



FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIORAT
DEPARTEMENT DE GENIE MECANIQUE

Année 2014

THESE

Présentée en vue de l'obtention du diplôme de DOCTORAT

OPTIMISATION DES METHODES D'INSPECTION DES PIPES

Spécialité : Génie Mécanique

Par

SAHRAOUI Yacine

DIRECTEUR DE THESE : Rabia KHELIF

Université Badji Mokhtar Annaba

DEVANT LE JURY

PRESIDENT : Redjel Bachir

Professeur

Université Badji Mokhtar Annaba

EXAMINATEURS :

1. Bouchelaghem Abdelaziz
2. Necib Brahim
3. Bouchoucha Ali
4. Belmokre Kamel

Professeur
Professeur
Professeur
Professeur

Université Badji Mokhtar Annaba
Université de Constantine I
Université de Constantine I
Université 20 août Skikda

*A mes parents adorés,
à ma famille.*

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier vivement mon directeur de thèse R. KHELIF de l'université de Annaba qui a accepté de diriger cette thèse. Ses remarques, suggestions et conseils ont permis de mener à bien les travaux de cette thèse.

Que le Professeur A. CHATEAUNEUF de Polytech'Clermont-Ferrand qui a également contribué à la direction de cette étude, trouve ici l'expression de ma gratitude la plus sincère. Sa rigueur scientifique et ses discussions ont été essentielles pour le bon avancement de ma thèse. Sur le plan personnel, je garde un très beau souvenir de son accueil lors de mon arrivé en France et de mon séjour à Clermont-Ferrand.

J'exprime ma gratitude à Monsieur B. Redjel, Professeur à l'université de Annaba pour avoir accepté de présider le jury de soutenance.

Mes remerciements vont également à Messieurs A. Bouchelaghem, Professeur à l'université de Annaba, B. Necib et A. Bouchoucha, Professeurs à l'université de Constantine, ainsi que K. Belmokre, Professeur à l'université de Skikda, pour avoir accepté de faire partie du jury.

Je n'oublierai pas de remercier ma famille et mes amis, pour le soutien moral qu'ils m'ont apporté pour mener à bien ce doctorat.

RESUME

Actuellement, des multiples contraintes économiques, sociales et environnementales transforment l'optimisation de la planification des travaux de maintenance en un défi majeur pour les concepteurs et les gestionnaires des infrastructures. Cette étude se concentre sur la gestion des tuyaux en acier de transport d'hydrocarbure. L'acier présente l'inconvénient d'être sensible à la corrosion, notamment lorsqu'il est placé dans des environnements agressifs. Par conséquent, la modélisation des processus de dégradation ainsi que des actions de maintenance réalisées au cours de la durée de vie opérationnelle devient primordiale pour la formulation d'une stratégie de maintenance durable. Comme l'état réel de dégradation des pipelines n'est connu qu'au moment de l'inspection, les contrôles non destructifs (CND) sont de plus en plus nécessaires pour définir la qualité de la maintenance et les conditions d'exploitation du réseau.

Dans cette thèse, on propose une politique de maintenance pour les tuyaux de transport d'hydrocarbure soumis à la corrosion, en tenant compte des résultats d'inspection imparfaite. La dégradation du tuyau tient compte de la corrosion uniforme et de la corrosion localisée. Les incertitudes liées aux inspections sont prises en compte par une approche Bayésienne, au moyen de la probabilité de détection (PoD) et de la probabilité de fausse alarme (PFA).

Ce travail vise aussi à intégrer les résultats d'inspection imparfaite dans le modèle de coût pour des tuyaux corrodés, où les probabilités de défaillance sont calculées par les méthodes de fiabilité. Des applications numériques sur deux gazoducs montrent l'influence de la qualité d'inspection, le coût ainsi que le double effet de l'agressivité de l'environnement et des contraintes résiduelles générées au cours de la corrosion, sur le choix de la planification optimale de maintenance.

Mots clés : *Inspection, pipeline, corrosion, optimisation, modes de dégradation, fiabilité.*

ملخص

يواجه حاليا التخطيط الأمثل لأعمال الصيانة تحديا كبيرا للقيود الاقتصادية والاجتماعية والبيئية للمصممين ومسيري البنى. وترتكز هذه الدراسة على تسيير الأنابيب الفولاذية المستخدمة في نقل النفط والغاز . وللفولاذ مساوئ منها تعرضه للتآكل، وخصوصا في البيئات القاسية. وبالتالي، فإن نمذجة مراحل تدهور أنابيب الفولاذ وعمليات الصيانة التي تنفذ خلال العمر التشغيلي يصبح من الضروري صياغة استراتيجية للصيانة المستدامة، والحالة الحقيقية لتدهور خطوط الأنابيب لا تعرف إلا عند إجراء الفحص بواسطة الاختبارات الغير متلفة الضرورية بشكل متزايد لتحديد نوعية الصيانة وظروف استغلال الشبكة.

ففي هذه الأطروحة تم اقتراح سياسة صيانة للحفاظ على أنابيب النفط والغاز المعرضة للتآكل، مع الأخذ بعين الاعتبار نتائج الفحص الناقص لتدهور الأنابيب جراء التآكل المنتظم والتآكل الموضعي. تؤخذ الشكوك المتعلقة بالفحص في الاعتبار نهج النظرية الافتراضية، وذلك باستخدام احتمال الكشف واحتمال الإنذار الكاذب، ويهدف هذا العمل أيضا إلى دمج نتائج الفحص الناقص في نموذج التكلفة للأنابيب المتآكلة، حيث يتم حساب احتمالات الفشل بطرق الموثوقية، وتظهر التطبيقات الرقمية على اثنين من خطوط الأنابيب تأثير جودة الفحص والتكلفة و التأثير المزدوج للبيئة القاسية والاجهادات المتبقية المتولدة خلال التآكل على اختيار التخطيط الأمثل للصيانة.

كلمات البحث: فحص، خط أنابيب ، تآكل ، تحسين، وسائط تدهور ، موثوقية.

ABSTRACT

Currently, of the multiple economic, social and environmental constraints transform the optimization of maintenance planning a major challenge for designers and infrastructure managers. This study focuses on the management of steel pipes hydrocarbon transport. The steel has the disadvantage of being susceptible to corrosion, especially when placed in hard environments. Therefore, the modeling of degradation and maintenance actions carried out during the operational life becomes essential for the formulation of a strategy for sustainable maintenance. As the real state of degradation of pipelines is known at the time of inspection, non-destructive testing (NDT) are increasingly necessary to define the quality of maintenance and operating conditions of the network.

In this thesis, we propose a policy to maintain steel pipes subject to corrosion, taking into account the results of imperfect inspection, the degradation of the pipe with uniform corrosion and localized corrosion. Uncertainties related to the inspections are taken into account by a Bayesian approach, using the probability of detection (POD) and the probability of false alarm (PFA). This work also aims to integrate the results of imperfect inspection in the cost model for corroded pipes, where the failure probabilities are calculated by the methods of reliability. Digital applications on two pipelines show the influence of the quality inspection, the cost and the dual effect of the aggressiveness of the environment and residual stresses generated during the corrosion on the choice of the optimal planning maintenance.

Keywords : *Inspection, pipeline, corrosion , optimization, degradation modes , reliability.*

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS.....	ii
RESUME.....	iii
LISTE DES FIGURES.....	viii
LISTE DES TABLEAUX	xi
Introduction générale.....	1
CHAPITRE I: Etat de l’art sur la Planification des Inspections basées sur l’Analyse des Risques.....	3
I.1. Préambule	4
I.2. Les pipelines destinés au transport d'hydrocarbures	5
I.3. Fiabilité des structures et analyse des risques	6
I.3.1. Analyse de la fiabilité des structures	7
I.3.2. Objectifs de l’inspection basée sur le risque «Risk Based Inspection»	20
I.3.3. Analyse de décision	21
I.3.4. Optimisation d’inspection et de maintenance	31
CHAPITRE II: Etude des modes de dégradation des pipelines et des modèles prédictifs de corrosion.....	39
II.1. Dégradation par corrosion dans les pipelines	40
II.1.1. Comprendre le processus.....	40
II.1.2. Pertes de métal dues à la corrosion interne.....	41
II.1.3. Pertes de métal dues à la corrosion externe	42
II.1.4. Description géométrique de défauts de corrosion	42
II.1.5. La corrosion uniforme	43
II.1.6. La corrosion localisée	44
II.1.7. Facteurs agissant sur la corrosion des ouvrages métalliques enterrés	46
II.2. Revue des Modèles prédictifs de corrosion existants	51
II.2.1. Modèles empiriques.....	51
II.2.2. Modèles physico-chimiques	58
II.2.3. Modèles phénoménologiques	58
II.3. Modes de défaillance	59
II.3.1. Rupture dans les systèmes sous pression.....	59

II.3.2. Fuite des systèmes non-pressurisés	64
II.3.3. Défaillance d'une structure due à la perte de métal dans le sens circonférentiel ..	64
CHAPITRE III: Evaluation de la performance des inspections et des surcoûts dus aux erreurs d'inspection.....	66
III.1. Introduction	67
III.2. Impact de l'inspection sur les coûts	67
III.3. Cas de l'inspection imparfaite	68
III.3.1. Concepts de base et approche par contrôle non destructif (CND)	69
III.3.2. Nouveaux concepts pour l'aide à la décision.....	76
III.3.3. Combinaison de multiples techniques d'inspection.....	82
III.3.4. Systèmes à grande longévité	83
III.4. Programme d'inspection	84
III.5. Critères de choix d'une politique de maintenance	85
CHAPITRE IV: Optimisation de la maintenance des pipelines corrodés sous les incertitudes d'inspection	87
IV.1. Introduction.....	88
IV.2. Evaluation des risques liés au transport du gaz par canalisations.....	89
IV.2.1. Définition du terme « risque»	89
IV.2.2. Principe pour la gestion des risques	89
IV.2.3. Méthodes et techniques d'évaluation des risques	90
IV.2.4. Application.....	94
IV.3. Optimisation des inspections imparfaites des pipelines soumis à la corrosion.....	105
IV.3.1. Modèle de dégradation.....	105
IV.3.2. Modèle de maintenance	108
IV.2.3. Application.....	114
IV.4. Effet des contraintes résiduelles sur l'optimisation des inspections imparfaites des tuyaux enterrés soumis à la corrosion active.....	122
IV.4.1 Application.....	123
IV.5. Conclusion	131
Conclusion générale	132
Perspectives.....	133
Références	134

LISTE DES FIGURES

Fig.0.1. Démarche proposée de la thèse.....	2
CHAPITRE 1.....	3
Fig.1. 1. Excavation de pipeline pour examiner le revêtement extérieur et évaluer la corrosion.	5
Fig.1.2. Illustration des concepts de domaines de défaillance, de sûreté et surface d'état limite dans le cas bidimensionnel.....	8
Fig.1.3. Interprétation géométrique de l'indice de fiabilité de Cornell β_C	11
Fig.1.4. Interprétation géométrique de l'indice de fiabilité de Hasofer et Lind β_{HL}	14
Fig.1.5. Illustration du principe des approches FORM et SORM.....	16
Fig.1.6. Transformation de l'espace physique initial à l'espace transformé normal réduit – Cas résistance -contrainte et cas général	19
Fig.1.7. Principe général d'une analyse de fiabilité des structures.....	20
Fig.1.8. Réactualisation de la probabilité de défaillance par fatigue après une inspection à un temps $t=15$ ans.....	20
Fig.1.9. Les enjeux de l'inspection	21
Fig.1.10. Arbre de décision	29
Fig.1.11. Le problème d'optimisation pour les structures en service.....	30
Fig.1.12. Le problème général d'optimisation pour de nouvelles structures.....	30
Fig.1.13. Support général pour la définition du plan d'inspection et de réparation.....	32
Fig.1.14. Schéma IMR simplifié : inspection simple et réparation automatique	33
Fig.1.15. Plan d'inspection et de réparation basé sur la réparation automatique en cas de détection	34
Fig.1.16. Illustration de l'approche «seuil constant»	37
Fig.1.17. Optimisation utilisant les deux approches : «seuil constant » et « intervalles équidistants »	38

CHAPITRE 2.....	39
Fig.2.1. Schéma simplifié du processus de corrosion (Destruction de l'équilibre par réaction du milieu).	40
Fig.2.2. Pertes de métal dues à la corrosion interne	41
Fig.2.3. Pertes de métal dues à la corrosion externe	42
Fig.2.4. Les différents types de corrosion, d'après Melchers	43
Fig.2.5. Piles dues à l'électrolyte et à l'association de métaux différents	50
Fig.2.6. Propagation des courants vagabonds	51
Fig.2.7. Section d'une canalisation montrant un défaut de corrosion.	60
Fig.2.8. Configuration d'un tube sous terre.	61
CHAPITRE 3.....	66
Fig.3.1. Définition de la PoD et de la PFA à partir d'un signal.....	70
Fig.3. 2 Courbe ROC.....	71
Fig.3.3. Exemple de courbes ROC pour plusieurs ratios "Signal bruité-Bruit".....	72
Fig.3.4. Illustration de la PoD et de la PFA pour 4 cas différents.....	74
Fig.3. 5 ROC, courbes utilisées à titre d'illustration.....	74
Fig.3.6. Illustration de la théorie de la détection.	76
Fig.3.7. Transfert des données dans la chaîne de décision.....	78
Fig.3.8. Surfaces de $P(E_2)$ pour deux probabilités de présence de fissure ($\gamma=0.1$ et $\gamma=0.9$) d'après Rouhan	79
Fig.3.9. Surface de réponse de $P(E_2)$ pour $\gamma=0.1$, d'après Schoefs et Clermont.....	79
Fig.3.10. Illustration de la surface sous la courbe ROC projetée, d'après Schoefs et Clément	81
Fig.3.11. Organigramme du plan d'inspection	85
CHAPITRE 4.....	87
Fig.4. 1. Inspection et décision.....	88
Fig.4. 2. Démarche ISO pour la gestion du risque	90
Fig.4. 3. Matrice des risques	91

Fig.4. 4. Schématisation d'un arbre d'événement	94
Fig.4. 5. Arbre de défaillance d'un gazoduc enterré.....	97
Fig.4. 6. L'arbre d'événements pour l'état critique d'un gazoduc	100
Fig.4. 7. Influence de la pression de service sur l'évolution du rayon de risque en fonction de la longueur de la canalisation (pour $D=0.6m$).....	103
Fig.4. 8. L'effet du diamètre sur l'évolution du rayon de risque en fonction de la longueur de la canalisation ($p=5MPa$)	103
Fig.4. 9. Modélisation de la corrosion uniforme et localisée.	105
Fig.4. 10. Arbre de décision idéal	111
Fig.4. 11. Effet de la corrosion active sur la probabilité de défaillance du tuyau.....	116
Fig.4. 12. Espérance des coûts en fonction de l'intervalle entre inspections.....	117
Fig.4. 13. Influence de la qualité d'inspection sur l'espérance du coût total : (a) $0.1C_i$, (b) $1C_i$ et (c) $10C_i$	119
Fig.4. 14. Espérance des coûts en fonction de l'intervalle entre inspections pour une inspection parfaite.	120
Fig.4. 15. Espérance du coût total pour différents taux de corrosion.....	121
Fig.4. 16. Comparaison de la probabilité de défaillance réévaluée pour différents résultats d'inspection.	122
Fig.4. 17. Effet de la corrosion active et les contraintes résiduelles sur la probabilité de défaillance d'un tuyau enterré pour 30 et 40MPa. Taux de corrosion: (1) atmosphérique; (2) faible, (3) modéré; (4) élevé; (5) très élevé. (1'), (2'), (3'), (4') et (5'), respectivement, obtenus en tenant compte des contraintes résiduelles	124
Fig.4.18. Variation de l'indice de fiabilité en fonction du temps pour 30 et 40 MPa.....	126
Fig.4.19. Espérance des coûts en fonction de l'intervalle entre inspections pour 30 et 40MPa.	127
Fig.4. 20. Influence du coût d'inspection sur l'espérance du coût total.....	128
Fig.4.21. Double effet des deux phénomènes: corrosion & contraintes résiduelles.	130

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE 2.....	39
Tableau 2.1. Classification de la corrosivité des sols selon la résistivité.....	47
CHAPITRE 4.....	87
Tableau.4. 1. Les symboles utilisés pour la construction de l'arbre	93
Tableau.4. 2. Tous les événements de base de l'arbre de défaillance.....	98
Tableau.4. 3. Pertes & probabilités d'apparition des différents scénarios.....	101
Tableau.4.4. Mesures pour réduire le risque	104
Tableau.4. 5. Données statistiques des variables incertaines.	115
Tableau.4. 6. Données concernant les coûts et les seuils de maintenance	116
Tableau.4. 7. Résultats pour différents coût d'inspection	120
Tableau.4. 8. Résultats pour différents taux de corrosion	121
Tableau.4. 9. Variables aléatoires et paramètres correspondants.....	125
Tableau.4. 10. Coûts de maintenance et paramètres du défaut	126
Tableau.4. 11. Influence du coût d'inspection	128
Tableau.4. 12. Résultat pour double effet des deux phénomènes: corrosion & contraintes résiduelles.....	131

Introduction générale

Les pipelines tiennent une place importante dans les industries gazière et pétrolière, et contribuent pleinement à son développement durable en assurant leur fonction de production, de transport et de distribution.

Jusqu'à présent, la majorité des efforts se sont concentrés sur le développement de nouvelles structures pour une société en pleine croissance. Aujourd'hui, sous de fortes pressions économiques, la durée d'exploitation des ouvrages est souvent prolongée, dans des conditions de service qui peuvent parfois s'avérer plus sévères que celles prévues à la conception.

Les gestionnaires des ouvrages gaziers et pétroliers sont confrontés à cette problématique, tout en continuant à voir l'étendue de leur patrimoine augmenter. En effet, pour faire face à une compétitivité accrue, il est impératif de proposer des solutions, en rénovant des conduites existantes, en remplaçant certaines par des nouvelles, ou encore en installant de nouvelles conduites pour satisfaire la demande des nouveaux consommateurs ou pour renforcer la fiabilité d'un réseau.

Face à de multiples enjeux, les gestionnaires des ouvrages se doivent donc de garantir l'exploitation dans des conditions optimales de sécurité et de disponibilité, tout en respectant l'environnement. De ce fait, les gestionnaires sont donc amenés à répondre à deux questions majeures : « quels sont les risques associés aux ouvrages en service ? » et « quelles sont les actions à planifier pour maîtriser ces risques ? ».

De plus, dans un contexte où les actifs vieillissent, les coûts de maintenance augmentent. Cette tendance s'accroît dans le temps et peut atteindre des niveaux significatifs. Il est donc essentiel pour les gestionnaires d'optimiser les moyens disponibles en les affectant là où leur efficacité sera la plus grande.

Dans ce cadre, ce travail a pour objet de développer une procédure complète pour l'optimisation d'inspection des pipelines, y compris la modélisation prédictive de dégradation, l'évaluation de la fiabilité en fonction du temps, les incertitudes d'inspection et la minimisation des coûts espérés. Le chapitre un a pour objectif d'introduire une analyse bibliographique sur la planification des inspections basées sur l'analyse des risques. Le chapitre deux détaille des modèles prédictifs de corrosion existants. A partir de la théorie de la détection et d'une analyse des coûts, le chapitre trois montre comment évaluer la performance des inspections et les surcoûts dus aux erreurs d'inspection. Le chapitre quatre présente ensuite une optimisation des inspections imparfaites des tuyaux d'hydrocarbures soumis à la

corrosion, en les illustrant sur différents modèles mécaniques des tuyaux corrodés. L'organigramme suivant donne une schématisation de la démarche proposée de la thèse.

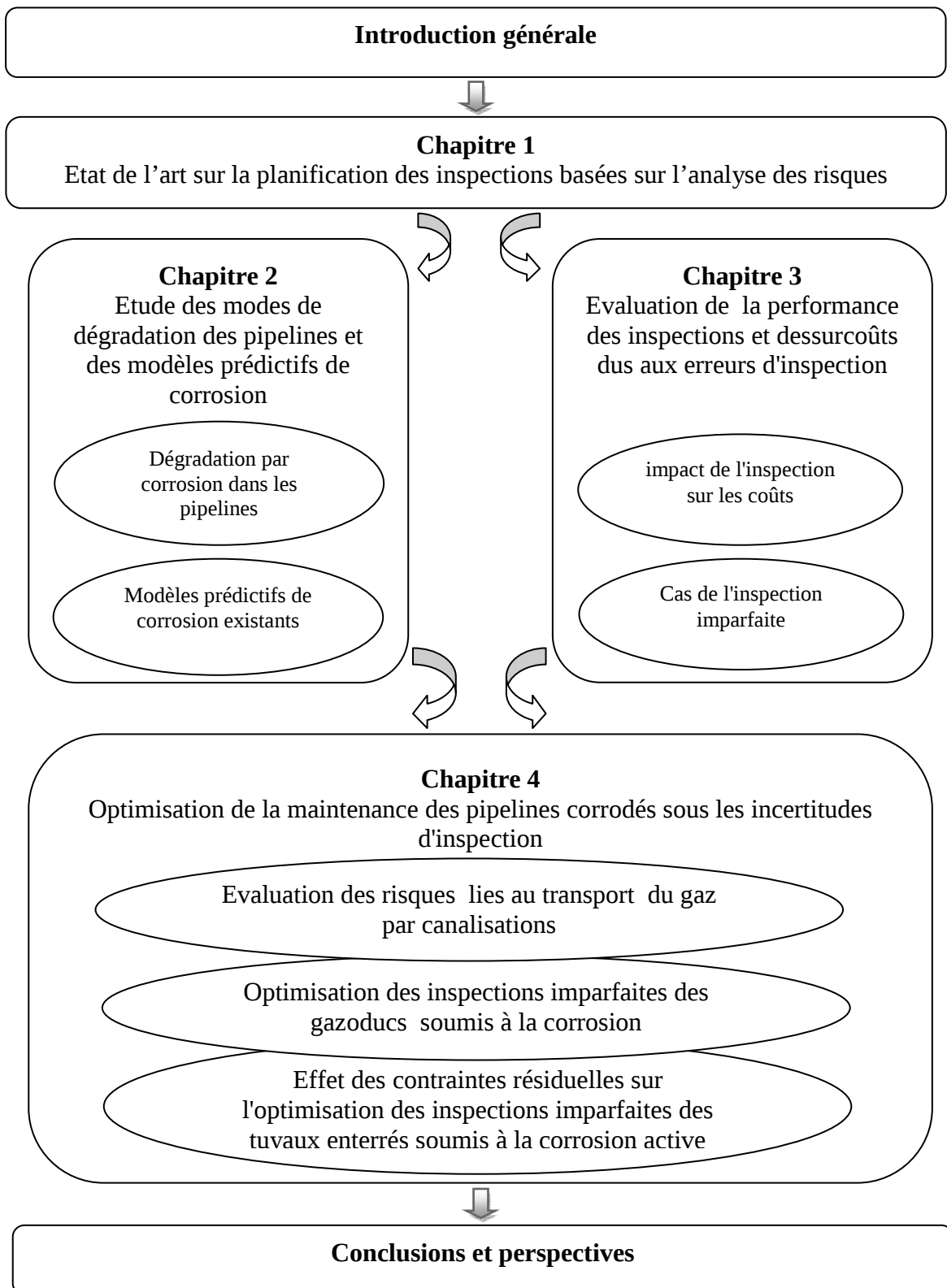


Fig.0.1. Démarche proposée de la thèse.

CHAPITRE UN

Etat de l'art sur la Planification des Inspections basées sur l'Analyse des Risques

CHAPITRE I: Etat de l'art sur la Planification des Inspections basées sur l'Analyse des Risques

I.1. Préambule

Face à la dégradation des pipelines, les opérations de maintenance visent à préserver un niveau de fiabilité acceptable tout au long de leur durée de vie. La maintenance préventive (la planification des inspections) permet de réduire considérablement les probabilités de défaillance, mais elle engendre des coûts supplémentaires, qui sont dus, dans beaucoup de cas, au manque à gagner résultant de l'indisponibilité du système. L'objectif de la politique de maintenance (d'inspection) est donc de rechercher le meilleur compromis entre des exigences contradictoires de coût et de fiabilité. Le plan de maintenance (d'inspection) optimal est celui qui garantit la meilleure fiabilité/disponibilité, au moindre coût d'intervention [1].

Le choix d'une stratégie optimale d'inspection et de maintenance a été discuté, d'une manière générale, par Thoft-Christensen et Sorensen [2], Madsen et al. [3], Goyet et al. [4,5], Faber et al.[6] et Straub [7]. Du point de vue sûreté, le programme optimal de maintenance peut être choisi en se basant sur la valeur minimale de la probabilité de défaillance [8]. De point de vue coût-bénéfice, la planification optimale de la maintenance peut être choisie en se basant sur le coût minimum espéré [9,10].

Une statistique effectuée par la Commission des Communautés Européennes montre que plus de 60 % des défaillances des structures métalliques industrielles sont dues à des phénomènes de corrosion [11]. La corrosion sévit dans tous les domaines d'activité, mais c'est peut-être dans les industries gazière et pétrolière qu'elle montre le plus son caractère pernicieux : généralement enterrés, inaccessibles à l'examen, assurant leur fonction de production, de transport et de distribution, se faisant même oublier, les ouvrages gaziers et pétroliers baignent dans un milieu particulièrement agressif du fait de son hétérogénéité et du grand nombre d'impuretés qu'il contient. Ce milieu très varié ne se prête pas facilement à la modélisation et aux études scientifiques, tant en laboratoire que sur site.

Malgré les progrès significatifs dans le domaine de la protection cathodique et des procédés de revêtement externe et interne, la corrosion des pipelines reste jusqu'à nos jours un des problèmes essentiels de l'exploitation de ces ouvrages.

Deux méthodologies de base sont généralement utilisées pour traiter le problème de la défaillance des pipelines. La première est l'approche traditionnelle déterministe (the traditional code-based deterministic approach), où les AMSE B31G [12] et B31G modifiés [13], sont employés pour déterminer la pression de défaillance des pipelines. La seconde est l'approche probabiliste, où le caractère stochastique des variables aléatoires est présenté dans

ces modèles et la probabilité de défaillance des pipelines est prévue aux diverses périodes d'opération [14-17].

Comme l'état réel de dégradation des pipelines n'est connu qu'au moment de l'inspection, l'optimisation de la périodicité d'inspection ou d'envoi d'outils intelligent (CND) devient donc un problème crucial de la qualité de la maintenance de la ligne et de son exploitation.

L'inspection des structures existantes grâce à des outils de CND n'est pas parfaite et il est possible de modéliser leur fiabilité en termes de probabilité de détection (PoD) et probabilité de fausse alarme (PFA) [18-21]. Ces grandeurs sont généralement suffisantes pour modéliser les résultats d'inspection et ainsi intégrer les incertitudes et les erreurs de mesure au cœur des processus de décision [22]. Le recours aux méthodes RBI (RiskBased Inspection), dont le principe général repose sur l'analyse mécano-fiabiliste des structures, l'analyse des conséquences et la modélisation probabiliste des résultats d'inspection, est alors envisageable pour établir et optimiser des plans de maintenance d'installations vieillissantes en service tout en garantissant les conditions de sécurité et de disponibilité exigées[23-26].

I.2. Les pipelines destinés au transport d'hydrocarbures

On désigne par « pipelines », les oléoducs ou gazoducs qui sont des canalisations de diamètres pouvant aller de 1 à 42'', voire plus. Celles-ci sont le plus souvent en acier, constituées d'éléments linéaires soudés bout en bout, et dans lesquelles transitent, sous des pressions relativement élevées, des produits pétroliers, liquides ou gazeux. Ces produits pétroliers sont propulsés par des installations de pompage ou de compression.



Fig.1. 1. Excavation de pipeline pour examiner le revêtement extérieur et évaluer la corrosion [27].

Un pipeline est aussi une canalisation qui traverse les terrains les plus variés. Ses caractéristiques principales (diamètres, épaisseur, type d'acier, spécifications de construction, température et pression d'exploitation...) sont régies par tout un ensemble de règles et font l'objet de multiples calculs et de compromis économiques.

Le diamètre d'une canalisation est déterminé en fonction du débit des produits à acheminer, de leur viscosité et de leur densité, de façon à réaliser un compromis économique entre la puissance des stations de pompage ou de compression à installer et l'importance de l'investissement total à réaliser. Lorsque les considérations technico-économiques ont ainsi permis de fixer le diamètre, et d'ailleurs également la pression de service, on calcule l'épaisseur en fonction de cette pression de service ou des conditions de pose lesquelles parfois imposent des caractéristiques dimensionnelles plus sévères. Les autorités administratives des différents pays responsables de la sécurité des populations dont le territoire est traversé par les pipelines, ne restent pas indifférentes à ces calculs qui déterminent le niveau de sûreté de l'installation. Dans la plupart des pays où l'on pose des pipelines, des règlements fixent les lois générales que doivent suivre les constructeurs et les installateurs. Ces réglementations reposent sur les notions de pression maximum de service, de coefficient de sécurité et d'autres conditions de construction comme le mode d'inspection des tubes. Les modalités des essais sous pression doivent être menées à bien avant la mise en service de toute canalisation ; des dispositions spéciales de protection sont à prendre contre les fuites dans les zones où celles-ci auraient des conséquences particulièrement dangereuses (par exemple, les zones de captage d'eau, etc.).

I.3.Fiabilité des structures et analyse des risques

La fiabilité des structures et l'analyse du risque sont deux disciplines voisines qui s'appuient chacune sur un ensemble spécifique de méthodes et outils. La première, comme son nom l'indique, se réfère au domaine de la construction alors que la deuxième a été essentiellement développée et utilisée dans le domaine des équipements. Ces deux disciplines correspondent à des cultures différentes et sont généralement mises en œuvre au sein des sociétés par des équipes différentes. L'idée même de l'analyse de risque est néanmoins incluse, par exemple, dans les Eurocodes d'après la phrase suivante: « En principe, le choix d'un niveau de fiabilité structurale vis-à-vis d'un ou plusieurs dangers potentiels prend en compte la probabilité P_f de défaillance structurale et la probabilité $P_{C/f}$ qu'il en résulte des conséquences dommageables C (dommages aux personnes, aux biens et à l'environnement évalués par une appréciation

socio-économique). Le risque peut être défini comme $\sum P_f P_{C/f} C$. La gestion de l'ensemble des risques consiste alors à déterminer des niveaux de fiabilité qui représentent un optimum socio-économique entre les risques acceptés et le coût des mesures qui permettraient de les réduire, et à exprimer ces niveaux en termes de performances requises pour les structures» [28].

I.3.1. Analyse de la fiabilité des structures

La fiabilité peut être définie comme la probabilité de survie (complémentaire de la probabilité de défaillance) vis-à-vis d'un ou plusieurs modes de défaillance préconisés par des réglementations pour garantir que le composant structural remplit sa fonction de service tout en assurant un niveau de sécurité convenable. L'expérience a montré, que la fiabilité est un paramètre décisif dans les différentes phases (i.e. conception, fabrication et mise en service) qui constituent la durée de vie du composant structural. Dans les phases de conception et de fabrication, la fiabilité permet dans un premier temps au concepteur de choisir les solutions technologiques adéquates, et dans un deuxième temps au fabricant d'adopter les procédés de fabrication convenables, en se basant sur le rapport coût/fiabilité. Durant la phase de mise en service où d'exploitation, les analyses de fiabilité permettent d'évaluer la capacité du système à remplir sa fonction de service et d'optimiser les opérations d'inspections et de maintenance. Ainsi, il est difficile d'imaginer une meilleure appréciation de l'évolution de l'endommagement dans un composant structural et la prise de bonnes décisions vis-à-vis de son aptitude à fonctionner, sans effectuer des analyses de fiabilité. Or, le souci majeur pour effectuer des analyses de fiabilité est qu'il n'y a pas de méthodes universelles pour évaluer la probabilité de défaillance. En effet, le choix de la méthode fiabiliste dépend de deux critères principaux : la dimension de l'espace aléatoire (i.e. nombre de paramètres incertains) et l'ordre de la probabilité de défaillance à calculer. A titre illustratif, les simulations de Monte-Carlo et ses variantes constituent les meilleures alternatives dans le cas où le modèle mécanique est explicite. Par contre, si la probabilité de défaillance est faible et le modèle mécanique est implicite (i.e. modélisation éléments finis), les méthodes d'approximations telles que les approches fiabilistes de premier ordre FORM (i.e. First Order Reliability Method) et de second ordre SORM (i.e. Second Order Reliability Method), sont les plus conseillées à condition que la dimension de l'espace aléatoire reste relativement limitée.

I.3.1.1. Notion d'état limite et définition de la probabilité de défaillance

L'objectif principal dans l'analyse de fiabilité est de calculer la probabilité de défaillance notée souvent P_f d'un système mécanique vis-à-vis d'un critère de défaillance qui prend en considération les incertitudes qui peuvent se manifester dans la géométrie, les propriétés du matériau et les paramètres du chargement. Le concept de critère de défaillance peut être défini comme la confrontation entre deux quantités fondamentales désignées respectivement par la 'Capacité' et la 'Demande' du système. Dans le contexte de l'ingénierie mécanique ou civile, la 'Demande' est définie comme les effets des actions extérieures qui induisent une réalisation d'un état mécanique tel que l'état de distribution de contraintes ou de déplacements dans une structure. La 'Capacité' est représentée par la résistance du matériau et qui définit un état limite (i.e. état critique) qu'il faut respecter tel qu'une contrainte ultime ou un déplacement critique, pour éviter la défaillance de la structure. Mathématiquement parlant, le critère de défaillance est représenté par une fonction d'état limite G définie en fonction du vecteur des paramètres incertains $\mathbf{X} = \{X_1, X_2, \dots, X_n\}^T$, tel que $\Omega_S = \{x | G(\mathbf{X}) > 0\}$ est le domaine de sûreté et $\Omega_F = \{x | G(\mathbf{X}) < 0\}$ est le domaine de défaillance. La surface d'état limite est formée par les points vérifiant la condition $G(\mathbf{X}) = 0$; autrement dit, elle définit la frontière délimitant le domaine de défaillance et le domaine de sûreté. La figure 1.2 illustre les concepts de domaine de défaillance, domaine de sûreté et surface d'état limite dans le cas bidimensionnel (i.e. cas de deux paramètres incertains).

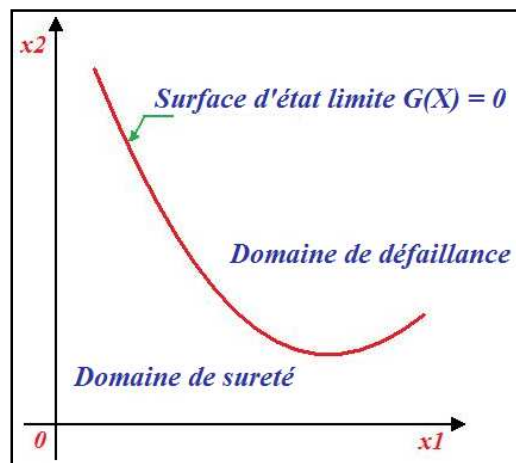


Fig.1.2. Illustration des concepts de domaines de défaillance, de sûreté et surface d'état limite dans le cas bidimensionnel

Par définition, la fiabilité est le complémentaire de la probabilité de défaillance P_f qui est définie par :

$$P_f = Prob(G(X) \leq 0) = \int_{G(X) \leq 0} f_X(x) dx = \int_{\mathbb{R}^n} 1_{\Omega_F}(x) f_X(x) dx \quad (1.1)$$

où 1_{Ω_F} désigne la fonction indicatrice dans Ω_F et f_X est la densité jointe de probabilité du vecteur aléatoire $\mathbf{X}$. Ainsi, l'évaluation de la probabilité de défaillance n'est autre qu'un calcul d'une intégrale n -dimensionnelle. Il est évident que la surface d'état limite $G(\mathbf{X}) = 0$ joue un rôle essentiel dans l'évaluation de cette intégrale. En effet, l'efficacité de la méthode d'intégration dépend de la complexité de la forme de la surface d'état limite, mais aussi de la dimension n de l'espace aléatoire et de la densité jointe f_X qui est souvent inconnue. En particulier, pour les problèmes pratiques où le nombre de paramètres incertains peut être élevé et que la surface d'état limite n'est disponible que sous forme implicite (i.e. modélisation par éléments finis), l'évaluation de la probabilité de défaillance constitue un véritable défi. Ainsi, une variété d'approches [30,29] ont été proposées dans littérature pour la résolution (i.e. évaluation de la probabilité de défaillance) des problèmes de fiabilité. En ce qui suit, nous présentons les différentes approches fiabilistes classiques tout en précisant leurs avantages et leurs limites.

1.3.1.1. Méthodes d'estimation de la probabilité de défaillance

1.3.1.1.1. Méthodes de simulations

Parmi les approches les plus populaires développées pour l'estimation de la probabilité de défaillance, on distingue les méthodes de simulations. Ces techniques sont basées sur la traditionnelle méthode de simulations de Monte-Carlo [31,32]. Mathématiquement parlant, son principe est, simplement, l'interprétation de l'intégrale n -dimensionnelle définie par l'équation 1.1 comme l'espérance mathématique de la variable aléatoire $1_{\Omega_F}(X)$ de la façon suivante:

$$P_f = \int_{\mathbb{R}^n} 1_{\Omega_F}(x) f_X(x) dx = E[1_{\Omega_F}(x)] \quad (1.2)$$

En pratique, la méthode de simulations de Monte-Carlo n'est autre qu'une évaluation répétitive de la fonction d'état limite pour un nombre donné N_s de réalisations du vecteur $\mathbf{X}$ dans l'espace aléatoire. Ainsi, une meilleure appréciation de l'étendue du domaine de défaillance et par conséquent une bonne estimation de la probabilité de défaillance, implique forcément l'utilisation d'un nombre élevé de simulations. Un estimateur non biaisé $\hat{P}_f$ de la probabilité de défaillance est donné par :

$$\hat{P}_f = \frac{1}{N_s} \sum_{k=1}^{N_s} 1_{\Omega_F}(X^k) \quad (1.3)$$

Le taux de convergence de la méthode de Monte-Carlo, mesuré au sens des moindres carrés par le coefficient de variation $\Delta_{MC} = \sqrt{\text{Var}[\hat{P}_f]/P_f} = \sqrt{(1 - P_f)/N_s P_f}$ de l'estimateur $\hat{P}_f$, est indépendant de la dimension du vecteur aléatoire $\mathbf{X}$. La principale limite des simulations de Monte-Carlo réside dans son inefficacité dans l'estimation de probabilités de défaillance d'ordre faible à cause du nombre élevé de tirages N_s (i.e. proportionnel à $1/P_f$) et ainsi d'évaluation de la fonction d'état limite nécessaire pour garantir un niveau de précision acceptable. Dans le but de palier à cette difficulté, un grand nombre de techniques dites de réduction de la variance ont été développées [33,34]. On cite, la méthode de tirage d'importance utilisant le concept du point de conception, la méthode de tirage d'importance adaptatif et la méthode de tirage directionnel.

Malgré ces efforts dans le développement des méthodes de simulations, le temps de calcul représenté souvent en termes d'appels au modèle mécanique peut être aberrant lorsqu'on traite des problèmes pratiques. En effet, pour les structures et installations réelles où leurs géométries sont complexes et les conditions d'exploitations sont diverses, le comportement mécanique est rarement décrit d'une façon explicite et dans la plupart des cas, il découle d'une modélisation par éléments finis où les calculs sont coûteux en terme de temps. De plus, on a intérêt que leurs probabilités de défaillance soient les plus faibles possible. Ainsi, l'utilisation des méthodes de simulations n'est suggérée que pour des problèmes académiques et/ou dans la nécessité d'avoir une solution de référence pour valider d'autres types d'approches. Pour ces raisons, les méthodes d'approximations ont été développées dans les trois dernières décennies. Une revue exhaustive de l'ensemble de ces méthodes est fournie par Ditlevsen et Madsen [35,36]. Dans ce qui suit, nous nous restreignons à la présentation des principaux concepts.

I.3.1.1.2. Méthodes d'approximations

Les méthodes d'approximations sont basées sur le concept de l'indice de fiabilité. En effet, les premiers travaux dans le domaine de l'analyse de fiabilité suggèrent l'évaluation de la probabilité de défaillance en terme d'une mesure basée sur les moments statistiques de premier et de second ordre, respectivement la moyenne et l'écart-type, des variables aléatoires de base désignées par le vecteur $\mathbf{X}$. Pour cette raison, ces approches sont connues sous le nom de méthodes au second moment ou encore méthodes de fiabilité de niveau 2. Cette mesure de

la fiabilité, qui doit avoir un certain nombre de caractéristiques fondamentales [37,38] telles que la consistance, l'opérabilité, l'invariance, la sélectivité et la simplicité, est désignée par un indice de fiabilité noté souvent β . Les plus connus sont l'indice de fiabilité de Cornell β_C , l'indice de fiabilité de Hasofer et Lind β_C et l'indice de fiabilité généralisé β_g . L'étude de ces indices fait l'objet des paragraphes suivants.

- **Indice de fiabilité de Cornell**

L'indice de fiabilité de Cornell, proposé dans un premier lieu par Rjanitzyn [35,36] et repris ensuite par Cornell [39,40], est basé sur le concept de marge de sécurité. Pour simplifier l'illustration, on se propose de se placer dans le cas élémentaire, où la 'Capacité' et la 'Demande' sont représentées par deux variables aléatoires respectivement désignées par R comme résistance et S comme sollicitation. Dans cette configuration, la marge de sécurité M est définie par :

$$M = R - S \quad (1.4)$$

Géométriquement, l'indice de fiabilité de Cornell β_C est défini comme la distance pondérée par σ_M (i.e. écart-type de la marge de sécurité M qui est obtenu en fonction des moyennes et écart-types des variables aléatoires de base R et S) entre la moyenne μ_M et l'origine qui sépare le domaine de sûreté du domaine de défaillance défini par la densité de probabilité f_M . Ainsi, l'indice de fiabilité de Cornell est donné par :

$$\beta_C = \frac{\mu_M}{\sigma_M} \quad (1.5)$$

Ce concept est illustré par la figure 1.3.

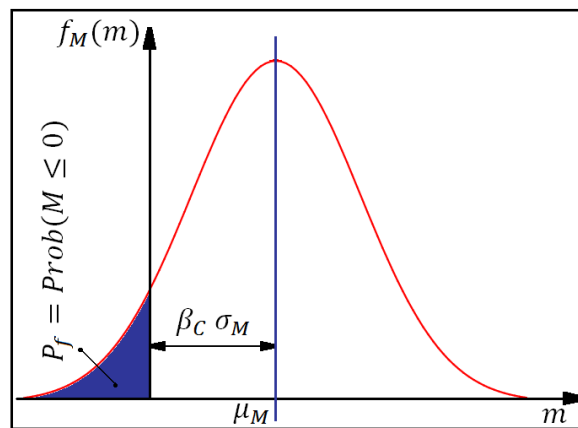


Fig.1.3. Interprétation géométrique de l'indice de fiabilité de Cornell β_C

Si les variables aléatoires de base R et S sont Gaussiennes et par conséquent la variable aléatoire représentant la marge de sécurité M serait elle aussi Gaussienne, la probabilité de défaillance s'écrit :

$$P_f = Prob(M \leq 0) = Prob\left(\frac{M - \mu_M}{\sigma_M} \leq -\frac{\mu_M}{\sigma_M}\right) \equiv \Phi(-\beta_C) \quad (1.6)$$

où Φ est la distribution d'une variables aléatoire Gaussienne standard. Dans ce cas, l'indice de fiabilité de Cornell β_C peut être évalué en fonction des caractéristiques statistiques des variables aléatoires de base R et S :

$$\beta_C = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2 - 2 \rho_{RS} \sigma_R \sigma_S}} \quad (1.7)$$

où ρ_{RS} est le coefficient de corrélation qui mesure la dépendance entre R et S .

Considérons le cas général où la marge de sécurité M correspond à la fonction d'état limite G .

$$M = G(X) \quad (1.8)$$

qui est fonction du vecteur aléatoire X pour lequel la moyenne μ_X et la matrice de covariance C_{XX} sont connues. Les caractéristiques statistiques de la variable aléatoire représentant la marge de sécurité M ne sont pas disponibles puisque, généralement, la fonction d'état limite G est non-linéaire. En utilisant le développement en série de Taylor autour de la moyenne μ_X , la marge de sécurité est donnée par :

$$M = G(\mu_X) + [\nabla_X G]_{X=\mu_X}^T (X - \mu_X) + o(\|(X - \mu_X)^2\|) \quad (1.9)$$

où $[\nabla_X G]_{X=\mu_X}$ est le vecteur gradient de la fonction G , évalué au point moyen.

Ainsi, des approximations au premier ordre de la moyenne μ_M et de l'écart-type σ_M de la marge de sécurité M peuvent être obtenues:

$$\mu_M \approx G(\mu_X) \quad (1.10)$$

$$\sigma_M^2 \approx [\nabla_X G]_{X=\mu_X}^T C_{XX} [\nabla_X G]_{X=\mu_X} \quad (1.11)$$

Par conséquent, une estimation de l'indice de fiabilité de Cornell β_C dans le cas multidimensionnel est donnée par:

$$\beta_c = \frac{\mu_M}{\sigma_M} = \frac{G(\mu_X)}{\sqrt{[\nabla_X G]_{X=\mu_X}^T \cdot C_{XX} \cdot [\nabla_X G]_{X=\mu_X}}} \quad (1.12)$$

Dans le cas où la marge de sécurité n'est pas donnée directement en fonction des variables aléatoires de base, l'indice de fiabilité de Cornell peut être calculé par simulations de Monte-Carlo. Malgré, qu'il peut servir d'outil de décision dans les études comparatives, l'indice de fiabilité de Cornell n'aboutit à la probabilité de défaillance que dans le cas où la fonction d'état limite est linéaire et que les variables aléatoires de base sont Gaussiennes. Mais, l'inconvénient majeur de cette mesure de la fiabilité est qu'elle n'est pas invariante lorsque des fonctions d'état limite équivalentes au sens mécanique, mais différentes au sens de la formulation mathématique, sont employées (ex. $G(X) = x_1 - x_2$, $G(X) = 1 - x_2/x_1$). En effet, l'indice de fiabilité de Cornell dépend de la fonction d'état limite qui peut avoir différentes formulations mathématiques, équivalentes au sens mécanique, et non de la surface d'état limite qui est unique.

- **Indice de fiabilité de Hasofer et Lind**

Le problème d'invariance est résolu dans un contexte au second moment, par Hasofer et Lind [41], qui ont suggéré de réécrire le problème de fiabilité dans un espace standard en utilisant des transformations probabilistes qui consistent à substituer les variables aléatoires de base $\mathbf{X}$ par des variables aléatoires Gaussiennes standard $\mathbf{U}$ indépendantes. Hasofer et Lind ont montré que le point de linéarisation devrait être choisi de telle façon qu'il soit le point u^* de la surface d'état limite le plus proche de l'origine de l'espace standard. Ainsi, la distance entre les deux points, définit l'indice de fiabilité β_{HL} de Hasofer et Lind.

$$\beta_{HL} = \min_{H(u)=0} \sqrt{\sum_{i=1}^n u_i^2} \quad (1.13)$$

où $H(u)$ est la fonction d'état limite exprimée dans l'espace standard. La figure 1.4 illustre le concept de l'indice de fiabilité de Hasofer et Lind.

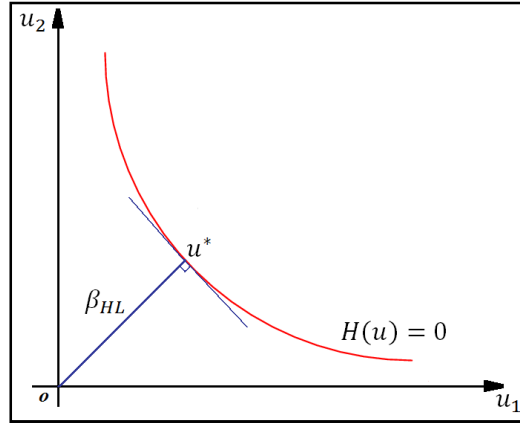


Fig.1.4. Interprétation géométrique de l'indice de fiabilité de Hasofer et Lind β_{HL}

Contrairement à l'indice de Cornell, l'indice de fiabilité de Hasofer et Lind β_{HL} est valable dans le cas le plus général de l'expression de la fonction d'état limite (i.e. il dépend seulement de la forme de la surface d'état limite et non de sa formulation mathématique) et de la distribution des variables aléatoires de base (i.e. écriture du problème de fiabilité dans l'espace standard). Mais les deux indices de fiabilité sont égaux dans le cas où la surface d'état limite est linéaire. Le calcul de l'indice de fiabilité de Hasofer et Lind et la recherche du point u^* n'est autre que la résolution d'un problème de minimisation, qui nécessite l'emploi d'une technique d'optimisation non linéaire avec contrainte.

- **Méthodes de fiabilité de premier et de second ordre : FORM/SORM**

Les méthodes de fiabilité de premier et de second ordre, respectivement FORM et SORM (Fig.1.5) sont basées sur le concept de l'indice de fiabilité de Hasofer et Lind β_{HL} . Afin d'assurer l'invariance de ce paramètre vis-à-vis d'un éventuel changement de la formulation mathématique de la fonction d'état limite, les auteurs (i.e. Hasofer et Lind) ont suggéré de formuler le problème de fiabilité dans l'espace standard formé par des variables aléatoires Gaussiennes standard et indépendantes. Soit T la transformation probabiliste permettant le passage de l'espace physique $\mathbf{X}$ défini par les variables aléatoires de base, à l'espace standard $\mathbf{U}$. La fonction d'état limite $H(u)$ exprimée dans l'espace standard est obtenue:

$$G(X) = G(T(U)) \equiv H(U) \quad (1.14)$$

Ainsi, la probabilité de défaillance peut être réécrite sous la forme suivante:

$$P_f = \int_{G(X) \leq 0} f_X(x) dx = \int_{H(U) \leq 0} \varphi_U(u) du \quad (1.15)$$

avec φ_U est la densité de probabilité de la variable aléatoire Gaussienne standard n -dimensionnelle $\mathbf{U}$, donnée par:

$$\varphi_U = \frac{1}{(2\pi)^{n/2}} \exp \left[-\frac{1}{2} \|\mathbf{u}\|^2 \right] \quad (1.16)$$

où $\|\cdot\|$ est la norme Euclidienne dans $\mathbb{R}^n$.

La particularité de la densité de probabilité φ_U est qu'elle possède une symétrie de révolution, centrée à l'origine de l'espace aléatoire standard et décroît exponentiellement par rapport au carré de la norme $\|\mathbf{u}\|$. Par conséquent, les points qui ont une contribution significative dans l'intégrale définie par l'équation (1.15), sont les points de la surface d'état limite les plus proches de l'origine de l'espace aléatoire standard. Ce résultat nous mène à la définition de l'indice de fiabilité β comme solution du problème d'optimisation suivant :

$$\begin{cases} \beta = \alpha^T \cdot \mathbf{u}^* \\ \mathbf{u}^* = \operatorname{argmin} \{ \|\mathbf{u}\| \mid H(\mathbf{u}) \leq 0 \} \end{cases} \quad (1.17)$$

où $\alpha = -\frac{\nabla H(\mathbf{u})}{\|\nabla H(\mathbf{u})\|} \Big|_{\mathbf{u}=\mathbf{u}^*}$ est le vecteur gradient normalisé de la fonction d'état limite $H(\mathbf{u})$,

évalué au point $\mathbf{u}^*$, et désigné en fiabilité par le vecteur des cosinus directeurs.

La solution $\mathbf{u}^*$ du problème d'optimisation avec contrainte (Eq. 1.17) est désignée en fiabilité par le point de conception ou encore le point de défaillance le plus probable dans l'espace aléatoire standard. De plus, il est évident que si la fonction d'état limite $H(\mathbf{u})$ est linéaire vis-à-vis de $\mathbf{u}$, la probabilité de défaillance définie par l'intégrale (1.15) est obtenue par :

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (1.18)$$

où Φ est la distribution de probabilité d'une variable aléatoire Gaussienne standard.

Quand la fonction d'état limite $H(\mathbf{u})$ est non-linéaire, ce qui est toujours le cas dans la pratique, la méthode de fiabilité de premier ordre (FORM), suggère après détermination de l'indice de fiabilité β , d'approximer la fonction d'état limite cible (i.e. fonction d'état limite non-linéaire) par un état limite linéaire $H_L(\mathbf{u})$ défini par :

$$H_L(\mathbf{u}) = \alpha^T \cdot (\mathbf{u} - \mathbf{u}^*) = \beta - \alpha^T \mathbf{u} \quad (1.19)$$

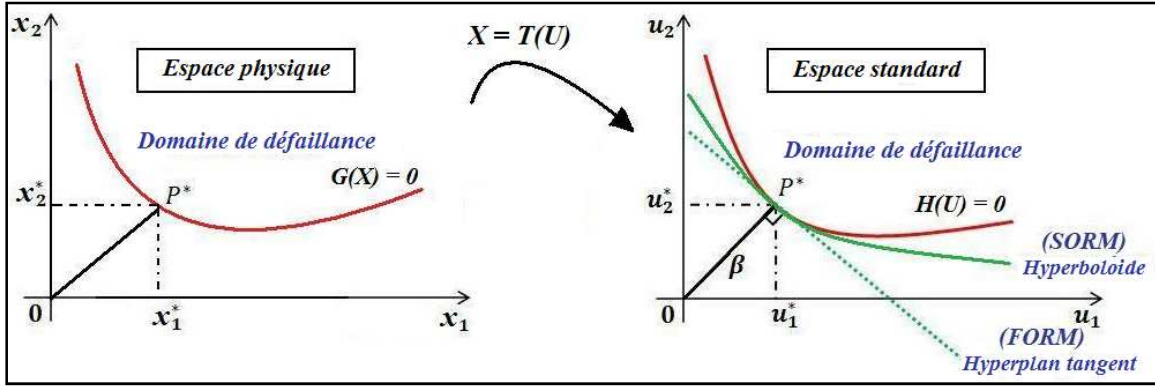


Fig.1.5. Illustration du principe des approches FORM et SORM.

Mathématiquement parlant $H_L(u)$ n'est autre que le développement en série de Taylor de premier ordre. Géométriquement parlant, ceci est équivalent à remplacer le domaine de défaillance par un hyperplan tangent à la surface d'état limite au point de conception u^* .

Ainsi, une estimation de premier ordre $P_{f_{FORM}}$ de la probabilité de défaillance P_f est obtenue par :

$$P_f \approx P_{f_{FORM}} = \Phi(-\beta) \quad (1.20)$$

Généralement l'approche FORM fournit une bonne estimation pour des valeurs élevées de l'indice de fiabilité β , et elle c'est exacte que si la fonction d'état limite est linéaire. Malheureusement, l'approche FORM n'est pas valable quand la surface d'état limite est irrégulière ou présentant plusieurs minimums locaux. De plus, elle manque de sélectivité du fait qu'elle ne tient pas compte de la courbure du domaine de défaillance au point de conception. En effet, pour deux domaines de défaillance à géométries différentes et à β identiques, la méthode FORM donne une même estimation de la probabilité de défaillance. Ainsi, si l'erreur dans l'estimation de la probabilité de défaillance est significative, il faut procéder à des approches plus précises. Dans ce contexte, la méthode de fiabilité de second ordre SORM a été développée.

Afin d'améliorer la précision, l'approche SORM suggère de remplacer la surface d'état limite par une surface quadratique connue analytiquement. Deux types d'approximations sont proposées dans la littérature. La première développée par Breitung [43] est basée sur l'évaluation des courbures principales de la surface d'état limite au point de conception, qui nécessite le calcul de la matrice Hessien de la fonction d'état limite (i.e. dérivées secondes) $H(u)$. La deuxième approximation est proposée par Der Kiureghian et al. [44], elle suggère

d'interpoler la surface d'état limite en un ensemble de points situés autour du point de conception par une semi-paraboloïde.

Soit $\{\kappa_i\}_{i=1}^{n-1}$ les courbures principales de la surface d'état limite au point de conception u^* , l'approximation SORM de la probabilité de défaillance, fournie par Breitung, s'écrit :

$$P_f \approx P_{f_{SORM, Breitung}} = \Phi(-\beta) \cdot \prod_{i=1}^{n-1} \frac{1}{\sqrt{1 - \beta \kappa_i}} = P_{f_{FORM}} \cdot \prod_{i=1}^{n-1} \frac{1}{\sqrt{1 - \beta \kappa_i}} \quad (1.21)$$

On note que les courbures principales $\{\kappa_i\}_{i=1}^{n-1}$ sont prises positives dans le cas où le domaine de défaillance est de forme convexe. Breitung a montré que l'estimation $P_{f_{SORM, Breitung}}$ tend vers la valeur exacte de la probabilité de défaillance P_f si l'indice de fiabilité β tend vers l'infini et la quantité $\beta \kappa_i$ est constante.

Il est clair d'après l'équation (1.21) que l'approximation SORM consiste à une pondération de l'estimation de premier ordre fournie par l'approche FORM par un facteur de correction qui contient compte des courbures principales.

Pour les petites et moyennes valeurs de β , Tvedt [45] a proposé une formule asymptotique meilleure en terme de précision. Cette formule est basée sur un développement de Taylor de second ordre de la fonction d'état limite $H(u)$. Elle est désignée souvent par la formule TT (i.e. Three Term) ou formule à trois termes, et est définie par :

$$P_f \approx P_{f_{SORM, Tvedt}} = T_1 + T_2 + T_3 \quad (1.22)$$

avec :

$$T_1 = \Phi(-\beta) \prod_{i=1}^{n-1} \frac{1}{\sqrt{1 - \beta \kappa_i}} \quad (1.23)$$

$$T_2 = [\beta \Phi(-\beta) - \varphi(-\beta)] \left\{ \prod_{i=1}^{n-1} \frac{1}{\sqrt{1 - \beta \kappa_i}} - \prod_{i=1}^{n-1} \frac{1}{\sqrt{1 - (1 + \beta) \kappa_i}} \right\} \quad (1.24)$$

$$T_3 = (1 + \beta) [\beta \Phi(-\beta) - \varphi(-\beta)] \left\{ \prod_{i=1}^{n-1} \frac{1}{\sqrt{1 - \beta \kappa_i}} - \square e \left\{ \prod_{i=1}^{n-1} \frac{1}{\sqrt{1 - (j + \beta) \kappa_i}} \right\} \right\} \quad (1.25)$$

où $\square e\{\cdot\}$ désigne la partie réelle d'un nombre complexe et $j = \sqrt{-1}$. On constate que le premier terme de la formule de Tvedt correspond à l'estimation de la probabilité de

défaillance fournie par Breitung. Dans ce même contexte (i.e. approximation de second ordre de la probabilité de défaillance), Tvedt a développé d'autres formules. On cite, la formule de l'intégrale unique SI (i.e. Single Integral) et la formule de l'intégrale double DI (i.e. Double Integral) qui sont explicitées dans les travaux de Der Kiureghian et al. [44].

Comme on l'a évoqué auparavant, l'idée principale de l'approche de fiabilité de second ordre est d'ajuster à la surface d'état limite réelle une fonction quadratique ayant les mêmes courbures principales au point de conception u^* . Ces courbures sont définies en fonction des valeurs propres de la matrice des dérivés secondes de la fonction d'état limite. Ainsi, cette dernière (i.e. la fonction d'état limite) doit être continue et deux fois dérivable au voisinage du point de conception. Le calcul de la matrice des dérivés secondes est souvent coûteux, particulièrement quand la dimension du vecteur $\mathbf{X}$ représentant les variables aléatoires de base est élevée et que l'évaluation de la fonction d'état limite implique l'emploi des procédures numériques compliquées (i.e. modélisation par éléments finis) qui introduit des irrégularités (i.e. bruit numérique) dans la surface d'état limite. Ainsi, les courbures calculées pourraient donner des résultats erronés sauf si une procédure de lissage est utilisée. De plus, dans certaines situations, les courbures principales peuvent ne pas donner une image réaliste de la forme de la surface d'état limite au voisinage du point de conception u^* . A titre d'exemple, quand u^* est un point d'inflexion, les courbures principales sont nulles et la surface quadratique d'approximation est réduite à un hyperplan tangent et par conséquent l'estimation de la probabilité de défaillance n'est autre qu'une approximation FORM.

Ainsi, l'utilisation des approches d'approximation de second ordre est contrainte au rapport précision et temps de calcul. En effet, l'approche SORM est abordable si l'amélioration en précision dans l'estimation de la probabilité de défaillance par rapport à l'approche FORM n'est pas coûteuse en temps de calcul.

1.3.1.3. La démarche d'analyse de fiabilité des structures

L'évaluation de la fiabilité d'une structure va donc consister à :

- identifier tous les mécanismes de vieillissement significatifs pertinents, après analyse du retour d'expérience.
- établir l'équation de défaillance $G = 0$, lister les variables de base importantes X_i pour le mécanisme de vieillissement considéré.
- identifier les sources d'incertitude et probabiliser les variables X_i principales sources d'incertitude dans l'équation de défaillance.
- transformer cette équation de défaillance dans l'espace normal réduit (Fig. 1.6).

- calculer l'indice β en approximant la surface transformée à l'aide des méthodes FORM ou SORM ; ces tâches de transformation et de calcul sont généralement réalisées par les logiciels de fiabilité des structures .
- réaliser des analyses de sensibilité sur les variables X_i , afin d'identifier celles les plus importantes et leur impact : les données de chargement, de cinétique de dégradation des matériaux et de contrôle sont généralement les données les plus influentes ;
- Déterminer si la fiabilité évaluée est acceptable, en fonction des critères d'acceptation.

La figure.1.7 donne l'organigramme usuel d'une analyse de fiabilité des structures. On remarque un processus itératif destiné à réactualiser périodiquement les probabilités, sur la base des nouvelles mesures réalisées lors des inspections périodiques. Différents exemples de la probabilité réactualisée des événements sont donnés par Madsen [42], la réactualisation de la probabilité de défaillance par fatigue, après une inspection, est présentée sur la figure.1.8.

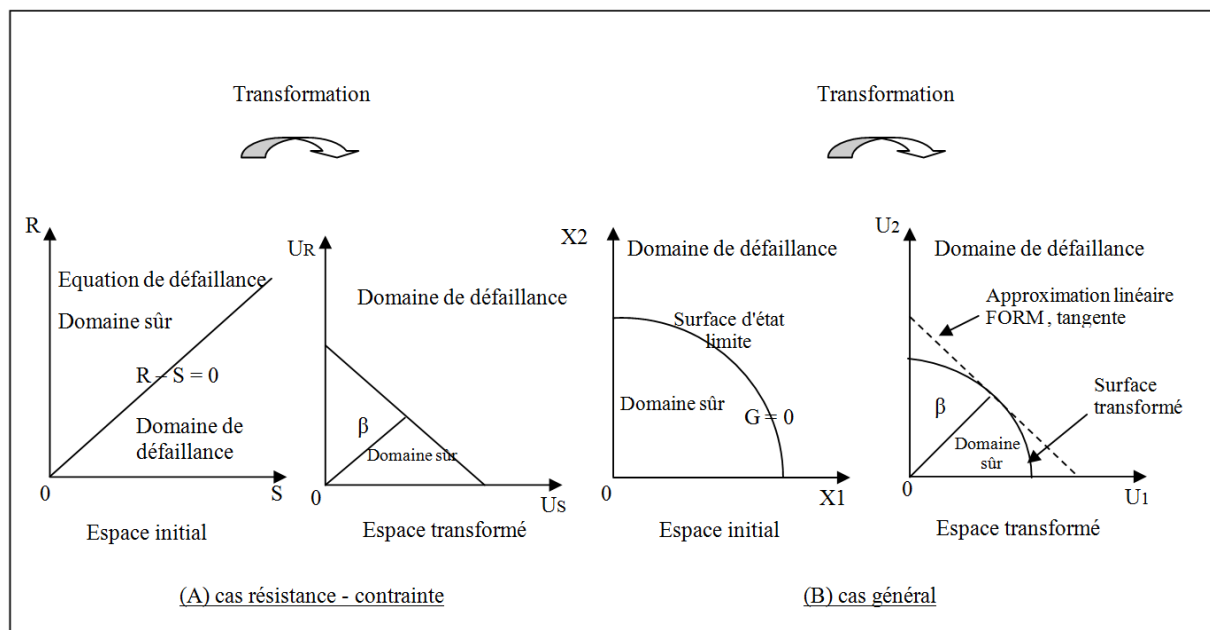


Fig.1.6. Transformation de l'espace physique initial à l'espace transformé normal réduit – Cas résistance -contrainte et cas général [46].

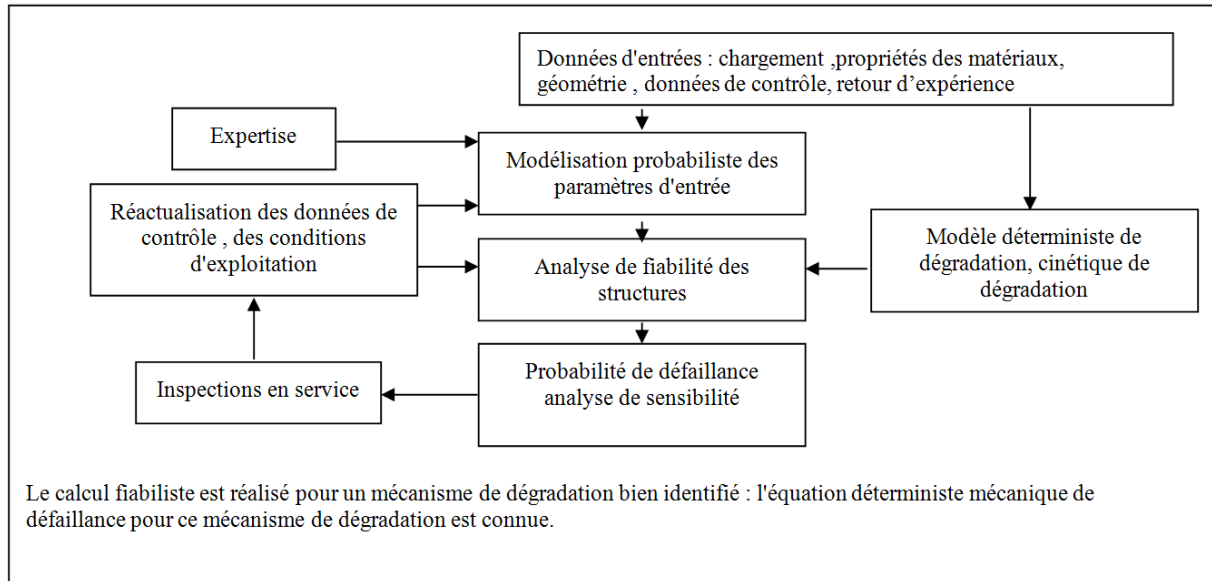


Fig.1.7. Principe général d'une analyse de fiabilité des structures [46].

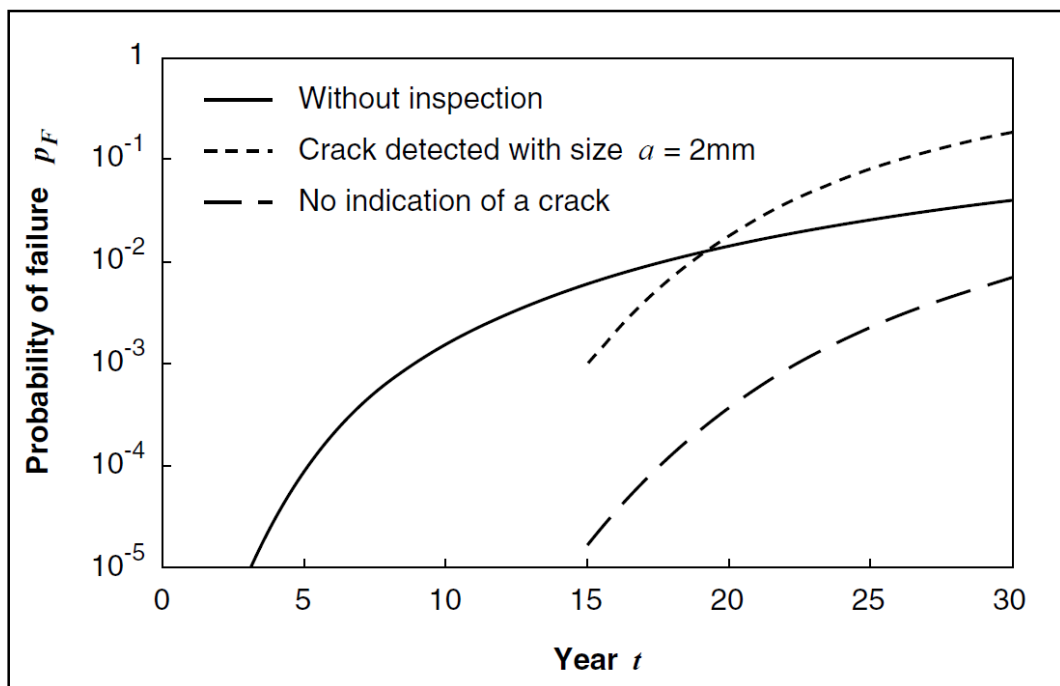


Fig.1.8. Réactualisation de la probabilité de défaillance par fatigue après une inspection à un temps $t=15$ ans

I.3.2. Objectifs de l'inspection basée sur le risque «Risk Based Inspection»

L'approche RBI peut être définie comme une approche qui permet de conduire et d'optimiser l'ensemble des tâches et procédures faisant partie du processus de management de l'intégrité structurelle. Elle représente une méthodologie pour la prise de décision en contexte aléatoire, basée sur les probabilités de défaillance et les conséquences de la défaillance. Dans la mesure

où les probabilités de défaillance sont mises à jour au travers de l'inspection, l'approche RBI est aussi une approche Bayésienne, donc une approche articulée sur l'état réel de la structure ou du composant, que la mise à jour soit anticipée lors d'un calcul prospectif effectué en phase de conception ou résulte d'une réévaluation des indicateurs de fiabilité une fois l'inspection effectivement réalisée. Dans la pratique, l'objectif du RBI est de définir les plans d'inspection et donc de répondre aux questions (figure.1.9) auxquelles doit traditionnellement répondre l'ingénierie de l'inspection:

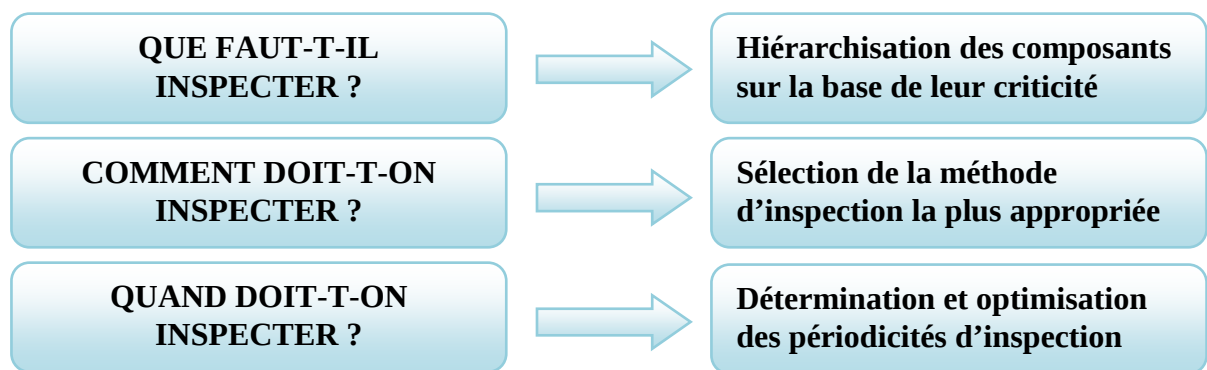


Fig.1.9. Les enjeux de l'inspection [28].

I.3.3. Analyse de décision

I.3.3.1. Décisions sous l'incertitude

L'objectif final de RBI est l'identification des décisions optimales sur les actions de maintenance des structures. De ce fait, la modélisation et l'analyse de la détérioration et les actions de maintenance sont généralement soumises à des incertitudes sur les aspects suivants:

- Incertitude sur l'état du système (dégradation) ;
- Incertitude sur la performance de l'inspection et les actions de réparation ;
- Incertitude sur les conséquences de défaillance ;

L'optimisation des actions de maintenance doit donc tenir compte de ces incertitudes. L'analyse de décision bayésienne, telle que présentée dans cette section, fournit la technique pour réaliser une telle optimisation.

I.3.3.2. Principes de l'optimisation des décisions

Toute décision conduit à une action qui entraîne des conséquences. Le « meilleur » choix décisionnel se fait à partir d'une hiérarchisation des conséquences, et, si elle existe, la décision «la meilleure» est celle qui correspond à la plus grande espérance d'utilité socio-économique. Les fonctions d'utilité sont généralement normées afin de faciliter les comparaisons.

La théorie de la décision statistique [47,48], sur laquelle se fonde cette démarche (RBI), a été proposée par Von Neumann et Morgenstern au cours de la Seconde Guerre mondiale.

L'application de cette théorie aux problèmes de structure suppose que l'on optimise à la conception l'aspect dimensionnel en fonction d'un critère de sûreté et d'un modèle d'état limite. Ces deux derniers aspects interviennent pendant l'exploitation de la structure au cours de laquelle il faudra vérifier s'ils sont toujours respectés (grâce à l'inspection en service), et maintenus dans l'état spécifié à la conception (maintenance, réparation, remplacement).

Ceci implique une évaluation des conséquences socio-économiques de la défaillance de la structure.

I.3.3.3. Choix du critère de décision

Outre l'évaluation des risques associés à chacune des décisions, il convient de mentionner un point délicat de la prise de décision liée au choix du critère pertinent.

En effet, le critère de maximisation de l'espérance de coût fréquemment employé s'avère généralement inapproprié pour décrire la prise de décision en situation de risque. Ce critère s'énonce ainsi :

$$Max \sum_{i=1}^{i=m} P(e_i) \cdot C_{ij} \quad (1.26)$$

C_i est le coût associé aux états e_i (ex : une défaillance) du choix j et $P(e_i)$ la distribution de probabilité de l'état e_i .

Selon ce critère, deux choix dont les distributions de probabilité $P(e_i)$ sont distinctes mais ayant la même espérance de coûts sont équivalents.

Ceci peut être illustré par l'exemple fictif suivant. Imaginons que l'on choisisse entre :

- Stratégie S1 : ne pas faire de maintenance et risquer une défaillance,
- Stratégie S2 : faire de la maintenance systématique et ne pas avoir de défaillances.

Stratégie S1	Probabilité de la défaillance : 10^{-4} Probabilité de non-défaillance : 0.9999	Coût dû à la défaillance : 100 MDa Coût : 0 Da	Coût «espéré» de la stratégie : 10 kDa
Stratégie S2	Maintenance systématique	Coût dû à la maintenance : 10 kDa	Coût «espéré» de la stratégie : 10 kDa

Au sens du critère de coût espéré, les deux stratégies sont équivalentes.

Pourtant dans la pratique, le « décideur » pourra préférer la stratégie 2 (dépense certaine) à l'éventualité (même faible) d'une perte importante.

Ainsi, d'autres considérations que la simple espérance mathématique des coûts interviennent dans la prise de décision.

- Concept d'utilité

Le coût C n'est pas une mesure adéquate pour estimer les conséquences et décrire l'attitude du décideur face au risque; les conséquences associées au risque doivent donc être mesurées dans une autre échelle, l'utilité des résultats U(C).

Si le décideur préfère une dépense certaine (ex : stratégie 2) à une perte plus importante mais peu probable (ex : stratégie 1), il aura une attitude dite « d'aversion au risque » qui se traduit par la concavité de la courbe d'utilité.

$$\sum_{i=1}^{i=m} P(e_i) U(C_{ij}) \leq U\left(\sum_{i=1}^{i=m} P(e_i) C_{ij}\right) \quad (1.27)$$

La forme de la fonction d'utilité exprime l'attitude du décideur face au risque. De manière générale, le concept d'utilité U(C) permet de prendre en compte :

- la dispersion de la distribution de probabilité des résultats, c'est-à-dire le risque,
- la subjectivité du décideur face à l'amplitude des conséquences.

- Critère de maximisation de l'utilité espérée

$$V(d_j) = \sum_{i=1}^{i=m} P(e_i) U(C_{ij}) \quad (1.28)$$

U_{ij} est l'utilité des résultats du choix j associés aux états de la nature i.

Ce critère relie le « prix » du risque à la forme de la fonction d'utilité et à la variance des coûts. Suivant ce critère et en prenant en compte l'aversion au risque du décideur, les deux stratégies S_1 et S_2 ne sont pas équivalentes mais c'est la stratégie S_2 qui doit être retenue.

$$U(S_1) = 10^{-4} \cdot U(100MDa) + 0.9999 \cdot U(0) < U(10kDa) = U(S_2) \quad (1.29)$$

Von Neumann et Morgenstern ont apporté un fondement théorique et axiomatique à l'utilité espérée ; ils ont démontré qu'un choix rationnel se fondait nécessairement sur le critère de

maximisation d'utilité à condition que les préférences pour chacune des perspectives respectent une axiomatique donnée.

Le critère d'utilité espérée est utilisée dans de nombreux problèmes de décision en situation de risque. Il convient par ailleurs de noter que l'évaluation des probabilités subjectives des états par le théorème de Bayes est cohérente avec le cadre normatif d'un comportement décisionnel suivant le critère d'utilité espérée.

- Limites du critère de maximisation de l'utilité espérée et approches alternatives

Le critère d'utilité espérée, s'il est largement employé, comporte cependant deux limites importantes, développées par M. Allais :

1. Dans certaines structures de risque (ex : perte extrêmement importante de probabilité très faible), le critère ne rend pas bien compte de l'attitude du « décideur » (violation de l'axiomatique de Neumann). Ce cas peut se présenter dans le contexte de la maintenance de l'outil de production nucléaire ;
2. Le critère d'utilité espérée « mélange » abusivement dans une seule fonction (fonction d'utilité U) a deux évaluations distinctes : l'évaluation marginale des conséquences et le comportement face au risque.

Un modèle alternatif a été proposé : celui d'utilité anticipée ou de choix dichotomique. Ce modèle transforme la distribution de probabilité des conséquences par une fonction croissante $\theta(P)$ représentative du comportement du décideur.

$$V(d_j) = \sum_{i=1}^{i=m} \theta(P(e_i)) U(C_{ij}) \quad (1.30)$$

Dans ce modèle, la fonction d'utilité n'évalue qu'une seule quantité, l'évaluation marginale du revenu.

1.3.3.4. Axiomes de hiérarchisation des préférences

Si C est l'ensemble des conséquences dans un problème décisionnel et R l'ensemble des probabilités liées aux conséquences C , on peut écrire :

$$R = \alpha_1 C_1 + \dots + \alpha_n C_n \quad \text{et} \quad \alpha_i = E[1_{K_i}] \quad (1.31)$$

Avec $i = 1, \dots, n$, $C_1, \dots, C_n \in C$, $\alpha_1 + \dots + \alpha_n = 1$ et α_i étant la probabilité d'obtenir la conséquence C_i .

De la même façon, si l'on a à évaluer m probabilités (risque de défaillance ou de succès) par rapport aux décisions envisagées, on peut écrire :

$$R = \gamma_1 R_1 + \dots + \gamma_m R_m \quad (1.32)$$

Avec , comme précédemment: $\gamma_j = e[1_{R_j}]$, $j = 1, \dots, m$

D'où

$$R = \left(\sum_{j=1}^m \gamma_j \alpha_{ij} \right) C_1 + \dots + \left(\sum_{j=1}^m \gamma_j \alpha_{nj} \right) C_n \quad (1.33)$$

que l'on peut écrire:

$$R = \sum_{j=1}^m \gamma_j \left(\sum_{i=1}^n \alpha_{ij} \right) C_i \quad (1.34)$$

I.3.3.4.1. Axiomes de préférence sur les conséquences des décisions

- Si C_1, C_2 et $C_3 \in C$, et que C_2 est préféré à C_1 , et C_3 est préféré à C_2 alors C_3 est préféré à C_1 : la préférence est transitive.

$$C_1 < C_2 \wedge C_2 < C_3 \Rightarrow C_1 < C_3 \quad (1.35)$$

- Si C_2 est préféré à C_1 , et C_1 est préféré à C_2 , il y a indifférence entre C_1 et $C_2 = C_1$ et C_2 sont équivalents, ce qui s'écrit $C_1 \sim C_2$ = la préférence est antisymétrique.

$$C_1 < C_2 \wedge C_2 < C_1 \Rightarrow C_1 \sim C_2 \quad (1.36)$$

I.3.3.4.2. Axiomes sur les fonctions d'utilité

Le choix rationnel dans un problème de décision associe le couple probabilité x conséquence : RC. Von Neumann et Morgenstern ont défini cinq axiomes relatifs à ce couple.

1- Pour toute conséquence $C_1 < C_2 < C_3$, C_1 et C_3 n'étant pas équivalents, il existe une probabilité unique, $\alpha \in [0, 1]$, telle que l'on ait:

$$C_2 \sim (1 - \alpha)C_1 + \alpha C_3 \quad (1.37)$$

La probabilité α et la fonction d'utilité $U(C_2)$ étant par définition, dans ces conditions :

$$U(C_2) = (1 - \alpha)u(C_1) + \alpha u(C_3) \quad (1.38)$$

2 – L'ordre des préférences sur l'ensemble des probabilités R relatives aux conséquences C est transitif.

3 – Pour toute probabilité non équivalente $U(C_2)$ et pour tout $\alpha, \beta \in [0,1]$ on a :

$$(1-\alpha)R_1 + \alpha R_2 - (1-\beta)R_1 + \beta R_2 \Rightarrow \alpha = \beta \quad (1.39)$$

4 – Pour toute probabilité $R_1, R_2, R_3 \in R$ et tout $\alpha \in [0,1]$.

$$R_1 \sim R_2 \Rightarrow (1-\alpha)R_1 + \alpha R_3 \sim (1-\alpha)R_2 + \alpha R_3 \quad (1.40)$$

5– Pour tout $R_1 < R_2 \in R$, et pour tout $\alpha \in [0,1]$, on a :

$$R_1 < (1-\alpha)R_1 + \alpha R_2 < R_2 \quad (1.41)$$

On déduit de ces axiomes que la meilleure des décisions correspond à celle qui conduit à l'obtention de la plus grande fonction d'utilité (ou à l'inverse à la plus faible fonction de perte): généralement, en pratique, les fonctions d'utilité se mesurent en coût monétaire.

1.3.3.5. Fiabilité optimale d'une structure

Le coût d'investissement prévu lors de la conception d'une structure, C , est une fonction de la probabilité de défaillance acceptée, $p : C(p)$.

La défaillance de la structure se traduit par un coût complémentaire, d , mesurant les dommages induits: $C(p) + d$. Pour chaque valeur de p , il existe deux conséquences: la première qui correspond à la non- défaillance de la structure, et qui a pour fonction d'utilité : $-C(p)$, et la seconde qui correspond à la défaillance de la structure, et qui a pour fonction d'utilité $-2C(p) - d$, en négligeant les termes d'actualisation.

Il s'ensuit que le coût total d'une structure déterminée (inverse de la fonction d'utilité) a pour valeur espérée :

$$C(p) + [C(p) + d] \cdot p \quad (1.42)$$

On obtient la valeur minimale de ce coût total par différentiation.

$$C(p)(1+p) + C(p) + d = 0 \quad (1.43)$$

avec $d \gg$ et $p \ll$

d'où :

$$d \approx C(p) - C'(R) \quad (1.44)$$

Dans la plupart des cas, le coût d'investissement d'une structure peut être approximé par une relation linéaire de l'indice de fiabilité recherché β , et d'un indice de référence β_0 , qui correspond lui-même à une probabilité de défaillance.

$$C(p) = C(p_0) = a(\beta - \beta_0) \quad (1.45)$$

a est l'incrément de coût par unité d'augmentation de β .

On déduit des relations précédentes :

$$\frac{d + C(p_0)}{a} \approx \sqrt{2\pi} e^{\beta^2/2} - (\beta - \beta_0) \approx \sqrt{2\pi} e^{\beta^2/2} \quad (1.46)$$

Comme $C(p_0)/a$ est de l'ordre de 1, on peut le négliger et on obtient finalement :

$$\beta_{opt} \approx \sqrt{\left[2 \log \left(\frac{d}{a\sqrt{2\pi}} \right) \right]} \quad (1.47)$$

La conception optimale, pour des valeurs normales de β , implique des coûts de dommages supérieurs de plusieurs ordres de grandeur au coût d'investissement.

Or, le coût d'investissement n'est pas connu avec certitude au moment de la conception. Il en est de même pour l'environnement économique futur.

Ce coût peut être représenté par une distribution de probabilité, et il est rationnel de prendre en compte l'espérance de gain ou d'utilité pour évaluer la décision optimale.

De même, les probabilités $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n$ d'obtenir les conséquences $C_1, C_2, \dots, C_n$ sont établies à partir de modèles englobant l'incertitude sur les propriétés mécaniques des matériaux, sur les dimensions géométriques de la structure et sur des lois physiques simplifiées : l'incertitude totale peut être formellement représentée par une distribution de probabilité jointe de l'ensemble des distributions des paramètres d'entrée du modèle de dégradation.

Bien que les distributions de probabilité correspondantes sont en général non linéaires, on ne considère en pratique que l'espérance de ces distributions dans un arbre de décision. Le coût total C_T est alors :

$$C_T = C(E(p)) + [C(E[Q]) + d] \cdot p \quad (1.48)$$

Dans l'espace des variables de base $X = (X_1, \dots, X_n)$, l'espérance de la fonction d'utilité de l'état de la structure est donnée par la relation :

$$E[u(X)] = \int_{R^n} u(X) f_X(X) dX_1 \dots dX_n \quad (1.49)$$

f_X étant la probabilité jointe de l'ensemble des variables de base. Enfin, les variables de base dépendent généralement du temps, $X(t)$.

Le concept d'utilité se généralise en hiérarchisant l'ensemble des états de la structure définis par le vecteur $X(t) = u[X(t)]$.

I.3.3.6. Arbre de décision : Application à la conception et à l'exploitation

Les paramètres définissant les variables de décision peuvent être divisés en deux catégories : les variables de conception de la structure $X = (X_1, X_2, \dots, X_n)$, et les variables d'intervention comme l'inspection en service $I = (I_1, I_2, \dots, I_n)$, qui va conduire à des règles de décision sur la maintenance, la réparation ou le remplacement, d.

Les résultats possibles d'une inspection donnée sont donc des variables aléatoires τ qui vont entraîner des prises de décision $d(\tau)$.

Les variables de conception modélisent l'ensemble des incertitudes liées à la résistance de la structure et aux chargements subis, ainsi que les incertitudes liées aux modes de dégradation possibles et à leur modélisation. Le risque correspondant est appelé dans la théorie de la décision statistique : état de la nature. Il est généralement déterminé a priori grâce à la démarche bayésienne [11,49,50].

Enfin, les différentes décisions prises au niveau de la conception de l'inspection ou de la maintenance vont se traduire par de nouveaux risques R , et des impacts économiques ou sociaux (fonction d'utilité) dont on va calculer l'espérance à l'aide d'un arbre de décision (figure 1.10). Ainsi, c'est toujours le couple risque X conséquence qui interviendra dans la prise de décision finale.

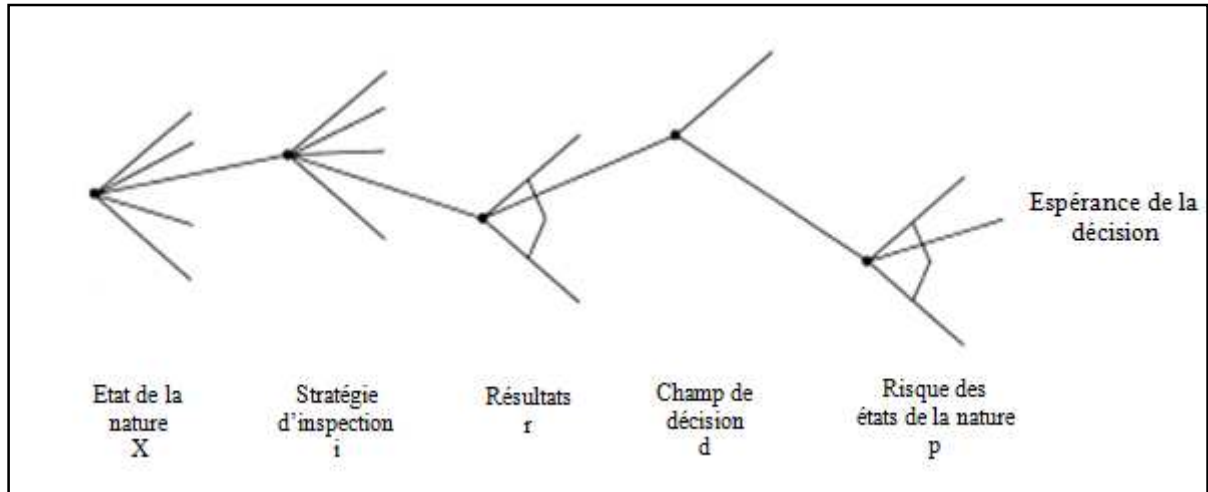


Fig.1.10. Arbre de décision

En effet, la meilleure des décisions consiste à choisir la stratégie x , i , d qui maximise l'espérance de l'utilité (souvent exprimée en fonction de coûts relatifs C , ou en fonction de pertes par opposition à la fonction d'utilité).

L'utilité optimale U^* est définie comme celle qui optimise à la fois les états de la nature (donc qui minimise le risque de défaillance (x), la politique d'inspection i , et la décision d conséquente suite à l'inspection (en terme de sûreté ou de coût).

$$U^* = \max_X \max_i \max_d u(X, i, d) \quad (1.50)$$

Dans cette relation, l'espérance de $u(X, i, d)$ (voir Raiffa et Schlaifer [51]), dépend des variables stochastiques: X (probabilité de défaillance), I (politique d'inspection), R (efficacité de l'inspection), D (décision prise suite à l'inspection) et p (conséquences probables de la décision).

$$u(X, i, d) = E_{X, D/I} [u(X, i, r, d, p)] \quad (1.51)$$

En prenant en compte uniquement les fonctions de coûts, on obtient l'utilité optimale :

$$u^* = \min_X \min_i \min_d E_{X, D/I} [u(X, i, r, d, p)] \quad (1.52)$$

où le coût total est égal à :

$$C(X, i, r, d, p) = -u(X, i, r, d, p) \quad (1.53)$$

Donc, on peut évaluer les efforts d'inspection optimale en fonction de l'ensemble des informations et les modèles disponibles, selon la figure (1.11) et figure (1.12).

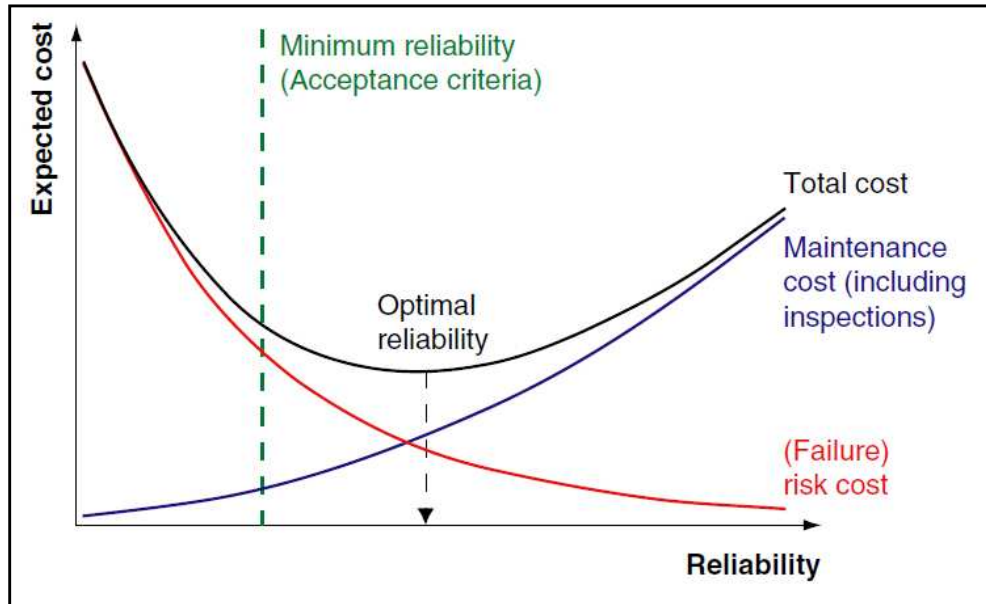


Fig.1.11. Le problème d'optimisation pour les structures en service

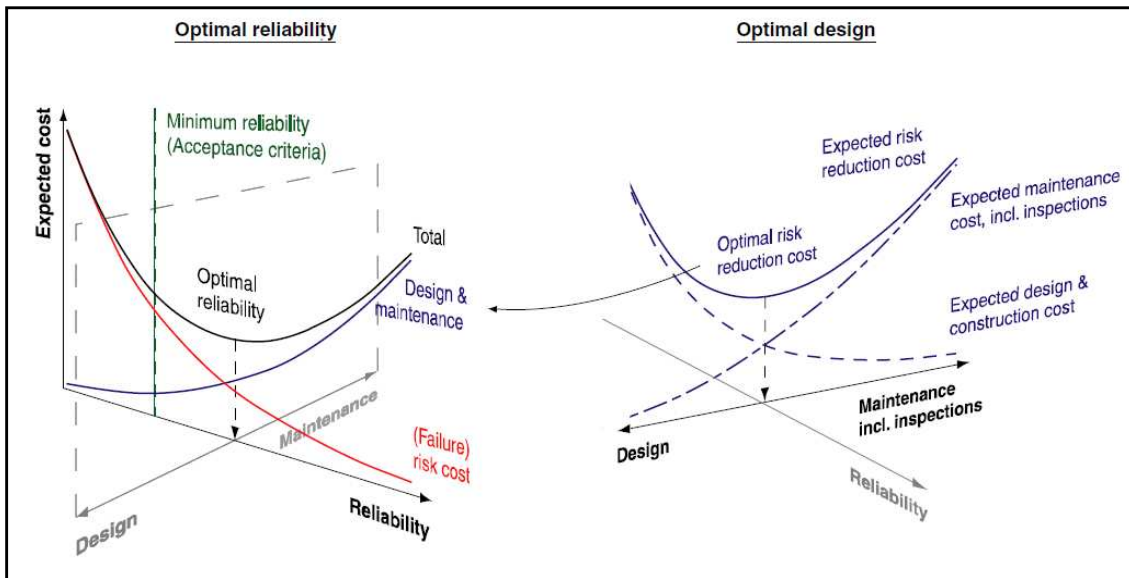


Fig.1.12. Le problème général d'optimisation pour de nouvelles structures.

I.3.3.7. Optimisation de la fiabilité des structures lors de la conception

D'une façon générale, les études de conception et d'exploitation sont rarement couplées».

Et, comme on l'a vu, dans le cas où l'on ne tient pas compte des aspects inspection et maintenance, le problème d'optimisation se limite à :

$$\min E_{X/D}[C(X, p)] = C_1(X) + C_F \cdot p_F(X) \quad (1.54)$$

Où $C_1(X)$ représente les coûts de conception, C_F le coût de défaillance et p_F la probabilité de défaillance pendant la durée de vie de la structure.

I.3.4. Optimisation d'inspection et de maintenance

L'inspection programmée en fonction du risque (RBI) est une application de l'analyse de décision bayésienne, comme présenté dans la section précédente. L'analyse est basée sur la stratégie d'inspection **I** (i.e. nombre, période, lieu et type d'inspection), l'efficacité d'inspection **R** (i.e. résultat d'inspection comme non- détection, détection, longueur et profondeur de fissure observée), la décision prise suite à l'inspection **D** (i.e. les actions possibles après une inspection comme ne rien faire, réparation, changement de stratégie d'inspection et de maintenance), état de la nature **X** (comme la défaillance, non-défaillance, le degré de détérioration) et l'utilité (coût ou bénéfice) associé à chaque ensemble de ces variables. Le processus de détermination du plan optimal d'inspection-réparation est le suivant (figure 1.13) :

- Choix d'une stratégie de mitigation en cas de détection: sélection d'alternatives de mitigation et critères de discrimination entre ces alternatives;
- Enumération de l'ensemble des scenarios (scenarios de défaillance et scenarios de survie) ;
- Calcul des probabilités d'occurrence de chacun des scenarios ;
- Calcul des coûts associés à chacun des scenarios (coûts d'inspection, coûts de réparation, coûts de défaillance) ;
- Evaluation de l'espérance mathématique du coût total $E[C_T]$;
- Identification des paramètres d'optimisation et des contraintes ;
- Minimisation de l'espérance mathématique de $E[C_T]$:

$$\min E(C_T) = \min \sum C(S_i)P(S_i) \quad (1.55)$$

avec :

$P(S_i)$ = Probabilité d'occurrence du scenario n° i

$C(S_i)$ = Coût total du scenario n° i

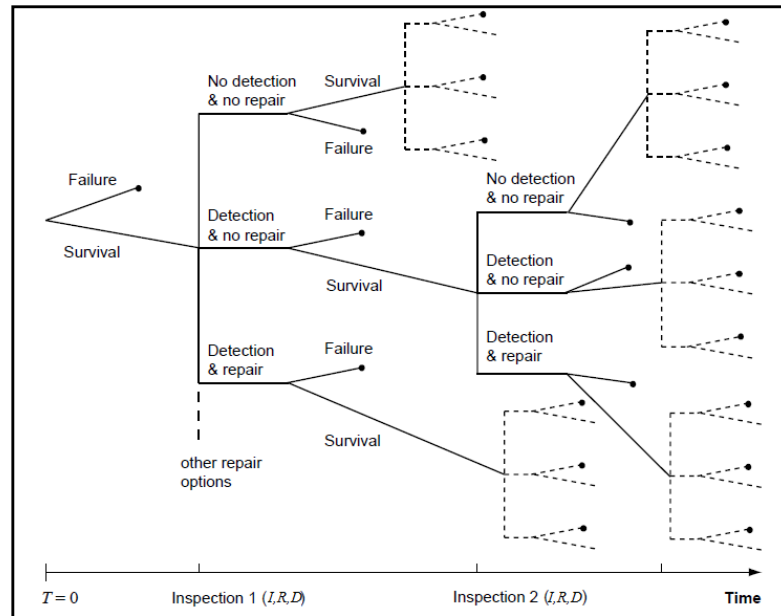


Fig.1.13. Support général pour la définition du plan d'inspection et de réparation [7].

La figure (1.13) fournit un support général permettant de définir des schémas d'inspection-réparation particuliers. Dans Goyet, Faber et al. [4] (cf. figure 1.14), on trouve l'exemple d'un schéma avec une seule inspection et une seule alternative de mitigation (réparation automatique). Dans Goyet, Straub et Faber [28] (cf. figure 1.15), on trouve un schéma d'inspection plus complexe, la complexité résidant en particulier dans le fait que l'optimisation porte non plus sur une seule date d'inspection mais sur un nombre plus élevé quelconque d'inspections. En cas de détection, la réparation se fait par meulage (grind repair) ou soudage (weld repair) selon que la taille détectée de fissure est inférieure ou supérieure à un seuil a_R préalablement défini.

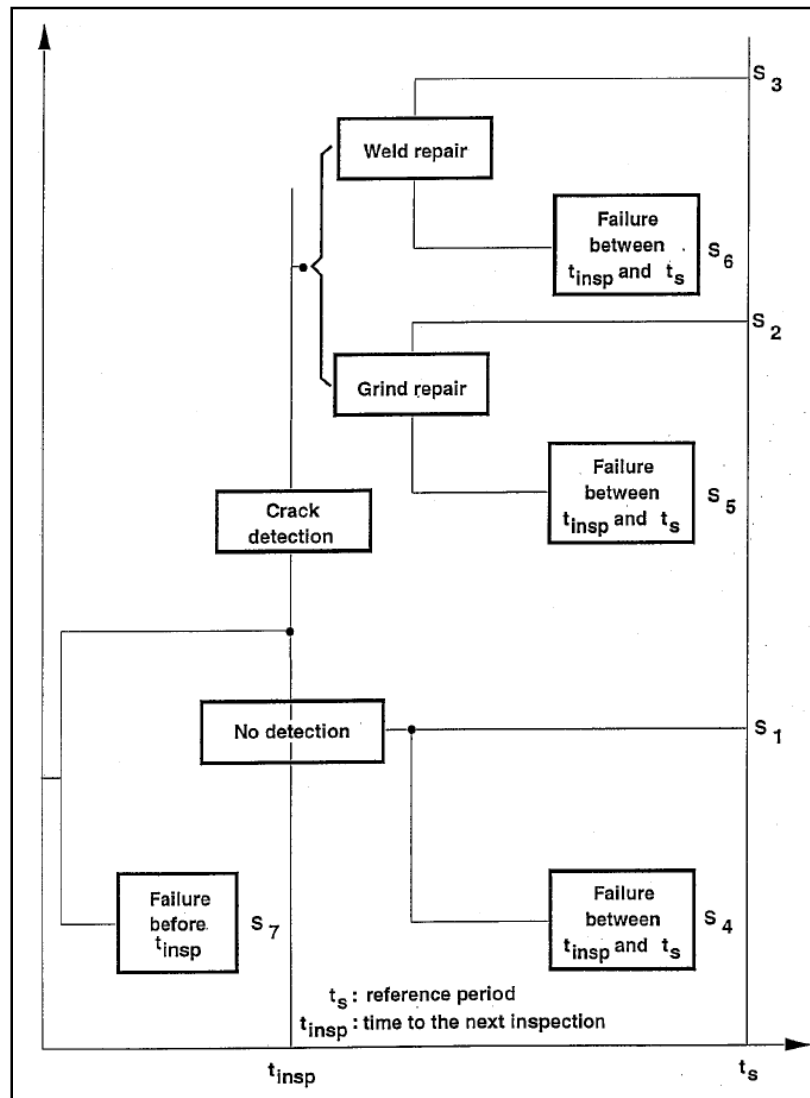


Fig.1.14. Schéma IMR simplifié : inspection simple et réparation automatique [4].

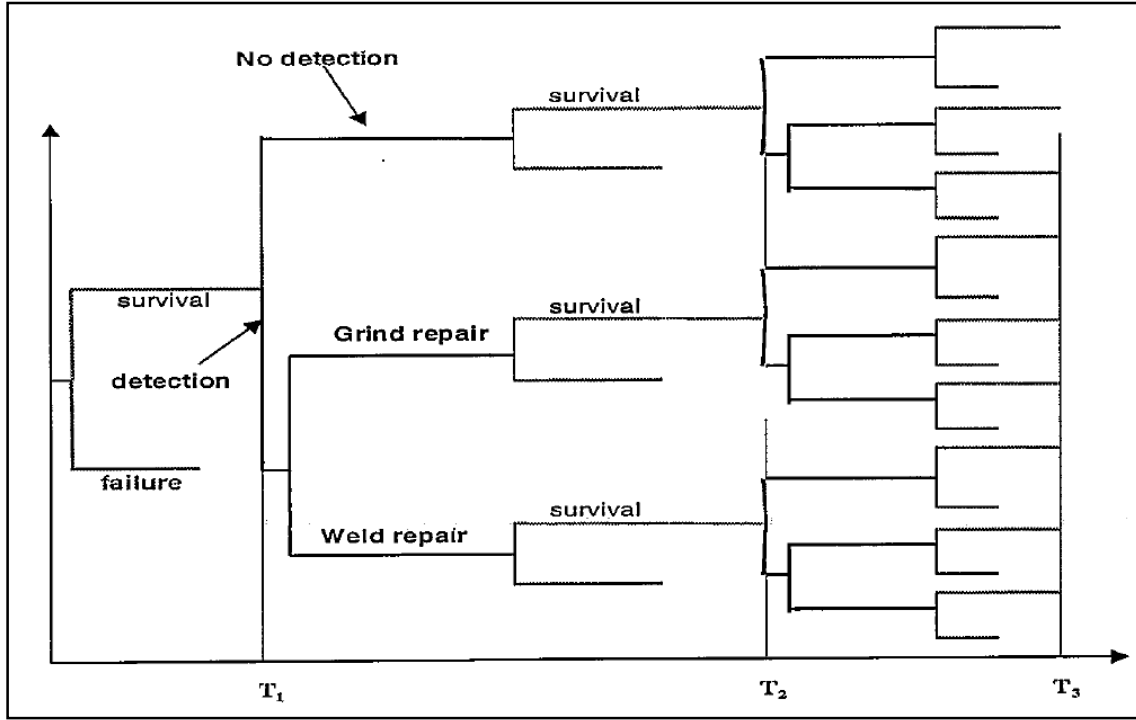


Fig.1.15. Plan d'inspection et de réparation basé sur la réparation automatique en cas de détection [28].

1.3.4.1. L'espérance mathématique du coût total d'une stratégie d'inspection

Les variables de décision permettant de réaliser une inspection en service optimale correspondent au nombre N_I d'inspections à effectuer pendant la durée de vie restante de la structure considérée, compte tenu de la période d'inspection t , la qualité q des inspections, et le nombre d de réparations (ou la stratégie de mitigation) à réaliser lorsque les défauts atteignent une certaine taille.

L'espérance mathématique du coût total, est déterminé comme suit :

$$E[C_T(N_I, t, q, d)] = E[C_{IN}(N_I, t, q, d)] + E[C_R(N_I, t, q, d)] + E[C_F(N_I, t, q, d)] \quad (1.56)$$

Où:

C_T est le coût total, C_{IN} est le coût d'inspection, C_R est le coût de réparation et C_F le coût de défaillance.

Si $\beta(T)$ est l'indice de fiabilité généralisé de la structure au temps T , on a :

$$\beta(T) = -\phi^{-1}(P_F(T)) \quad (1.57)$$

P_F étant la probabilité de défaillance entre $]0, T]$.

On détermine successivement :

• **L'espérance du coût capitalisé d'inspection**

$$E[C_{IN}(N_I, t, q, d)] = \sum_{i=1}^{N_I} C_{IN_i}(q)(1 - P_F(T_i)) \frac{1}{(1+r)^{T_i}} \quad (1.58)$$

$C_{IN_i}(q)$ est le coût de la $i^{\text{ème}}$ inspection, $P_F(T_i)$ est la probabilité de défaillance entre $]0, T]$, et r est le taux d'actualisation (taux d'intérêt).

Comme $(1 - P_F(T_i))$ est proche de 1, on peut simplifier l'expression précédente.

• **L'espérance du coût capitalisé de réparation**

$$E[C_R(N_I, t, q, d)] = \sum_{i=1}^{N_I} C_{R_i} P_{R_i} \frac{1}{(1+r)^{T_i}} \quad (1.59)$$

C_{R_i} est le coût de réparation à la $i^{\text{ème}}$ inspection, et P_{R_i} la probabilité conditionnelle de réaliser une réparation après cette inspection si aucune défaillance n'est intervenue plus tôt.

• **L'espérance du coût capitalisé de défaillance**

$$E[C_F(N_I, t, q, d)] = \sum_{i=1}^{N_{I+1}} C_F(T_i)(P_F(T_i) - P_F(T_{i-1})) \frac{1}{(1+r)^{T_i}} \quad (1.60)$$

$C_F(T)$ étant le coût de la défaillance au temps T .

I.3.4.2. Procédure d'optimisation

Le problème d'optimisation consiste donc à résoudre l'équation :

$$\min_{N_I, t, q, d} E[C_T(N_I, t, q, d)] = \min_{N_I, t, q, d} \{E[C_{IN}(N_I, t, q, d)] + E[C_R(N_I, t, q, d)] + E[C_F(N_I, t, q, d)]\} \quad (1.61)$$

$$\text{Avec : } 1) \Delta P_F(t) < \Delta P_F^{\max} \quad t=1, 2, 3, \dots, T_L$$

2) contraintes sur les paramètres d'optimisation

ΔP_F est la probabilité annuelle de défaillance, $\Delta P_F^{\max}$ la valeur seuil pour ΔP_F et T_L la durée de vie de la structure.

Ici, les contraintes sur les paramètres d'optimisation $\mathbf{I}(N_I, t, q)$ et $\mathbf{d}$ ne sont pas explicitement mentionnées, mais doivent être prises en compte dans l'optimisation.

I.3.4.2.1. Formulation simplifiée du problème d'optimisation

Résoudre le problème d'optimisation dans toute sa généralité peut être difficile et onéreux.

Quoiqu'il soit possible de formuler le problème en termes généraux, en théorie, des problèmes surgissent dans la pratique ; l'objectif étant la mise au point et la mise à disposition de procédures facilement utilisables par les bureaux d'études, les ingénieries ou les sociétés de classification. Ces considérations sont à l'origine des formulations simplifiées.

Comme première simplification, il est exigé que l'intervalle minimal d'inspections soit un an; par conséquent, les temps possibles d'inspection peuvent être discrétisés en intervalles annuels.

Une deuxième simplification, qui pourrait pour des cas spéciaux être détendue, est d'exiger que la même technique d'inspection est appliquée au cours de toute la période de durée de vie. Même ce problème d'optimisation est numériquement difficile à résoudre et pour cette raison encore, d'autres simplifications sont nécessaires pour des applications pratiques. Dans la section suivante deux simplifications sont présentées, à savoir :

- Approche « seuil constant » ;
- Approche « intervalles équidistants » .

Les deux approches sont décrites par Faber et al. [6], une comparaison entre les deux et une optimisation complète est décrite par Bloch et al. [52].

I.3.4.2.2. Approche « seuil constant »

Dans cette approche, le nombre d'inspection N_I et les dates d'inspection t ($t_1, t_2, \dots, t_N$) ne figure plus parmi les paramètres d'optimisation, le paramètre à prendre en compte étant la valeur seuil de la probabilité annuelle de défaillance $\Delta P_F^{T_{arg\acute{e}t}}$ (cf. figure 1.16).

Le problème d'optimisation peut être réécrit sous la forme :

$$\min_{q, d, \Delta P_F^T} E[C_T(q, d, \Delta P_F^T)] \quad (1.62)$$

Avec : $\Delta P_F^T < \Delta P_F^{\max}$

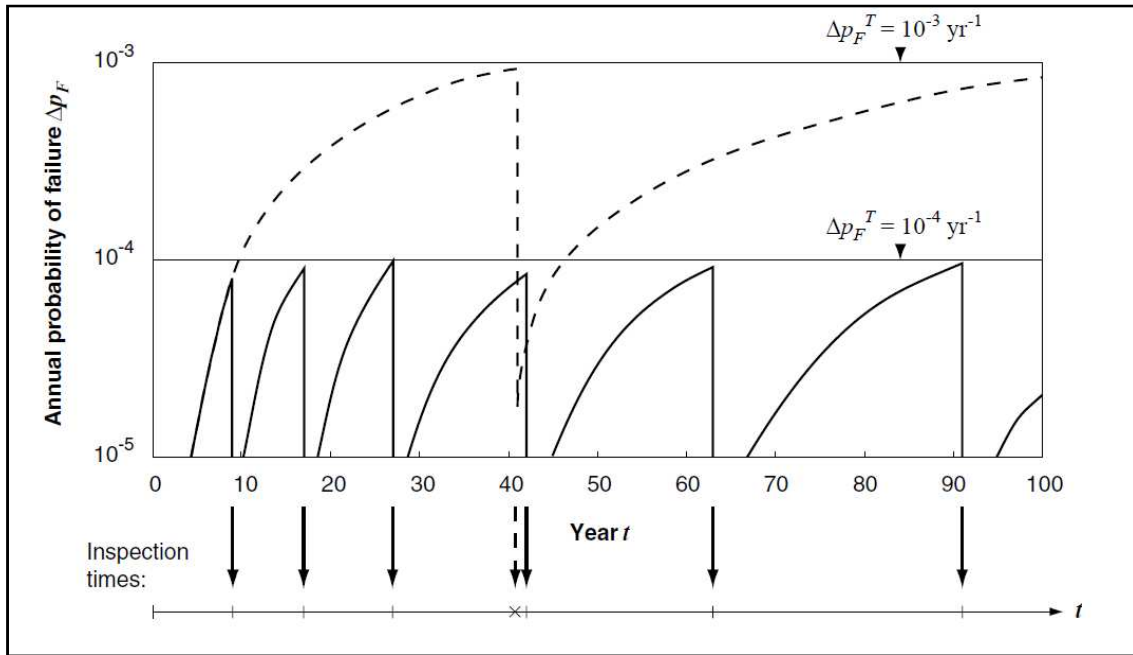


Fig.1.16. Illustration de l'approche «seuil constant» [7]

I.3.4.2.3. Approche «intervalles équidistants»

Dans cette approche, le paramètre d'optimisation est le nombre d'inspection N_I , ou l'intervalle de temps constant entre les différentes dates d'inspection. Alors, le problème d'optimisation peut être réécrit comme :

$$\min_{N_I, q, d} E[C_T(N_I, q, d)] \quad (1.63)$$

Avec : $\Delta P_F < \Delta P_F^{\max}$ $t=1,2,3,\dots,T_L$

I.3.4.2.4. Optimisation

L'optimisation finale est effectuée en évaluant simplement l'espérance mathématique du coût total pour différentes valeurs de ΔP_F^T ou N_I . Pour l'approche « intervalles équidistants », le paramètre d'optimisation est une variable de nombre entier, donc l'optimisation rend la solution optimale exacte. Par contraste, ΔP_F^T est une variable continue, donc l'optimisation est seulement approximative pour l'approche « intervalles équidistants », parce que les plans d'inspection ne sont pas très sensibles à de petits changements dans ΔP_F^T , ceci n'est pas crucial. La figure 1.17 montre un exemple d'optimisation utilisant les deux approches : « seuil constant » et « intervalles équidistants ».

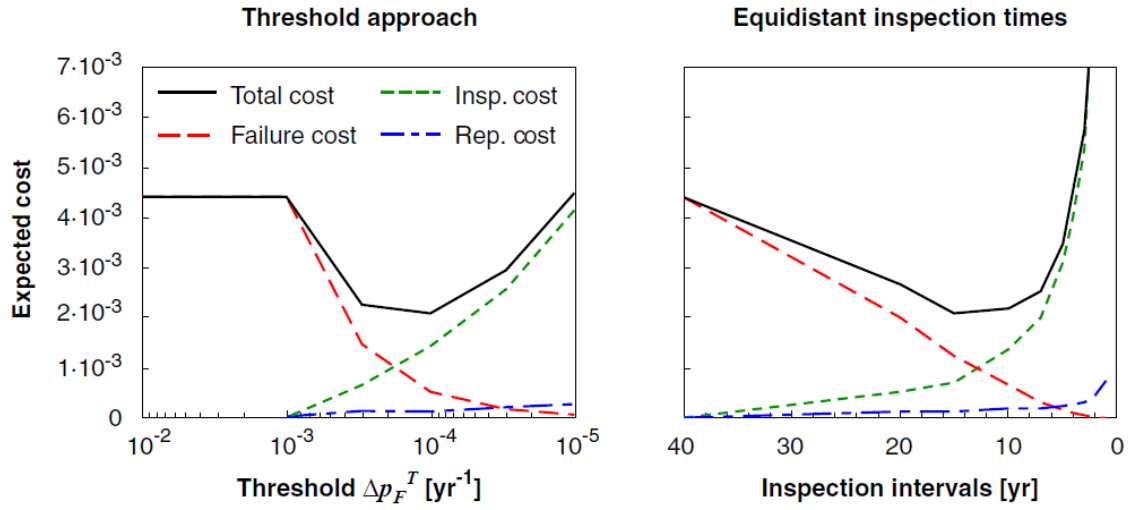


Fig.1.17. Optimisation utilisant les deux approches : « seuil constant » et « intervalles équidistants » [7].

Pour le cas présenté dans la figure 1.15, les deux approches conduisent à des espérances de coût similaires alors que l'espérance mathématique du coût total minimal est $\min E[C_T] = 2.07 \cdot 10^{-3}$ pour le seuil optimal et $\min E[C_T] = 2.08 \cdot 10^{-3}$ pour l'intervalle équidistant optimal. Cependant, une différence dans les temps correspondants d'inspection optimal est observée, ce sont $t_{Insp} = 9, 17, 27$ ans pour l'approche « seuil constant » et $t_{Insp} = 15, 30$ ans pour l'approche « intervalles équidistants ». Pour toutes les valeurs seuils plus grandes que $\Delta P_F^T = 10^{-3} \text{ ans}^{-1}$, aucune inspection n'est exigée, ce qui explique que l'espérance du coût est constante pour ces valeurs seuils.

CHAPITRE DEUX

Etude des modes de dégradation des pipelines et des modèles prédictifs de corrosion

CHAPITRE II: Etude des modes de dégradation des pipelines et des modèles prédictifs de corrosion

II.1. Dégradation par corrosion dans les pipelines

II.1.1. Comprendre le processus

Le terme « corrosion » désigne la destruction d'un métal sous l'action du milieu environnant (air, eau, solution aqueuse, sols ...) par un processus de type physicochimique.

La norme ISO 8044 définit la corrosion comme suit : "La corrosion est une interaction physico-chimique entre un métal et son environnement entraînant des modifications dans les propriétés du métal et souvent une dégradation fonctionnelle du métal lui-même, de son environnement ou du système technique constitué par les deux facteurs...".

En ce qui concerne la corrosion des pipelines, le métal est de l'acier. La corrosion de ce dernier est un phénomène naturel et courant, où les molécules de fer sont transformées en des formes d'hydroxydes ferreux. Le processus de la corrosion peut être décomposé en deux réactions: anodique et cathodique (figure.2.1).

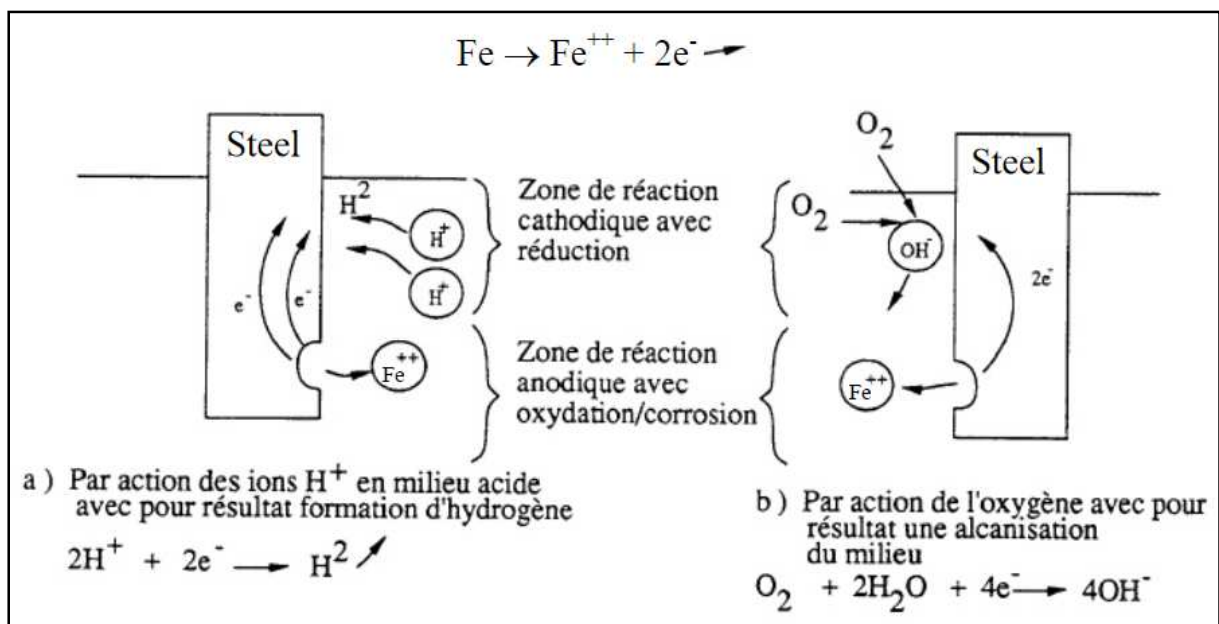


Fig.2.1. Schéma simplifié du processus de corrosion (Destruction de l'équilibre par réaction du milieu).

La réaction anodique est représentée par:



La réaction cathodique est dépendante de l'environnement. À titre d'exemple , le dégagement d'hydrogène est caractérisé par:



Une autre réaction cathodique est la réduction de l'oxygène dans les solutions neutres, alcalines :



Dans le domaine du transport des hydrocarbures par canalisation, les conduites sont souvent enterrées et ainsi exposées à la corrosion interne et externe favorisant des pertes importantes de métal réduisant la durée de vie de ces dernières.

II.1.2. Pertes de métal dues à la corrosion interne

Les pertes de métal sont provoquées le plus souvent par des attaques chimiques de la surface interne de la conduite (figure 2.2). Ce type de corrosion est favorisé par la présence de sulfure d'hydrogène et de dioxyde de carbone dans le gaz et la présence de bactéries sulfate - réductrices (BSR) dans le cas des oléoducs.



Fig.2.2. Pertes de métal dues à la corrosion interne [53].

La protection des pipelines contre la corrosion interne se fait principalement par envoi d'inhibiteurs de corrosion et biocides mélangés au fluide.

II.1.3. Pertes de métal dues à la corrosion externe

Pertes de métal provoquées le plus souvent par des phénomènes de type électrochimique et chimique de la surface externe de la conduite (figure 2.3). Les principaux facteurs favorisant ce type de corrosion sont :

- Les défauts de revêtement de la conduite ;
- Les insuffisances du système de protection cathodique;
- L'agressivité du sol (sol de faible résistivité électrique).

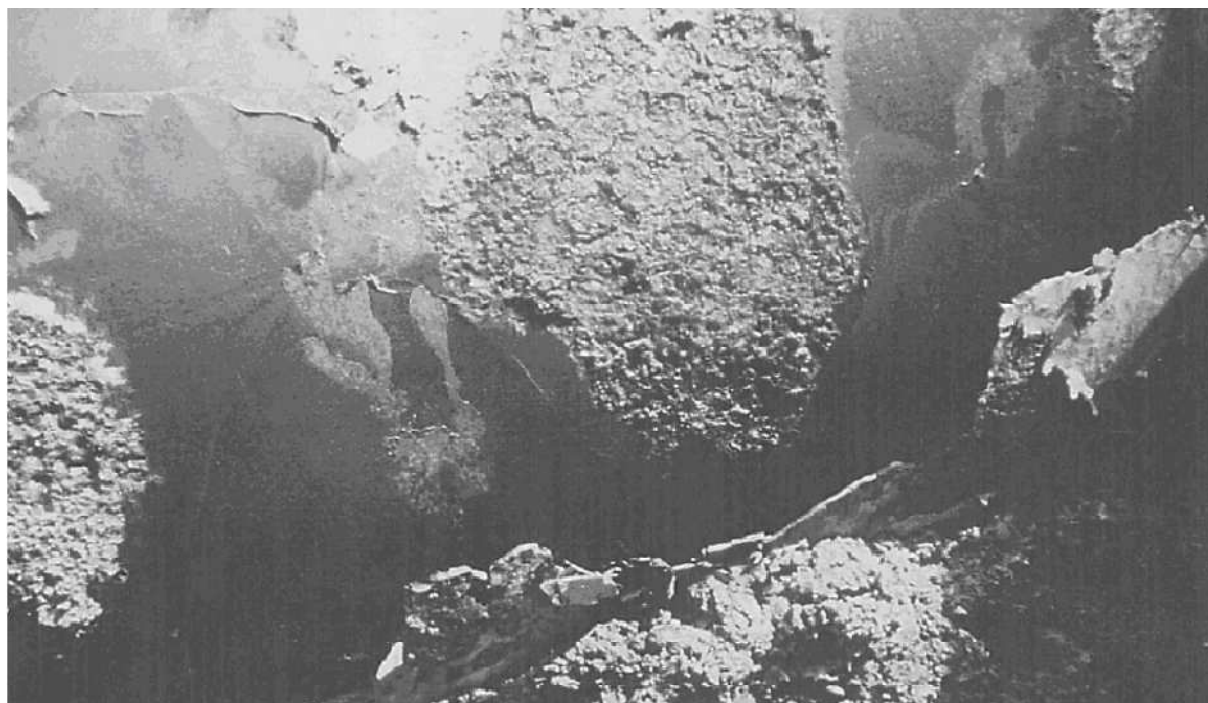


Fig.2.3. Pertes de métal dues à la corrosion externe [54].

La protection des pipelines contre la corrosion externe se fait par les revêtements des canalisations et la protection cathodique.

II.1.4. Description géométrique de défauts de corrosion

Les phénomènes de corrosion peuvent être différenciés par leurs caractéristiques géométriques sans tenir compte des mécanismes d'entraînement. Dans cet esprit, la figure 2.4 montre les différentes formes possibles de corrosion.

Les caractéristiques géométriques de la corrosion en un point donné dans le temps peuvent être décrites par des variables stochastiques d'un champ aléatoire spatial. Si, en simplifiant la géométrie, la corrosion est décrite dans ce qui suit, soit par la corrosion uniforme (général) ou par la corrosion localisée.

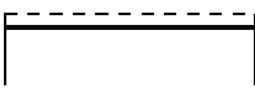
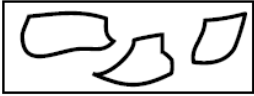
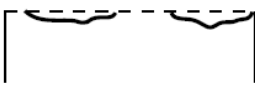
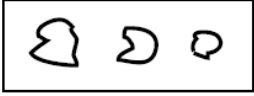
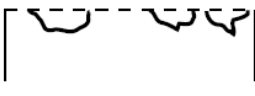
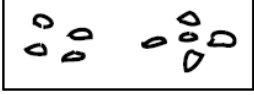
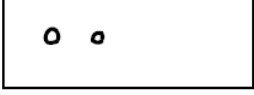
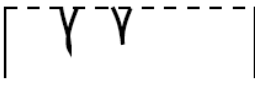
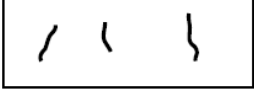
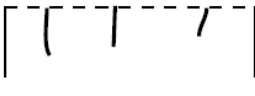
	Surface exposée (exposed surface)	Section transversale (cross section)
Même corrosion généralisée sur toute la surface (even general corrosion)		
Corrosion généralisée inégale (uneven general corrosion)		
Même corrosion localisée (even local corrosion)		
Corrosion localisée inégale (uneven local corrosion)		
Piqûres de corrosion larges (wide pits)		
Piqûres de corrosion moyennes (medium pits)		
Piqûres de corrosion étroites (narrow pits)		
Crevasses de corrosion (crevices)		

Fig.2.4. Les différents types de corrosion, d'après Melchers [55].

II.1.5. La corrosion uniforme

La forme de corrosion la plus courante est celle qui affecte les structures métalliques par une attaque généralisée et uniforme se traduisant par la présence de produits de corrosion à la surface du métal et par une perte de matière uniformément répartie.

Par exemple dans la figure (2.1), les sites anodiques et cathodiques se forment au hasard sur l'électrode, ce processus conduit à une corrosion de type généralisé. Avec le temps, le métal voit sa masse et son épaisseur diminuer régulièrement.

II.1.6. La corrosion localisée

La corrosion localisée est basée sur le même principe comme la corrosion uniforme, bien que le potentiel d'entraînement peut être assurée par des mécanismes différents. Elle est caractérisée par la distinction claire des endroits anodiques et cathodiques. En outre, la cathode peut être plus grande de plusieurs ordres de grandeur que l'anode, ce qui augmente considérablement la vitesse de corrosion de l'anode. Donc, ce type de corrosion se manifeste par une attaque localisée pouvant entraîner des dommages très importants (perforation de conduite), sans que le métal présente dans son ensemble une perte de poids significative.

Différents types de mécanismes de corrosion localisée existent, y compris:

- **Corrosion par piqûres:** C'est un type de corrosion, qui se traduit à la surface du métal par la formation des trous, et qui peuvent progresser rapidement en profondeur. Dans les tubes en acier, l'origine des piqûres est liée à la présence d'hétérogénéité, qui en surface, détermine la formation de piles locales. Bien que la quantité d'acier corrodée soit faible, ce type de corrosion est très dangereux car il se produit en profondeur et peut conduire à la perforation des conduites même épaisses. L'hétérogénéité de la surface est due à des défauts du film passif (revêtement) qui favorisent la mise à nu locale d'acier, il en résulte la formation d'une micro-pile entre l'acier mis à nu qui joue le rôle d'anode, donc se corrode et l'acier passif qui constitue la cathode.
- **Corrosion galvanique:** Appelée aussi corrosion bimétallique, elle est due à la formation d'une pile électrochimique entre deux métaux en contact et entraîne une corrosion du métal le moins noble (anode) avec une résistance à la corrosion du métal le plus noble (cathode).
- **Corrosion intergranulaire (intercristalline):** C'est une attaque sélective aux joints de grains des cristaux de l'acier, causées par des différences physico-chimiques entre le centre et les bords du grain.
- **Corrosion par crevasse:** Appelée aussi corrosion caverneuse, elle est due à une différence d'accessibilité de l'oxygène entre deux zones d'une structure métallique. C'est un phénomène qui se développe dans des zones confinées, telles que les interstices et les recoins. Il y a alors une attaque des parties métalliques les moins accessibles à l'oxygène.

- **Corrosion sous contrainte (stress corrosion):** Il s'agit d'un type de corrosion qui se produit sous l'action commune d'une contrainte mécanique de traction et d'un milieu corrosif. En l'absence de la contrainte, le phénomène ne se produit pas. Le réarrangement cristallin provoque dans ces conditions la circulation d'électrons entraînant une polarisation de l'acier. La C.S.C se manifeste sous la forme de fissures qui peuvent être inter-granulaires, soit trans-granulaires. Les contraintes peuvent être d'origine résiduelle, provenant des opérations de mises en forme et des traitements thermiques, ou d'origine externe, qui résultent des conditions d'utilisation.

- **Fatigue-corrosion :** Très comparable à la corrosion sous contrainte, le phénomène de fatigue-corrosion apparaît sous l'action conjuguée de l'environnement et d'une sollicitation cyclique. Il se manifeste par un abaissement de la résistance du matériau (acier) à la fatigue.

- **Corrosion électriques ou corrosion par les courants vagabonds (courants parasites):**

Si un courant électrique continu peut avoir pour effet de protéger cathodiquement une structure lorsqu'il circule dans un sens convenable, il peut provoquer sa corrosion lorsqu'il circule dans le sens opposé. Mais en général, les courants vagabonds se propagent dans le sol où les liquides selon un chemin autre que celui prévu. Donc, ils peuvent entrer dans une structure conductrice enterrée ou immergée puis en ressortir plus loin, provoquant une corrosion par dissolution anodique. Ces courants circulant de façon non maîtrisée, sont variables en direction et en intensité et pour cette raison, ils ont reçu la nomination de courants vagabonds.

- **La corrosion bactérienne ou microbiologique:** La corrosion microbiologique est la conséquence d'interactions qui se manifestent entre des bactéries et la surface de l'acier sur lesquels elles se sont fixées. Les bactéries peuvent être soit à l'origine d'une corrosion primaire, soit être des facteurs aggravants pour une corrosion préexistante. Dans ces deux cas, l'attaque corrosive peut être très rapide et avoir des conséquences très graves (perçement entraînant des fuites).

- **Corrosion par érosion:** On rencontre le phénomène de l'érosion principalement dans les conduites de gaz. Ce phénomène est dû au déplacement des particules solides, sable et produits de corrosion à la vitesse du gaz, qui « rabotent » la surface interne de la conduite provoquant une réduction de l'épaisseur. Le phénomène de l'érosion est particulièrement intense au niveau des coudes à faible rayon de courbure.

II.1.7. Facteurs agissant sur la corrosion des ouvrages métalliques enterrés

L'acier présente l'inconvénient d'être sensible à la corrosion, notamment lorsqu'il est enterré dans le sol [56, 57].

II.1.7.1. Le sol comme électrolyte

Le sol est un amalgame complexe [56] de solides, liquides et gaz, dont l'agressivité peut parfois conduire à des corrosions extrêmement rapides.

Le sol contient de grandes quantités de minéraux différents de granulométrie variable selon leur provenance. Les sables contiennent des particules pouvant atteindre 2 mm, les particules constitutives de l'argile n'ont que quelques microns de diamètre. Les sols contiennent de l'eau provenant de plusieurs sources:

- Une eau libre amenée par les mouvements de la nappe phréatique;
- Une eau libre qui s'infiltre depuis la surface du sol : eaux de pluie, d'irrigation et d'inondation;
- Une eau interstitielle qui migre par capillarité.

Les sols contiennent des gaz. A la profondeur des conduites, il y a presque toujours de l'air, donc de l'oxygène, beaucoup dans les sols sableux ou poreux, moins dans les sols compacts argileux.

Parmi une multitude d'éléments chimiques, les sols contiennent une quantité élevée de sels. La teneur en sel est fonction des précipitations. Des pluies abondantes lavent les terrains et leur salinité est faible. Dans les régions arides, au contraire, où l'eau remonte du sol pour s'évaporer, la concentration en sels peut devenir très importante. Les cations les plus répandus, cause d'agressivité, sont les ions potassium, sodium, magnésium et calcium. Les anions présents, chlorures et sulfates, augmentent la conductibilité de l'électrolyte et facilitent donc les transferts électriques causant les corrosions.

La texture du sol est déterminée par les proportions de sable, de silt et d'argile qui le constituent. À part la texture du sol, plusieurs facteurs qui sont pris en compte pour déterminer le taux d'agressivité du sol, tels que la résistivité, le pH, la teneur en eau, le potentiel redox, la présence de sulfates, la description du sol et la présence de courants vagabonds.

II.1.7.2. La résistivité du sol

La résistivité est la propriété d'un matériel conducteur de résister aux courants électriques. C'est un indicateur de la capacité d'un environnement (ex. : sol) à véhiculer des courants

corrosifs. Les résistivités des sols peuvent s'étendre entre moins de 500 ohm·cm dans des sols très humides à plus de 10 000 ohm·cm dans des sols secs comme le sable et le gravier [58]. Plus la résistivité du sol est faible, plus le sol est jugé agressif (corrosif). Ceci est dû au fait qu'une résistivité faible permet un déplacement facile des charges, donc un flux de courant plus élevé entre les sites de potentiels différents. Pour les pipes en acier dans le sol, le tableau (2.1) illustre un exemple de répartition des résistivités selon leur effet sur la corrosivité du sol.

Tableau 2.1. Classification de la corrosivité des sols selon la résistivité [54]

Résistivité du sol (ohm.cm)	Degré de corrosivité
0-500	Très corrosif
500-1000	Corrosif
1000-2000	Modérément corrosif
2000-10000	Légèrement corrosif
Supérieure à 10000	Négligeable

II.1.7.3. Le pH du sol

La plupart des sols ont un pH compris entre 4 et 8, dans cet intervalle; ils sont considérés comme moins corrosifs. Quand le pH est inférieur à 4 ou supérieur à 8,5, le sol devient plus corrosif. Cependant, un pH neutre est favorable à la présence de bactéries réductrices de sulfates (BRS), qui contribuent à la formation de la corrosion microbiologique [58].

II.1.7.4. Le potentiel redox

Le potentiel redox est lié au degré d'aération du sol. Des niveaux très faibles ou négatifs de potentiel redox indiquent que le sol est anaérobique et, par conséquent, il peut favoriser la présence de bactéries réductrices de sulfates.

II.1.7.5. Présence d'humidité dans le sol

La corrosivité du sol dépend fortement de la quantité d'eau qu'il maintient. Les changements du taux d'humidité dans le temps peuvent également influencer la corrosion. Par exemple, un sol composé majoritairement de sable dans un secteur aride peut ne pas être très corrosif.

Cependant, un sol qui contient des chlorures et qui est soumis à une humidité peu fréquente (provenant de plusieurs sources) peut être fortement agressif. Pendant la période de séchage, les chlorures peuvent devenir concentrés sur la surface, rendant les conditions locales bien plus agressives. Si un point de corrosion s'initie dans la conduite, ce processus

humidité/sécheresse peut induire une corrosion très intense, augmentant ainsi d'une manière considérable sa profondeur [58].

II.1.7.6. Présence de bactéries sulfato-réductrices

En milieu anaérobie, ce qui est le cas de certaines eaux stagnantes, ou de terrains argileux, vaseux imperméables et riches en sulfates, certaines bactéries consomment l'hydrogène produit au niveau des microcathodes, permettant ainsi à la corrosion de se poursuivre, et transformant les sulfates en sulfure de fer. Ces bactéries peuvent détruire certains revêtements protecteurs des conduites, entraînant des piqûres locales de corrosion. Les sols argileux favorisent la croissance des bactéries sulfato-réductrices à cause de la présence de conditions anaérobies nécessaires pour leur croissance [59].

II.1.7.7. Piles dues à l'électrolyte

Quelques recherches ont montré que la texture du sol joue aussi un rôle dans la formation de piles de corrosion sur les conduites [59]. Ce sont les piles créées par les hétérogénéités du sol qui engendrent sur un ouvrage métallique pourtant parfaitement homogène, des différences de potentiel locales, donnant naissance à un courant qui conduit à l'oxydation de la partie la plus négative du métal (figure.2.5).

- Les zones les moins aérées sont des zones anodiques par rapport au reste de l'ouvrage et se corrodent donc plus facilement.

C'est ainsi que s'expliquent les corrosions des pieux métalliques sous la ligne d'eau, le creusement jusqu'au percement, de cavités mal aérées, ou bien la corrosion d'un ouvrage recouvert de façon discontinue par des oxydes, de la calamine, ou d'autres dépôts. Ce phénomène est responsable des corrosions situées sur la génératrice inférieure des tubes en fond de fouille, là où l'oxygène de l'air diffuse le moins, ainsi que des corrosions qui apparaissent au niveau des sols dont l'aération n'est pas la même en tout point (sable ou cailloux et argile par exemple).

- Les piles géologiques sont caractéristiques des actions qui peuvent se développer sur une conduite, ouvrage de grande longueur, traversant des sols de compositions très différentes, lui conférant des potentiels locaux différents.

En général, les sols argileux, marécageux et les terrains humides constituent des zones anodiques vis à vis des autres terrains.

II.1.7.8. Piles dues à l'association de métaux différents (couplage galvanique)

On sait que la liaison électrique de 2 métaux différents dans un même sol entraînait la corrosion de celui dont le potentiel est le plus négatif. Il est donc possible de prévoir le sens des réactions galvaniques en mesurant et en comparant les potentiels des métaux. La liaison électrique entre une conduite en acier et des métaux tels que le cuivre, le plomb, la fonte et même l'acier oxydé, entraîne une corrosion de l'ouvrage en acier. Les piquages directs sur les conduites de gaz, réalisés en cuivre ou en fonte sont néfastes pour la conduite acier, de même que son raccordement, au niveau d'une installation gazière, à un réseau de terres électriques en cuivre. Ces phénomènes de couplage décrits pour une conduite, existent bien entendu également à l'échelle macroscopique au niveau d'une soudure, en raison, par exemple, des disparités entre le métal de base et le métal d'apport, et même à l'échelle microscopique au niveau des inclusions ou hétérogénéités du métal.

II.1.7.9. Corrosion par les courants vagabonds

Les lignes de transport à traction électrique sous courant continu (S.N.T.F. - tramways, métro), propagent généralement dans le sol des courants dits vagabonds (figure.2.6). En effet, le courant amené par la caténaire, qui peut pour certains trains être de plusieurs milliers d'ampères, retourne à la sous-station émettrice par le rail de roulement. Ce rail plus ou moins bien éclissé, plus ou moins bien isolé du sol selon l'état du ballast, laisse s'échapper une partie importante du courant qui peut alors emprunter, sur des parcours de dizaines de kilomètres, des circuits peu résistants électriquement, tels que les conduites, avant de regagner le rail et le générateur à proximité de la sous-station.

A l'endroit où les courants vagabonds quitteront la conduite pour retourner au rail, une corrosion du métal se produira inévitablement.

L'importance de la corrosion est directement proportionnelle aux intensités mises en jeu (la Loi de Faraday donne pour l'acier une consommation d'environ 10 kg par ampère et par an). Or, il n'est pas rare de voir transiter des courants de plusieurs dizaines d'ampères dans les conduites. Les pertes de métal se chiffrent alors en grammes par heure, et des percements de conduites peuvent alors se produire en quelques semaines. On pourrait trouver des cas où ce phénomène s'est produit avant même que la conduite ne soit en service et que les moyens de lutte contre la corrosion n'aient été mis en œuvre.

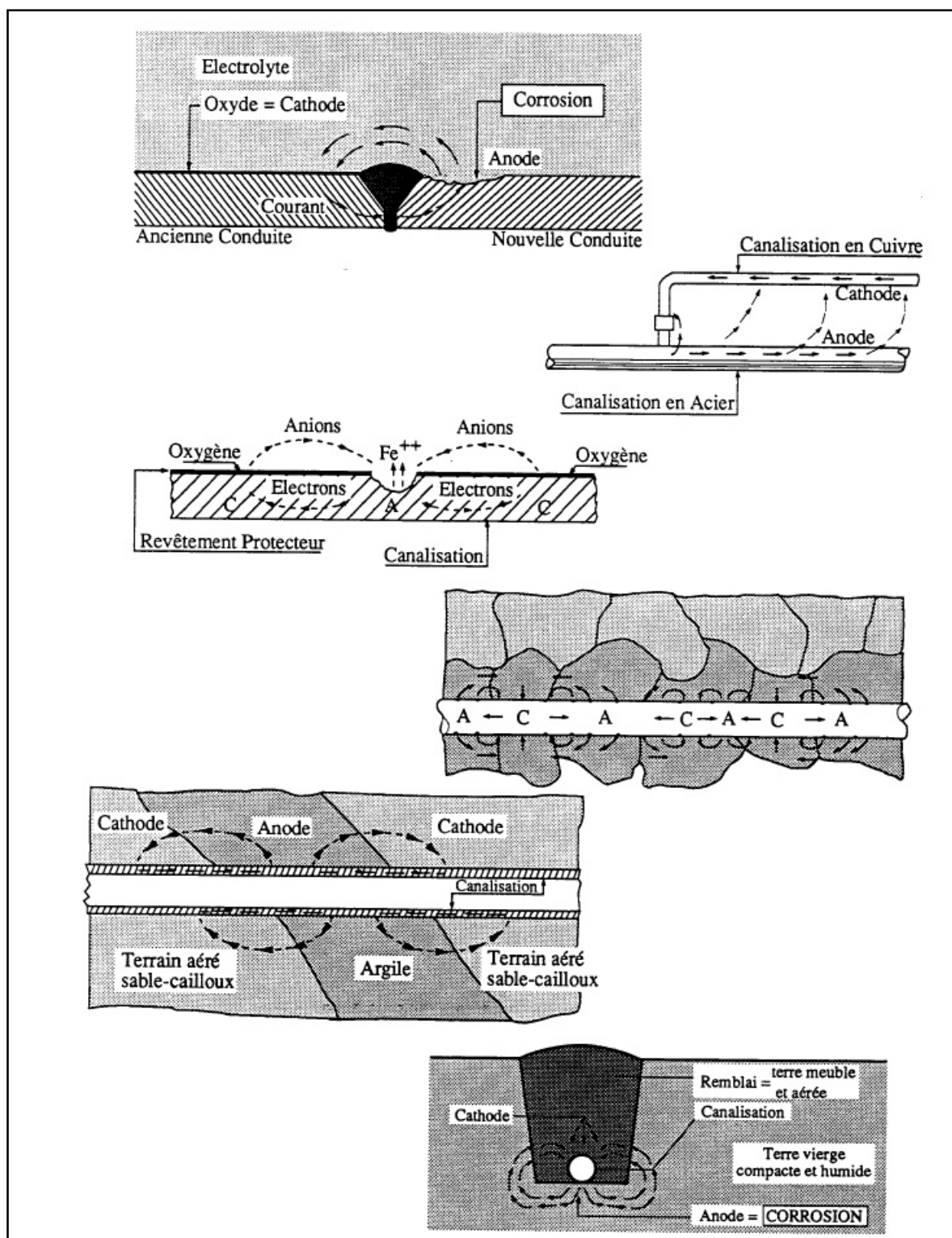


Fig.2.5. Piles dues à l'électrolyte et à l'association de métaux différents

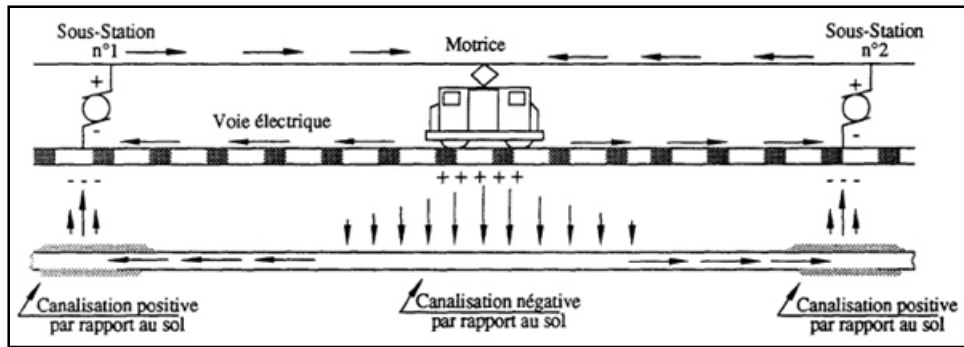


Fig.2.6. Propagation des courants vagabonds

II.2. Revue des Modèles prédictifs de corrosion existants

Les modèles prédictifs de corrosion de l'acier sont très utiles pour les concepteurs d'ouvrages, mais aussi pour les gestionnaires de patrimoine afin de planifier la maintenance dans le temps et pour interpréter les mesures réalisées in situ en vue de réévaluer le niveau de performance des structures.

Un recensement non exhaustif des modèles de corrosion existants dans la littérature est présenté ci-après. Il repose essentiellement sur les inventaires des modèles de corrosion (généralisée) de l'acier, dressés par Melchers [60]. Les modèles sont classifiés en trois groupes :

- Les modèles empiriques ;
- Les modèles physico-chimiques ;
- Les modèles phénoménologiques.

II.2.1. Modèles empiriques

II.2.1.1. Modèles linéaires

Les modèles conventionnels conduisent à une relation linéaire entre la perte d'épaisseur de métal et le temps.

$$d(t) = a \cdot t \quad (2.4)$$

Avec :

$d(t)$: perte d'épaisseur de métal au temps t (mm)

a : vitesse de corrosion (mm/an)

t : temps (années)

A partir de données empiriques, différents auteurs ont montré que la perte d'épaisseur du métal augmente de manière non linéaire [61,62]; par conséquent, un modèle non linéaire semble plus approprié.

Un des modèles empiriques les plus répandus est celui de Southwell et Alexanre. Il a été établi à partir de données de corrosion à long terme collectées dans des eaux tropicales [61,63]. Deux modèles ont été définis:

- **un modèle linéaire:**

$$d(t) = 0.076 + 0.038t \quad (2.5)$$

- **un modèle bi-linéaire:**

$$\begin{aligned} d(t) &= 0.09t & 0 \leq t < 1.46 \text{ ans} \\ d(t) &= 0.076 + 0.038t & 1.46 \leq t < 16 \text{ ans} \end{aligned} \quad (2.6)$$

Melchers a proposé une amélioration des modèles de Southwell en intégrant l'aspect probabiliste [64-66], ce qui conduit aux deux modèles suivants:

- **un modèle linéaire:**

$$\begin{aligned} \mu_d(t) &= 0.076 + 0.038t \\ \sigma_d(t) &= 0.051 + 0.025t \end{aligned} \quad (2.7)$$

- **un modèle bi-linéaire:**

$$\begin{aligned} \mu_d(t) &= 0.09t & 0 \leq t < 1.46 \text{ ans} \\ \mu_d(t) &= 0.076 + 0.038t & 1.46 \leq t < 16 \text{ ans} \\ \sigma_d(t) &= 0.062t & 0 \leq t < 1.46 \text{ ans} \\ \sigma_d(t) &= 0.035 + 0.017t & 1.46 \leq t < 16 \text{ ans} \end{aligned} \quad (2.8)$$

Avec:

$\mu_d(t)$: perte d'épaisseur moyenne de métal au temps t (mm)

$\sigma_d(t)$: écart type de la perte d'épaisseur de métal au temps t (mm)

Melchers a même suggéré un modèle tri-linéaire [67]:

$$\begin{aligned}d(t) &= 0.17t & 0 \leq t \leq 1 \text{ ans} \\d(t) &= 0.152 + 0.0186t & 1 \leq t < 8 \text{ ans} \\d(t) &= -0.364 + 0.038t & 8 \leq t < 16 \text{ ans}\end{aligned} \quad (2.9)$$

II.2.1.2. Modèles puissances

Plusieurs auteurs ont utilisés des modèles puissances pour représenter l'évolution de la perte d'épaisseur due à la corrosion dans le temps.

$$d(t) = a \cdot t^b \quad (2.10)$$

$d(t)$: perte d'épaisseur au temps t (mm)

a et b : coefficients obtenus à partir des données empiriques.

Melchers et Southwell ont proposé le modèle puissance suivant :

$$\begin{aligned}\mu_d(t) &= 0.084 \cdot t^{0.0823} \\ \sigma_d(t) &= 0.056 \cdot t^{0.823}\end{aligned} \quad (2.11)$$

Avec :

$\mu_d(t)$: perte d'épaisseur moyenne de métal au temps t (mm)

$\sigma_d(t)$: écart type de la perte d'épaisseur de métal au temps t (mm)

t : temps (années)

Les résultats obtenus à l'aide du modèle de Melchers et de southwell montrent qu'après 2 à 5 années d'exposition, la vitesse de corrosion diminue. A l'inverse, la variabilité du phénomène augmente dans le temps.

Melchers a également proposé un autre modèle puissance pour représenter la perte d'épaisseur d'acier due à la corrosion dans la zone de marnage à partir des données collectées dans la littérature depuis 1994 [68]:

$$d(t) = 0.1207 \cdot t^{0.6257} \quad (2.12)$$

Pour la corrosion atmosphérique, des recherches étendues ont été effectuées dans le but de dériver les modèles empiriques qui sont valides pour différentes conditions environnementales. La plupart des équations empiriques pour la profondeur de la corrosion sont de la forme générique :

$$d_{UC}(t) = \alpha_{UC} \cdot T^{\beta_{UC}} \quad (2.13)$$

α_{UC} , β_{UC} sont des fonctions des différents facteurs d'influence, tels que la période de l'humidité, de l'hygrométrie, de la température, de l'anhydride sulfureux (SO₂) et de la concentration en chlorure dans l'environnement.

II.2.1.3 Modèles de Guedes Soares et Garbatov

Le modèle proposé par Guedes Soares et Garbatov comporte trois phases [69]:

-La première phase durant laquelle la corrosion est inactive à cause de l'efficacité du système de protection ;

- La deuxième phase débute quand le système de protection est endommagé et correspond à l'amorçage de la corrosion qui se traduit par une diminution de l'épaisseur de métal dans le temps ;

- La troisième phase correspondant à un ralentissement, puis une stabilisation de la corrosion. La vitesse de corrosion devient alors quasi nulle. Ceci est dû à la protection apportée par les produits de corrosion formés à la surface du métal contre l'agressivité du milieu environnant. La suppression de cette couche protectrice par nettoyage ou par abrasion a pour effet de réactiver la corrosion.

Le modèle de Guedes Soares et Garbatov prend la forme générale suivante:

$$d(t) = d_{\infty} (1 - e^{-t/\tau_t}) \quad (2.14)$$

La solution particulière s'écrit :

$$\begin{aligned} d(t) &= 0 & t &\leq \tau_c \\ d(t) &= d_{\infty} (1 - e^{-(t/\tau_c)/\tau_t}) & t &> \tau_c \end{aligned} \quad (2.15)$$

Avec :

τ_t est le temps de transition, défini à partir de la formule suivante :

$$\tau_t = \frac{d_{\infty}}{tg\alpha} \quad (2.16)$$

α :angle défini

$d(t)$: perte d'épaisseur au temps t(mm)

d_{∞} : perte d'épaisseur à long terme (mm)

τ_c : durée de vie du revêtement, intervalle de temps entre l'application de la peinture et sa perte d'efficacité (année).

II.2.1.4. Modèles de Paik

Afin de tenir compte des facteurs qui influencent la corrosion des structures (entretien, fréquence de nettoyage, température, humidité, gaz dissous, etc), Paik a proposé un modèle de corrosion qui tient compte de la localisation et de la catégorie des éléments structurels des navires [70,71]. Le modèle de Paik comporte trois phases:

- La première phase correspond à la période d'efficacité du système de protection ;
- La deuxième phase est une période de transition ou d'amorçage de la corrosion ;
- La troisième phase représente la progression de la corrosion.

La durée de vie des revêtements est généralement probabiliste à l'aide d'une loi lognormale [70,71] :

$$f(T_c) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_c} \cdot \exp\left\{-\frac{(\ln T_c - \mu_c)^2}{2\sigma_c^2}\right\} \quad (2.17)$$

Avec :

$f(T_c)$:densité de probabilité de la durée de vie du système de protection T_c (années)

μ_c : moyenne de $\ln T_c$ (année)

σ_c : écart type de $\ln T_c$ (année)

La phase de transition débute lorsque l'efficacité du revêtement est nulle. Le temps de transition peut être considéré comme une variable aléatoire qui suit une distribution exponentielle. Dans un premier temps, Paik fait l'hypothèse que la corrosion démarre immédiatement après la perte d'efficacité du revêtement de la même manière que le modèle de Guedes Soares et Garbatov.

La phase de progression de la corrosion s'exprime par :

$$d(t) = C_1(T - T_c - T_i)^{c_2} \quad (2.18)$$

Avec :

$d(t)$: perte d'épaisseur (mm) ;

T : âge du navire (années) ;

T_c : durée de vie du système de protection(années) ;

T_t : durée de transition (année). L'hypothèse la plus pessimiste consiste à prendre T_t égale à 0

C_1, C_2 : coefficient déterminés à partir d'une analyse statistique des données de corrosion collectées sur les navires.

Lors des applications de son modèle, Paik prend un coefficient $C_2=1$ et $T_t=0$, ce qui revient à un model linéaire avec une vitesse constante dans le temps :

$$d(t) = C_1(T - T_c) \quad (2.19)$$

II.2.1.5. Modèles de Qin et Cui

Les modèles empiriques développés par Southwell et Melchers ne prennent pas en considération les systèmes de protection contre la corrosion, à l'inverse de ceux proposés par Guedes Soares et Paik. Cependant ces modèles reposent sur l'hypothèse que la corrosion démarre seulement après la perte totale d'efficacité du système. Le modèle développé par Qin et Cui [72] intègre une initiation de la corrosion sous forme de piqûre dès que le revêtement commence à se dégrader. Lorsque le système perd totalement son efficacité, la corrosion devient alors généralisée [73,74].

Qin et Cui proposent de décrire l'évolution de la vitesse de corrosion dans le temps à l'aide d'une loi de Weibull.

$$\begin{aligned} r(t) &= 0 & 0 \leq t \leq T_{st} \\ r(t) &= d_{\infty} \frac{\beta}{\eta} \left(\frac{t - T_{st}}{\eta} \right)^{\beta-1} \exp \left\{ - \left(\frac{t - T_{st}}{\eta} \right)^{\beta} \right\} & T_{st} \leq t \leq T_L \end{aligned} \quad (2.20)$$

Avec :

T_{st} : temps de début de dégradation du système de protection ;

T_{cl} : temps de fin de vie du système de protection.

T_A : temps où la vitesse de corrosion est maximale (année). T_A est différent de T_{cl} , cependant par simplification, les auteurs considèrent T_A est égal à T_{cl} ;

T_L : temps de fin de vie de la structure ou temps au-delà duquel les actions de maintenance ne sont plus programmées.

$r(t)$: vitesse de corrosion (mm/an)

$d_{\infty}, \beta, \eta, T_{st}$: paramètres du modèle à déterminer

La vitesse de corrosion est maximale au temps T_A :

$$\begin{aligned}
 T_A = T_{cl} = T_{st} + \eta \left(\frac{\beta - 1}{\beta} \right)^{1/\beta} & \quad \text{pour } \beta > 1 \\
 T_A = T_{st} & \quad \text{pour } \beta \leq 1
 \end{aligned} \tag{2.21}$$

Sa valeur est donnée par:

$$\begin{aligned}
 r_{\max} &= d_{\infty} \frac{\beta}{\eta} \left(\frac{\beta - 1}{\beta} \right)^{(\beta-1)/\beta} \exp \left(\frac{\beta - 1}{\beta} \right) & \text{pour } \beta > 1 \\
 r_{\max} &= d_{\infty} \frac{\beta}{\eta} & \text{pour } \beta = 1 \\
 r_{\max} &\rightarrow \infty & \text{pour } \beta < 1
 \end{aligned} \tag{2.22}$$

L'évolution dans le temps de la perte d'épaisseur de métal due à la corrosion peut alors être calculée selon l'expression suivante:

$$\begin{aligned}
 d(t) &= 0 & 0 \leq t \leq T_{st} \\
 d(t) &= d_{\infty} \left\{ 1 - \exp \left[- \left(\frac{t - T_{st}}{\eta} \right)^{\beta} \right] \right\} & T_{st} \leq t \leq T_L
 \end{aligned} \tag{2.23}$$

Le modèle proposé est flexible et présente l'avantage de pouvoir décrire différents modèles de corrosion en utilisant un format unique. En effet, la plupart des modèles existants sont des cas particuliers du modèle proposé par Qin et Cui.

Lorsque $\beta=1$, l'équation correspond au modèle proposé par Guedes Soares et Garbatov :

$$d(t) = d_{\infty} \left\{ 1 - \exp \left[- \left(\frac{t - T_{st}}{\eta} \right) \right] \right\} \tag{2.24}$$

Lorsque $\eta=1$, le développement en série de Taylor au voisinage de 0 à l'ordre 1 de la fonction permet d'aboutir au modèle de la corrosion proposé par Paik :

$$d(t) = d_{\infty} \left(\frac{t - T_{st}}{\eta} \right)^{\beta} = d_{\infty} (t - T_{st})^{\beta} \tag{2.25}$$

Lorsque $d_{\infty}=0.1207$, $T_{st}=0$, $\eta=0.6257$, alors le modèle correspond au modèle puissance proposé par Melchers.

II.2.2. Modèles physico-chimiques

Le modèle physico-chimique de prédiction de la corrosion généralisée du métal dans l'eau de mer naturelle, proposé par [75], est décrit par la relation suivante :

$$k - \frac{P}{V_p} \left(1 - \exp \left(- \frac{V_p K}{P} \right) \right) = V_p \tau \quad (2.26)$$

Avec :

K : perte d'épaisseur de métal (μm)

τ : temps d'exposition(année)

P : coefficient caractérisant les propriétés protectrice de la couche de produit de corrosion ($\mu\text{m}^2/\text{an}$)

V_p : vitesse de corrosion à long terme ($\mu\text{m}/\text{an}$)

Le modèle de Chernove et Ponomarenko [75] peut être simplifié de la manière suivante :

$$K = (2P\tau)^{0.5}$$

II.2.3. Modèles phénoménologiques

Melchers a montré que des différences de comportement existent entre l'évolution empirique de la perte d'épaisseur dans le temps et celle obtenue à l'aide des modèles prédictifs. Ceci met en évidence le fait que certains mécanismes, notamment la corrosion bactérienne, ne sont pas pris en compte dans les modèles de corrosion.

Melchers a récemment suggéré un modèle phénoménologique s'inscrivant dans un contexte probabiliste afin de tenir compte des principaux mécanismes de corrosion de l'acier en fonction de la durée d'exposition et d'insérer les variables de la perte d'épaisseur à la surface corrodée.

$$c(t, E) = b(t, E) \cdot fn(t, E) + \varepsilon(t, E) \quad (2.27)$$

Avec

$C(t,E)$: perte d'épaisseur en fonction du temps et du vecteur E qui contient les facteurs environnementaux de corrosion (mm).

$fn(t,E)$: perte d'épaisseur moyenne (mm)

$\varepsilon(t, E)$: variabilité de la perte d'épaisseur(mm)

$b(t, E)$: biais (erreur de modèle)

t : temps (années)

E : vecteur des facteurs environnementaux de corrosion (facteur physique, chimique et biologiques).

L'influence des différents facteurs environnementaux E sur les mécanismes de corrosion a été étudiée par Melchers à partir d'études issues de la littérature et de campagnes expérimentales menées sur plusieurs sites le long de la côte Est de l'Australie.

II.3. Modes de défaillance

II.3.1. Rupture dans les systèmes sous pression

Ce mode de défaillance est identifié en utilisant un modèle semi-empirique basé sur la mécanique de la rupture pour déterminer la pression de la défaillance en fonction de la taille et de la géométrie du défaut de la corrosion (fig.2.7). Cette approche [76,77], a été développée au début des années 70. Elle est, en outre, employée dans plusieurs normes, telles que la B31G [12,13]. Un examen de l'approche et des différentes modifications proposées est donné par Ahammed et Melchers [14], où la fonction d'état limite est écrite comme :

$$G = P_r - P_a \quad (2.28)$$

Avec P_a est la pression appliquée dans le système (la pression d'exploitation) et P_r est la résistance de la conduite ou de la structure (la pression maximale de service).

P_r est donnée par :

$$P_r = 2S_f \frac{t}{D} \frac{1 - \frac{d(T)}{t}}{1 - \frac{d(T)}{tM}} \quad (2.29)$$

D est le diamètre de la conduite, $d(T)$ est la profondeur de corrosion en fonction du temps écoulé T , t est l'épaisseur nominale de la conduite et S_f est la contrainte admissible définie par le facteur de multiplication m_f : $S_f = m_f S_y$. Ahammed et Melchers [14] proposent une distribution log-normale de m_f avec : $E(m_f) = 1.1$ et $COV m_f = 0.05$. Le facteur de Folias M

(aussi connu comme facteur de bombement) est un facteur semi-empirique qui couvre les aspects de la mécanique de la rupture, il est donné par [14]:

$$M = \sqrt{1 + 0.6275 \frac{L(T)^2}{Dt} - 0.003375 \frac{L(T)^4}{D^2 t^2}}, \text{ pour } \frac{L(T)^2}{Dt} \leq 50$$

$$M = 0.0032 \frac{L(T)^2}{Dt} + 3.3, \text{ pour } \frac{L(T)^2}{Dt} > 50$$
(2.30)

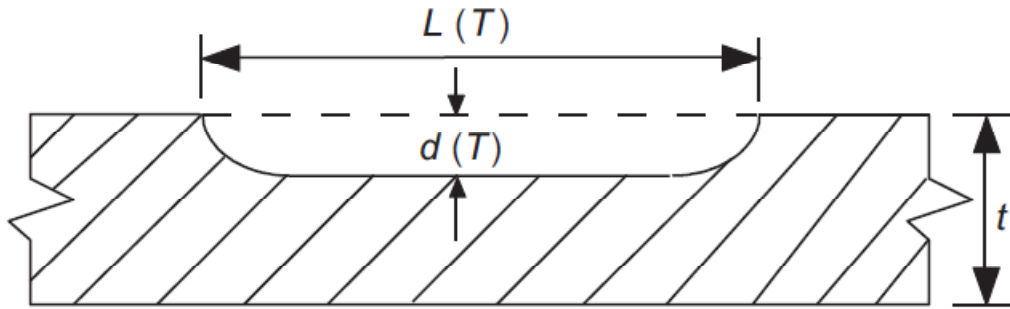


Fig.2.7. Section d'une canalisation montrant un défaut de corrosion.

II.3.1.1 Mode de défaillance d'un tube enterré de faibles épaisseurs

Les tubes enterrés de faibles épaisseurs sont principalement soumis à des efforts longitudinaux et circulaires [15,78]. Le modèle mécanique vise à définir ces efforts en fonction de différents chargements appliqués (Figure 2.8). La fonction d'état limite s'exprime sous la forme :

$$G = f_Y - \sigma_{equiv}$$
(2.31)

Avec σ_{equiv} est la contrainte équivalente et f_Y la limite d'élasticité du matériau.

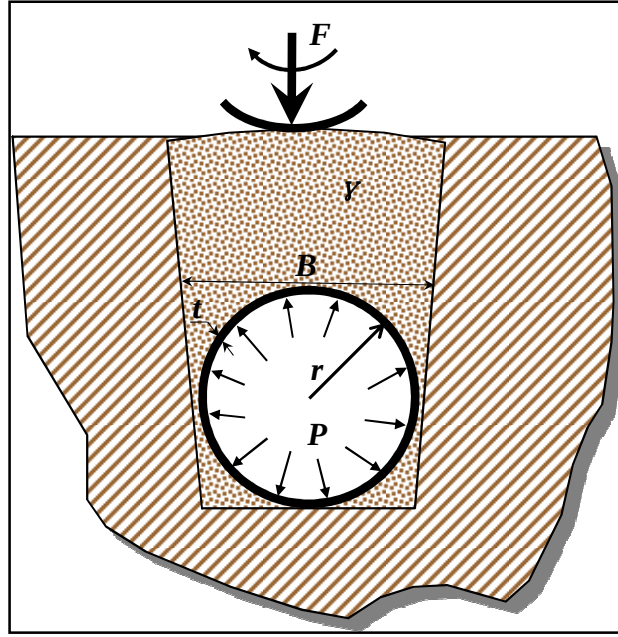


Fig.2.8. Configuration d'un tube sous terre.

La contrainte circulaire σ_c et la contrainte longitudinale σ_l mène à l'équation suivante:

$$\sigma_{equiv} = \sqrt{\sigma_c^2 + \sigma_l^2 - \sigma_c \sigma_l} \quad (2.32)$$

Avec :

$$\sigma_c = \sigma_{p_c} + \sigma_{s_c} + \sigma_{t_c} + \sigma_{res_c} \quad (2.33)$$

$$\sigma_l = \sigma_{p_l} + \sigma_{s_l} + \sigma_{t_l} + \sigma_{res_l} \quad (2.34)$$

où σ_{p_c} , σ_{p_l} sont les contraintes dues à la pression interne, σ_{s_c} , σ_{s_l} sont les contraintes de chargement du sol, σ_{t_c} , σ_{t_l} sont les tensions de flexion et σ_{res_c} , σ_{res_l} sont les contraintes résiduelles.

Sous l'hypothèse du tube mince, la contrainte circonférentielle σ_{p_c} due à la pression interne est évaluée par :

$$\sigma_{p_c} = \frac{pr}{t} \quad (2.35)$$

où p est la pression de service, r est le rayon interne du tube et t est l'épaisseur de la paroi du tube.

Le sol crée une déformation de recourbement du tube dans la direction circulaire; la tension est donnée par :

$$\sigma_{s_c} = \frac{6k_m C_d \gamma B^2 E r t}{E t^3 + 24k_d p r^3} \quad (2.36)$$

Où B est la largeur du fossé au niveau supérieur du tube, C_d est le coefficient de pression de la terre, E le module d'élasticité, K_m est le coefficient de débattement et γ la densité du sol.

De la même manière, les charges actives produisent une tension de flexion dans la direction circulaire :

$$\sigma_{t_c} = \frac{6k_m I_C C_L \gamma F E r t}{L_e (E t^3 + 24k_d p r^3)} \quad (2.37)$$

Où : I_C est le facteur d'impact, C_L est le coefficient extérieur de charge, F est la charge liée au trafic et L_e est la longueur utile du tube sur laquelle la charge est calculée.

La contrainte due à la pression interne dans la direction longitudinale est donnée par :

$$\sigma_{pl} = \frac{\nu p r}{t} \quad (2.38)$$

Où : ν est le coefficient de Poisson du matériau.

La contrainte thermique longitudinale due à la variation de la température :

$$\sigma_{sl} = \alpha E \Delta \theta \quad (2.39)$$

Avec : α coefficient de dilatation thermique et $\Delta \theta$ variation de la température.

La contrainte longitudinale due au recourbement externe de charge σ_{t_l} est donnée par :

$$\sigma_{t_l} = E r \chi \quad (2.40)$$

Où χ est la courbure longitudinale d'un tube coudé.

- **Pipelines corrodés**

La forme générale de la loi qui permet d'expliquer le procédé de corrosion uniforme et de modéliser la perte d'épaisseur de paroi avec le temps d'exposition est donnée par :

$$d_{UC} = kT^n \quad (2.41)$$

d_{UC} : l'épaisseur de la couche corrodée,

T : le temps écoulé

k et n : sont les constantes de corrosion.

Par conséquent, pour les pipes corrodés, les contraintes circulaires et longitudinales prennent les formes respectives :

$$\sigma_{p_c} = \frac{pr}{t - kT^n} \quad (2.42)$$

$$\sigma_{s_c} = \frac{6k_m C_d \gamma B^2 Er(t - kT^n)}{E(t - kT^n)^3 + 24k_d pr^3} \quad (2.43)$$

$$\sigma_{t_c} = \frac{6k_m I_C C_L \gamma F Er(t - kT^n)}{L_e (E(t - kT^n)^3 + 24k_d pr^3)} \quad (2.44)$$

$$\sigma_{pl} = \frac{vpr}{t - kT^n} \quad (2.45)$$

$$\sigma_{sl} = \alpha E \Delta \theta \quad (2.46)$$

$$\sigma_{t_l} = Er\chi \quad (2.47)$$

- **La corrosion et les contraintes résiduelles**

La procédure de mesure des contraintes résiduelles est décrite dans Amirat et al. [78]. En appliquant l'ajustement linéaire de Crampton, la contrainte résiduelle circonférentielle est déterminée expérimentalement pour le tube en acier sans soudure norme API X60, par l'expression:

$$\sigma_{res_c}(r_t) = -70 \left(1 - \frac{2r_t}{t} \right) \quad (2.48)$$

où r_t est la coordonnée radiale du point considéré dans l'épaisseur de paroi (i.e. $0 \leq r_t \leq t$), mesurée à partir du rayon extérieur. Lorsque les couches corrodées sont enlevées, la relaxation des contraintes résiduelles se produit, entraînant une redistribution des contraintes résiduelles. La contrainte résiduelle détendue $\sigma_{res_{RLX}}$ peut être obtenue sous la forme:

$$\sigma_{res_{RLX}} = \sigma_{res_c}(r_t = t_c) = -70 \left(1 - \frac{2t_c}{t} \right) = -70 \left(1 - \frac{2kT^n}{t} \right) \quad (2.49)$$

Dans l'hypothèse d'une distribution linéaire des contraintes résiduelles, l'équation de Crampton (2.48) devient pour les tuyaux corrodés:

$$\sigma_{res_{cor}}(r_t) = \sigma_{res_{RLX}} \left(1 - 2 \frac{r_t - kT^n}{t - kT^n} \right) \quad (2.50)$$

En combinant les équations (2.49) et (2.50), on a:

$$\sigma_{res_{cor}}(r_t) = -70 \left(1 - \frac{2kT^n}{t} \right) \cdot \left(1 - 2 \frac{r_t - kT^n}{t - kT^n} \right) \quad (2.51)$$

La contrainte résiduelle longitudinale en raison des effets de coefficient de Poisson, est donnée par:

$$\sigma_{res_{l_{cor}}} = \nu \sigma_{res_{cor}} \quad (2.52)$$

II.3.2. Fuite des systèmes non-pressurisés

Si la défaillance se produit quand la profondeur de corrosion a atteint l'épaisseur, la fonction d'état de limite devient simplement :

$$g_L = d - d_C \quad (2.53)$$

Cet état limite est principalement associé à la corrosion localisée.

II.3.3. Défaillance d'une structure due à la perte de métal dans le sens circonférentiel

La corrosion mène à une réduction de la résistance de la structurale. Finalement, cette réduction peut mener la défaillance de la structure. Des calculs de fiabilité basés sur un tel état limite ont été présentés par exemple par Guedes Soares et Garbatov [79] pour des structures de bateau. Sous sa forme plus simple et plus générique, la fonction d'état limite est comme suit:

$$g_C = d - d_{crit} - d_{UC} \quad (2.54)$$

d_{UC} , la profondeur de la corrosion généralisée, est appliquée parce que la corrosion localisée a normalement moins d'influence sur la résistance structurale (indépendamment des systèmes sous pression).

d_{crit} est l'épaisseur critique à laquelle la défaillance se produit.

CHAPITRE TROIS

Evaluation de la performance des inspections et des surcoûts dus aux erreurs d'inspection

CHAPITRE III: Evaluation de la performance des inspections et des surcoûts dus aux erreurs d'inspection

III.1. Introduction

Le suivi des grands ouvrages de transport d'hydrocarbure ou de génie civil passe par la mise en place de plans d'Inspection, Réparation et Maintenance (IMR) [18]. De tels plans peuvent représenter des coûts dépassant la moitié du prix global de construction. Afin de réduire ces coûts, une optimisation est nécessaire. Ce chapitre se concentre sur les aspects liés aux inspections à base de contrôles non destructifs. A partir de la théorie de la détection et d'une analyse de coût simplifiée, cette partie montre comment évaluer les surcoûts dus aux erreurs d'inspection, en soulignant l'importance des fausses détections (PFA).

III.2. Impact de l'inspection sur les coûts

Comme indiqué précédemment, une politique de maintenance optimale consiste à minimiser le coût total. Un faible espacement des inspections conduit à des coûts élevés des opérations d'inspection, alors qu'un grand espacement ne permet pas de détecter certaines défaillances, augmentant ainsi la possibilité d'une défaillance.

Le premier modèle consiste à effectuer des inspection à des instants spécifiés, où chaque inspection est considérée instantanée et parfaite. La politique considère le coût des inspections c_i et le coût de défaillance par unité de temps c_f . L'espérance du coût total s'écrit:

$$C_{IC} = \sum_{k=0}^{\infty} \int_{t_k}^{t_{k+1}} [c_i(k+1) + c_f(t_{k+1} - 1)] dP_f(t) \quad (3.1)$$

La solution conduit à l'équation récursive des intervalles d'inspection:

$$t_{k+1} - t_k = \frac{P_f(t_k) - P_f(t_{k-1})}{f(t_k)} - \frac{c_i}{c_f} \quad (3.2)$$

Avec le premier intervalle défini tel que: $c_i = \int_0^{t_1} P_f(t) dt$.

Pour simplifier la méthode de résolution, quelques formulations approchées du coût total ont été proposées dans la littérature.

Etant donné $n(t)$ le nombre approché d'inspections par unité de temps, l'espérance du coût jusqu'à la détection de la défaillance est approchée par:

$$C_{IC}(n(t)) = c_i \int_0^{\infty} n(t) R(t) dt + c_f \int_0^{\infty} \frac{1}{2n(t)} dP_f(t) \quad (3.3)$$

qui est minimisé pour

$$n(t) = \sqrt{\frac{c_f}{2c_i}} h(t) \quad (3.4)$$

Avec:

$$h(t) = f(t) / R(t) \quad (3.5)$$

Les temps d'inspection respectent l'égalité: $k = \int_0^{t_k} n(t) dt$ où k est un entier.

III.3. Cas de l'inspection imparfaite

L'inspection d'ouvrage *in situ* se fait dans des conditions s'éloignant des conditions idéales présentes en laboratoire. Lorsque le rôle de l'opérateur est important (précision et disposition du matériel, lecture visuelle, etc..), les conditions de travail affectent directement la qualité de la mesure. Nous pouvons citer, par exemple, des facteurs extérieurs comme la présence de brouillard, de températures extrêmes, de positions de travail difficiles ou des facteurs internes comme l'état de fatigue et le degré de concentration. Nous parlons alors d'inspection imparfaite.

Nous utilisons le format probabiliste pour définir les grandeurs correspondantes: probabilité de détection d'un défaut (*Probabilité of detection, PoD*) ou probabilité de fausse alarme (PFA). Leur calibration peut se faire, soit sur base statistique, soit par traitement du signal. Nous notons que dans le cas où $PFA=0$, une mise à jour bayésienne peut être envisagée à partir des résultats d'inspection afin de modifier la distribution des défauts après inspection. Les performances techniques des appareils de contrôle non destructif (CND) et de la chaîne de décision pour produire une information sont généralement observées sous le double angle de la décision sur la présence d'un défaut (capacité de détection) et sur la mesure du défaut (capacité de mesure de la grandeur physique ou géométrique: profondeur ou longueur de fissure par exemple). On comprend aisément qu'une mesure sous-marine (cas d'une écluse ou d'un quai) réalisée à plusieurs mètres de profondeur peut être entachée d'erreur:

- Le plongeur donne un signal à un opérateur en surface (début t_0 de mesure);
- Le plongeur peut mettre plus ou moins facilement l'appareil CND en œuvre (complexité du joint, agitation due à la houle et aux courants);
- La visibilité du plongeur est réduite;

- La qualité de la détection repose sur la qualité de nettoyage de la zone (bio-salissures notamment);
- La fatigue du plongeur et les difficultés de respiration peuvent s'ajouter.

III.3.1. Concepts de base et approche par contrôle non destructif (CND)

La performance d'une technique d'inspection peut être caractérisée à partir des trois notions suivantes: la probabilité de détection (PoD); la probabilité de fausse alarme (PFA) et la courbe ROC (Receiver Operating Characteristic) [21]. Ces grandeurs peuvent alors être introduites dans des outils d'aide à la décision tels que les méthodes RBI (Risk Based Inspection), afin d'optimiser les stratégies d'inspection.

III.3.1.1. Probabilité de détection (PoD) et probabilité de fausse alarme (PFA)

Supposons qu'une fissure traversante a été détectée. On considère maintenant l'incertitude dans sa mesure. L'application du concept de probabilité de détection PoD est apparue à la fin des années 1980 [80] puis s'est généralisée au milieu des années 1990 notamment dans le cadre de la planification des inspections par analyse de risque (RBI) [23-26, 81]. Notons a_d le seuil de détection, i.e. le seuil en deçà duquel aucune fissure n'est détectable. La probabilité de détection du défaut aléatoire mesuré $\hat{d}$ est alors définie par:

$$PoD(a) = P\left(\hat{d} \geq a_d\right) \quad (3.6)$$

Cette définition est pratique dès que le défaut a peut être décrit par une variable aléatoire. Dans le cas où a_d est un paramètre déterministe, alors la PoD décroît de manière monotone en fonction de a_d . Toutefois, dans le cadre opérationnel de l'inspection des ouvrages, les défauts sont généralement classés par familles et on préfère une définition bayésienne [18]:

$$PoD(X) = P(d(X) = 1 | X = 1) \quad (3.7)$$

Où X est l'événement "état de la structure" et $d(.)$ l'événement "décision". La réalisation $\{X = 1\}$ désigne la présence du défaut et $\{X = 0\}$ l'absence de défaut. L'intérêt de ce formalisme est qu'il permet de donner une définition claire à la probabilité de fausse alarme PFA:

$$PFA(X) = P(d(X) = 1 | X = 0) \quad (3.8)$$

Si le défaut est un événement à valeur non discrète, dont les distributions du signal et du bruit sont connues, la théorie de la détection permet de proposer les définitions suivantes pour les probabilités PoD et PFA:

$$PoD = \int_{a_d}^{+\infty} f_{SN}(\hat{d}) d\hat{d} \quad (3.9)$$

$$PFA = \int_{a_d}^{+\infty} f_N(\eta) d\eta \quad (310)$$

Où f_{SN} est la densité de probabilité du signal bruité (ou de la taille mesurée du défaut) et f_N la densité de probabilité du bruit (ou erreur de mesure). On peut noter que le bruit η dépend de la technique employée pour mesurer physiquement le défaut, des conditions environnementales et du protocole de mesure.

La PoD dépend du seuil de détection a_d , du signal d (ou taille réelle du défaut) et du bruit η , alors que la PFA dépend seulement du seuil de détection a_d et du bruit η [82].

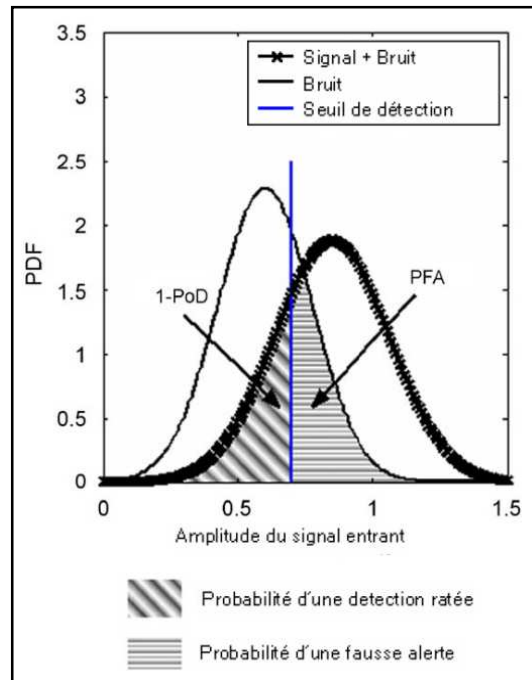


Fig.3.1. Définition de la PoD et de la PFA à partir d'un signal [22].

La densité du bruit peut être définie par une probabilité conditionnelle à la valeur mesurée. On peut simplement noter que, physiquement, pour beaucoup d'appareils de mesure, l'inspecteur peut régler le gain de plus en plus finement, lorsqu'il ne détecte pas de défauts de grande taille. Ainsi, le bruit évolue avec ce réglage et donc avec le défaut que l'on souhaite mesurer. Dans ce cas, les formules de PoD et PFA peuvent être modifiées pour introduire ces informations sur les probabilités conditionnelles.

A titre d'exemple, des densités de probabilité f_{SN} et f_N sont représentées sur la figure (3.1) afin d'évaluer la PoD et la PFA pour un seuil de détection donné. Dans le cas traité, le signal bruité et le bruit sont normalement distribués. Ainsi, La PoD est la probabilité que le signal "signal+bruit" soit plus grand que le seuil de détection, et la PFA est la probabilité que le signal "bruit" soit plus grand que le seuil de détection.

III.3.1.2. Courbe ROC (Receiver Operating Characteristic)

Pour une taille ou classe de défauts mesurés, nous pouvons tracer la courbe reliant la probabilité de détection et la probabilité de fausse alarme. Ainsi, pour un seuil de détection donné, le couple [PFA, PoD] permet de caractériser la performance d'une inspection visuelle, d'un Contrôle Non Destructif (CND) ou d'un Contrôle Destructif (CD) et peut être considéré comme les coordonnées d'un point du plan (PFA, PoD). Si le seuil de détection a_d appartient à l'intervalle $]-\infty; +\infty[$, les points qui en résultent sont situés sur une courbe, appelée courbe ROC (Receiver Operating Characteristic) (fig.3.2). Cette courbe, paramétrée par a_d , est définie par les équations (3.9) et (3.10).

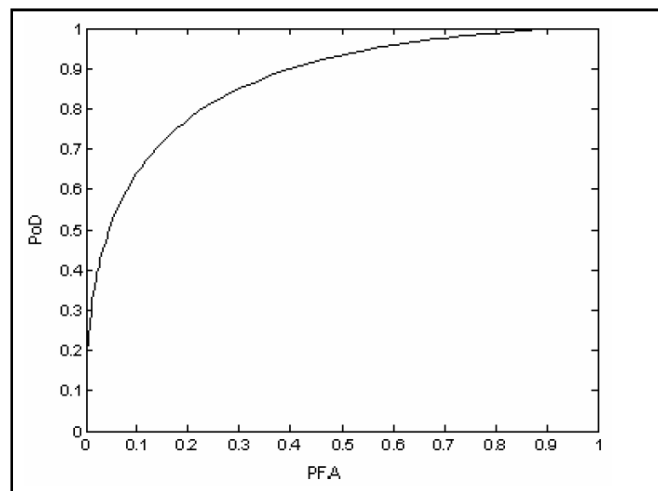


Fig.3. 2 Courbe ROC [83].

Sur la figure (3.3), la diagonale qui passe par les points de coordonnées [0, 0] et [1, 1] dans le plan (PFA, PoD) est appelée "segment de non performance". Pour tout point appartenant à ce segment, la probabilité de détection est égale à la probabilité de fausse alarme. Il est important de souligner que l'ensemble des couples [PFA, PoD] se situe toujours en dessus de la diagonale (PFA=PoD).

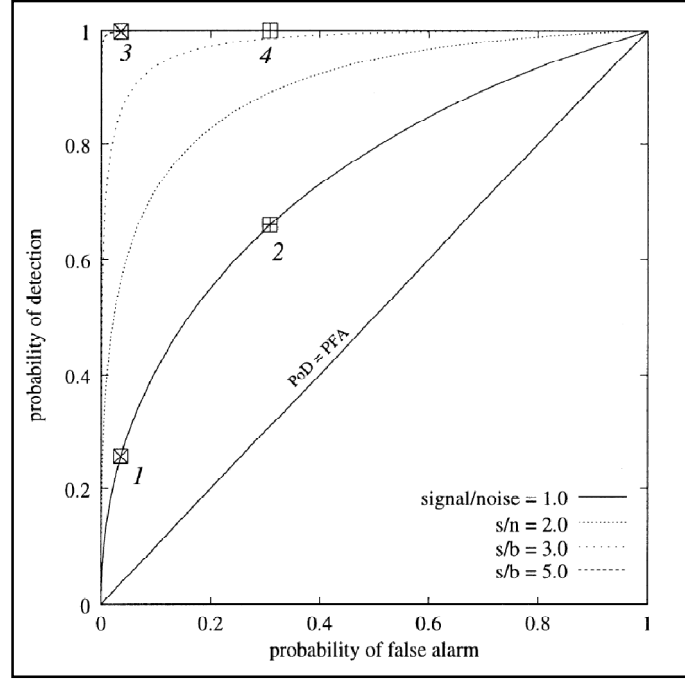


Fig.3.3. Exemple de courbes ROC pour plusieurs ratios "Signal bruité-Bruit" [18].

Une technique est dite performante lorsque la probabilité de détection prend des valeurs plus grandes que la probabilité de fausse alarme, alors $PoD \geq PFA$. Une inspection parfaite se traduit par une courbe ROC qui se réduit à un unique point de coordonnées: $[PFA, PoD]=[0, 1]$. A titre d'exemple, plusieurs courbes ROC correspondant à des inspections avec des niveaux différents de performance sont représentées sur la même figure (3.3).

Le rapport "Signal bruité sur bruit" (s/b) est défini selon l'expression suivante:

$$s/b = \frac{\mu_{SN} - \sigma_{SN}}{\mu_N - \sigma_N} \quad (3.11)$$

Avec:

μ_{SN} : moyenne du signal bruité

σ_{SN} : écart type du signal bruité

μ_N : moyenne du bruit

σ_N : écart type du bruit

Plus le rapport (s/b) est faible, plus la performance de l'inspection est mauvaise. Parmi les courbes ROC présentées sur la figure 3.3, la courbe ROC qui correspond à l'inspection la moins performante est la courbe ROC qui a le plus faible ratio (s/b=1.0). Dans ce cas, la probabilité de détecter un défaut qui existe (PoD) est identique à la probabilité de détecter un défaut qui n'existe pas (PFA); ceci est dû au bruit sur la mesure. A l'inverse, l'inspection qui possède la meilleure performance est représentée par la courbe ROC qui a le ratio le plus élevé (s/b=5.0). Dans ce cas, la PoD atteint très rapidement une valeur proche de 1, pour de faibles valeurs de PFA.

Pour illustrer les effets du rapport de bruit et de seuil de détection, quatre cas de détection sont tracés sur la figure 3.4 (le signal bruité et le bruit sont normalement distribués), et les points correspondants déclarés sur les courbes ROC (fig.3.3, cas 1 et 2) ont le même faible rapport "signal / bruit" , mais un seuil de détection différent ; ils sont sur la même courbe ROC. Les cas 1 et 3 ont le même seuil de détection, mais un rapport différent "signal / bruit" ; ils ont la même probabilité de fausse alarme. Les cas, 3 et 4 ont le même rapport "signal / bruit" (plus élevé que pour les cas 1 et 2), mais un seuil de détection différent ; ils sont sur la même courbe ROC. Les cas 2 et 4 ont le même seuil de détection (plus faible que pour les cas 1 et 3) mais un rapport différent "signal / bruit" ; ils ont la même probabilité de fausse alarme. Le cas 1 a de mauvaises performances, avec une très faible probabilité de détection et de fausse alarme. Les cas 2 et 4 semblent être mieux avec une plus forte probabilité de détection, mais sont sensibles au bruit menant à une grande probabilité de fausse alarme. Les meilleurs résultats sont fournis par le cas 3, avec une faible probabilité de fausse alarme et une forte probabilité de détection. Ces cas montrent clairement que pour obtenir de bons résultats des inspections, un rapport "signal / bruit" élevé et un seuil de détection bien adapté sont nécessaires.

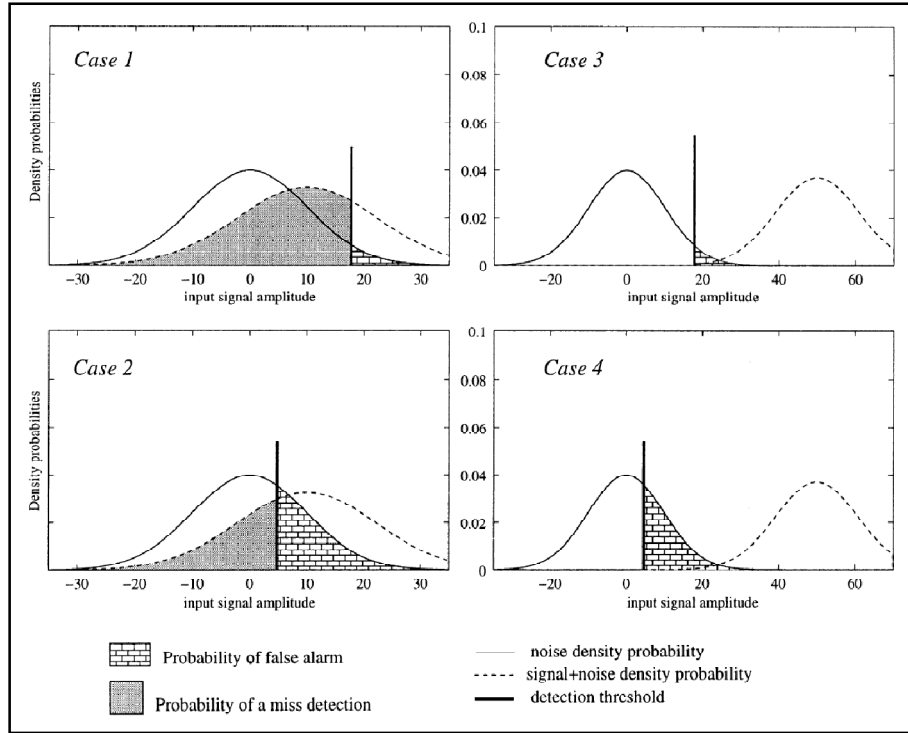


Fig.3.4. Illustration de la PoD et de la PFA pour 4 cas différents [18].

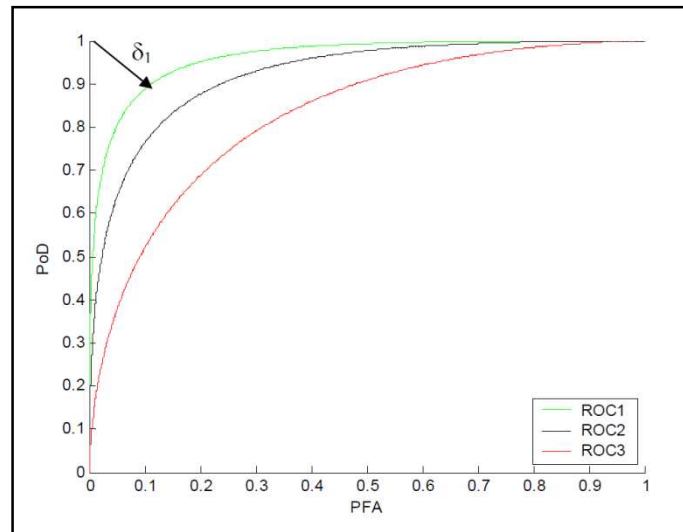


Fig.3. 5 ROC, courbes utilisées à titre d'illustration [83].

La performance d'une inspection peut être évaluée par une simple caractérisation géométrique des courbe ROC, par l'intermédiaire des coordonnées polaires du point ROC-BPP (Best Performance Point) définies par:

- Le rayon δ est égal à la distance entre le point de meilleure performance (BPP) de coordonnées $[PFA, PoD]=[0, 1]$ et le point de performance de la courbe ROC (ROC-BPP);
- L'angle α est entre l'axe ($PFA=0$) et la droite (BPP; ROC-BPP).

La caractérisation géométrique de la courbe ROC1 est donnée à titre d'exemple sur la figure (3.5).

- ***Les données expérimentales et les définitions liées à PoD et PFA***

La PoD et la PFA peuvent être évaluées à partir de la connaissance du seuil de détection, déduit par l'inter-calibration des techniques d'inspection [84]. L'inter-calibration a pour objectif la corporisation des résultats et des performances de différents procédés d'inspection utilisés dans des conditions in-situ similaires pour lesquelles le défaut a été mesuré au préalable en laboratoire. La plupart des techniques sont basées sur différents principes physiques de détection, mais aussi de mise en œuvre. A ces difficultés liées à la variété des techniques d'inspection, s'ajoutent des problèmes liés aux conditions dans lesquelles se déroulent les inspections et au facteur humain (qualification, état psychique et physique des inspecteurs).

C'est dans ce contexte que le projet ICON (Inter-Calibration of Offshore NDT) a vu le jour en partenariat entre des opérateurs pétroliers, des organismes de recherche et de certification afin de procéder à l'inter-calibration des techniques de contrôle non destructif utilisées sur les parties subaquatiques des infrastructures offshore métalliques.

La procédure d'inter-calibration mise en place dans ce projet a d'abord consisté à fabriquer des assemblages tubulaires soudés afin de reproduire différentes configurations géométriques rencontrées sur les plates-formes offshore et à recréer des fissures similaires à celles observées in-situ par des essais de fatigue. Un protocole rigoureux de mesure en laboratoire est alors mis en place afin de caractériser très précisément les fissures et les défauts présents sur les joints soudés (position, longueur et profondeur). Le recensement, la localisation et les caractéristiques de tous les défauts sont conservés pour réaliser les inspections.

Le principe adopté dans le projet ICON, afin de qualifier les performances des techniques d'inspection testées consiste à comparer les résultats des inspections avec ceux obtenus en laboratoire. Bien évidemment, les inspecteurs sont qualifiés et doivent respecter la procédure d'inspection définie. Les nœuds tubulaires ont été inspectés soit en piscine profonde, soit en mer [85].

Des campagnes d'inter-calibration du type de celle du projet ICON sont alors nécessaires. On mesure alors, par classe de défauts (dimension et typologie), les nombres de bonnes et mauvaises détections et on calcule les probabilités observées de bonnes et fausses détections.

$$P_b(c) = \{p_b(c), p_r(c)\} \text{ où } \begin{cases} p_b(c) = \frac{n_b(c)}{n_b(c) + n_n(c)} = \frac{n_b(c)}{n_1(c)} \\ p_r(c) = \frac{n_r(c)}{n_F(c) + n_r(c)} = \frac{n_r(c)}{n_2(c)} \end{cases} \quad (3.12)$$

$$P_F(c) = \{p_F(c), p_n(c)\} \text{ où } \begin{cases} p_F(c) = \frac{n_F(c)}{n_2(c)} \\ p_n(c) = \frac{n_n(c)}{n_1(c)} \end{cases} \quad (3.13)$$

Où $n_b(c)$, $n_F(c)$, $n_n(c)$ et $n_r(c)$ sont respectivement le nombre de défauts existants et détectés, le nombre de défauts absents et détectés, le nombre de défauts existants et non détectés, et enfin le nombre de défauts absents et non détectés. Selon ces définitions, $P_F(c)$ est la PFA et $P_b(c)$ est la PoD. On peut, selon les classes de défauts considérés, construire des courbes ROC discrètes.

III.3.2. Nouveaux concepts pour l'aide à la décision

Pour le gestionnaire d'ouvrage, la question est différente et de nouvelles probabilités sont à introduire [18]. En fait, faire une inspection est équivalent à prendre une décision. Pour illustrer ceci, prenons un exemple typique de détection de fissure. Supposons que l'on doive détecter une fissure existante dans un solide, avec un appareil CND donné. Après inspection, le résultat peut être: présence de fissure ou absence de fissure. En fait, ce résultat est une prise de décision sur l'état de la zone inspectée: fissurée ou non. On peut faire le même raisonnement dans le cas où il n'y a pas de fissure présente sur la zone inspectée. L'ensemble est résumé dans la figure (3.6).

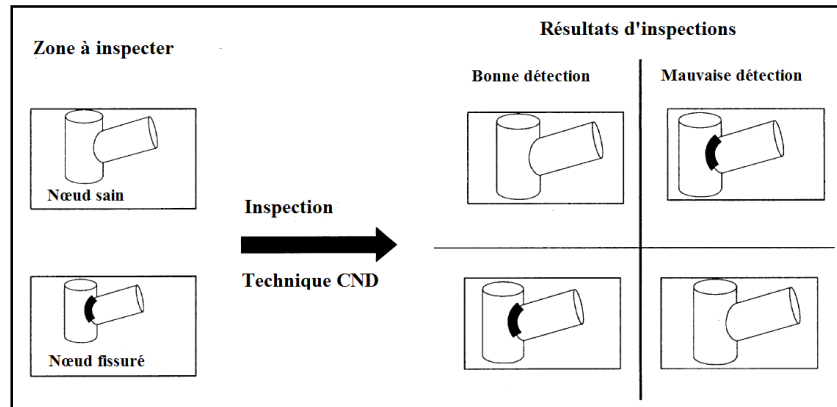


Fig.3.6. Illustration de la théorie de la détection.

Sur cette base , il est nécessaire, dans un cadre IMR, de considérer les quatre événements conditionnels suivants:

- E_1 : absence de fissure conditionnellement à aucune détection de fissure:

$$P(E_1) = P(X = 0 | d(X) = 0) \quad (3.14)$$

- E_2 : absence de fissure conditionnellement à une détection de fissure:

$$P(E_2) = P(X = 0 | d(X) = 1) \quad (3.15)$$

- E_3 : Présence de fissure conditionnellement à aucune détection de fissure:

$$P(E_3) = P(X = 1 | d(X) = 0) \quad (3.16)$$

- E_4 : Présence de fissure conditionnellement à une détection de fissure:

$$P(E_4) = P(X = 1 | d(X) = 1) \quad (3.17)$$

Notons que les résultats d'inspection peuvent être entièrement caractérisés par la donnée d'un couple (PoD, PFA). Notons γ la probabilité de présence d'une fissure à l'endroit inspecté, on a alors:

$$P(X = 1) = \gamma \quad (3.18)$$

$$P(X = 0) = 1 - \gamma \quad (3.19)$$

La distribution de γ en fonction de la taille de fissure existante et de la zone inspectée est rattachée à la distribution des tailles naturelles de fissures existantes ainsi qu'à leur distribution spatiale. Les probabilités de décision peuvent alors s'écrire:

$$P(d(X) = 1) = PFA(X)(1 - \gamma) + PoD(X)\gamma \quad (3.20)$$

$$P(d(X) = 0) = (1 - PFA(X))(1 - \gamma) + (1 - PoD(X))\gamma \quad (3.21)$$

On a alors au final les probabilités suivantes:

$$P(E_1) = \frac{(1 - PFA(X))(1 - \gamma)}{(1 - PoD(X))\gamma + (1 - PFA(X))(1 - \gamma)} \quad (3.22)$$

$$P(E_2) = \frac{PFA(X)(1-\gamma)}{PoD(X)\gamma + PFA(X)(1-\gamma)} \quad (3.23)$$

$$P(E_3) = \frac{(1-PoD(X))\gamma}{(1-PFA(X))(1-\gamma) + (1-PoD(X))\gamma} \quad (3.24)$$

$$P(E_4) = \frac{PoD(X)\gamma}{PFA(X)(1-\gamma) + PoD(X)\gamma} \quad (3.25)$$

On remarque que certains événements sont complémentaires. Par addition, on a:

$$P(E_1) + P(E_3) = 1 \quad (3.26)$$

$$P(E_2) + P(E_4) = 1 \quad (3.27)$$

Ceci signifie qu'un couple d'événements seul peut être considéré pour définir complètement l'inspection. Ceci est dû au fait que le couple (PoD, PFA) est suffisant pour représenter les capacités de détection d'un appareil CND.

Ainsi, le transfert de l'information durant une inspection peut être schématisé comme l'indique la figure 3.7, où F_1 est une fonction inconnue et F_2 est décrite par les équations non linéaires ci-dessus.

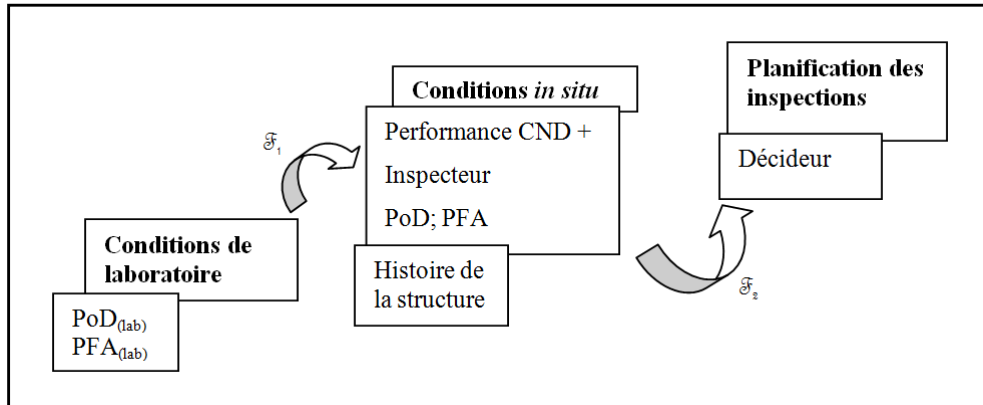


Fig.3.7. Transfert des données dans la chaîne de décision

On note, en particulier, que l'expérimentateur en laboratoire détermine des probabilités de détection PoD discontinues par classes de défauts alors que le décideur a besoin d'une information continue, intégrable et différentiable pour les analyses numériques.

L'état de dégradation des ouvrages en service est inconnu avant une inspection, aussi la probabilité de présence de défaut γ doit être évaluée à partir de modèles prédictifs de vieillissement.

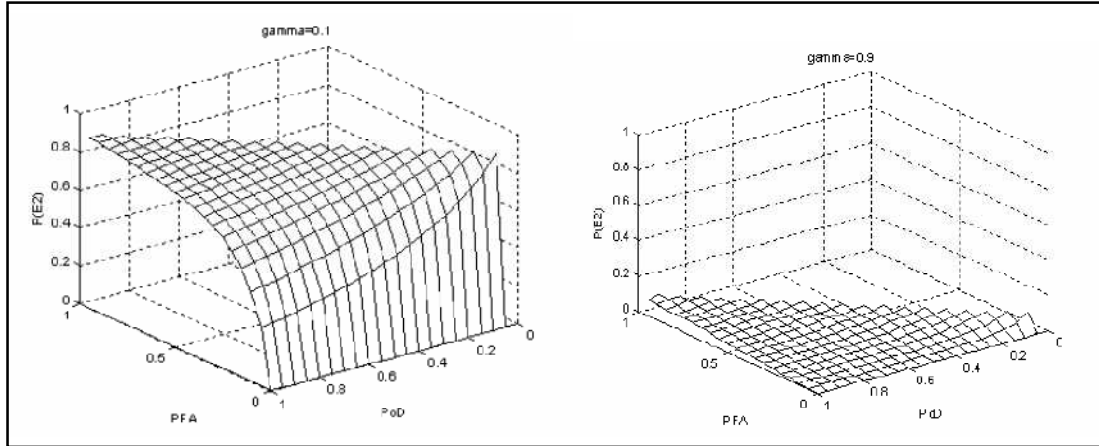


Fig.3.8. Surfaces de $P(E_2)$ pour deux probabilités de présence de fissure ($\gamma=0.1$ et $\gamma=0.9$) d'après Rouhan [85].

L'évolution de la probabilité conditionnelle $P(E_2)$ en fonction de la PoD et de la PFA pour deux probabilités de présence de défaut est présentée sur la figure (3.8). Pour une structure jeune, les deux valeurs de γ retenues correspondent à: 0.1, soit une probabilité de présence de fissure, mais dont la taille importante des fissures peut occasionner la ruine de la structure; 0.9, soit une forte probabilité de présence de fissure, mais dont la taille des fissures est peu importante.

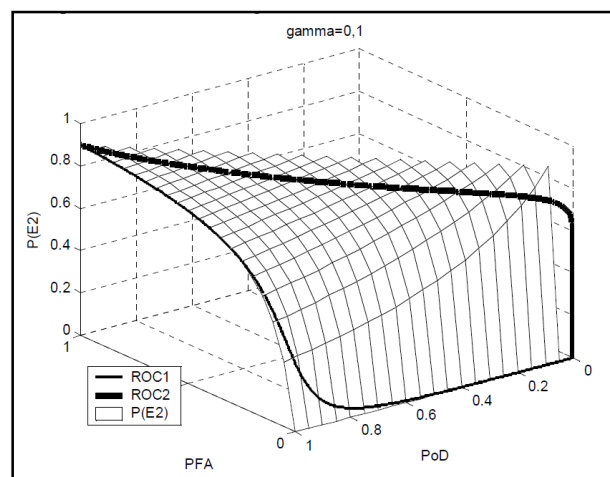


Fig.3.9. Surface de réponse de $P(E_2)$ pour $\gamma=0.1$, d'après Schoefs et Clermont [83].

Afin d'entreprendre une analyse de coûts, les points des courbes ROC sont considérés pour le calcul des $P(E_{i\{i \in [1:4]\}})$ [18]. Alors la courbe ROC est considérée comme une courbe de performance. Si le seuil de détection est inconnu, la performance de la technique donnée par la totalité de la courbe ROC. Alors, le calcul des $P(E_{i\{i \in [1:4]\}})$ conduit à projeter les courbes ROC sur les surfaces $P(E_i)$. La projection de deux courbes ROC (ROC 1 et ROC 2) sur $P(E_i)$ est illustrée sur la figure (3.9).

Les courbes ROC 1 et ROC 2 peuvent être interprétées comme les courbes ROC caractérisant la performance de deux techniques d'inspection utilisées pour mesurer la même taille réelle de défaut; d'une technique d'inspection utilisée pour mesurer deux tailles réelles de défaut différentes; d'une même technique appliquée dans des conditions distinctes et/ou selon plusieurs protocoles de mesure.

Les probabilités $P(E_i)$ ainsi que les courbes ROC, dépendent de la PoD et de la PFA. En considérant la restriction de la probabilité $P(E_i)$ à la courbe ROC, notée $(P_i)_{ROC}$, une nouvelle courbe de performance en trois dimensions est alors obtenue (cf. figure 3.10). Une valeur moyenne de $(P_i)_{ROC}$, notée $\mu((P_i)_{ROC})$ est donnée dans l'équation (3.28) afin d'être intégrée dans l'analyse de coûts.

$$\mu((P_i)_{ROC}) = \frac{1}{L_{ROC}} \int_{ROC} P_i dl_{ROC} \quad (3.28)$$

Avec:

l_{ROC} : abscisse curviligne de la courbe ROC projetée sur la surface de réponse de P_i

L_{ROC} : longueur de la courbe ROC dans le plan (PFA, PoD).

Cette valeur moyenne peut être interprétée comme le ratio de l'aire sous la courbe ROC projetée et la longueur de cette courbe dans le plan (PFA, PoD).

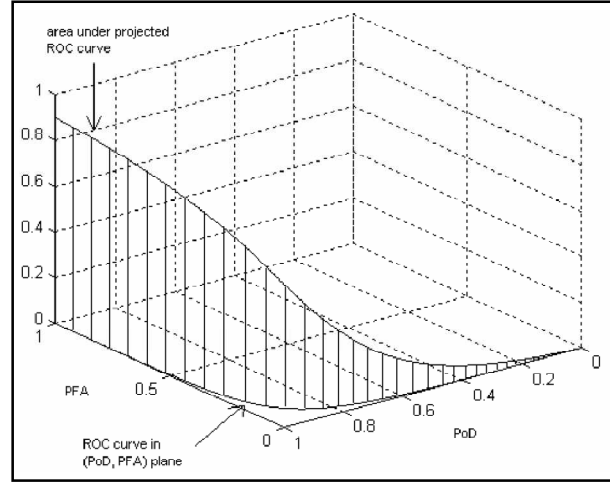


Fig.3.10. Illustration de la surface sous la courbe ROC projetée, d'après Schoefs et Clément [83].

III.3.2.1. Analyse des Coûts

Afin d'étudier l'effet des surcoûts dus à de mauvaises détections, la stratégie de maintenance suivante est retenue pour l'analyse des coûts:

- La détection d'un défaut conduit à une réparation;
- La non détection d'un défaut conduit à la défaillance de la structure en cas de présence de défaut et à une autre inspection en cas d'absence de défaut.

Deux fonctions de coûts, $E(C)_d$ en cas de détection et $E(C)_{nd}$ en cas de non détection, sont ainsi considérées et calculées selon les expressions suivantes:

$$E(C)_d = C_4(1 - P_2) + C_2P_2 \quad (3.29)$$

$$E(C)_d = C_4(1 - \mu((P_2)_{/ROC})) + C_2\mu((P_2)_{/ROC}) \quad (3.30)$$

$$E(C)_{nd} = C_1(1 - P_3) + C_3P_3 \quad (3.31)$$

$$E(C)_{nd} = C_1(1 - \mu((P_3)_{/ROC})) + C_3\mu((P_3)_{/ROC}) \quad (3.32)$$

Avec:

C_1 : coût associé au scénario 1 "absence de défaut sachant qu'aucun défaut n'a été détecté" ;

C_2 : surcoût associé au scénario 2 "absence de défaut sachant qu'un défaut a été détecté" ;

C_3 : surcoût associé au scénario 3 "présence de défaut sachant qu'aucun défaut n'a été détecté" ;

C_4 : coût associé au scénario 4 "présence de défaut sachant qu'un défaut a été détecté". L'optimisation des plans de maintenance est un problème de décision. Il peut également être abordé d'un point de vue risque. Deux risques peuvent alors être identifiés:

- Le risque associé à la détection d'un défaut inexistant qui conduit à une réparation inutile;
- Le risque associé à la non détection d'un défaut existant qui conduit à la défaillance de la structure.

Le but est donc de maîtriser ces risques en définissant la stratégie d'inspection qui permet de minimiser les deux fonctions de coût liées aux scénarios de non détection de défauts existants (C_3P_3) et à la détection de défauts inexistantes (C_2P_2) qui conduisent à de mauvaises décisions. Avec: $C_2 = C_i + C_R$ et $C_3 = C_i + C_F$ (où C_i coût d'inspection; C_R coût de réparation; C_F coût de défaillance).

III.3.3. Combinaison de multiples techniques d'inspection

Pour augmenter la fiabilité des mesures, il est possible d'agréger les résultats obtenus à partir de répétitions successives sans effet de mémoire d'une même technique d'inspection ou alors à partir de la réalisation de plusieurs techniques différentes.

L'objectif est d'aboutir à la combinaison de techniques d'inspection qui minimise les surcoûts dus aux mauvaises décisions. Ce procédé nécessite au préalable la connaissance de la performance de chaque technique d'inspection, modélisée à l'aide de leur courbe ROC.

La courbe ROC résultante de la combinaison de multiples techniques d'inspection peut être déterminée par différentes méthodes [83], on peut citer par exemple les méthodes de l'intersection et de l'union proposées par Yang et Donath [86].

Les expressions relatives à la méthode de l'union et la méthode de l'intersection sont décrites ci-après:

$$PoD(1 \cup 2) = PoD_1 + PoD_2 - PoD_1 \cdot PoD_2 \quad (3.33)$$

$$PFA(1 \cup 2) = PFA_1 + PFA_2 - PFA_1 \cdot PFA_2 \quad (3.34)$$

$$PoD(1 \cap 2) = PoD_1 \cdot PoD_2 \quad (3.35)$$

$$PFA(1 \cap 2) = PFA_1 \cdot PFA_2 \quad (3.36)$$

Dans le cas de la méthode de l'union, un défaut est détecté si l'une des deux techniques d'inspection utilisées détecte un défaut. Dans le cas de la méthode de l'intersection, un défaut

est détecté s'il l'est par les deux techniques. Le choix de l'une ou l'autre méthode est fait par le décideur.

III.3.4. Systèmes à grande longévité

Pour les systèmes ayant des durées de vie importantes, il est nécessaire de prendre en compte l'évolution dans le temps de la valeur monétaire, qui doit tenir compte des taux d'intérêt et de l'inflation. De plus, l'hypothèse d'optimisation à horizon infini ne peut plus être admise, étant donné le nombre limité d'interventions pendant la durée de vie de la structure ou de l'ouvrage. Dans ce contexte, le coût total concerne l'ensemble de la durée, tout en actualisant la valeur des coûts différés. Lorsque la défaillance a lieu entre deux inspections aux instants t_{i-1} et t_i , l'espérance du coût de défaillance s'exprime par:

$$C_F(N_{INS}) = \sum_{i=1}^{N_{INS}} (F(t_i) - F(t_{i-1})) \frac{C_f(t_i)}{(1+r)^{t_i}} \quad (3.37)$$

Où $C_f(t_i)$ est le coût des conséquences de la défaillance. De même pour un nombre d'inspection N_{INS} , l'expression du coût total d'inspection s'écrit:

$$C_{INS}(N_{INS,q}) = \sum_{i=1}^{N_{INS}} R(t_i) \frac{C_{ins}^i(q)}{(1+r)^{t_i}} \quad (3.38)$$

Où $C_{ins}^i(q)$ est le coût de la $i^{ème}$ inspection qui dépend du type et de la qualité requise q , $F(t_i)$ est la probabilité de défaillance cumulée à la $i^{ème}$ inspection et r est le taux d'actualisation (souvent considéré de 0.01 à 0.05 et jusqu'à 0.09 dans le nucléaire). A l'issue de chaque inspection, on associe une probabilité de détection du défaut $PoD(t_i)$ et de fausse alarme $PFA(t_i)$; une décision doit alors être prise vis à vis de la réparation du système, en intégrant $PoD(t_i)$ et $PFA(t_i)$. Cette décision est généralement basée sur le niveau de fiabilité admissible. Le coût de réparation et remplacement C_{REP} dépend de la nature et du nombre d'actions N_{INS} à effectuer:

$$C_{REP}(N_{INS,q}) = \sum_{i=1}^{N_{INS}} P_{REP}(t_i) \frac{C_{rep}^i(q)}{(1+r)^{t_i}} \quad (3.39)$$

Où $C_{rep}^i(q)$ est le coût de remplacement suite à la $i^{ème}$ inspection et $P_{REP}(t_i)$ est la probabilité de réparation associée.

III.4. Programme d'inspection

Le programme d'inspection commence par définir le système et les critères de performance (figure 3.11), cette étape implique la collecte des données relatives au système et son environnement. L'analyse qualitative du risque est ensuite effectuée pour déterminer les modes de défaillance, ainsi que leurs causes et conséquences (en utilisant par exemple la méthode AMDEC). Dans cette étape, la représentation logique du système doit être élaborée, dans le but de définir les fonctions et les interactions entre les composants et entre les sous-systèmes. L'étape suivante consiste à estimer les taux de défaillance et leurs conséquences, en vue de permettre leur classement selon le degré du risque. Nous pouvons alors distinguer deux cas:

- Le cas où la mesure du défaut suffit pour traduire le niveau de dégradation et la performance (évaluation directe de l'état limite);
- Le cas le plus courant où une mesure peut servir, *via* des modèles, à évaluer l'état limite (mesure des caractéristiques du matériau, du niveau de dégradation, etc.).

Le programme d'inspection peut être ainsi défini en fonction des moyens et des méthodes disponibles pour chacun des types de dégradation. Il est aussi important de tenir compte de l'impact positif (amélioration de la connaissance, voir modèle 1 ci-dessous) ou négatif (dégradation du système) des inspections sur la probabilité de défaillance du système. La comparaison des différentes stratégies permet de faire un choix judicieux et d'étudier la sensibilité des résultats en fonction des paramètres d'inspection, conduisant aux décisions vis-à-vis du plan de maintenance et des actions à mettre en place.

Le résultat de l'inspection est donc lui-même le produit d'une modélisation et d'une exploitation, en fonction du contexte. On peut alors citer deux familles:

- Modèle 1: l'inspection traduit avec une erreur négligeable l'état du système;
- Modèle 2: l'inspection *in situ* est entachée d'erreurs non négligeables, soit au niveau de la détection, soit au niveau de la mesure du défaut.

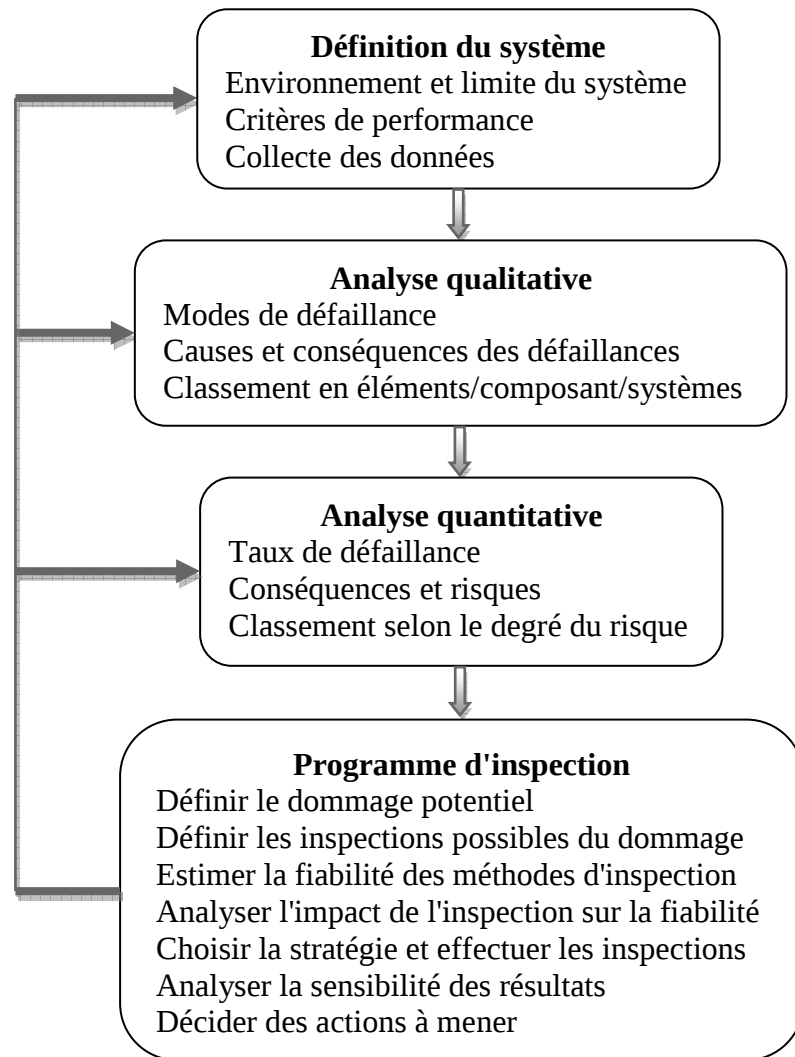


Fig.3.11. Organigramme du plan d'inspection

III.5. Critères de choix d'une politique de maintenance

Les politiques de maintenance s'appuient sur différents critères pour définir la stratégie optimale. On peut distinguer les stratégies basées sur les critères suivants:

- Critères purement économiques: l'intervalle entre les inspections et les remplacements est défini par le coût optimal de maintenance sans contrainte sur le niveau de fiabilité requis;
- Critères économiques avec un intervalle minimum: pour éviter des interventions trop rapprochées, on introduit une condition sur le temps minimum entre deux interventions successives;
- Critère purement opérationnels: pour mieux gérer l'exploitation du système et sa disponibilité, un intervalle de temps constant est adopté pour les interventions; le choix de cet intervalle est basé sur la minimisation du coût de maintenance;

- Critères purement fiabilistes: l'intervalle de temps est déterminé par l'instant où la fiabilité du système atteint le niveau minimum acceptable; suite à la dégradation du système, les intervalles de temps obtenus varient le long de la durée de vie du composant;
- Critères fiabilistes basés sur la qualité de l'inspection: dans ce cas, les intervalles d'inspection/remplacement sont réguliers, mais la qualité de l'inspection est ajustée de telle façon que la fiabilité minimale requise soit respectée.

D'une façon générale, le critère purement économique conduit à des réductions importantes des coûts, mais implique souvent des inspections très rapprochées. Le choix d'une politique spécifique dépend fortement de la nature du système et des conséquences de la défaillance. Le critère de fiabilité avec prise en compte de la qualité des inspections paraît être un compromis raisonnable puisqu'il permet de réduire les coûts, tout en assurant un niveau de fiabilité acceptable.

CHAPITRE QUATRE

Optimisation de la maintenance des pipelines corrodés sous les incertitudes d'inspection

**CHAPITRE IV: Optimisation de la maintenance des pipelines corrodés
sous les incertitudes d'inspection**

IV.1. Introduction

La planification de la maintenance doit être basée sur une combinaison équilibrée des opérations préventives et correctives, en cohérence avec les résultats des inspections en service.

La politique de maintenance se traduit par une séquence de décisions aux différents niveaux. La phase de conception permet de définir les paramètres de conception d'une façon optimale. Dans la phase d'exploitation, le concepteur et l'exploitant doivent spécifier les inspections et les actions en vue de permettre une meilleure connaissance du comportement du système (figure 4.1).

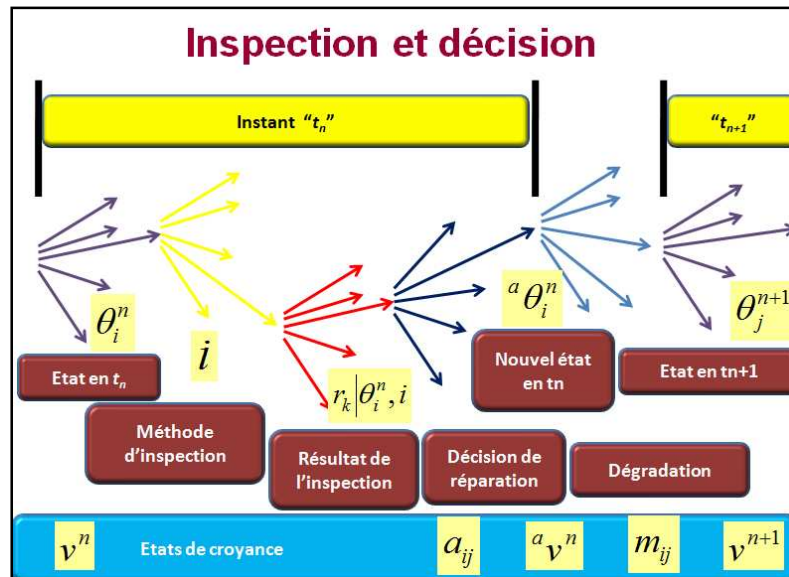


Fig.4. 1. Inspection et décision.

Les paramètres d'inspection sont l'intervalle de temps entre deux inspections, d'une part et la profondeur de ces inspections, d'autre part. La profondeur d'une inspection dépend des méthodes mises en œuvre et de leur niveau de qualité (technique utilisée, qualification de l'opérateur, etc.). Le résultat de l'inspection devrait conduire aux informations permettant de décider, avec plus ou moins de précision, si oui ou non, une tâche de maintenance doit être effectuée. L'objectif principal dans cet arbre de décision est de minimiser le coût de la maintenance, en tenant compte des contraintes de sécurité, du respect des réglementations et souvent d'une enveloppe budgétaire. Après avoir évalué les risques liés au transport du gaz par canalisations et les mesures préventives associées pour éviter la défaillance, nous développons, dans ce qui suit, une approche complète pour l'optimisation d'inspection des

pipelines, y compris la modélisation prédictive de dégradation, l'évaluation de la fiabilité en fonction du temps, les incertitudes d'inspection et la minimisation des coûts espérés, en illustrant cette approche sur différents modèles mécaniques des tuyaux corrodés.

IV.2. Evaluation des risques liés au transport du gaz par canalisations

Les pipelines sont des composants passifs qui connaissent un faible nombre de mécanismes de vieillissement, généralement bien identifiés, avec des cinétiques de dégradation lentes et progressives. Les défaillances sont rares, mais leurs conséquences sont généralement graves pour la sûreté, la disponibilité et les coûts. Par conséquent, il est très important d'évaluer les risques liés au transport du gaz par canalisations. L'objectif essentiel de l'analyse des risques liés aux pipelines est donc de trouver une réponse aux questions suivantes :

- l'identification des dangers : quels événements, quels scénarios peuvent se produire ?
- l'évaluation probabiliste : quelle est la probabilité de défaillance d'un pipeline ?
- l'évaluation déterministe : quel est l'impact de la défaillance sur la sécurité-sûreté, l'environnement, la compétitivité et les coûts ?
- la mise en œuvre de parades : quels moyens, quelles mesures de surveillance peuvent être recommandés pour la surveillance des pipelines?

IV.2.1. Définition du terme « risque »

Selon la norme ISO [87], le risque est nouvellement défini comme « l'effet de l'incertitude sur les objectifs » et s'ajoute en note que « Un risque est souvent caractérisé en référence à des événements et des conséquences potentiels ou à une combinaison des deux ».

Mathématiquement, « le risque est l'espérance mathématique d'une fonction de probabilité d'événements ».

IV.2.2. Principe pour la gestion des risques

La gestion du risque, ou management du risque, est la discipline qui s'attache à identifier et à traiter méthodologiquement les risques relatifs aux activités d'une organisation, quelles que soient la nature ou l'origine de ces risques. À ce titre, il s'agit de l'ensemble des activités coordonnées en vue de réduire le risque à un niveau jugé tolérable ou acceptable. Cette définition s'appuie ainsi sur un critère d'acceptabilité du risque. La démarche ISO, est présentée schématiquement dans la figure (4.2).

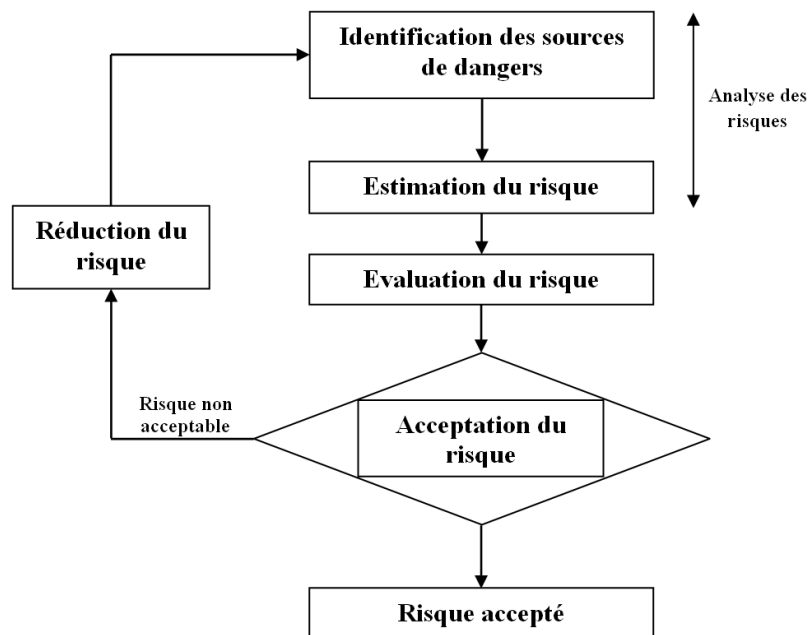


Fig.4. 2. Démarche ISO pour la gestion du risque

IV.2.3. Méthodes et techniques d'évaluation des risques

Il existe plusieurs méthodes dédiées à l'identification des dangers et des risques industriels. Certaines méthodes d'analyse de risques sont limitées à la seule identification des dangers alors que d'autres intègrent l'aspect analyse et évaluation. Ces différentes méthodes [88] peuvent être classées en trois groupes selon la façon utilisée pour évaluer le risque:

- Méthodes quantitatives
- Méthodes Semi-quantitatives
- Méthodes qualitatives

- ***Distinction entre ces méthodes***

Les méthodes quantitatives consistent à caractériser le niveau de risque à l'aide de données accidentelles, de données de fiabilité, de jugements d'experts, de diverses techniques de modélisation de la phénoménologie...etc (i.e. à caractériser numériquement le système à analyser). Les méthodes qualitatives ont pour principal objectif une revue des modes de défaillance d'un système, alors ces méthodes ne consistent pas à quantifier mais à donner une appréciation. A mi-chemin entre les méthodes qualitatives et quantitatives, les approches semi-quantitatives reposent essentiellement sur le jugement d'expert et la caractérisation du niveau de risques à l'aide de classes ou d'indices (les matrices de risques par exemple).

IV.2.3.1. Matrice des risques

Cette méthode d'évaluation semi-quantitative des risques permet de hiérarchiser les risques identifiés et de les comparer à un niveau jugé acceptable. Pour cela, on aura recours à une matrice de criticité adaptée à l'installation objet de l'étude.

Tout d'abord, il faut choisir un certain nombre de scénarios de risques. Pour chacune des conséquences du scénario étudié, la gravité et la probabilité seront évaluées de façon croissante.

Chacune des conséquences ainsi évaluée sera positionnée dans la grille de risques, où elle est établie à partir d'échelles de gravité et de conséquences, laquelle repose sur une gestion rigoureuse de l'historique des risques (rapport, traitement statistique, historique ...etc.).

La figure (4.3) présente un exemple général de matrice de risque, qui comprend plusieurs risques: professionnels, biens matériels, environnementaux et réputation.



Conséquences					Probabilités				
Gravité	Personnes	Biens	Environnement	Réputation	A	B	C	D	E
0	Pas de blessés	Pas de dommage	Pas d'effet	Pas d'impact					
1	Blessures légères	Dommage léger	Faible effet	Faible impact					
2	Blessures minimales	Dommages minimales	Effet Minimum	Impact limité					
3	Blessures graves	Dommages localisés	Effet localisé	Impact considérable					
4	Un à trois décès	Dommages importants	Effets importants	Impact National					
5	Plusieurs décès	Dommages énormes	Effets énormes	Impact international					

Fig.4. 3. Matrice des risques

La zone verte : le risque est faible, jugé comme acceptable sous réserve d'avoir du personnel compétent, d'assurer sa formation et de mettre en place les procédures nécessaires.

La zone jaune: le risque est moyen, pour lequel il sera nécessaire de démontrer que le système de management de la sécurité est bien en place et qu'il est bien appliqué et que le risque a ramené au plus bas niveau possible, en égard aux conséquences financières de son acceptation et au coût qu'engendrerait toute réduction supplémentaire (Principe d'ALARP : La réduction des risques jusqu'à un niveau aussi bas que raisonnablement réalisable).

La zone rouge: le risque est intolérable. Il va nécessiter une étude détaillée de chacun des scénarios présents dans cette zone avec pour objectif de le rendre acceptable.

➤ **Acceptabilité du risque**

A ce stade de l'étude, nous disposons de l'estimation des conséquences en termes de gravité et en probabilité. A partir de ces deux paramètres, le niveau de risque sera positionné sur une grille où l'acceptabilité du risque sera définie.

Chaque scénario encore positionné dans la zone rouge devra faire l'objet d'une démarche de réduction du risque par la mise en œuvre de barrières complémentaires (i.e. ensemble de moyens destinés à détecter, signaler, empêcher, réduire et atténuer les risques) jusqu'à atteindre un niveau de risque tolérable et au pire ALARP (As Low As Reasonably Practical).

IV.2.3.2. Arbres de défaillance

L'analyse par arbre de défaillance est une méthode de type déductif. En effet, il s'agit, à partir d'un évènement redouté défini a priori, de déterminer les enchaînements d'évènements ou combinaisons d'évènements pouvant finalement conduire à cet évènement. Cette analyse permet de remonter de causes en causes jusqu'aux évènements de base susceptibles d'être à l'origine de l'évènement redouté. Les liens entre les différents évènements identifiés sont réalisés grâce à des portes logiques (de type «ET» et «OU»). La définition de l'évènement final, qui fera l'objet de l'analyse, est une étape cruciale pour la construction de l'arbre. Le tableau (4.1) présente les symboles ainsi que les significations qui sont utilisés dans La modélisation d'un diagramme à structure arborescente.

Traitements

Les principaux traitements effectués sur les arbres de défaillances sont la recherche des coupes minimales et l'évaluation quantitative des probabilités d'occurrence.

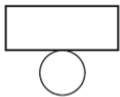
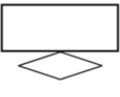
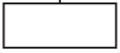
- **Coupes minimales**

Les coupes minimales représentent les plus petites combinaisons d'évènements dont la réalisation simultanée entraîne celle de l'évènement indésirable. Elles ont pour ordre le nombre d'évènements qui les constitue.

- **Arbre de défaillances probabilisé**

Il correspond à l'analyse quantitative. L'utilisation d'un arbre de causes de défaillance pour évaluer la probabilité d'apparition de l'évènement indésirable repose sur les règles classiques de calcul des probabilités composées à évènements indépendants [89].

Tableau.4. 1. Les symboles utilisés pour la construction de l'arbre

Portes logiques		La porte «OU» indique que l'événement de sortie se produit si l'un des événements d'entrée se produit
	Porte OU	
Evénements d'entrées		La porte «ET» indique que l'événement de sortie ne se produit que si tous les événements d'entrée se produisent en même temps
	Porte ET	
Evénements d'entrées		L'événement de base représente le niveau le plus détaillé de l'analyse du système
		Evénement non développé, car l'information n'est pas disponible ou parce que ses conséquences sont insignifiant
Description de l'état		Le rectangle des commentaires est pour des informations complémentaires
Symboles de transfert	Transfert sortant 	La partie de l'arbre qui suit le symbole de transfert sortant se retrouve identique, sans être répétée, à l'endroit indiqué par le symbole de transfert entrant.
	Transfert entrant 	

Soit F_{Xi} la probabilité d'occurrence de l'événement de base Xi

- Porte « ET » : probabilité de « $X1$ » et « $X2$ » = $F_{X1} \cdot F_{X2}$

Pour une porte simple «ET» avec m événements de base indépendants, la probabilité d'apparition de l'évènement indésiré TOP est:

$$P(TOP) = \prod_{i=1}^m F_{Xi} \quad (4.1)$$

- Porte « OU » : probabilité de « $X1$ » ou « $X2$ » = $F_{X1} + F_{X2} - [F_{X1} \cdot F_{X2}]$

Pour une porte simple «OU» avec m événements de base indépendants, on obtient:

$$P(TOP) = 1 - \prod_{i=1}^m (1 - F_{Xi}) \quad (4.2)$$

IV.2.3.3. Arbres des conséquences (d'événements)

Comme nous l'avons vu précédemment, l'analyse par arbre des défaillances, vise à déterminer, dans une démarche déductive, les causes d'un événement indésirable ou redouté

retenu a priori. A l'inverse, l'analyse par arbre d'évènements suppose la défaillance d'un composant ou d'une partie du système et s'attache à déterminer les évènements qui en découlent. Cette méthode est particulièrement utilisée dans le domaine de l'analyse après accidents en vue d'expliquer les conséquences observées résultant d'une défaillance du système où les scénarios d'accident sont évalués de manière qualitative et quantitative. La figure (4.4) représente la forme générale d'un arbre d'évènements.

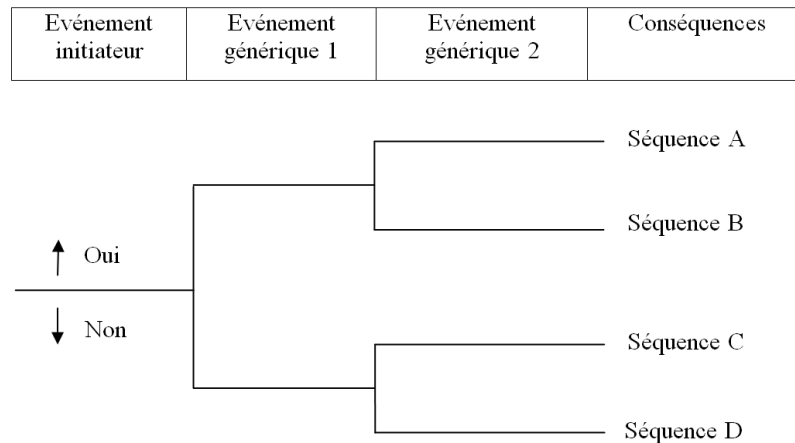


Fig.4. 4. Schématisation d'un arbre d'événement

L'évaluation quantitative consiste à déterminer les probabilités d'apparition et les pertes associées aux scénarios résultants, afin d'estimer mathématiquement le risque total, et qui n'est autre que l'espérance du coût des dommages. En termes plus simples, il s'agit de la valeur moyenne des conséquences d'événements affectés de leur probabilité. Ainsi, un événement e_1 a une probabilité d'occurrence P_1 avec une conséquence probable C_1 ; de même un événement e_n aura une probabilité P_n et une conséquence C_n , alors le risque total (R_{Total}) vaudra:

$$R_{Total} = P_1 \cdot C_1 + P_2 \cdot C_2 + + P_n \cdot C_n = \sum_{i=1}^n P_i \cdot C_i \quad (4.3)$$

IV.2.4. Application

IV.2.4.1. Analyse des causes de défaillances d'un gazoduc enterré

Pour connaître les scénarios pouvant conduire à une défaillance des pipelines enterrés, il faut tout d'abord définir cet événement indésirable:

La défaillance des pipelines est une rupture ou une fuite apparente nécessitant une intervention sur le réseau, sachant que la limite entre rupture et fuite n'est pas toujours bien définie (une rupture est une fuite, mais une fuite n'est pas obligatoirement une rupture).

➤ **Analyse qualitative**

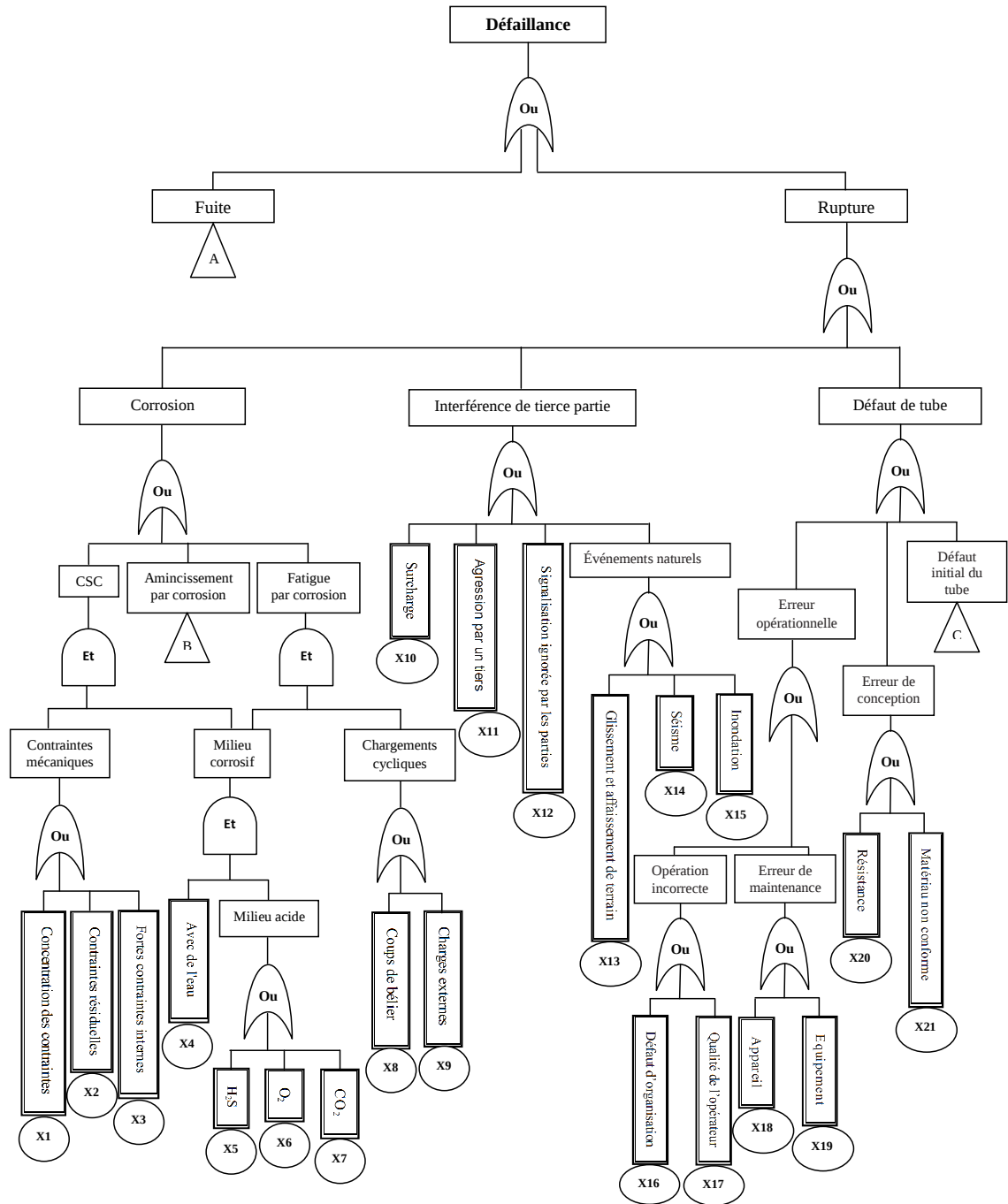
Après une analyse qualitative à l'aide d'un arbre de défaillance, la figure (4.5) précise les principales causes de défaillance des pipelines enterrés. On remarque qu'il y a trois catégories de causes de rupture:

- La corrosion sous toutes ses formes ;
- Les interférences de tierce partie (comme les surcharges, séisme, glissement de terrain,...etc.) ;
- Les défauts de tuyau dus aux erreurs humaines.

Concernant la fuite, on trouve deux causes majeures:

- L'amincissement par corrosion jusqu'à la fuite ;
- Les défauts initiaux (défaut de matériau par exemple).

A partir de ces catégories de causes, on a continué de descendre (i.e. de développer l'arbre) de causes en causes jusqu'aux événements de base susceptibles d'être à l'origine de la défaillance du gazoduc enterré. Ensuite, nous avons obtenu à la fin un arbre de défaillance composé de 40 événements de base. Ces derniers sont répertoriés dans le tableau (4.2).



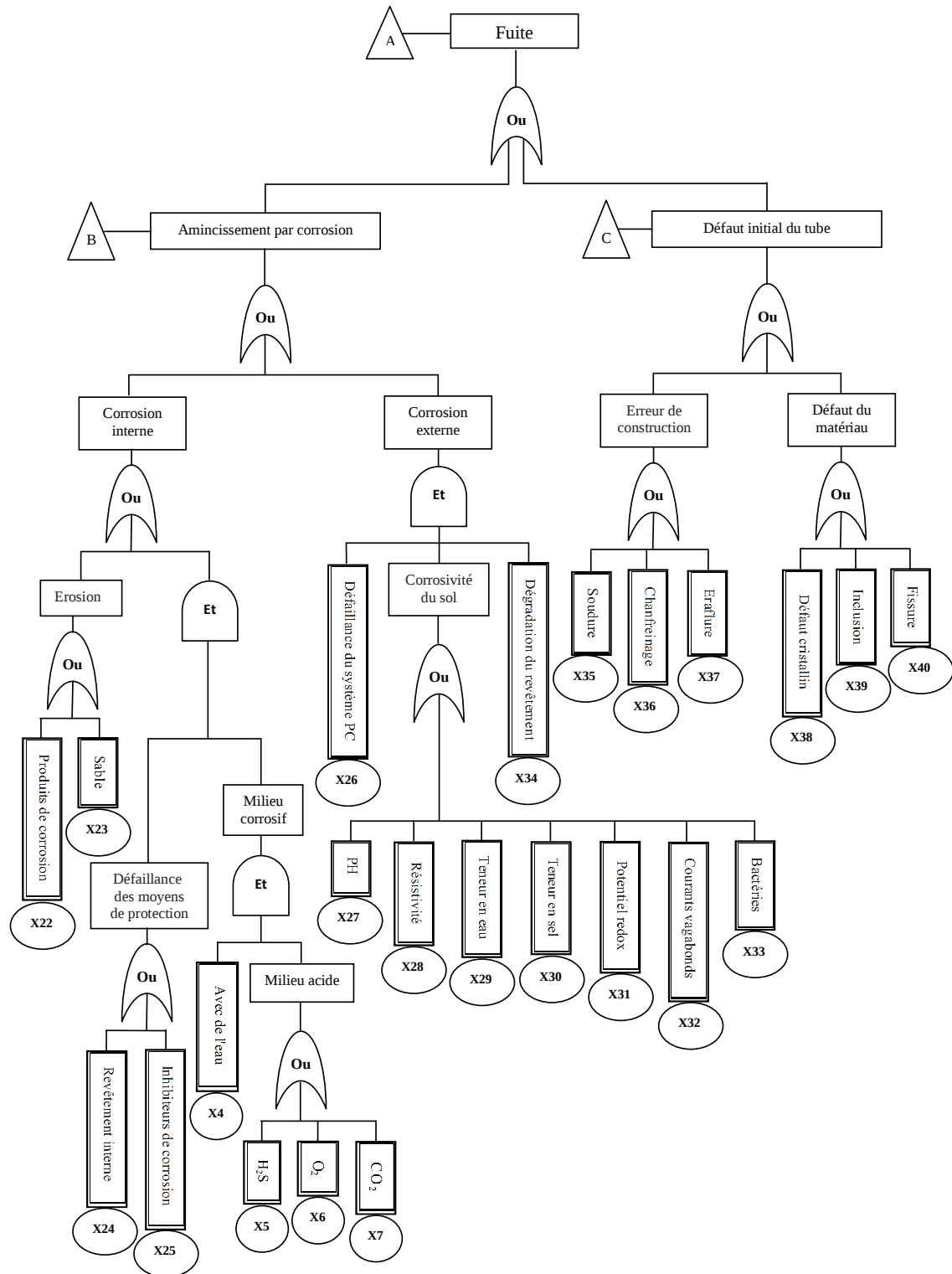


Fig.4. 5. Arbre de défaillance d'un gazoduc enterré

Tableau.4. 2. Tous les événements de base de l'arbre de défaillance

Code	Evénements de base	Code	Evénements de base
X1	Concentration des contraintes	X21	Matériau non conforme
X2:	Contraintes résiduelles	X22	Déplacement des produits de corrosion à la vitesse du gaz qui rabotent la surface interne de la conduite
X3	Fortes contraintes internes	X23	Déplacement du sable à la vitesse du gaz qui rabote la surface interne de la conduite
X4	Présence de l'eau dans le milieu	X24	Dégradation du revêtement interne
X5	Présence de sulfure d'hydrogène H ₂ S	X25	Détérioration des inhibiteurs de corrosion
X6	Présence d'oxygène O ₂	X26	Défaillance du système de protection cathodique
X7	Présence de dioxyde de carbone CO ₂	X27	pH atteint des valeurs extrêmes
X8	Coups de bélier	X28	Faible résistivité du sol
X9	Charge externe	X29	Forte teneur en eau
X10	Surcharge	X30	Forte teneur en sel
X11	Agression par un tiers	X31	Faible potentiel redox
X12	Signalisation ignorée par les parties	X32	Présence de courants vagabonds
X13	Glissement et affaissement de terrain	X33	Présence des bactéries
X14	Séisme	X34	Dégradation du revêtement externe
X15	Inondation	X35	Défaut de soudure
X16	Défaut d'organisation	X36	Défaut du chanfreinage
X17	Qualité de l'opérateur	X37	Eraflure
X18	Défaut de l'appareil	X38	Défaut cristallin
X19	Défaut de l'équipement	X39	Inclusion
X20	Problème de résistance	X40	Fissure

En utilisant les règles de l'algèbre de BOOLE, l'équation booléenne de l'arbre de défaillance obtenu est donnée comme suit:

Équation booléenne de l'arbre $=x_{10} + x_{11} + x_{12} + x_{13} + x_{14} + x_{15} + x_{16} + x_{17} + x_{18} + x_{19} + x_{20} + x_{21} + x_{22} + x_{23} + x_{35} + x_{36} + x_{37} + x_{38} + x_{39} + x_{40} + x_{1x5x4} + x_{1x6x4} + x_{1x7x4} + x_{2x5x4} + x_{2x6x4} + x_{2x7x4} + x_{3x5x4} + x_{3x6x4} + x_{3x7x4} + x_{5x4x8} + x_{5x4x9} + x_{6x4x8} + x_{6x4x9} + x_{7x4x8} + x_{7x4x9} + x_{5x4x24} + x_{5x4x25} + x_{6x4x24} + x_{6x4x25} + x_{7x4x24} + x_{7x4x25} + x_{26x27x34} + x_{26x28x34} + x_{26x29x34} + x_{26x30x34} + x_{26x31x34} + x_{26x32x34} + x_{26x33x34}$

Où les coupes minimales sont les suivantes:

Coupes minimales d'ordre 1: $x_{10}, x_{11}, x_{12}, x_{13}, x_{14}, x_{15}, x_{16}, x_{17}, x_{18}, x_{19}, x_{20}, x_{21}, x_{22}, x_{23}, x_{35}, x_{36}, , x_{38}, x_{39}, x_{40}$

Coupes minimales d'ordre 3: $x_{1x5x4}, x_{1x6x4}, x_{1x7x4}, x_{2x5x4}, x_{2x6x4}, x_{2x7x4}, x_{3x5x4}, x_{3x6x4}, x_{3x7x4}, x_{5x4x8}, x_{5x4x9}, x_{6x4x8}, x_{6x4x9}, x_{7x4x8}, x_{7x4x9}, x_{5x4x24}, x_{5x4x25}, x_{6x4x24}, x_{6x4x25}, x_{7x4x24}, x_{7x4x25}, x_{26x27x34}, x_{26x28x34}, x_{26x29x34}, x_{26x30x34}, x_{26x31x34}, x_{26x32x34}, x_{26x33x34}$

L'objectif de cette simplification de l'arbre de défaillance par le développement des diverses combinaisons d'événements est de trouver les chemins critiques ou les plus petites combinaisons d'événement entraînant la défaillance du pipeline. Elle permet de mieux maîtriser le système étudié tout en identifiant les maillons faibles sur lesquels une attention particulière doit être portée, comme les 19 coupes minimales d'ordre 1.

IV.2.4.2. Analyse des conséquences de la défaillance d'un gazoduc

Afin de définir les scénarios développés avec le temps et analyser les conséquences d'une défaillance d'un gazoduc à haute pression, on a utilisé la méthode de l'arbre d'événements, comme le montre la figure (4.6).

➤ Analyse qualitative

Après la mise en service d'un gazoduc, on a proposé trois événements initiateurs:

- Apparition d'une rupture
- Apparition d'une fuite
- Survie totale ou bon fonctionnement du gazoduc

Pour les événements intermédiaires, on a mis deux:

- Ignition immédiate
- Ignition retardée

Par exemple, si on a une fuite ou une rupture sans avoir une inflammation, seul une perte du matériel est considérée qui demande une intervention de maintenance. Par contre, s'il ya une source d'inflammation, on peut avoir une conséquence plus grave comme l'explosion, ce qui implique des morts, des blessures, des pertes de matériels,.....etc. Dans le cas où il ya une survie totale ou un bon fonctionnement du gazoduc, on va avoir un gain de production. Tous les scénarios possibles sont détaillés dans le tableau (4.3).

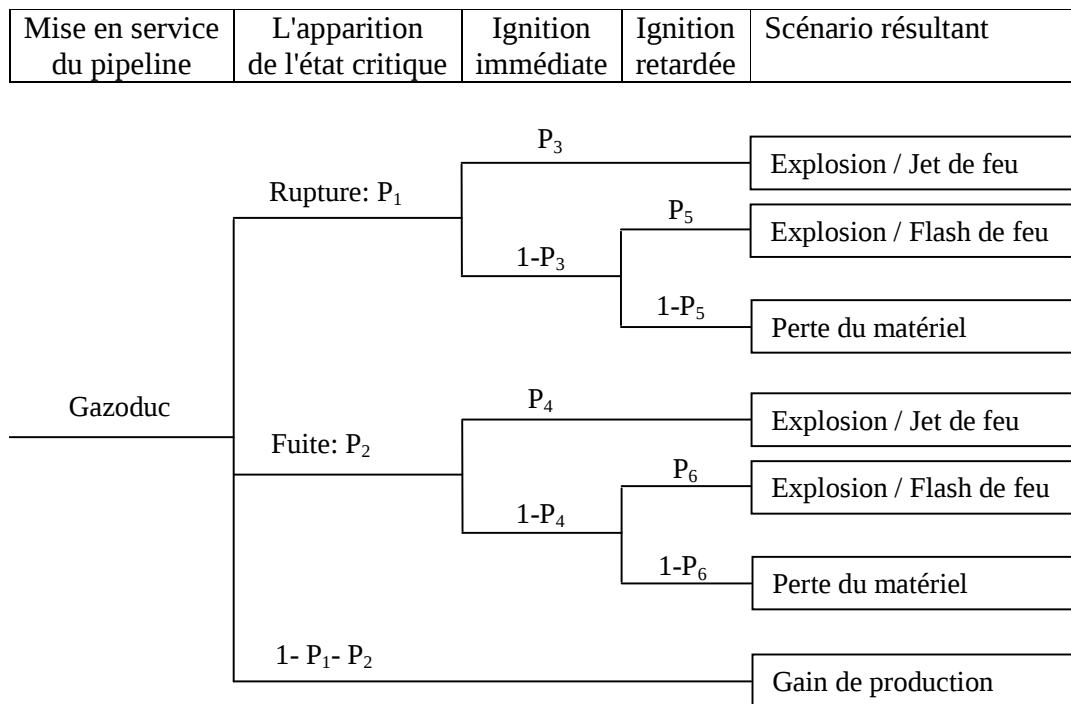


Fig.4. 6. L'arbre d'événements pour l'état critique d'un gazoduc

➤ Analyse quantitative

La probabilité d'occurrence d'une conséquence suite à une séquence particulière peut alors être estimée, comme le produit de la probabilité d'occurrence de l'événement initiateur et de la probabilité d'occurrence de l'événement selon le cheminement des événements intermédiaires.

Soient:

P_1 : Probabilité d'une rupture

P_2 : Probabilité d'une fuite

P_3 : Probabilité d'ignition immédiate due à la rupture

P_4 : Probabilité d'ignition immédiate due à la fuite

P_5 : Probabilité d'ignition retardée due à la rupture

P_6 : Probabilité d'ignition retardée due à la fuite

Les probabilités d'apparition des différents scénarios sont déterminées d'après l'arbre d'événements élaboré dans l'analyse qualitative (Fig.4.6). Ces probabilités ainsi que les pertes associés aux scénarios résultants sont données dans le tableau (4.3)

Tableau.4. 3. Pertes & probabilités d'apparition des différents scénarios

N°	Scénarios	Probabilités	Pertes ou coûts associés aux Scénarios
1	Explosion/Jet de feu dû à la rupture	$P_{S1} = P_1 \cdot P_3$	C_{S1} = Coûts des victimes + Coûts de traitement des blessés + Coûts de production + Coûts des dégâts matériel +
2	Explosion/Flash de feu dû à la rupture	$P_{S2} = P_1 \cdot (1 - P_3) \cdot P_5$	C_{S2} = Coûts des victimes + Coûts de traitement des blessés + Coûts de production + Coûts des dégâts matériel +
3	Perte du matériel dû à la rupture	$P_{S3} = P_1 \cdot (1 - P_3) \cdot (1 - P_5)$	C_{S3} = Coûts de maintenance
4	Explosion/Jet de feu dû à la fuite	$P_{S4} = P_2 \cdot P_4$	C_{S4} = Coûts des victimes + Coûts de traitement des blessés + Coûts de production + Coûts des dégâts matériel +
5	Explosion/Flash de feu dû à la fuite	$P_{S5} = P_2 \cdot (1 - P_4) \cdot P_6$	C_{S5} = Coûts des victimes + Coûts de traitement des blessés + Coûts de production + Coûts des dégâts matériel +
6	Perte du matériel dû à la fuite	$P_{S6} = P_2 \cdot (1 - P_4) \cdot (1 - P_6)$	C_{S6} = Coûts de maintenance
7	Gain de production	$P_{S7} = 1 - P_1 - P_2$	$C_{S7} = -C_P$ où C_P : Coûts de production

Alors, le risque total peut être exprimé par la relation suivante:

$$Risque_{Total} = \sum_{i=1}^n C_{Si} \cdot P_{Si} \quad (4.4)$$

Où C_{Si} et P_{Si} sont le coût et la probabilité d'apparition du scénario Si , respectivement et n le nombre des scénarios.

$$\Rightarrow Risque_{Total} = C_{S1} \cdot (P_1 \cdot P_3) + C_{S2} \cdot P_1 \cdot (1 - P_3) \cdot P_5 + C_{S3} \cdot P_1 \cdot (1 - P_3) \cdot (1 - P_5) + C_{S4} \cdot P_2 \cdot P_4 + C_{S5} \cdot P_2 \cdot (1 - P_4) \cdot P_6 + C_{S6} \cdot P_2 \cdot (1 - P_4) \cdot (1 - P_6) - C_P \cdot (1 - P_1 - P_2)$$

D'après cette estimation mathématique du risque total, on remarque que ce dernier tend vers des valeurs énormes si la probabilité de défaillance et d'inflammation sont très élevées. Par contre, ce risque tend vers des valeurs négatives (i.e. gain de production) si la probabilité de défaillance est négligeable ou très faible. Donc, il faut prendre des décisions pour diminuer ce risque d'une façon optimale (par exemple, chercher une stratégie optimale de maintenance et d'inspection).

- Calcul du rayon de la zone de risque:

Comme nous l'avons vu dans l'analyse par l'arbre des conséquences, la défaillance d'un gazoduc à haute pression peut conduire à des résultats qui peuvent présenter un risque de dommages graves à l'endroit de la défaillance. Donc, l'estimation de la zone de danger sera nécessaire pour prévenir de telles pertes potentielles.

Compte tenu de la nature du gaz (volatilité, sa masse volumique) et des aléas environnementaux, la notion de rayon de risque est très utilisée. Un calcul basé sur les relations d'écoulement et thermodynamique a permis d'obtenir l'estimation du rayon de risque dans le cas d'une fuite de gaz [90].

$$r \cong 1.512 \cdot \frac{p^{\frac{1}{2}} \cdot D^{\frac{5}{4}}}{L^{\frac{1}{4}}} \quad (4.5)$$

La figure (4.7) nous montre, pour des pressions de 5, 7.5 et 10MPa, l'évolution du rayon de risque. L'influence de la pression dans ce cas est évidente. La figure (4.8) considère l'effet du diamètre, similaire à celui de la pression. D'après les courbes présentées dans ces deux figures, l'évolution du rayon de risque est directement proportionnelle à la pression de service et la taille de la conduite. En revanche, la zone de danger est inversement proportionnelle à la longueur du pipeline, lorsque le point de fuite n'est pas très proche de la station d'alimentation

en gaz. On remarque alors que le calcul du rayon de risque est très important, c'est-à-dire l'aménagement urbain, industriel ou autre tout au long du pipeline dépend de cette distance.

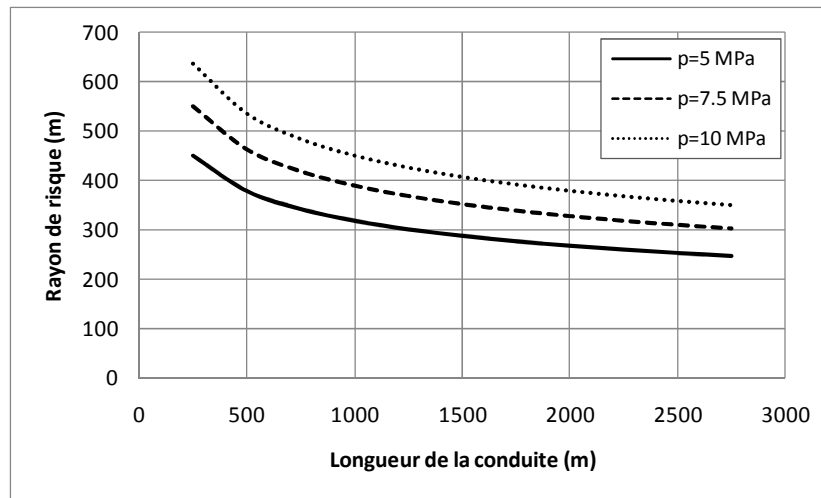


Fig.4. 7. Influence de la pression de service sur l'évolution du rayon de risque en fonction de la longueur de la canalisation (pour $D=0.6m$)

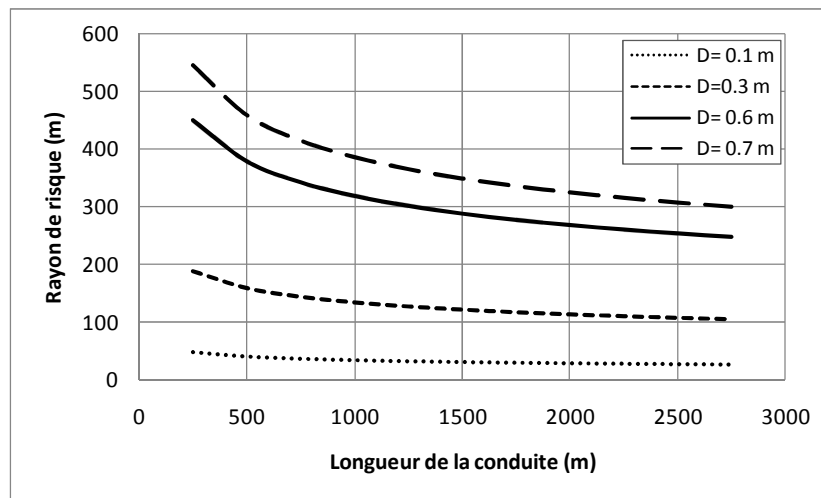


Fig.4. 8. L'effet du diamètre sur l'évolution du rayon de risque en fonction de la longueur de la canalisation ($p=5MPa$)

IV.2.4.3. Parades à mettre en œuvre pour réduire le risque

A la fin de cette analyse, on a essayer de définir les principales mesures préventives ou parades à mettre en œuvre pour réduire le risque (tableau 4.4).

Tableau.4.4. Mesures pour réduire le risque

Cause de la défaillance	Parades
➤ La corrosion sous toutes ses formes - Corrosion sous contraintes - Fatigue-corrosion - Amincissement par corrosion (Erosion, etc)	➤ Inspections en service ➤ Mesures de protection
➤ Les interférences de tierce partie - Surcharges - Agression par un tiers - Signalisation ignorée par les parties - Événements naturels (séisme, glissement de terrain,..etc.)	➤ Prise en compte à la conception ➤ Mesures de protection ➤ Surveillance ➤ Facteurs de sécurité
➤ Les défauts de tuyau - Les défauts de tuyau dus aux erreurs humaines (erreur de conception, erreur de construction, erreur opérationnelle) - Les défauts initiaux (défaut de matériau)	➤ Formation du personnel ➤ Assurance qualité ➤ Audit indépendant ➤ Surveillance ➤ Inspection ➤ Tolérance au risque ➤ Mesures de protection

On remarque qu'il y a deux types de mesures :

- Des mesures préventives, destinées à diminuer la probabilité de défaillance (prise en compte à la conception, facteurs de sécurité, assurance qualité, inspection en service).
- Des mesures de précaution, destinées à diminuer les effets d'une éventuelle défaillance (mesures de protection, tolérance au risque).

Il est clair qu'une bonne qualité de conception est la mesure la plus efficace pour réduire le risque de défaillance des pipelines. Cependant, les pipelines doivent être surveillés pendant toute leur durée de vie et surtout dans la phase de vieillissement lorsque les investissements initiaux sont lourds, ce qui est fréquent. La maintenance et l'inspection sont donc essentielles pour limiter les effets du vieillissement, pour prolonger la durée d'exploitation afin d'amortir les investissements.

IV.3. Optimisation des inspections imparfaites des pipelines soumis à la corrosion

Les tuyaux de transport d'hydrocarbure sont souvent enterrés ou immergés et leurs défauts ne peuvent pas être facilement détectés, en dépit de l'exploitation dans des environnements agressifs. L'état de dégradation réel peut être quantifié par des contrôles non destructifs (CND) qui sont de plus en plus nécessaires pour définir la qualité de la maintenance et les conditions d'exploitation du réseau.

Dans ce contexte, cette section porte sur la formulation du problème d'optimisation de l'inspection et de la maintenance des tuyaux de transport d'hydrocarbure soumis à la corrosion, où l'état du système est décrit par un arbre de décision. La dégradation du tuyau tient compte de la corrosion uniforme et de la corrosion localisée. Les incertitudes liées aux inspections sont prises en compte par une approche Bayésienne, au moyen de la probabilité de détection et de la probabilité de fausse alarme.

IV.3.1. Modèle de dégradation

La plupart des problèmes de détérioration par corrosion, rencontrés dans le monde réel sont une combinaison de la corrosion uniforme et la corrosion localisée. En conséquence, la profondeur totale de la corrosion à n'importe quel endroit x et au temps t peut être décrite par la somme de ces deux types de corrosion:

$$d_c(x,t) = d_U(t) + d_{LC}(x,t) \quad (4.6)$$

$d_c(x,t)$: est la profondeur totale de la corrosion à l'endroit x au temps t ;

$d_{LC}(x,t)$: est la profondeur du défaut localisé de corrosion (selon x) ;

$d_U(t)$: est la profondeur de la corrosion uniforme.

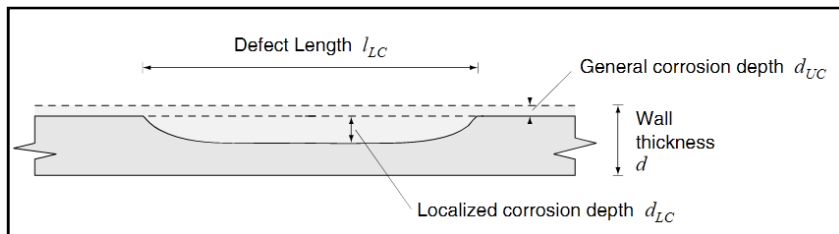


Fig.4. 9. Modélisation de la corrosion uniforme et localisée.

La figure (4.9) représente une section d'un tuyau montrant un défaut de corrosion orienté longitudinalement. Sur cette figure, d est l'épaisseur de la paroi de la conduite, d_{LC} est la

profondeur de la corrosion localisée, d_U est la profondeur de la corrosion uniforme et l_{LC} est la longueur de la zone corrodée projetée sur l'axe longitudinal.

- **Corrosion uniforme**

La forme générale de la loi qui permet d'expliquer le procédé de la corrosion uniforme et de modéliser la perte d'épaisseur de la paroi $d_U(t)$ avec le temps d'exposition t est donnée par [15,78]:

$$d_U(t) = k.t^n \quad (4.7)$$

Où k et n sont les constantes de corrosion.

- **Corrosion localisée**

Pour la corrosion localisée, des recherches approfondies ont été réalisées, afin de développer des modèles empiriques pour différentes conditions environnementales. Les équations empiriques utilisées pour représenter l'évolution de la profondeur et la longueur de la corrosion (d_{LC} et l_{LC} , respectivement) en fonction du temps t peuvent être déterminées selon les expressions suivantes [16,91]:

$$d_{LC}(t) = (\kappa_{UC} + \alpha_{LC} \Delta\kappa_{LC}) t^n \quad (4.8)$$

$$l_{LC}(t) = \gamma_{LC} (\kappa_{UC} + \alpha_{LC} \Delta\kappa_{LC}) t^n \quad (4.9)$$

Où γ_{LC} est le rapport entre la longueur et la profondeur de la corrosion localisée, $\Delta\kappa_{LC}$ est le taux spécifique de la corrosion localisée et α_{LC} la fraction de la corrosion localisée.

IV.3.1.1. Pression ultime du tuyau dégradé

La dégradation du tuyau tient compte de la corrosion uniforme et de la corrosion localisée. Le modèle proposé par Ahammed et Melchers [15] (section II.3.1) est modifié pour tenir compte des deux types de corrosion, conduisant à la pression ultime :

$$P_r = 2S_f \frac{(d - d_{UC})}{D} \frac{1 - \frac{d_{LC}}{d - d_{UC}}}{1 - \frac{d_{LC}}{(d - d_{UC})M}} \quad (4.10)$$

Où D est le diamètre de tuyau, d est l'épaisseur initiale de la paroi, S_f est la contrainte d'écoulement et M le facteur de Folias, obtenu par:

$$M = \sqrt{1 + 0.6275 \frac{l_{LC}^2}{D(d - d_{UC})} - 0.003375 \frac{l_{LC}^4}{D^2(d - d_{UC})^2}} \quad , \quad \frac{l_{LC}^2}{D(d - d_{UC})} \leq 50 \quad (4.11)$$

$$M = 0.0032 \frac{l_{LC}^2}{D(d - d_{UC})} + 3.3 \quad , \quad \frac{l_{LC}^2}{D(d - d_{UC})} > 50$$

IV.3.1.2. Evaluation de la fiabilité

L'analyse de fiabilité nous permet de comprendre comment les incertitudes se propagent dans le système structural, et par conséquent fournit des informations nécessaires pour la planification des inspections [78,92]. Dans l'analyse de fiabilité, il est nécessaire de définir une fonction d'état limite (également connue sous le nom de la fonction de performance) qui exprime l'état de la défaillance du système. La fonction d'état limite du tuyau est définie par la différence entre la résistance du tuyau P_r et la pression appliquée P_a :

$$G(x_i, t) = P_r(x_i, t) - P_a(x_i) \quad (4.12)$$

x_i étant les variables aléatoires et t le temps. $G(x_i, t) > 0$ indique l'état de sûreté alors que $G(x_i, t) \leq 0$ traduit l'état de défaillance.

En introduisant l'expression de P_r donnée par l'équation (4.10), l'expression de $G(x_i, t)$ devient:

$$G(x_i, t) = 2m_f f_y \frac{(d - d_{UC}(t))}{D} \frac{1 - \frac{d_{LC}(t)}{d - d_{UC}(t)}}{1 - \frac{d_{LC}(t)}{(d - d_{UC}(t)) M(t)}} - P_a \quad (4.13)$$

La probabilité de défaillance du tuyau peut s'exprimer comme suit :

$$P_f(t) = P[G(X_i, t) \leq 0] = \int_{G(X_i, t) \leq 0} f_{X_i}(x_i, t) dx_i \quad (4.14)$$

Où $P[\]$ est l'opérateur de probabilité et $f_{X_i}(x_i, t)$ est la densité de probabilité conjointe des variables aléatoires au temps t . Comme la fonction d'état limite est non linéaire en termes de variables aléatoires d'entrée, les algorithmes itératifs [35] sont commodément appliqués afin

de réduire le temps de calcul. Dans ce travail, la méthode FORM (First Order Reliability Method) [35], est appliquée pour calculer l'indice de fiabilité, qui est défini comme la distance minimale entre le point médian et le domaine de défaillance dans l'espace standard. Cet indice est évalué en résolvant itérativement le problème d'optimisation sous contrainte:

$$\beta(t) = \text{minimum} \sqrt{\sum_i [T_i(x_j)]^2} \text{ sous la contrainte : } G(x_j, t) \leq 0 \quad (4.15)$$

Où $T_i(x_j)$ est la transformation probabiliste des variables de base aux variables gaussiennes standard. La solution de ce problème d'optimisation peut être obtenue par les algorithmes d'optimisation ou de fiabilité. La probabilité de défaillance peut être évaluée ainsi par l'approximation du premier ordre:

$$P_f(t) = P[G(X_i, t) \leq 0] = \Phi(-\beta(t)) \quad (4.16)$$

Où $\Phi(\cdot)$ est la fonction de probabilité gaussienne cumulée.

IV.3.2. Modèle de maintenance

IV.3.2.1. Modélisation bayésienne des résultats d'inspection

Les résultats des inspections sont introduits dans le processus de décision à partir du formalisme proposé par Rouhan et Schoefs [18]. Le formalisme bayésien proposé dans ce travail (Fig.4.10) permet de conditionner l'événement présence (ou absence) de défaut à l'événement résultant de l'inspection. Après inspection, le résultat d'un appareil CND peut être: absence de défaut, présence d'un défaut avec une taille acceptable ou présence d'un défaut avec une taille inacceptable. Comme l'état réel des pipelines en service n'est pas connu, il est donc nécessaire de considérer six événements conditionnels (S_i) basées sur : l'état du tuyau (x) et sur la décision prise à l'issue de l'inspection $d(x)$:

S_1 : correspondant au cas où il existe un défaut sachant qu'aucun défaut n'a été détecté:

$$P(S_1) = P(\{x = 1\} | \{d(x) = 0\}) \quad (4.17)$$

S_2 : correspondant au cas où il existe un défaut sachant qu'un défaut acceptable a été détecté:

$$P(S_2) = P(\{x = 1\} | \{d(x) = 1\}) \quad (4.18)$$

S_3 : correspondant au cas où il existe un défaut sachant qu'un défaut inacceptable a été détecté:

$$P(S_3) = P(\{x = 1\} | \{d(x) = 1\}) \quad (4.19)$$

S_4 : correspondant au cas où il n'existe aucun défaut sachant qu'un défaut inacceptable a été détecté:

$$P(S_4) = P(\{x = 0\} | \{d(x) = 1\}) \quad (4.20)$$

S_5 : correspondant au cas où il n'existe aucun défaut sachant qu'un défaut acceptable a été détecté:

$$P(S_5) = P(\{x = 0\} | \{d(x) = 1\}) \quad (4.21)$$

S_6 : correspondant au cas où il n'existe aucun défaut sachant qu'aucun défaut n'a été détecté:

$$P(S_6) = P(\{x = 0\} | \{d(x) = 0\}) \quad (4.22)$$

Par définition, ces probabilités ne sont pas indépendantes et certaines d'entre elles sont complémentaires.

Les résultats d'inspection peuvent être entièrement caractérisés par la probabilité de détection (PoD) et la probabilité de fausse alarme (PFA). Aussi, la PoD et la PFA peuvent s'écrire, d'après le théorème de Bayes:

$$PoD = P(\{d(x) = 1\} | \{x = 1\}) = P(\{(d(t) + N) \geq d_{\min}\} | \{x = 1\}) \quad (4.23)$$

$$PFA = P(\{d(x) = 1\} | \{x = 0\}) = P(\{N \geq d_{\min}\} | \{x = 0\}) \quad (4.24)$$

Où $d(t)$ est la taille du défaut à l'instant t , N est le bruit de mesure et $d_{\min}$ le seuil de détection, déterminée par la technique de l'inspection. Les probabilités $P(S_i)$ peuvent alors être exprimées en fonction de la PoD et de la PFA selon les expressions suivantes:

$$P(S_1) = \frac{(1 - PoD)\gamma}{(1 - PoD)\gamma + (1 - PFA)(1 - \gamma)} \quad (4.25)$$

$$P(S_2) = \frac{PoD\gamma}{PoD\gamma + PFA(1 - \gamma)} \quad (4.26)$$

$$P(S_3) = \frac{PoD\gamma}{PoD\gamma + PFA(1 - \gamma)} \quad (4.27)$$

$$P(S_4) = \frac{PFA(1 - \gamma)}{PoD\gamma + PFA(1 - \gamma)} \quad (4.28)$$

$$P(S_5) = \frac{PFA(1 - \gamma)}{PoD\gamma + PFA(1 - \gamma)} \quad (4.29)$$

$$P(S_6) = \frac{(1 - PFA)(1 - \gamma)}{(1 - PoD)\gamma + (1 - PFA)(1 - \gamma)} \quad (4.30)$$

Où $\gamma = P(\{X = 1\})$ est la probabilité de présence de défaut au moment de l'inspection.

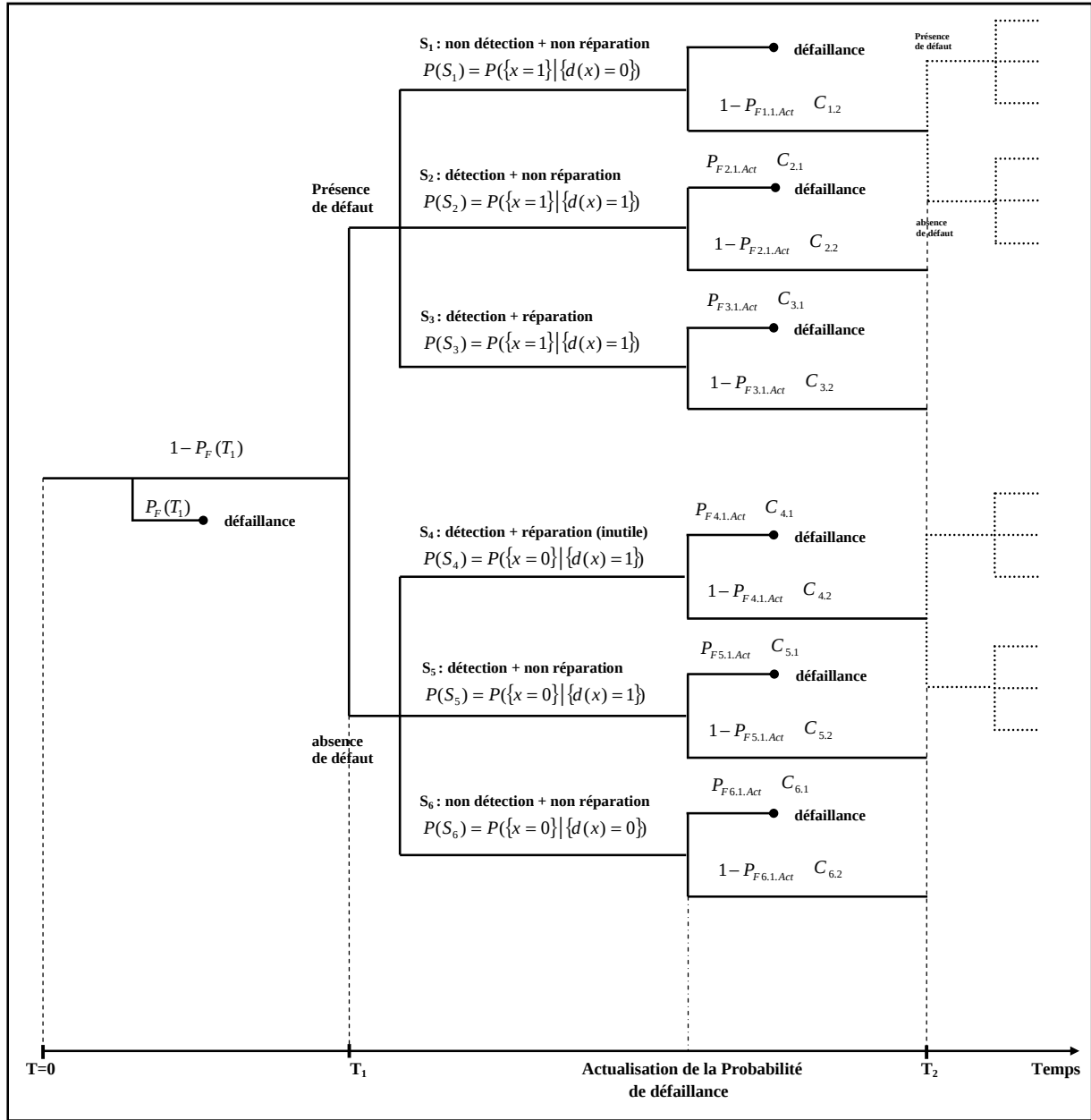


Fig.4. 10. Arbre de décision idéal

IV.3.2.2. Modèle de coût

L'optimisation des plans d'inspection repose sur la minimisation d'une fonction de coût. Le problème est donc généralement formulé comme la minimisation du coût total obtenue à partir des différents scénarios sur une période donnée [28].

$$\min E[C_T] = \min \sum C_i P \quad (4.31)$$

Où $E[C_T]$ est l'espérance mathématique du coût total, P_i est la probabilité d'occurrence du scénario n° i et C_i est le Coût total du scénario n° i. L'espérance mathématique du coût total $E[C_T]$, équation(4.31), est décomposé comme suit:

$$E[C_T] = E[C_{IN}] + E[C_R] + E[C_F] \quad (4.32)$$

Où $E[C_{IN}]$ est l'espérance du coût d'inspection, $E[C_R]$ est l'espérance du coût de réparation, et $E[C_F]$ est l'espérance du coût de défaillance. D'après la figure 10, ces espérances des coûts peuvent être calculées comme suit :

– L'espérance du coût de défaillance

$$E[C_F] = C_F P_F(T_1) + (1 - P_F(T_1)) \left[\begin{aligned} &C_{1,1} P_{F1,1,Act} P(S_1) + C_{2,1} P_{F2,1,Act} P(S_2) \\ &+ C_{3,1} P_{F3,1,Act} P(S_3) + C_{4,1} P_{F4,1,Act} P(S_4) \\ &+ C_{5,1} P_{F5,1,Act} P(S_5) + C_{6,1} P_{F6,1,Act} P(S_6) \end{aligned} \right] \Rightarrow$$

$$\Rightarrow E[C_F] = C_F P_F(T_1) + (1 - P_F(T_1)) \sum_{i=1}^6 C_{i,1} P_{Fi,1,Act} P(S_i) \quad (4.33)$$

– L'espérance du coût de réparation

$$E[C_R] = C_R (1 - P_F(T_1)) [P(S_3) + P(S_4)] \quad (4.34)$$

– L'espérance du coût d'inspection

$$E[C_{IN}] = (1 - P_F(T_1)) \left[\begin{aligned} &C_i + C_{1,2} (1 - P_{F1,1,Act}) P(S_1) + C_{2,2} (1 - P_{F2,1,Act}) P(S_2) \\ &+ C_{3,2} (1 - P_{F3,1,Act}) P(S_3) + C_{4,2} (1 - P_{F4,1,Act}) P(S_4) \\ &+ C_{5,2} (1 - P_{F5,1,Act}) P(S_5) + C_{6,2} (1 - P_{F6,1,Act}) P(S_6) \end{aligned} \right] \Rightarrow$$

$$\Rightarrow E[C_{IN}] = (1 - P_F(T_1)) \left[C_i + \sum_{i=1}^6 C_{i,2} (1 - P_{Fi,1,Act}) P(S_i) \right] \quad (4.35)$$

Où $C_{1,1} = C_{2,1} = C_{3,1} = C_{4,1} = C_{5,1} = C_{6,1} = C_F$ sont les coûts directs de défaillance, $C_{1,2} = C_{2,2} = C_{3,2} = C_{4,2} = C_{5,2} = C_{6,2} = C_i$ sont les coûts d'inspection, C_R est le coût direct de

réparation, $P_F(T_1)$ est la probabilité de défaillance au temps T_1 et $P_{Fi.1.Act}$ est la probabilité de défaillance actualisée au temps T_1 pour chaque scénario n° i. La réactualisation est effectuée parce que les résultats d'inspection améliorent les connaissances sur l'état de dégradation du tuyau.

IV.3.2.3. Réévaluation de la probabilité de défaillance par inspections

La planification des inspections contribue considérablement à la réduction du risque de défaillance des pipelines soumis à la corrosion et par conséquent assure la sécurité des ressources humaines et matérielles. Dans cette étude, on suppose qu'à l'issue d'une inspection effectuée après une durée vie de service égale à t_i , le défaut de corrosion peut être soit détecté, soit non détecté. Ces deux événements peuvent être formulés comme suit:

$$d_{INS}(x_i, t) \geq d_{\min} : \text{Défaut détecté} \quad (4.36)$$

$$d_{INS}(x_i, t) < d_{\min} : \text{Défaut non détecté} \quad (4.37)$$

Où $d_{\min}$ est la plus petite taille de défaut détectable par la technique d'inspection utilisée et $d_{INS}(x_i, t)$ le défaut mesuré. Si le défaut est détectée au moment de l'inspection, l'estimation de la fiabilité de la structure doit diminuer. La marge correspondant à la détection de défaut s'écrit:

$$G_{DET}(x_i, t) = d_{\min} - d_{INS}(x_i, t) \quad (4.38)$$

Les informations supplémentaires collectées au moment de l'inspection concernant l'évolution de l'endommagement (i.e. présence ou non de défaut) doivent être utilisées pour mettre à jour la fiabilité de la conduite. En se basant sur le calcul des probabilités conditionnelles, la probabilité de défaillance réévaluée suite à l'événement d'inspection $G_{DET}(x_i, t)$, s'écrit:

$$P_{F.Act} = \text{prob}[G(X_i, t) \leq 0 | G_{DET}(X_i, t) \leq 0] = \frac{\text{prob}[G(X_i, t) \leq 0 \cap G_{DET}(X_i, t) \leq 0]}{\text{prob}[G_{DET}(X_i, t) \leq 0]} \quad (4.39)$$

Dans le cadre d'une approximation FORM et en supposant que l'évaluation de la fiabilité associée aux événements de défaillance $G(X_i, t) \leq 0$ et de détection de défaut $G_{DET}(X_i, t) \leq 0$

correspond au calcul d'un système formé par deux composants en série, l'indice de fiabilité réévalué β_{Act} peut être écrit sous la forme [93]:

$$\beta_{Act} = \frac{\beta - \rho \frac{\phi(-\beta_{DET})}{\Phi(-\beta_{DET})}}{\sqrt{1 - \rho^2 \left(\frac{\phi(-\beta_{DET})}{\Phi(-\beta_{DET})} \left(\frac{\phi(-\beta_{DET})}{\Phi(-\beta_{DET})} - \beta_{DET} \right) \right)}} \quad (4.40)$$

Où β et β_{DET} sont les indices de fiabilité correspondant respectivement à la fonction d'état limite $G(X_i, t) \leq 0$ et la marge d'évènement $G_{DET}(X_i, t) \leq 0$, ρ désigne le coefficient de corrélation entre ces deux évènements, et ϕ et Φ sont respectivement la densité de probabilité et la fonction de répartition d'une variables aléatoire normale standard.

Ainsi, en utilisant une approche de type FORM, la probabilité de défaillance réévaluée s'obtient directement par:

$$P_{F.Act} \cong \Phi(-\beta_{Act}) \quad (4.41)$$

Quand le défaut est non détecté durant l'inspection, il est évident que la fiabilité du pipeline va augmenter. L'évènement de non détection de défaut est: 1-PoD (i.e.: n'est autre que le complémentaire de l'évènement de détection de défaut). La réévaluation de la probabilité de défaillance peut être effectuée de la même manière que pour l'évènement de détection de défaut.

IV.2.3. Application

Le modèle précédent est maintenant appliqué à un tuyau en acier (X52), avec le diamètre D et l'épaisseur de paroi t , et soumis à la pression interne P . Ce tuyau est conçu pour une période de service de 50 ans. Les données probabilistes sont fournies dans le tableau (4.5), où toutes les variables sont distribuées selon la loi log-normale.

En utilisant le modèle de corrosion défini dans la section (IV.3.1), il est possible de calculer la probabilité de défaillance en fonction de l'âge du tube. Pour les trois conditions de corrosion adoptées dans le tableau (4.5), la figure (4.11) trace la probabilité de défaillance calculée par la méthode FORM [35]. Pour un faible taux de corrosion, la probabilité de défaillance est très faible pour toute la période de service (50 ans). Quand le taux de corrosion est élevé, la

probabilité de défaillance augmente fortement pour atteindre presque 1.00 après 25 ans de service. Un taux de corrosion modéré mène à une probabilité de défaillance de 0.05 à la fin de la durée de vie du tuyau. Ces courbes fournissent une image claire du niveau du risque nominal de défaillance du tube pour différentes étapes de sa durée de vie.

Tableau.4. 5. Données statistiques des variables incertaines.

Variable	Symbole	Cas de corrosion	valeur moyenne	Écart type
Diamètre du tuyau	D (mm)	-	600	18
Épaisseur de la paroi	d (mm)		10	0.5
Limite d'élasticité du matériaux	f_y (MPa)		423	28.3
Pression interne	P (MPa)		5	0.5
Ratio longueur -profondeur de la corrosion localisée	γ_{LC}		10	2
Taux de la corrosion uniforme	κ_{UC}	faible	0.14	0.014
		Modéré	0.37	0.037
		élevé	0.62	0.062
Taux de la corrosion localisée	$\Delta\kappa_{LC}$	faible	0.14	0.028
		Modéré	0.37	0.074
		élevé	0.62	0.124
Paramètre de corrosion	n	-	0.53	-
Fraction de la corrosion localisée	α_{LC}		1.00	-

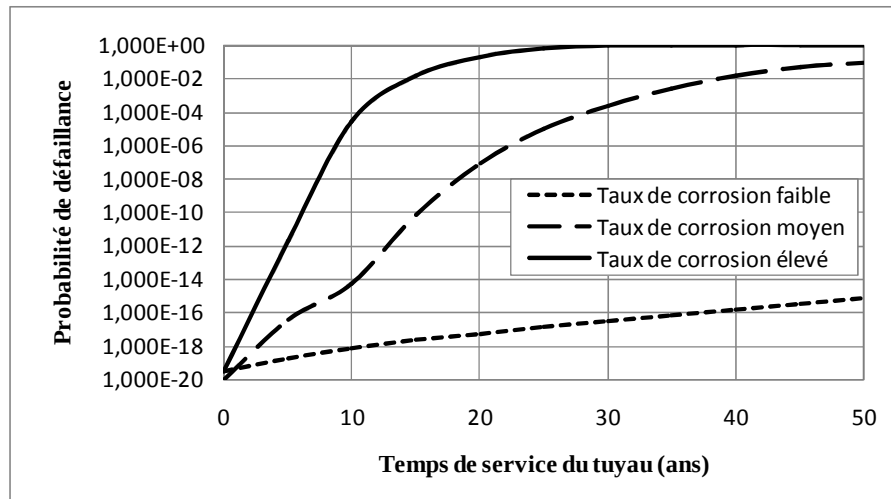


Fig.4. 11. Effet de la corrosion active sur la probabilité de défaillance du tuyau.

En plus de ces variables mentionnées dans le tableau (4.5), la politique de maintenance exige une évaluation de divers coûts pour la défaillance, l'inspection et la réparation, aussi bien que le défaut minimum détectable (seuil de détection) $d_{\min}$ et la taille de défaut conventionnelle à la défaillance (taille de défaut critique) d_c ; ces paramètres sont donnés dans le tableau (4.6). La taille de défaut critique correspond à la probabilité de défaillance de 10^{-2} , par rapport à l'état limite de l'équation (4.12).

Tableau.4. 6. Données concernant les coûts et les seuils de maintenance

paramètres	Symbole	Valeur
Coût de défaillance	C_F	230 000 €
Coût d'inspection	C_i	3 500 €
Coût de réparation	C_R	10 400 €
seuil de détection	$d_{\min}$	1.5 mm
taille de défaut critique	d_c	2.8 mm

Les résultats de l'étude portent sur les aspects suivants :

- Planification des inspections en optimisant l'intervalle entre les interventions;
- Choix des techniques d'inspection en spécifiant leur qualité;
- Etude de l'impact du taux de corrosion sur la planification des inspections.

IV.3.3.1. Optimisation de l'intervalle entre inspections

Pour un taux de corrosion modéré, on recherche à optimiser sur une période de 50 ans, l'intervalle de temps entre inspections au sens de la minimisation de l'espérance du coût total $E[C_T]$. La figure (4.12) montre l'évolution du coût total et de ses composantes, en fonction de l'intervalle entre inspections. Tout d'abord, en analysant la contribution de chacun des coûts dans le coût total, on observe que lorsque l'intervalle entre inspections augmente:

- $E[C_F]$ augmente puisque le défaut croît entre deux inspections et la probabilité de défaillance augmente.
- $E[C_R]$ diminue puisque l'on répare moins fréquemment.
- $E[C_{IN}]$ diminue puisque l'on inspecte moins fréquemment.

avec les valeurs sélectionnées dans les tableaux 4.5 et 4.6, on obtient une période optimale de 34 ans entre inspections avec une espérance du coût minimum égale à 822.6 €/an.

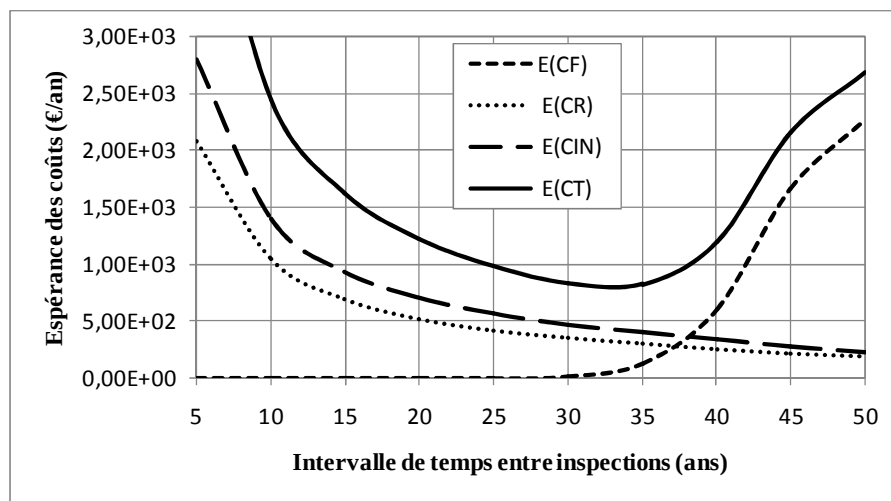


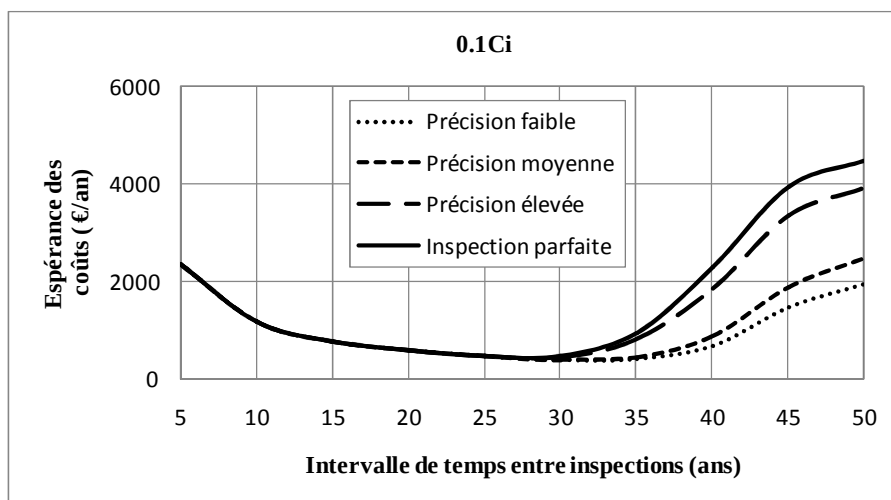
Fig.4. 12. Espérance des coûts en fonction de l'intervalle entre inspections.

IV.3.3.2. Influence de la qualité d'inspection

La qualité d'inspection est considérée ici en termes de coût et de niveau de détection. Quatre précisions de détection sont considérées: faible $d_{\min} = 2.0 \text{ mm}$, moyenne $d_{\min} = 1.5 \text{ mm}$, haute $d_{\min} = 1.0 \text{ mm}$ et parfaite $d_{\min} = 0.0 \text{ mm}$. Pour un coût donné d'inspection, une meilleure précision mène à réduire l'intervalle de temps entre inspections. Toutefois, on constate en figure (4.13) qu'avec les paramètres choisis, l'espérance du coût total augmente

avec la qualité de détection. On remarque aussi que les courbes résultant des qualités faibles sont étalées. Ceci peut être expliqué par le manque de précision menant aux incertitudes globales élevées. Si on prend la courbe de la figure (4.14) correspondant à une inspection parfaite, elle est moins étalée que la courbe de la figure (4.12) correspondant à une précision moyenne, traduisant ainsi une bonne précision de la période optimale d'inspection qui est égale à 30 ans. En effet le caractère de variation de l'espérance du coût total décroît puis croît brusquement autour de la valeur optimale qui représente le point minimum de la courbe et qui se trouve alors bien localisé et précisément déterminé. Le tableau (4.7) indique les résultats pour différents coûts d'inspection. Dans cet exemple, l'impact du coût d'inspection est beaucoup plus grand que la qualité, mais cette observation dépend fortement des valeurs et des données fournies.

(a)



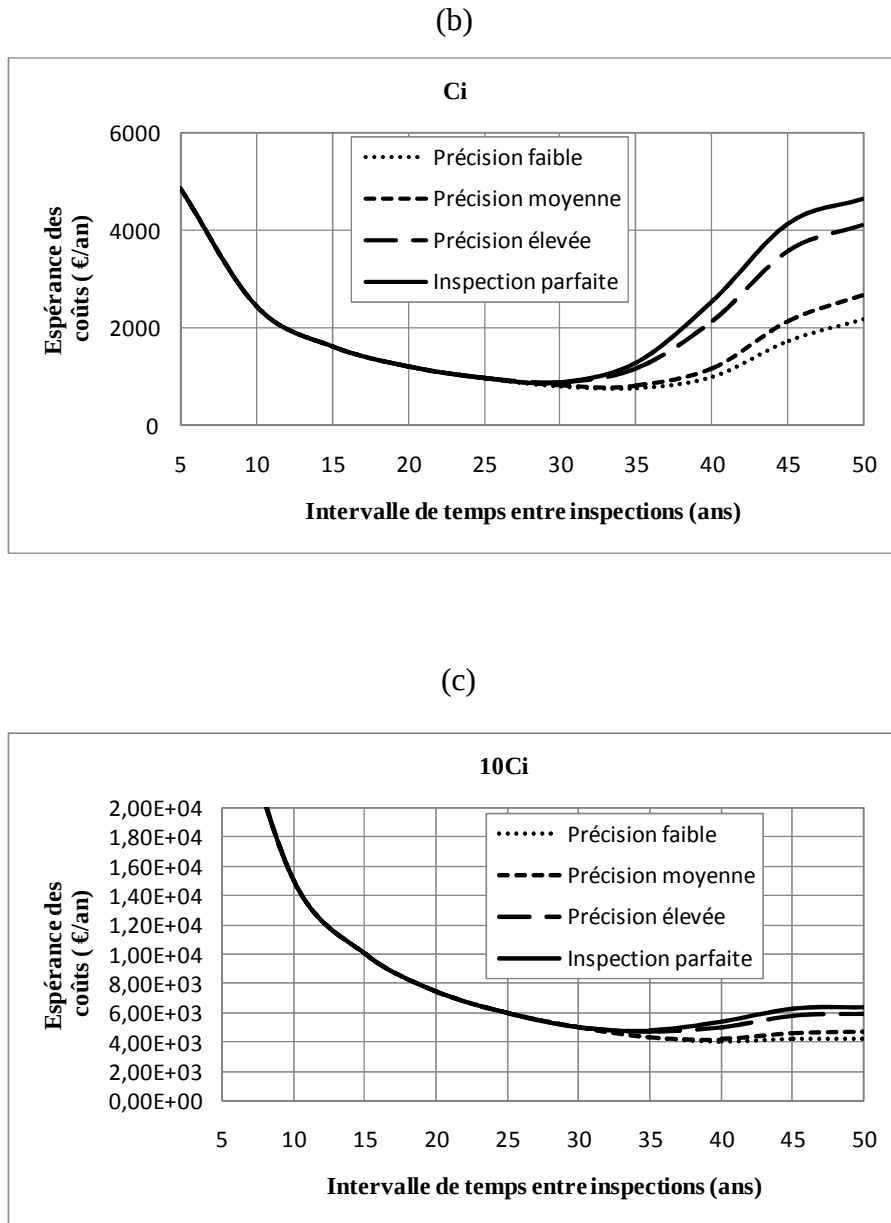


Fig.4. 13. Influence de la qualité d'inspection sur l'espérance du coût total : (a)0.1Ci, (b)1Ci et (c)10Ci

Tableau.4. 7. Résultats pour différents coût d'inspection

Coût d'inspection	Qualité d'inspection	Intervalle optimal entre inspections (ans)	Espérance du coût minimum (€/an)
$0.1C_i$	Faible précision	30	401.5
	Moyenne précision	30	406.8
	Haute précision	30	468.9
	Inspection parfaite	25	474.9
C_i	Faible précision	35	775.8
	Moyenne précision	34	822.6
	Haute précision	30	887.8
	Inspection parfaite	30	895.3
$10C_i$	Faible précision	40	4064
	moyenne précision	40	4226
	Haute précision	35	4712
	Inspection parfaite	36	4826

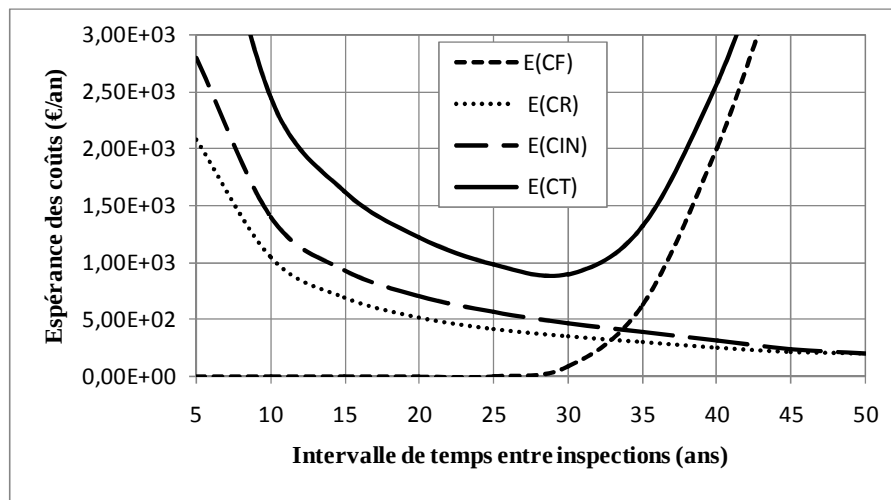


Fig.4. 14. Espérance des coûts en fonction de l'intervalle entre inspections pour une inspection parfaite.

IV.3.3.3. Influence des taux de corrosion

Afin d'analyser l'influence des taux de corrosion sur l'intervalle optimal entre inspections, l'espérance du coût total est tracée sur la figure (4.15) pour les trois taux de corrosion fournis

dans le tableau (4.5). Comme prévu, le temps optimal entre inspections dépend fortement du taux de corrosion, car il diminue fortement avec l'agressivité de l'environnement. Dans le cas d'une agressivité élevée (taux de corrosion élevé), l'intervalle optimal est d'environ 10 ans et de 35 ans dans le cas d'une agressivité modérée. Par contre, dans le cas d'une agressivité faible, aucun intervalle optimal n'a été trouvé, cela signifie qu'aucune inspection ne sera prévue (planifiée) dans la période considérée qui est de 50 ans. Toutes ces informations sont récapitulées dans le tableau (4.8).

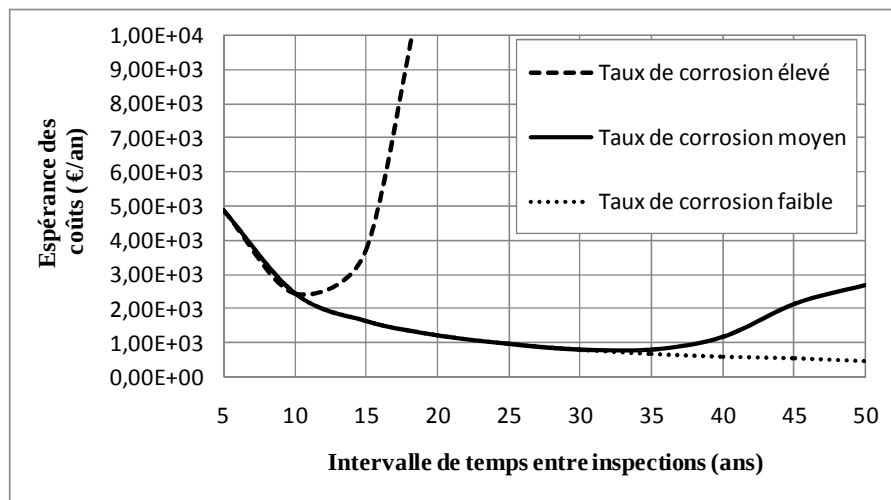


Fig.4. 15. Espérance du coût total pour différents taux de corrosion.

Tableau.4. 8. Résultats pour différents taux de corrosion

Taux de corrosion	Intervalle optimal entre inspections	Espérance du coût minimum
Faible	-	-
Modéré	34 ans	822.6 €/an
Elevé	10 ans	2445 €/an

IV.3.3.4. Réévaluation de la probabilité de défaillance pour différents résultats d'inspection

Lorsque les inspections sont effectuées, la probabilité de défaillance est réévaluée en appliquant la procédure de calcul des probabilités conditionnelles présentée dans la section (IV.3.2.3). Dans cette étude, le seuil de détection $d_{\min}$, correspondant à la technique d'inspection, est pris comme un paramètre déterministe (voir tableau 4.6). Pour un taux de

corrosion élevé, l'intervalle d'inspection est d'environ 10 ans, la figure 4.16 illustre une comparaison entre les évolutions de probabilité de défaillance réévaluée suite aux résultats d'inspection suivants: non détection-non réparation, détection-non réparation et à la détection-réparation de défaut. Comme prévu, quand le défaut de corrosion n'est pas détecté durant l'inspection, la probabilité de défaillance réévaluée diminue par rapport à la probabilité estimée sans inspection. Si le défaut est détecté à cet instant, la probabilité de défaillance réévaluée augmente. En revanche, dans le cas de détection-réparation, la probabilité de défaillance réévaluée est égale à la probabilité de défaillance d'un tuyau neuf. Dans ce dernier cas, le tuyau revient à son état initial car le type de réparation considéré ici est le remplacement. Cette variation de la probabilité de défaillance entre ces différents cas peut influencer les décisions prises concernant la planification des opérations de maintenance. En plus, le bénéfice acquis de la planification des inspections est clair, puisqu'elle permettent de quantifier d'une façon plus réaliste le niveau de l'endommagement cumulé dans le tuyau et de fournir une meilleure mesure de la fiabilité.

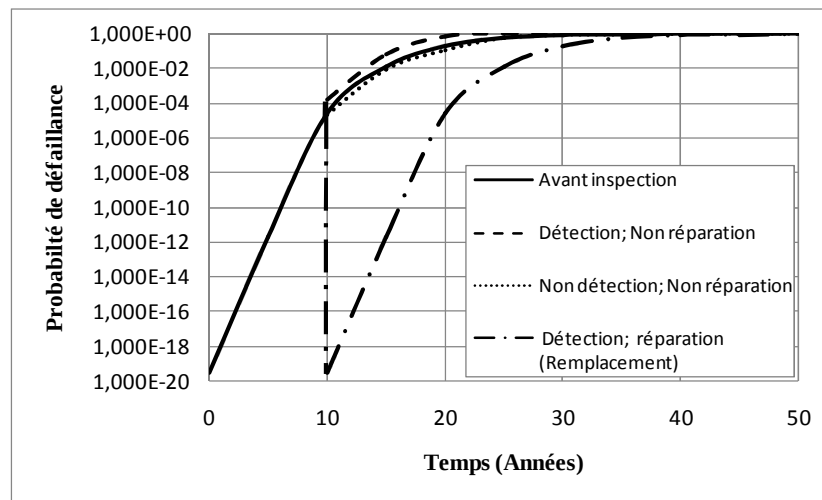


Fig.4. 16. Comparaison de la probabilité de défaillance réévaluée pour différents résultats d'inspection.

IV.4. Effet des contraintes résiduelles sur l'optimisation des inspections imparfaites des tuyaux enterrés soumis à la corrosion active

Un pipeline en acier présente l'inconvénient d'être sensible à la corrosion, notamment lorsqu'il est enterré dans le sol. Aussi bien les contraintes résiduelles générées en service des pipelines, au cours de la corrosion, contribuent considérablement à l'augmentation de la probabilité de défaillance, en particulier dans la phase initiale de la durée de vie de la conduite

[78]. Lorsque les couches corrodées sont perdues, la relaxation des contraintes résiduelles se produit, entraînant une redistribution des contraintes résiduelles. Comme on a vu précédemment, l'inspection par des contrôles non destructifs (CND) est de plus en plus nécessaire pour définir la qualité de la maintenance et les conditions d'exploitation du réseau.

Dans ce contexte, le modèle de maintenance développé dans la section précédente [94] est appliqué dans ce qui suit à un autre gazoduc (X60) avec un autre modèle mécanique destiné aux tuyaux enterrés de faibles épaisseurs définis dans la partie (II.3.1.1), où la dégradation du tuyau tient compte de la corrosion uniforme et la distribution des contraintes résiduelles.

IV.4.1 Application

La fiabilité du tuyau est évaluée par rapport à l'état limite de rupture G définie par la différence entre la limite d'élasticité du matériau f_Y et de la contrainte équivalente appliquée σ_{equiv} ; i.e $G = f_Y - \sigma_{equiv}$ (voir section II.3.1.1). La résolution, effectuée par les méthodes de fiabilité, permet d'obtenir la probabilité de défaillance P_f en fonction de l'état de corrosion du tuyau, avec et sans contraintes résiduelles. Avec $P_f = P[G(X) \leq 0] = \Phi(-\beta)$.

Le tuyau est conçu pour une période de service de 50 ans. Les données probabilistes sont fournies dans le tableau (4.9), où toutes les variables sont considérées comme une distribution log-normale; ces données sont tirées des références [15,78].

Dans cette application, cinq conditions de corrosion sont considérées. Pour la corrosion atmosphérique avec les paramètres $k = 0.066$ et $n = 0.53$, la couche corrodée est égale à 0,52 mm après 50 ans de service. Pour les autres cas, dans les environnements les plus agressifs, le processus de corrosion est activé en augmentant le paramètre k . C'est à dire, on varie k de tel sorte que l'épaisseur de la couche corrodée après 50 ans de service est égale à: 1/10, 1/5, 1/3 et la moitié de l'épaisseur de la conduite, correspondant à: un taux de corrosion faible, un taux de corrosion modéré, un taux de corrosion élevé et un taux de corrosion très élevé, respectivement [78].

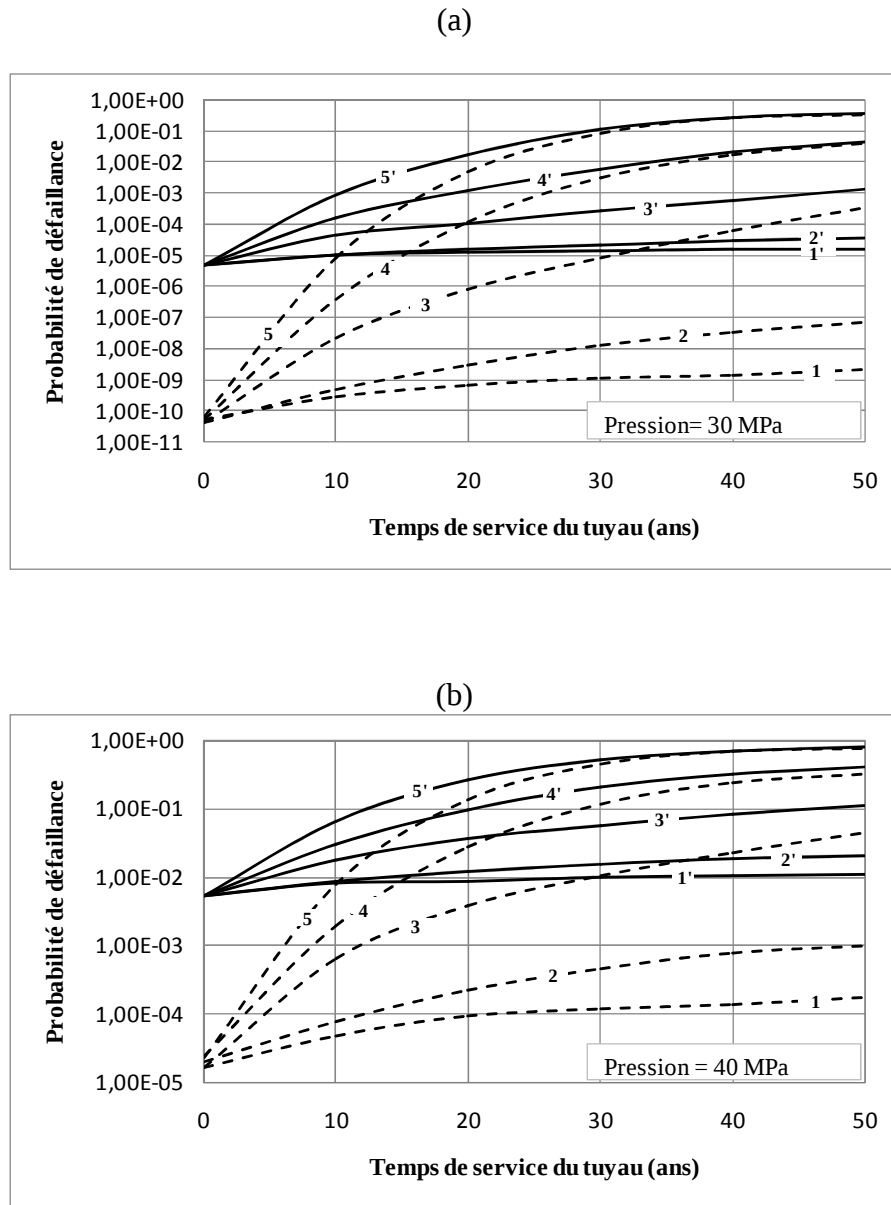


Fig.4. 17. Effet de la corrosion active et les contraintes résiduelles sur la probabilité de défaillance d'un tuyau enterré pour 30 et 40MPa. Taux de corrosion: (1) atmosphérique; (2) faible, (3) modéré; (4) élevé; (5) très élevé. (1'), (2'), (3 '), (4') et (5'), respectivement, obtenus en tenant compte des contraintes résiduelles

Pour des pressions de gaz de 30 et 40 MPa , la figure (4.17) représente l'évolution temporelle des probabilités de défaillance du tuyau, pour différents taux de corrosion , avec et sans les contraintes résiduelles. Dans cette figure, on peut voir que la probabilité de défaillance augmente avec l'âge du tuyau. Par exemple sous une pression de 30 MPa, la probabilité de défaillance d'un tuyau neuf est égale à 10^{-5} , et à la fin de sa durée vie, elle augmente pour atteindre 10^{-1} (pour un milieu très agressive). On peut voir aussi l'influence des contraintes résiduelles sur la probabilité de défaillance.

Tableau.4. 9. Variables aléatoires et paramètres correspondants

Type de variables	Symbole	Description	Valeur moyenne	Coefficient de variation
Matériel	E	Module d'élasticité	201,000 MPa	0.04
	f_Y	limite d'élasticité	475 Mpa	0.10
géométrie	r	Rayon intérieur de tube	97.3 mm 0.01	0.01
	t	Epaisseur de la paroi	12.7 mm	0.05
	L_e	Longueur du tube	1000 mm	0.10
	B	Largeur du fossé	440 mm	0.10
Coefficients	α	Coefficient de dilatation thermique	1.17×10^{-5} m/°C	0.10
	C_d	Coefficient de pression	1.32	0.20
	C_L	Coefficient extérieur de charge	0.12	0.15
	I_c	Facteur d'impact	1.25	0.20
	k	Taux de la corrosion atmosphérique	0.066	0.56
	n	Paramètre de corrosion	0.53	0.26
	k_d	Facteur moment fléchissant	0.108	0.15
	k_m	Coefficient de débattement	0.235	0.15
	γ	Densité du sol	1.89×10^{-5} KN/mm ³	0.10
	χ	Courbure longitudinale d'un tube coudé	-10^{-6} rad/mm	0.10
	ν	Coefficient de Poisson	0.283	0.023
	$\Delta\theta$	Variation de la température	10.0 °C	0.15
Chargement	F	Charge liée au trafic	150 kN	0.10
Contraintes résiduelles	$\sigma_{res_{max}}$	Contrainte résiduelle maximale	70 MPa	0.25

Les coûts de maintenance utilisés dans cette application et les paramètres du défaut sont donnés dans le tableau (4.10):

Tableau.4. 10. Coûts de maintenance et paramètres du défaut

Paramètres	Symbole	Valeur
Coût de défaillance	C_F	1000 k€
Coût d'inspection	C_i	1 k€
Coût de réparation	C_R	10 k€
seuil de détection	$d_{\min}$	1.0 mm
taille de défaut critique	d_C	1.94 mm

Les résultats présentés ici concernent les objectifs suivants:

- Montrer l'influence de la pression de service sur l'intervalle optimal entre inspections;
- Faire un choix des techniques d'inspection en spécifiant leur coût;
- Appréhender l'effet des contraintes résiduelles sur la planification des inspections.

IV.4.1.1. Influence de la pression de service sur l'intervalle optimal entre inspections

Pour montrer l'effet de la pression de service sur l'intervalle optimal entre inspections deux cas sont considérés: 30 et 40 MPa pour un taux de corrosion modéré. La figure (4.18), donne l'évolution temporelle de l'indice de fiabilité β des deux cas, et comme prévu, l'indice de fiabilité β diminue avec l'âge du tuyau dans les deux cas.

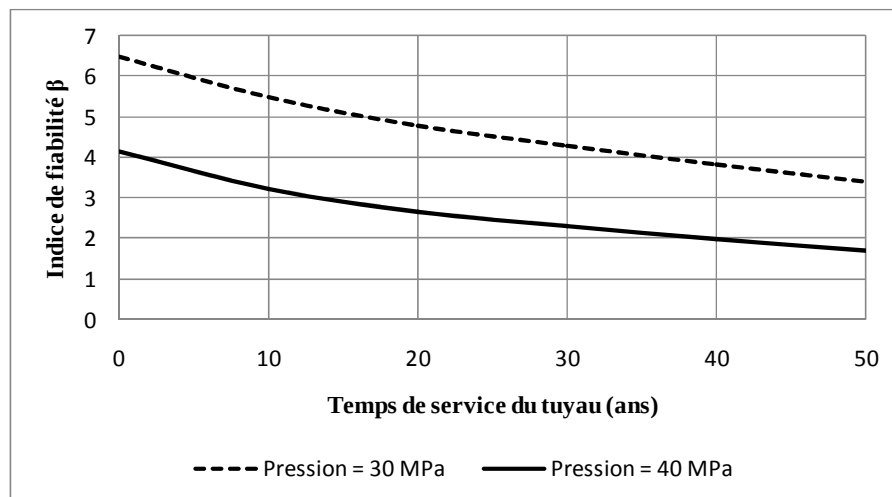
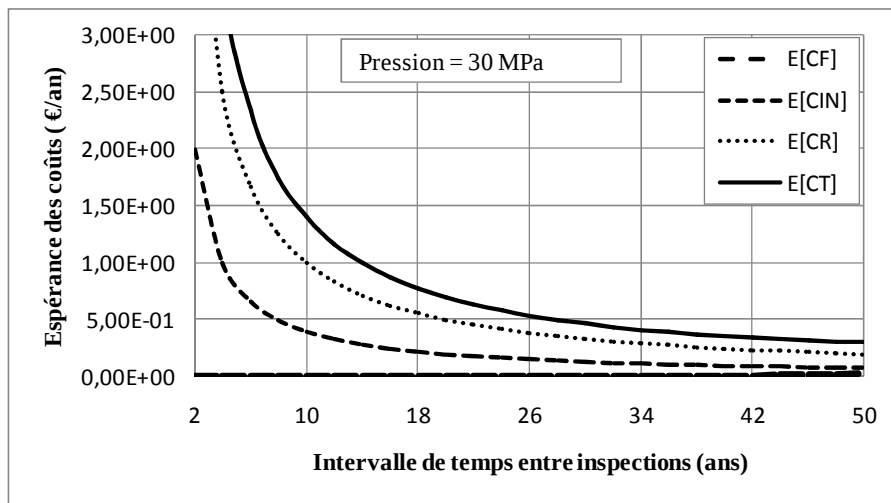


Fig.4.18. Variation de l'indice de fiabilité en fonction du temps pour 30 et 40 MPa.

Avec les valeurs sélectionnées dans le tableau (4.10), la figure (4.19) montre l'évolution du coût total et de ses composantes, en fonction de l'intervalle entre inspections pour les deux

cas: 30 et 40MPa. Bien entendu, lorsque l'intervalle entre inspections augmente, les espérances du coût d'inspection $E[C_{IN}]$ et de réparation $E[C_R]$ diminuent, tandis que l'espérance du coût de défaillance $E[C_F]$ augmente. Dans le cas d'une pression de 40 MPa (fig. 4.19b), l'intervalle optimal entre inspections est égal à 16 ans. Par contre, pour une pression de 30 MPa (fig. 4.19a), aucun intervalle optimal n'a été trouvé. Ceci montre clairement l'influence de la pression de service sur la planification des inspections.

(a)



(b)

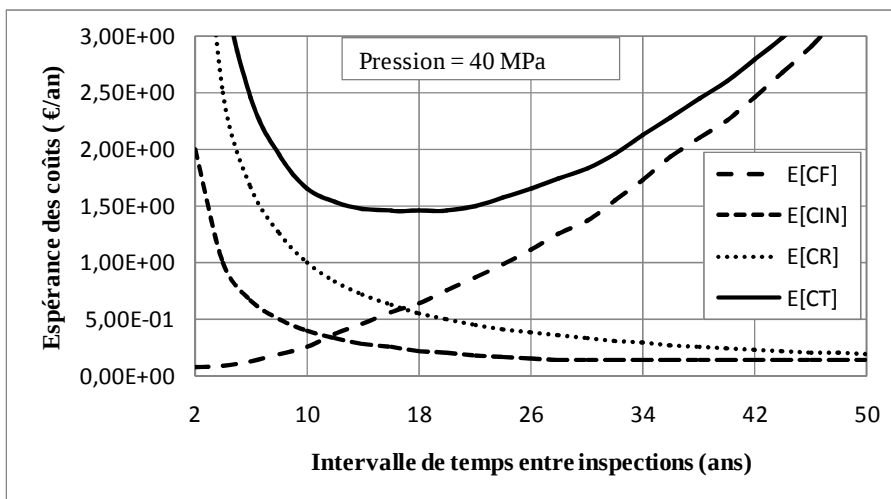


Fig.4.19. Espérance des coûts en fonction de l'intervalle entre inspections pour 30 et 40MPa.

IV.4.1.2.Choix des techniques d'inspection en spécifiant leur coût

Afin de montrer l'effet du coût d'inspection, trois valeurs sont considérées: $0.1C_i$, C_i et $10C_i$.

On considère ici que le coût d'inspection C_I est en fonction de la qualité d'inspection [22], i.e., qu'avec la qualité d'inspection, le coût d'inspection augmente selon la relation: $C_I = Q \cdot C_i$

Où C_i est le coût initial d'inspection et Q le coefficient de qualité de la technique. Toutefois, on constate en figure (4.20) que l'espérance du coût total et l'intervalle optimal entre inspections augmentent avec le coût d'inspection. Si on prend par exemple un coût d'inspection égal à $10C_i$, on trouve un intervalle optimal égal à 29 ans avec une espérance du coût minimum égale à 3.015 k€/An. Par contre, si on prend un coût d'inspection égal à $0.1C_i$, on trouve un intervalle optimal égal à 14 ans avec une espérance du coût minimum égale à 1.218 k€/An. Le tableau (4.11) donne les résultats pour les différents coûts.

Tableau.4. 11. Influence du coût d'inspection

Coût d'inspection	Intervalle optimal entre inspections	Espérance du coût minimum
$0.1C_i$	14 ans	1.218 k€/an
C_i	16 ans	1.454 k€/an
$10C_i$	29 ans	3.015 k€/an

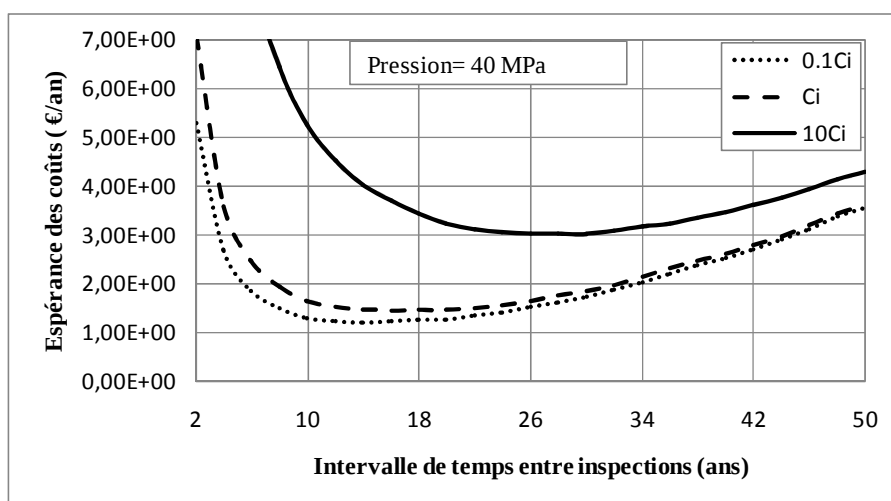


Fig.4. 20. Influence du coût d'inspection sur l'espérance du coût total

IV.4.1.3. Effet des contraintes résiduelles sur la planification des inspections

Le double effet du taux de corrosion et des contraintes résiduelles est maintenant considéré dans la planification optimale de l'intervalle entre les inspections. Pour différents taux de corrosion, la figure (4.21) montre l'évolution du coût total espéré en fonction de l' intervalle entre les inspections. A partir des courbes représentées sur cette figure, on peut voir que l'intervalle optimal entre les inspections diminue avec l'agressivité de l'environnement corrosif, avec et sans les contraintes résiduelles. Par exemple, à la pression de 40 MPa sans contraintes résiduelles (fig. 4.21b), nous trouvons que, dans le cas du taux de corrosion très élevé, la période optimale d'inspection est d'environ 6 ans, alors qu'elle est de 10 ans dans le cas d'une agressivité élevée et 16 ans dans le cas d'agressivité modérée. Dans les cas d'agressivité faible et atmosphérique, aucun intervalle optimal n'a été trouvé, donc aucune inspection sera programmée dans la période de 50 ans. Tous les résultats sont résumés dans le tableau (4.12).

Dans tous les cas, les contraintes résiduelles tendent à réduire l'intervalle de temps entre les inspections, qui peut être compris par la probabilité de défaillance élevée dans le stade précoce de la durée de vie de la conduite. L'augmentation significative du coût total est principalement due au coût de défaillance en tenant compte des contraintes résiduelles.

En observant les courbes du coût total, on peut noter que l'influence des contraintes résiduelles sur le coût total espéré diminue lorsque l'intervalle optimal entre les inspections augmente. Ceci est plus visible sur la figure de 30 MPa (fig. 4.21a), et peut être expliqué par la relaxation des contraintes résiduelles lorsque la corrosion a lieu.

En conclusion, les résultats obtenus confirment que la négligence de l'effet des contraintes résiduelles conduit à des erreurs importantes dans l'espérance du coût et l'intervalle d'inspection. Ces erreurs sont plus élevées dans le cas d'une forte agressivité. Par conséquent, il est recommandé de donner de l'importance aux contraintes résiduelles, dans l'inspection et la planification de la maintenance.

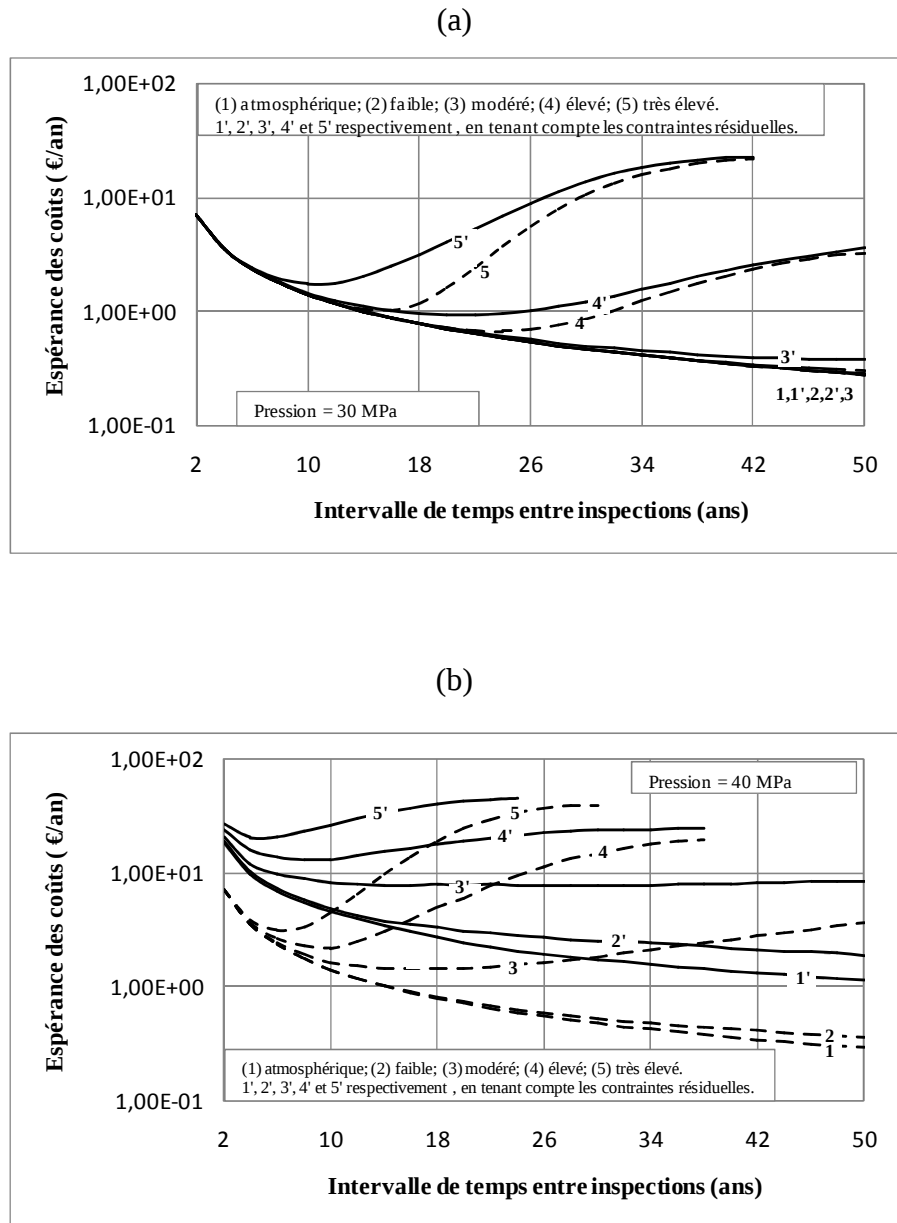


Fig.4.21. Double effet des deux phénomènes: corrosion & contraintes résiduelles.

Tableau.4. 12. Résultat pour double effet des deux phénomènes: corrosion & contraintes résiduelles

Pression	Taux de corrosion	Intervalle optimal entre inspections		Espérance du coût minimum	
		Sans contraintes résiduelles	Avec contraintes résiduelles	Sans contraintes résiduelles	Avec contraintes résiduelles
30MPa	Atmosphérique	-	-	-	-
	Faible	-	-	-	-
	modéré	-	48 ans	-	0.3854 k€/an
	Élevé	23 ans	21 ans	0.6726 k€/an	0.9365 k€/an
	Très élevé	16 ans	10 ans	1.034 k€/an	1.751 k€/an
40MPa	Atmosphérique	-	-	-	-
	Faible	-	-	-	-
	modéré	16 ans	16 ans	1.454 k€/an	7.77 k€/an
	Élevé	10 ans	10 ans	2.187 k€/an	13.12 k€/an
	Très élevé	06 ans	04 ans	3.142 k€/an	20.5 k€/an

IV.5. Conclusion

Ce chapitre présente une approche globale de l'optimisation de la politique d'inspection et de réparation des tuyaux corrodés avec prise en compte des incertitudes d'inspection. La formulation de l'espérance du coût associée à l'arbre de décision permet la comparaison des différentes stratégies en termes de périodicité, du coût et de qualité d'inspection. Il est clairement démontré que la qualité et la précision des inspections jouent un rôle fondamental dans l'élaboration d'une stratégie optimale de maintenance ainsi que l'impact des contraintes résiduelles sur la planification des inspections. Les résultats obtenus confirment le fait de négliger l'effet des contraintes résiduelles conduit à des erreurs importantes dans l'espérance du coût total et l'intervalle optimal entre inspections.

Conclusion générale

Cette étude a mis au point une méthodologie pour la gestion durable des pipelines soumis à la corrosion. L'approche proposée intègre, dans la méthodologie développée pour l'optimisation de maintenance, des modèles probabilistes de dégradation, l'évaluation de la fiabilité en fonction du temps, l'incertitude d'inspection et la minimisation des coûts espérés. Les principaux résultats de cette étude peuvent être résumés comme suit:

- La mise à disposition d'un modèle de dégradation physique pour l'IMR qui tient compte de la corrosion uniforme et de la corrosion localisée ;
- Le rôle fondamental de l'imperfection des inspections dans l'élaboration d'une stratégie optimale de maintenance ;
- Le rôle de la réactualisation de la probabilité de défaillance dans les décisions prises concernant la planification des opérations de maintenance. De plus, les résultats d'inspection permettent de quantifier d'une façon plus réaliste le niveau de l'endommagement cumulé dans le tuyau et de fournir une meilleure mesure de la fiabilité ;
- L'intervalle optimal d'inspection diminue avec l'augmentation de la précision des inspections afin de réduire le nombre de défaillances dans le tuyau. En revanche, l'augmentation du coût de l'inspection a pour effet d'augmenter l'intervalle optimal d'inspection;
- Le double effet du taux de corrosion et des contraintes résiduelles sur la planification des inspections. De plus, les résultats obtenus confirment que la négligence des contraintes résiduelles conduit à des erreurs importantes dans l'espérance du coût total et dans l'optimisation de l'intervalle entre inspections;
- La croissance du volume de calcul avec le nombre d'inspections;
- L'application numérique sur deux tuyaux différents montre la cohérence du modèle proposé ainsi que sa capacité à être pris en compte dans la planification pratique des inspections.

Perspectives

Afin d'améliorer les modèles de dégradation et d'inspection/réparation développés dans cette thèse, les futures recherches dans ce domaine doivent être dirigées vers plusieurs domaines. Par exemple, l'amélioration de la modélisation probabiliste, la mise en œuvre d'autres techniques d'inspection ou critères de réparation, ... Les perspectives en recherche sont donc classées par rapport au type de modèle à explorer.

➤ *Modèle de dégradation*

- Prise en compte de la variabilité spatiale;
- Caractérisation et modélisation de la propagation de l'erreur dans le processus de dégradation.

➤ *Modèle d'inspection/réparation*

- Combinaison de différentes techniques d'inspection ;
- Amélioration du modèle d'inspection pour un système multi-composants (système série).

Références

- [1] Baroth J., Schoefs F., Breysse D., (2011), *Fiabilité des ouvrages : Sûreté, variabilité, maintenance, sécurité*, Hermès - Lavoisier.
- [2] Thoft-Christensen P., Sorensen JD., (1987), *Optimal strategies for inspection and repair of structural systems*. Civil Engineering Systems, 4, 94-100.
- [3] Madsen HO., Sorensen JD., Olesen R., (1989), *Optimal inspection planning for fatigue damage of offshore structures*. Proceedings ICOSSAR 89, San Francisco.
- [4] Goyet J, Faber MH, Paygnard JC, Maroini A., (1994), *Optimal inspection and repair planning: case studies using IMREL software*. In: Proceedings of the 13th offshore mechanics and arctic engineering conference, vol. II, p. 325–33.
- [5] Goyet J., Straub D., Faber MH., (2002), *Risk based inspection planning for offshore installations*. Struct Eng Int, 12 (3), 200–208.
- [6] Faber MH., Englund S., Sørensen JD., Bloch A., (2000), *Simplified and generic risk based inspection planning*. In: Proceedings of the 19th offshore mechanics and arctic engineering conference, New Orleans.
- [7] Straub D., (2004), *Generic approaches to risk based inspection planning for steel structures*. PhD thesis, Institute of Structural Engineering, ETH Zurich.
- [8] Han PH., (1999), *Inspection and maintenance planning of pipeline under external corrosion considering generation of new defects*. Struct. Safety, 21, 203–222.
- [9] Laggoune R., Chateauneuf A., Aissani D., (2009), *Opportunistic policy for optimal preventive maintenance of a multi-component system in continuous operating units*. Computers and Chemical Engineering, 33, 1499–1510.
- [10] Laggoune R., Chateauneuf A., Aissani D., (2010), *Impact of few failure data on the opportunistic replacement policy for multi-component systems*. Reliability Engineering and System Safety, 95, 108–119.
- [11] Procaccia H., Morilhat P., (1996), *Fiabilité des structures des installations industrielles: Théorie et application de la mécanique probabiliste*. Eyrolles.
- [12] ASME-B31G., (1991), *Manual for Determining the Remaining Strength of Corroded Pipelines —A Supplement of ASME B31G Code for Pressure Piping*. ASME, NewYork.

- [13] ASME-B31G., (1995), *Manual for Determining the Remaining Strength of Corroded Pipelines —A Supplement of ASME B31G Code for Pressure Piping*. ASME, New York.
- [14] Ahammed M., Melchers R.E., (1996), *Reliability estimation of pressurized pipelines subject to localized corrosion defects*. Int. J. Press. Vess. Pip., 69, 267–272.
- [15] Ahammed M., Melchers R.E., (1997), *Probabilistic analysis of underground pipelines subject to combined stresses and corrosion*. Eng. Struct., 19, 988–994.
- [16] Ahammed M., (1998), *Probabilistic estimation of remaining life of a pipeline in the presence of active corrosion defects*. Int. J. Press. Vess. Pip., 75, 321–329.
- [17] Melchers R.E., (2005), *The effect of corrosion on the structural reliability of steel offshore structures*. Corros. Sci., 4, 655–664.
- [18] Rouhan A., Schoefs F., (2003), *Probabilistic modeling of inspection results for offshore structures*. Structural Safety, 25, 379–399.
- [19] Straub D., (2002), *Probabilistic modeling of non-destructive testing of steel structures*. Proc. 4th International Ph.D., Symposium in civil engineering, Munich, 2, 311–320.
- [20] Straub D., Faber MH., (2003), *Modeling dependency in inspection performance*. In: Kiureghian Der, Madanat, Pestana, editors. Applications of statistics and probability in civil engineering. Millpress, p. 1123–30.
- [21] Pakrashi V., Schoefs F., Memet J.B., O'Connor A., (2010), *ROC dependent event isolation method for image processing based assessment of corroded harbour structures*. Struct Infrastruct Eng, 6 (3), 365–378.
- [22] Sheils E., O'Connor A., Breysse D., Schoefs F., Yotte S., (2010), *Development of a two-stage inspection process for the assessment of deteriorating infrastructure*. Reliability Engineering and System Safety, 95, 182–194.
- [23] Straub D., Faber MH., (2005), *Risk based inspection planning for structural systems*. Structural Safety, 27 (4), 335–355.
- [24] Faber MH., Englund S., Sørensen J.D., Bloch A., (2000), *Simplified and generic risk based inspection planning*. In: Proceedings of the 19th offshore mechanics and arctic engineering conference, New Orleans.

- [25] Faber MH., Straub D., Goyet J., (2003), *Unified approach to risk based inspection planning for offshore production facilities*. J Offshore Mech Arctic Eng, Trans ASME, 125 (2), 126-131.
- [26] Straub D., Faber MH., (2006), *Computational aspects of risk based inspection planning*. Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, 21(3), 179-192.
- [27] Kishawy H.A., Gabbar H.A., (2010), *Review of pipeline integrity management practices*. Int. J. Press. Vessels Pip., 87, 373–380.
- [28] Goyet J., Straub D., Faber M.H., (2001), *Planning d'inspection basé sur l'analyse de risque: méthodologie d'ensemble et application aux structures offshore*. 3^{èmes} Journées Nationales de Fiabilité. Bordeaux (France), février.
- [29] Lemaire M., (2005), *Fiabilité des structures : couplage mécano-fiabiliste statique*. En collaboration avec: A. Chateauneuf et J.C. Mitteau, Ed. Hermès-Lavoisier, Paris.
- [30] Ni CC., (2002), *Study of stochastic fatigue crack growth models and their experimental verification*. PhD thesis, National Taiwan University.
- [31] Metropolis N., Ulam S., (1949), *The Monte Carlo method*. J Am Stat Assoc, 44, 335-341.
- [32] Deheeger F., (2008), *Couplage mécano-fiabiliste: SMART- méthodologie d'apprentissage stochastique en fiabilité*. Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal, Clermont-Ferrand.
- [33] Schuëller GI., Stix R., (1987), *A critical appraisal of methods to determine failure probabilities*. Struct Safety. 4 (4), 293-309.
- [34] Melchers R.E., (1999), *Structural reliability analysis an prediction*. second edition, John Wiley and Sons.
- [35] Ditlevsen O., Madsen H., (1996), *Structural Reliability Methods*. John Wiley and Sons, New York.
- [36] Madsen HO., Krenk S., Lind NC., (1986), *Methods of structural safety*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs: New Jersey.
- [37] Der Kiureghian A., (1989), *Measures of structural safety under imperfect states of knowledge*. J Struct Eng., 115, (5), 1119-1140.
- [38] Hohenbichler, M., Rackwitz, R., (1981), *Non-normal Dependent Vectors in Structural Safety*, J. Eng. Mech., Div., ASCE, 107, No. EM6, pp. 1227-1237.

- [39] Cornell CA., (1969), *A probability-based structural code*. J. American Concrete Institution. 66, 974-985.
- [40] Der Kiureghian A., Liu P.L., (1986), *Structural Reliability under incomplete probability information*. J Eng Mech., ASCE, 112 (1), 85-104.
- [41] Hasofer AM., Lind NC., (1974), *Exact and invariant second moment code format*. J Eng Mech, ASCE. 100 (1), 111-121.
- [42] Madsen H.O., (1987), *Model updating in Reliability theory*. ICASP5, Vancouver, Canada.
- [43] Breitung K., (1984), *Asymptotic approximation for multinormal integrals*. J Eng Mech., ASCE. 110 (3), 357-366.
- [44] Der Kiureghian A., Lin H.Z., Hwang SJ., (1987), *Second order reliability approximations*. J Eng Mech, ASCE. 113 (8), 1208-1225.
- [45] Tvedt L., (1984), *Two second-order approximations of failure probability*. Technical note, Det Norske Veritas RDIV/20-004-83, Oslo, Norway, September 1984.
- [46] Lannoy A., (2004), *Introduction à la fiabilité des structures*. Techniques de l'ingénieur, Sécurité et gestion des risques, [SE 2 070].
- [47] Von Neumann J., Morgensterne O, (1944), *Theory of games end economical behavior*. Princeton university press, Princeton.
- [48] Luce R.D., Raiffa H., (1957), *Games and decisions: introduction and critical survey*. Wiley, New York.
- [49] Procaccia H., Piepszownik L., Clarotti C.A., (1992), *Fiabilité des équipements et théorie de la décision statistique fréquentielle et bayésienne*. Editions Eyrolles, N0 81, collection de la direction des études et recherches d'électricité de France,
- [50] Enevoldsen I., Sorensen J.D., (1994), *Reliability-based optimization in structural engineering*. Structural Safety, 15, 169-196.
- [51] Raiffa H., Schlaifer R., (1961), *Applied statistical decision theory*. Division of Research, Harvard Business School, Boston.
- [52] Bloch A., Sorensen J D., Faber M.H., (2000), *Simplified approach to inspection planning*. Proc.8th ASCE specialty conference on probabilistic Mechanics and structural Reliability, Notre Dame, USA.

- [53] Koch G.H., Brongers M.P.H., Thompson N.G., Virmani Y.P., Payer J.H., (March 2002), *Corrosion costs and preventive strategies in the United States*. U.S. Federal Highway Administration Report, FHWA-RD-01-156.
- [54] Peabody A.W., (2001), *Control of pipeline corrosion*, Houston, Texas, second Edition, R. Bianchetti, NACE International.
- [55] Melchers R.E., (1994), *Pitting Corrosion in Marine Environments - A Review*. Research Report, Dept. of Civil Engineering, University of Newcastle, Australia.
- [56] Cole I.S., Marney D., (2012), *The science of pipe corrosion: A review of the literature on the corrosion of ferrous metals in soils*. Corrosion Science, 56, 5–16.
- [57] Alamilla J.L., Espinosa-Medina M.A., Sosa E., (2009), *Modelling steel corrosion damage in soil environment*. Corrosion Science, 51, 2628–2638.
- [58] NRCNA, National Research Council of the National Academies (2009), *Review of the Bureau of Reclamation's Corrosion Prevention Standards for Ductile Iron Pipe*. The National Academies Press, Washington, DC. (<http://www.nap.edu/catalog/12593.html>).
- [59] Doyle G., Seica M.V., Grabinsky M.W.F., (2003), *The role of soil in the external corrosion of cast iron water mains in Toronto, Canada*. Canadian Journal of Civil Engineering, 40, 225-236.
- [60] Melchers R.E., (2001), *Probabilistic modelling of immersion corrosion of steels in marine waters*. proceedings of Offshore Mechanics and Arctic Engineering conference, Rio de Janeiro, 3-8 june 2001.
- [61] Southwell C.R., Bultman J.D., Hummer Jr. C.W., (1979), *Estimating of service life of steel in seawater*. In: Schumacher M. (Editor), *Seawater Corrosion Handbook*, Noyes Data Corporation, New Jersey, p. 374-387.
- [62] Yamamoto N., (1998), *Reliability based criteria for measures to corrosion*. In: Proceedings of the 17th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering (OMAE'98), Safety and Reliability Symposium, New-York, USA: ASME.
- [63] Southwell C.R., Alexandre A.L., (1970), *Corrosion of metals in tropical waters - Structural ferrous metals*. Materials Protection, 9 (1), 179-183.

- [64] Melchers R.E., Ahamed M., (1994), *Nonlinear modelling of corrosion of steel in marine environments*. Research Report 106.09.1994, Department of Civil Engineering and Surveying, The University of Newcastle.
- [65] Melchers R.E., (1995a), *Probabilistic modelling of marine corrosion of steel specimens*. Proceedings, ISOPE'95, the Hague, the Netherlands, 12-15 June 1995, p. 204-210.
- [66] Melchers R.E., (1995b), *Marine corrosion of steel specimens – Phenomenological modelling*. Research Report, N° 125.12., The University of Newcastle, New South Wales, Australia.
- [67] Melchers R.E., (1998), *Probabilistic modelling of immersion marine corrosion*. In: Shiraishi N, Shinozuka M, Wen YK, editors, *Structural safety and reliability*, Vol.3. Rotterdam: Balkema, p.1143-1149.
- [68] Melchers R.E., (2008), *Long-term corrosion of steels exposed to marine environments*. 1st International Conference Medachs (Construction Heritage in Coastal and Marine Environments. Damage, Diagnostics, Maintenance, and Rehabilitation)- Interreg IIIB Atlantic Space - Project N° 197, Keynotes, Lisbon, Portugal, 28-30 January 2008.
- [69] Guedes Soares C., Garbatov Y., (1999), *Reliability of maintained corrosion protected plates subjected to non-linear corrosion and compressive loads*. *Marine Structures*, 12 (6), 425-445.
- [70] Paik J.K., Lee J.M., Park Y.I., Hwang J.S., Kim C.W., (2003), *Time-variant ultimate longitudinal strength of corroded bulk carriers*, *Marine Structures*, 16, 567–600.
- [71] Paik J.K., Thayamballi A.K., Park Y.I., Hwang J.S., (2004), *A time-dependent corrosion wastage model for seawater ballast tank structures of ships*. *Corrosion Science*, 46, 471–486.
- [72] Qin S., Cui W., (2002), *A discussion of the ultimate strength of ageing ships, with particular reference to the corrosion model*. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers-Part M: Journal of Engineering for the Maritime Environment*, 216 (2) 155-160.
- [73] Yamamoto N., Kumano A., Matoba M., (1994), *Effect of corrosion and its protection on hull strength (2nd report)*. *Journal of the Society of Naval Architects of Japan*, 176, 281-289.
- [74] Yamamoto N., Ikegami K., (1996), *A Study on the degradation of coating and corrosion of ship's hull based on the probabilistic approach*. *Proceedings of the international Offshore Mechanics and Arctic Engineering Symposium (OMAE'96)*, Vol. 2., p. 159-166.

- [75] Chernov B.B., Ponomarenko S.A., (1999), *Physico-Chemical Modelling for the prediction Seawater Metal Corrosion*. 10th International Congress on Marine Corrosion and Fouling, University of Melbourne, February 1999.
- [76] Maxey WA., Kiefener JF., Eiber RJ., Duffy AR., (1972), *Ductile fracture initiation, propagation and arrest in cylindrical vessels*. In: Fracture toughness, proceedings national symposium on fracture mechanics, part II, ASTM STP 536. American Society for Testing and Materials; p.70-81.
- [77] Kiefner JF, Maxey WA, Eiber RJ, Duffy AR., (1973), *Failure stress levels of flaws in pressurized cylinders*. Progress in flaw growth and fracture toughness testing, ASTM STP 536, American Society for Testing and Materials, p. 461-481.
- [78] Amirat A., Chateauneuf A., Chaoui K., (2006), *Reliability assessment of underground pipelines under the combined effect of active corrosion and residual stress*. Int J Press Vessels Piping, 83(2), 107-117.
- [79] Guedes Soares C., Garbatov Y., (1996), *Reliability of Maintained Ship Hulls Subjected to Corrosion*. Journal of Ship Research. 40 (3), 235-243.
- [80] Madsen H. O., Skjong R. K., Tallin, A. G., Kirkemo F., (1987), *Probabilistic Fatigue Crack Growth Analysis of Offshore Structures, with Reliability Updating through inspection*. Marine Structural Reliability Symposium, p. 45-55, Arlington, Virginie.
- [81] Moan T., Vårdal O.T., Hellevig N.C, Skjoldli K., (1997). *In-Service Observations of Cracks In North Sea Jackets. A Study on Initial Crack Depth and POD values*. In Proceeding of 16th international conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering, (OMAE'97), Vol. II, Safety and Reliability, ASME, pp. 189-197.
- [82] Schoefs F., Clement A., Memet J.B., Nouy A., (2008), *Inspection of steel structures in coastal area with NDT tools: use of polynomial chaos decomposition for building receiver operating curves*. Proceeding of 1st International Conference on Applications Heritage and Constructions in Coastal and Marine Environment, (MEDACHS'08), 28-30 january 2008, Lisboa, Portugal.
- [83] Schoefs F., Clement A., (2004), *Multiple inspection modelling for decision making and management of jacket offshore platforms: effect of False Alarms*. First International Forum on Engineering Decision Making, (IFED'04), 5-9 December 2004, Stoos, Switzerland.

- [84] Barnouin B., Lemoine L, Dovetr W.D., Rudlin J., Fabbri S., Rebourcet G., Topp D., Kare R., Sangouard D., (1993). *Underwater inspection reliability trials for offshore structures*. In ASME NY, editor. Proc. of the 12th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering. Vol. 2 pp. 883-890.
- [85] Rouhan A., (2001). *Structural integrity evaluation of existing offshore platforms based on inspection data*. Phd, thesis, University of Nantes, France.
- [86] Yang J.R., Donath R.C., (1983), *Improving NDE reliability through multiple inspection*. Review of Progress in Quantitative NDE, 1, pp. 69-78.
- [87] ISO Guide 73., (2009), *Management du risque — Vocabulaire*.
- [88] Villemeur. A., (1988), *Sûreté de fonctionnement des systèmes industriels*. Edition Eyrolles.
- [89] Rausand M., Høyland A., (2004), *System Reliability Theory: Models, Statistical Methods, and Applications*. Second edition, Wiley.
- [90] Jo Y.D., Ahn B.J., (2002), *Analysis of hazard areas associated with high-pressure natural-gas pipelines*. Journal of Loss Prevention in the Process Industries, 15, 179–188.
- [91] Qian G., Niffenegger M, Li S., (2011), *Probabilistic analysis of pipelines with corrosion defects by using FITNET FFS procedure*. Corros Sci, 53, 855-861.
- [92] Khelif R, Chateauneuf A, Chaoui K., (2007), *Reliability-based assessment of polyethylene pipe creep lifetime*. Int J Press Vessels Piping, 84, 697-707.
- [93] Jiao G., Moan T., (1990), *Methods of reliability model updating through additional events*. Struc Safe, 9:139-153.
- [94] Sahraoui Y., Khelif R., Chateauneuf A., (2013), *Maintenance planning under imperfect inspections of corroded pipelines*. Int. J. Press. Vessels Piping 104, 76-82.