considérée dans la suite de ce paragraphe, est prise en compte dans (Orcesi & Frangopol 2011a).

Un premier choix est fait qui est de prendre un espacement régulier des inspections à partir de l'instant de première inspection  $t_{i,1}$  pour le composant  $i$ . Dans un contexte de gestion d'un parc d'ouvrages, cet argument est naturel. Une expertise peut éventuellement « ajuster » les plages d'inspections si le cahier des charges le permet.

Un deuxième choix de maintenance est de réparer dès qu'une inspection détecte une fissure. C'est une maintenance systématique qui donne lieu à un arbre d'évènement binaire (Figure 2.34). Cette approche, a été initialement considérée dans le secteur offshore (Madsen et al. 1989, Madsen & Sorensen 1990, Madsen 1997, Rouhan & Schoefs 2003), dans le cadre du projet ICON (InterCalibration of Ndt techniques for offshore structures) (1994-1996) (Barnouin et al. 1993, et dans le cadre du Projet National MIKTI (2010).

Arbre d'évènement : Non détection de fissure (0) → aucune action.

Si détection (1) → Réparation;

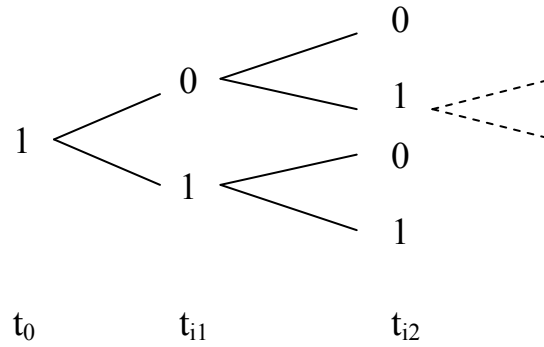


Figure 2.34. Arbre d'évènement

Les évènements d'un tel arbre (détection/non-détection et défaillance) sont associés à des états-limites et des marges qui sont définies ci-dessous.

Marge d'évènement d'inspection:  $H \leq 0$  si détection,  $H > 0$  si non détection (MIKTI 2010)

$$H = \int_{a_0}^{a_d} \frac{dx}{G(x) \left( Y(x) M_k(x) \sqrt{\pi x} \right)^m} - C N(t) \left( \frac{2}{\sqrt{\pi}} E[S] \right)^m \Gamma \left( 1 + \frac{m}{2} \right) \quad (2.25)$$

On remarque que cette marge ajoute une nouvelle variable aléatoire  $a_d$  qui est le seuil de détection de la technique employée.

Marge de sécurité (MIKTI 2010):

$$M = \int_{a_0}^{a_f} \frac{dx}{G(x) \left( Y(x) M_k(x) \sqrt{\pi x} \right)^m} - C N(t) \left( \frac{2}{\sqrt{\pi}} E[S] \right)^m \Gamma \left( 1 + \frac{m}{2} \right) \quad (2.26)$$

Probabilité de défaillance cumulée

La probabilité de défaillance dans ces circonstances comprend le calcul de la probabilité de défaillance d'un système en parallèle où le système atteint la défaillance lorsque tous les évènements (détection, réparation, défaillance) :  $P_f = P(M_1 \leq 0 \cap \dots \cap M_m \leq 0)$ .

Le calcul de la probabilité d'occurrence de ces évènements concomitants nécessite dans un premier temps de linéariser chaque état limite par un hyperplan autour du point de conception, puis d'employer la loi multinormale  $\Phi_m$  :

$$P_f = \Phi_m(-\{\beta\}, [\rho]) \quad (2.27)$$

où  $\{\beta\}$  est le vecteur composé des  $m$  indices de fiabilité et  $[\rho]$  est la matrice de corrélation entre les diverses marges de sécurité linéarisées. La matrice  $[\rho]$ , de taille  $m \times m$ , s'obtient à partir des coefficients des hyperplans tangents (cosinus directeurs):

$$\rho_{ij} = \sum_{r=1}^n \alpha_r^i \alpha_r^j \quad (2.28)$$

où  $\alpha_r^i$  et  $\alpha_r^j$  représentent les  $r^{\text{ième}}$  composantes des cosinus directeurs  $\{\alpha^i\}$  et  $\{\alpha^j\}$ , respectivement. A un instant donné, la probabilité de défaillance sera le cumul des probabilités des différentes combinaisons d'évènements possibles intervenant avant cet instant (MIKTI 2010).

Pour  $0 \leq t < t_{i,1}$ :

$$P_f(t) = P(M(t) \leq 0) \quad (2.29)$$

Pour  $t_{i,1} \leq t < t_{i,2}$ :

$$\begin{aligned} P_f(t) = & P_f(t_{i,1}) \\ & + P(M(t_{i,1}) > 0 \cap H(t_{i,1}) \leq 0 \cap M_0(t) \leq 0) \\ & + P(M(t_{i,1}) > 0 \cap H(t_{i,1}) > 0 \cap M_1(t) \leq 0) \end{aligned} \quad (2.30)$$

Pour  $t_{i,2} \leq t < t_{i,3}$ :

$$\begin{aligned} P_f(t) = & P_f(t_{i,2}) \\ & + P(M(t_{i,1}) > 0 \cap H(t_{i,1}) \leq 0 \cap M_0(t_{i,2}) > 0 \cap H_0(t_{i,2}) \leq 0 \cap M_{0,0}(t) \leq 0) \\ & + P(M(t_{i,1}) > 0 \cap H(t_{i,1}) \leq 0 \cap M_0(t_{i,2}) > 0 \cap H_0(t_{i,2}) > 0 \cap M_{0,1}(t) \leq 0) \\ & + P(M(t_{i,1}) > 0 \cap H(t_{i,1}) > 0 \cap M_1(t_{i,2}) > 0 \cap H_1(t_{i,2}) \leq 0 \cap M_{1,0}(t) \leq 0) \\ & + P(M(t_{i,1}) > 0 \cap H(t_{i,1}) > 0 \cap M_1(t_{i,2}) > 0 \cap H_1(t_{i,2}) > 0 \cap M_{1,1}(t) \leq 0) \end{aligned} \quad (2.31)$$

### 2.4.5.2 Résultats

Le sujet de ce paragraphe est la simulation numérique de la maintenance par la pratique fiabiliste introduite au Paragraphe 2.4.2. Cette analyse doit permettre en outre d'évaluer la fiabilité des méthodes d'inspection dans le processus de maintenance. L'objectif est ici d'évaluer la capacité d'un calendrier d'inspection utilisant une méthode CND (avec un seuil de détection fixé) à maintenir un ouvrage d'art au-dessus d'un indice de fiabilité cible sur sa durée de vie (typiquement 100 ans). Il est noté que :

- le seuil de détection  $a_d$  et la taille de fissure initiale  $a_0$  sont associées à des lois log-normales, avec un coefficient de variation (CoV) de 30% (MIKTI 2010).
- les variables aléatoires  $\ln C$ ,  $m$ ,  $a_0$  sont restaurées à leurs valeurs initiales après réparation mais sont décorréliées avant et après réparation.

Dans ce paragraphe, les résultats sont montrés pour la poutre amont (Figure 2.26). Par ailleurs, l'instant de première inspection est noté  $t_1$ .

#### **2.4.5.2.1 Influence du seuil de détection, de l'instant de première inspection, et du nombre d'inspections avec CND**

Dans l'objectif d'étudier les stratégies d'inspection qui permettent d'atteindre un indice de fiabilité cible après une certaine période, différents seuils de détection sont considérés pour déterminer l'évolution de l'indice de fiabilité au cours du temps. Ces seuils de détection sont associés aux techniques de contrôle non destructif (CND) introduites au Paragraphe 2.4.4.

Les Figures 2.35a, 2.36a, 2.37a, et 2.38a permettent de visualiser l'évolution de l'indice de fiabilité lorsque  $a_d = 0,3\text{mm}$ ,  $0,5\text{mm}$ ,  $0,7\text{mm}$  et  $1\text{mm}$ , respectivement, et lorsque trois inspections avec CND sont considérées entre 0 et 100 ans. De même, les Figures 2.35b, 2.36b, 2.37b, et 2.38b permettent de visualiser l'évolution de l'indice de fiabilité lorsque  $a_d = 0,3\text{mm}$ ,  $0,5\text{mm}$ ,  $0,7\text{mm}$  et  $1\text{mm}$ , respectivement et lorsque quatre inspections avec CND sont considérées entre 0 et 100 ans. Les courbes sont tracées systématiquement d'une part pour différents instants de première inspection à savoir 10 ans, 15 ans, 20 ans, et 25 ans et d'autre part en fixant systématiquement l'intervalle  $\Delta t$  à 25 ans entre chaque inspection. Il est intéressant de noter que le seuil de détection a une influence notable sur l'indice de fiabilité (comparer les Figures 2.35a, 2.36a, 2.37a, et 2.38a pour trois inspections, puis comparer les Figures 2.35b, 2.36b, 2.37b, et 2.38b pour quatre inspections). En effet, plus le seuil de détection est bas, plus la probabilité de détecter les défauts est grande, ce qui permet d'augmenter l'indice de fiabilité et donc le niveau de performance de la structure. De plus, il est observé qu'il n'est pas forcément stratégique d'effectuer du CND trop tôt, les courbes avec un instant de première inspection à 10 ans ne menant généralement pas à l'indice le plus élevé à 100 ans (voir les Figures 2.35a, 2.36a, 2.37a, et 2.38a pour trois inspections, puis les Figures 2.35b, 2.36b, 2.37b, et 2.38b pour quatre inspections). Enfin, il est vérifié que l'augmentation du nombre d'inspections permet d'atteindre un indice plus élevé à 100 ans (comparer les Figures 2.35a et 2.35b ; 2.36a et 2.36b ; 2.37a et 2.37b ; 2.38a et 2.38b).

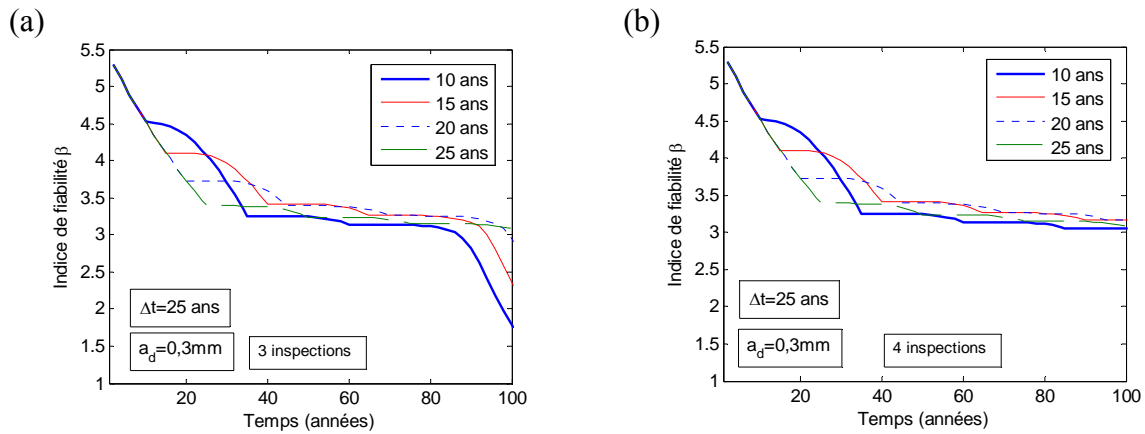


Figure 2.35. Evolution de l'indice de fiabilité en fonction du premier instant d'inspection pour  $a_d = 0,3\text{mm}$ ,  $\Delta t = 25$  ans et (a) trois et (b) quatre inspections programmées.

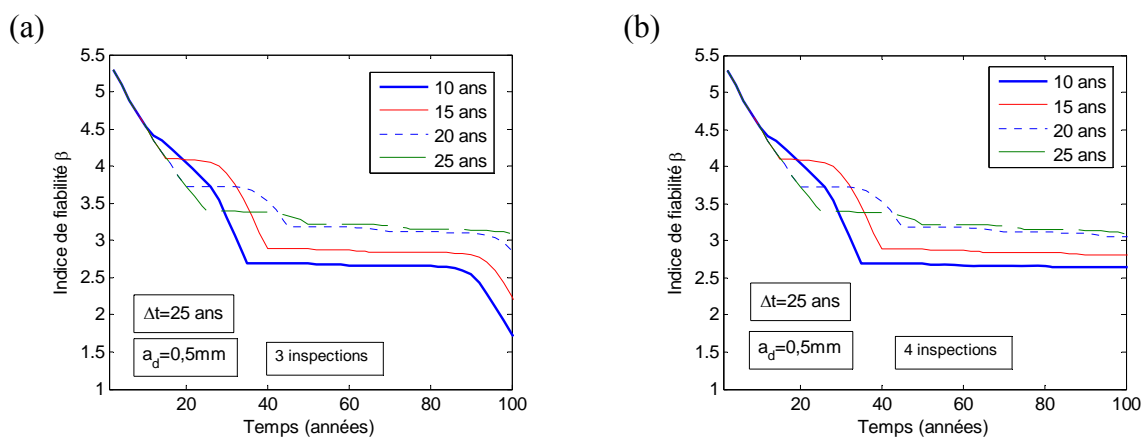


Figure 2.36. Evolution de l'indice de fiabilité en fonction du premier instant d'inspection pour  $a_d = 0,5\text{mm}$ ,  $\Delta t = 25$  ans et (a) trois et (b) quatre inspections programmées.

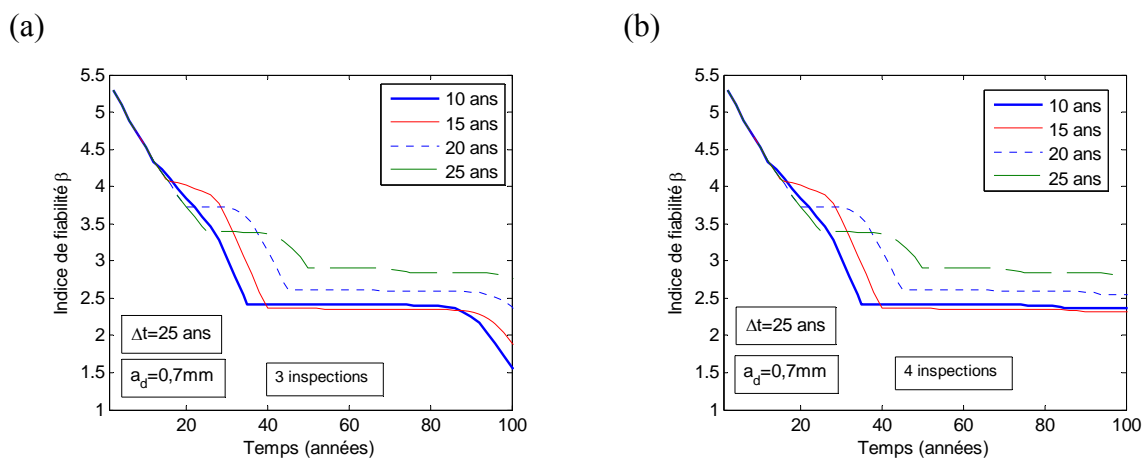


Figure 2.37. Evolution de l'indice de fiabilité en fonction du premier instant d'inspection pour  $a_d = 0,7\text{mm}$ ,  $\Delta t = 25$  ans et (a) trois et (b) quatre inspections programmées.

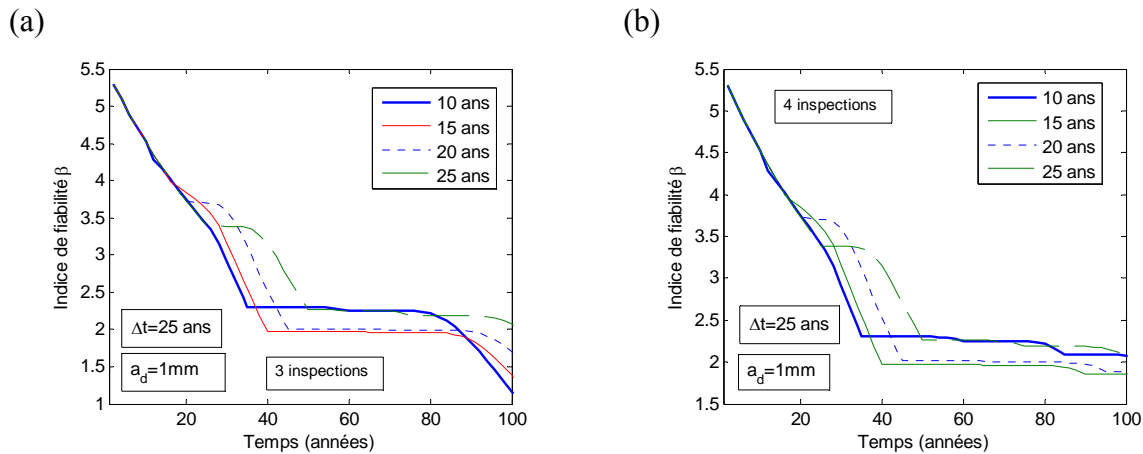


Figure 2.38. Evolution de l'indice de fiabilité en fonction du premier instant d'inspection pour  $a_d = 1,0\text{mm}$ ,  $\Delta t = 25$  ans et (a) trois et (b) quatre inspections programmées.

#### 2.4.5.2.2 Influence de l'intervalle entre les inspections et de l'instant de première inspection $t_1$

Dans ce paragraphe, l'objectif est de voir comment l'intervalle entre chaque inspection et l'instant de première inspection jouent sur l'indice de fiabilité à 100 ans. Ainsi, les Figures 2.39a, 2.40a, 2.41a et 2.42a montrent l'indice de fiabilité lorsque l'intervalle entre deux inspections  $\Delta t = 25, 20$  et  $15$  ans et pour  $t_1 = 10$  ans. Par ailleurs, les Figures 2.39b, 2.40b, 2.41b et 2.42b montrent l'indice de fiabilité lorsque l'intervalle entre deux inspections  $\Delta t = 25, 20$  et  $15$  ans et pour  $t_1 = 25$  ans. Il est noté que le seuil de détection  $a_d = 0,3\text{mm}$  dans ce paragraphe. Il est possible de constater que la réduction de l'intervalle entre chaque inspection permet d'augmenter l'indice de fiabilité dans tous les cas considérés. Il est également observé, comme au Paragraphe 2.4.5.2.1, que programmer la première inspection très tôt n'augmente pas l'indice de fiabilité (comparer les Figures 2.39a et 2.39b; les Figures 2.40a et 2.40b; les Figures 2.41a et 2.41b; et les Figures 2.42a et 2.42b). Dans l'exemple considéré, cet indice est même diminué dans certains cas (par rapport au cas où à  $t_1 = 25$  ans) car la deuxième inspection  $t_2$  arrive alors trop tard lorsque  $t_1 = 10$  ans. Ces résultats montrent l'importance du calibrage des stratégies d'inspection, en fonction des objectifs à atteindre et des techniques de CND disponibles.

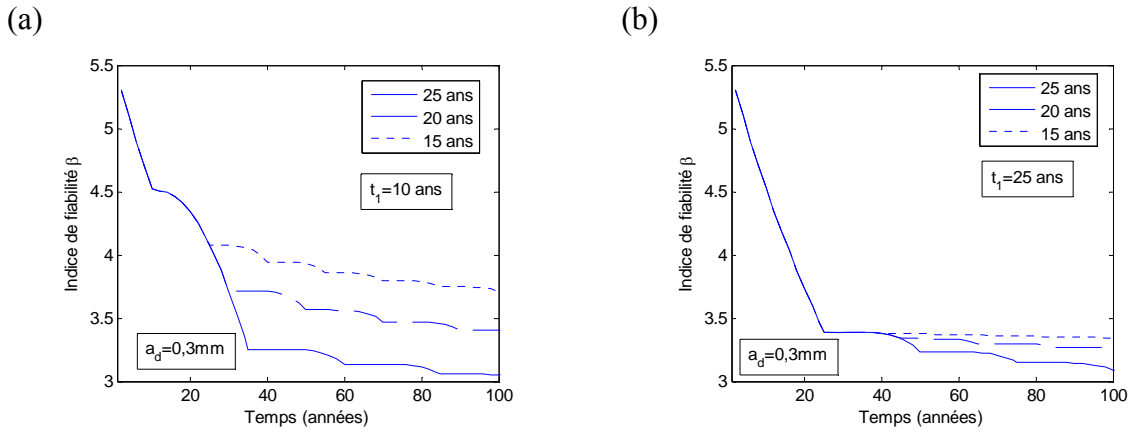


Figure 2.39. Evolution de l'indice de fiabilité en fonction de l'intervalle entre chaque inspection pour  $a_d = 0,3\text{mm}$  et (a)  $t_1 = 10$  ans et (b)  $t_1 = 25$  ans.

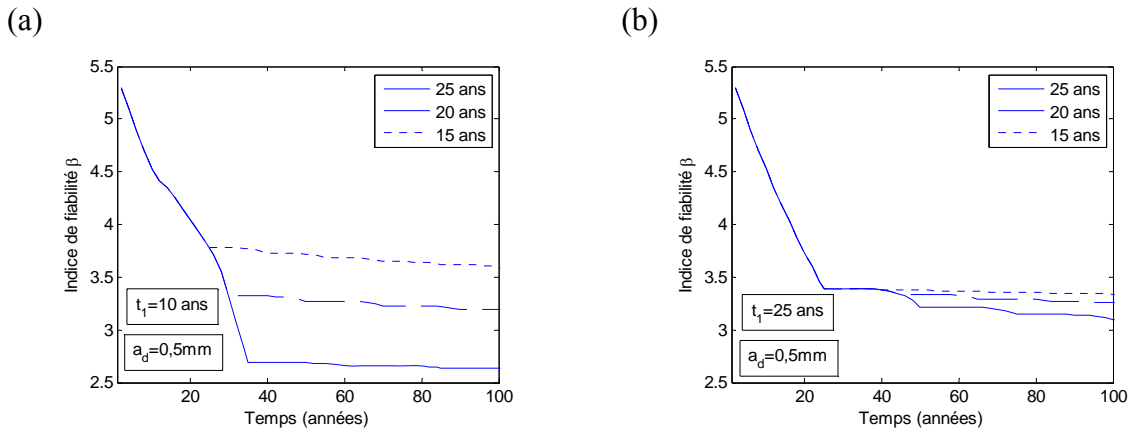


Figure 2.40. Evolution de l'indice de fiabilité en fonction de l'intervalle entre chaque inspection pour  $a_d = 0,5\text{mm}$  et (a)  $t_1 = 10$  ans et (b)  $t_1 = 25$  ans.

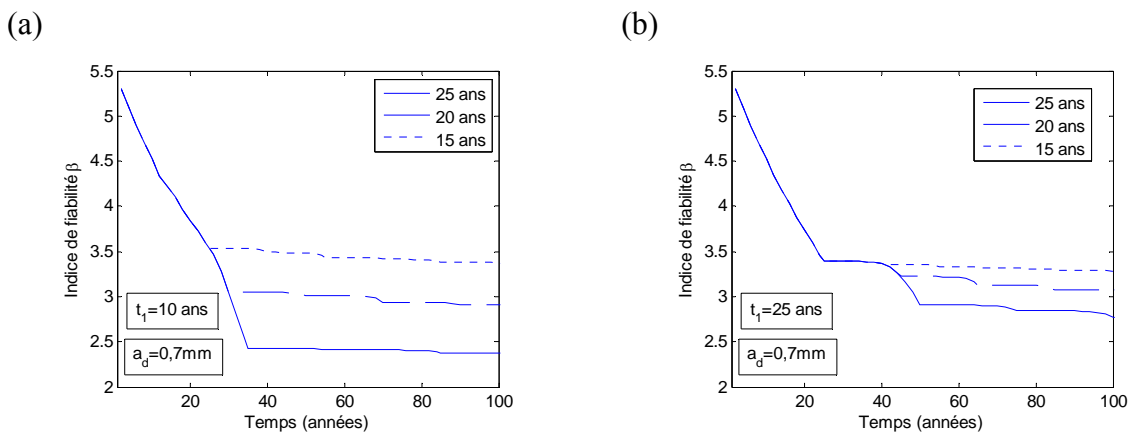


Figure 2.41. Evolution de l'indice de fiabilité en fonction de l'intervalle entre chaque inspection pour  $a_d = 0,7\text{mm}$  et (a)  $t_1 = 10$  ans et (b)  $t_1 = 25$  ans.

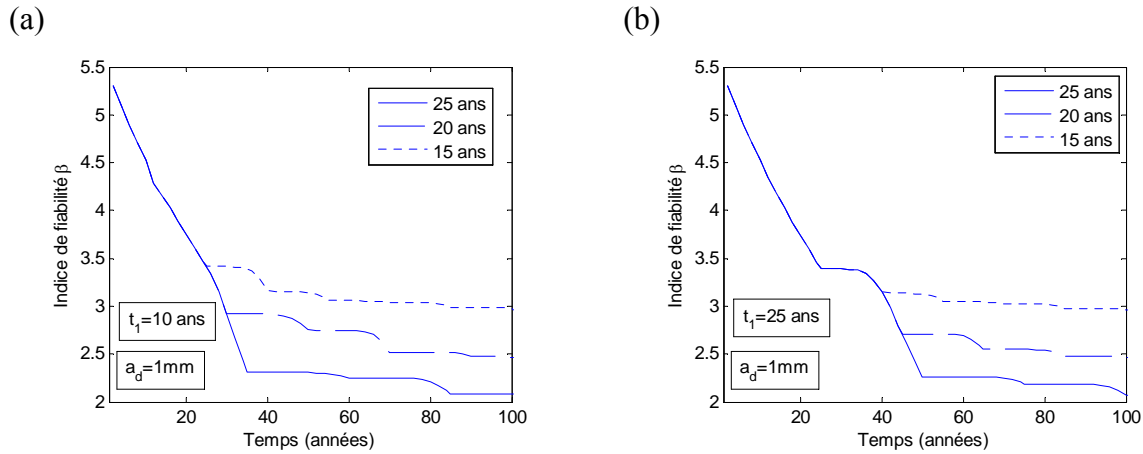


Figure 2.42. Evolution de l'indice de fiabilité en fonction de l'intervalle entre chaque inspection pour  $a_d = 1,0\text{mm}$  et (a)  $t_1 = 10$  ans et (b)  $t_1 = 25$  ans.

## 2.4.6 Optimisation des stratégies d'inspection

L'étude de sensibilité effectuée dans le Paragraphe 2.4.5 donne un premier aperçu de l'impact des stratégies d'inspection/maintenance sur l'évolution du profil de performance de l'ouvrage. En particulier, il est apparu clairement que l'intervalle entre chaque inspection, l'instant de première inspection, et la qualité d'inspection peuvent fortement influencer la valeur de l'indice de fiabilité lié à la probabilité de défaillance cumulée. Dans un contexte de ressources financières limitées, les gestionnaires d'ouvrages nécessitent des outils leur permettant de déterminer les stratégies de gestion les plus adaptées. La considération couplée de critères de performance structurale avec des critères économiques apparaît particulièrement pertinente pour aider à prendre des décisions de gestion des ouvrages de manière optimale.

### 2.4.6.1 Analyse économique des plannings d'inspection

Ce paragraphe propose une formalisation des deux principaux coûts concernés dans cette étude : le coût des inspections et le coût de défaillance. Il est rappelé qu'une action de maintenance est supposée être entreprise chaque fois que la procédure d'inspection détecte un défaut. Pour cette raison, le coût de maintenance n'est pas considéré dans l'analyse économique de ce paragraphe. Cette variable peut néanmoins être considérée dans des études ultérieures où la stratégie de maintenance est elle-même optimisée.

Le coût d'inspection actualisé est formulé de la façon suivante :

$$C_{insp} = \sum_{i=1}^{N_c} \sum_{j=1}^{N_{d,i}} \frac{c_{insp,i}}{(1+\alpha)^{t_{i,j}}} \quad (2.32)$$



avec  $N_c$  le nombre d'éléments concernés,  $N_{d,i}$  le nombre d'inspection pour l'élément  $i$  sur la durée du planning considéré,  $t_{i,j}$  le  $j$ ème instant d'inspection de l'élément  $i$ ,  $c_{insp,i}$  le coût d'inspection de l'élément  $i$  et  $\alpha$  le taux d'actualisation. Dans la suite de cette étude, les différents éléments de l'ouvrage sont supposés être inspectés tous aux mêmes instants.

Le coût d'inspection  $c_{insp,i}$  est à mettre en lien avec la qualité d'inspection, c'est-à-dire le seuil de détection  $a_d$ . Les différents coûts considérés dans le cadre de cette étude sont respectivement 1000€, 10000€, 12000€, et 15000€ pour des seuils de détection fixés à 1mm, 0,7 mm, 0,5 mm, et 0,3 mm. Ces coûts, inspirés de l'étude proposée par Chung et al. (2006), permettent de distinguer financièrement les inspections ayant des seuils de détection distincts. Le coût de défaillance actualisé est défini comme suit

$$E[C_f] = \sum_{k=1}^{n_0} \frac{c_{f,s} P_{f,s}(t_{0,k})}{(1+\alpha)^{t_{0,k}}} \quad (2.33)$$

avec  $c_{f,s}$  le coût de défaillance du système,  $n_0$  le nombre total d'instant de décisions,  $t_{0,k}$  le  $k$ ème instant de décision pour un/plusieurs des éléments de l'ouvrage,  $P_{f,s}(t_{0,k})$  = la probabilité de défaillance du système au  $k$ ème instant de décision  $t_{0,k}$ .  $P_{f,s}$  est évaluée en considérant la probabilité de défaillance  $P_{f,i}$  de chacun des éléments  $i=1, \dots, N_c$  à l'instant  $t_{0,k}$  dans une analyse en système de la structure. Dans la suite de l'étude le coût de défaillance est fixé à un million d'euros. Un tel coût inclut à la fois des coûts directs (coût de maintenance non anticipée) et des coûts indirects (monétarisation de la gêne à l'utilisateur en cas de mesures de restriction du trafic sur l'ouvrage, coûts dus aux accidents, ...).

#### 2.4.6.2 Procédure d'optimisation

Dans la continuité de l'analyse menée au Paragraphe 2.4.5, les variables de décision du problème d'optimisation considérées ici sont l'intervalle  $\Delta d$  (en années) entre chaque inspection, l'année de première inspection  $t_1$ , et la qualité d'inspection, représentée ici par le seuil de détection  $a_d$ . Les solutions optimales sont recherchées en minimisant de manière simultanée le coût total d'inspection  $C_{insp}$  (Equation 2.35), et le coût moyen de défaillance

$E[C_f]$  (Equation 2.36) de telle sorte que les contraintes de l'Equation 2.37 soient respectées. Le problème d'optimisation est formulé de la façon suivante:

$$\text{Trouver} \quad a_d, t_1 \text{ et } \Delta d \quad (2.34)$$

$$\text{Pour minimiser} \quad C_{insp} \quad (2.35)$$

$$\text{et minimiser} \quad E[C_f] \quad (2.36)$$

$$\text{de telle sorte que} \quad \beta(T_f) \geq \beta_0 \quad (2.37)$$

avec  $T_f$  l'instant de fin de planning,  $\beta(T_f) = -\Phi^{-1}(P_f(T_f))$ , l'indice de fiabilité lié à la probabilité de défaillance cumulée telle que définie dans les Equations 2.29, 2.30, et 2.31, et  $\beta_0$  un seuil minimal pour l'indice de fiabilité. Par ailleurs, l'algorithme NSGA-II (Non-Dominated Sorting Genetic Algorithm) développé par Deb *et al.* (2002) est utilisé pour déterminer l'ensemble de solutions de ce problème d'optimisation multi-objectif (deux fonctions objectif dans cette étude). Pour ce type de problème d'optimisation, il n'y a pas une seule solution qui est recherchée mais un ensemble de solutions, appelé front de Pareto. De telles solutions ne peuvent être départagées vis-à-vis de toutes les fonctions objectif et constituent donc un compromis entre les différentes entités concernées, à savoir le coût d'inspection et le coût de défaillance.

### 2.4.6.3 Résultats

La procédure d'optimisation, introduite au Paragraphe 2.4.6.2, est considérée dans le cas du pont de Saint-Vallier, et plus particulièrement dans celui de la poutre amont (Figure 2.26). Dans ce paragraphe,  $T_f = 50$  ans, ce qui signifie que l'indice de fiabilité  $\beta_0$  est l'indice cible à 50 ans. Il est remarqué que le même type d'analyse pourrait être conduit avec un planning de 100 ans. Par ailleurs, trois cas de contraintes sont considérés : aucune contrainte,  $\beta_0 = 3.3$  et  $\beta_0 = 3.8$ . Dans le cas où aucune contrainte n'est considérée, l'ensemble des solutions optimales du problème défini dans les Equations 2.34 à 2.37 est montré dans la Figure 2.43a. Il est ainsi possible de constater qu'une diminution du coût d'inspection se traduit par une augmentation du coût de défaillance (et vice versa). Deux solutions particulières, A ( $a_d = 1\text{mm}$ ,  $t_1 = 10$  ans et  $\Delta d = 20$  ans) et B ( $a_d = 1\text{mm}$ ,  $t_1 = 20$  ans et  $\Delta d = 20$  ans), sont

identifiées dans la Figure 2.43a. Les évolutions des indices de fiabilité correspondants sont montrées dans la Figure 2.43b et il est observé que l'indice de fiabilité à 50 ans est compris entre 2.5 et 3.0.

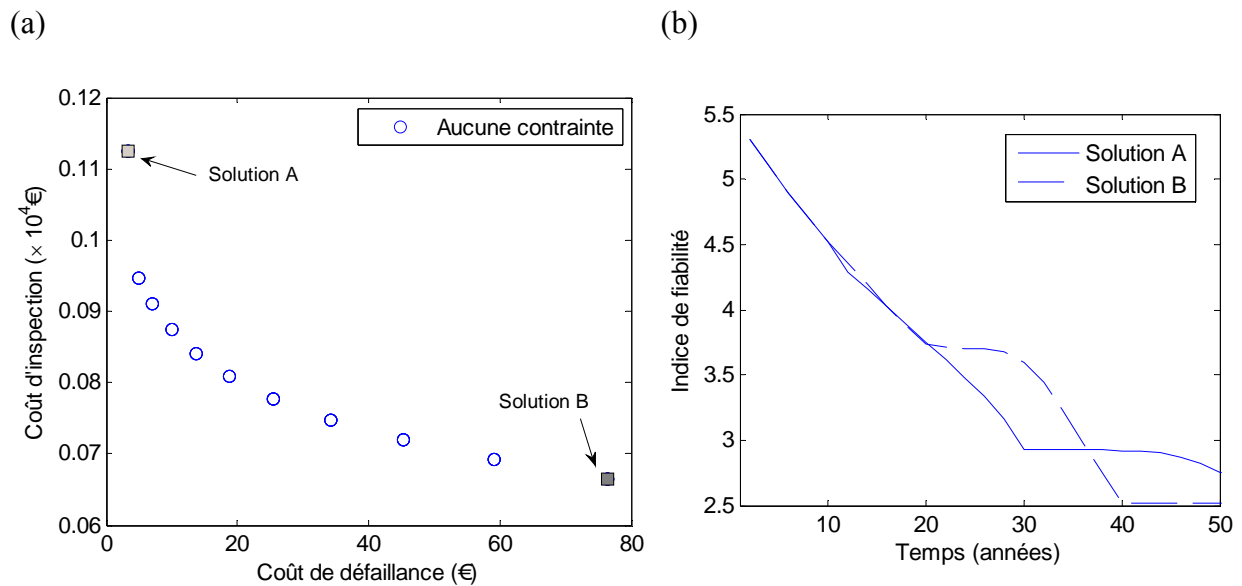


Figure 2.43. (a) Illustration des solutions Pareto-optimales et (b) évolution des indices de fiabilités pour les solutions A et B, lorsqu'aucune contrainte n'est considérée sur  $\beta_0$  à 50 ans.

Le même type d'analyse est proposé pour  $\beta_0 = 3.3$  et  $\beta_0 = 3.8$  avec le front de Pareto détaillé dans les Figures 2.44a et 2.45a, respectivement. Pour  $\beta_0 = 3.3$ , deux solutions particulières, C ( $a_d = 0,7\text{mm}$ ,  $t_1 = 10$  ans et  $\Delta_d = 17$  ans) et D ( $a_d = 1\text{mm}$ ,  $t_1 = 16$  ans et  $\Delta_d = 12$  ans), sont identifiées dans la Figure 2.44a. Les évolutions des indices de fiabilité correspondants sont montrées dans la Figure 2.44b. Pour  $\beta_0 = 3.8$ , deux solutions particulières, E ( $a_d = 0,3\text{mm}$ ,  $t_1 = 10$  ans et  $\Delta_d = 16$  ans) et F ( $a_d = 0,5\text{mm}$ ,  $t_1 = 16$  ans et  $\Delta_d = 15$  ans), sont également identifiées (Figure 2.45a) et les évolutions des indices de fiabilité correspondants sont montrées dans la Figure 2.45b. Il est intéressant de constater que les indices de fiabilité cibles sont bien respectés dans les Figures 2.44b et 2.45b. Par ailleurs, plus la contrainte sur le niveau de performance cible est élevée (i.e., plus l'indice  $\beta_0$  est faible), plus les seuils de détection des inspections sont faibles (i.e., le niveau de qualité de l'inspection augmente). Dans ces cas d'application, il est montré que la procédure d'optimisation permet de déterminer de façon objective l'ensemble des solutions optimales satisfaisant les différentes contraintes. Cette procédure permet également de différencier les solutions suivant qu'elles favorisent plus une ou l'autre des deux fonctions objectifs (Figures 2.43a, 2.44a, et 2.45a).

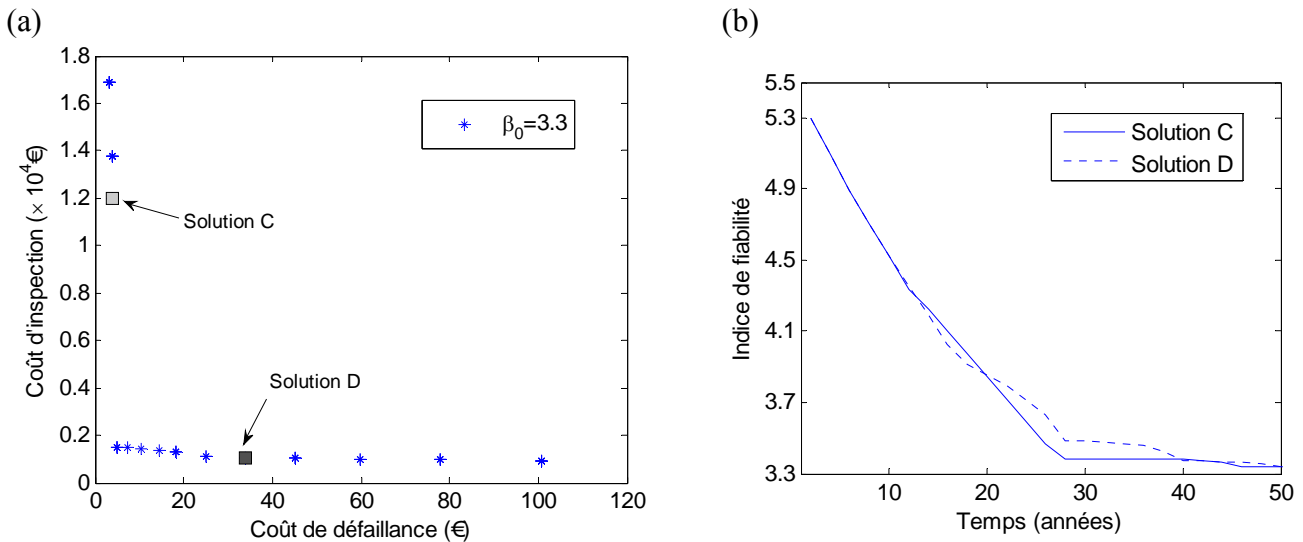


Figure 2.44. (a) Illustration des solutions Pareto-optimales et (b) évolution des indices de fiabilités pour les solutions C et D, lorsque  $\beta_0 = 3.3$ .

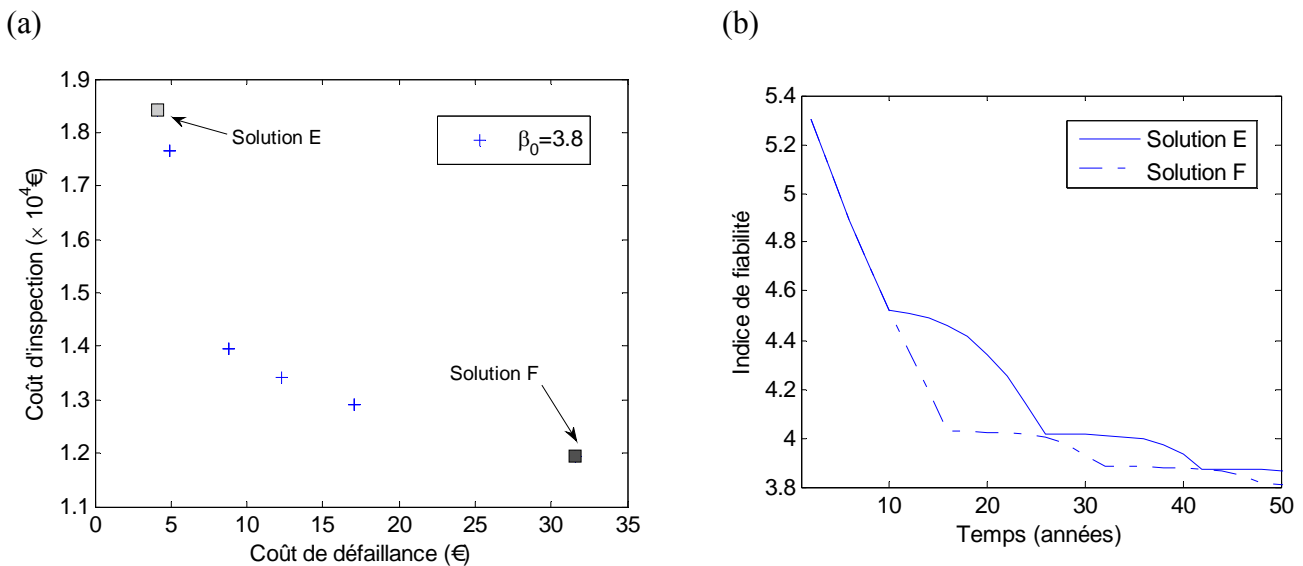


Figure 2.45. (a) Illustration des solutions Pareto-optimales et (b) évolution des indices de fiabilités pour les solutions E et F, lorsque  $\beta_0 = 3.8$ .

Il apparaît évident que les deux communautés, celle tournée vers l'analyse sur le cycle de vie de l'ouvrage, et celle sur le suivi structural des ouvrages, peuvent tirer profit d'une synergie de leurs caractéristiques individuelles. La première permet de fournir au gestionnaire des informations sur les coûts à venir, sur les niveaux et les indices de performance minimaux. Elle manque cependant parfois de précision sur la connaissance réelle du niveau de performance de l'ouvrage, et utilise donc des données d'entrée qui peuvent être éloignées de la réalité. Aborder la question des effets des incertitudes (de façon similaire au Paragraphe 1.4 avec les indices de Sobol) pour réduire de manière efficace le nombre de variables aléatoires

dans ce type de modèles méritera de futurs développements. La deuxième permet de caractériser précisément les sollicitations auxquelles l'ouvrage est soumis, et surtout la réponse réelle de l'ouvrage sous ces sollicitations, sans toutefois pouvoir les relier aisément à un processus de décision sur le cycle de vie de l'ouvrage. Développer une interaction entre ces deux approches qui ont la même entité d'étude à savoir l'ouvrage, est donc pertinent et répond à des enjeux de gestion durable des infrastructures.

#### **2.4.7 Conclusions**

L'objectif de cette étude est d'intégrer les informations issues d'une campagne de surveillance structurale dans une analyse sur le cycle de vie de l'ouvrage afin de déterminer les futures stratégies d'inspection.

L'accès aux données sur les sollicitations subies par l'ouvrage, à la qualité des différents types d'auscultation, et également au dossier de l'ouvrage, incluant les caractéristiques des matériaux et les caractéristiques géométriques, permet dans cette étude d'analyser l'impact des stratégies d'inspection futures sur le niveau de fiabilité de l'ouvrage en fin de vie en service. Il est noté que la démarche proposée dans cette étude s'appuie sur les concepts et méthodologies développées dans le projet national MIKTI (2010).

L'optimisation est certainement un outil essentiel pour construire un outil d'aide à la décision objectif, et donc pertinent, dans le contexte de l'aide à la décision. L'optimisation doit être au cœur du processus de gestion car elle permet de trouver un compromis, surtout économique, mais pouvant être également sociétal, voire environnemental, entre plusieurs solutions de gestion. Dans la gestion d'un ouvrage d'art sur son cycle de vie, la procédure d'optimisation doit donc permettre d'articuler les différentes entités que sont la mise en place d'une surveillance de santé structurale, les instants et les qualités d'inspections (visuelles, détaillées, ciblées), les actions de maintenance préventive, les actions de réhabilitation, et finalement la prise de décision relative à la fin de vie de l'ouvrage (démolition, recyclage, reconstruction,...). Dans un contexte où des intérêts conflictuels rendent la prise de décision délicate, un processus d'optimisation multi-critères apparaît comme une méthode particulièrement pertinente.

## 2.5 Synthèse

---

Le grand défi pour les gestionnaires d'ouvrages d'art est l'âge des infrastructures puisque nombre d'entre elles arrivent à la fin de (ou parfois dépassent) la durée de service pour laquelle elles ont été conçues et/ou témoignent des signes du vieillissement. Le maintien des fonctionnalités et de la sécurité doit alors être assuré. Les gestionnaires doivent également faire face à des contraintes budgétaires croissantes (restrictions des budgets alloués à l'entretien, arbitrages et nécessaire priorisation). Ces contraintes rendent nécessaires à la fois l'identification des budgets à mobiliser dans une stratégie de gestion sur le long terme (comment éviter que l'ensemble du patrimoine ne se dégrade ?) et la capacité à hiérarchiser les priorités de manière rationnelle. Par ailleurs, l'articulation entre le plan de long terme (gestion patrimoniale) et les actions de court terme (stratégie d'entretien) est rarement formalisée, les budgets étant le plus souvent décidés de manière distincte et les services concernés étant différents. La grande complexité dans la gestion des patrimoines d'ouvrages d'art provient de ce qu'elle est multi-dimensionnelle, multi-échelle, multi-critère et que la prise en compte du risque y tient une place centrale.

Dans ce contexte, les deux exemples présentés dans ce chapitre avaient pour objectif d'illustrer les recherches menées ces dernières années dans le cadre de la gestion pérenne des ouvrages d'art.

Ces deux exemples mettent en exergue le fait que la gestion de patrimoine relève de ce que l'on peut appeler la «décision en organisation». Il revient aux décideurs de définir les objectifs et les critères d'évaluation de leur politique de gestion patrimoniale. Ces objectifs, à l'origine essentiellement techniques et d'ordre économique s'enrichissent aujourd'hui d'autres éléments : qualité du service, impact environnemental, utilité sociétale du patrimoine, sécurité publique... Une politique efficace et cohérente requiert que ces objectifs soient clairement définis et traduits en termes opérationnels (critères). Il faut aussi disposer d'une approche d'aide à la décision permettant d'identifier et de formaliser les préférences sur les différents critères, puis à partir de celles-ci de retenir la politique patrimoniale présentant le meilleur compromis. La formalisation des problématiques décisionnelles au travers des outils d'aide à la décision dans un contexte d'information imparfaite (incertitude, imprécision, incomplétude) doit permettre de faciliter les échanges entre acteurs techniques et non techniques.

Une politique de gestion efficace du patrimoine doit rendre cohérents des objectifs, des actions et des décisions à long terme («stratégie de gestion», politique patrimoniale) et à court terme («tactique», gestion opérationnelle) ; du matériau (sur lequel on va chercher à récupérer de la donnée) aux ouvrages, jusqu'à l'ensemble du patrimoine (parc/réseau), avec une problématique d'agrégation et de spécification à chaque échelle des données/informations/connaissances. De nombreuses interactions existent entre ces échelles : tout d'abord temporelles, la politique patrimoniale ne pouvant pas se résumer à une succession pré-programmée de décisions et d'interventions, qui seront nécessairement remises en question (événements imprévus, contraintes budgétaires...), et également spatiales, significatives pour tous les ouvrages en interaction physique, dès qu'ils font partie d'un réseau/itinéraire.

Enfin, le concept de risque doit fournir un cadre cohérent à l'ensemble de la démarche. L'un des objectifs d'une gestion durable des infrastructures est la minimisation des conséquences, qu'elles soient sociétales, environnementales ou économiques, causées par le non fonctionnement ou la défaillance non attendue de la structure, d'un composant, d'un système ou d'un équipement. La mise en œuvre d'une politique adaptée de gestion des risques doit permettre d'atteindre cet objectif tout en composant avec le manque, l'hétérogénéité des informations disponibles et la fiabilité variables des sources de données.

# Chapitre 3

## Surveillance de santé structurale

### Préambule

---

Les travaux de recherche présentés dans ce troisième chapitre s'inscrivent dans mon deuxième axe d'étude sur la « surveillance de santé structurale ». Ces travaux ont été menés dans le cadre (i) de la coordination du Projet National S3 (de 2009 à 2011), avec la participation à l'encadrement de la thèse de M. Alexandre Cury (de 2009 à 2010), (ii) de l'animation depuis 2009 de l'opération de recherche 11R122 sur la maîtrise du cycle de vie des ouvrages au LCPC, puis à l'IFSTTAR et (iii) d'une collaboration avec le Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) au Portugal et la participation à l'encadrement de thèse de M. João Pedro Santos entre 2011 et 2014. Ces travaux de recherche, focalisés sur l'utilisation de la mesure, statique ou dynamique, pour détecter des comportements structuraux anormaux, ont pu s'appuyer sur un socle de diverses méthodes numériques développées ou en cours de développement au LCPC, puis à l'IFSTTAR.

### 3.1 Introduction

---

Les infrastructures civiles (ponts, bâtiments, réseaux...) sont de manière constante et continue soumises à des environnements agressifs, au vieillissement de leurs éléments ou de leurs matériaux constitutifs, à des évolutions ou à des conditions exceptionnelles d'exploitation. Ces facteurs amplifient l'effet de toute erreur de conception ou de construction ou



d'endommagements accidentels : ils fournissent ainsi l'espace à de nouvelles ou de plus rapides dégradations structurales. Durabilité et durée de vie effectives en sont fortement réduites. Mais toute action de maintenance, de réparation, de réhabilitation, de limitation d'exploitation ou d'arrêt d'exploitation n'a de sens que si l'on dispose de manière adaptée et pertinente de procédures et de méthodes pour évaluer la capacité de résistance résiduelle, et l'aptitude au service. Afin d'améliorer l'évaluation de la performance des ouvrages, ou à défaut d'en avoir une vision objective et correcte, il est important de pouvoir caractériser de manière pertinente le comportement réel de l'ouvrage. Ce processus de détermination, de suivi et d'évaluation de cette aptitude au service est le principe même de ce que l'on appelle la Surveillance de Santé Structurale.

La surveillance de santé structurale est généralement définie comme le processus permettant de détecter des endommagements (Farrar & Worden 2007). L'occurrence d'endommagements, pouvant être définis comme des modifications structurales impactant la performance actuelle ou future de l'ouvrage (Cury 2010), peut avoir des impacts humains et sociétaux significatifs. Dans ce contexte, une stratégie pertinente de surveillance structurale devrait être capable de fournir un retour en temps réel (Aftab Mufti, 2001; Posenato et al. 2010) et détecter tout comportement structural anormal avant que des endommagements plus importants ne surviennent et affectent de manière plus significative le niveau de performance. La recherche d'indicateurs robustes et corrigés d'effets environnementaux est également un objectif de cette action de recherche. En effet, l'influence des conditions environnementales sur la surveillance de santé structurale est de deux ordres : métrologique lorsqu'elle agit sur la mesure délivrée par les capteurs eux-mêmes, structurale lorsqu'elle influe sur le comportement mécanique (Sohn et al. 1999, Fujino & Yoshida, 2002, Guo et al. 2007). La respiration des ouvrages sous l'effet de ces conditions environnementales (température, hygrométrie...) a pour effet de polluer la capacité des indicateurs de diagnostic à mettre en évidence des modifications structurales (Figure 3.1).

En effet, la mise en œuvre d'indicateurs de diagnostic implique de savoir distinguer ce qui est inhérent à une modification structurale (ou à une mauvaise modélisation) de ce qui est lié à d'autres sources. En particulier, des changements sur la valeur d'un ou plusieurs indicateur(s) peuvent provenir de variations de conditions climatiques ou d'erreurs de mesures. L'application de lois prédéterminées de correction peut s'avérer très délicate dans certains cas, ce qui conduit naturellement à se poser la question d'une correction statistique des

indicateurs par les paramètres environnementaux (par exemple la température). Les approches proposées dans ce chapitre ne considèrent pas de modèle mécanique mais se basent sur des modèles statistiques de discrimination pour séparer les valeurs des indicateurs liées à une modification structurale de celles qui ne le sont pas. Ces modèles apparaissent de plus en plus indispensables dans l'apprentissage des seuils de détection d'anomalie, problématique rencontrée systématiquement par les gestionnaires d'ouvrages. L'objectif est alors de quantifier le dommage sur la base des indicateurs déterminés précédemment par des algorithmes de reconnaissance de forme.

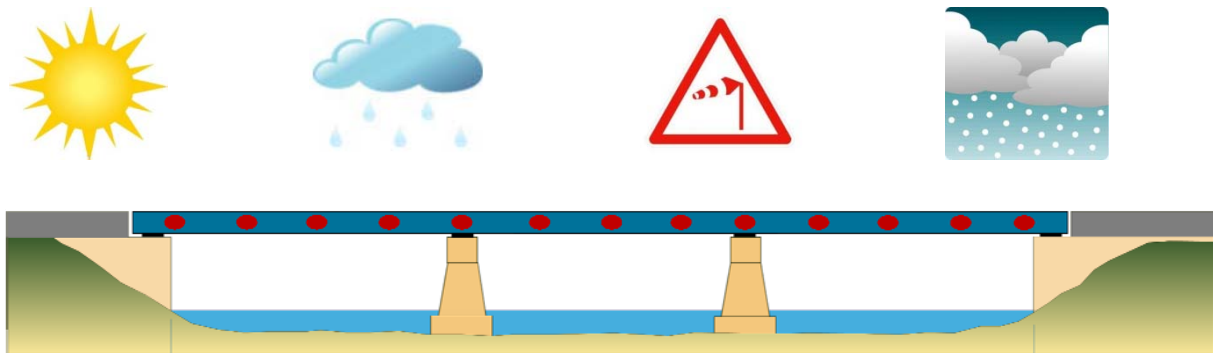


Figure 3.1. Prise en compte de l'environnement extérieur dans la surveillance structurale d'un ouvrage.

Les techniques de surveillance se basent sur des modélisations pouvant être directes ou inverses (Wang et al. 2012) pour identifier les modifications structurales. Les méthodes inverses sont fréquemment nommées actualisation de modèles et consistent à ajuster les réponses du modèle aux données expérimentales en modifiant les paramètres ne pouvant pas être mesurés directement (Glaser & Tolman, 2008). De telles techniques peuvent fournir des informations pertinentes sur des changements comportementaux. Cependant, la grande complexité des processus mis en jeu les rendent difficilement utilisables pour des applications en temps réel (Glaser & Tolman, 2008). A l'inverse, les approches directes ne nécessitent pas l'utilisation de modèles (Glaser & Tolman, 2008). Elles peuvent reposer sur des techniques de data mining pour extraire des informations de données temporelles obtenues in situ (Sohn et al. 2004). Leur simplicité d'implémentation en font de très bons candidats pour mener des investigations en temps réel sur des infrastructures de grandes dimensions (Posenato, 2009) et pour les incorporer dans des stratégies de surveillance de santé.

L'extraction et l'interprétation d'indicateurs est une étape courante des stratégies basées sur les données de l'instrumentation (Farrar & Worden, 2007; Sohn et al. 2004). Un indicateur est une information issue des données temporelles enregistrées sur site qui peut mettre en évidence des modifications structurales (Worden et al. 2011). Les indicateurs sont en général nécessaires car les données brutes ne permettent généralement pas d'observer des modifications du comportement d'une structure. Les données accélérométriques brutes sont par exemple peu révélatrices d'un changement à l'inverse des caractéristiques modales (Alvandi & Crémona, 2006; Zhou et al. 2011), des transformées en ondelettes (Jung & Koh, 2009; Kim et al. 2013) des modèles auto-regressifs (Figueiredo, 2010; Lautour & Omenzetter, 2010). Pour des données statiques telles que les contraintes (Moyo & James Bronjohn, 2002; Treacy & Brühwiler, 2012), les déplacements (Santos et al. 2013a) ou les forces (Calçada et al. 2005), l'information contenue est en général plus révélatrice et le traitement des données a plus un objectif de caractérisation statistique des différentes distributions observées. Les réponses structurales concernent en général des lignes d'influence associées aux effets du trafic (Calçada et al. 2005; Rodrigues, 2011; Strauss et al. 2012; Treacy & Brühwiler, 2012) ou des effets plus diffus dans le temps tels que l'impact des variations de température (Lanata & Grosso, 2006; Laory, 2013; Posenato et al. 2010; Santos et al. 2012a). Les caractéristiques statistiques portent alors sur les résidus, (Loh et al. 2011; Mata, 2011), les composantes principales (Lanata & Grosso, 2006; Posenato et al. 2010; Santos et al. 2013a), les fonctions d'autocorrélation (Loh et al. 2011) ou encore les données symboliques (Cury & Crémona, 2012; Santos et al. 2012a,b). Les données symboliques ont récemment été appliquées à la surveillance de santé structurale et ont montré tout leur potentiel notamment dans les techniques de fusion de données provenant d'un grand nombre de capteurs pour détecter des endommagements. De plus, l'analyse de données symboliques permet de traiter autant des données dynamiques que statiques, ce qui élargit leur champs d'utilisation.

La discrimination des indicateurs pour les méthodes de surveillance basées sur les données a reçu moins d'attention (Farrar & Worden, 2007; Figueiredo, 2010). Ces méthodes doivent pouvoir identifier et classifier des comportements structuraux (identifiés ou non identifiés). La démarche s'effectue généralement via l'utilisation d'algorithmes de reconnaissance de forme avec la caractérisation d'un état de référence lorsque la structure est considérée non endommagée et dans un état stable. Des nouvelles caractéristiques sont alors analysées pour voir si le comportement reste inchangé ou non. Le contrôle statistique des procédés (Posenato

et al. 2010), les réseaux neuronaux perceptrons multicouche (Lautour & Omenzetter, 2010) ou encore les machines à support vecteur (Kim et al. 2013) sont parmi les algorithmes les plus utilisés. L'analyse par partitionnement (cluster) peut être vue comme une alternative car elle ne nécessite pas l'identification d'un état de référence pour discriminer des états structuraux. Même si ce type d'approche a été identifié comme très efficace pour discriminer les données en l'absence d'un état de référence, la complexité des calculs associés n'a pas motivé son utilisation pour des surveillances de santé d'ouvrages (Sohn & Kim, 2008). Pour contourner cette difficulté, l'analyse de données symboliques a été introduite et couplée avec une analyse de partitionnement (cluster) pour fournir une démarche de classification des états structuraux quand aucun état de référence n'existe (Cury et al. 2010; Cury, 2010; Santos et al. 2012b). En dépit de nécessiter ou pas un état de référence, les méthodes de discrimination des états structuraux ont essentiellement été identifiées dans la littérature comme « off-line » dans le sens où l'analyse est menée ultérieurement à l'enregistrement des données sans possibilité d'avoir une détection d'endommagements proche du temps réel. Ces techniques de discrimination ne sont d'ailleurs généralement pas utilisées en suivi continu mais sont appliquées à des grands volumes de données acquis avant et après un événement particulier. La suite de ce chapitre est organisée de la façon suivante. Après un bref rappel sur le concept de data mining et d'analyse de données symboliques (Paragraphe 3.2), deux cas d'étude (Santos 2014, Santos et al. 2013b, 2015a-b) sont présentés pour illustrer la démarche mise en place (Paragraphes 3.3 et 3.4).

## 3.2 Data mining et analyse de données symboliques (ADS)

Ce paragraphe a pour objectif d'introduire les concepts majeurs du Data Mining et de l'Analyse de Données Symboliques (ADS). Dans un premier temps, des aspects généraux sur le Data Mining et la création de l'ADS sont présentés en mettant en évidence la manière dont les données sont manipulées. Dans un second temps, leur application aux techniques de partitionnement (détermination de « clusters ») est présentée.

### **3.2.1 Naissance du Data Mining**

Le concept de Data Mining ou « exploitation de données » apparaît en 1989 sous un premier nom de KDD (Knowledge Discovery in Databases, en français ECD pour Extraction de Connaissances à partir des Données), avant qu'en 1991 apparaisse pour la première fois le

terme de Data mining ou « minage / fouille des données ». Comme l'expliquent Berry & Linoff (1997), ce concept – tel qu'on l'entend aujourd'hui, et surtout tel qu'on l'applique dans les services marketing – est étroitement lié au concept du « one-to-one relationship ». C'est à dire la personnalisation des rapports entre l'entreprise et sa clientèle. Le terme de Data Mining est souvent employé pour désigner l'ensemble des outils permettant à l'utilisateur d'accéder aux données de l'entreprise pour les analyser (Cerrito 2007, Hamm 2006, Mirkin 2005).

Depuis l'arrivée des systèmes d'information, les entreprises ont pris conscience de l'importance du média informatique. Dans un premier temps, les systèmes informatiques ont permis de remplacer le papier pour stocker l'information. Puis, les données ont été organisées et structurées sous forme de base de données afin de pouvoir les consulter plus facilement, d'effectuer des tris, de les lier entre elles et plus récemment de les mettre à disposition du monde entier. L'évolution des systèmes d'information a ainsi introduit le Data Mining (il est noté que plus de la moitié des entreprises américaines ont acheté un outil de Data Mining en 1997 (Source IDC)).

Le Data Mining devient un outil stratégique pour les entreprises désireuses d'exploiter au maximum les quantités gigantesques d'informations dont elles disposent (IBM 1999, Witten & Frank 2005). Il existe alors un ensemble de techniques qui permettent de transformer les données en connaissances et d'augmenter la valeur des données contenues dans le Datawarehouse (qui peut se traduire par « gérer les bases de données de l'entreprise ») qui est un système de bases de données normalisant, homogénéisant et synthétisant les bases disparates, parfois multi réparties des grandes entreprises.

Le Data Mining utilise des outils plus ou moins sophistiqués pour découvrir des modèles et des relations précédemment inconnues (ou « cachées ») dans des grands ensembles de données (Han & Kamber 2006). Ces outils peuvent inclure des modèles statistiques, des algorithmes mathématiques, des méthodes d'apprentissage, etc. Le Data Mining ne se limite pas à un assemblage et un stockage de données. Il inclut également une analyse critique de ces données dans un moment présent, mais aussi une prévision de tendances pour l'avenir.

La démarche du Data Mining peut être exécutée sur des données représentées sous formes quantitatives, textuelles ou de type multimédia (comme des images et des sons, par exemple). Les techniques d'extraction de connaissances peuvent nécessiter de nombreux paramètres

pour caractériser les données. Elles incluent l'association (modèles où un événement est lié à un autre : acheter un stylo et du papier, par exemple), l'ordre ou l'analyse de conséquences (modèles où un événement mène à un autre : la naissance d'un enfant et l'achat d'un berceau), la classification (identification de nouveaux modèles), le clustering (découverte et visualisation de groupes de données : préférences de marques de vêtements) et la prédiction (découverte de modèles à partir desquels des prévisions raisonnables concernant des futures activités peuvent être proposées). L'un des grands apports du Data Mining est lié à l'utilisation des approches dites de découverte, pour lesquelles des algorithmes peuvent être employés pour examiner simultanément plusieurs relations multidimensionnelles de données (Hastie et al. 2009).

Le Data Mining est de plus en plus utilisé aujourd'hui tant dans les secteurs privés que publics. Il est souvent considéré comme un outil permettant la gestion d'information sur des clients et la réduction des probabilités de fraude et de perte, par exemple (Larose & Vallaud 2005, Lebart et al. 2006, Lefébure & Venturi 2001). Bien que les algorithmes d'exploitation de données peuvent être des outils très puissants, ils ne se suffisent pas à eux-mêmes. En ce sens, l'analyse critique de l'utilisateur reste toujours nécessaire.

Les techniques statistiques utilisées pour l'analyse de données ont généralement été conçues pour des cas d'application relativement simples. L'unité de l'analyse est souvent un individu (par exemple, une personne, un objet, un endroit, etc.) décrit par un type bien défini de variables (qualitatives ou quantitatives), associées chacune à une valeur simple. Lorsque les unités d'étude passent du niveau « individu » au niveau « ensembles d'individus », leur description devient plus délicate. En cela, une nouvelle représentation de données a été conçue. Ces données, contenant une information plus générale mais également plus complexe, sont nommées « données symboliques ». Pour mieux les appréhender et en extraire de nouvelles connaissances, l'ADS a été créée (Bock & Diday 2000, Billard & Diday 2006, Diday & Noirhomme-Fraiture 2008).

### **3.2.2 Des données classiques aux données symboliques**

Les récents progrès techniques et technologiques rendent désormais possible l'acquisition continue d'informations diverses et le stockage de bases de données volumineuses. Cependant, en dépit de la capacité de traitement courante des ordinateurs, les ressources informatiques nécessaires pour manipuler et analyser des grands ensembles de données sont

généralement limitées. Par ailleurs, les méthodes traditionnelles d'analyse de données ont été développées à une époque où la quantité d'information disponible était beaucoup plus limitée qu'elle ne l'est actuellement. Plusieurs études liées à l'analyse multivariée, à la reconnaissance des motifs, aux bases de données et à l'intelligence artificielle ont été menées depuis des années. Les méthodologies en cours de développement généralisent les techniques d'analyse des données classiques, comme par exemple la visualisation, les techniques factorielles, les arbres de décision, la discrimination, la régression, la classification ou encore les méthodes de partitionnement de données.

Contrairement à l'analyse classique qui se concentre sur l'étude des individus, l'analyse symbolique manipule des concepts, qui représentent une famille plus riche et moins spécifique de données. Les concepts, considérés comme des nouvelles unités statistiques, sont décrits par des données plus complexes que celles habituellement rencontrées en analyse statistique. Elles sont dites symboliques, car en exprimant la variation interne inhérente aux concepts et en tenant compte des spécificités de la base de données, elles ne peuvent pas être manipulées uniquement par de simples descriptions numériques ou qualitatives. En cela, elles nécessitent une caractérisation plus riche mais aussi plus compacte (Cury 2010). Dans ce contexte, l'extension des méthodes classiques à de telles données représente un enjeu majeur. Le Tableau 3.1 donne un exemple simple d'une comparaison des unités d'étude d'une analyse classique et d'une analyse symbolique.

<b>Données classiques « <i>individus</i> »</b>	<b>Données symboliques « <i>concepts</i> »</b>
Joueurs	Équipes
Orchidées, roses	Fleurs
Pigeons, canards	Oiseaux

Tableau 3.1. Exemples d'unités d'étude pour une analyse classique et une analyse symbolique.

La première étape de l'ADS est d'assembler et de décrire les concepts. Ceci peut être réalisé par l'utilisation de variables qui permettent non seulement de bien représenter mais aussi de caractériser ces concepts. La seconde étape consiste à analyser le tableau de données symboliques issu de la première étape. Pour cela, il est nécessaire d'élargir les notions du Data Mining et de la statistique classique au cas où les unités sont des concepts décrits par des variables symboliques. Ce type d'analyse est connu sous le nom de Knowledge Mining (Bock & Diday 2000). Ainsi, dans cette seconde étape, l'ADS n'a pas pour but d'analyser une seule sorte de données complexes. Au contraire, le but est d'analyser des concepts décrivant la

variation interne de leurs instances, décrites par des données de toutes sortes qui peuvent être plus ou moins complexes. Les tableaux de données symboliques peuvent comporter des objets de différentes natures (par exemple, un ensemble de plusieurs valeurs), pouvant être pondérés et liés entre eux par des règles et/ou des taxonomies. Des exemples de ces représentations sont énumérés ci-dessous :

- une seule valeur quantitative. Par exemple, si « hauteur » est la variable et  $z$  est un individu :  $\text{hauteur}(z) = 1,75 \text{ m}$ ,
- une seule valeur catégorique :  $\text{ville}(z) = \text{Paris}$ ,
- des données catégoriques multi-valeurs :  $\text{prix}(z) = \{\text{haut, moyen, bas}\}$  indiquant que le prix général pour un produit  $z$  peut être haut, moyen ou bas,
- des données de type intervalle :  $\text{poids}(z) = [20 ; 180]$  signifie que le poids de  $z$  varie dans l'intervalle  $[20 ; 180]$ ,
- des données de type modal multi-valeurs (histogramme) :  $\text{hauteur}(z) = \{[0 ; 1,20] (0,225) ; [1,20 ; 1,50] (0,321) ; [1,50 ; 1,80] (0,335) ; [1,80 ; 2,10] (0,119)\}$  indiquant que 22,5% de la population  $z$  a sa hauteur comprise entre 0 et 1,20 m, 32,1% entre 1,20 m et 1,50 m, 33,5% entre 1,50 m et 1,80 m, et 11,9% entre 1,80 m et 2,10 m.

Ce type de représentation permet d'exprimer la variabilité qui entache chacun des concepts. En étendant l'analyse de données traditionnelles aux tableaux de données symboliques, l'ADS permet d'extraire des descriptions symboliques munies d'un opérateur de comparaison et d'une fonction de reconnaissance formant un triplet appelé « objet symbolique ». Ces objets symboliques décrivent les concepts par leurs propriétés communes et leur extension dans l'ensemble des individus qu'ils représentent (Billard & Diday, 2006). Les principaux avantages des descriptions symboliques peuvent se résumer comme suit :

- elles fournissent un résumé de la base de données plus générale que les données agrégées habituelles, tenant compte de la variation interne et permettant de construire un nouveau tableau de données plus riche en information pour lequel une ADS peut être appliquée ;
- afin de modéliser des concepts, elles peuvent aisément exprimer des propriétés des variables provenant de plusieurs tableaux associés à différentes populations. Par exemple,



pour construire une description symbolique associée à une ville, il est possible d'utiliser des propriétés issues d'une relation décrivant les habitants de chaque ville et une autre décrivant les écoles de chaque ville ;

- plutôt que de fusionner plusieurs bases pour étudier ensuite la base synthétique obtenue, il peut être plus pertinent d'extraire d'abord des descriptions symboliques de chaque base puis d'étudier l'ensemble des descriptions symboliques ainsi obtenues.

Afin d'illustrer la différence entre données classiques et symboliques, l'étude de la surveillance dynamique d'une structure est maintenant considérée. Un essai hypothétique  $E$  contenant 10000 valeurs mesurées par 10 capteurs accélérométriques est introduit et illustré à la Figure 3.2. Cet essai peut être représenté de manière symbolique. Dans cet exemple, les valeurs mesurées sont les individus et les capteurs sont les variables qui décrivent les essais dynamiques (ici, les concepts). Le signal mesuré par le capteur 7 est maintenant considéré. La Figure 3.3 illustre le passage de la représentation classique à la représentation symbolique. Dans cette transformation, chaque valeur mesurée est projetée sur l'axe des ordonnées. Un histogramme est alors construit, en tenant compte de la proportion de valeurs comprises entre les bornes de chaque division. Ces divisions sont nommées catégories. Le nombre de catégories est défini a priori selon le type d'étude menée et détermine la résolution ou le degré de raffinement pour la description de chaque concept.

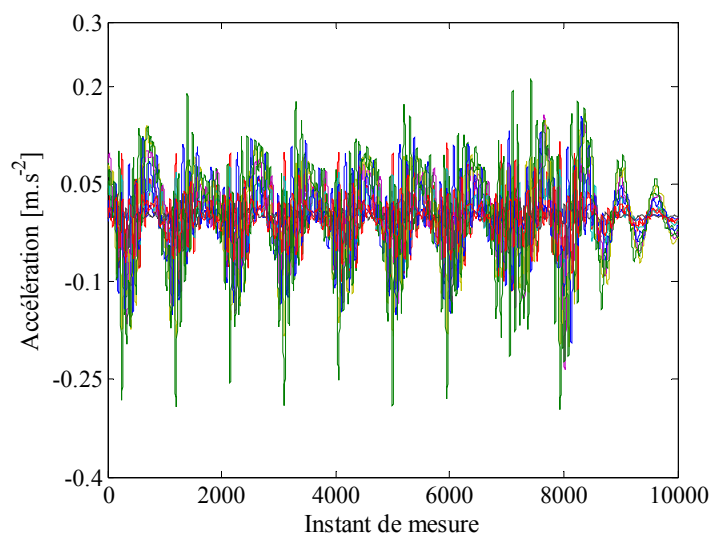
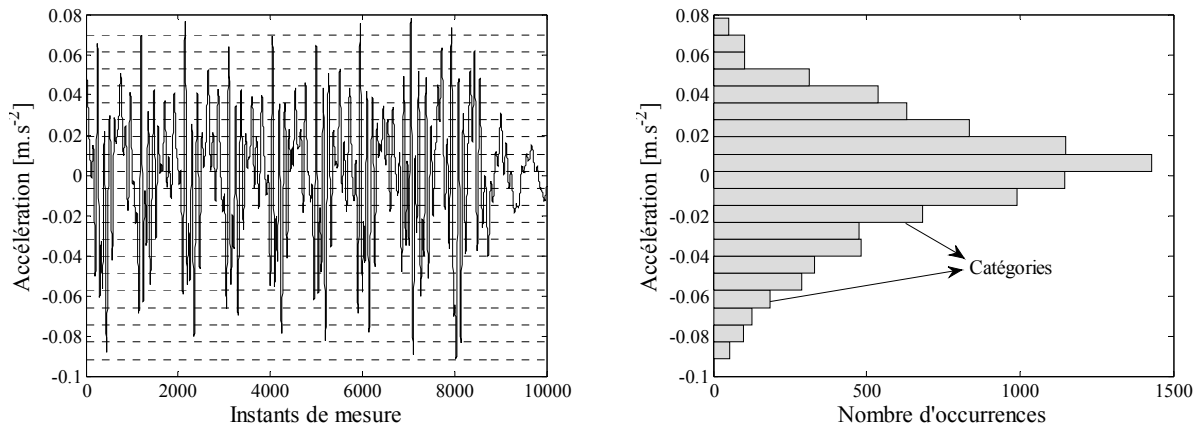


Figure 3.2. Exemple d'un essai dynamique.



(a) Signal enregistré par le capteur 7.

(b) Histogramme à 20 catégories.

Figure 3.3. Représentation symbolique d'un signal classique par un histogramme de valeurs.

Une autre manière de représenter symboliquement cet essai est de le transformer en intervalles absolus ou interquartiles. Le premier prend en compte les valeurs minimales et maximales absolues. Le deuxième considère les valeurs correspondantes à 25% et à 75% de la distribution<sup>1</sup>. Le Tableau 3.2 illustre une description en données symboliques pour l'essai *E* à partir des intervalles interquartiles et des histogrammes à 20 catégories. Pour ce dernier, les valeurs entre parenthèses indiquent les proportions calculées pour chacune des catégories définies initialement.

Capteur	Intervalle interquartile [ $m \cdot s^{-2}$ ]	Histogramme
1	$[-0,0142 ; 0,0176]$	$[1(0,002), \dots, 10(0,31), \dots, 20(0,001)]$
2	$[-0,0517 ; 0,0675]$	$[1(0,001), \dots, 10(0,28), \dots, 20(0,005)]$
10	$[-0,0051 ; 0,0056]$	$[1(0,003), \dots, 10(0,25), \dots, 20(0,004)]$

Tableau 3.2. Description symbolique de l'essai *E* représenté par des capteurs.

### 3.2.3 Méthodes de classification des données

Ce paragraphe présente deux grandes familles de méthodes de classification des données : les méthodes dites non supervisées et les méthodes dites supervisées.

La première consiste à grouper un ensemble d'observations inconnues (non étiquetées) dans des groupes significatifs (nommés clusters). Des étiquettes sont associées aux clusters indirectement à partir des calculs réalisés par différents algorithmes. De cette façon, le but est

<sup>1</sup>Par exemple, pour une distribution continue de valeurs réelles entre 1 et 10, l'intervalle interquartile est  $[2,5 ; 7,5]$ .

d'identifier des groupes tels que les observations les plus similaires se retrouvent dans un groupe commun et les plus différentes soient séparées dans des groupes distincts.

Pour la deuxième famille de méthode, une collection d'étiquettes (connues a priori) est fournie comme donnée d'entrée pour la détermination de différentes classes. Le problème consiste à donner une étiquette à une nouvelle observation sachant que les groupes sont déjà définis. Dans ces méthodes, deux phases sont nécessaires pour classer les données. Dans la première phase (dite d'entraînement), des étiquettes connues sont utilisées pour que l'algorithme de classification apprenne les descriptions relatives à chaque classe. Dans la seconde phase (dite de test), l'algorithme est utilisé pour classer une nouvelle observation.

### **3.2.3.1 Méthodes de classification non supervisée**

Le groupement de données (encore appelé partitionnement de données ou clustering) est une problématique considérée depuis de nombreuses années dans différents domaines tels que l'économie, les études statistiques, la médecine, etc. (Bock & Diday, 2000). L'objectif, exprimé de manière très générale, est de séparer un ensemble d'objets en différents groupes en fonction d'une certaine notion de similarité (ou de dissimilarité). Les objets considérés comme similaires sont ainsi associés au même cluster alors que ceux considérés comme différents, sont associés à des clusters distincts. Intuitivement, l'objectif du clustering est de regrouper un ensemble de données de la manière la plus naturelle possible.

L'un des atouts des méthodes de clustering est lié à la capacité d'organiser de grands ensembles de données pour aider à simplifier l'information et généraliser l'analyse de différents comportements. Cette information simplifiée peut également être employée pour réaliser des prédictions et effectuer des hypothèses sur la base des clusters constitués.

Différents types de classification non supervisées sont proposées dans la littérature (Tableau 3.3). Deux familles de méthodes sont distinguées : les méthodes *hiérarchiques* et les méthodes *par partition*. Dans le premier cas, une hiérarchie de clusters est formée pour caractériser la similarité (ou dissimilarité) entre les objets. Deux types de méthodes hiérarchiques se distinguent :

- les méthodes divisives ou descendantes. Elles démarrent avec un seul cluster qui regroupe l'ensemble des objets. Cet ensemble initial est alors divisé successivement en plusieurs clusters selon un certain critère jusqu'à ce que tous les objets soient classés dans des

clusters différents (où chaque cluster ne contient qu'un seul objet). La méthode des divisions hiérarchiques est un exemple de méthode divisive ;

- les méthodes agglomératives ou ascendantes. Elles démarrent avec autant de clusters que d'objets. Les clusters sont fusionnés successivement selon un certain critère jusqu'à ce que tous les objets soient finalement regroupés dans un seul cluster. La méthode des agglomérations hiérarchiques est un exemple de méthode agglomérative.

Dans le cas de clustering par partition, les clusters sont aussi définis par des critères de proximité, mais la notion de hiérarchie entre eux n'est pas nette. On peut citer par exemple la méthode des nuées dynamiques.

<b>Familles de Techniques descriptives dites aussi « non-supervisées »</b>			
Types	Famille	Sous-famille	Algorithme
Méthodes descriptives	Modèles géométriques	Analyse Factorielle (Projection sur un espace de dimension inférieur)	Analyse en Composantes Principales (ACP)
			Analyse Factorielle des Correspondances de tableaux de fréquences
		Analyse typologique (regroupement en classes homogènes)	Analyse Factorielle des Correspondances de variables catégorielles
			Méthodes de partitionnement (centres mobiles, K-means, nuées dynamiques)
	Modèles à base de règles combinatoires	Analyse typologique avec réduction de dimension	Méthodes hiérarchiques (agglomérations et divisions hiérarchiques)
			Classification par cartes de Kohonen (dite Neuronale) : recherche de classes homogènes et simultanément leur positionnement sur une grille exprimant leur proximité
		Détection des liens	Détection d'associations
		Recherche de séquences similaires	

Tableau 3.3. Présentation des méthodes descriptives (Tuffery 2007).

Il est important de noter que les méthodes de clustering sont étroitement liées aux mesures de distance utilisées pour déterminer des similarités/dissimilarités entre objets et créer des clusters. La dissimilarité entre objets est évaluée ici par une fonction qui estime la « distance » les séparant. Si la distance entre deux objets est petite, ils sont considérés comme proches, et donc similaires (Esposito et al. 2000). Au contraire, si la distance est grande, les objets sont « éloignés », et donc différents. Une fois cette fonction de distance définie, la tâche de clustering consiste à minimiser la somme des distances entre membres d'un même cluster (définie comme l'inertie intra-cluster), et maximiser celle entre clusters (définie comme

l'inertie inter-cluster). La procédure de clustering doit finalement fournir un ensemble de clusters avec une grande similarité intra-cluster (groupes intrinsèques) et une grande dissimilarité inter-cluster (groupes isolés). Le choix d'une mesure de distance constitue un pas très important dans le clustering. Manifestement, un objet  $A$  peut être considéré proche d'un objet  $B$  pour une mesure particulière, mais aussi distant d'après une autre mesure. Dans la littérature courante, plusieurs types de mesures sont répertoriés (distances Euclidienne, de Gowda-Diday, d'Ichino-Yaguchi, de De Carvalho, etc.) (Malerba et al. 2001). Dans le cas où les variables sont des intervalles, la distance de Hausdorff peut être utilisée (Billard & Diday 2006). Les essais dynamiques  $E_1$  et  $E_2$  sont considérés dans la suite et sont représentés par des intervalles interquartiles décrits par  $[E_{1,\text{inf}}^{(q)}; E_{1,\text{sup}}^{(q)}]$  et  $[E_{2,\text{inf}}^{(q)}; E_{2,\text{sup}}^{(q)}]$ , respectivement,  $q$  étant la variable considérée (dans le cas présent un capteur, pour des essais décrits par des signaux).

En définissant  $E_{i,\text{inf}}^{(q)}$  et  $E_{i,\text{sup}}^{(q)}$  comme les bornes inférieure et supérieure de l'intervalle interquartile de l'essai  $E_i$ , respectivement, la distance de Hausdorff  $\varphi_q(E_1, E_2)$  entre les essais  $E_1$  et  $E_2$  est calculée par

$$\varphi_q(E_1, E_2) = \text{Max}(|E_{1,\text{inf}}^{(q)} - E_{2,\text{inf}}^{(q)}|, |E_{1,\text{sup}}^{(q)} - E_{2,\text{sup}}^{(q)}|) \quad (3.1)$$

Lorsque toutes les variables et tous les essais sont considérées, l'Equation 3.1 peut être généralisée de la manière suivante

$$d^2(E_i, E_j) = \sum_{q=1}^{\nu} \left( \frac{\varphi_q(E_i, E_j)}{H_q} \right)^2 \quad i, j = 1, \dots, n \quad (3.2a)$$

où  $d(\cdot)$  représente les éléments de la matrice de distance normalisée,  $\nu$  le nombre de variables utilisées,  $n$  le nombre total d'essais et  $H_q$  le paramètre de normalisation calculé par

$$H_q^2 = \frac{1}{2n^2} \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n [\varphi_q(E_i, E_j)]^2 \quad (3.2b)$$

Il est également possible d'utiliser la fonction d'agrégation proposée par Ichino-Yaguchi qui repose sur la métrique de Minkowsky pour combiner les différentes comparaisons obtenues sur chaque variable dans une même mesure. La mesure de dissimilarité d'Ichino-Yaguchi  $\varphi_q(E_1, E_2)$  entre les essais  $E_1$  et  $E_2$  pour la variable  $q$  est calculée par

$$\varphi_q(E_1, E_2) = |E_1^q \oplus E_2^q| - |E_1^q \otimes E_2^q| + \gamma \left( 2|E_1^q \otimes E_2^q| - |E_1^q| - |E_2^q| \right) \quad (3.3)$$

Avec

$$E_1^q \oplus E_2^q = \left( \text{Min}(E_{1,\text{inf}}^{(q)}, E_{2,\text{inf}}^{(q)}), \text{Max}(E_{1,\text{sup}}^{(q)}, E_{2,\text{sup}}^{(q)}) \right) \quad (3.4a)$$

$$E_1^q \otimes E_2^q = \left( \text{Max}(E_{1,\text{inf}}^{(q)}, E_{2,\text{inf}}^{(q)}), \text{Min}(E_{1,\text{sup}}^{(q)}, E_{2,\text{sup}}^{(q)}) \right) \quad (3.4b)$$

$$|E_1^q| = \left| \left[ E_{1,\text{inf}}^{(q)}, E_{1,\text{sup}}^{(q)} \right] \right| = E_{1,\text{sup}}^{(q)} - E_{1,\text{inf}}^{(q)} \quad (3.4c)$$

La constante  $\gamma$  est généralement choisie entre 0 et 0.5. Lorsque toutes les variables et tous les essais sont considérées, l'Equation 3.3 peut être généralisée de la manière suivante

$$d^2(E_i, E_j) = \frac{1}{v} \sum_{q=1}^v \frac{1}{|Y_q|} \varphi_q(E_i, E_j)^2 \quad i, j = 1, \dots, n \quad (3.5a)$$

où  $|Y_q|$  est un paramètre de normalisation calculé par

$$|Y_q| = \left| \max_{s=1..n} (E_{\text{sup}}^{(q)}) - \min_{s=1..n} (E_{\text{inf}}^{(q)}) \right| \quad (3.5b)$$

Dans le cas où les essais sont représentés par des histogrammes, la mesure de distance catégorique peut être utilisée. Considérant la même paire d'essais  $E_1$  et  $E_2$ , la distance catégorique est

$$\varphi_q(E_1, E_2) = \sum_{k=1}^m \left( \frac{b_1^{q,k} - b_2^{q,k}}{b_1^{q,k} + b_2^{q,k}} \right) \quad (3.6)$$

où  $m$  est le nombre de catégories de l'histogramme et  $b_1^{q,k}$  la proportion correspondante à la  $k^{\text{ème}}$  catégorie du  $q^{\text{ème}}$  capteur de l'essai  $E_1$ .

De façon similaire, l'Equation 3.6 peut être généralisée en considérant toutes les variables par

$$d^2(E_i, E_j) = \sum_{q=1}^v \sum_{k=1}^m \left[ \left( \sum_{u=1}^n b_u^{q,k} \right)^{-1} \left( b_i^{q,k} - b_j^{q,k} \right)^2 \right], \quad i, j = 1, \dots, n \quad (3.7)$$

Afin d'optimiser le partitionnement des essais, il est nécessaire de minimiser la somme des distances entre les essais d'un cluster, et plus généralement de minimiser l'inertie totale intra-clusters. Une procédure est décrite ci-après pour caractériser cette démarche.

L'inertie intra-cluster d'un cluster  $C^k$  contenant  $n_k$  essais est définie par :

$$I(C^k) = \frac{1}{n \times n_k} \sum_{i=1}^{n_k} \sum_{j>i=1}^{n_k} d^2(E_i, E_j) \quad (3.8)$$

où  $d(\cdot)$  peut être calculé à partir des Equations 3.2, 3.5 et 3.7. Étant donné que la matrice de distances est symétrique, seuls les éléments de la matrice triangulaire supérieure sont pris en compte pour le calcul de l'inertie.

Considérant une partition  $P_r = (C^1, C^2, \dots, C^r)$ , l'inertie totale intra-cluster  $W(\cdot)$  est évaluée comme la somme de toutes les inerties intra-cluster (Billard & Diday 2006)

$$W(P_r) = \sum_{k=1}^r I(C^k) \quad (3.9)$$

où  $r$  est le nombre de clusters considérés dans l'analyse.

Par ailleurs, l'inertie inter-clusters est définie comme suit

$$B(P_r) = W(\Omega) - W(P_r) \quad (3.10)$$

où  $\Omega$  représente l'ensemble total d'essais. Il est évident qu'en minimisant l'inertie totale intra-cluster, l'inertie inter-cluster est par conséquent maximisée.

### 3.2.3.1.1 Méthode de partitionnement des données

Le partitionnement de données est une technique courante dans l'analyse de données statistiques et couramment employée dans plusieurs domaines comme par exemple, l'apprentissage de machines, le data mining, la reconnaissance des motifs, l'analyse d'images (O'Byrne et al. 2012) et la bioinformatique.

Un procédé de partitionnement peut être défini comme une manière de classer un certain nombre d'objets dans différents groupes. Plus précisément, il peut être décrit comme la division d'un ensemble de données en sous-ensembles (clusters), de sorte que les données dans chaque sous-ensemble partagent des caractéristiques communes.

En d'autres termes, pour un partitionnement approprié, il est nécessaire de :

- minimiser l'inertie intra cluster pour obtenir des clusters les plus homogènes possibles,

- maximiser l'inertie inter cluster afin d'obtenir des sous-ensembles bien différenciés.

### **Algorithme des K-Moyennes (nuées dynamiques)**

La méthode des centres mobiles due à Forgy (1965) est la plus classique et celle qui reste très utilisée. Elle procède comme suit : dans une première étape, elle consiste à tirer aléatoirement  $k$  individus de la population. Ces individus représentent les centres provisoires des  $k$  classes qui formeront la partition initiale. Ensuite, les autres individus sont regroupés autour de ces  $k$  centres en affectant chacun d'eux au centre le plus proche. L'étape suivante consiste à recalculer les  $k$  nouveaux centres (dites aussi centroïdes ou centres de gravité) des  $k$  classes, sachant qu'un centre n'est pas nécessairement un individu de la population. Le processus est répété plusieurs fois jusqu'à stabilité des centres des classes (les centres ne bougent plus).

En pratique, la méthode des centres mobiles cherche à minimiser l'inertie intraclasse définie par la somme des écarts des centroïdes aux points de leurs classes et donc à maximiser aussi l'inertie interclasse de la partition donnée par la somme des écarts entre les centroïdes des classes et le centroïde de la population totale (d'après le théorème de Huygens : inertie totale = inertie intraclasse + inertie interclasse).

En minimisant l'inertie intraclasse, la méthode des centres mobiles a tendance à chercher des classes sphériques, d'égal volume et de faible inertie (Celeux et al. 1989). Cette méthode a connu des améliorations comme la méthode des  $K$ -moyennes ( $K$ -means) de Mac Queen (Hartigan & Wong 1979, Mac-Queen, 1967). Avec l'approche  $K$ -means, les centres sont recalculés après chaque affectation d'un individu dans une classe, plutôt que d'attendre l'affectation de tous les individus pour mettre à jour les centres. Cette approche conduit généralement à de meilleurs résultats que la méthode des centres mobiles et la convergence est également plus rapide. La Figure 3.4 montre une illustration simplifiée de l'algorithme des  $K$ -moyennes.



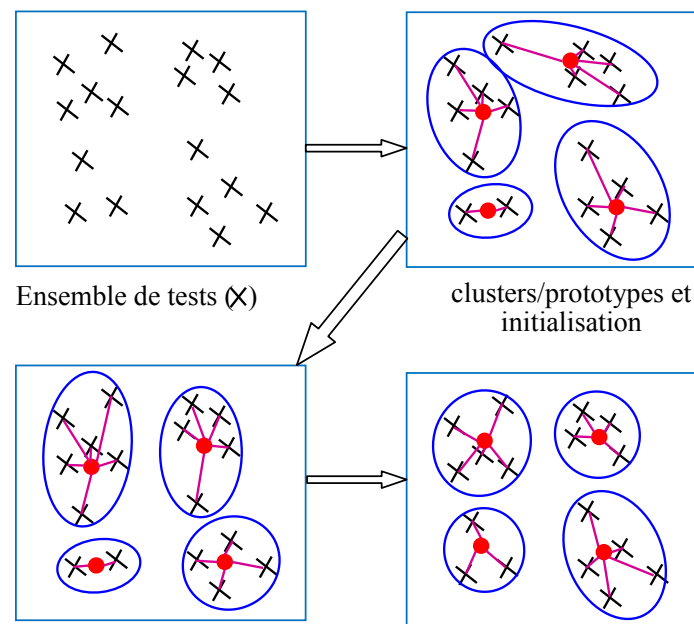


Figure 3.4. Schéma de l’algorithme des  $K$ -moyennes (Cury et al. 2010).

### Méthode des agglomérations hiérarchiques

La méthode des agglomérations hiérarchiques a été initialement proposée par (Bertrand 1986) pour une classification de données classiques. La généralisation à des données symboliques a été considérée par (Brito & Diday 1990) et (Brito 1994) quelques années plus tard. Cette méthode consiste en un processus de partitionnement de type ascendant ( bottom-up ) et les principes pour la détermination des clusters, décrits pour la méthode de divisions hiérarchiques, sont appliqués de manière inversée. Initialement, chaque essai est représenté par un seul cluster  $C^k, k=1, \dots, n$ . La démarche consiste alors en une succession de regroupements ascendants comprenant autant de niveaux que nécessaires pour produire un seul cluster  $C$  regroupant tous les essais.

Dans cette méthode, les clusters sont associés selon des critères de distance, en envisageant encore la minimisation des inerties intra-cluster et la maximisation des inerties inter-clusters. Le procédé de partitionnement commence par regrouper les clusters les plus proches selon une mesure appelée *degré de généralité* (Billard & Diday 2006). La Figure 3.5 illustre la démarche des agglomérations hiérarchiques dans le cadre d’un exemple. Dans cet exemple, les clusters 1, 2 et 3 sont identifiés. Les hauteurs  $H(1,2)$  et  $H(2,3)$  représentent les distances

entre ces différents clusters. Il est noté que  $H(1,2)$  est plus élevée que  $H(2,3)$ , les clusters 2 et 3 étant donc plus proches que les clusters 1 et 2.

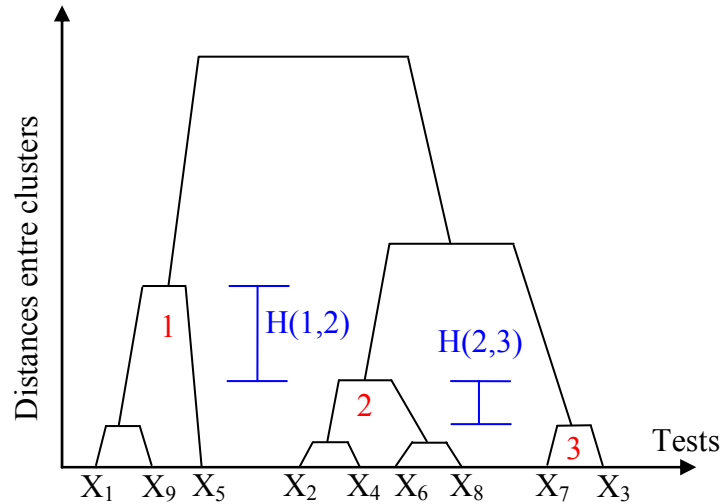


Figure 3.5. Exemple d'une agglomération hiérarchique.

### Algorithme des C-moyennes floues

L'algorithme des C-moyennes floues (Fuzzy C-Means - FCM) effectue une optimisation itérative en évaluant de façon approximative les minimums d'une fonction d'erreur  $J$ . Il existe toute une famille de fonctions d'erreur associées à cet algorithme qui se distinguent par des valeurs différentes prises par un paramètre réglable  $m$ , appelé indice de flou (fuzzy index) et qui détermine le degré de flou de la partition obtenue. Les FCM sont un cas particulier d'algorithmes basés sur la minimisation d'un critère ou d'une fonction objectif.

$$J = \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^c u_{ij}^m \|x_i - c_j\|^2, \quad 1 \leq m \leq \infty, \quad (3.11)$$

où l'indice flou  $m$  est supérieur à 1,  $u_{ij}$  est le degré d'appartenance de  $x_i$  au cluster  $J$ ,  $x_i$  est la  $i$ ème valeur de la données d-dimensionnelle,  $c_j$  est le centre du cluster, et  $\|*\|$  est une norme permettant d'exprimer la proximité de la donnée avec le centre du cluster.

L'algorithme des C-moyennes floues effectue une optimisation itérative de la fonction objective ci-dessus en actualisant le degré d'appartenance  $u_{ij}$  et le centre du cluster  $c_j$  comme suit :

$$u_{ij} = \frac{1}{\sum_{k=1}^c \left( \frac{\|x_i - c_j\|}{\|x_i - c_k\|} \right)^{\frac{2}{m-1}}}, \quad (3.12)$$

$$c_j = \frac{\sum_{i=1}^N u_{ij}^m x_i}{\sum_{i=1}^N u_{ij}^m} \quad (3.13)$$

L'itération s'arrête dès lors que  $\max_{ij} \{ |u_{ij}^{(k+1)} - u_{ij}^{(k)}| \} < \varepsilon$ , avec  $\varepsilon$  un seuil fixé entre 0 et 1.

Cette procédure converge vers un minimum local de  $J$ .

### 3.2.3.1.2 Calcul d'indices pour un partitionnement optimal

Dans certains cas, il n'est pas possible de savoir a priori le nombre de différents comportements d'une structure. Pour cela, des indices mathématiques ont été mis au point pour indiquer le partitionnement optimal, à partir de simulations avec différents nombres de clusters. Billard & Diday (2006) ont testé une trentaine d'indices (à l'aide de simulations de Monte Carlo) et les ont classés d'après leur aptitude à détecter le nombre optimal de clusters dans une série d'ensembles de données contenant une combinaison connue.

#### Indice $CH$ (Calinski et Harabasz)

L'indice  $CH$  est calculé à partir de l'équation suivante :

$$CH(P) = \frac{B(P)}{W(P)} \times \frac{(n-j)}{(j-1)} \quad j = 2, \dots, r \quad (3.14)$$

où  $B$  est l'inertie inter-clusters,  $W$ , l'inertie totale d'un ensemble de clusters,  $n$ , le nombre total d'essais et  $r$ , le nombre de clusters considérés. La valeur **maximale** de  $CH$  indique le partitionnement optimal.

#### Indice $C^*$

L'indice  $C^*$  est évalué comme défini par :

$$C^*(P) = \frac{1}{n} \sum_{k=1}^j n_k \frac{(S^k - S_{\min}^k)}{(S_{\max}^k - S_{\min}^k)} \quad j = 2, \dots, r \quad C^* \in [0,1] \quad (3.15)$$

où  $S^k$  représente la somme des distances entre les  $k$  essais d'un cluster considéré,  $S_{\min}^k$  est la somme des  $k$  plus petites distances parmi tous les essais et  $S_{\max}^k$  est la somme des  $k$  plus grandes distances parmi tous les essais. La valeur **minimale** de  $C^*$  indique le partitionnement optimal.

### Indice $\Gamma$

L'indice  $\Gamma$  est défini de la manière suivante :

$$\Gamma(P) = \frac{\Gamma_+(P) - \Gamma_-(P)}{\Gamma_+(P) + \Gamma_-(P)} \quad j = 2, \dots, r \quad \Gamma \leq 1, \quad (3.16)$$

où  $\Gamma_+$  est le nombre de distances **intra**-cluster plus petites que les distances **inter**-clusters et  $\Gamma_-$  est le nombre de distances **intra**-cluster plus grandes que les distances **inter**-clusters. La valeur **maximale** de  $\Gamma$  correspond au partitionnement optimal.

### Indice de Davies Bouldin

L'indice de Davies & Bouldin (1979) a été proposé pour trouver des clusters compacts et bien séparés. Cet indice est formulé comme suit :

$$DB(k) = \frac{1}{k} \sum_{i=1}^k \max \frac{\Delta(C_i) + \Delta(C_j)}{\delta(C_i, C_j)}, \quad (3.17)$$

avec,  $\Delta(C_i)$  la distance intra-clusters, calculée comme la moyenne des distances entre les individus du cluster  $C_i$ , et  $\delta(C_i, C_j)$  traduisant la distance entre les clusters  $C_i$  and  $C_j$  (distance entre les prototypes de chacun de ces clusters). Le nombre optimal de clusters correspond à la valeur minimale de  $DB(k)$ .

### Indice de Krzanowski & Lai

L'indice de Krzanowski & Lai (1981) est défini comme :

$$KL(k) = \left| \frac{Diff_k}{Diff_{k+1}} \right|, \quad (3.18)$$

$$Diff_k = (k-1)^{\frac{2}{m}} W_{k-1} - k^{\frac{2}{m}} W_k, \quad (3.19)$$

Le paramètre  $m$  représente la dimension des différent objets et  $W_k$  représente la matrice de dispersion intra groupe des données comme suit :

$$W_k = \sum_{i=1}^k \sum_{x_j \in C_i} (x_j - c_i)(x_j - c_i)^T \quad (3.20)$$

Dans ce cas,  $x_j$  représente assigné au  $j$ ème cluster, et  $c_i$  représente le centroïde ou médoïde du  $i$ ème cluster. Le paramètre optimal  $k$  correspond au maximum de la fonction  $KL(k)$ .

### Indice silhouette

Cette méthode est basée sur la définition d'un indicateur définissant la qualité de chacun des objets  $i$ . L'indicateur est défini comme indiqué ci-dessous (Rousseeuw, 1987) :

$$sil(x_i) = \frac{b(i) - a(i)}{\max[a(i), b(i)]} \quad (3.21)$$

où  $a(i)$  dénote la distance moyenne de l'objet  $i$  à tous les objets du même cluster, et  $b(i)$  la distance moyenne de l'objet  $i$  aux objets du plus proche cluster.

La notion de silhouette peut-être étendue de l'échelle d'un objet à l'échelle d'un cluster en utilisant la moyenne des silhouettes de chaque objet :

$$sil(C_j) = \frac{1}{|C_j|} \sum_{x_i \in C_j} sil(x_i), \quad (3.22)$$

Finalement, l'indice silhouette est une moyenne de l'indice silhouette de chacun des clusters :

$$sil(k) = \frac{1}{k} \sum_{r=1}^k sil(C_r), \quad (3.23)$$

L'optimum  $k$  étant associé à la valeur maximum de  $sil(k)$ .

### 3.2.3.2 Méthodes de classification supervisée

L'objectif des méthodes basées sur la classification supervisée est de construire un modèle (un classificateur) capable de relier une nouvelle observation à une classe connue après avoir observé un certain nombre d'observations. La première étape d'une classification supervisée consiste à définir des étiquettes connues au préalable pour chaque classe contenant des ensembles d'observations différents. Dans cette étape, souvent nommée *entraînement*, il est nécessaire que l'algorithme de la méthode apprenne les caractéristiques de chaque classe. L'objectif est de permettre, dans une deuxième étape nommée *test*, la généralisation (voire même l'extrapolation) de ses connaissances et l'étiquetage correct de nouvelles observations. Plusieurs méthodes de classification supervisée existent dans la littérature (Tableau 3.4). Leur utilisation est très vaste dans les domaines du génie civil, de l'économie, de la biologie, etc.

Ce fort intérêt est associé à un développement significatif d'algorithmes robustes pour réaliser des études de discrimination et prédiction de données. Trois méthodes de classification couplées à l'analyse de données symboliques (ADS) sont présentées ci-dessous avec pour objectif la discrimination de différents comportements structuraux.

<b>Familles de Techniques prédictives dites aussi « supervisées »</b>			
Types	Famille	Sous-famille	Algorithme
Méthodes Prédictives	Modèles à base de règles logiques	Arbre de segmentation	Arbres de segmentation (variable à expliquer continue ou catégorielle)
	Modèles à base de fonctions mathématiques	Réseaux de Neurons	Réseau à apprentissage supervisé : Perceptron multicouche.
		Modèles paramétriques ou semi-paramétriques	Régression linéaire ANOVA (ANalysis Of VAriance), MANOVA (Multivariate ANalysis Of VAriance) Modèles linéaire général (GLM) Régression des moindres carrés partiels (Partial Least Square regression – PLS)
			Analyse discriminante de Fisher Régression logistique classique, PLS pour Programmation linéaire séquentielle (Variable à expliquer catégorielle)
			Modèle log-linéaire (variable à expliquer discrète= comptage)
			Modèle linéaire généralisé, modèle additif généralisé (variable à expliquer continue, discrète ou catégorielle)
	Prédiction sans modèle	Détection des liens	K-plus proches voisins

Tableau 3.4. Présentation des méthodes prédictives (Tuffery 2007).

### 3.2.3.2.1 Arbres de décision Bayésiens (ADB)

Les ADB consistent en une procédure de décision qui possède une structure similaire à celle décrite pour les divisions hiérarchiques. La principale différence est que les ADB sont construits en tenant compte de groupes (classes) connus au préalable. En cela, les variables discriminantes sont calculées et des nouveaux essais (inconnus) sont classés selon les critères définis. La méthode est détaillée par Diday & Noirhomme-Fraiture (2008). L'extension de cette technique à des variables symboliques est un aspect original.

### 3.2.3.2.2 Réseaux de neurones

De façon générale, des études sur les réseaux de neurones ont débuté en 1943 avec les travaux de McCulloch & Pitts (1943). Cependant, la notion d'apprentissage n'est introduite qu'en 1958 par Rosenblatt (1958). Quelques années plus tard, Hopfield (1982) propose des réseaux

associatifs à plusieurs couches qui ont montré être capables de résoudre des problèmes plus complexes. La dernière amélioration a été apportée par Rumelhart et al. (1986) qui ont proposé un algorithme basé sur la rétropropagation de l'erreur, permettant d'optimiser les paramètres d'un réseau de neurones. De nos jours, cette méthode est appliquée dans de nombreuses études dans le domaine scientifique et aussi industriel.

Un réseau de neurones est un modèle de calcul qui s'inspire du principe de fonctionnement du cerveau humain, en tenant compte de leurs liaisons synaptiques et de leurs règles de propagation du signal électrique. Ainsi, l'objectif des réseaux de neurones artificiels est non seulement de modéliser le fonctionnement des neurones réels, mais aussi de permettre l'apprentissage de nouvelles règles d'association, de décision, de prédiction, etc.

Cette technique a démontré sa capacité à résoudre des problèmes sur la classification linéaire et non linéaire. Généralement, les réseaux de neurones sont « ajustés » ou « entraînés » de sorte qu'une observation connue en entrée mène à un résultat spécifique en sortie. En effet, ceci est l'idée générale des méthodes supervisées en définissant des étiquettes pour chaque donnée d'entrée. Par ailleurs, l'entraînement du réseau est basé sur une comparaison itérative entre sa sortie et l'étiquette donnée jusqu'à ce que le réseau donne le résultat souhaité. Le but de l'entraînement est de permettre au réseau de neurones « d'apprendre » des règles à partir des observations initiales. Si l'entraînement est correctement réalisé, le réseau est capable de fournir des réponses en sortie très proches (voire même identiques) des étiquettes du jeu de données d'entraînement. Ce principe est illustré par la Figure 3.6.

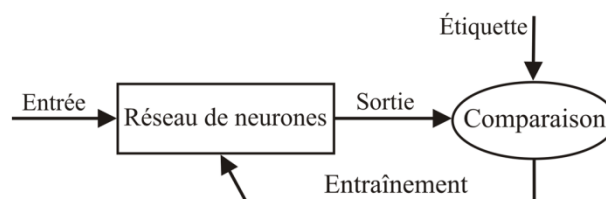


Figure 3.6. Schéma d'entraînement d'un réseau de neurones.

Le fonctionnement des neurones biologiques peut être décrit à partir de modèles mathématiques plus ou moins bien ajustés. Le plus connu a été proposé par McCulloch & Pitts (1943). Dans ce modèle, quatre éléments basiques sont définis : les données d'entrée, représentées par les essais  $E_i, (i = 1, \dots, n)$ , un biais  $\beta_j$ , les poids synaptiques  $w_{jg}$  et les sorties  $y_j$  où  $j$  indique le neurone étudié et  $g$  est l'indice qui relie une entrée à un poids. La

première étape, définie par la fonction de combinaison  $\Sigma$  consiste à sommer les données d'entrée multipliées par les poids synaptiques. Cette étape est suivie d'une autre définie par une fonction d'activation  $\psi$  qui caractérise, à partir du résultat de l'étape précédente, la sortie du neurone. Cette fonction a pour but de vérifier si la somme pondérée des données d'entrée dépasse un certain seuil ou non. Si oui, la sortie du neurone n'est pas propagée dans le réseau. La Figure 3.7 illustre le modèle proposé par McCulloch et Pitts (1943).

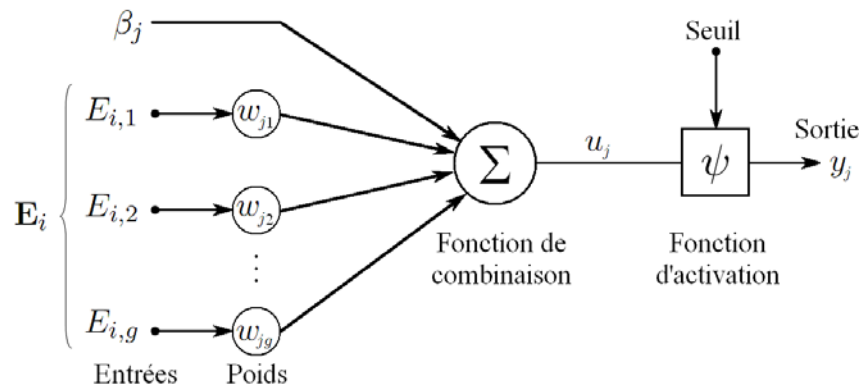


Figure 3.7. Modèle mathématique d'un neurone artificiel.

Dans la Figure 3.7,  $(E_{i,1}, E_{i,2}, \dots, E_{i,g})$  dénotent les entrées d'un neurone, où  $g$  est le nombre de caractéristiques de chaque essai. L'assemblage des neurones énoncés précédemment forme le réseau de neurones. Schématiquement il est représenté par un graphe orienté où les neurones et les synapses (les connexions) sont symbolisés par des cercles et des flèches, respectivement (Figure 3.7). Le réseau utilisé a une architecture composée de plusieurs neurones et de différentes couches. Ce type de réseau, souvent nommé MLP (*Multilayer Perceptron*) est constitué d'une couche d'entrées, d'une couche de sorties et d'un nombre variable de couches cachées (qui dépend de la complexité du problème). En effet, c'est l'existence des couches cachées qui permet au réseau de neurones de résoudre des problèmes non linéaires.

Par ailleurs, il y a trois topologies de réseaux MLP qui déterminent comment l'information est transmise d'un neurone à un autre. La première, utilisée dans ce paragraphe, est la propagation vers l'avant (*feed-forward propagation*). Dans ce cas, chaque neurone d'une couche se connecte avec tous les autres de la couche suivante. Toutefois, il n'existe pas de connections entre neurones d'une même couche. L'information provient de la couche d'entrées et ensuite



est transmise aux couches cachées, qui finalement la transmettent à la couche de sorties. La Figure 3.8 illustre cette classe de MLP avec deux couches cachées.

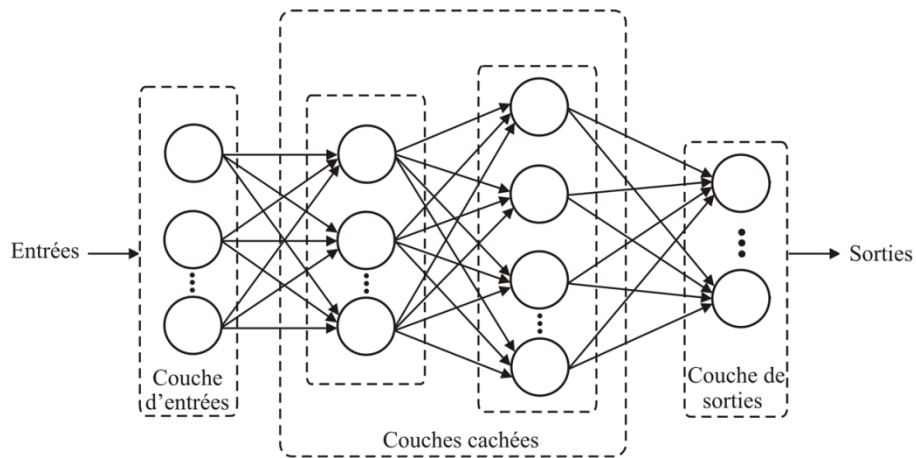


Figure 3.8. Réseau de neurones du type MLP.

Les deux autres topologies de MLP considèrent une propagation vers l'arrière (*feed-backward propagation*) où les neurones se communiquent entre eux dans tous les sens, et une propagation concurrente, où les meilleurs neurones d'une couche sont choisis (d'après un critère pré-défini) pour transmettre l'information. Un exemple de cette dernière topologie est le réseau de Kohonen, aussi connu sous le nom de cartes auto-organisatrices.

L'apprentissage d'un réseau de neurones MLP est un procédé itératif, souvent appelé « apprentissage par expérience ». Le principal algorithme utilisé pour l'entraînement d'un réseau est basé sur la technique de rétropropagation du gradient ou propagation de l'erreur (*backpropagation*). Cette technique a pour objectif de trouver les poids des connexions qui minimisent l'erreur quadratique moyenne (EQM) commise par le réseau sur l'ensemble de l'apprentissage. De façon itérative, les valeurs de sortie du réseau sont comparées aux étiquettes définies au préalable et les différences sont évaluées par une fonction erreur (comme l'EQM, par exemple). Ensuite, l'erreur est rétropropagée dans le réseau et l'algorithme ajuste les poids de chaque connexion inter-neurones afin de diminuer les différences entre les valeurs de sortie et les étiquettes. Après avoir répété cette procédure un certain nombre de fois, le réseau converge généralement vers un certain état où l'erreur des calculs est négligeable. Dans ce cas, le réseau est considéré « entraîné ».

### 3.2.3.2.3 Machines à vecteurs support

Une machine à vecteurs supports (Support Vector Machine ou SVM) est une méthode de classification supervisée, introduite par Vapnik (1995). Elle repose sur l'existence d'un classificateur dans un espace approprié, le but étant de séparer des données en deux classes distinctes. Pour cela, il est nécessaire d'utiliser un jeu de données d'entraînement pour apprendre les paramètres du modèle.

Considérons un ensemble de données d'entraînement représentées dans un espace d'une certaine dimension et distribuées selon deux classes. Le but des SVM est de trouver un séparateur linéaire ou non entre ces deux classes de données qui maximise la distance entre ces dernières. Dans le cas des SVM, ce séparateur est souvent appelé *hyperplan*. Un hyperplan est une généralisation à  $v$  dimensions ( $v$  étant le nombre de variables) d'une ligne (1 dimension) séparant un espace à 2 dimensions, ou d'un plan (2 dimensions) séparant un espace à 3 dimensions. Une fois cet hyperplan déterminé, il est utilisé pour déterminer la classe à laquelle appartient une donnée différente de celles de l'ensemble d'entraînement. Les points des deux classes les plus proches de l'hyperplan les séparant sont appelés *vecteurs supports*, comme illustré à la Figure 3.9.

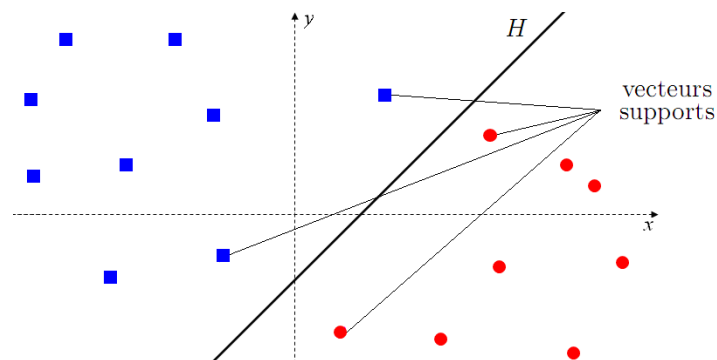


Figure 3.9. Séparation de deux classes de données par un hyperplan  $H$ .

### 3.2.3.3 Utilisation de l'analyse de données symboliques pour la fusion de données

L'issue critique liée à la définition de la performance est la formulation d'indicateurs de performance capables d'intégrer les données accumulées tout le long de la surveillance d'un ouvrage. En d'autres termes, il faut que les modèles puissent utiliser au mieux cette information et l'appréhender dans sa globalité, avec ses incertitudes et ses formats de données différents. En effet, le flux de données en grand nombre provenant de capteurs, d'échantillonnages différents..., acquises sous des conditions variables, requiert non

seulement de normaliser ces données pour extraire les variations environnementales des variations structurales, mais aussi de les fusionner. La fusion de données consiste à intégrer des données provenant de sources disparates. Ces techniques ont pour objectif l'analyse groupée de données provenant de plusieurs types de capteurs afin de procurer un système de décision robuste et efficace.

### 3.3 Suivi structural du Pont Samora Machel

Les concepts présentés dans le Paragraphe 3.2.3 sont illustrés dans ce paragraphe à l'aide du Pont Samora Machel situé au Mozambique et qui a subi des travaux de renforcement (pendant lesquels des modifications structurales ont été effectuées). Le Pont Samora Machel est localisé dans la Province de Tete au Mozambique. C'est un pont suspendu à cinq travées avec quatre tours en béton, un tablier de 720 m de long, deux câbles principaux et 144 suspentes diagonales (Figure 3.10a). Les câbles sont ancrés tous les 8,4m et ont un diamètre nominal de 170mm. Les suspentes sont composées de 63 fils en acier, de 5mm de diamètre chacun. Chaque paire de suspente soutient 72 poutres transversales en béton précontraint avec des sections transversales variables (Figure 3.10b,c).

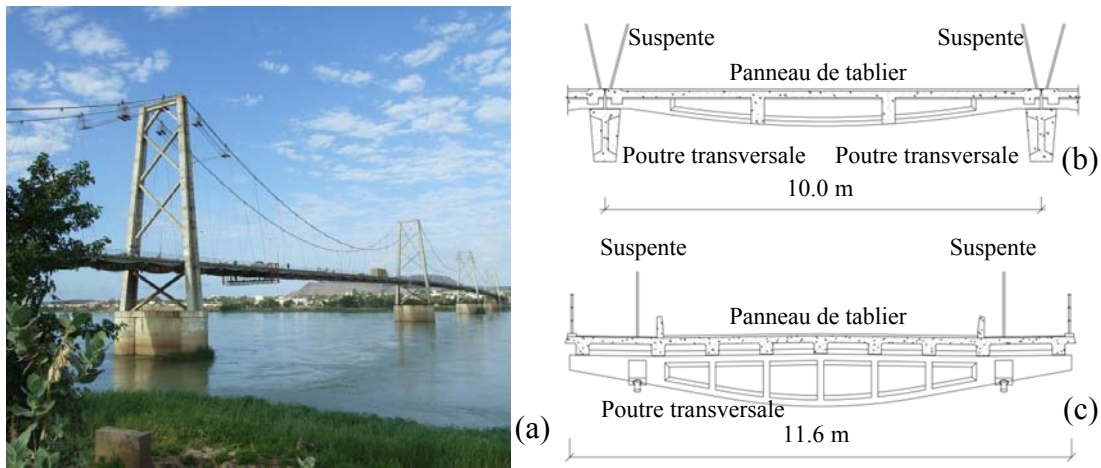


Figure 3.10. Le Pont Samora Machel: (a), Vue en perspective (b) Profil en long, (c) profil en travers.

Sur chaque paire de poutres transversales reposent 71 modules de tabliers en béton précontraint par post-tension (Figure 3.10(b,c)), de 10m de long et de 11,6m de large. Chaque module est composé de neuf poutres longitudinales précontraintes à section variable retenues

par quatre diaphragmes coulés en place. Sur chaque poutre et diaphragme de chaque module repose un tablier en béton de 15 cm d'épaisseur.

Un programme intensif de rénovation avait été conduit sur le Pont Samora Machel entre 2009 et 2012. Parmi les tâches de rénovation les plus importantes figuraient la réparation et le remplacement généralisé des éléments en béton, le remplacement des câbles suspendus ainsi que l'installation d'un système de stabilisation dans chacune des soixante douze poutres transversales. Cette dernière action constituait la modification la plus importante du système structural et était dimensionnée pour réduire la rotation générée par les poutres transversales suivant leur axe longitudinal, lorsque des poids lourds ou des véhicules intermédiaires empruntaient l'ouvrage. Ces rotations étaient suspectées d'engendrer les endommagements les plus importants, non seulement dans les poutres transverses, mais également dans les modules de tablier adjacents, les supports et les dispositifs d'ancrage. Pour stabiliser chaque poutre transversale, deux tubes en acier de 140 mm de diamètre (Figures 3.11a,b) avaient été installés afin de connecter chaque poutre transversale au tablier adjacent, diminuant ainsi les rotations selon l'axe longitudinal. Les deux connections étaient articulées et ancrées au béton avec des plaques métalliques (Figure 3.11d). Des renforcements en béton avaient également été installés pour transformer les sections en I en sections trapézoïdales et augmenter ainsi la résistance des poutres transversales à la torsion.

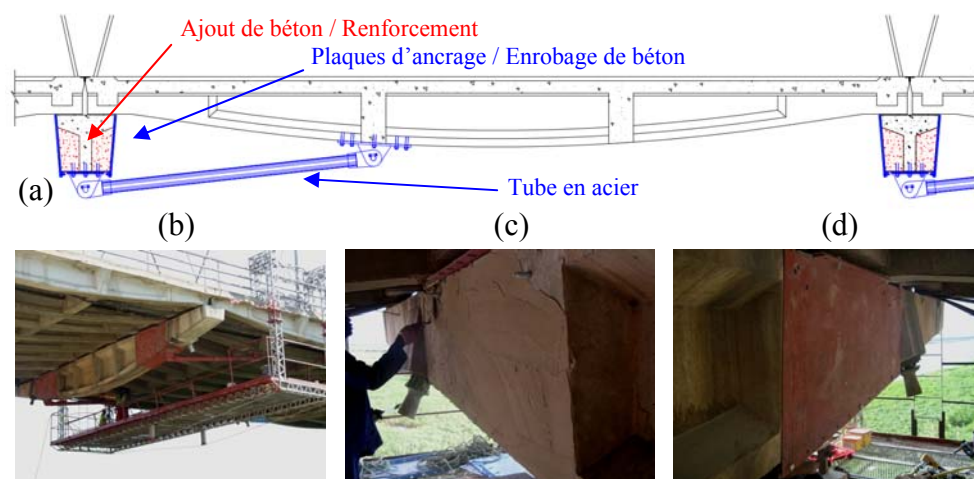


Figure 3.11. Stabilisation des poutres transversales: (a) Vue longitudinale, (b) vue générale, (c) installations de renforts en béton, (d) mise en place des éléments métalliques et des enrobages en béton.

L'instrumentation du Pont Samora Machel avait pour objectif d'évaluer l'efficacité des systèmes de stabilisation des poutres transversales (Figure 3.12). Dans ce but, une poutre

transversale particulière considérée comme représentative de l'état d'endommagement structural avait été instrumentée avant et après la procédure de stabilisation décrite dans le paragraphe précédent. Les données enregistrées proviennent de deux tiltmètres de précision fixés sur la poutre transversale près des plaques encastrées.

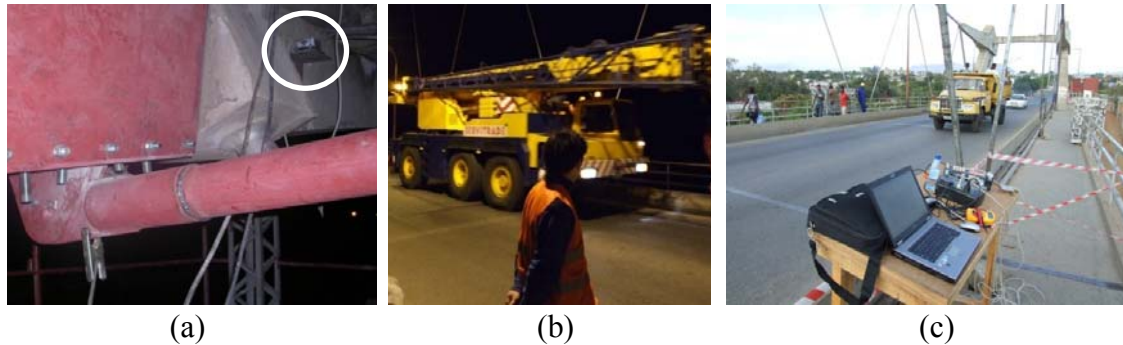


Figure 3.12. Dispositif expérimental: (a) tiltmètres de précision, (b) Essais de chargement, (c) suivi du comportement sous trafic réel.

Les tiltmètres fixés près des éléments côtés amonts et avals sont appelés TM1 et TM2 dans la suite, respectivement. L'objectif consistait à évaluer (i) l'efficacité du système de renforcement, et (ii) si les stabilisations de plusieurs poutres adjacentes influencent le système dans sa globalité. Pour atteindre ces deux objectifs, le suivi a été effectué :

- avant le renforcement (phase 1),
- après la stabilisation de la poutre instrumentée (phase 2),
- après la stabilisation des deux poutres adjacentes (phase 3).

La réponse structurale a été enregistrée sous deux types de chargement :

- sous chargement contrôlé consistant de véhicules de 40 tonnes (Figure 3.12b) passant sur l'ouvrage avec des vitesses fixes,
- sous trafic réel (Figure 3.12c) pendant trois jours ouvrés qui supportaient le trafic le plus élevé.

Dans ce paragraphe, seuls les enregistrements sous trafic réel sont considérés et les valeurs de rotations correspondant à 10 secondes d'enregistrement sont illustrées à la Figure 3.13.

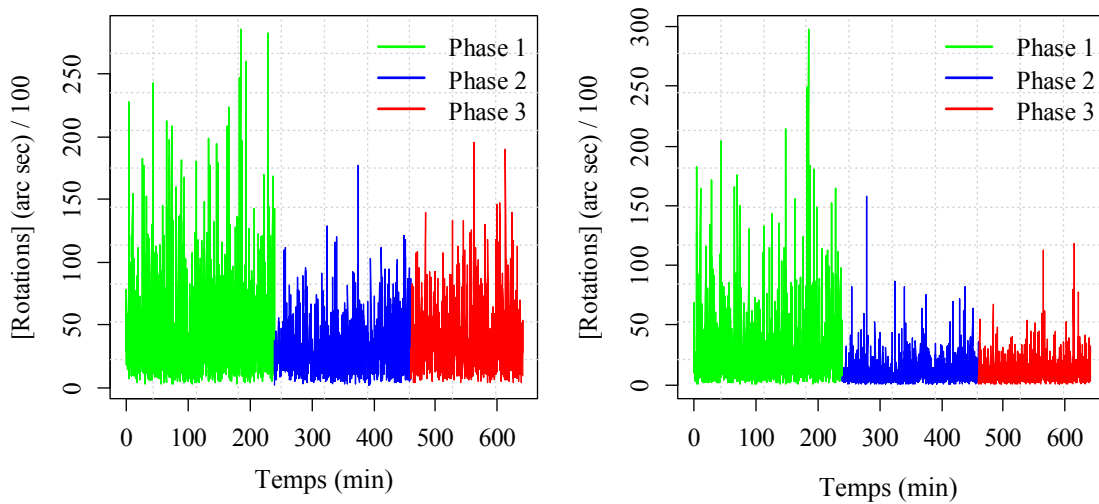


Figure 3.13. Enregistrements des rotations à partir des tiltmètres (a) TM1, (b) TM2.

### 3.3.1.1 Extraction d'information

Les données symboliques sont maintenant utilisées pour extraire une information des données brutes enregistrées. Cinq minutes d'enregistrements de rotation sous trafic comprend 60 valeurs individuelles : une valeur acquise toutes les dix secondes pendant 5 minutes pour les deux capteurs. Un unique objet symbolique dénommé « 5 minutes d'enregistrement sur le Pont Samora Machel » peut alors être obtenu (1 intervalle interquartile pour chaque capteur). Ce type d'objet permet d'effectuer une fusion significative de l'information sans perdre le lien avec le comportement structural, comme il est possible d'observer en comparant les Figures 3.13 et 3.14. De manière plus générale, un objet symbolique  $T$  est défini dans cette étude comme un ensemble d'intervalles interquartiles (les bornes  $T_{inf}^{(i)}$  et  $T_{sup}^{(i)}$  étant les premier et troisième quartiles de la série de mesures du capteur  $i$ , respectivement) :

$$T = \left[ \left( T_{inf}^{(1)} ; T_{sup}^{(1)} \right) \cdots \left( T_{inf}^{(i)} ; T_{sup}^{(i)} \right) \cdots \left( T_{inf}^{(p)} ; T_{sup}^{(p)} \right) \right] \quad (3.24)$$

avec  $p$  le nombre de capteurs décrivant l'objet symbolique. Pour  $p = 2$ , l'objet symbolique a une forme rectangulaire dans un espace à deux dimensions comme il est illustré dans la Figure 3.14(c-e), dans laquelle les limites des intervalles interquartiles définissent les contours des rectangles. Pour  $p = 3$ , les objets symboliques sont des parallélépipèdes, et pour  $p > 3$  des hyper-volumes de dimension  $p$ .

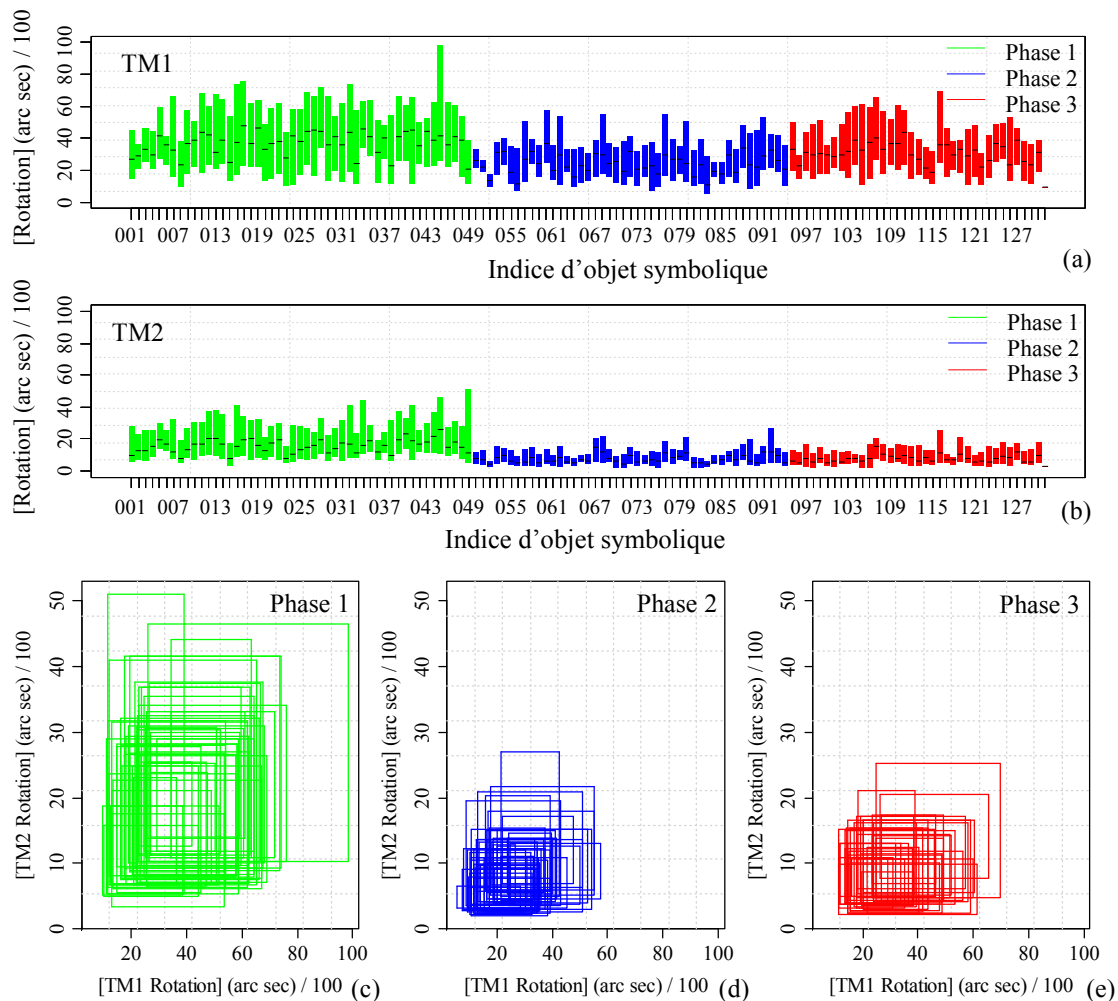


Figure 3.14. Intervalles interquartiles (rotations) obtenus pour cinq minutes d'enregistrements des capteurs (a) TM1 and (b) TM2. Objets symboliques obtenus pour les phases (c) 1, (d) 2 and (e) 3.

L'analyse de partitionnement effectuée sur les données du Pont Samora Machel a été basée sur l'approche des K-moyennes introduite au Paragraphe 3.2.3.1.1 en utilisant la distance de Ichino-Yaguchi sur les objets symboliques liés à cinq minutes d'enregistrements. La détermination de deux et trois clusters est illustrée dans les Figures 3.15a et b, respectivement et le détail associé de l'affectation est précisé dans les Tableaux 3.5 et 3.6, respectivement.

La question de l'occurrence d'une modification structurale est considérée en réalisant un partitionnement à deux clusters. La Figure 3.15a et le Tableau 3.5 montrent que la plupart des objets affectés au cluster 1 proviennent de la phase 1 et que les objets affectés au cluster 2 proviennent en majorité des phases 2 et 3. Ces résultats laissent à penser que la modification structurale la plus importante a eu lieu entre les phases 1 et 2. Si deux modifications structurales majeures avaient eu lieu, l'allocation dans trois clusters auraient distingué les trois



phases, ce qui n'est pas le cas dans la Figure 3.15b et dans le Tableau 3.6. Pour conforter ce résultat, un calcul des indices de partitionnement optimal est montré à la Figure 3.16. Le maximum des indices est obtenu pour deux clusters en ce qui concerne CH et SIL et est en accord avec la Figure 3.15a et le Tableau 3.5. L'indice  $\Gamma$  suggère l'existence de huit clusters et ne semble pas adapté à transcrire le nombre correct de comportements structuraux dans l'enregistrement considéré. Pour cette raison, seuls les indices CH et SIL sont considérés dans la suite de ce paragraphe.

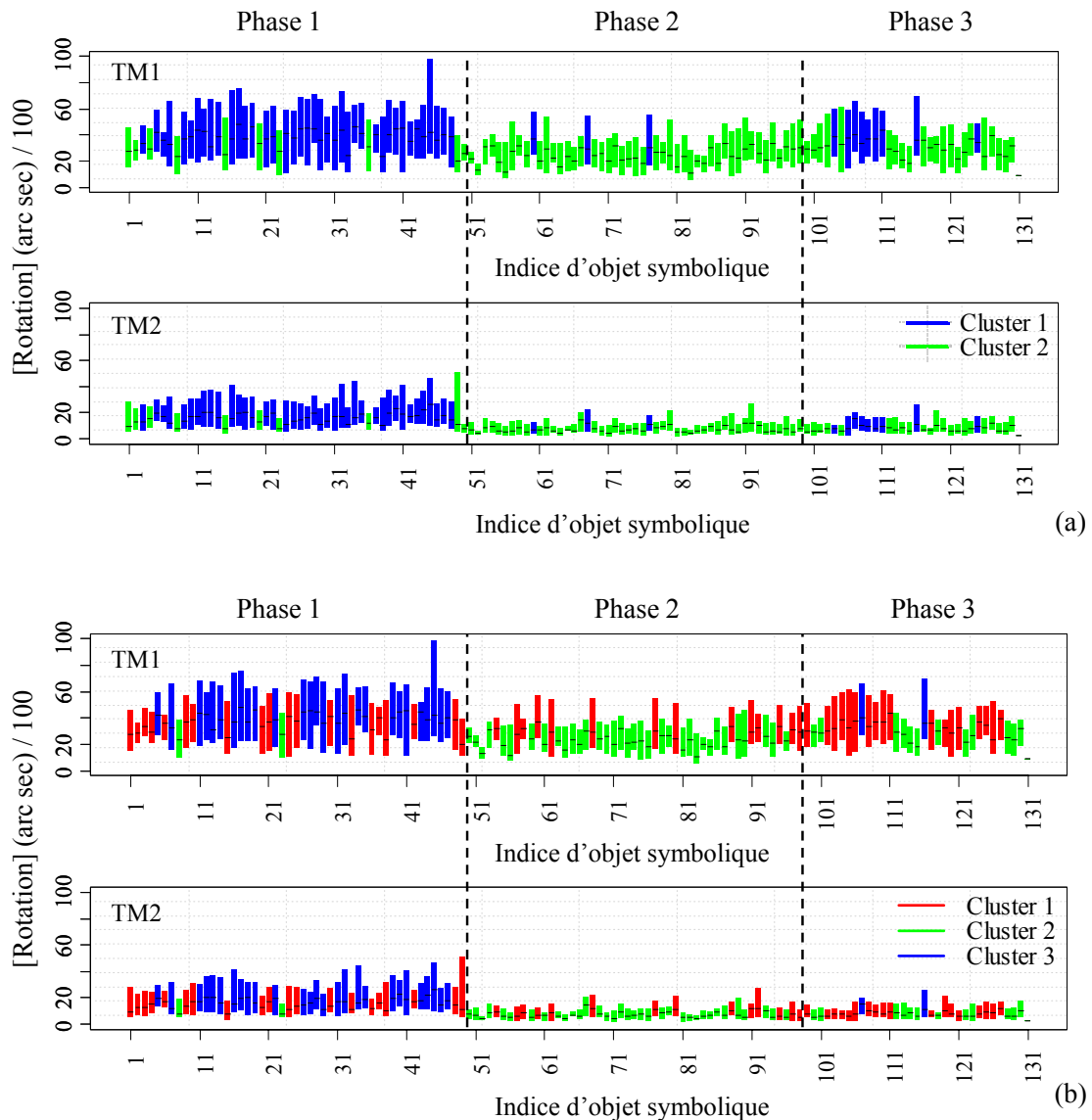


Figure 3.15. Partitionnement des données en (a) 2 clusters, et (b) 3 clusters.



	Cluster 1		Cluster 2	
	#	%	#	%
Phase 1	40	75	9	12
Phase 2	3	6	45	58
Phase 3	10	19	24	31
Total	53	100	78	100

Tableau 3.5. Détail des clusters formés pour un partitionnement à deux clusters.

	Cluster 1		Cluster 2		Cluster 3	
	#	%	#	%	#	%
Phase 1	22	48	3	5	24	92
Phase 2	10	22	39	66	0	0
Phase 3	14	30	17	29	2	8
Total	46	100	59	100	26	100

Tableau 3.6. Détail des clusters formés pour un partitionnement à trois clusters.

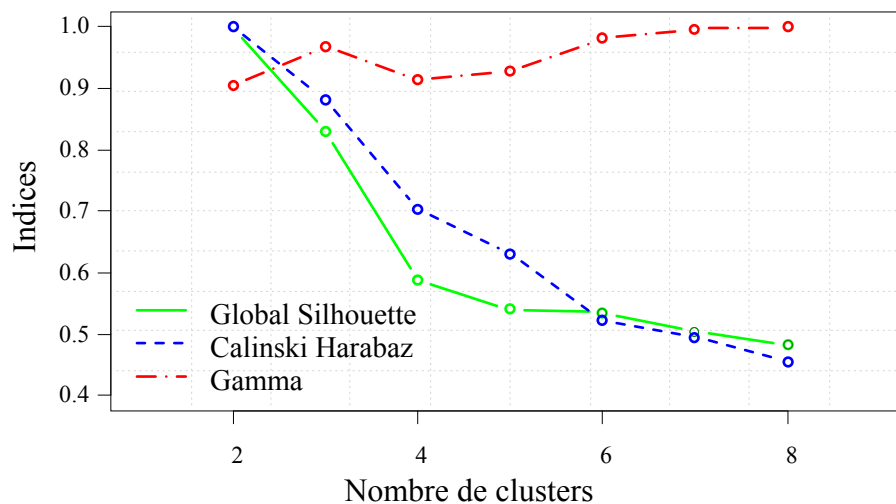


Figure 3.16. Indices de partitionnement optimal.

### 3.3.1.2 Suivi « on line » du comportement structural

#### 3.3.1.2.1 Indices d'anormalité

Il a été montré au paragraphe précédent l'utilité des analyses de partitionnement pour identifier le nombre de comportements structuraux distincts présents dans un enregistrement de données. Cependant, l'analyse d'un expert est recommandée pour traiter ce genre d'informations. Un tel pré-requis n'est pas toujours envisageable d'autant plus pour des applications où l'objectif est de détecter des modifications structurales de manière quasi-automatique.

Il est proposé d'exploiter l'idée selon laquelle l'occurrence d'une modification structurale engendre une augmentation des distances entre les objets symboliques, du fait soit de l'apparition d'un nouveau cluster (si les modifications sont importantes) ou dans le changement de la taille et de la forme de ceux existants (si les modifications restent limitées). Cette idée est illustrée dans la Figure 3.17. Dans la Figure 3.17a, les objets symboliques sont liés aux phases 1 et 2 et dans la Figure 3.17b aux phases 2 et 3. Chaque phase est représentée par l'ensemble des objets symboliques et par le centroïde correspondant, le périmètre duquel étant directement lié à la distance intra-cluster. La distance inter-cluster peut se visualiser comme la distance entre les centres géométriques des deux centroïdes (Figure 3.17), donnés par l'intersection des diagonales des rectangles. Les deux modifications structurales, imposées dans chacune des phases 2 et 3, résultent à la fois dans une modification du périmètre et dans une translation du centroïde, confirmant ainsi la possibilité de lier des intra et inter distances caractérisées par plusieurs capteurs à un éventuel changement structural.

Dans cette analyse, la distance au carré moyenne entre tous les centroïdes des clusters est choisie comme indices d'anormalité et définie de la manière suivante :

$$NI = \frac{1}{k(k-1)} \sum_{i=1}^k \sum_{\substack{j=1 \\ i \neq j}}^k d^2(C_i, C_j) \quad (3.25)$$

avec  $d(C_i, C_j)$  la distance entre les centroïdes des clusters  $C_i$  et  $C_j$  et  $k$  le nombre de clusters dans la partition  $P(C_k)$ . Etant donné que la partition de clusters est obtenue depuis les signaux de l'ensemble des capteurs, l'indice d'anormalité proposé peut être utilisé pour le comportement structural d'un système dans sa globalité.

La définition de NI comme le carré de la distance inter-cluster est associé à des considérations de distribution statistique suivie par cet indice qui doit être connue pour conduire un suivi en temps quasi-réel. En effet, en supposant aléatoire la distance inter-clusters (du fait des actions variables sur l'ouvrage issues du passage de véhicule de différents gabarits et circulant à des vitesses différentes), le carré de cette distance peut être caractérisé par une distribution  $\chi^2$  (Sá, 2007), avec le nombre de degrés de liberté égal au nombre d'objets symboliques considérés dans l'analyse (Pestana & Velosa, 2008).

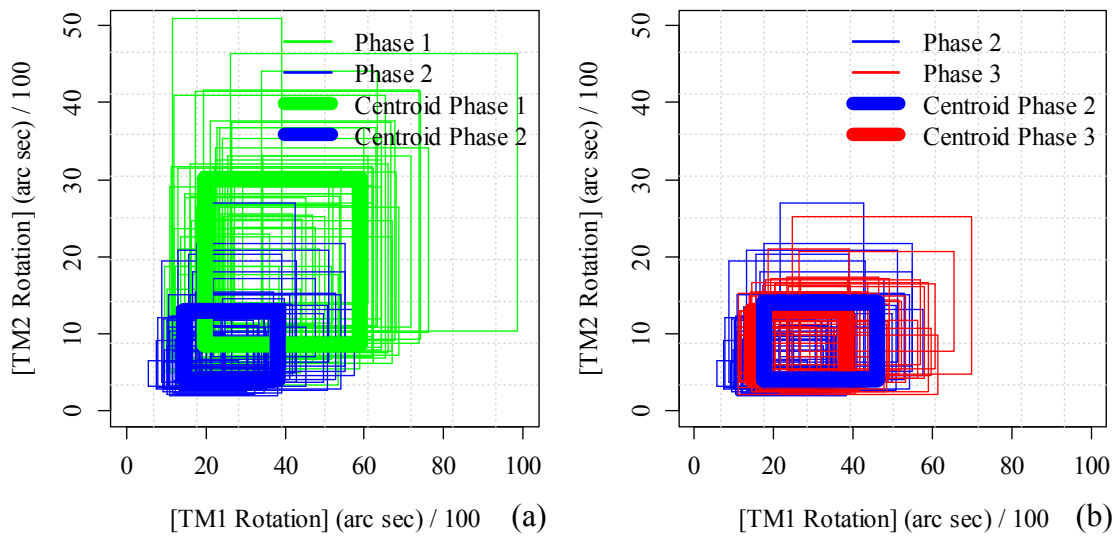


Figure 3.17. Comparaison des centroïdes des clusters définis par les objets des phases (a) 1 et 2 et (b) 2 et 3.

### 3.3.1.2.2 Proposition d'une stratégie pour un suivi en temps quasi-réel

La stratégie proposée dans ce paragraphe a pour objectif la détection de modifications structurales en temps réel sans nécessiter la connaissance d'un état de référence. Cette stratégie se base sur la définition de fenêtres temporelles glissantes, associées à chaque fois à une plage d'enregistrement de données. La non nécessité d'un état de référence provient du fait que l'approche se base uniquement sur des techniques de partitionnement non supervisée couplées à une détection de points se situant à l'extérieur d'une bande de confiance établie statistiquement. Le processus proposé est décrit ci-après:

- (1) Définir une fenêtre temporelle  $i$  comprenant  $W$  objets symboliques de longueur égale (Figure 3.18a,b) ;
- (2) Obtenir une matrice de taille  $W \times W$  des distances symboliques (Figure 3.18c) ;

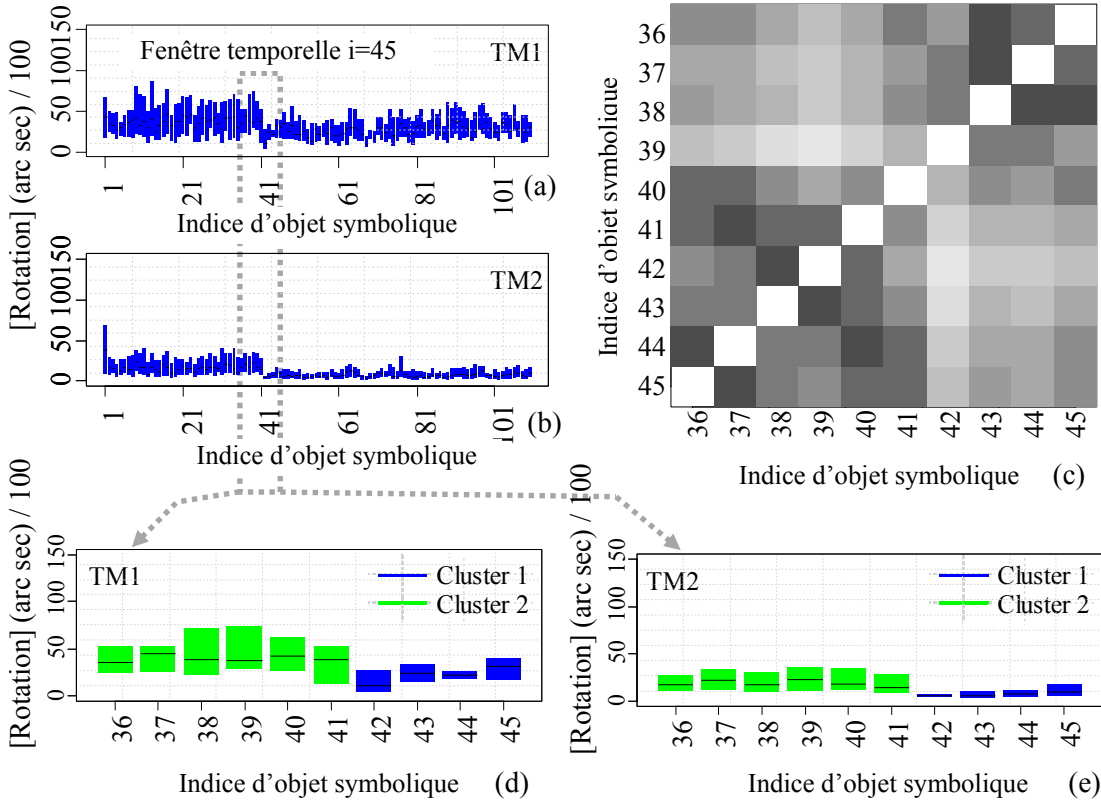


Figure 3.18. Stratégie de suivi structural en temps réel: (a) définition de la fenêtre temporelle  $i=45$  (TM1), (b) définition de la fenêtre temporelle  $i=45$  (TM2), (c) matrice de distance symbolique avec  $W=10$  objets symboliques, (d) partitionnement des données (TM1), (e) partitionnement des données (TM2).

- (3) Mener une analyse de partitionnement des clusters (Figure 3.18d,e) utilisant la matrice des distances symboliques pour déterminer l'indice d'anormalité  $NI_i$  ;
- (4) Définir un intervalle de confiance  $CB_i$ , (Equation 3.26) en ajustant une distribution  $\chi^2$  sur les  $W$  derniers indices d'anormalité et en utilisant la médiane  $\text{med}[NI_{i-w+1}, NI_i]$ , et le MAD (median absolute deviation)  $\text{MAD}[NI_{i-w+1}, NI_i]$ , comme estimateurs robustes du centre et de l'écart type, respectivement ;

$$CB_i = \text{med}[NI_{i-w+1}, NI_i] + \chi_{1-\alpha}^2 \frac{\text{MAD}[NI_{i-w+1}, NI_i]}{\sqrt{w}} \quad (3.26)$$

avec  $\text{MAD}[NI_{i-w+1}, NI_i]$  obtenu comme défini ci-après (Rousseeuw & Croux, 1993),

$$\text{MAD} = 1.4826 \text{ med}([NI_{i-w+1}, NI_i] - \text{med}[NI_{i-w+1}, NI_i]) \quad (3.27)$$

- (5) Vérifier si la valeur de dépasse et, si oui, l'identifier comme un point extérieur et suggérer qu'un nouvel état structural est observé.

Lorsque les cinq étapes ci-dessous sont réalisées, la procédure reste en attente des nouvelles données. Lorsque de nouvelles données sont enregistrées, une nouvelle fenêtre temporelle  $i+1$  est considérée. Cette stratégie est illustrée dans la Figure 3.19 en considérant une fenêtre temporelle d'une heure et des objets symboliques de 10 minutes chacun, chaque nouvelle fenêtre temporelle étant considérée 10 minutes après la précédente.

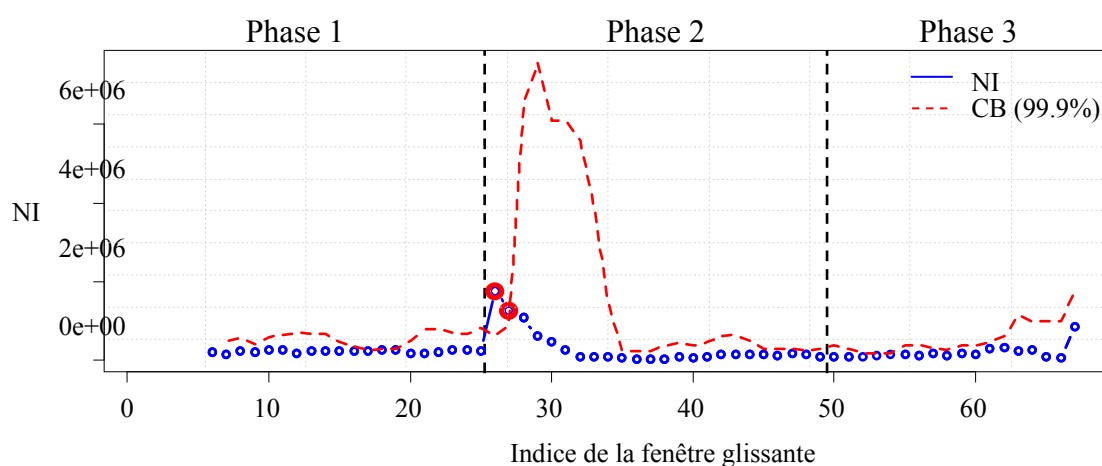


Figure 3.19. Suivi structural de détection de points extérieurs à la bande de confiance avec une résolution de 10 min.

Dans cette figure, la valeur de l'indice d'anormalité dépasse l'intervalle de confiance dans les deux premières fenêtres temporelles contenant des essais des phases 1 et 2 (valeurs de  $N_i$  entourées en rouge), signalant l'évènement seulement 10 minutes après son occurrence. L'absence de points extérieurs entre les phases 2 et 3 va dans le même sens que l'analyse de partitionnement montrée dans la Figure 3.14 et dans le Tableau 3.6 qui ne confirmait pas la présence d'une modification structurale importante entre les phases 2 et 3. La même procédure est réalisée dans la Figure 3.20 en considérant les nouvelles fenêtres temporelles toutes les minutes afin de réduire la durée nécessaire pour émettre une alarme. Il est noté que la résolution temporelle peut être augmentée en choisissant des objets symboliques plus petits ou en réduisant la taille de la fenêtre temporelle. Cependant, ces paramètres peuvent directement affecter la fiabilité des résultats et il est préféré conserver identique ces paramètres et simplement renouveler l'analyse plus fréquemment. De cette manière, il est montré dans la Figure 3.20 que la modification structurale entre les phases 1 et 2 est détectée seulement 1 minute après son occurrence, ce qui confirme l'efficacité de cette approche pour

détecter des modifications structurales quasiment immédiatement après leur occurrence.

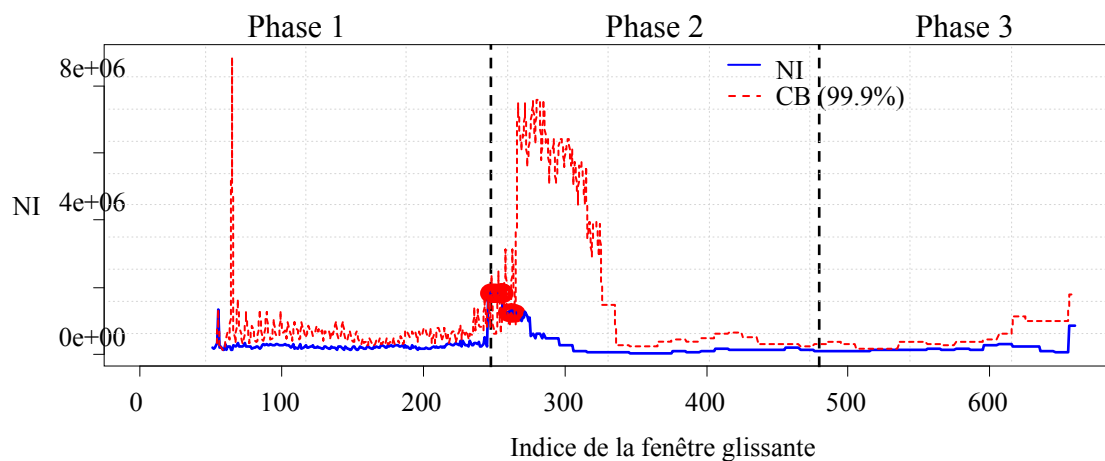


Figure 3.20. Suivi structural de détection de points extérieurs à la bande de confiance avec une résolution de 1 min.

### 3.4 Étude du pont-rail PK 075+317

Le pont-rail PK 075+317 fait partie de la ligne à grande vitesse Paris Sud-Est. Cet ouvrage, franchissant la route départementale 939 entre les communes de Sens et de Soucy dans l'Yonne, est constitué de deux ponts en poutrelles enrobées et a une portée de 17,5 m. Des mesures réalisées par la SNCF sur cet ouvrage avaient mis en évidence des vibrations et des déformations excessives du tablier lors du passage des TGV. Ces constatations avaient conduit le Département des Ouvrages d'Art de la SNCF à modifier les conditions d'appui du tablier, précédemment en appui simple, par la réalisation d'un encastrement mécanique des abouts du tablier sur les culées. En effet, une procédure de rigidification de l'ouvrage avait été mise en œuvre afin d'éloigner la fréquence d'excitation liée au passage du convoi TGV de la première fréquence propre du pont. Le risque de résonance était d'autant plus fort que le rechargement en ballast apporte une masse additionnelle qui tend à faire diminuer les fréquences propres du pont. La SCNF avait donc mis en place un système de bielles aux extrémités de l'ouvrage (Figure 3.21) pouvant être resserrées par clé dynamométrique. Ce resserrage apporte une rigidification qui a pour but d'augmenter les fréquences propres et d'éviter la mise en résonance (Cremona 2004).



(a) Vue inférieure des bielles



(b) Détail des bielles



(c) Procédure de resserrage

Figure 3.21 Vue des tabliers et des bielles du pont-rail.

En 2003, SITES est intervenue avec la SNCF dans le projet national d'Évaluation Dynamique des Ponts et a effectué, dans ce contexte, trois campagnes de mesures dynamiques sur le pont-rail PK 075+317. L'instrumentation a été mise en place du 24 au 26 juin 2003 et comportait les capteurs suivants :

- 3 capteurs de déplacement vertical entre l'acrotère et le tablier : chaque capteur de déplacement est monté sur un support fixé sur l'acrotère et mesure le déplacement relatif entre l'acrotère supposé fixe et le tablier ;
- 8 accéléromètres verticaux et 2 accéléromètres horizontaux (longitudinal et latéral) sous le tablier : chaque accéléromètre est monté sur un support fixé sous le tablier au niveau des poutrelles. ;
- 2 sondes de température respectivement en-dessous et au dessus de l'acrotère ;
- 2 ponts Q sur la voie : chaque pont Q mesure les charges sur essieux à l'entrée et à la sortie de l'ouvrage.

L'un des intérêts des campagnes de mesures accélérométriques sur ce pont étant de caractériser et quantifier les améliorations apportées par le resserrage de bielles sur le comportement dynamique de l'ouvrage, trois campagnes de mesures avaient été engagées. La première, réalisée le 24 juin 2003 a consisté à évaluer les caractéristiques modales du pont avant les travaux de resserrage. Pour cela, 15 essais dynamiques ont été enregistrés. La deuxième campagne de mesures a été réalisée le 25 juin 2003, le jour concernant la mise en œuvre des travaux. La procédure de resserrage a été effectuée en 4 phases pour le demi-pont instrumenté. Pendant la première phase, quatre premières bielles ont été resserrées. Puis, trois autres bielles ont été resserrées pendant la deuxième phase. Ces deux phases ont considéré les bielles situées côté Lyon. Pendant les troisième et quatrième phases, quatre, puis trois bielles ont été resserrées côté Paris, respectivement. Au total, 13 essais dynamiques ont été enregistrés. Finalement, la troisième campagne a eu lieu le 26 juin 2003. L'objectif a été de vérifier les effets du resserrage des bielles juste après la fin des travaux.

En décembre 2004, la SNCF a souhaité procéder à une nouvelle campagne de mesure de même type sur cet ouvrage, pour suivre son comportement dynamique dans le temps. L'étude considérée ci-dessous fait donc suite à cette campagne, identique à celles de juin 2003 présentées ci-dessus. Au total, cinq nouvelles séries de mesures ont été réalisées :

- en décembre 2004, avec 21 essais enregistrés,
- entre mai et juin 2005, avec 107 essais enregistrés,
- entre juillet et octobre 2005, avec 254 essais enregistrés,
- entre novembre et décembre 2005, avec 52 essais enregistrés,
- entre janvier et mars 2006, avec 141 essais enregistrés.

L'objectif de cette étude est d'évaluer, à l'aide d'outils de classification, l'efficacité des travaux de resserrage menés en 2003 au cours des années suivantes. La Figure 3.22 illustre la variation des quatre premières fréquences propres au cours du temps en considérant des intervalles de confiance à 95%. Pour toutes les fréquences, et en particulier pour la première, les valeurs moyennes augmentent juste après le resserrage des bielles. Toutefois, dans les campagnes réalisées après Décembre 2004, il est noté une diminution de ces valeurs, ce qui peut indiquer une possible perte d'efficacité de la procédure de resserrage. Il est également observé que l'état « pendant » a une variation importante, étant donné qu'il regroupe, dans un certain sens, les fréquences identifiées avant et après le resserrage. Une remarque importante à



considérer est que les intervalles de confiance à 95% se superposent, ce qui ne permet pas de tirer une conclusion définitive.

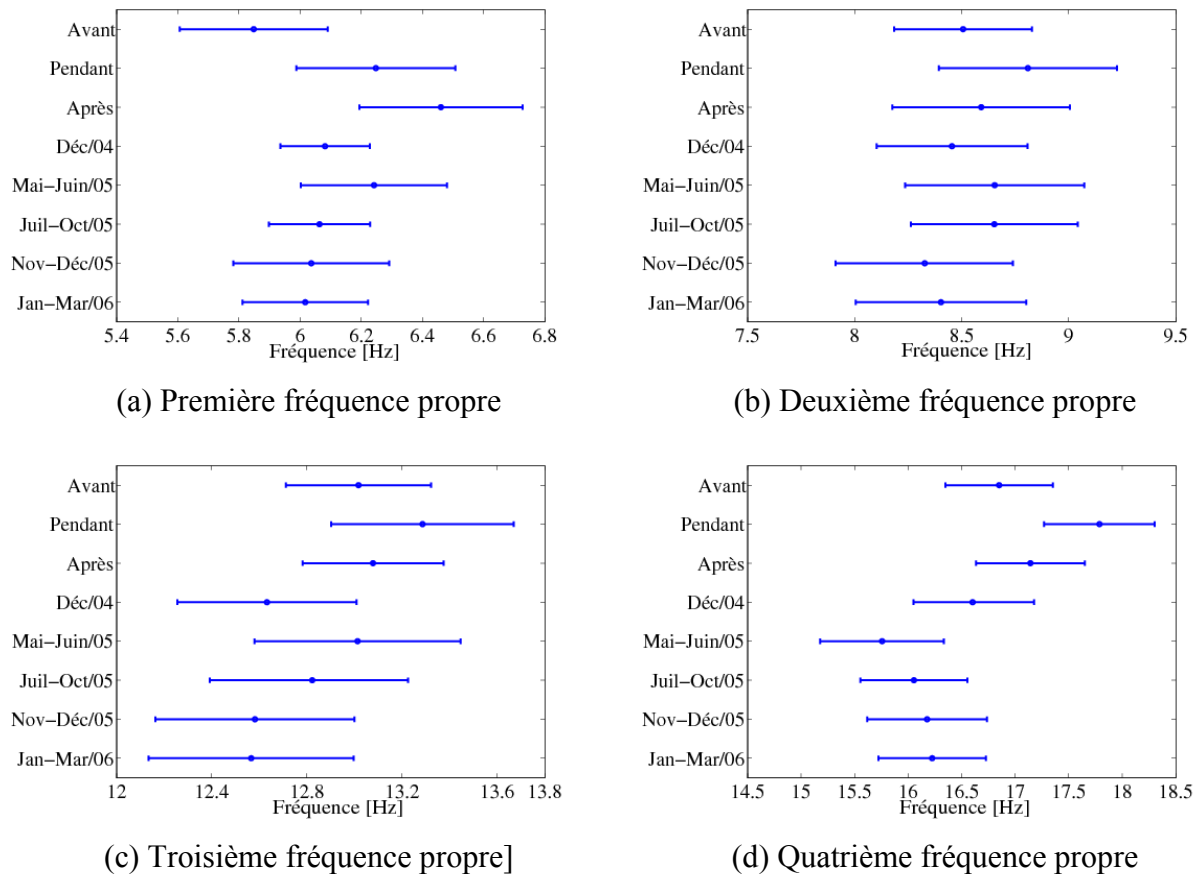


Figure 3.22 Intervalles de confiance évalués pour les quatre premières fréquences propres.

### 3.4.1 Affectation basée sur les méthodes de classification supervisée

La démarche proposée dans ce paragraphe consiste à utiliser les méthodes de classification supervisée (les méthodes ADB, RN et SVM présentées au Paragraphe 3.2.3.2) pour l'affectation des nouveaux essais à l'une des classes connues (i.e., « avant », « pendant » et « après » resserrage). Dans cette étude, les 41 essais enregistrés dans les campagnes de 2003 sont utilisés pour l'entraînement (et validation, dans le cas des RN et des SVM) des méthodes. Par conséquent, les 575 nouveaux essais sont utilisés dans la phase de test.

Pour la méthode basée sur les RN, l'architecture du réseau utilisée est composée d'une couche cachée avec 10 neurones. Les fonctions d'activation utilisées sont la fonction sigmoïde (Cury 2010) dans la couche cachée et la fonction Heaviside (Cury 2010) dans la couche de sortie. Le taux d'apprentissage  $\eta$  est fixé à 0,01 et la constante de moment  $\mu$  est fixé à 0,001. En ce qui concerne les SVM, la fonction noyau gaussienne (RBF) est toujours utilisée et le paramètre  $\sigma$  est déterminé de manière itérative lors de la phase de validation.

## Signaux

Le Tableau 3.7 regroupe les affectations obtenues pour chaque méthode en utilisant les signaux transformés en histogrammes. Dans ce cas, les méthodes basées sur les RN et les SVM indiquent que pratiquement tous les nouveaux essais sont affectés dans la classe correspondante à l'état « pendant » renforcement. Dans le cas des ADB, ceci est également observé, à l'exception de la troisième campagne de mesures où l'affectation est réalisée à la classe « avant » travaux.

Campagne	ADB			RN			SVM		
	Avant	Pendant	Après	Avant	Pendant	Après	Avant	Pendant	Après
Déc/04	37	<b>44</b>	19	18	<b>80</b>	2	0	100	0
Mai- Juin/04	39	<b>43</b>	18	5	<b>79</b>	16	0	100	0
Jul-Oct/05	<b>45</b>	22	33	12	<b>70</b>	18	0	100	0
Nov- Déc/05	22	<b>56</b>	22	29	<b>56</b>	15	0	100	0
Jan-Mar/06	33	<b>47</b>	20	24	<b>61</b>	15	0	100	0
<b>Moyenne</b>	35	<b>42</b>	22	18	<b>69</b>	13	0	<b>100</b>	0

Tableau 3.7 Affectation des nouveaux essais basée sur les méthodes de classification appliquées aux signaux transformés en histogrammes (valeurs en %).

## Fréquences propres

Cette démarche est maintenant appliquée aux fréquences propres. La tendance déjà observée en utilisant les signaux est encore vérifiée. Le Tableau 3.8 regroupe les pourcentages calculés en utilisant des histogrammes. Dans ce cas, les méthodes des RN et des SVM indiquent toujours la même classification. Les ADB, toutefois, indiquent l'état « après » pour la première série de mesures, l'état « avant » pour les deux dernières et « pendant » pour les intermédiaires.

Campagne	ADB			RN			SVM		
	Avant	Pendant	Après	Avant	Pendant	Après	Avant	Pendant	Après
Déc/04	15	37	<b>48</b>	0	100	0	0	100	0
Mai- Juin/04	28	<b>44</b>	28	0	100	0	0	100	0
Jul-Oct/05	26	<b>39</b>	35	0	100	0	0	100	0
Nov- Déc/05	<b>38</b>	32	30	0	100	0	0	100	0
Jan-Mar/06	<b>45</b>	30	25	0	100	0	0	100	0
<b>Moyenne</b>	30	<b>36</b>	33	0	<b>100</b>	0	0	<b>100</b>	0

Tableau 3.8 Affectation des nouveaux essais basée sur les méthodes de classification appliquées aux fréquences propres transformées en histogrammes (valeurs en %).

### Modes propres

Les modes propres sont considérés et l'affectation obtenue en utilisant des histogrammes est détaillée dans le Tableau 3.9. Ainsi, comme il a été observé avec les signaux, la tendance à privilégier l'affectation dans l'état « pendant » est similaire entre les ADB, RN et SVM. Toutefois, seuls les RN affectent tous les essais dans la classe « pendant ». Les ADB et les SVM ne le font que pour les quatre dernières campagnes.

Campagne	ADB			RN			SVM		
	Avant	Pendant	Après	Avant	Pendant	Après	Avant	Pendant	Après
Déc/04	20	39	<b>41</b>	0	100	0	8	45	<b>47</b>
Mai- Juin/04	25	<b>44</b>	31	0	100	0	18	<b>67</b>	15
Jul-Oct/05	12	<b>57</b>	31	0	100	0	22	<b>75</b>	3
Nov- Déc/05	17	<b>51</b>	32	0	100	0	15	<b>81</b>	4
Jan-Mar/06	29	<b>44</b>	27	0	100	0	12	<b>88</b>	0
<b>Moyenne</b>	21	<b>47</b>	32	0	<b>100</b>	0	15	<b>71</b>	14

Tableau 3.9 Affectation des nouveaux essais basée sur les méthodes de classification appliquées aux modes propres transformés en histogrammes (valeurs en %).

Bien que les affectations ne soient pas toujours les mêmes (i.e., n'indiquent pas un cluster « prédominant »), il est intéressant de noter que les résultats signalent systématiquement la perte d'efficacité des travaux. Ceci est notamment observé pour les campagnes réalisées au bout d'un an après le resserrage des bielles. Pratiquement toutes les approches d'affectation proposées indiquent alors que le comportement de l'ouvrage est revenu à l'état « pendant » (voire même « avant ») les travaux menés.

### 3.4.2 Suivi de l'état structural sans état de référence

Dans le Paragraphe 3.4.1, l'analyse a été effectuée en utilisant comme états de référence les caractéristiques modales obtenues immédiatement avant, pendant, ou immédiatement après le renforcement de l'ouvrage. L'objectif est maintenant de conduire une analyse sur cet ouvrage ne nécessitant pas de caractériser un quelconque état de référence mais en considérant les séries de mesure de manière progressive au cours du temps (Figure 3.23) (Santos et al. 2013b).

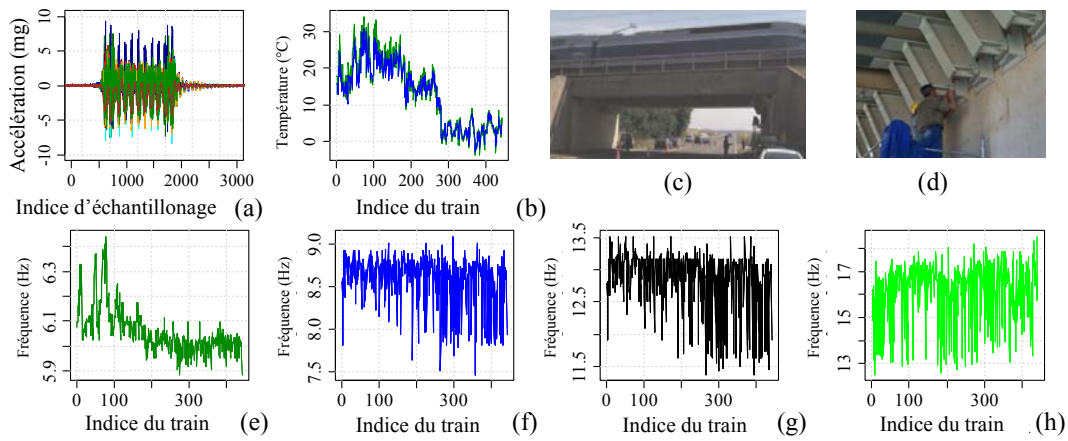


Figure 3.23 – Données expérimentales et caractéristiques modales: (a) accélérations, (b) température, (c) Vue générale de la structure, (d) renforcement par bielles; fréquences associées au (e) premier, (f) second, (g) troisième et (g) quatrième mode propre.

#### 3.4.2.1.1 Normalisation des données

Les tendances observées dans les Figures 3.23b,e-h suggèrent que la température (Figure 3.23b) influence les quatre premières fréquences propres. Cette influence a également été observée sur les modes propres et sur les taux d'amortissement. Etant donné que les températures étaient disponibles pour cette étude, une procédure de normalisation des données basée sur une régression non linéaire a été considérée. Lorsque l'on compare les résultats d'une régression linéaire avec une régression non linéaire de type MLP, la capacité d'un réseau de neurones à apprendre les relations non linéaires entre la température et les caractéristiques modales apparaît clairement. Les données d'entrée du modèle MLP sont les deux températures enregistrées sur site et la sortie peut être une fréquence propre, une coordonnée modale ou un taux d'amortissement. Le modèle simplifié est présenté dans la Figure 3.24 et est défini mathématiquement comme ci-dessous :

$$y_{iv} = \sum_{s=1}^m h \left( \sum_{j=1}^{q=d+1} T_{ij} u_{jk}^{(II)} \right) u_{sv}^{(III)} + re_{iv} \quad ; \quad (i=1, \dots, n ; v=1, \dots, p) \quad (3.28)$$

Avec  $u^{(II)}$  et  $u^{(III)}$  l'ensemble des coefficients définissant le réseau de neurones  $T$ , les températures en données d'entrée du modèle,  $y$ , les quantités modales estimées, et  $re$ , l'ensemble des erreurs résiduelles, qui sont définies comme la différence entre les données réelles et les estimations.

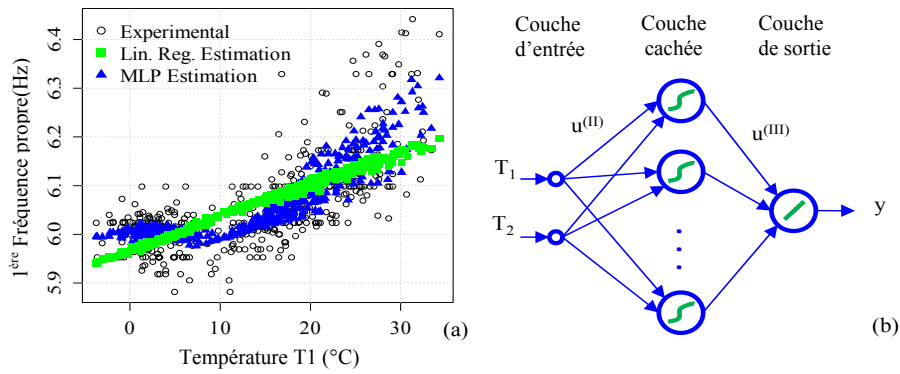


Figure 3.24. Etape de normalisation: (a) relation entre la première fréquence propre et la température, (b) modèle du réseau de neurones MLP.

Les unités de perceptron non linéaires sont localisées dans la couche cachée alors que les autres sont linéaires. Le nombre optimal de couches cachées est défini en testant plusieurs architectures et en choisissant celle qui mène à l'erreur quadratique moyenne la plus faible commise par le réseau sur l'ensemble de l'apprentissage.

A titre d'illustration, les objets symboliques représentant chacun « 14 jours de fréquences modales normalisées du pont PK075 » sont extraits dans la Figure 3.25b via des intervalles interquartiles des deux premières fréquences propres. Les séries d'intervalles interquartile sont par ailleurs représentées dans la Figure 3.25a. Dans la Figure 3.25b, l'existence d'une modification des caractéristiques modales est visible. Cette conclusion est également appréciable en représentant graphiquement (Figure 3.25c) la matrice de distance symbolique d' Ichino-Yaguchi liée aux quatre premières fréquences propres (Figure 3.23e-h). Dans cette figure, plus la distance entre les objets symboliques est élevée, plus la couleur est foncée.

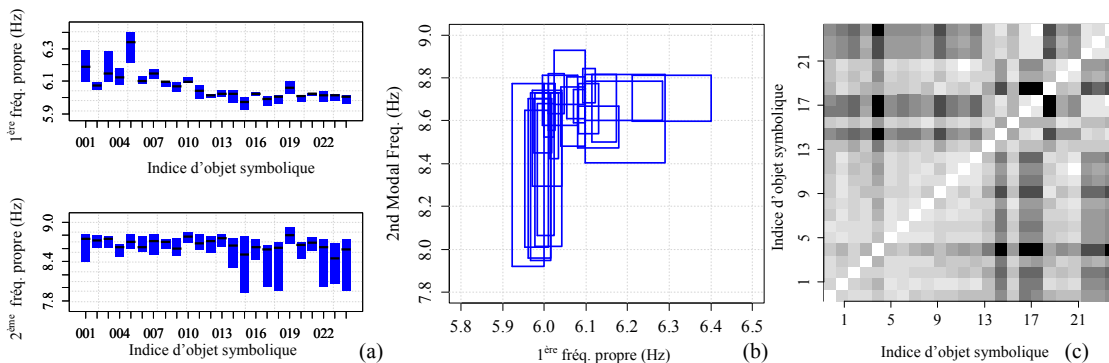


Figure 3.25. Représentation (a) des séries d'intervalles interquartiles, (b) des objets symboliques dans l'espace des deux premières fréquences propres, (c) de la matrice de distance symbolique.

La capacité des méthodes de partitionnement à distinguer l'évolution de la réponse vibratoire est illustrée en appliquant l'algorithme des nuées dynamiques à la matrice de distance présentée dans la Figure 3c. Les partitions comprenant  $K=2$  à 9 clusters ont également été considérées mais celle avec deux clusters a été identifiée comme optimal par l'indice CH (Equation 3.14). Cette classification en deux clusters est alors illustrée dans la Figure 3.26 à la fois avec les séries d'intervalles interquartiles et avec les objets symboliques.

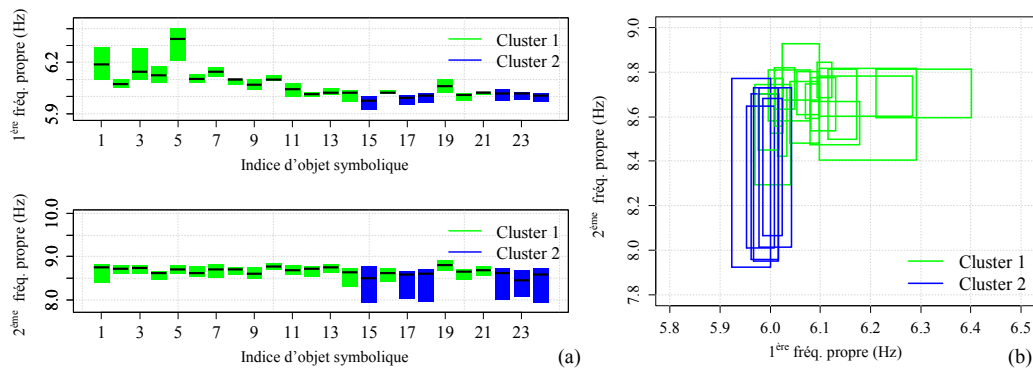


Figure 3.26. Partitionnement en deux clusters: (a) des séries d'IQR, (b) des objets symboliques.

La procédure définie dans le Paragraphe 3.3.1.2.2 est alors appliquée ici pour avoir une détection de points extérieurs à un intervalle de confiance sur la base d'indicateurs statistiques robustes. Pour rappel, la stratégie mise en place se base sur la distance au carré moyenne entre tous les centroïdes des clusters (Equation 3.25) et la définition de fenêtres temporelles glissantes, associée à chaque fois à une plage d'enregistrement de données (Figure 3.27).

L'approche de détection sans état de référence est appliquée aux données vibratoires du pont PK075 dans la Figure 3.28 en considérant trois types de caractéristiques modales (a) les fréquences propres, (b) les coordonnées modales, (c) les taux d'amortissement des quatre premiers modes de vibration. Pour tester la capacité du modèle à détecter des modifications, les données avaient été supposées enregistrées progressivement pour simuler un enregistrement en temps réel. Les objets symboliques de deux semaines de mesures avaient été considérés avec des fenêtres glissantes de deux mois (4 objets symboliques par fenêtre glissante). Les valeurs des paramètres NI et CB pour chaque fenêtre glissante sont illustrées dans la Figure 3.28 en identifiant par des cercles rouges les points jugés comme des points extérieurs à la bande de confiance et donc traduisant une modification structurale significative.

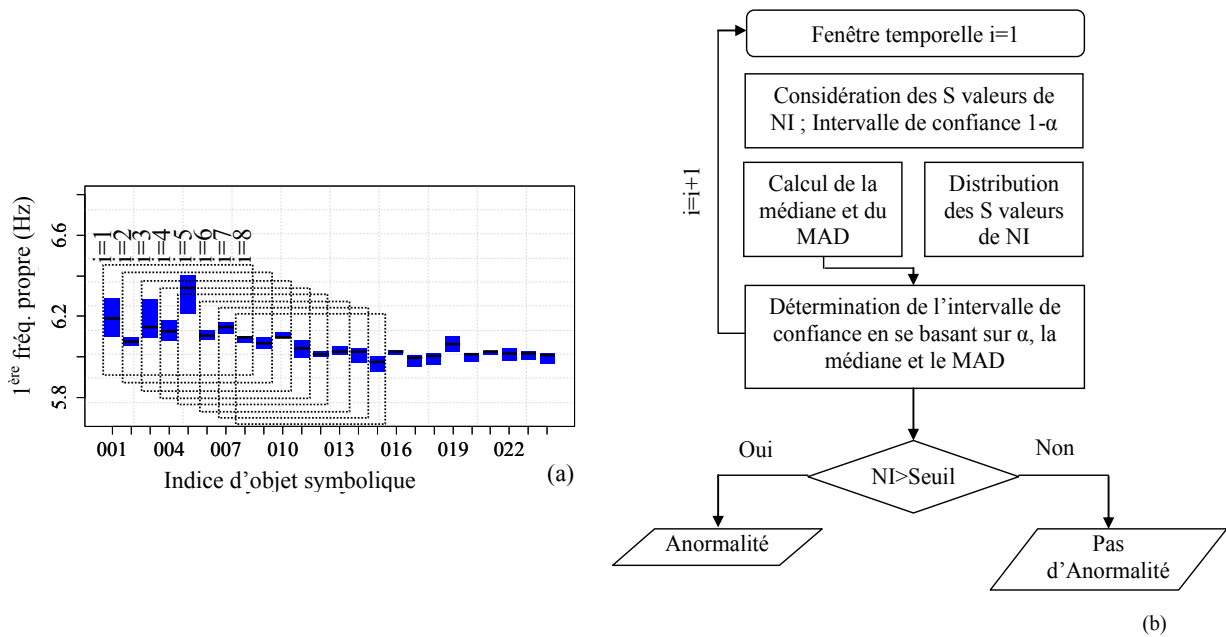


Figure 3.27. Détection de points extérieurs en temps réel (a) fenêtre temporelle glissante, (b) procédure statistique pour la détection de points extérieurs.

Cette étude permet de confirmer l'évolution structurale observée sur le Pont PK075 en lien avec la perte d'efficacité du système de renforcement mis en place. L'utilisation de fenêtres temporelles de deux mois et d'objets symboliques de deux semaines permet la détection de points anormaux et ce quelque soit la caractéristique modale considérée. Cependant certaines caractéristiques modales permettent une détection plus ou moins tôt et de manière plus ou moins évidente. En particulier, les fréquences propres permettent la détection la plus précoce mais avec une marge de dépassement réduite (Figure 3.28a) alors que les taux d'amortissement traduisent la modification la plus évidente (Figure 3.28c). Les modes propres (Figure 3.28b) sont représentatifs d'un changement structural seulement dans la fenêtre 19, mais avec un fort dépassement de l'intervalle de confiance.

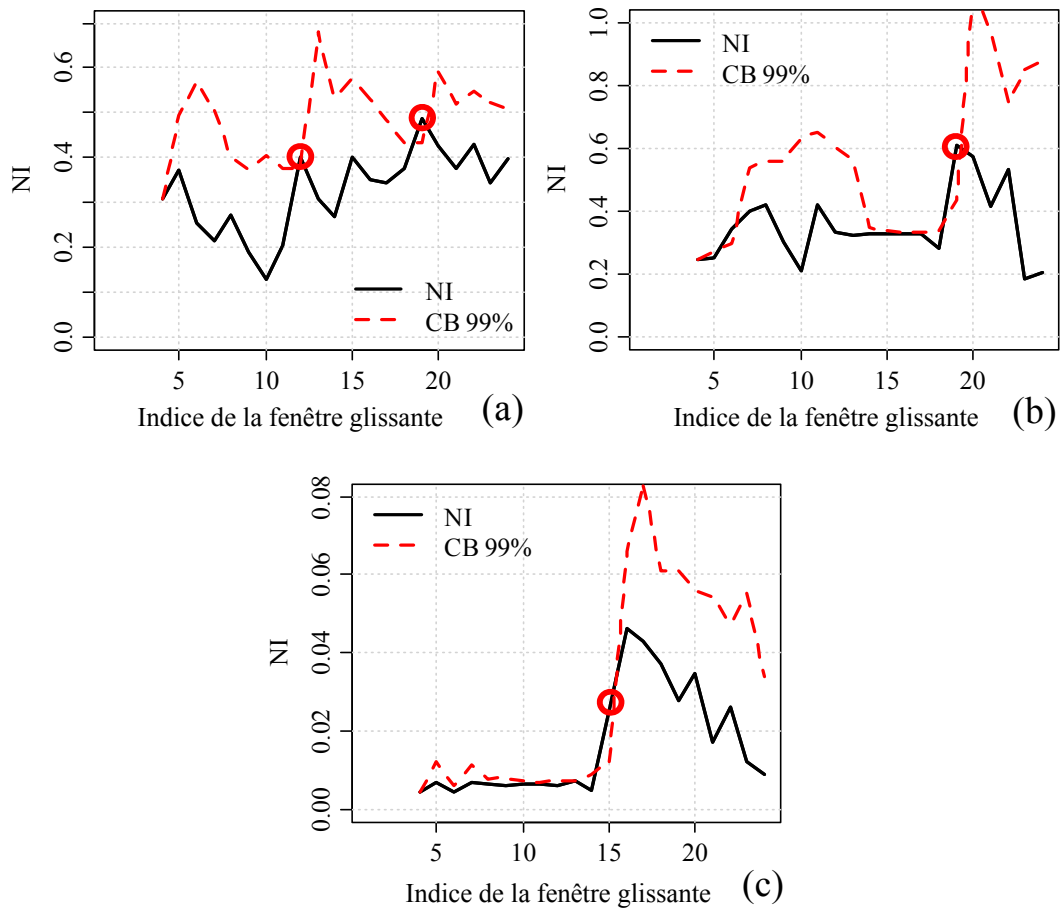


Figure 3.28. Détection en temps réel basée sur : (a) les fréquences propres, (b) les modes propres, (c) les taux d'amortissement.

### 3.5 Conclusions

Ce chapitre présente l'action de recherche sur les méthodes et indicateurs pour l'identification et la détection d'endommagements structuraux. Un enjeu majeur étant d'apporter des nouveaux éléments de réponse à cette problématique, une approche originale basée sur l'Analyse de Données Symboliques (ADS) a été proposée. Cette méthodologie permet de manipuler des grandes bases de données alliant un stockage compact sans perdre la généralité de l'information originale. Actuellement, l'ADS n'est encore généralement employée que dans le cadre d'applications économiques, comme l'analyse de comportements de consommateurs, des ventes croisées, etc. Dans le cadre de cette action de recherche, l'ADS a été couplée à des méthodes de partitionnement de données - divisions hiérarchiques, agglomérations hiérarchiques et nuées dynamiques - et à des méthodes basées sur la classification supervisée - arbres de décision Bayésiens, réseaux neuronaux et machines à vecteur support. Il est noté



que ces méthodes sont déjà connues dans le domaine de la classification de données. Toutefois, leur couplage avec l'ADS pour distinguer différents états structuraux représente une alternative innovante pour la détection d'endommagements.

La mise en œuvre des démarches proposées dans cette étude est parfaitement envisageable dans le cadre d'une surveillance structurale continue. Les méthodes de clustering sont recommandées aussi bien que les méthodes de classification supervisée. Vraisemblablement, l'utilisation de ces dernières dépend de la connaissance préalable des conditions structurales afin d'entraîner les algorithmes de classification. Dans la pratique, il n'est généralement pas aisé de connaître a priori les différents états d'une structure.

Finalement, le développement de démarches complémentaires à celles proposées pour la localisation et la quantification des endommagements est une perspective à apprécier, cet axe de recherche s'étant principalement consacré jusqu'à présent au problème de leur détection.

# Chapitre 4 Quantification de la robustesse structurale

## Préambule

---

Les travaux présentés dans ce quatrième chapitre s'inscrivent dans le troisième axe d'étude de mon projet de recherche sur la « prise en compte du risque structural et la caractérisation de la robustesse structurale ». L'objectif de cette activité, menée depuis 2009, a été d'aborder la problématique de vulnérabilité des structures et d'analyser la robustesse structurale à travers (i) l'animation des opérations de recherche 11R082 sur la gestion des risques structuraux et 11R122 sur la maîtrise du cycle de vie des ouvrages au LCPC, puis à l'IFSTTAR, et (ii) la participation à l'encadrement de la thèse de Mme Nadia Kagho-Gouadjio. Cette action a pu s'appuyer sur un certain nombre d'outils numériques qui ont été développés au LCPC à partir des années 90, notamment en lien avec la théorie de la fiabilité.

## 4.1 Introduction

---

Le développement des méthodes de construction dans le génie civil a connu de nombreux épisodes dramatiques lorsque des événements non anticipés ou mal maîtrisés ont entraîné des défaillances majeures, voire des effondrements, des structures construites. Les ingénieurs ont dû progressivement modifier leurs méthodes de construction pour faire face aux sollicitations extérieures que les structures subissent durant leur durée de vie en service. Parmi ces sollicitations se trouvent par exemple les actions dues au trafic pour les ouvrages d'art, les

actions dues aux phénomènes climatiques comme le vent, la température, l'enneigement, ou encore des actions telles que les séismes. L'ingénierie forensique (Breysse 2013), qui se sert de tous les ressorts de l'ingénierie, tant scientifiques que technologiques, ainsi que des témoignages et des traces historiques, a pour objectif de trouver une explication des défaillances afin de concourir à les éviter par la suite. Ainsi, le nombre d'accidents dans le domaine du génie civil a pu considérablement diminuer.

La prise en compte de l'importance des stratégies de maintenance préventives a également permis de maîtriser le nombre de défaillances structurales majeures. Ce qui était perçu comme des accidents non identifiés à une certaine époque a donc progressivement été intégré dans les différents codes de construction et de conception à l'aide de notions de risques, ce qui permet désormais d'appréhender les risques structuraux vis-à-vis d'un grand nombre de menaces bien connues des concepteurs (Kagho 2013). Pourtant, ce constat n'est pas entièrement satisfaisant au regard des nombreux événements accidentels s'étant produits récemment et qui laissent penser que les connaissances vis-à-vis d'actions accidentelles mal identifiées restent encore limitées en ce qui concerne la conception, le dimensionnement, et l'exécution des ouvrages du génie civil. Se limiter à assurer la sécurité et la durabilité des constructions et donc des usagers dans des conditions normales d'utilisation n'est pas suffisant, les infrastructures devant également assurer un minimum de performance dans des situations exceptionnelles.

Dans ce contexte, l'action de recherche sur la robustesse structurale a eu pour objectif de contribuer au développement d'une approche générale, pour qualifier et quantifier la robustesse structurale, en caractérisant l'écart entre un dysfonctionnement local et un dysfonctionnement global et la probabilité du système de passer d'un état de dysfonctionnement local à un état de dysfonctionnement global (Kagho et al. 2015).

Dans le domaine scientifique, la définition du mot robuste est très large comme le souligne le Tableau 4.1. Dans le domaine du génie civil, le terme "robustesse" reste encore au centre de débats et pose des difficultés tant au niveau de son interprétation, de son insertion de manière explicite dans les codes de constructions, que de son utilisation pour l'évaluation d'ouvrages existants. Plusieurs définitions ont été proposées dans la littérature parmi lesquelles :

- l'aptitude d'une structure à soutenir des dommages arbitraires (Lu et al. 1999),

- l'aptitude d'une structure à résister à des événements tels que les incendies, les explosions, les chocs ou les conséquences d'une erreur humaine, sans présenter de dégâts disproportionnés par rapport à la cause d'origine (EN 1991 2006),
- l'insensibilité d'une structure à une défaillance locale (ces deux notions devant être définies durant l'étape de conception) (Starossek 2007, Starossek & Haberland 2008a,b),
- l'aptitude d'un système à subir un certain nombre de dommages non disproportionnés par rapport aux causes des dommages eux-mêmes (Biondini & Restelli 2008, Biondini et al. 2008, Biondini 2009),
- la capacité de survivre à des circonstances imprévisibles ou inhabituelles (Knoll & Vogel 2008).

Ces définitions, relativement similaires, décrivent la robustesse comme une relation entre un aléa et des conséquences disproportionnées ou exceptionnelles induites par la réalisation de cet aléa. Un objectif majeur pour la conception et l'évaluation des ouvrages du génie civil est donc d'aller au-delà des conditions normales d'utilisation, le challenge étant d'anticiper lors de la conception des événements pouvant entraîner un endommagement généralisé de la structure.

Ingénierie du logiciel	Capacité d'un système à réagir de manière appropriée aux circonstances anormales (Meyer 1997).
Développement des produits et contrôle qualité	Mesure de la capacité d'un processus de production à ne pas être affecté par de petites variations délibérées de paramètres internes, de manière à fournir une indication de la fiabilité lors d'une utilisation normale.
Ecosystèmes	Capacité d'un système à maintenir sa fonction même en présence de changements dans sa structure interne ou dans l'environnement extérieur (Callaway et al. 2000).
Statistiques	Insensibilité d'une technique statistique aux petits écarts dans les hypothèses (Huber 1996).
Normes « Structures »	Capacité d'une structure à soutenir des dommages de sorte que les conséquences d'une défaillance structurale ne soient pas disproportionnées par rapport à l'effet provocateur de la défaillance (CEN 1994).
Langage	Mesure de la capacité de l'homme à communiquer malgré une information incomplète, ambiguë, et la présence d'un élément constant de surprise (Briscoe 1997).

Tableau 4.1. Définitions du terme "robustesse" selon divers domaines scientifiques (Faber et al. 2006).

Il est par ailleurs essentiel de préciser le sens de deux notions souvent confondues à tort dans le domaine de l'ingénierie structurale : la vulnérabilité et la robustesse. Une structure est dite vulnérable si un aléa donné peut produire une dégradation/détérioration/perte de ses performances locales. La vulnérabilité d'une structure est donc associée un dysfonctionnement local, c'est-à-dire une perte de fonction au niveau local (rupture, fissuration, flambement, déformation excessive...). Elle se caractérise donc par une probabilité d'occurrence qui sera liée d'une part à la probabilité de réalisation de l'aléa, source du dysfonctionnement local, et d'autre part à l'intensité de cet aléa. Cette probabilité d'occurrence est à rapprocher du concept de probabilité de défaillance rencontré en théorie de la fiabilité pour exprimer en contexte probabiliste, la probabilité d'apparition d'un mode de défaillance (Cremona 2011). A l'opposé, la robustesse décrit implicitement la capacité de la structure à fonctionner en mode dégradé, c'est-à-dire en cas de réalisation d'un dysfonctionnement local. Il s'agit alors de s'intéresser au dysfonctionnement du système structural : on parle de dysfonctionnement global. En reprenant la définition du risque, mesure conjointe entre aléa et conséquences de la réalisation de l'aléa, la robustesse peut donc être considérée comme la prise en compte d'un risque direct (dysfonctionnement local), exprimé par la vulnérabilité et ses conséquences directes, et d'un risque indirect (dysfonctionnement global), exprimé par l'inaptitude plus ou moins prononcée à fonctionner en mode dégradé.

La caractérisation de la robustesse implique de délimiter les frontières du système considéré avec précaution. En effet, le terme « système » peut correspondre à une multitude d'objets et il est crucial de définir de manière adéquate l'objet considéré lorsque la notion de dysfonctionnement global est considérée. Dans le cas d'un ouvrage d'art, le système peut par exemple aller d'un élément particulier de la structure à un ensemble d'éléments (délimitant une partie de l'ouvrage) jusqu'à l'ouvrage en entier, voire même jusqu'au réseau d'infrastructures contenant l'ouvrage. Ainsi, une explosion peut entraîner la défaillance d'une poutre (conséquence directe). Si cette dernière est un élément clé d'une structure, cette défaillance locale peut entraîner une défaillance en chaîne (ou progressive) d'éléments structuraux jusqu'à la défaillance globale de l'ouvrage (conséquence indirecte). L'effondrement du pont de Minneapolis en 2007 aux USA est un exemple édifiant de cette défaillance en chaîne à trois niveaux (Figure 4.1) :

- la rupture d'un gousset fragilisant un assemblage,
- la rupture d'un assemblage fragilisant l'ouvrage,
- la défaillance de l'ouvrage fragilisant le réseau routier.

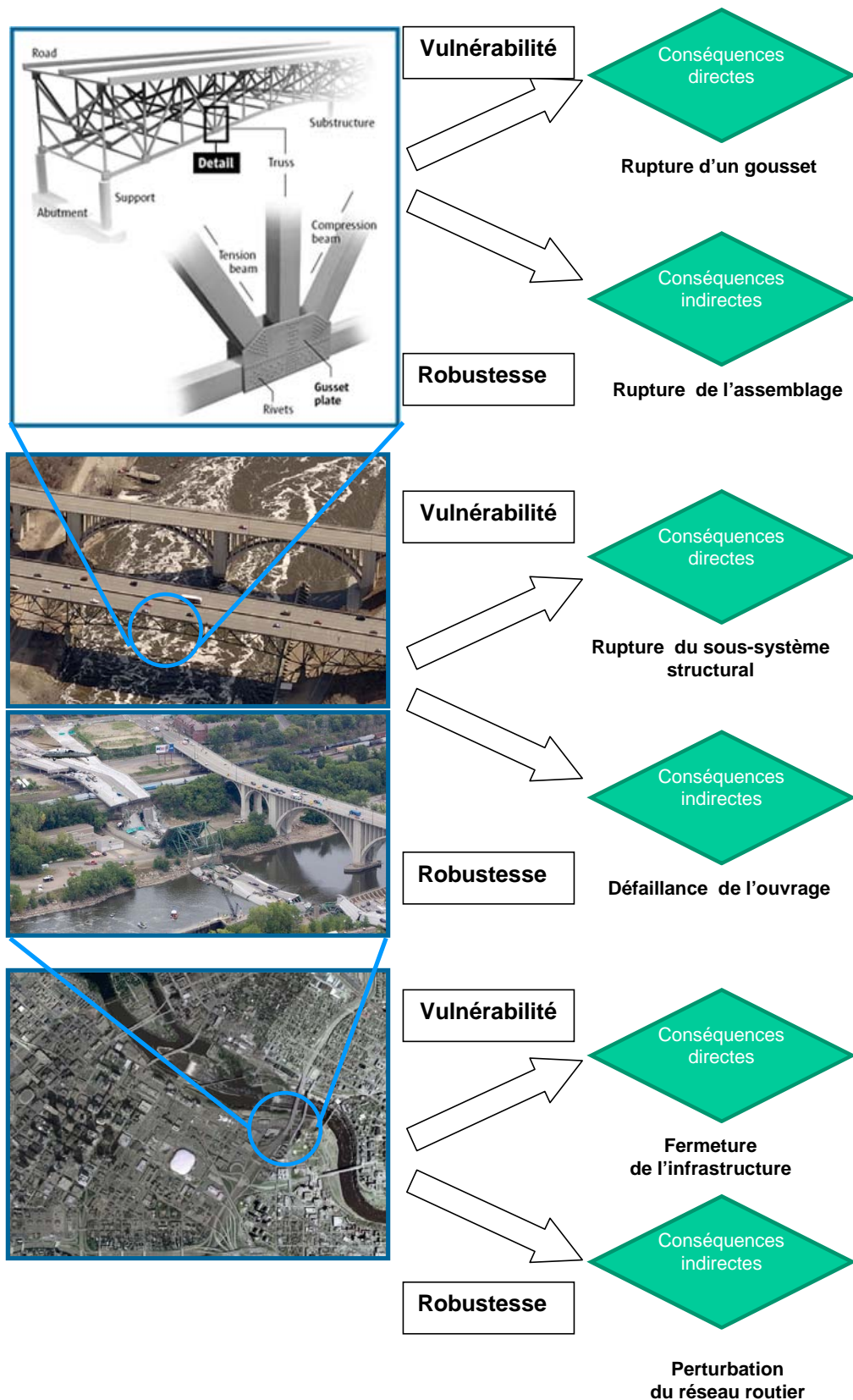


Figure 4.1. Approche multi-niveaux de la vulnérabilité et de la robustesse (Kagho 2013).

Lorsque le système est parfaitement délimité dans l'espace, le temps, et dans la fonction qui lui est associée, il est alors pertinent d'identifier l'ensemble des sous-systèmes constitutifs

qui, par leur mise à contribution, doivent permettre au système de faire face à l'évènement inattendu. Selon le niveau auquel on s'intéresse, vulnérabilité et robustesse recouvrent des aspects très différents, la robustesse du niveau inférieur pouvant être perçue comme de la vulnérabilité par rapport au niveau supérieur (Figure 4.1).

L'une des difficultés majeures de la notion de robustesse réside dans l'absence de mesure. Si la probabilité de défaillance peut fournir une mesure quantitative de la vulnérabilité, une mesure quantitative de la robustesse fait encore largement défaut. En effet, à ce jour, la robustesse est souvent prise en compte au travers d'un ensemble de bonnes pratiques de conception, décrites sous la forme d'attributs. Une mesure doit permettre d'apprécier quantitativement l'écart entre l'ampleur des dégâts constatés et la cause initiale, ce qui constitue l'un des objectifs de cette action de recherche.

Dans cette étude, la notion de robustesse est en lien avec la définition donnée dans les normes de structures (Tableau 4.1). De nombreuses mesures de la robustesse structurale ont été proposées par ailleurs (Faber et al. 2006, Baker et al. 2008, Biondini & Restelli 2008, Starossek & Haberland 2008a, b, etc...), il en ressort qu'il existe globalement deux familles d'indices de robustesse probabiliste pour la quantification de la robustesse structurale. La première famille compare les probabilités de défaillance d'un système à l'état intègre et à l'état endommagé. Cette première approche présente la limite de ne pas caractériser la cinématique de passage d'un dysfonctionnement local à un dysfonctionnement global du système structural. La deuxième famille utilise une analyse de risque et compare les conséquences d'un dysfonctionnement local aux conséquences d'un dysfonctionnement global du système. Cette deuxième approche, tout en définissant un cadre théorique, ne précise pas une mise en œuvre pratique. L'approche proposée dans ce chapitre se propose de revoir ces limites. C'est dans cette optique qu'elle quantifie l'impact de dommages localisés sur la défaillance globale du système. Etant donné que les dommages constatés peuvent être faibles ou élevés à l'échelle globale de la structure, c'est l'évaluation des dommages constatés qui permet de déduire le niveau de robustesse structurale. Un impact faible caractérise alors une structure robuste, tandis qu'un impact fort caractérise une structure non robuste.

## 4.2 Approche proposée

---

### 4.2.1 Ecart entre défaillances locales et globales

La démarche proposée pour déterminer une mesure de la robustesse structurale se base sur les recommandations de l'Eurocode à savoir qu'une structure doit être conçue et exécutée pour ne pas être endommagée par des événements accidentels de façon disproportionnée par rapport à la cause initiale. Reprenant le formalisme des recommandations du JCCS (2001, 2008), l'approche proposée comporte quatre étapes fondamentales :

1. Définition du problème
2. Définition des défaillances locale et globale
3. Identification des mécanismes dominants et du mécanisme de référence
4. Quantification de la robustesse structurale

L'idée est d'utiliser le concept de vulnérabilité structurale qui peut se traduire à l'échelle des éléments constitutifs du système pouvant être défaillants suite à l'occurrence d'un aléa (l'évènement inattendu représentant une menace) ou encore à l'échelle du système si un dommage de faible étendue se traduit par des conséquences importantes, disproportionnées par rapport à ce dommage initial (Figure 4.2). Si une structure est jugée vulnérable de manière inacceptable, elle sera alors peu robuste. L'étude de la vulnérabilité peut alors apporter un éclairage à l'absence de robustesse.



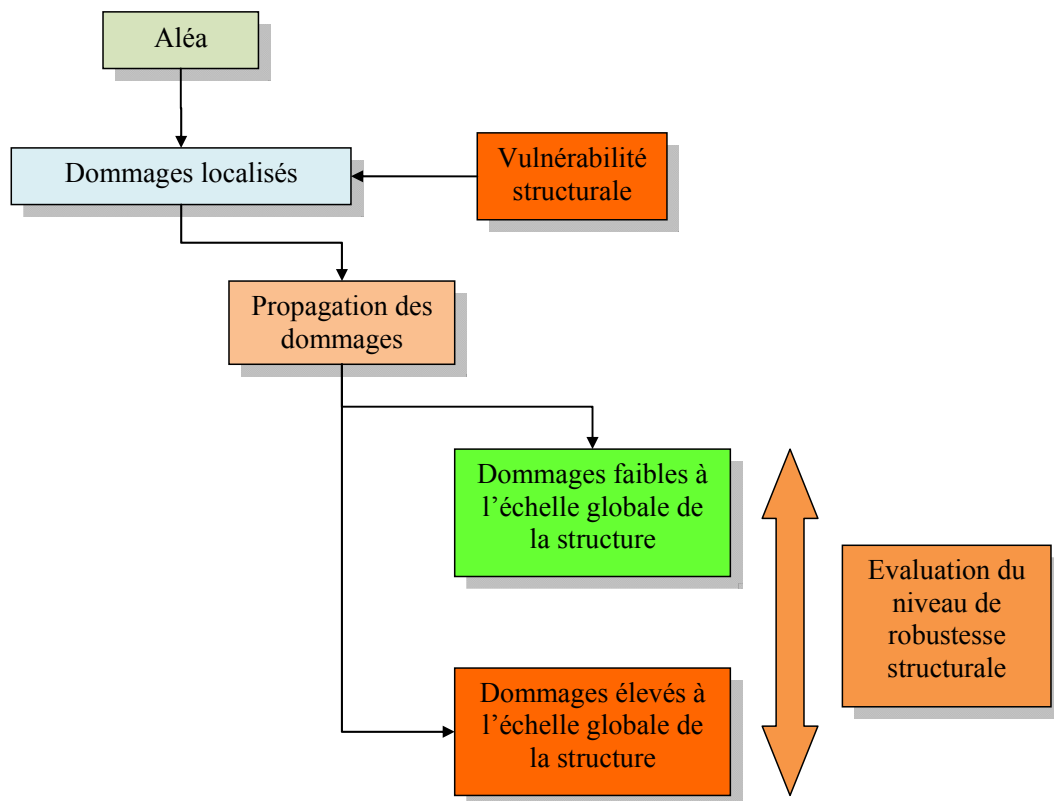


Figure 4.2. Quantification de la robustesse structurale.

L'objectif est donc de faire le lien entre les défaillances locales (selon des modes de défaillances à définir) et des défaillances globales au travers de dysfonctionnements globaux à caractériser. Une telle approche doit permettre non seulement de qualifier la robustesse structurale, mais également de la quantifier au travers d'un certain nombre d'indicateurs reliant les probabilités de défaillance locales  $P_{locale}$  et globales  $P_{globale}$  (Figure 4.3).

Les définitions des défaillances locale et globale sont bien entendu spécifiques à un problème donné. Le Tableau 4.2 illustre quelques exemples de défaillances locales et globales qui peuvent être considérées dans une analyse de la robustesse. Pour les structures du génie civil, la défaillance locale peut être liée à une diminution locale de la section de béton ou d'acier, une fissuration localisée, une tension ou une compression excessive d'un élément de structure, la formation d'une rotule plastique au droit d'une section donnée, etc. La défaillance globale peut être associée à une fissuration étendue, la formation d'un mécanisme de ruine, une perte de rigidité globale dans la structure, etc. Cette démarche utilise les notions de probabilités locale et globale associées à chaque type de défaillance.

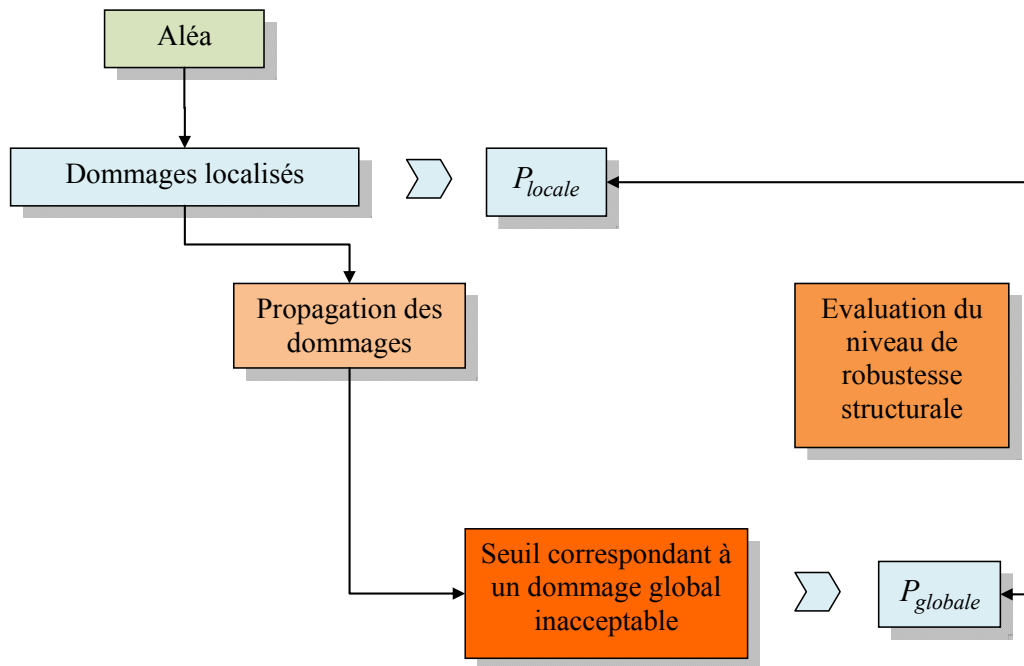


Figure 4.3. Quantification de la robustesse structurale.

Défaillances locales	Défaillances globales
Apparition d'une rotule plastique	Formation d'un mécanisme de ruine
Défaillance d'un élément de structure par tension / compression excessive	Formation d'un mécanisme de ruine
Fissuration (ou endommagement) locale	Fissuration (ou endommagement) étendue (seuil à fixer)
Plastification partielle de la section	Plastification totale de la section
Diminution de la section d'armature	Fissuration étendue (limite à fixer)
Diminution locale de la section de béton ou d'acier	Diminution de la rigidité globale de la structure (seuil à fixer)

Tableau 4.2. Exemples de défaillances locales et globales pouvant être considérées dans une analyse de la robustesse.

## 4.2.2 Indices de robustesse

### 4.2.2.1 De la défaillance locale à la défaillance globale

Un premier indice de robustesse est proposé sur la base d'un ratio entre les probabilités de défaillances locales et globales comme défini ci-dessous :

$$I_{r,1} = 1 - \frac{P_{globale}}{P_{locale}} \quad (4.1)$$

Ce premier indice de robustesse compare directement les probabilités locale et globale. L'indice de robustesse  $I_{r,1}$  varie dans l'intervalle  $[0;1[$ . Une valeur proche de 1,0 indique une structure infiniment robuste et une valeur proche de 0 indique une structure non robuste.

Un second indice de robustesse, proposé ci-après, complète la vision purement probabiliste par une approche risque associant les conséquences :

$$I_{r,2} = \frac{C_{locale}P_{locale}}{C_{locale}P_{locale} + C_{globale}P_{globale}} \quad (4.2)$$

Ce second indice de robustesse compare le risque  $\mathfrak{R}$  (défini comme le produit de la probabilité de défaillance  $P_f$  avec les conséquences  $C$  associées) à l'échelle locale et globale. Cet indice peut également s'écrire de la manière suivante :

$$I_{r,2} = \frac{P_{locale}}{P_{locale} + aP_{globale}} \quad (4.3)$$

où  $a = \frac{C_{globale}}{C_{locale}} \geq 1$  représente un ratio entre les conséquences globales et locales. Il est intéressant de remarquer que ce deuxième indice peut finalement s'écrire de la manière suivante :

$$I_{r,2} = \frac{1}{1 + a(1 - I_{r,1})} \quad (4.4)$$

De même que pour l'indice  $I_{r,1}$ , une valeur proche de 1,0 pour  $I_{r,2}$  indique une structure infiniment robuste et une valeur proche de  $1/(1+a)$  indique une structure non robuste. Dans le cas où les conséquences globales deviennent infiniment grandes par rapport aux conséquences locales, l'indice  $I_{r,2}$  tend vers 0.

#### 4.2.2.2 Lien avec les chemins de défaillance

Ce paragraphe propose une interprétation des indices de robustesse  $I_{r,1}$  et  $I_{r,2}$  en considérant un chemin de défaillance noté  $q$  (ce chemin pouvant par exemple être le chemin de défaillance avec la plus grande probabilité d'occurrence), avec un ordre séquentiel d'apparition de la défaillance  $q_1, q_2, \dots, q_n$ , où les  $q_i$  sont les éléments défaillants et  $n$  est la longueur du chemin de ruine. Il est donc possible d'exprimer la probabilité locale comme la probabilité de défaillance du premier élément dans le chemin de référence, et donc d'écrire

$$P_{locale} = P_f(q_1) = P(g(q_1) < 0), \text{ avec } P_f(q_1) \text{ la probabilité de défaillance liée à l'élément } q_1$$

et  $g(q_1)$  la marge d'évènement liée à l'élément  $q_1$ . Il est également possible d'écrire

$$P_{globale} = P\left(\bigcap_{i=1}^n g^{q_1, \dots, q_{i-1}}(q_i) \leq 0\right) \text{ avec } g^{q_1, \dots, q_{i-1}}(q_i) \text{ la marge d'évènement liée à l'élément } q_i$$

lorsque les éléments  $q_1, q_2, \dots, q_{i-1}$  sont déjà défaillants. Manifestement,  $g^{q_1, \dots, q_{i-1}}(q_i) = g(q_1)$  pour  $i = 1$ . Il est donc possible d'écrire l'indice  $I_{r,1}$  de la manière suivante :

$$I_{r,1} = 1 - \frac{P\left(\bigcap_{i=1}^n g^{q_1, \dots, q_{i-1}}(q_i) \leq 0\right)}{P(g(q_1) < 0)} \quad (4.5)$$

Ce qui revient à réaliser un calcul de probabilité conditionnelle comme indiqué ci-dessous :

$$I_{r,1} = 1 - P\left(\bigcap_{i=2}^n g^{q_1, \dots, q_{i-1}}(q_i) \leq 0 \mid g(q_1) < 0\right) \quad (4.6)$$

Dans le cas où l'indice  $I_{r,2}$  est utilisé avec le chemin de défaillance  $q$ , son expression devient :

$$I_{r,2} = \frac{1}{1 + aP\left(\bigcap_{i=2}^n g^{q_1, \dots, q_{i-1}}(q_i) \leq 0 \mid g(q_1) < 0\right)} \quad (4.7)$$

#### 4.2.2.3 Vers la détermination des chemins de défaillance dominants

Comme il a été présenté dans le paragraphe précédent, la démarche proposée pour quantifier la robustesse structurale consiste à évaluer l'impact d'une défaillance localisée sur la défaillance globale de l'ouvrage. Un impact fort caractérise une structure peu robuste, contrairement à un impact faible qui caractérise une structure robuste.

Dans ce contexte et compte tenu du grand nombre de modes et mécanismes de défaillance pour les structures complexes, il est important de chercher les mécanismes de défaillance les plus probables (défaillance globale) issus de la défaillance d'un élément de structure (défaillance locale). La caractérisation de la robustesse structurale fait alors naturellement appel à la notion de redondance définie comme la capacité d'une structure à redistribuer des efforts dans l'ensemble de ses éléments constitutifs lorsqu'un ou plusieurs élément(s) est(sont) défaillant(s) ou endommagé(s). Bien sûr, il existe de nombreux chemins de défaillance pour une structure donnée. Le but est donc d'identifier le chemin avec la probabilité d'occurrence la plus importante. Ce chemin est appelé « chemin de référence » et

est utilisé pour déterminer la probabilité de défaillance globale  $P_{globale}$  dans les Equations 4.1 à 4.7. La probabilité locale  $P_{locale}$  est alors la probabilité de défaillance du premier élément dans ce chemin de référence.

## 4.3 Caractérisation du dysfonctionnement global

---

Certains problèmes, en particulier les problèmes d'optimisation, ont leur ensemble de solutions fini (ou dénombrable). On peut donc énumérer toutes les solutions, et ensuite choisir la plus intéressante. L'inconvénient d'une telle approche est le nombre excessif de solutions pour des problèmes complexes, car il est généralement impossible d'effectuer une énumération de toutes les solutions du problème au risque de se heurter à un temps de calcul prohibitif. Ce paragraphe présente trois méthodes de parcours d'évènements qui permettent d'éviter un parcours intégral de toutes les possibilités en ne conservant que les branches de l'arbre ayant les probabilités d'occurrence les plus élevées.

### 4.3.1 Méthode des branches et bornes

La méthode des branches et bornes est un algorithme utilisé pour trouver dans des temps de calcul raisonnables les solutions de divers problèmes d'optimisation, et plus particulièrement des problèmes d'optimisation combinatoire ou discrète. Elle a été proposée pour la première fois par Land & Doig (1960) en programmation discrète. Elle se compose d'une énumération systématique de toutes les solutions intermédiaires ou complètes possibles, dont une grande partie sera éliminée car jugée peu intéressante (Murotsu et al. 1979, Okada et al. 1984). Ce processus est réalisé en utilisant des bornes supérieures et inférieures estimées en analysant les propriétés du problème. Il s'agit d'une technique rigoureuse qui permet de mettre en valeur les mécanismes de défaillance dominants.

En fiabilité structurale, la méthode des branches et bornes a été adaptée dans le but d'identifier les mécanismes de défaillance significatifs d'un système structural, c'est-à-dire ceux dont l'occurrence affecte la fiabilité globale de celui-ci (Thoft-Christensen & Murotsu 1986, Murotsu et al. 1987). Ces mécanismes de défaillance, dits significatifs ou dominants, sont mis en série pour évaluer la probabilité de défaillance du système. L'approche proposée utilise la méthode des branches et bornes pour identifier le mécanisme de défaillance significatif avec la plus grande probabilité d'occurrence. L'arbre d'évènements est parcouru en considérant une succession de défaillances localisées qui peuvent conduire à une

défaillance globale. A titre d'illustration, la Figure 4.4 met en évidence le parcours d'un arbre d'évènements comprenant six éléments dans lequel les nœuds correspondent à l'occurrence de la défaillance d'un des éléments (par exemple  $a_1$  signifie que la défaillance de l'élément 1 s'est produite,  $a_{12}$  que la défaillance de l'élément 2 s'est produite, sachant que celle de l'élément 1 s'était déjà réalisée,...). Un tel arbre, dont le parcours se fait de la gauche vers la droite et du haut vers le bas, met en évidence le fait que les chemins  $a_{12}$ ,  $a_{13}$ ,  $a_{4132}$ , et  $a_{6135}$  sont des chemins de défaillance globale dominants (les traits en pointillés sont des chemins écartés). Comme indiqué ci-dessus, les différents chemins dominants peuvent ainsi être mis en série pour calculer la probabilité de défaillance du système. L'objectif peut également être différent et consister à comparer l'écart entre un endommagement local et global pour le chemin de défaillance ayant la plus grande probabilité de se produire. Dans ce contexte, c'est plutôt l'identification du chemin avec la plus grande probabilité d'occurrence qui est recherchée (chemin  $a_{6135}$  identifié avec des traits gras dans la Figure 4.4).

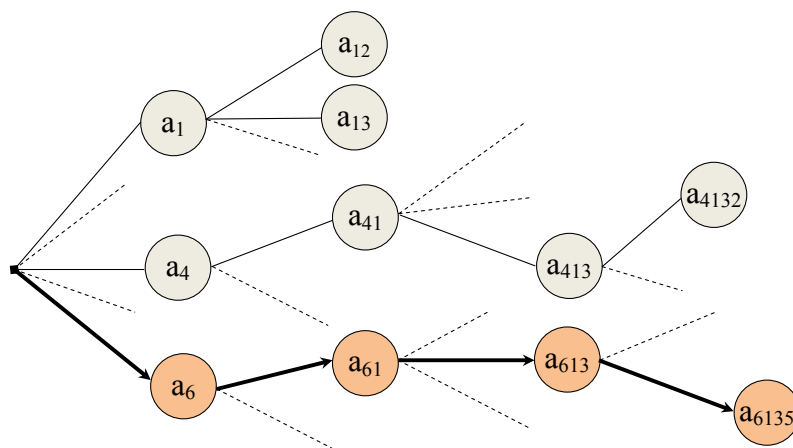


Figure 4.4. Illustration schématique d'un arbre d'évènements –méthode des branches et bornes.

Cette application de l'algorithme de la méthode des branches et bornes, qui comprend deux principales étapes, à savoir le branchement et le bornage, est détaillée ci-après. Il est noté que le cheminement de l'algorithme est illustré avec l'arbre d'évènements de la Figure 4.4.

#### 4.3.1.1 Procédure de branchement

Le but de cette procédure est de sélectionner une combinaison d'éléments défaillants, qui constitueront un mécanisme de défaillance avec la probabilité de défaillance la plus importante. La probabilité de défaillance associée à ce mécanisme est  $P_{fqc}$  où  $q_c$  est le chemin de défaillance critique (i.e., le chemin de défaillance avec la plus grande probabilité

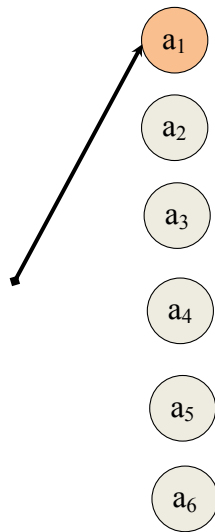
d'occurrence). A l'étape initiale (étape 1) l'élément  $q_1$  ayant la plus grande probabilité de défaillance est sélectionné. A l'étape  $r$ , l'élément  $q_r$  ( $r > 1$ ) associé à la plus grande probabilité de défaillance  $P_{fq_r}$  (il s'agit de la probabilité de l'intersection des sous événements de défaillance) est sélectionné (Thoft-Christensen & Murotsu 1986). En répétant ce processus de sélection, une séquence d'éléments défaillants se forme jusqu'à l'occurrence d'un mécanisme de défaillance. Dans la Figure 4.5a, l'élément 1 est supposé avoir la probabilité de défaillance la plus importante, c'est donc lui qui est choisi en premier. Supposant la défaillance de cet élément, il est alors recherché quel autre élément est associé à la probabilité de défaillance du chemin la plus importante. Comme il est montré dans la Figure 4.5b, c'est l'élément 2 qui est concerné. La procédure de branchement consiste donc à ajouter l'élément 2 dans le chemin de défaillance. A ce stade du parcours de l'arbre, le critère de défaillance globale est supposé atteint. Aucun autre élément n'est ajouté au chemin et la probabilité de défaillance critique  $P_{fq_c}$  est actualisée comme étant celle de la probabilité du chemin  $a_{12}$ .

#### 4.3.1.2 Procédure de bornage

La procédure de bornage vise à sélectionner les éléments à écarter. Il s'agit de chemins de défaillance complets ou incomplets dont la probabilité d'occurrence est jugée trop faible pour influencer la fiabilité globale du système. A l'étape de défaillance  $r$ , les éléments à éliminer sont ceux avec des probabilités de défaillance plus petites que  $P_{fq_c}$ . La Figure 4.6 illustre cette démarche de bornage qui fait suite aux opérations de branchement montrées à la Figure 4.5.

Une fois le premier chemin de défaillance globale  $a_{12}$  identifié, le processus de branchement revient un nœud en arrière (au nœud 1) pour évaluer les autres possibilités de branchement (nœuds 3, 4, 5, et 6 sachant 1 défaillant). Il est supposé dans cet exemple que c'est  $a_{13}$  qui a la probabilité d'occurrence la plus élevée. A ce moment de l'algorithme, le chemin n'est sélectionné que si sa probabilité d'occurrence est supérieure à celle de la probabilité critique déjà déterminée. En effet, la probabilité d'intersection d'évènements étant une fonction monotone décroissante, il n'est pas nécessaire de continuer le parcours d'une branche de l'arbre qui aura dans tous les cas une probabilité d'occurrence inférieure à  $P_{fq_c}$ .

(a)



(b)

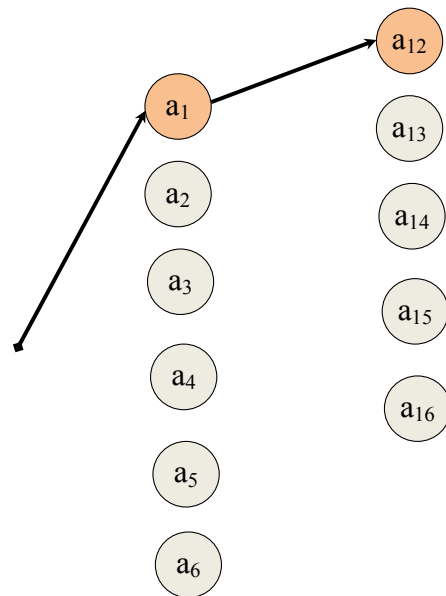
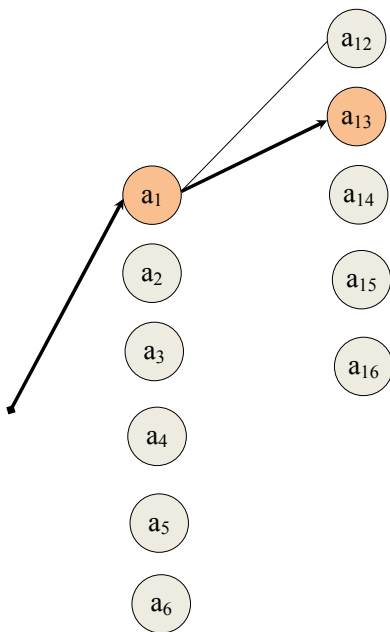


Figure 4.5. Illustration schématique du processus de branchement.

(a)



(b)

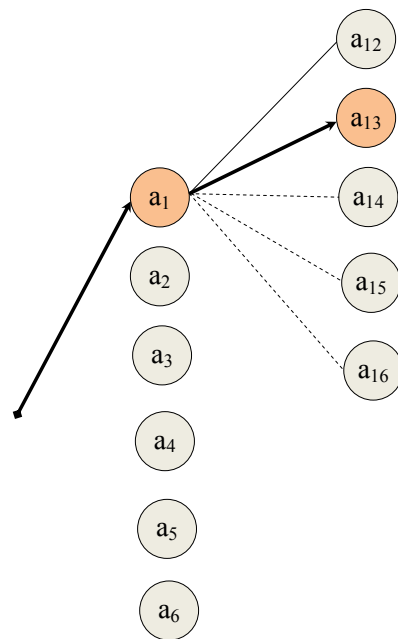


Figure 4.6. Illustration schématique du processus de bornage.

Ce n'est pas le cas dans la Figure 4.6a pour l'élément 3 qui est alors ajouté au chemin de défaillance (branchement) et pour lequel le critère de défaillance globale est supposé atteint, ce qui conduit à la mise à jour de la probabilité critique  $P_{fqc}$  comme étant celle du chemin  $a_{13}$ .



Une fois encore, l'algorithme revient un nœud en arrière pour évaluer les autres possibilités de défaillance après celle du nœud 1, mais n'ayant plus de branches avec une probabilité supérieure à  $P_{fqc}$ , tous les autres chemins postérieurs au nœud 1 sont écartés (les chemins écartés sont en pointillés dans la Figure 4.6b).

### 4.3.1.3 Itération des processus de branchements et de bornages

L'idée de l'algorithme des branches et bornes est d'itérer les démarches de branchements et de bornages pour parcourir les différentes possibilités de défaillance (de la gauche vers la droite et de haut en bas dans les Figures 4.4 à 4.7). La probabilité  $P_{fqc}$  est actualisée chaque fois qu'un chemin de défaillance complet avec une probabilité d'occurrence plus grande que  $P_{fqc}$  est trouvé. La Figure 4.7 illustre une étape intermédiaire de l'algorithme où les nœuds initiaux 2 et 3 ont été écartés, ce qui signifie que les probabilités de défaillance initiales de ces deux éléments sont toutes deux inférieures à la probabilité du chemin critique déjà identifié.

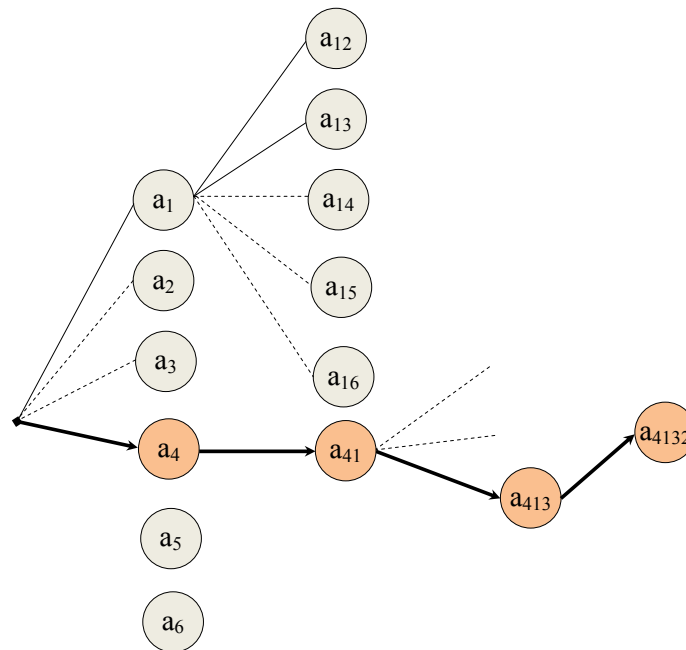


Figure 4.7. Itération des processus de branchement et bornage.

A ce stade de l'algorithme, le chemin  $a_{4132}$  est le nouveau chemin de référence et  $P_{fqc}$  est maintenant égale à la probabilité de ce chemin. Finalement, les opérations de branchement se terminent lorsqu'il n'existe plus d'élément à sélectionner, ce qui est le cas dans la Figure 4.8 dans laquelle le chemin dominant avec la plus grande probabilité d'occurrence est celle du chemin  $a_{6135}$ .

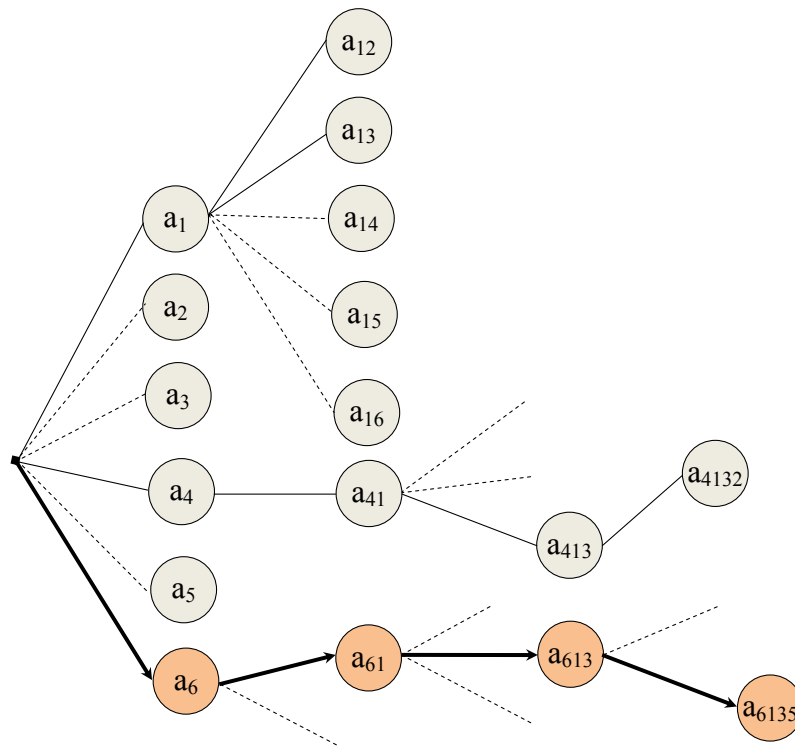


Figure 4.8. Fin du parcours de l'arbre d'évènements pour l'exemple de la Figure 4.4.

### 4.3.2 Méthode du $\beta$ -unzipping

La méthode du  $\beta$ -unzipping a été suggérée par Thoft-Christensen (1982), puis développée par Thoft-Christensen & Sørensen (1982). Comme pour l'algorithme des branches et bornes, il s'agit d'une méthode générale en ce sens où elle peut être utilisée pour des structures à treillis ou pour des structures à ossature, pour différents modes de défaillance ou encore pour des matériaux à comportement ductile ou fragile. A l'instar de la Figure 4.4 pour la méthode des branches et bornes, la Figure 4.9 illustre de façon schématique un arbre d'évènements. Cet exemple est utilisé dans le paragraphe 4.3.2.1 pour illustrer le principe de l'algorithme.

#### 4.3.2.1 Concept de la méthode

Le  $\beta$ -unzipping est une méthode par laquelle la fiabilité d'un système structural peut être estimée à différents niveaux, en identifiant des chemins de défaillance dominants (Thoft-Christensen & Murotsu 1986). Les niveaux correspondent au nombre d'éléments défaillants supposés associés à la défaillance de la structure. L'objectif est d'identifier à chaque niveau les « nœuds d'occurrence » ayant une probabilité de réalisation suffisamment grande, ou encore ceux ayant un indice de fiabilité  $\beta$  suffisamment faible. Il est important de noter que l'indice de fiabilité considéré pendant le parcours de l'arbre d'évènements est toujours celui du dernier élément dans le chemin de défaillance et non un indice de fiabilité associé à

l'intersection de tous les sous événements de défaillance (pour la méthode des branches et bornes présentée au paragraphe 4.3.1, c'est la probabilité du chemin qui est testée à chaque nœud et non la probabilité de réalisation du nœud associé).

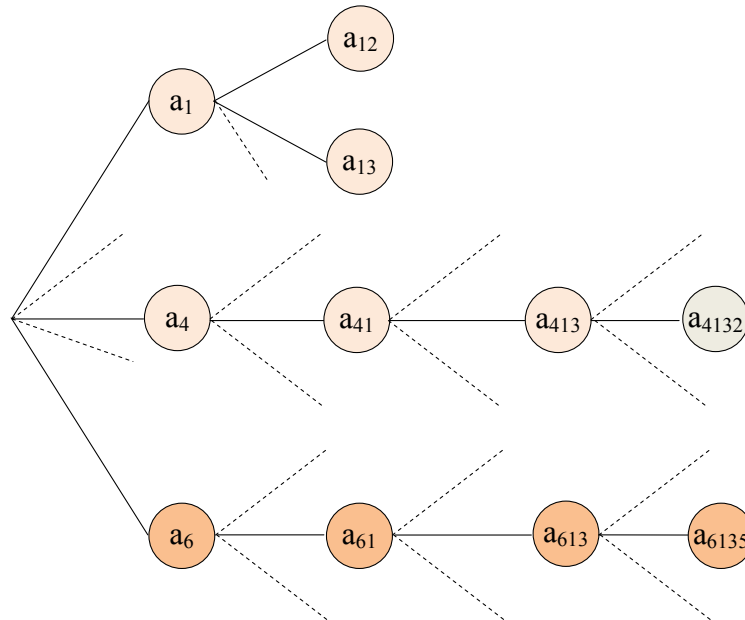


Figure 4.9. Illustration schématique d'un arbre d'évènements – méthode du  $\beta$ -unzipping.

Pour qu'un élément soit retenu au niveau  $l$  de l'analyse à la suite d'un élément  $k$  au niveau  $l-1$ , l'indice de fiabilité de cet élément doit appartenir à un intervalle  $[\beta_{l-1}^k, \beta_{l-1}^k + \Delta\beta_l^k]$ , où  $l$  est le niveau de l'analyse,  $\beta_{l-1}^k$  est l'indice de fiabilité de l'élément  $k$  à l'étape  $l-1$ , et  $\Delta\beta_l^k$  est un intervalle permettant de sélectionner une partie seulement des éléments de défaillance postérieurs à la défaillance du chemin finissant par l'élément  $k$  à l'étape  $l-1$  (Thoft-Christensen & Murotsu 1986, Kaisheng et al. 1996). Il est noté que l'intervalle  $\Delta\beta_l^k$  doit être choisi de manière appropriée. En effet, un intervalle trop grand peut entraîner la prise en compte d'un grand nombre de chemins de défaillance non significatifs, avec le risque de voir les temps de calcul devenir prohibitifs pour des structures hautement redondantes. Inversement, le choix d'un intervalle trop faible pourrait écarter des chemins de défaillance pourtant dominants et biaiser l'estimation de la fiabilité du système.

La Figure 4.10a illustre le niveau 0 de l'analyse pour laquelle la fiabilité du système est estimée sur la base de la défaillance d'un seul élément (i.e., l'élément dont l'indice de fiabilité vaut  $\Delta\beta_1^k$  où  $n(0)$  est le nombre total d'éléments de la structure). La fiabilité du système est donc celle de l'élément critique (par exemple l'élément 1 dans la Figure 4.10a) et le système structural est modélisé par un seul élément (Figure 4.11).

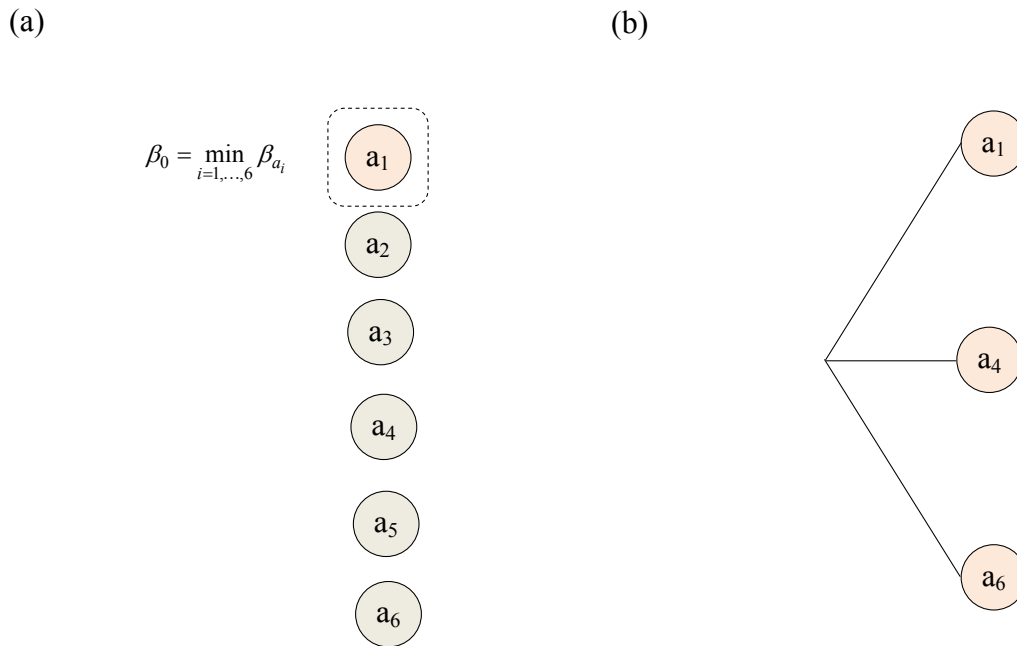


Figure 4.10. Illustrations des niveaux (a) 0 et (b) 1 de l'algorithme du  $\beta$ -unzipping.

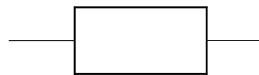


Figure 4.11. Modélisation du système au niveau 0.

Au niveau 1, la valeur de  $\Delta\beta_1$  étant supposée connue, les éléments critiques de défaillance sont ceux dont l'indice de fiabilité appartient à l'intervalle  $[\beta_0, \beta_0 + \Delta\beta_1]$ . La fiabilité du système est donc estimée en modélisant un système en série (Figure 4.12) constitué de tous les éléments dont l'indice de fiabilité est compris dans  $[\beta_0, \beta_0 + \Delta\beta_1]$  (Figure 4.10).



Figure 4.12. Modélisation du système au niveau 1.

Au niveau 2, considérant la défaillance des éléments du chemin finissant par l'élément  $k$ , les indices de fiabilité des autres éléments restants peuvent être calculés. Dans l'exemple de la Figure 4.10b, la valeur de l'intervalle dépend du chemin emprunté à l'étape 1. Les éléments critiques de défaillance sont ceux dont l'indice de fiabilité se trouve dans les intervalles  $[\beta_1^{a_1}, \beta_1^{a_1} + \Delta\beta_2^{a_1}]$ ,  $[\beta_1^{a_4}, \beta_1^{a_4} + \Delta\beta_2^{a_4}]$ , et  $[\beta_1^{a_6}, \beta_1^{a_6} + \Delta\beta_2^{a_6}]$  lorsque l'on part des nœuds  $a_1, a_4$

, et  $a_6$ , respectivement. La Figure 4.13 illustre les chemins formés à ce niveau 2 et constitués à chaque fois de deux éléments défaillants. Chacun d'eux doit être combiné avec l'élément  $k$  du niveau  $l-1$  pour former des paires d'éléments de défaillance critique, qui sont des systèmes parallèles à deux éléments.

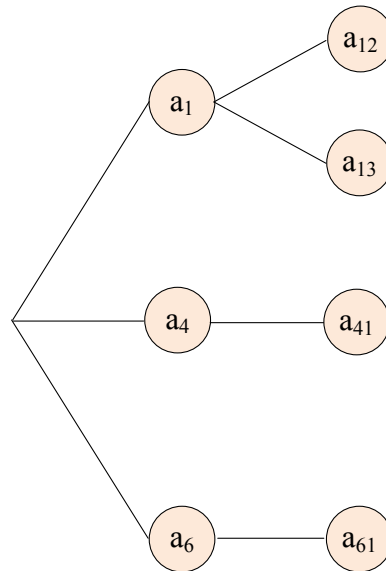


Figure 4.13. Illustrations du niveau 2 de l'algorithme du  $\beta$ -unzipping.

A ce stade, la fiabilité du système est estimée en modélisant un système série où tous les éléments sont des systèmes parallèles constitués d'une paire éléments défaillants (Figure 4.14).

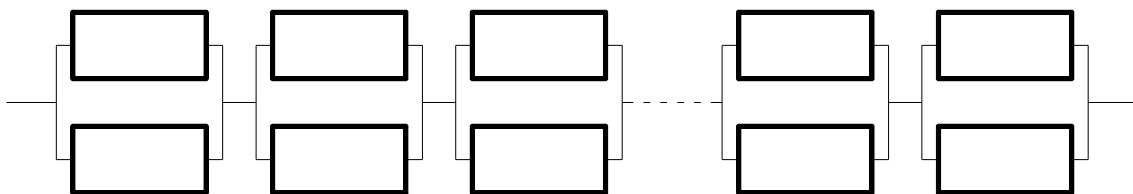


Figure 4.14. Modélisation du système au niveau 2.

De manière générale, au niveau  $N$  tel que ( $N > 2$ ), un processus similaire est mis en œuvre de sorte qu'au niveau 3 par exemple, la fiabilité du système est estimée en modélisant un système en série de sous-systèmes parallèles constitués d'un triplet d'éléments défaillants (Figure 4.15).

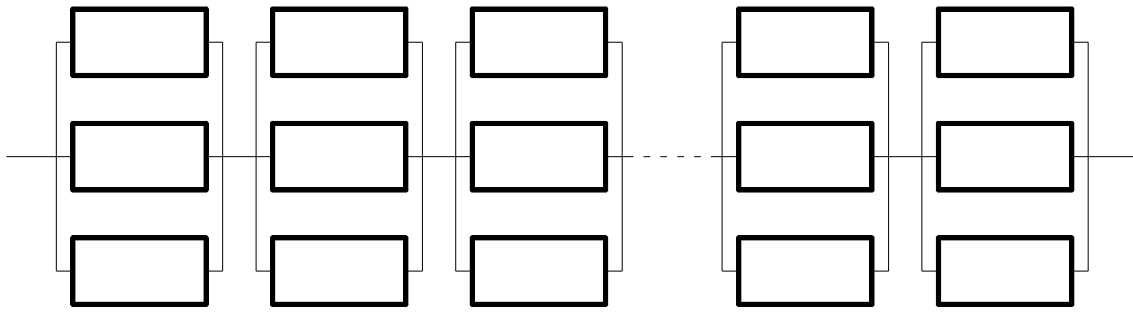


Figure 4.15. Modélisation du système au niveau 3.

Au niveau où il y a formation d'un mécanisme de défaillance, l'estimation de la fiabilité du système sera la meilleure (Figure 4.16). La structure est alors modélisée par un système en série de sous système étant tous des mécanismes. La Figure 4.17 illustre l'étape finale de l'algorithme pour l'exemple de la Figure 4.9. A ce stade, les chemins identifiés sont supposés être tous des mécanismes de défaillance. Comme pour la méthode des branches et bornes, la longueur des chemins identifiés n'est pas nécessairement identique pour toutes les branches de l'arbre.

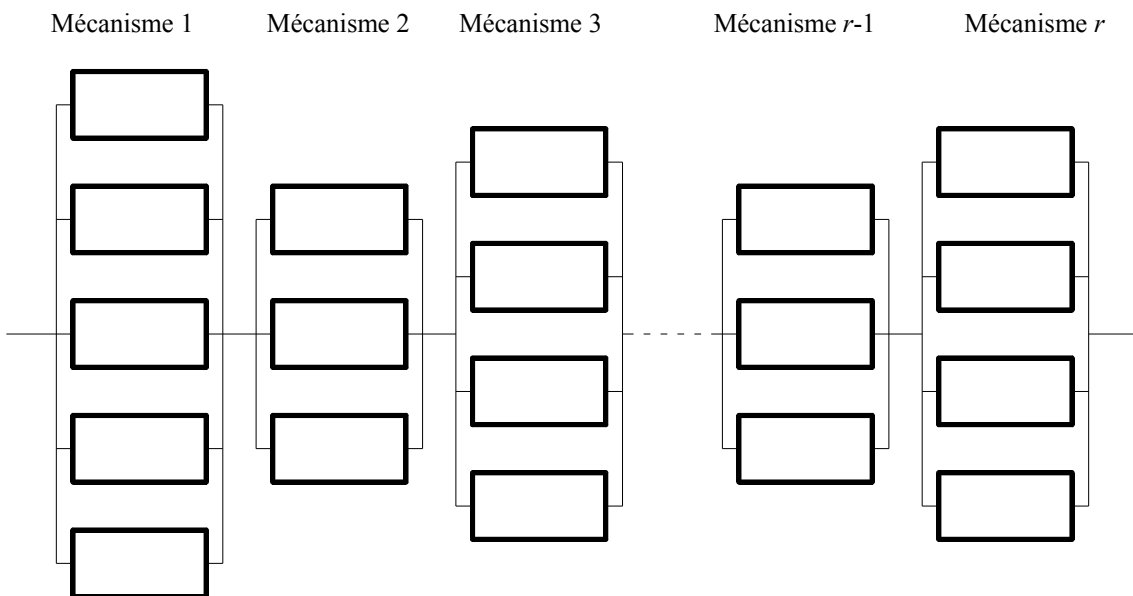


Figure 4.16. Modélisation d'un système quelconque au stade de l'occurrence d'un mécanisme de ruine.

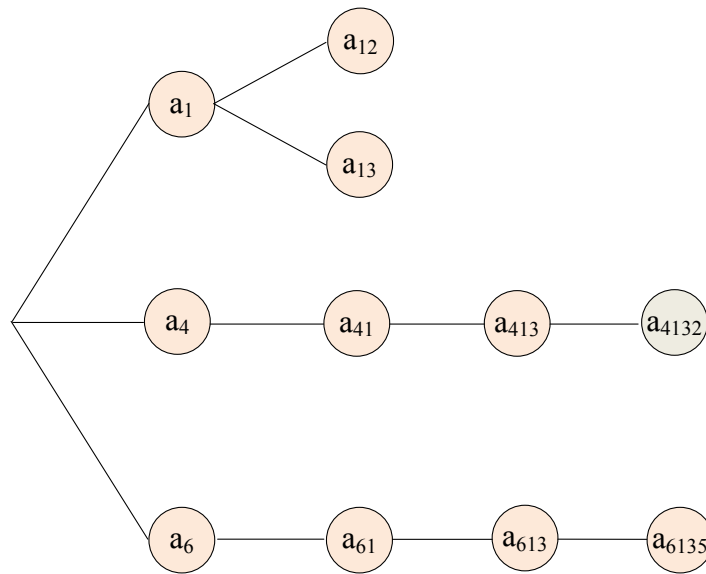


Figure 4.17. Arbre d'évènements obtenu pour l'exemple de la Figure 4.9.

#### 4.3.2.2 Détermination de l'indice de fiabilité critique à chaque niveau d'analyse

Ce paragraphe détaille la méthodologie utilisée pour le choix de l'intervalle  $\Delta\beta_l^k$  au niveau  $l$  de l'analyse lorsque l'on part du chemin finissant par le nœud  $k$  au niveau  $l-1$ . La notion d'indice de fiabilité critique  $\beta_{c,l}^k$  est alors introduite avec  $\beta_{c,l}^k = \beta_{l-1}^k + \Delta\beta_l^k$ . L'indice  $\beta_{c,l}^k$  représente la borne supérieure de l'encadrement des indices de fiabilité des éléments à sélectionner au niveau  $l$  de l'analyse. Thoft-Christensen & Murotsu (1986) recommandent un choix approprié de  $\Delta\beta_l^k$  sans pour autant proposer une méthodologie. Dans ce chapitre, la démarche proposée par Chen et al. (1995) est adoptée dans le but de déterminer  $\beta_{c,l}^k$  à chaque niveau  $l$  de l'analyse. Cette démarche est présentée ci-après.

Supposons une structure possédant un degré d'hyperstaticité égal à  $p$ , la longueur d'un de ses chemins de ruine est au plus égale à  $p+1$ . Supposons maintenant que tous ses mécanismes de ruine possèdent  $p+1$  éléments. Puisqu'un mécanisme de ruine est un système en parallèle d'éléments défaillants, la probabilité d'occurrence du mécanisme de ruine est liée à celle de ses éléments et est plus petite que les probabilités individuelles de chaque élément. Cette probabilité est très importante pour identifier les chemins de défaillance critique. En effectuant une linéarisation de chaque état limite par un hyperplan autour du point de conception, la borne inférieure de la probabilité de défaillance critique est estimée ci-dessous :

$$P_{f_{\text{inf}}} = P_{f,1} \times P_{f,2} \times \dots \times P_{f,(p+1)} = \Phi(-\beta_1) \times \Phi(-\beta_2) \times \dots \times \Phi(-\beta_{p+1}) \quad (4.8)$$

avec  $\Phi$ , la fonction de répartition de la loi normale centrée réduite. La probabilité de défaillance critique  $P_{f,c}^p$  s'exprime alors de la façon suivante :

$$P_{f,c}^p = (P_{f_{\text{inf}}})^{\frac{1}{p+1}} \quad (4.9)$$

et l'indice de fiabilité critique  $\beta_c^p$  relatif à  $P_{f,c}^p$  vaut :

$$\beta_c^p = -\Phi^{-1}(P_{f,c}^p) \quad (4.10)$$

L'indice de fiabilité critique  $\beta_c^p$  est l'indice de fiabilité équivalent d'un seul élément dans un chemin de défaillance donné. A chaque niveau d'analyse  $l$ , un indice  $\beta_{c,l}^p$  peut alors être calculé et utilisé dans le processus d'unzipping (Figure 4.18).

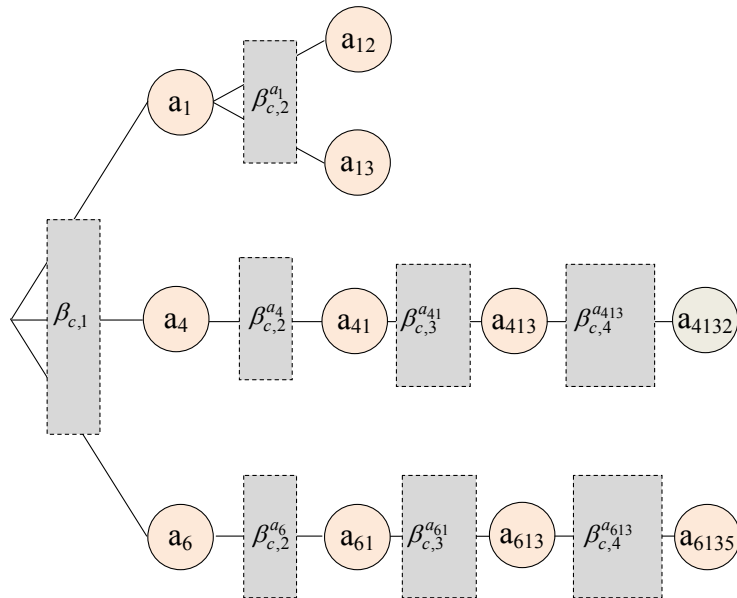


Figure 4.18. Arbre d'évènements obtenu pour l'exemple de la Figure 4.9.

Dans la Figure 4.18, les différents indices critiques identifiés à chaque nœud d'évènement permettent de ne sélectionner que les branches qui ont une probabilité d'occurrence suffisamment grande. En répétant ce processus jusqu'à l'occurrence d'un mécanisme de ruine et en itérant la démarche, on peut ainsi identifier tous les mécanismes de ruine dominants.

### 4.3.3 Méthode du $\beta$ -unzipping avec bornage

Deux méthodes pour l'identification des chemins de défaillance dominants ont été présentées dans les paragraphes 4.3.1 et 4.3.2 : les méthodes des branches et bornes et du  $\beta$ -unzipping. Ces deux méthodes, même si elles permettent d'éliminer un grand nombre d'occurrences avec



des probabilités de réalisation faibles, nécessitent de parcourir de nombreuses branches de l'arbre d'évènements. Les deux méthodes présentent un certain nombre d'avantages et d'inconvénients qui diffèrent sensiblement. Concernant l'algorithme des branches et bornes, le processus est obligé de tester l'intégralité des nœuds de l'arbre d'évènements. Certes, l'étape de bornage fait que de nombreuses branches ne seront pas parcourues mais il se peut que la discrimination de chemins soit tardive (si toutes les branches ont à peu près le même poids en termes de probabilité), auquel cas, le temps de calcul peut être allongé significativement. Concernant l'algorithme du  $\beta$ -unzipping, tous les nœuds ne seront pas considérés du fait du choix de l'intervalle  $\Delta\beta_l$  au niveau  $l$  de l'analyse. Ce facteur joue en la faveur de l'algorithme du  $\beta$ -unzipping par rapport aux branches et bornes. Cependant, deux paramètres sont à prendre en compte. Le premier est que l'intervalle  $\Delta\beta_l$  risque de ne pas discriminer assez de chemins en fonction des cas rencontrés (comme précédemment, la réduction des branches à parcourir peut être faible et le temps de parcours rester élevé). Le deuxième est qu'à chaque nœud, l'algorithme ne prend pas en compte de bornage par rapport à la probabilité du chemin parcouru. Il est alors tout à fait possible que le nombre de chemins à tester pour l'algorithme du  $\beta$ -unzipping soit beaucoup plus grand que celui des branches et bornes.

Une approche originale a été développée dans la thèse de Mme Nadia Kagho-Gouadjio qui consiste à mutualiser les avantages des méthodes d'unzipping et de des branches et bornes. Cette nouvelle approche, nommée méthode du  $\beta$ -unzipping avec bornage se base sur la technique du  $\beta$ -unzipping en intégrant certains des principes des branches et bornes (Kagho et al. 2012). En particulier, la recherche de chemins les plus probables, qui n'est pas présente dans l'algorithme du  $\beta$ -unzipping est ajoutée dans cette nouvelle approche. A l'étape initiale, la valeur de  $\Delta\beta_1$  connue, les éléments critiques de défaillance sont ceux dont l'indice de fiabilité appartient à l'intervalle  $[\beta_0, \beta_0 + \Delta\beta_1]$ . Ces éléments critiques sont classés par ordre d'indices de fiabilité croissant de sorte que la première branche parcourue soit celle partant de l'élément correspondant à  $\beta_0$ . En effet, puisqu'on recherche le chemin le plus probable, on commencera par parcourir l'arbre d'évènements partant de l'élément critique ayant la plus forte probabilité d'occurrence et ainsi de suite jusqu'à l'élément critique ayant la plus faible probabilité d'occurrence. Le parcours des arbres d'évènement se fait niveau par niveau selon le processus d'unzipping en introduisant un intervalle  $\Delta\beta_l^k$  à chaque niveau  $l$  de l'analyse.

Dès qu'il y a occurrence d'un mécanisme de ruine, la probabilité de défaillance correspondante est stockée comme valeur référence de bornage  $P_{fqc}$ . La suite du processus d'unzipping intègre alors une notion de bornage de sorte que tous les chemins de défaillance complets ou incomplets dont les probabilités de défaillance sont inférieures à  $P_{fqc}$  soient éliminés. A la fin du parcours des arbres d'évènement, le dernier chemin de défaillance dominant identifié est donc le chemin le plus probable recherché.

## 4.4 Exemple d'application

---

Le concept de détermination des chemins de défaillance dominants est appliqué à un cas d'étude de référence (Kagho 2013) à savoir un portique plan simple comme montré à la Figure 4.19, soumis à une force horizontale  $F_1$  et à une force verticale  $F_2$ . Cette structure est composée d'éléments à comportement élastoplastique parfait dont le mode de ruine est la plastification, le mode de défaillance étant défini par la formation d'une rotule plastique au droit d'une section d'un élément de structure. Cet exemple, largement traité dans la littérature pour des problèmes de défaillance des systèmes (Kanchanalai 1977, Thoft-Christensen 1982, Nafday et al. 1987, Chen et al. 1995, Kemp 2002, Ziemian & McGuire 2002), permettra au lecteur d'identifier facilement les mécanismes de défaillance, et sera utilisé comme fil conducteur dans la suite de ce chapitre.

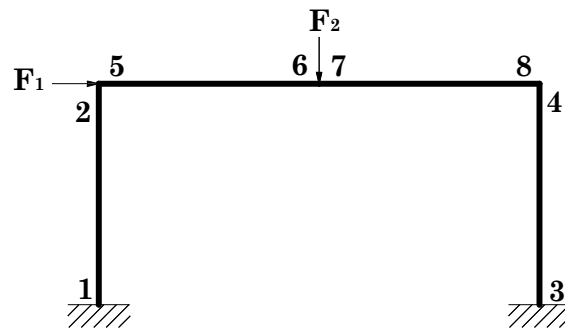


Figure 4.19. Cas d'étude considéré pour illustrer les concepts de détermination de mécanismes de défaillance dominants.

Dans une telle structure, la ruine d'une section se produit soit lorsque le moment de flexion appliqué atteint la valeur du moment plastique de la section (e.g., formation d'une rotule plastique), soit lorsque les efforts de tension ou de compression dans la section sont supérieurs à sa capacité de résistance. Le comportement mécanique des matériaux est supposé parfaitement élastoplastique. Les sections dans lesquelles se sont formées des rotules plastiques suivent donc la théorie de la déformation plastique, et les autres sections se comportent élastiquement. Lorsque toutes les fibres d'un côté de l'axe neutre sont dans un état

de tension correspondant au seuil de plasticité, et que toutes celles de l'autre côté sont dans un état de compression également au seuil de plasticité, il se produit un comportement d'écoulement ou formation de rotule plastique en ce point et le moment de flexion transmis par la rotule plastique reste constant malgré l'augmentation de la charge (Oudin 2009). Les sections dans lesquelles se sont formées des rotules plastiques possèdent une capacité de rotation nécessaire à la redistribution des efforts dans la structure. Les rotules plastiques se forment généralement dans les sections de moment maximal ou pour le cas particulier des structures soumises à des actions concentrées, sous une charge ou aux réactions d'appuis. Une rotule plastique n'est donc pas une rotule mécanique car les rotules plastiques transmettent des moments à la différence des rotules mécaniques qui n'en transmettent pas. Chaque formation de rotule plastique génère un degré de liberté supplémentaire à la structure, pour conduire finalement cette dernière à la ruine par formation d'un mécanisme de ruine.

En effet, dans le cas d'une structure isostatique, la ruine de cette dernière intervient dès lors qu'un de ses éléments est ruiné. La description formelle en système de cette structure est un système en série. Dans le cas d'une structure hyperstatique, la ruine de cette dernière intervient lorsqu'un mécanisme de ruine s'est formé. Lorsqu'un des éléments est défaillant, les efforts sont redistribués dans les éléments survivants et l'élément défaillant suivant est déterminé. La matrice  $\mathbf{K}^{(P)}$  actualisée de l'Equation 4.11 est alors considérée et la formation d'un mécanisme de ruine est déterminée en étudiant la singularité de cette matrice. Le critère relatif à la ruine de la structure est donc :

$$|\mathbf{K}^{(P)}| = 0 \quad (4.11)$$

Ce critère est utilisé dans la suite de ce cas d'étude pour déterminer l'occurrence d'une défaillance globale de la structure.

Le portique présenté dans la Figure 4.19 est constitué d'éléments en acier IPE 240 (cf. Figure 4.20 et Tableau 4.3), à comportement supposé élastique parfaitement plastique, avec un module d'Young  $E$  et une limite élastique  $f_y$  respectivement égaux à 210 GPa et 276 MPa. Ces éléments ont des sections transversales de classe 1 suivant l'Eurocode 3, c'est-à-dire qu'ils peuvent atteindre leur résistance plastique sans risque de voilement local, et possèdent une capacité de rotation importante pour former une rotule plastique. Ce portique a une portée et une hauteur de 10 m et 5 m, respectivement. Comme il a été montré dans la Figure 4.19, le portique est soumis à l'action simultanée de deux forces : l'une horizontale  $F_1$  agissant au coin supérieur gauche et l'autre verticale  $F_2$  agissant à mi-travée de sa poutre constitutive

(Figures 4.19 et 4.21). Le modèle décrivant cette structure est un modèle à poutres constitué de quatre éléments poutres et de quinze degrés de liberté (Figure 4.22). Le moment plastique résistant est par ailleurs calculé en utilisant l'Equation 4.12 et le module de flexion plastique du Tableau 4.3.

$$M_{Pl} = W_{Pl} \sigma_e \quad (4.12)$$

où  $W_{Pl}$  est le module de flexion plastique de la section et  $\sigma_e$  la limite élastique du matériau.

Les moments résistants des sections d'éléments  $M_1$  et  $M_2$  (Figure 4.21) et les charges  $F_1$  et  $F_2$  sont supposés être des variables aléatoires indépendantes suivant une loi normale dont les paramètres sont fournis dans le Tableau 4.4.

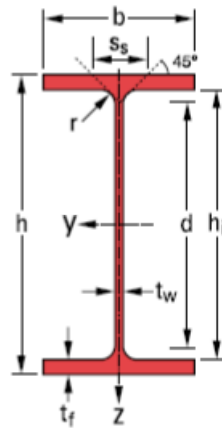


Figure 4.20. Section poutrelle européenne en I.

Dimensions (mm)					Section (cm <sup>2</sup> )	Dimensions de construction (mm)		Propriétés de section			
h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	A	h <sub>i</sub>	d	Axe fort y-y		Axe faible z-z	
								I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )
240	120	6,2	9,8	15	39,12	220,4	190,4	3892	366,6	283,6	73,92

Tableau 4.3. Caractéristiques de section IPE 240.

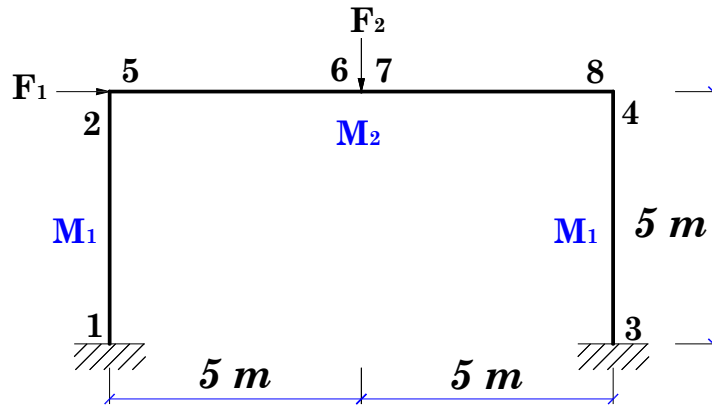


Figure 4.21. Caractéristiques du portique étudié.

Variables	Loi	Moyenne ( $\mu$ )	Coefficient de variation (CDV)
$M_1$	Normale	101292 N.m	5%
$M_2$	Normale	101292 N.m	5%
$F_1$	Normale	20000 N	30%
$F_2$	Normale	40000 N	30%

Tableau 4.4. Statistiques de variables aléatoires pour l'exemple de la Figure 4.21.

La structure telle que représentée est constituée de huit sections critiques où peuvent se produire une défaillance locale, la défaillance locale étant définie comme la formation d'une rotule plastique au droit d'une section critique. La défaillance globale est quant à elle définie comme la formation d'un mécanisme de ruine au sens de l'Equation 4.11.

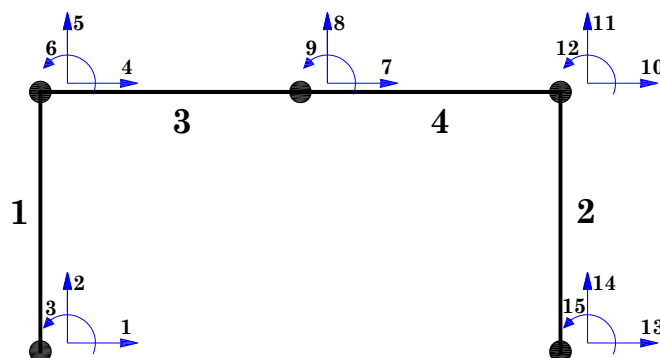


Figure 4.22. Modélisation par éléments poutres de la structure étudiée.

L'application des trois méthodes introduites aux paragraphes 4.3.1, 4.3.2 et 4.3.3 ont toutes permis d'identifier le même chemin de défaillance le plus probable allant d'une défaillance locale à une défaillance globale.

	Chemin de défaillance le plus probable		
	7 → 8 → 5		
	7	7 → 8	7 → 8 → 5
Probabilité de défaillance ( $P_f$ )	$1,39 \cdot 10^{-2}$	$4,63 \cdot 10^{-3}$	$6,16 \cdot 10^{-4}$
Indice de fiabilité ( $\beta$ )	2,19	2,60	3,23

Tableau 4.5. Ordre séquentiel de défaillance.

Les expressions des Equations 4.1 et 4.3 permettent de calculer les indices de robustesse ci-dessous.

$$I_{r,1} = 1 - \frac{P_{globale}}{P_{locale}} = 1 - \frac{6,16 \times 10^{-4}}{1,39 \times 10^{-2}} = 0,96 \quad (4.13)$$

$$I_{r,2} = \frac{P_{locale}}{P_{locale} + a \times P_{globale}} = \frac{1,39 \times 10^{-2}}{1,39 \times 10^{-2} + a \times 6,16 \times 10^{-4}} \quad (4.14)$$

Ce deuxième indice de robustesse  $I_{r,2}$  dépendant du paramètre  $a$  est considéré afin d'analyser l'influence du paramètre  $a$  (rapport des conséquences globales et locales, cf. Equation 4.3) sur le niveau de robustesse. En particulier, la Figure 4.23 montre la variation de l'indice de robustesse  $I_{r,2}$  avec  $a$  pour des valeurs comprises entre 1 et 100. De manière naturelle, plus les conséquences globales sont élevées par rapport aux conséquences locales, plus le niveau de robustesse diminue. Ce deuxième indice est intéressant dans le sens où il permet de considérer à la fois un écart entre les probabilités de défaillance locale et globale, mais également un écart entre les conséquences locales et globales.

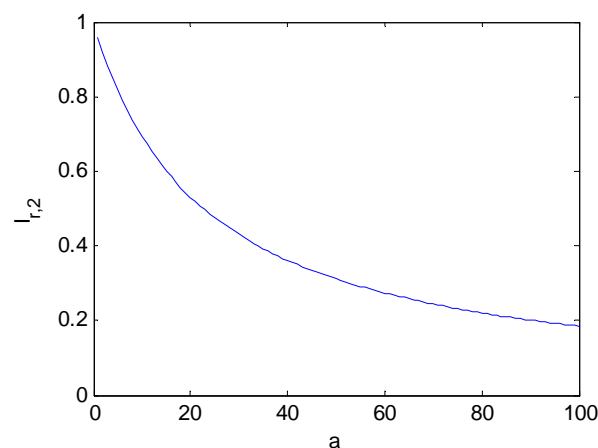


Figure 4.23. Variation de l'indice de robustesse  $I_{r,2}$  avec  $a = C_{globale} / C_{locale}$  (Equation 4.3).

Afin d'analyser l'impact du point de départ de la défaillance sur le calcul de l'indice de robustesse, le chemin de défaillance le plus probable partant de chaque élément  $k$  de la structure étudiée est maintenant recherché, en notant  $I_{r,1}^k$  et  $I_{r,2}^k$  les indices  $I_{r,1}$  et  $I_{r,2}$  partant du nœud  $k$ . Les chemins de défaillance dominants identifiés à l'aide des méthodes des branches et bornes, du  $\beta$ -unzipping, et du  $\beta$ -unzipping avec bornage sont représentés dans les Figures 4.24 à 4.26, respectivement (les traits verts représentant les chemins les plus probables et le trait en bleu représentant le chemin avec l'indice de robustesse le plus critique). Il est noté que tous les nœuds de départ ne sont pas sélectionnés pour les méthodes du  $\beta$ -unzipping, et du  $\beta$ -unzipping avec bornage, du fait de l'introduction d'une valeur seuil critique dans ces deux approches.

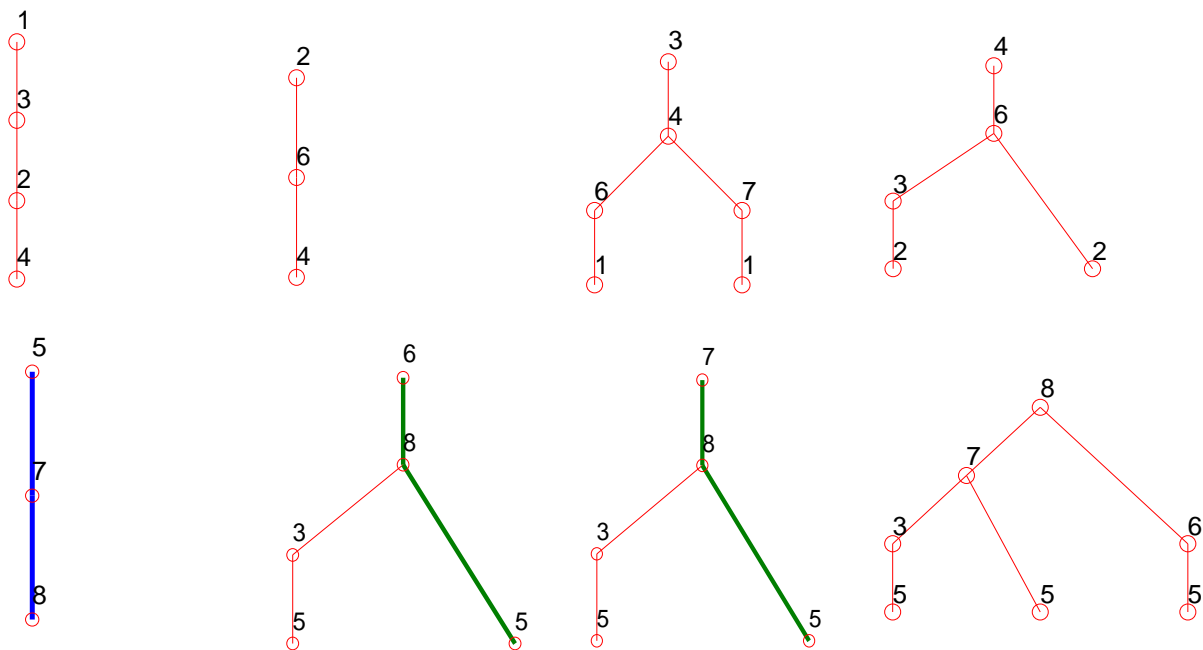


Figure 4.24. Chemins de défaillance à partir de chaque élément de rupture, avec la méthode des branches et bornes.

Les Figures 4.27 à 4.29 montrent que l'indice de robustesse  $I_{r,1}^k$  le plus critique (i.e., le plus faible) n'est pas forcément celui obtenu avec le chemin le plus probable (correspondant à  $I_{r,1}$  dans l'Equation 4.13). En l'occurrence, le chemin  $5 \rightarrow 7(6) \rightarrow 8$  possède un indice de robustesse plus critique que celui du chemin le plus probable  $7(6) \rightarrow 8 \rightarrow 5$ . Les chemins de défaillance associés à un indice de robustesse critique peuvent donc être des chemins avec une faible probabilité de défaillance, mais dont l'occurrence entraîne des conséquences très sévères sur l'ouvrage. Il est noté que dans les Figures 4.27 à 4.29, la méthode des branches et bornes permet d'identifier le chemin  $5 \rightarrow 7(6) \rightarrow 8$  ( $P_f = 8,50 \cdot 10^{-9}$ ) comme celui avec l'indice de robustesse le plus critique. Ce qui n'est pas le même chemin que le chemin  $5 \rightarrow 8 \rightarrow 7(6)$  ( $P_f = 8,11 \cdot 10^{-9}$ ) identifié avec les méthodes du  $\beta$ -unzipping et du  $\beta$ -unzipping avec bornage. Il

s'agit en effet du même mécanisme, mais le chemin  $5 \rightarrow 7(6) \rightarrow 8$  possède une plus grande probabilité de défaillance.

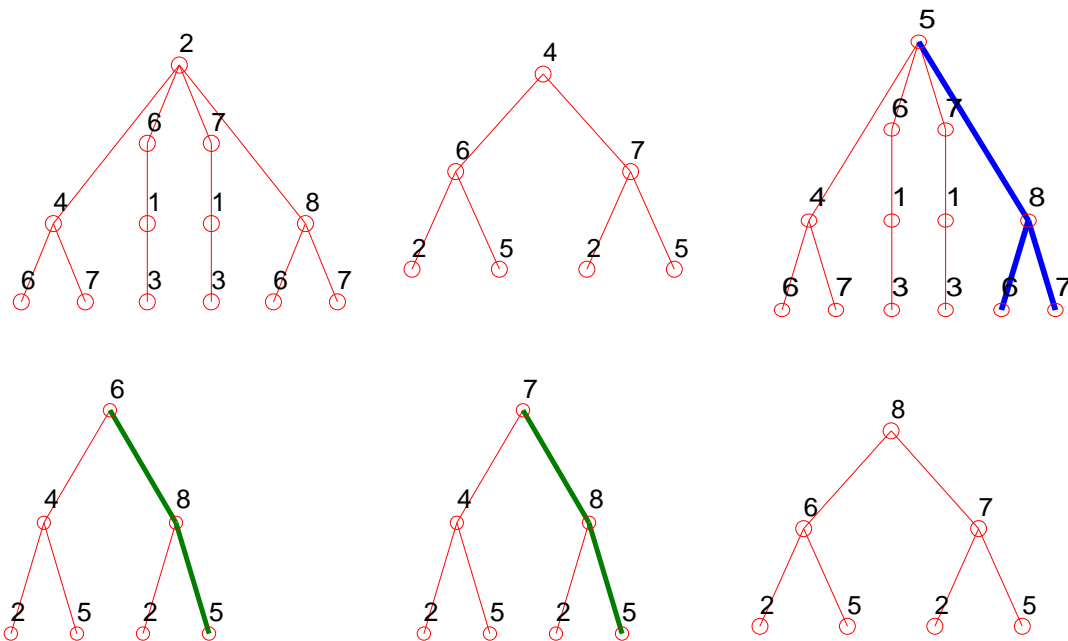


Figure 4.25. Chemins de défaillance à partir de chaque élément de rupture, avec la méthode du  $\beta$ -unzipping.

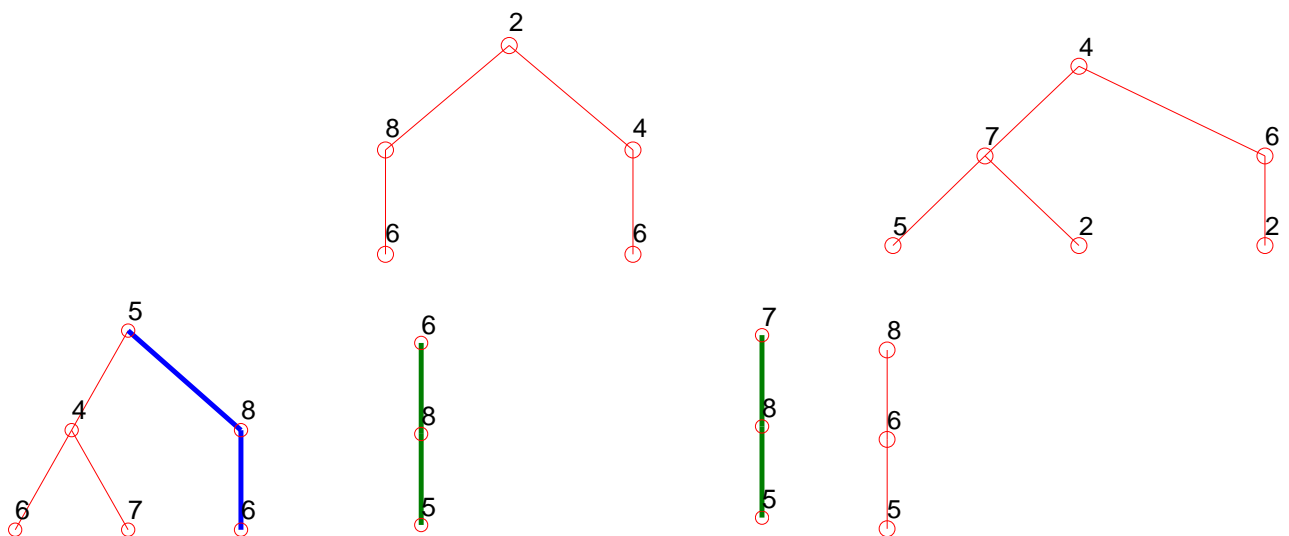


Figure 4.26. Chemins de défaillance à partir de chaque élément de rupture, avec la méthode du  $\beta$ -unzipping avec bornage.



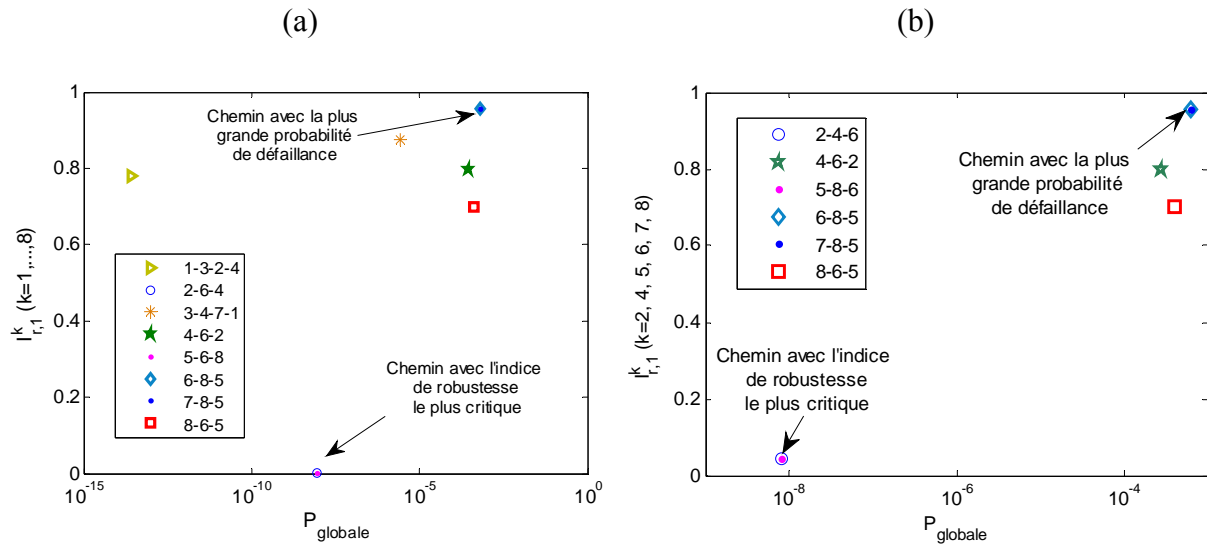


Figure 4.27. Indices de robustesse  $I_{r,1}^k$  et probabilités de défaillance associées obtenus par la méthode (a) des branches et bornes et (b) du  $\beta$ -unzipping ou du  $\beta$ -unzipping avec bornage.

Des conclusions similaires sont observées lorsque l'indice  $I_{r,2}^k$  est considéré. En particulier, les Figures 4.28 et 4.29 montrent les valeurs de l'indice  $I_{r,2}^k$  lorsque les chemins de défaillance dominants sont identifiés à l'aide des méthodes des branches et bornes d'une part, du  $\beta$ -unzipping, et du  $\beta$ -unzipping avec bornage, respectivement. Pour chacune de ces méthodes, le paramètre  $a$  prend les valeurs 1, 10 et 100 pour analyser l'impact de ce paramètre sur la différenciation du niveau de robustesse partant de chacun des éléments structuraux. Les résultats correspondant aux Figures 4.27 à 4.29 sont regroupés dans les Tableaux 4.6 et 4.7.

L'exemple considéré dans ce paragraphe permet finalement de montrer que les familles de méthodes proposées permettent d'identifier des mécanismes de défaillance à l'échelle globale de la structure et de quantifier leur probabilité d'occurrence. Il devient alors possible de quantifier un écart entre défaillances locales et globales et de caractériser la notion de robustesse structurale. En particulier, il est montré que le chemin avec le niveau de robustesse le plus critique ne correspond pas nécessairement au chemin avec la plus grande probabilité de réalisation.

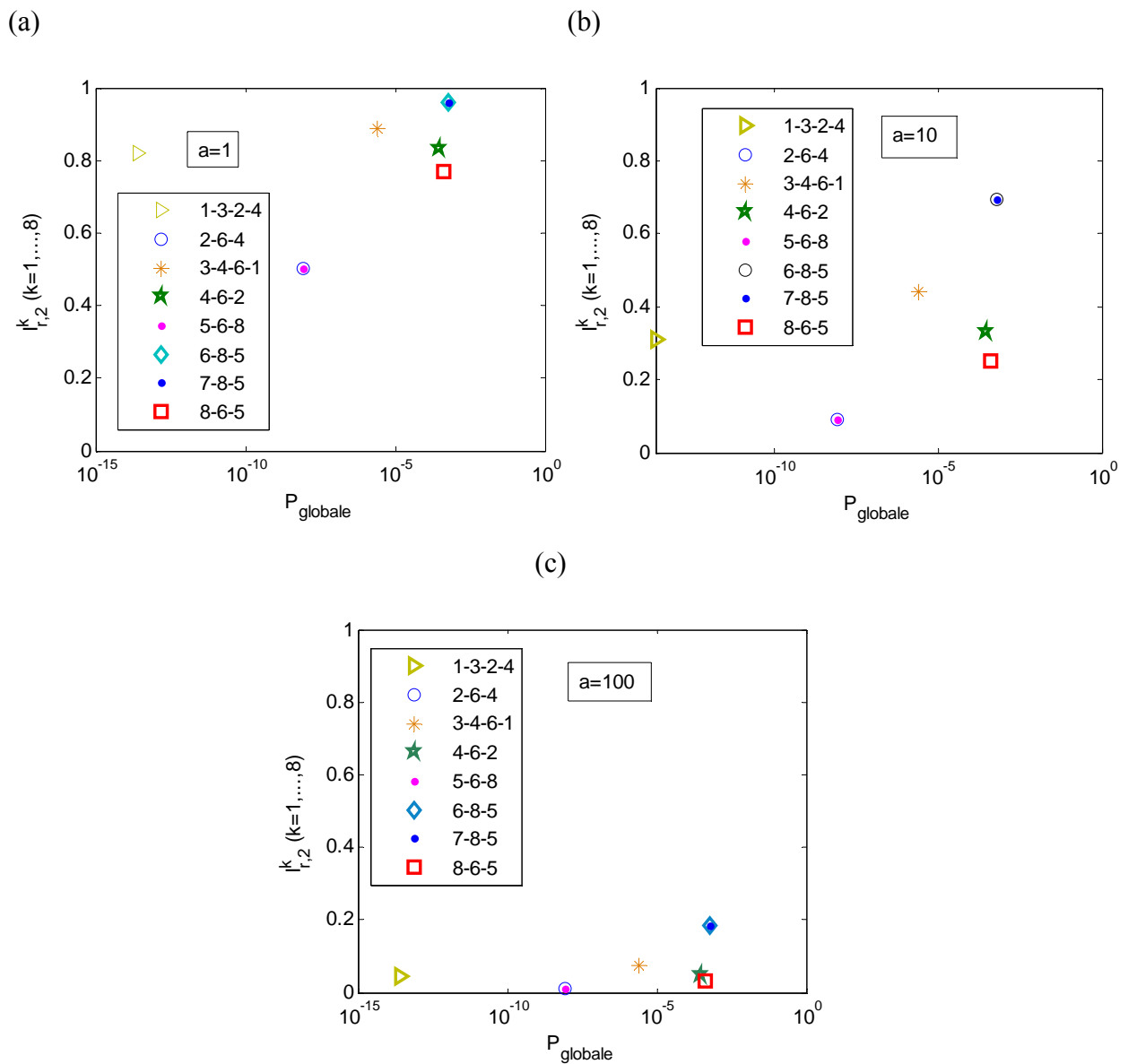


Figure 4.28. Indices de robustesse  $I_{r,2}^k$  et probabilités de défaillance associées obtenus par la méthode des branches et bornes pour (a)  $a=1$ , (b)  $a=10$ , et (c)  $a=100$ .

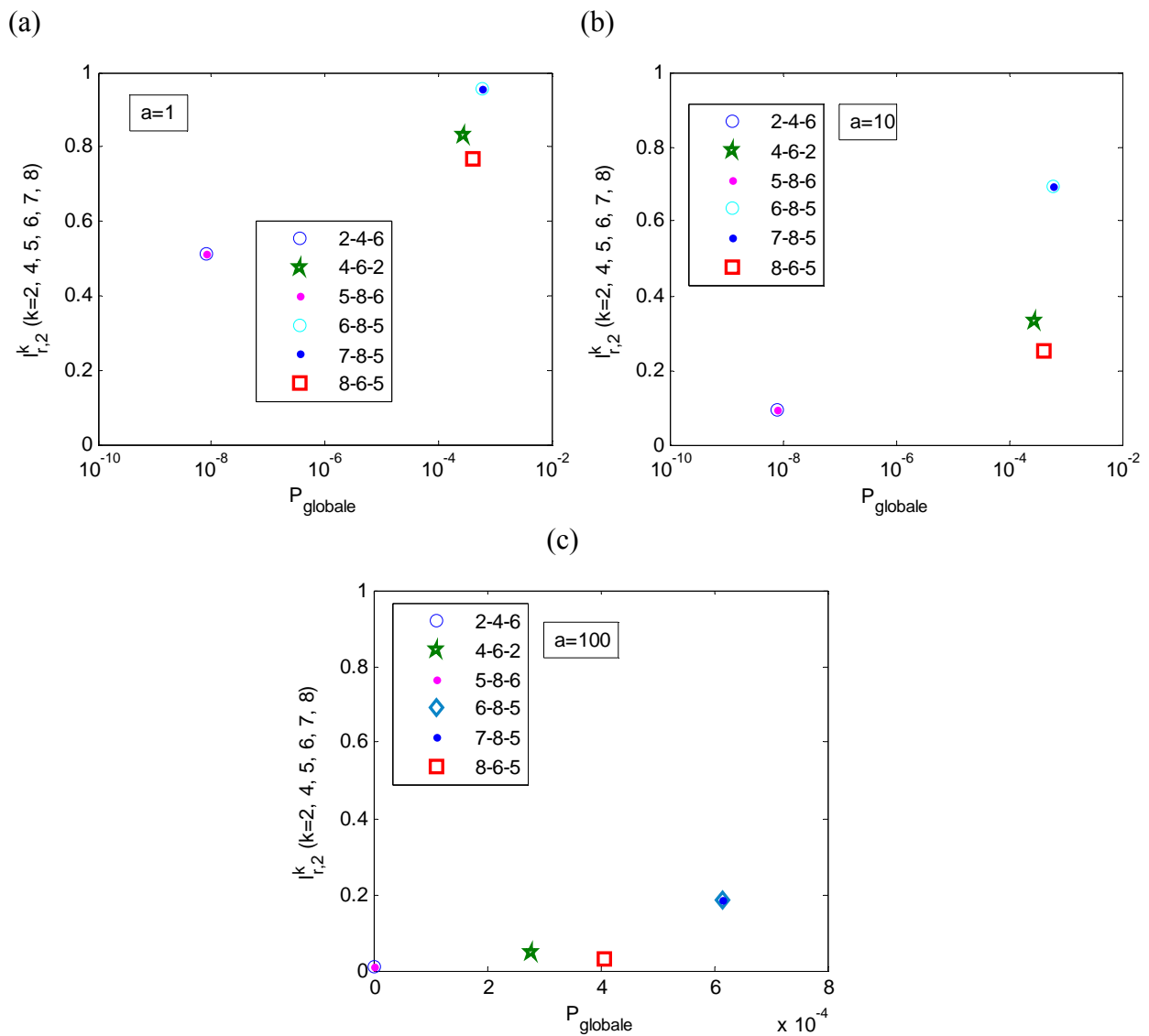


Figure 4.29. Indices de robustesse  $I_{r,2}^k$  et probabilités de défaillance associées obtenus par la méthode du  $\beta$ -unzipping et du  $\beta$ -unzipping avec bornage pour (a)  $a=1$ , (b)  $a=10$ , et (c)  $a=100$ .

Méthode des branches et bornes								
Chemin le plus probable	1-3-2-4	2-6-4	3-4-7-1	4-6-2	5-6-8	6-8-5	7-8-5	8-6-5
$P_{locale}$	$1,1 \cdot 10^{-13}$	$8,5 \cdot 10^{-9}$	$2,0 \cdot 10^{-5}$	$1,4 \cdot 10^{-3}$	<b><math>8,5 \cdot 10^{-9}</math></b>	<b><math>1,4 \cdot 10^{-2}</math></b>	<b><math>1,4 \cdot 10^{-2}</math></b>	$1,4 \cdot 10^{-3}$
$P_{globale}$	$2,4 \cdot 10^{-14}$	$8,5 \cdot 10^{-9}$	$2,5 \cdot 10^{-6}$	$2,8 \cdot 10^{-4}$	<b><math>8,5 \cdot 10^{-9}</math></b>	<b><math>6,2 \cdot 10^{-4}</math></b>	<b><math>6,2 \cdot 10^{-4}</math></b>	$4,1 \cdot 10^{-4}$
$I_{r,1}$	0,78	0,00	0,87	0,80	<b>0,00</b>	<b>0,96</b>	<b>0,96</b>	0,70
$I_{r,2}$ ( $a=100$ )	0,04	0,01	0,07	0,05	<b>0,01</b>	<b>0,18</b>	<b>0,18</b>	0,03

Tableau 4.6. Analyse à partir de tous les modes de défaillance avec la méthode des branches et bornes.

Méthode du $\beta$ -unzipping et du $\beta$ -unzipping avec bornage						
Chemin le plus probable	2-4-6	4-6-2	5-8-6	6-8-5	7-8-5	8-6-5
$P_{locale}$	$8,5 \cdot 10^{-9}$	$1,4 \cdot 10^{-3}$	<b><math>8,5 \cdot 10^{-9}</math></b>	<b><math>1,4 \cdot 10^{-2}</math></b>	<b><math>1,4 \cdot 10^{-2}</math></b>	$1,4 \cdot 10^{-3}$
$P_{globale}$	$8,1 \cdot 10^{-9}$	$2,8 \cdot 10^{-4}$	<b><math>8,1 \cdot 10^{-9}</math></b>	<b><math>6,2 \cdot 10^{-4}</math></b>	<b><math>6,2 \cdot 10^{-4}</math></b>	$4,1 \cdot 10^{-4}$
$I_{r,1}$	0,05	0,80	<b>0,05</b>	<b>0,96</b>	<b>0,96</b>	0,70
$I_{r,2} (a=100)$	0,01	0,05	<b>0,01</b>	<b>0,18</b>	<b>0,18</b>	0,03

Tableau 4.7. Analyse à partir de tous les modes de défaillance avec les méthodes du  $\beta$ -unzipping et du  $\beta$ -unzipping avec bornage.

## 4.5 Application à un exemple à l'état limite de service avec fissuration locale et globale

Le cas d'étude est une des poutres du VIPP de Merlebach (Cremona 2007), ouvrage ayant été construit en 1968 et démolé en 2004 (Figure 4.30). Cet ouvrage permettait à l'autoroute A320 de franchir des voies ferrées et la rivière « Roselle » à Freyming – Merlebach. Long de 0,2 km, il comportait deux tabliers constitués de six travées isostatiques d'une longueur de 32,50 m. Les travées de chaque tablier comportaient chacune cinq poutres (de hauteur de 2,10 m) espacées de 3,15 m et reliées entre elles par un hourdis de 1,65 m de large et de 0,18 m d'épaisseur. La précontrainte longitudinale dans les poutres était caractérisée par 10 câbles STUP 12Ø8 (Figure 4.30b), dont les six premiers étaient ancrés à l'about (Tessier et al. 2005, Cremona 2007, Mohammadkhani-shali 2007).



Figure 4.30 (a) viaduc de Merlebach et (b) section de poutre à mi-travée.

Cette étude considère une des poutres du VIPP. Pour ces structures, plusieurs types d'analyses de la robustesse sont envisageables :

- l'étude de la propagation d'une défaillance localisée sur une poutre à une défaillance plus globale de cette même poutre,
- l'étude de la propagation d'une défaillance locale sur une poutre à une ou plusieurs autre(s) poutre(s).

Seul le premier cas est considéré dans ce chapitre. Plus particulièrement, la défaillance locale est supposée être une hauteur de zone fissurée dans le talon de la poutre, dépassant un seuil critique et la défaillance globale est supposée être un volume total de béton fissuré excédant un seuil préalablement défini (Kagho 2013, Kagho et al. 2015).

La poutre considérée repose sur deux appuis simples et est soumise à une charge ponctuelle  $P$  appliquée à mi-travée. La modélisation de cette structure est réalisée à l'aide du logiciel SETRA-ST1© (Figure 4.31a) qui est un logiciel de calcul de structures à barres. Cette étude reprend la modélisation de la poutre VIPP développée dans le cadre d'une étude antérieure sur l'ouvrage du VIPP de Merlebach (Cremona 2007) ayant eu pour objectif de prendre en compte la fissuration dans le calcul d'une poutre isostatique en béton précontraint et de mieux appréhender les déformations de la poutre fonctionnant en mode dégradé. La modélisation de la poutre est effectuée en considérant trois zones, les deux zones d'extrémité d'une longueur de 15,25 m constituées chacune d'une barre, et la zone centrale de 2 m, constituée de 20 barres (Figure 4.31b). La zone d'étude est située à mi-travée dans la zone centrale et comporte sept sections numérotées de 1 à 7 (Figure 4.31c).

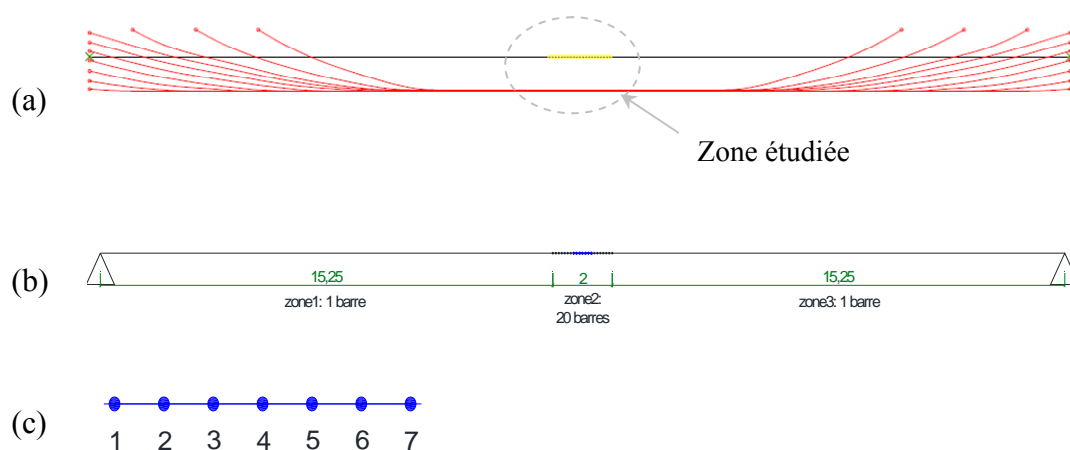


Figure 4.31. (a) Modélisation de la poutre étudiée, (b) zone du modèle, et (c) zone étudiée.

La modélisation sous ST1 de la poutre étudiée est représentée dans la Figure 4.31a. Cette modélisation représente les câbles de précontrainte en rouge, la fibre neutre de la poutre en noir, et la zone étudiée en jaune qui est détaillée à la Figure 4.31c. En ce qui concerne les caractéristiques de la précontrainte, la diminution de section des câbles ainsi que la diminution de la tension des câbles de précontrainte ont été prises en compte uniquement par une diminution de la tension dans les câbles. Cette valeur de tension est supposée intégrer les pertes de précontrainte instantanées et différées ainsi que les éventuelles pertes de section des câbles (Kagho 2013).

Lorsqu'une section est défaillante (hauteur fissurée en fibre inférieure supérieure à une hauteur de fissure critique), la géométrie de la poutre est modifiée au droit de la section en réduisant la hauteur du talon d'une épaisseur forfaitaire en partie inférieure de celui-ci, ce qui se caractérise par une élévation de la position du centre de gravité de la section.

La défaillance globale considérée correspond dans cette étude à l'atteinte ou au dépassement du volume critique de béton fissuré calculé sur les différentes sections étudiées. Le volume de béton fissuré calculé sur les sept sections étudiées dans la Figure 4.31 s'exprime par :

$$V_{fissure} = e_{section} \times I_{talon} \times \sum_{i=1}^7 h_{i,fissure} \quad (4.11)$$

où  $e_{section} = 0,10$  m est l'espacement entre les sections étudiées,  $I_{talon}$  la largeur du talon et  $h_{i,fissure}$  la hauteur de fissure calculée à la section  $i$ . L'état limite considéré pour déterminer la défaillance locale est l'apparition d'une zone de béton fissurée d'au moins 10 cm de hauteur ( $h_{fissure,critique} = 0,10$ m). La valeur moyenne de la tension dans les câbles de précontrainte  $\sigma_{cables}$  est par ailleurs prise égale à 800 Mpa (Kagho 2013). Les statistiques des variables aléatoires utilisées, issues de l'étude de l'ouvrages du VIPP de Merlebach (Cremona 2007), sont reportées dans le Tableau 4.8.

Variabes	$P$	$\rho$	$\sigma_{cables}$	$\sigma_{trac}^h$	$\sigma_{trac}^l$	$\sigma_{trac}^2$	$\sigma_{trac}^3$	$\sigma_{trac}^4$	$\sigma_{trac}^5$	$\sigma_{trac}^6$	$\sigma_{trac}^7$	$h_{crack,critical}$
Distribution	Normale		Lognormale									
Moyenne ( $\mu$ )	0,79 MN	2,5 t/m3	800 Mpa	3,27 Mpa	3,27 Mpa	3,27 Mpa	3,27 Mpa	3,27 Mpa	3,27 Mpa	3,27 Mpa	3,27 Mpa	0,05 m
COV	5%	5%	9%	20%	20%	20%	20%	20%	20%	20%	20%	3%

Tableau 4.8. Statistiques des variables aléatoires utilisées.

Les résultats obtenus en appliquant les trois méthodes de parcours d'arbre sont présentés dans le Tableau 4.9 et dans la Figure 4.32. Le paramètre  $a$  est fixé à 100 à titre d'exemple. Un tel paramètre représente le ratio entre les conséquences locales et globales, ce qui peut se comprendre dans cet exemple comme le ratio entre les coûts de réparation lorsque la zone de fissuration reste localisée et lorsque celle-ci s'est étendue jusqu'à atteindre un seuil jugé inacceptable. Il est noté que les calculs sont menés avec un ordinateur ayant un processeur dual quad core Intels Xeons avec 3,5GB de RAM.

	$I_{r,1}$	$\frac{I_{r,2}}{a=100}$	Chemin identifié	Probabilité d'occurrence du chemin identifié	Temps de calcul (s)
Branches et bornes	0,21	0,01	4-7	$4,20 \times 10^{-1}$	55500
$\beta$ -unzipping	0,25	0,01	4-5-3-2-6	$3,97 \times 10^{-1}$	16000
$\beta$ -unzipping avec bornage	0,25	0,01	4-5-3-2-6	$3,97 \times 10^{-1}$	15900

Tableau 4.9. Résultats obtenus.

Il apparaît dans cet exemple que les deux méthodes basées sur le  $\beta$ -unzipping convergent plus rapidement en comparaison de l'algorithme des branches et bornes. Il ne semble pas non plus y avoir un gain significatif lorsque le processus de bornage est activé dans l'algorithme de  $\beta$ -unzipping, même si le nombre de chemins dominants identifiés est significativement réduit (en comparant les Figures 4.32b et 4.32c). De plus, les résultats montrent que les deux algorithmes utilisant le  $\beta$ -unzipping mènent au même chemin de défaillance dominant 4-5-3-2-6 avec une probabilité de défaillance  $P_f = 3.97 \times 10^{-1}$ . La méthode des branches et bornes identifie le chemin de référence 4-7 avec la probabilité de défaillance la plus élevée ( $P_f = 4.20 \times 10^{-1}$ ). Les deux méthodes basées sur le  $\beta$ -unzipping mènent au chemin de défaillance dominant 4-5-3-2-6 avec une zone de défaillance qui s'étend progressivement de part et d'autre du centre de la travée (là où est appliqué le chargement). A l'inverse, le chemin de défaillance obtenu avec la méthode des branches et bornes passe brusquement du nœud 4 au nœud 7. La différence dans ces deux chemins peut s'expliquer par le fait que si l'algorithme des branches et bornes considère la probabilité de défaillance du chemin global dans la Figure 4.32, le  $\beta$ -unzipping considère lui la probabilité de défaillance du dernier élément dans le chemin. Par ailleurs, ces deux chemins, même si différents, mènent tous deux à un volume  $v_{crack}$  supérieur au volume critique  $v_{critical,crack}$  préalablement défini.

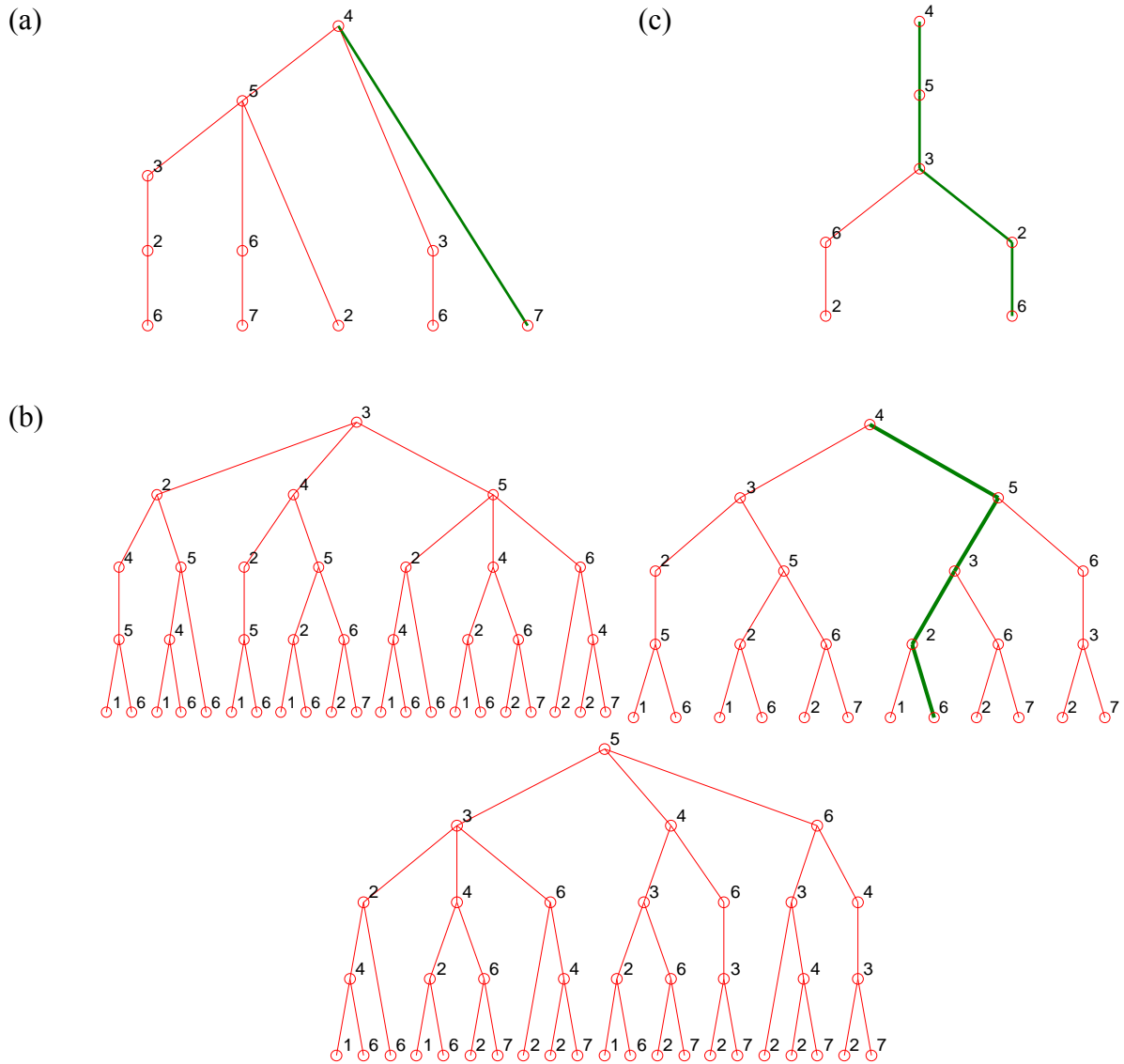


Figure 4.32. Arbres d'évènements identifiés avec la méthode (a) des branches et bornes, (b) du  $\beta$ -unzipping, et (c) du  $\beta$ -unzipping avec bornage.

Finalement, les indices  $I_{r,1}$  et  $I_{r,2}$  sont très proches avec chacun des trois algorithmes. Il est plus observé que l'utilisation du paramètre  $a$  pour l'indice  $I_{r,2}$  mène à des valeurs beaucoup plus proches de 0 par rapport aux valeurs obtenues avec la définition de l'indice  $I_{r,1}$  (Tableau 4.9). Si le premier indice  $I_{r,1}$  met l'accent sur l'écart entre les probabilités de défaillance locale et globale, le deuxième indice  $I_{r,2}$  permet d'ajouter l'appréciation entre la différence des conséquences lorsqu'elles restent localisées avec celles lorsque la défaillance s'est étendue à une échelle globale. Dans ce sens, les deux métriques proposées sont complémentaires et les valeurs associées ne peuvent pas être comparées directement. Afin de compléter l'illustration du calcul mené, les Figures 4.33a-c montrent l'état de fissuration dans



chacune des sept sections centrales lorsque les éléments 4, 4-7, et 4-3-5-2-6 sont défaillants, respectivement. Dans ces figures, les valeurs des variables aléatoires sont celles correspondant au point de fonctionnement lorsque l'état limite lié (hauteur fissurée en fibre inférieure supérieure à une hauteur de fissure critique) est atteint dans le dernier élément du chemin de défaillance. Il est observé que le profil de fissuration est concentré sur les nœuds les plus proches du centre de la travée dans la Figure 4.33b et plus diffus dans la Figure 4.33c. Ces résultats sont en accord avec les différences de longueur des chemins de défaillance pour chacune de ces deux figures. Pour le chemin 4-7, la défaillance globale est rapidement atteinte et est associée à une fissure importante concentrée au nœud 4. Pour le chemin 4-3-5-2-6, les différents nœuds concernés ont progressivement fissuré avec des hauteurs de fissure relativement homogènes. De cette comparaison, il ressort que le chemin 4-7 est le plus critique.

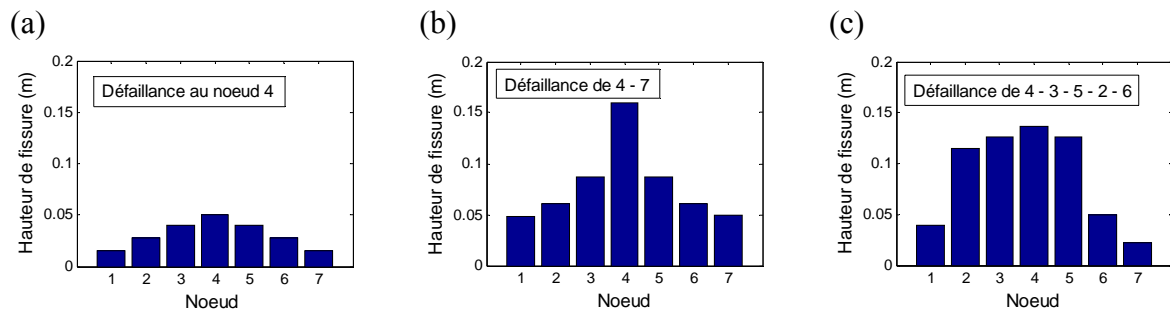


Figure 4.33. Etat de fissuration dans chacune des sept sections centrales pour les chemins de défaillance (a) 4, (b) 4-7, et (c) 4-3-5-2-6.

## 4.6 Conclusions

---

La communauté scientifique et technique a pris conscience ces dernières décennies de l'importance de la robustesse structurale des ouvrages du génie civil. Un des problèmes majeurs en ce qui concerne son incorporation dans les méthodes actuelles de conception et de gestion est de pouvoir la quantifier. Les travaux menés dans cet axe de recherche ont permis de proposer une démarche probabiliste pour la quantification de la robustesse structurale. La démarche proposée s'appuie sur l'étude d'une série de propagation de défaillance dans l'ouvrage afin d'identifier les dysfonctionnements globaux les plus probables et d'en déduire un écart entre la probabilité d'occurrence d'un dommage local et celle d'un dommage global. Cette démarche a été appliquée dans le cas où les états limites sont des états limites de service ou des états limites ultimes, ce qui montre que la méthodologie proposée peut s'appliquer de

manière générale à différents types de défaillances dès lors que les concepts de défaillances locales et globales peuvent être caractérisés et modélisés.

Il est évident que cette action de recherche n'a pas pu aborder toute l'étendue de la problématique liée à la robustesse, concept qui ne fait toujours pas consensus et qui est encore un domaine peu maîtrisé avec pourtant des enjeux très forts.

Les approches proposées ont confirmé l'applicabilité technique d'une démarche probabiliste pour quantifier la robustesse mais confirment également que les difficultés sont nombreuses. La robustesse dépend non seulement de la définition des indices, des méthodes d'évaluation, des choix relatifs à la défaillance locale, des caractéristiques matérielles des composants, de l'intensité des actions, mais aussi de la configuration des actions. La complexité est alors évidente et la définition d'un nombre quasi-illimité d'indicateurs pour une structure donnée représente un premier verrou scientifique.

Un deuxième verrou scientifique est de pouvoir passer à une démarche opérationnelle, pour des structures complexes avec un degré élevé de redondance, et donc de chemins multiples de redistribution des efforts. Les méthodes et algorithmes développés dans la thèse de Mme Nadia Kagho ont montré la possibilité de caractériser la robustesse structurale dans un cadre probabiliste, mais ont également montré leurs limites en termes de temps de calcul dès lors que des structures réelles et complexes sont considérées.

Le troisième verrou scientifique identifié à l'issue de ces travaux est de pouvoir proposer une approche suffisamment générale pour être appliquée à un grand nombre d'ouvrages d'art de natures différentes, tout en étant suffisamment déclinée pour prendre en compte les spécificités de chaque type de structure. Cela nécessite notamment de pouvoir caractériser les actions accidentelles et/ou exceptionnelles les plus défavorables pour chaque type d'ouvrage d'art, et de modéliser leur comportement structural en mode dégradé suite à ce type d'évènements. Beaucoup reste finalement à faire sur l'intégration d'une telle approche dans un cadre réglementaire.



## **IV. Conclusions et perspectives**



## IV.1 Conclusions

---

Ce mémoire donne un aperçu général des activités de recherche que j'ai menées au LCPC puis à l'IFSTTAR, depuis 2008. Ces travaux ont eu pour objectif de proposer une réflexion globale sur la pertinence des stratégies de gestion des ouvrages à l'échelle du cycle de vie des ouvrages et de faciliter le processus de décision qui y est associé.

Cette recherche s'inscrit résolument dans une vision globale de la performance et une approche dynamique des ouvrages et des réseaux dans leur environnement. Elle doit permettre de maîtriser le risque structural sur l'ensemble du cycle de vie des ouvrages. Le développement des méthodes permettant d'aborder la robustesse structurale, les scénarii prospectifs de l'état du patrimoine, l'intégration de la surveillance structurale dans le processus décisionnel, ou encore la prise en compte des risques, sont des thématiques au cœur de mon projet de recherche. L'enjeu majeur est de fournir des outils d'aide à la décision aux gestionnaires d'ouvrages d'art qui doivent s'assurer que l'ouvrage (ou l'ensemble du parc d'ouvrages) dont ils ont la charge remplit ses fonctions au meilleur coût dans le cadre prévu de son exploitation. Souhaitant disposer d'éléments fiables leur permettant de prendre des décisions relatives à la gestion, ils ont besoin de modèles génériques de gestion intégrée pour :

- orienter des décisions de conception et construction afin de maîtriser d'une part l'impact économique et environnemental de la construction, et d'autre part d'augmenter la robustesse des ouvrages vis-à-vis de situations accidentelles,
- planifier et justifier les opérations de maintenance, dans une logique d'optimisation des coûts/de la performance,
- justifier les procédures de surveillance (d'inspection), de maintenance ou de réparation/remplacement, en quantifiant leurs apports opérationnels en termes de réduction des incertitudes dans les processus de décision ou de réduction des coûts globaux.

Dans ce contexte et au vu des thématiques de recherche abordées, ce mémoire a été organisé pour regrouper mes activités de recherche suivant trois thématiques :

- l'analyse économique, environnementale, sociétale, performantielle et l'optimisation des stratégies de conception/gestion sur le cycle de vie des structures,
- la surveillance de santé structurale,
- la prise en compte du risque structural et la caractérisation de la robustesse structurale des ouvrages.

Les paragraphes IV.1.1 à IV.1.3 proposent un bilan sur chacun de ces trois thèmes de recherche, respectivement.

#### **IV.1.1 Bilan sur l'analyse économique, environnementale, sociétale, performantielle et l'optimisation des stratégies de conception/gestion sur le cycle de vie des structures**

Les différents concepts économiques, environnementaux, et performantiels peuvent représenter des enjeux conflictuels qui ont été abordés en évaluant les entités sur le cycle de vie : conception/construction, inspection, maintenance, réhabilitation et enfin démolition. Plusieurs points d'innovations ont pu être considérés et discutés, notamment à travers le projet européen SBRI, avec des innovations sur les matériaux, la conception, ou encore la surveillance/maintenance.

Les matériaux constituent un élément important permettant d'agir sur les performances au cours des différentes phases de la vie d'un ouvrage. Ils peuvent contribuer à augmenter la durabilité, à diminuer la périodicité des opérations d'entretien ou encore à diminuer les quantités de matériaux mobilisés pour la construction de l'ouvrage. Cependant, aujourd'hui encore, de nombreuses pistes restent écartées, car évaluées dans le cadre d'une analyse restreinte au seul coût initial. Dans le cadre de la conception initiale, des matériaux à hautes performances permettent de diminuer le poids propre de la structure et d'optimiser les quantités mises en œuvre. Ainsi, l'emploi d'aciers à haute limite d'élasticité permet de diminuer le poids de la structure et influe également sur le transport des éléments de charpente. L'utilisation d'éléments préfabriqués peut également avoir un impact économique/environnemental au moment de la construction. En termes de gains vis-à-vis des opérations d'entretien, l'emploi de matériaux spécifiques permet de diminuer la vulnérabilité de la structure aux agressions du milieu extérieur. L'utilisation d'aciers autopatinables a ainsi été envisagée pour la réalisation des profils reconstitués soudés, afin de se dispenser de la

réalisation et des remplacements successifs d'un système anticorrosion. L'objectif majeur étant de contribuer à diminuer les opérations de maintenance sur les ouvrages en milieu extérieur agressif ou franchissant un axe à forts enjeux, particulièrement sensible aux perturbations de trafic liées à la maintenance.

Les améliorations liées à la conception des ouvrages visent principalement à limiter l'impact de leur maintenance (qui constitue une part importante des bilans économiques et environnementaux) en réduisant soit le nombre d'opérations, soit leur importance. Plusieurs options ont été considérées pour diminuer les impacts néfastes dus à la gestion des infrastructures. Différents contextes d'évolution de la performance des ouvrages ont été considérés pour dégager des scénarios optimistes, modérés, ou pessimistes et ainsi donner des grandes tendances des différents impacts pouvant exister durant la durée de vie en service. La possibilité d'étendre la durée en service en fin de vie des ouvrages a également été abordée.

Une difficulté couramment rencontrée pour ce type d'études est la maîtrise des incertitudes des modèles utilisés. Ceux-ci prennent en compte un grand nombre de paramètres, qui concernent aussi bien les matériaux que les procédés liés à la construction ou la maintenance des ouvrages. Comme les études de cycle de vie concernent un type de système sur un certain territoire, les paramètres correspondent en général à des moyennes sur ce territoire ou à des estimations, lorsque que les données statistiques sont insuffisantes. Face à un grand nombre de paramètres incertains, il est parfois difficile de tirer des conclusions. Les études menées ont permis de caractériser la sensibilité des résultats de cycle de vie par rapport aux différents paramètres d'entrée.

Concernant la vie en service des ouvrages, les travaux menés ont contribué à l'intégration de la surveillance de santé structurale dans un schéma d'aide à la décision. L'utilisation de ces données dans une analyse de cycle de vie, et plus précisément dans une recherche des stratégies optimales de la maintenance sur le long terme, est encore récente. L'objectif a alors été de proposer une méthodologie globale, d'une part pour optimiser les stratégies de surveillance structurales, et d'autre part pour actualiser la performance structurale sur la base des informations obtenues et optimiser les stratégies de maintenance sur le long terme.



A l'échelle des patrimoines d'ouvrages d'art, l'utilisation des chaînes de Markov a permis de mettre au point un modèle de vieillissement de patrimoine d'ouvrages d'art en appliquant la théorie de Markov à différents éléments constitutifs des ponts.

Des matrices de transition ont été évaluées et une étude économique a été menée pour déterminer les stratégies optimales de maintenance. Les diverses simulations d'évolutions combinées à une étude de coûts permettent de planifier les maintenances de manière à ce que le patrimoine reste dans un bon état et que les coûts d'entretien soient maîtrisés. La finalité de cet outil est donc d'avoir une vision suffisamment générale en termes de patrimoine pour pouvoir proposer une allocation optimale des ressources budgétaires.

#### **IV.1.2 Bilan sur la surveillance de santé structurale**

Les recherches envisagées dans cette thématique de recherche ont porté autant sur le développement de concepts théoriques que sur la volonté de préciser les champs d'applications, et ainsi tirer des recommandations à l'usage des entreprises, des bureaux d'ingénierie et des maîtres d'ouvrages, notamment dans le cadre du Projet National S3. Les enjeux et les objectifs scientifiques de ce projet ont en particulier pointé que la Surveillance de Santé Structurale nécessitait aujourd'hui un investissement important sur les plans conceptuels, technologiques, techniques et opérationnels. L'absence de recommandations ou de guides sur le sujet pour recenser et acquérir des informations objectives sur les tous les aspects de la performance et du comportement des ouvrages, reste un frein dans la généralisation de la pratique chez les maîtres d'ouvrages. Les exigences de recherche ont donc porté autant sur le développement de méthodes et d'outils scientifiques et techniques que sur l'établissement de principes méthodologiques. Ainsi, les maîtres d'ouvrages recherchent une appréciation pertinente, efficace et opérationnelle de l'état et de la performance des ouvrages basée sur des investigations in situ et des indicateurs robustes, couplées ou non avec des modèles de calcul, avec pour objectif de répondre aux questions/problématiques suivantes :

- quelles observations effectuer sur l'ouvrage, quelle fréquence et avec quels moyens pour répondre aux besoins de maintenance et d'alerte ?
- comment traiter et synthétiser des données diverses, comme (i) la correction des observations en fonction des conditions environnementales pour séparer le comportement irréversible et le comportement réversible, (ii) les liens entre les

mesures ponctuelles et des mesures plus intégratrices, et (iii) les liens entre données quantitatives et qualitatives ?

- proposer des indicateurs de comportement et des seuils d’alerte qui soient fiables et performants,
- proposer des méthodes d’évaluation de la structure pour permettre une prévision de tenue des fonctions dans le temps (principalement la tenue structurale).

Dans ce cadre, la possibilité de travailler sur des données massives, disparates (nécessitant donc une fusion) et arrivant par flot, issues de mesures de diagnostic et d’évaluation des ouvrages de la gestion patrimoniale, a conduit à la mise au point d’une méthodologie nouvelle complémentaire aux développements théoriques menés jusqu’à présent, adaptant notre acquis à la problématique de l’étude et de la prévision de l’état des ouvrages. Inversement, ces actions théoriques doivent permettre aux ingénieurs de mieux cerner la problématique de la fusion de données qualitatives et quantitatives en vue de l’amélioration des techniques de diagnostic et d’évaluation de la performance des ouvrages. Les recommandations établies dans le cadre du projet S3 constituent enfin une retombée technique importante pour les bureaux d’ingénierie concernés par la surveillance d’ouvrages, et les sociétés en charge de l’instrumentation et de la surveillance opérationnelle.

#### **IV.1.3 Bilan sur la prise en compte du risque structural et la caractérisation de la robustesse des ouvrages**

La performance structurale est généralement définie comme la capacité d’une structure à assurer des exigences d’aptitude au service, de durabilité, et de sécurité. Le dimensionnement aux états limites doit pouvoir inclure des états post-ruine ou post-effondrement de structures, pour satisfaire les recommandations selon lesquelles une structure ne doit pas être endommagée de manière disproportionnée par rapport à la cause initiatrice (exigence de robustesse structurale). Cette propriété structurale est importante pour prévenir les ouvrages et bâtiments des défaillances disproportionnées et/ou progressives dues à des actions accidentelles, prévisibles ou non, identifiables ou non.

Un des problèmes majeurs en ce qui concerne l’incorporation de la robustesse structurale dans les méthodes actuelles de conception, de dimensionnement et d’exécution en génie civil, est la nécessité de quantifier la robustesse structurale en prenant en compte les incertitudes. Les travaux menés ont eu pour but de fournir des concepts et méthodologies pour qualifier et

quantifier la robustesse structurale des ouvrages existants, en cours d'exécution et en projet, dans un contexte d'incertitudes. L'enjeu d'une telle démarche est de quantifier l'écart entre les défaillances structurales locales et globales et in fine de proposer un outil d'appréciation pour le dimensionnement et la gestion des ouvrages.

Une approche générale prenant en compte les incertitudes a été développée pour qualifier et quantifier la robustesse structurale. Cette démarche s'appuie sur l'étude d'une série de propagation de défaillance dans l'ouvrage afin d'identifier les dysfonctionnements globaux les plus probables et d'en déduire un écart entre la probabilité d'occurrence de dommages au niveau local et celle d'un dommage global.

De ces études, il ressort que deux enjeux forts sont d'utiliser les concepts développés afin (i) d'aider à optimiser le dimensionnement des ouvrages et (ii) d'évaluer la robustesse des ouvrages existants. Par ailleurs, il est difficile d'estimer avec précision le niveau de risque auquel une structure est soumise à l'échelle du cycle de vie des infrastructures, les fonctions n'étant pas nécessairement constantes dans le temps. Evaluer l'évolution d'un niveau de robustesse structurale (et l'actualiser si des nouvelles informations sont accessibles) représente donc un enjeu majeur vis-à-vis de la gestion des ouvrages sur leur durée de vie en service. Enfin, la forte croissance des réseaux d'infrastructures de génie civil met en évidence la nécessité de considérer la maîtrise des risques structuraux à l'échelle des réseaux d'infrastructures, notamment à travers la notion de résilience. Les outils proposés pour la quantification de la robustesse structurale peuvent être envisagés de manière plus globale pour l'évaluation technico-socio-économique et l'aide à la décision à l'échelle des réseaux d'infrastructures.

## IV.2 Perspectives

---

Un enjeu majeur pour la suite de mes activités est de participer au développement d'une approche intégrale des structures incluant le risque structural, les mécanismes de dégradation, les méthodes d'inspection, de diagnostic et de gestion des ouvrages. Les concepts proposés doivent par ailleurs pouvoir être utilisés même dans des situations où la connaissance du patrimoine est limitée, en tenant compte des différents types d'incertitudes, ce qui constitue un verrou scientifique considérable à lever. Ces activités sont menées en phase avec les thématiques de recherche du département Matériaux et Structures (MAST) de l'IFSTTAR (qui développe des recherches et expertises sur les matériaux, les infrastructures de transport et les

grandes structures de génie civil) et plus globalement avec les thématiques du contrat d'objectif et de performance (COP) 2013-2016 de l'IFSTTAR. Ce développement se situe à l'interface entre une recherche académique amont et les applications liées à ses thématiques. Il nécessite le renforcement de la connexion entre les méthodes de gestion (maintenance, surveillance) des structures et l'état de santé structurale (fonctionnement, matériaux, dégradation) de ces derniers.

Il s'avère délicat d'isoler un problème de décision dans la gestion d'un patrimoine de son contexte. Le processus est distribué. La décision nécessite une adéquation entre les informations pertinentes disponibles au bon moment et les représentations adoptées. Les attentes et les besoins des gestionnaires vis-à-vis de méthodes et d'outils permettant de mener à bien leur mission sur un patrimoine sont fortes. Trois types de fonctionnalités attendues par les gestionnaires sont cités ci-dessous :

- disposer à tout moment d'une image de l'état et des performances de son patrimoine (aussi bien à l'échelle d'un ouvrage que pour un ensemble d'ouvrages),
- disposer d'outils de simulation lui permettant de justifier des choix techniques (établissement de priorités de réhabilitation, choix d'un taux et de techniques d'inspection...),
- comparer les effets à moyen ou long termes de ces choix (validation de stratégies de gestion).

Par ailleurs, la démarche de gestion des ouvrages d'art peut être abordée à plusieurs niveaux dont les trois suivants en particulier : la gestion individuelle d'un ouvrage, la gestion patrimoniale et la gestion des infrastructures. La première vise à optimiser et à rationaliser les actions de maintenance sur un ouvrage particulier, en incluant notamment les résultats d'inspection et de surveillance (niveau projet). La seconde considère l'ensemble des ouvrages comme un stock d'objets qu'il convient de maintenir au mieux en fonctions de stratégies économiques globales et de politiques de santé données (niveau patrimoine). Enfin, la troisième approche vise à avoir une vision sociétale dans la gestion des ouvrages (niveau réseau). Chacune des ces approches interagit avec les autres, pour former une démarche intégrée de la maintenance des infrastructures. La difficulté actuelle est de faire dialoguer ces différents niveaux pour former une architecture de gestion centralisée, fiable et évolutive.

C'est dans cet état d'esprit que seront organisées mes futures recherches, via des collaborations au niveau national et international, avec les objectifs suivants :

- continuer à développer des concepts permettant (i) d'estimer les impacts environnementaux des ouvrages dans le cadre des pratiques actuelles, mais aussi d'influer sur ces impacts par une évolution des usages, (ii) d'étendre la notion d'analyse « sociétale » de cycle de vie, essentiellement abordée à ce stade comme une analyse des coûts externes liés à la perturbation du trafic, en considérant l'impact sociétal des étapes de fabrication et de fin de vie, (iii) de mettre en œuvre des outils et des méthodes destinés à comparer plusieurs solutions entre elles et déterminer lesquelles sont optimales. L'abandon de la seule satisfaction à court terme de besoins d'infrastructure ou de constructions en faveur de considérations globales tenant compte des aspects techniques, économiques, environnementaux et socioculturels représente un nouveau paradigme pour le secteur de la construction. Pour ce troisième point, analyser non seulement la sensibilité des modèles aux incertitudes sur les données d'entrée, mais également la sensibilité des résultats et des points de vue en résultant aux incertitudes relevant des modèles eux-mêmes doit faire l'objet de futurs développements ;
- maîtriser les risques structuraux sur le cycle de vie des ouvrages : à l'échelle du cycle de vie des infrastructures, prendre aujourd'hui les bonnes décisions pour agir à court terme et anticiper le long terme est un défi pour les gestionnaires d'infrastructures. Appréhender par des moyens appropriés de mesure et d'analyses la notion de risque structural est crucial pour gérer l'occurrence d'anomalies et/ou de dégradations pouvant affecter l'intégrité, l'aptitude au service et l'exploitation des structures. Il est donc essentiel de disposer de référentiels et de solutions techniques appropriées pour développer les capacités d'adaptabilité des infrastructures nouvelles et existantes. De manière plus précise, l'objectif est de permettre une gestion optimisée des ouvrages/parcs d'ouvrages intégrant le risque aux différents stades du processus de décision. L'étude du processus décisionnel doit pour cela coupler un regard ingénieur (connaissance technique et coûts associés) et un regard sciences humaines économiques et sociales pour rendre compte des aspects humains et sociaux propres à ce type de décision. Elle doit être faite sur différents types d'infrastructures et dans

différents type d'entités (commune, intercommunalités, gestionnaire privé ou public, etc.) afin d'analyser les recoupements et les différences dans leur gestion. De nombreux modèles prédictifs de dégradation ont par exemple été développés pour différents types d'infrastructures, notamment celles liées aux transports (routiers et ferroviaires), à la production d'énergie et de stockage, à la protection contre les risques naturels (digues, barrages de correction torrentielle...) et finalement à l'eau (réseaux d'assainissement et d'eau potable). Même si chaque type de réseau comprend des verrous scientifiques et technologiques qui lui sont propres, le croisement des cultures et une comparaison des avantages et inconvénients des différentes approches pourra être source d'innovation dans l'approche de la gestion de patrimoine. L'enjeu est d'avoir la vision la plus globale possible sur la gestion des infrastructures et de la construire en interrogeant différents acteurs concernés par un patrimoine considéré et aussi les acteurs qui sont concernés par plusieurs patrimoines ;

- coupler les notions de vulnérabilité et de robustesse au concept de résilience. L'émergence des vulnérabilités, les risques et les menaces qui ne peuvent être éliminés, les changements à l'échelle du territoire et leurs interdépendances sur les activités économiques, environnementales et sociales sont autant de facteurs de déséquilibre qui nous conduisent à repenser la notion de territoire résilient. Dans ce contexte, il est primordial de pouvoir caractériser les conséquences d'une ou plusieurs menace(s) sur l'espace géographique, humain, physique, économique et stratégique que constitue le territoire, l'objectif étant d'éviter la surprise et la rupture en cas d'occurrence d'un aléa. Le territoire doit donc faire face aux incertitudes, à l'absence de contrôle, à la pression du temps synonyme d'urgence, et aux conséquences sur les personnes, à la rupture brutale dans la continuité, au manque d'information. Il doit aussi tenir compte des acteurs en présence et être capable de s'adapter aux circonstances. D'une manière globale, les recherches futures auront pour vocation de proposer et utiliser des concepts reposant sur les notions de vulnérabilités qui affectent les populations et les éléments architecturaux, de robustesse et d'adaptabilité des bâtiments et des réseaux d'infrastructures vus sous l'angle de leur pérennité dans le temps.



## **V. Bibliographie**





Abdo, T. & Rackwitz, R. (1990), A new beta-point algorithm for large time-invariant and time variant reliability problems 'Reliability and Optimization of Structures', 3th WG 7.5 IFIP conference, Berkeley, USA, 1-11, 1990.

Adey, B. (2002). A supply and demande system approach to the development of bridge management strategies. Thèse de doctorat, École polytechnique fédérale de Lausanne.

Adey, B., Hajdin, R. & Brühwiler, E. (2003). Supply and demand system approach to development of bridge management strategies. *Journal of infrastructure systems*, 9(3):117–131.

AFNOR (2004). NF P01-010.

Aftab Mufti. (2001). Guidelines for Structural health Monitoring, Design Manual No. 2. Winnipeg, Manitoba, Canada.

Alvandi, A. & Crémona, C. (2006). Assessment of vibration-based damage identification techniques. *Journal of Sound and Vibration*, 292(1-2), 179–202.

Baker, J.W. Schubert, M. & Faber, M.H. (2008). On the assessment of robustness. Elsevier, *Structural Safety* 30(3) : 253-267.

Barnouin B., Lemoine L, Dovetr W.D., Rudlin J., Fabbri S., Rebourcet G., Topp D., Kare R., Sangouard D. 1993. Un-derwater inspection reliability trials for offshore structures. In ASME NY, editor. Proc. of the 12th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering. Vol. 2, 883-890.

Baroth, J., Schoefs, F. & Breysse, D. (2011). Fiabilité des ouvrages - Sûreté, variabilité, maintenance, sécurité, Ed. Hermès – Lavoisier, Collection : Traité MIM - Mécanique et ingénierie des matériaux, 380 p., EAN13 : 9782746231443

Benekohal, R., Ramezani, H. et Avrenli, K. (2010). Queue and user's costs in highway work zones. *Urbana*, 51:61801.

Berry, M.J.A. & Linoff, G. (1997). Data Mining Techniques for Marketing, Sales and Customer Support. New York: John Wiley & Sons.

Billard, L. & Diday, E. (2006). *Symbolic Data Analysis*, Wiley.

Biondini, F. (2009). A Measure of Lifetime Structural Robustness. *Don't Mess with Structural Engineers – Expanding our role; ASCE proceeding international structure Congress*. Austin, April 30 - May 2, 2009. Texas.

Biondini, F. Frangopol, D.M. & Restelli, S. (2008). On Structural Robustness, Redundancy and Static Indeterminacy. ASCE Structures Congress 2008. Vancouver, April 24-26. Canada.

Biondini, F. & Restelli, S. (2008). Damage propagation and structural robustness. In Biondini & Frangopol (eds), *Life-Cycle Civil Engineering*. Taylor & Francis Group, London.

Black, M., Brint, A. & Brailsford, J. (2005). A semi-markov approach for modeling asset deterioration. *Journal of the Operational Research Society*, 56(11):1241–1249.

Bock, H. H. & Diday, E. (2000). *Analysis of Symbolic Data, Exploratory methods for extracting statistical information from complex data*. Springer Verlag, Heidelberg, 425 p., ISBN 3-540-66619-2. (Seconde édition).

Breysse D., Failure case databases for teaching risk in civil engineering, ICE conf., Londres, avril 2013.

Briscoe, T. (1997). *Robust Parsing, Survey of the State of the Art in Human Language Technology*, G.B. Varile and A. Zampolli, Editors., Cambridge University Press: Cambridge; New York; Pisa, Italy. 513p.

Brito, P. (1994), *New Approaches in Classification and Data Analysis*, Springer-Verlag, chapter Use of Pyramids in Symbolic Data Analysis, 378-386.

Brito, P. & Diday, E. (1990), *Knowledge, Data and Computer-Assisted Decisions*, Springer-Verlag, chapter Use of Pyramids in Symbolic Data Analysis, 3-16.

Brundtland, G. (1987). Report of the World Commission on environment and development : "our common future". United Nations.

- Burley, E. & Rigden, S. (1997). The use of life cycle costing in assessing alternative bridge design. In Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Municipal engineer, volume 121, pages 22–27. Institution of Civil Engineers.
- Calçada, R., Cunha, A., & Delgado, R. (2005). Analysis of traffic-induced vibrations in a cable-stayed bridge. Part I: Experimental assessment, *Journal of Bridge Engineering*, 10, 370–385.
- Callaway, D.S., Newman, M.E.J., Strogatz, S.H. & Watts, D.J. (2000). Network Robustness and Fragility: Percolation on Random Graphs”. *Physical Review Letters*; 85:5468-5471.
- Camahan, J., Davis, W., Shahin, M., Keane, P. & Wu, M. (1987). Optimal maintenance decisions for pavement management, *Journal of Transportation Engineering*, 113(5):554–572.
- Cannavo F. (2012). Sensitivity analysis for volcanic source modeling quality assessment and model selection. *Computers and Geosciences*.
- Castanier, B. & Yeung, T.G. (2008). Application des Processus Gamma pour la Gestion de l'Entretien des Routes. In Workshop 3SGS'08 Surveillance, Sûreté et Sécurité des Grands Systèmes. Troyes, France.
- Celeux, G., Diday, E., Govaert, G., Lechevalier, Y. & Ralambondrainy, H. (1989). Classification automatique des données, environnement statistique et informatique, Paris, Dunod.
- Cerrito, P. B. (2007). Introduction to Data Mining Using SAS Enterprise Miner, SAS Publishing, 486p.
- Cesare, M.A. Santamarina, C. Turkstra, C. & Vanmarcke, E.H. (1992). Modeling bridge deterioration with Markov chains. *Journal of Transportation Engineering*, Vol. **118**, No. 6, November/December **1992**, pp. 820-833.
- G. Chastaing. (2013). Indices de sobol généralisés pour variables dépendantes. Master's thesis, Université de Grenoble.

- Chen, M., Mathur, A.P. and V.J. Rego (1995). "Effect of Testing Techniques on Software Reliability Estimates Obtained Using a Time-Domain Model," *IEEE Transactions on Reliability*, 44, 1, 97–103.
- Christer, A. (1999). Developments in delay time analysis for modelling plant maintenance. *Journal of the Operational Research Society*, pages 1120–1137.
- Chung, H., Manuel, L. & Frank, K. (2003). Optimal inspection scheduling with alternative fatigue reliability formulations for steel bridges. Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering : proceedings of ICASP2003, San Francisco.
- Chung, H., Manuel, L. & Frank, K. (2006). Optimal inspection scheduling of steel bridges using nondestructive testing techniques. *Journal of Bridge Engineering*, 11(3): 305–319.
- Chryssanthopoulos M.K. & Righiniotis T.D. (2006). Fatigue reliability of welded steel structures, *Journal of Constructional Steel Research*, 62 (2006), 1199-1209.
- Cinlar, E., Osman, E. & Bazant, Z. (1977). Stochastic process for extrapolating concrete creep. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 103(6):1069–1088.
- Copeland, L. (1998). User's Manual for QUEWZ-98. Texas Transportation Institute, the Texas A & M University System.
- Cremona C. (1996). Reliability updating of welded joints damaged by fatigue, *International Journal of Fatigue*, 18, 8, 567-575.
- Cremona, C. (1997), Probability-based optimization of inspection plannings for steel bridges, IABSE Workshop : Evaluation of existing steel and composite bridges, Lausanne, Suisse.
- Cremona, C. (2001), Probability-based maintenance concepts for bridge management, International Conference on Structural Safety And Reliability ICOSSAR'01, Newport Beach, 2001.
- Cremona, C. (2003). Application des notions de fiabilité à la gestion des ouvrages existants. Presses de l'École nationale des ponts et chaussées.
- Crémona, C. (2004), Évaluation dynamique des ponts, Presses LCPC, Paris, France.

Cremona, C. (2005). Sécurité structurale des ouvrages, module maintenance, pathologie et réparation des constructions.

Cremona, C. (2007). Suivi du comportement mécanique d'une poutre de VIPP sous chargement, le cas du VIPP de Merlebach, LCPC, Février 2007.

Cremona, C. (2008). Évaluation structurale des ponts : rapport de synthèse de l'opération de recherche, 2004-2007. Paris: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 2008.

Cremona, C. (2011). Structural performance: Probability-based assessment, Wiley & Sons, inc. 2011.

Cury, A. (2010). Techniques D'anormalité Appliquées à la Surveillance de Santé Structurale. Thèse de doctorat de l'Université Paris-Est.

Cury, A., & Cremona, C. (2012). Assignment of structural behaviours in long-term monitoring: Application to a strengthened railway bridge. *Structural Health Monitoring*, 11, 422–441.

Cury, A., Crémona, C. & Diday, E. (2010). Application of symbolic data analysis for structural modification assessment. *Engineering Structures*, 32(3), 762–775.

Czarnecki, A. & Nowak, A. (2008). Time-variant reliability profiles for steel girder bridges. *Structural Safety*, 30(1):49–64.

Darwin, C. (1859). On the origin of the species by natural selection.

Davies, D. & Bouldin, D. (1979). A Cluster Separation Measure. *Pattern Analysis and Machine Intelligence*, IEEE Transactions on PAMI-1, N° 2, 224-227.

Deb, K. (1999). Evolutionary algorithms for multi-criterion optimization in engineering design. *Evolutionary Algorithms in Engineering and Computer Science*, 2:135–161.

Deb, K. (2001). Multi-objective optimization. Multi-objective optimization using evolutionary algorithms, pages 13–46.

Deb, K., Pratap, A., Agarwal, S. & Meyarivan, T. (2002). A fast and elitist multiobjective genetic algorithm : Nsga-ii. *Evolutionary Computation*, IEEE Transactions on, 6(2):182–197.

- DeStefano, P. & Grivas, D. (1998). Method for estimating transition probability in bridge deterioration models. *Journal of Infrastructure Systems*, 4(2):56–62.
- Diday, E. & Noirhomme-Fraiture M. (2008). Symbolic Data Analysis and the SODAS Software, Wiley.
- Dieulle, L., Bérenguer, C., Grall, A. & Roussignol, M. (2003). Sequential conditionbased maintenance scheduling for a deteriorating system. *European Journal of operational research*, 150(2):451–461.
- Ditlevsen O. (1994). Traffic loads on large bridges modeled as white noise fields. *ASCE Journal of Engineering Mechanics* 1994:120(4):681-694.
- Du, G. & Karoumi, R. (2012). Life cycle assessment framework for railway bridges : literature survey and critical issues. *Structure and Infrastructure Engineering*, (ahead-of-print):1–18.
- Ellis, H., Jiang, M. & Corotis, R. (1995). Inspection, maintenance, and repair with partial observability. *Journal of Infrastructure Systems*, 1(2):92–99.
- EN 1991-1-7. (2006). Actions on Structures: Part 1-7: Accidental Actions. *Eurocode 1: CEN 2006*.
- EN 1993-1-9. (2005). Design of steel structures. Part 1-9 : Fatigue.
- Esposito, F., Malerba, D. & Tamma, V. (2000). Analysis of Symbolic Data : Exploratory Methods for Extracting Statistical Information from Complex Data, Springer-Verlag, Dissimilarity Measures for Symbolic Data, 165–185.
- Faber, M.H. Maes, M.A. Straub, D. & Baker, J. (2006). On the Quantification of robustness of Structures. *Offshore Mechanics and Arctic Engineering; Proc. Intern. Conf., Hamburg, 4-9 June 2006* . Germany.
- Farrar, C. R. & Worden, K. (2007). An introduction to structural health monitoring. *Philosophical transactions. Series A, Mathematical, physical, and engineering sciences*, 365(1851), 303–315.

- Figueiredo, E. (2010). Damage Identification in Civil Engineering Infrastructure under Operational and Environmental Conditions. FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Forgy, E. W. (1965). Cluster Analysis of Multivariate Data : Efficiency Versus Interpretability of Classifications, *Biometrics*, 21, 768-780.
- Frangopol, D., Lin, K. & Estes, A. (1997). Life-cycle cost design of deteriorating structures. *Journal of Structural Engineering*, 123(10):1390–1401.
- Frangopol, D., Kong, J. & Gharaibeh, E. (2001). Reliability-based life-cycle management of highway bridges. *Journal of computing in civil engineering*, 15(1):27–34.
- Frischknecht R. et al. (2007). Implementation of life cycle impact assessment methods. Data v2.0.ecoinvent report no. 3. 2007
- Frischknecht, R. & Jungbluth, N. (2007). Simapro 7 database manual : The ethesu 96 libraries. Pre Consultants and ESU Services.
- Fujino, Y. & Yoshida, Y. (2002). ‘Wind induced vibration and control of trans-tokyo bay crossing bridge’, *ASCE Journal of Structural Engineering* 128(8), 1012–1025.
- Glaser, S. D. & Tolman, A. (2008). Sense of Sensing: From Data to Informed Decisions for the Built Environment. *Journal of Infrastructure Systems*, 14(1), 4–14.
- Golabi, K. & Shepard, R. (1997). Pontis : A system for maintenance optimization and improvement of us bridge networks. *Interfaces*, 27(1):71–88.
- Goldberg, D. & Holland, J. (1988). Genetic algorithms and machine learning. *Machine learning*, 3(2):95–99.
- Goyet, J. & Maroini, A. (1996) Offshore Platform Reliability - Optimal inspection and repair planning : an application with asensitivity study using IMREL Methodology, International Conference on fatigue of welded components and structures. Société Française de Métallurgie et de Matériaux (Fatigue Commission), Senlis.



- Guo, T., Li, A. & Wang, H. (2007). 'Influence of ambient temperature on the fatigue damage of welded bridge decks', *International Journal of Fatigue* 30(6), 1092–1102.
- Gürler, Ü. & Kaya, A. (2002). A maintenance policy for a system with multi-state components : an approximate solution. *Reliability Engineering & System Safety*, 76(2): 117–127.
- Hamm, C.K. (2006). Oracle Data Mining: Mining Gold from Your Warehouse, Rampant Techpress, 300p.
- Han, J. & Kamber, M. (2006). Data Mining: Concepts and Techniques, Morgan Kaufmann Publishers, 800p.
- Hartigan J. & Wong M. (1979). Algorithm AS136: A kmeans clustering algorithm, *Journal of Applied Statistics*, 28, 100-108.
- Hastie, T., Tibshirani, R. & Friedman J. (2009). The Elements of Statistical Learning: Data Mining, Inference, and Prediction, Second Edition, Springer Series in Statistics.
- Hawk, H. (1999). Bridgit : user-friendly approach to bridge management. Transportation Research Circular, 498(1).
- Hobbacher, A. (1993). Stress intensity factors of welded joints. *Engineering Fracture Mechanics*, 46(2):173- 182.
- Holland, J. (1975). Adaptation in natural and artificial systems : An introductory analysis with applications to biology, control, and artificial intelligence. U Michigan Press.
- Hontelez, J., Burger, H. & Wijnmalen, J. (1996). Optimum condition-based maintenance policies for deteriorating systems with partial information. *Reliability Engineering & System Safety*, 51(3):267–274.
- Hopfield, J. (1982). Neural networks and physical systems with emergent collective computational abilities, *Proceedings of the the National Academy of Sciences*, 79(1), 2554–2558.

Huber, P.J. (1996). Robust Statistical Procedures; 2nd ed. CBMS-NSF Regional Conference Series in Applied Mathematics; 68. Society for Industrial and Applied Mathematics: Philadelphia, 67 p.

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*, Vol. **110**, No. 1, January **1984**, pp.59-76.

IBM Redbooks (1999). Intelligent Miner for Data Applications Guide, IBM, 172p.

ISO (2006a). 14040 environmental management-life cycle assessment-principles and framework. International Organization for Standardization.

ISO (2006b). 14044 environmental management-life cycle assessment-requirements and guidelines. International Organization for Standardization.

ISO (2008a). 15392, sustainability in building construction–general principles. International Organization for Standardization.

ISO (2008b). Standardized method of life cycle costing for construction (iso 15686-5).

ISO (2010). 21931 - framework for methods for assessment of environmental performance of construction works–part 1–buildings. International Organization for Standardization.

Jacques, J. (2005). Contributions à l'analyse de sensibilité et à l'analyse discriminante généralisée. Master's thesis, Thèse de l'Université Joseph Fourier, 2005.

Jacques, J. (2011). Pratique de l'analyse de sensibilité : comment évaluer l'impact des entrées aléatoires sur la sortie d'un modèle mathématique. Lille : sn, 2011.

JCSS (2001). Probabilistic Model Code. The Joint Committee on Structural Safety, .  
[www.jcss.ethz.ch](http://www.jcss.ethz.ch).

JCSS (2008). Risk Assessment in Engineering. Internet Publication:  
[http://www.jcss.ethz.ch/publications/JCSS\\_RiskAssessment.pdf](http://www.jcss.ethz.ch/publications/JCSS_RiskAssessment.pdf).

Jiang, M. Corotis, R.B. & Ellis, J.H. (2000). Optimal life-cycle costing with partial observability. *Journal of Infrastructure Systems*. Vol. 6. No. 2. June 2000, pp.56-66.

- Jung, U. & Koh, B.-H. (2009). Structural damage localization using wavelet-based silhouette statistics. *Journal of Sound and Vibration*, 321, 590–604.
- Kagho, N. Orcesi, A. & Cremona, C. (2012). A probabilistic approach for the quantification of structural robustness. IABMAS2012, Stresa, 2012.
- Kagho N. (2013). Étude de la vulnérabilité et de la robustesse des ouvrages. Thèse de doctorat, Université de Paris-Est, Marne-la-vallée.
- Kaisheng, C. Zhang, S. & Huang, W. (1996). Artificial Intelligence  $\beta$ -Unzipping Method in Structural System Reliability Analysis. *Pergamon: Computers & Structures*. 60(4) : 619-626.
- Kanchanalai, T. (1977). the design and behavior of beam-columns in unbraced steel frames, American Iron and Steel Institute Project No. 189, Rep. No. 2, Civil Engineering/Structural Research Laboratory, Univ. of Texas, Austin, Tex.
- Kemp, A.R. (2002). A mixed flexibility approach for simplifying elastic and inelastic structural analysis of frames, *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, 58(10), 1297-1313.
- Kim, Y., Chong, J. W., Chon, K. H. & Kim, J. (2013). Wavelet-based AR-SVM for health monitoring of smart structures. *Smart Materials and Structures*, 22(1), 3-15.
- Kleiner, Y. (2001). Scheduling inspection and renewal of large infrastructure assets. *Journal of Infrastructure Systems*, 7(4):136–143.
- Knoll, F. & Vogel, T. (2008). Design for Robustness. *Structural Engineering Documents: IABSE, AIPC, IVBH*. Zurich.
- Kong, M. & Park, K. (1997). Optimal replacement of an item subject to cumulative damage under periodic inspections. *Microelectronics Reliability*, 37(3):467–472.
- Krammes, R., Ullman, G., Memmott, J. et Dudek, C. (1993). User's Manual for QUEWZ-92.
- Krzanowski, W.J. & Lai, Y.T. (1981). A Criterion for Determining the Number of Groups in a Data Set Using Sum-of-Squares Clustering. *Biometrics*, vol. 44, 23-44.

- Kunz, P. (1992). Probabilistisches Verfahren zur Beurteilung der Ermüdungssicherheit bestehender Brücken aus Stahl, PhD thesis, EPFL, Lausanne, Suisse.
- Labeyrie, J., Goyet, J. & Schoefs, F. (1998). Une approche probabiliste système pour la requalification des plates-formes pétrolières, Seconde Conférence Nationale " Fiabilité des matériaux et des structures. Université Marne-la-Vallée, Champs sur Marne, 23-24 novembre 1998.
- Lanata, F., & Grosso, A Del. (2006). Damage detection and localization for continuous static monitoring of structures using a proper orthogonal decomposition of signals. *Smart Materials and Structures*, 15, 1811–1829.
- Land, A.H. & Doig, A.G. (1960). An automatic method of solving discrete programming problems". *Econometrica* 28 (3). 497–520, doi:10.2307/1910129.
- Laory, I. (2013). Model-free methodologies for data-interpretation during continuous monitoring of structures. Ecole Polytechnic Fédérale de Lausanne.
- Larose, D.T. & Vallaud, T. (2005). Des données à la connaissance : Une introduction au data-mining, Vuibert, 223p.
- Lautour, O. R. & Omenzetter, P. (2010). Damage classification and estimation in experimental structures using time series analysis and pattern recognition. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 24(5), 1556–1569.
- Lebart, L. Piron, M. & Morineau A. (2006). Statistiques exploratoire multidimensionnelle : Visualisations et inférences en fouille de données, Dunod, Collection Sciences sup, 464p.
- Leconte, R. (2004). Estimation de la durée de vie en fatigue d'un assemblage soudé du pont de Saint-Vallier (Drôme), dans "Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées", janvier - février 2004, n. 248.
- Lefébure, R. & Venturi, G. (2001), Data Mining, Eyrolles, 408p.
- Lerman, I. & Ngouenet, R. (1995). Algorithmes génétiques séquentiels et parallèles pour une représentation affine des proximités.

- Liu, C. Hammad A. & Itoh, Y. (1997). Maintenance strategy optimization of bridge decks using genetic algorithm. *Journal of Transportation Engineering*, Vol. 123, No. 2, March/April 1997, pp.91-100.
- Loh, C.-H., Chen, C.-H., & Hsu, T.-Y. (2011). Application of advanced statistical methods for extracting long-term trends in static monitoring data from an arch dam. *Structural Health Monitoring*, 10, 587–601.
- Lu, Z. Yu, Y. Woodman, N. J. & Blockley, D. I. (1999). A theory of structural vulnerability. *Structural Engineer*. Vol. 77, no. 18, pp. 17-24. 21 Sept. 1999
- Luong, H. & Nagarur, N. (2001). Optimal replacement policy for single pipes in water distribution networks. *Water resources research*, 37(12):3285–3293.
- Lukic M. (1999). Evaluation et maintenance probabilistes des assemblages soudés vis-à-vis de la fatigue et de la rupture : Application aux ponts mixtes, Thèse de Doctorat de l'ENPC, France.
- Lukic M. & Cremona, C. (2001). Probabilistic assessment of welded joints versus fatigue and fracture. *Asce Journal of Structural Engineering*, 127(2): 211-218.
- Mac-Queen J. B. (1967). Some methods for classification and analysis of multivariate observations, Proceedings of the 5th Berkeley Symposium on Mathematical Statistics and Probability, 1, Berkeley, University of California Press, 281-297.
- Madanat, S., Mishalani, R. & Ibrahim, W. (1995). Estimation of infrastructure transition probabilities from condition rating data. *Journal of infrastructure systems*, 1(2):120–125.
- Madsen H.O. (1997) Stochastic modeling of fatigue crack growth and inspection. In Probabilistic Methods For Structural Design, collection Solid Mechanics and its applications, Guedes Soares (Ed), Kluwer academic publisher, pp. 59-83.
- Madsen, H. & Sorensen, J. (1990), Probability-based optimisation of fatigue design, inspection and maintenance, Presented at Int. Symp. on Offshore Structures, University of Glasgow, pp. 421–438, 1990.

- Madsen, H., Sorensen, J. & Olesen, R. (1989), Optimal inspection planning for fatigue damage of offshore structures, In Proceedings ICOSSAR 89, San Fransisco, pp. 2099–2106, 1989.
- Malerba, D., Esposito, F., Gioviale, V. & Tamma, V. (2001). Comparing dissimilarity measures for symbolic data analysis, in ‘ETK-NTTS’, Crète, Grèce, 473–481.
- Markov, A. (1907). Investigation of a noteworthy case of dependent trials. *Izv Akad Nauk Ser Biol*, 1.
- Mata, J. (2011). Interpretation of concrete dam behaviour with artificial neural network and multiple linear regression models. *Engineering Structures*, 33, 903–910.
- McCulloch, W. & Pitts, W. (1943). A logical calculus of the ideas immanent in nervous activity, *Bulletin of Mathematical Biophysics*, 5(1), 115–133.
- Melchers, R. (1999), *Structural Reliability Analysis and Prediction, Second Edition*, Wiley, 1999.
- Meyer, B (1997). *Object-Oriented Software Construction*; 2nd edn. Prentice Hall PTR, 1254 p.
- MIKTI (2010). *Ponts mixtes acier-béton : Un guide pour des ouvrages innovants - Projet national MIKTI*, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées (ENPC).
- Milne, I., Ainsworth, R. A., Dowling, A.R., Stewart, A.T. (1986). Assessment of the integrity of structures containing defects, report No. R/H/R6-Rev.3, CEGB, Berkeley.
- Miner M.A. (1945). Cumulative damage in fatigue, *Journal of Applied Mechanics*, ASME, 12 A159-A164, 1945.
- Mirkin, B. (2005). *Clustering For Data Mining: A Data Recovery Approach*, Chapman & Hall, 296p.
- Mishalani, R. & Madanat, S. (2002). Computation of infrastructure transition probabilities using stochastic duration models. *Journal of Infrastructure Systems*, 8(4):139-148.

- Mohammadkhani-Shali, S., (2007). ‘ Contribution a l’étude de la redondance dans les ponts : analyses des mécanismes de défaillance par surfaces de réponse’, Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2007.
- Moyo, P., & Bronjohn, J. (2002). Application of Box-Jenkins models for assessing the effect of unusual events recorded by structural health monitoring systems. *Structural Health Monitoring*, 1, 149–160.
- Murotsu, Y. Okada, H. Niwa, K. & Miwa, S. (1979). A New Method for Evaluating Lower and Upper Bounds of Failure Probability in Redundant Truss Structures. *Bulletin of University of Osaka Prefecture. Series A, Engineering and natural sciences* . 28(1) : 79-91.
- Murotsu, Y. Kishi, M. Okada, H. Ikeda, Y. & Matsuzaki, S. (1987). Probabilistic Collapse Analysis of Offshore Structure. *Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering*. 109.
- Nafday, A.M., Corotis, R.B. & Cohort, J.L. (1987). Failure Mode Identification for Structural Frames, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 113(7), 1415-1432.
- Nesbit, D., Sparks, G. & Neudorf, R. (1993). A semi-markov formulation of the pavement maintenance optimization problem. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 20(3):436–447.
- Nowak, A., Park, C. & Szerszen, M. (1998). Lifetime reliability profiles for steel girder bridges. In *Optimal performance of civil infrastructure systems*, pages 139–154. ASCE.
- O’Byrne M, Ghosh B, Pakrashi V & Schoefs F. (2012). Texture Analysis based Detection and Classification of Surface Features on Ageing Infrastructure Elements, BCRI 2012.
- 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, numéro 33, pp.18-28, décembre 1999.
- Okada, H. Matsuzaki, S. & Murotsu, Y. (1984). Safety Margins for Reliability Analysis of Frame Structures. *Bulletin of University of Osaka Prefecture. Series A, Engineering and natural sciences* . 32(2) : 155-163.

- Orcesi, A. & Cremona, C. (2007). Gestion d'un patrimoine d'ouvrages et détermination des stratégies de gestion optimales. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, LCPC, janvier 2007.
- Orcesi, A. & Cremona, C. (2009). Optimization of management strategies applied to the national reinforced concrete bridge stock in France. *Structure and Infrastructure Engineering*, 5(5):355–366.
- Orcesi, A. & Cremona, C. (2010). Optimization of maintenance strategies for the management of the national bridge stock in France. *Journal of Bridge Engineering*, 6(1):44–52.
- Oudin, H. (2009). "Introduction à la plasticité" Ecole Centrale de Nantes.
- Ozbay, K., Jawad, D., Parker, N. & Hussain, S. (2004). Life-cycle cost analysis : State of the practice versus state of the art. *Transportation Research Record : Journal of the Transportation Research Board*, 1864(1):62–70.
- PONTIS (1993a). Pontis technical manual, *Report FHWA SA-94-031*, Department of Transportation, 1993, U.S.A.
- PONTIS (1993b). Pontis version 2.0, User's manual, *Report FHWA SA-94-083*, Department of Transportation, 1993, U.S.A.
- Posenato, D. (2009). Model-Free Data Interpretation for Continuous Monitoring of Complex Structures. Communications. École Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Posenato, D., Kripakaran, P., Inaudi, D. & Smith, I. F. C. (2010). Methodologies for model-free data interpretation of civil engineering structures. *Computers & Structures*, 88(7-8), 467–482.
- Rackwitz, R. & Fiessler, B. (1978), 'Structural reliability under combined random load sequences', *Computers and Structures* 9, Pergamon Press, 1978.
- Ren, L., Zhang, Y., Wang, Y. & Sun, Z. (2007). Comparative analysis of a novel M-TOPSIS method and topsis, *Applied Mathematics Research eXpress*, vol. 2007.



Rodrigues, C. (2011). Monitorização de estruturas de engenharia civil apoiada em soluções de fibra. Optica. University of Porto. Rodrigues, C. (2011). Monitorização de estruturas de engenharia civil apoiada em soluções de fibra. Optica. University of Porto.

Rosenblatt, F. (1958). The perceptron : probabilistic model for information storage and organization in the brain, *Psychological Review* 65(2), 386–408.

Rouhan A. & Schoefs F. (2003) Probabilistic modelling of inspection results for offshore structures, *Structural Safety*, Elsevier, vol 25, 379-399.

Rousseeuw, P. (1987). Silhouettes: A Graphical Aid to the Interpretation and Validation of Cluster Analysis. *J. Comput. Appl. Math.*, vol. 20, 53-65.

Rumelhart, D. E., Hinton, G. E., and Williams, R. J. (1986) Learning representations by back-propagating errors. *Nature*, 323, 533--536.

Santos, J. (2014). Smart structural health monitoring techniques for novelty identification in civil engineering structures. PhD dissertation, Universidade de Lisboa, Instituto Superior Técnico.

SBRI (2013). Sustainable steel-composite bridges in built environment (SBRI), EUR 26322, Luxembourg: Publications Office of the European Union, 119 pp., ISBN 978-92-79-34586-9, doi:10.2777/50286

Scherer, W. & Glagola, D. (1994). Markovian models for bridge maintenance management. *Journal of Transportation Engineering*, 120(1):37–51.

Schive J. (1984). Proceedings of fatigue, EMAS, 751-772.

Schoefs. F & Labeyrie, J. (1997). Sensitivity analysis in structural reliability using response surfaces", Proc. Second World congress of structural and multidisciplinary optimisation (WCSMO-2), Zakopane, Poland.

Sedlacek, G. et al. (1993). New assessment methods for the residual safety of old steel bridges. *Steel research*. 8(9). 478-483.

SETRA (1996). Ponts métalliques et mixtes : résistance a la fatigue, SETRA, Bagneux.

SETRA (2013). Valorisation du patrimoine routier national - Coût de remise en état des ouvrages d'art. Rapport technique.

Siemes, A., van den Beukel, A. & Vrouwenvelder, A. (1985). Durability of Buildings : Reliability Analysis. Inst. TNO for Building Materials and Buildings Structures.

Sobol, I.M. (1993). Sensitivity estimates for nonlinear mathematical models. *Mathematical Modelling and Computational Experiments*.

Sohn, H., & Kim, S. D. (2008). Reference-free damage classification based on cluster analysis. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 23, 324–338.

Sohn, H., Dzwonczyk, M., Straser, E., Kiremidjian, A., Law, K. & Meng, T. (1999). 'An experimental study of temperature effects on modal parameters of the alamosa canyon bridge', *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28(1), 879–897.

Sohn, H., Farrar, C., Hemez, F. M., Shunk, D. D., Stinemates, D. W. & Nadler, B. R. (2004). A Review of Structural Health Monitoring Literature: 1996 – 2001. *Structural Health Monitoring* (p. 311).

Sommer, A., Nowak, A. & Thoft-Christensen, P. (1993). Probability-based bridge inspection strategy. *Journal of Structural Engineering*, 119(12):3520–3536.

Starossek, U. (2007). Progressive Collapse of Structures: Nomenclature and Procedures. *Structural Engineering International*.

Starossek, U. & Haberland, M. (2008a). Approaches to measures of structural robustness. *Bridge Maintenance, Safety and Management; IABMAS'08, 4th Intern. Conf., Seoul, 13-17 July 2008*. Korea.

Starossek, U. & Haberland, M. (2008b). Measures of structural robustness-requirements and applications. ASCE SEI 2008 structures congress-crossing borders. Vancouver, April 24-26, 2008. Canada.

Stewart, M. (2001). Reliability-based assessment of ageing bridges using risk ranking and life cycle cost decision analyses. *Reliability Engineering & System Safety*, 74(3):263–273.

Stranddorf, H. K., Hoffmann, L., & Schmidt, A., (2003). LCA Guideline: Update on impact categories, normalisation and weighting in LCA. Selected EDIP97-data, DK-Teknik Energy and Environment Report. Denmark.

Strauss, A., Wendner, R., Frangopol, D. M., & Bergmeister, K. (2012). Influence line- model correction approach for the assessment of engineering structures using novel monitoring techniques. *Smart Materials and Structures*, 9(1), 1–20.

Ta N. (2013). Etude de la durabilité des ouvrages dans un context de développement durable – application aux ponts mixtes. Thèse de l’Université Paris-Est, France.

Ta, N., Orcesi, A. & Cremona, C. (2013). A holistic approach for analyzing bridges crossing a highway. In Proceedings of the 11th International Conference on Structural Safety & Reliability, Columbia University, New York, USA, June 16-20,. CRC Press.

Tao, Z., Corotis, R. & Ellis, J. (1995). Reliability-based structural design with markov decision processes. *Journal of Structural Engineering*, 121(6):971–980.

Tessier, C. Gaillet, L. Bruhat, D. Michel, R. Noblet, S. & Barbier, V. (2005). Les moyens d’auscultation et de surveillance : Applications au viaduc de Merlebach. Journées CABLES2005, Nantes, 2005.

Thoft-Christensen, P. (1982). *The  $\beta$ -unzipping method*. Institute of Building Technology and Structural Engineering, Aalborg University Centre, Aalborg, Report 8207, 1982 (not published).

Thoft-Christensen, P. & Sørensen, J. D. (1982). *Calculation of Failure Probabilities of Ductile Structures by the  $\beta$ -unzipping Method*. Institute of Building Technology and Structural Engineering, Aalborg University Centre, Aalborg, Report 8208, 1982.

Thoft-Christensen, P. & Murotsu, Y. (1986). Application of structural Systems Reliability Theory. *Springer-Verlag*, Berlin.

Thomas, O. & Sobanjo, J. (2012). Comparison of markov chain and semi-markov models for crack deterioration on flexible pavements. *Journal of Infrastructure Systems*, 19(2):186–195.

Thompson, P., Najafi, F., Soares, R. & Kerr, R. (1999). Development of pontis user cost models for florida. In Eighth International Bridge Management Conference, Transportation Research Board, Denver, Colorado.

Tissot, J.Y. (2012). Sur la décomposition ANOVA et l'estimation des indices de Sobol'. Application à un modèle d'écosystème marin sur la décomposition ANOVA et l'estimation des indices de Sobol'. Master's thesis, Université de Grenoble.

Treacy, M. A., & Bruhwiler, E. (2012). A monitoring system for determination of real deck slab behaviour in prestressed box girder bridges. In F. Biondin & D. M. Frangopol (Eds.), IABMAS – Bridge Maintenance, Safety, Management, Resilience and Sustainability (pp. 1495–1501). Stresa, Italy: CRC Press/Balkema.

Troive, S. (1999). Optimisation of lcc of concrete bridges. *Nordic concrete research publications*, 22:117–128.

Tuffery, S. (2007). Data Mining et Statistique Decisionnelle, Editions Technip.

Turanyi, T. (1990). Sensitivity analysis of complex kinetic system, tools and applications. *Journal of Mathematical Chemistry*.

Van Noortwijk, J. (1998). Optimal replacement decisions for structures under stochastic deterioration. In Proceedings of the Eighth IFIP WG, volume 7, pages 273–280.

Van Noortwijk, J. (2003). Explicit formulas for the variance of discounted life-cycle cost. *Reliability Engineering & System Safety*, 80(2):185–195.

Van Noortwijk, J.M., van der Weide, J.A.M, Mallen, M.J. & Pandey. M.D (2007). Gamma Processes and Peaks-Over-Threshold Distributions for Time-Dependent Reliability. *Reliability Engineering and System Safety*, 92(12) :1651–1658, 2007.

Vapnik, V. (1995). The Nature of Statistical Learning Theory, Springer-Verlag.

Vatn. J. (2012). A state based model for opportunity based maintenance. In Proceedings of the joint Probabilistic Safety Assessment Management Conference - PSAM 11 – and the European Safety and Reliability Conference - ESREL'2012 - Helsinki, Finland, June 2012.

- Veshosky, D. & Beidleman, C. (1992). Life-cycle cost analysis does not work for bridges. *Civil Engineering ASCE*, 62(7).
- Wang, F. L., Chan, T. H. T., Thambiratnam, D. P., Tan, A. C. C. & Cowled, C. J. L. (2012). Correlation-Based Damage Detection for Complicated Truss Bridges Using Multi-Layer Genetic Algorithm. *Advances in Structural Engineering*, 15(5), 693–706.
- Witten, I.H. & Frank, E. (2005). *Data Mining: Practical Machine Learning Tools And Techniques*, Morgan Kaufmann Publishers, 525p.
- Woodward, D. (1997). Life cycle costing : theory, information acquisition and application. *International Journal of Project Management*, 15(6):335–344.
- Worden, K., Staszewski, W. J. & Hensman, J. J. (2011). Natural computing for mechanical systems research: A tutorial overview. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 25(1), 4–111.
- Zayed, T., Chang, L. & Fricker, J. (2002). Statewide performance function for steel bridge protection systems. *Journal of performance of constructed facilities*, 16(2):46–54.
- Zhao, Z., Haldar, A. & Breen Jr, F. (1994). Fatigue-reliability evaluation of steel bridges. *Journal of Structural Engineering*, 120(5):1608–1623.
- Zhou, H. F., Ni, Y. Q. & Ko, J. M. (2011). Structural damage alarming using auto-associative neural network technique: Exploration of environment-tolerant capacity and setup of alarming threshold. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 25(5), 1508–1526.
- Ziemian, R.D. & McGuire, W. (2002). Modified Tangent Modulus Approach, A Contribution to Plastic Hinge Analysis , *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 128(10), 1301-1307.