

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



**Thèse présentée par :**

**Nassima MILOUDI, épouse MOKRANE**

Ingénieur d'état en génie civil, option « constructions civiles et industrielles »  
Magister en génie civil, option « géotechnique et environnement »  
Maitre-assistant classe « A » à l'université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

**Pour obtenir le grade de Docteur en Sciences**

**Spécialité : Génie civil**

**THEME**

**ANALYSE DE LA DUREE DE VIE D'UN RESERVOIR SURELEVE A  
L'AIDE DES APPROCHES PARAMETRIQUE ET FIABILISTE**

Soutenue publiquement le 25 janvier 2024, devant le jury composé de :

<b>BAHAR</b> Professeur à l'USTHB d'Alger	<b>Ramdane</b>	<b>Président</b>
<b>BOUZELHA</b> Professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou	<b>Karima</b>	<b>Rapporteur</b>
<b>HAMMOUM</b> Professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou	<b>Hocine</b>	<b>Co-rapporteur</b>
<b>FELLAG</b> Professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou	<b>Hocine</b>	<b>Examineur</b>
<b>MERZOU D</b> Professeur à l'université de Annaba	<b>Mouloud</b>	<b>Examineur</b>
<b>MATALLAH</b> Professeur à l'université de Tlemcen	<b>Mohammed</b>	<b>Examineur</b>
<b>AOUES</b> Maitre de conférences (HDR) à l'INSA de Rouen (France)	<b>Younes</b>	<b>Invité</b>

*« Le succès n'est pas le résultat de la chance, mais de l'effort soutenu,  
de la persévérance et de la résistance face aux obstacles »*

Albert Camus

## *Remerciements*

Je tiens tout d'abord à exprimer ma profonde reconnaissance à ma directrice de thèse, le Professeur Karima BOUZELHA, pour son soutien indéfectible et sa bienveillance tout au long de mon parcours académique. Ça été un honneur que de travailler sous sa supervision éclairée. Je la remercie profondément pour la générosité avec laquelle elle a partagé son expertise scientifique, et pour la patience dont elle a fait preuve pour me guider dans l'apprentissage exigeant, mais enrichissant de la recherche académique. Ses conseils avisés et nos échanges stimulants m'ont été d'une aide inestimable. Je lui sais gré de m'avoir initiée, dès mon mémoire de magister, aux méthodologies rigoureuses et à l'art subtil de la rédaction universitaire. J'ai eu une chance inouïe de grandir scientifiquement sous son encadrement. Qu'elle trouve ici l'expression de ma gratitude et de mon profond respect.

J'adresse également mes plus sincères remerciements à mon co-directeur de thèse, le professeur Hocine HAMMOUM, dont le dévouement et la quête d'excellence ont été pour moi une source d'inspiration. Son expertise scientifique et linguistique exceptionnelle a joué un rôle crucial dans la réussite de cette thèse. Au-delà de ses compétences académiques, je tiens à saluer son sens de l'humour qui a souvent détendu l'atmosphère, et a contribué à créer un environnement de travail positif. Sa disponibilité, son enthousiasme contagieux pour la recherche et ses encouragements ont été des atouts précieux. Son expérience dans le domaine des réservoirs a largement profité à notre recherche et a grandement contribué à la concrétisation de ce travail.

Ce fut un immense privilège que de mener cette aventure intellectuelle à leurs côtés.

Je remercie très chaleureusement M. Younes AOUES, Maître de Conférences (HDR) à l'INSA de Rouen (France), pour m'avoir généreusement accueilli au sein de son laboratoire lors de mes nombreux séjours, effectué dans le cadre d'un projet Tassili franco-algérien. Sa disponibilité, son expertise en programmation et en fiabilité, ainsi que ses critiques constructives ont constitué des atouts précieux pour la finalisation de ce travail de recherche. Je lui suis extrêmement reconnaissante pour le temps qu'il m'a accordé et pour l'aide qu'il n'a cessé de m'apporter tout au long de l'élaboration de cette thèse.

J'adresse mes respectueux remerciements M. Ouali AMIRI, Professeur à l'université de Nantes, pour le rôle déterminant qu'il a joué en mettant généreusement à ma disposition une documentation de pointe qui a largement enrichi mes connaissances sur la corrosion. Ses précieuses orientations ont constitué un fil conducteur essentiel pour l'avancement de mes travaux. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde gratitude.

Je remercie respectueusement M. Hocine FELLAG, Professeur au département Math-Info de l'UMMTO, d'avoir toujours répondu présent. Ces précieux conseils auront grandement facilité mon avancée lors des blocages mathématiques rencontrés. Qu'il trouve ici l'expression de ma sincère gratitude pour le temps qu'il m'a accordé. Je lui suis également reconnaissante d'avoir accepté de me faire l'honneur de sa participation à ce jury de thèse.

J'adresse mes vifs remerciements à M. Ramdane BAHAR, Professeur à l'USTHB, à M. Mouloud MERZOUZ, Professeur de l'université de Annaba, et à M. Mohammed MATALLAH, Professeur de l'université de Tlemcen, d'avoir accepté d'évaluer ce modeste travail, sans émettre aucune réserve, et de me faire part de leurs remarques sûrement pertinentes qui, contribueront, sans nul doute, au perfectionnement du présent travail.

Je voudrais profiter de ce manuscrit pour remercier tous les collègues enseignants, et tout le staff administratif de la faculté Génie de la Construction. Je tiens à remercier notamment M. Samir TIACHACHT Maître de Conférences à l'UMMTO et Mme Lysa BENADDECHE, doctorante à l'université de Bordj Bou Arreridj, pour leurs aides lors de la finalisation de cette thèse.

Je tiens à remercier le Ministère Algérien de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique, pour le financement du projet de recherche en éducation universitaire (PRFU - N° A01L02UN150120180002), et pour le projet Tassili (PHC - 18MDU121).

Mes sincères remerciements vont à tous mes amis, qui ont su m'apporter détente et légèreté dans les instants de stress intense. Leurs compréhensions et leurs encouragements constants m'ont aidée à tenir le cap.

J'avoue que je n'aurais jamais pu arriver jusqu'au là sans les sacrifices consentis de mes parents. Papa, Maman, vous avez toujours cru en moi et vous vous êtes tant sacrifiés pour que je poursuive mes études. Cette thèse est un peu la vôtre. Merci pour votre soutien moral et matériel sans faille. Je remercie aussi mes deux sœurs et mes deux frères pour leurs encouragements et leurs soutiens, en particulier mon grand frère Lounis. Nos moments de complicité et nos délires partagés ont constitué de merveilleuses bouffées d'oxygène.

A toute ma belle-famille, particulièrement ma belle-mère, dont la bonté et la générosité n'ont d'égales que la profondeur de son grand cœur. Leur accueil chaleureux et leur bienveillance à mon égard depuis mon arrivée parmi eux m'a profondément touchée.

A celui qui a vécu cette aventure doctorale à mes côtés, mon cher et tendre mari M. Arezki MOKRANE. Merci pour ta compréhension face à mon emploi du temps chargé et mon moral fluctuant. Ton réconfort, ton soutien, tes conseils et ta capacité à relativiser ont été les ingrédients clés de cette réussite. Ta fierté à mon égard me touche infiniment. Ta présence rassurante et ton humour ont égayé les journées les plus sombres. Merci du fond du cœur.

# Table des matières

Listes des figures .....	i
Liste des tableaux .....	vii
Résumé .....	xiv
Introduction Générale .....	1
I. Chapitre I : Etat de l'art .....	4
I.1. Introduction .....	5
I.2. Méthodes d'analyse du risque des ouvrages de génie civil.....	6
I.2.1. Approche par expertise.....	6
I.2.2. Approches par sûreté de fonctionnement .....	9
I.2.3. Approches par des modèles physiques.....	10
I.2.4. Approche Fiabiliste .....	15
I.3. Corrosion des armatures .....	26
I.3.1. Processus de corrosion dans l'atmosphère .....	27
I.3.2. Types de corrosions électrochimiques .....	28
I.3.3. Seuil de dépassivation .....	33
I.3.4. Amorçage et propagation de la corrosion .....	33
I.3.5. Processus électrochimique de la corrosion [50].....	35
I.3.6. Facteurs influençant la corrosion .....	37
I.3.7. Corrosion par piqûres .....	40
I.3.8. Modèles de courant de corrosion .....	44
I.3.9. Travaux réalisés .....	46
I.4. Processus stochastique.....	49
I.4.1. Définition mathématique.....	49
I.4.2. Méthodes utilisées .....	50
I.5. Conclusion.....	57
II. Chapitre II : Analyse déterministe d'un réservoir surélevé tenant compte de la corrosion des armatures .....	59
II.1. Introduction .....	60
II.2. Analyse hydrodynamique d'un réservoir surélevé.....	60
II.3. Modèle mécanique de la corrosion des armatures .....	63

II.3.1. Influence de la corrosion sur la section d'armature .....	63
II.3.2. Calcul de la profondeur de la piqure.....	64
II.3.3. Calcul du diamètre résiduel .....	64
II.3.4. Calcul du courant de corrosion .....	64
II.3.5. Calcul du temps d'initiation.....	64
II.4. Application au cas d'étude .....	65
II.4.1. Evaluation des sections d'armatures verticales du support du réservoir .....	66
II.4.2. Influence de la corrosion sur la section des armatures .....	66
II.5. Influence des différents paramètres sur la corrosion des aciers de l'ouvrage étudié ...	74
II.5.1. Influence de l'enrobage .....	74
II.5.2. Effet du coefficient de diffusion .....	78
II.5.3. Influence de la qualité du béton .....	81
II.5.4. Effet de la concentration critique des chlorures.....	84
II.5.5. Effet de la température.....	87
II.5.6. Influence de la résistivité du béton .....	90
II.6. Conclusion.....	93
III. Chapitre III : Analyse mécano-fiabiliste d'un réservoir sous l'effet de la corrosion, tenant compte de la variabilité sismique et stochastique de la température .....	96
III.1. Introduction.....	98
III.2. Approche fiabiliste du réservoir surélevé .....	98
III.2.1. Concept probabiliste .....	98
III.2.2. Critère de défaillance et fonction d'état limite .....	99
III.3. Variables aléatoires et loi de distribution .....	100
III.3.1. Paramètres de corrosion .....	100
III.3.2. Résistance à la compression du béton $f_{c28}$ .....	102
III.4. Évaluation de la probabilité de défaillance du réservoir surélevé .....	104
III.4.1. Test de convergence .....	104
III.4.2. Mise en œuvre informatique.....	105
III.5. Résultats et discussion .....	107
III.5.1. Évolution de la probabilité de défaillance $P_f$ .....	107
III.5.2. Courbes de fragilité .....	110
III.6. Influence de la variabilité sismique .....	111
III.6.1. Loi uniforme .....	112

III.6.2. Analyse statistique.....	116
III.7. Influence de la variabilité stochastique de la température.....	126
III.7.1. Effet du réchauffement climatique .....	127
III.7.2. Tendance moyenne de la température et variation saisonnière .....	129
III.7.3. Données de la température .....	130
III.7.4. Modélisation stochastique de la température.....	132
III.7.5. Résultats et discussion.....	133
III.8. Conclusion .....	138
Références Bibliographiques.....	146
Annexes .....	155
Annexe A.....	156
Annexe B .....	166

## Listes des figures

Figure I.1 : Organigramme de la méthodologie d'évaluation des réservoirs [15].....	7
Figure I.2 : Mécanisme de vieillissement « dégradation du revêtement d'étanchéité de couverture » [16]. .....	10
Figure I.3 : Analyse hydrodynamique à deux degrés de liberté selon Housner [23]. .....	11
Figure I.4 : Analogie ressort-masse pour les réservoirs cylindriques posé au sol [23]. .....	12
Figure I.5 : Photo des fissures du noyau central [28]. .....	13
Figure I.6 : Vue d'ensemble de la cuve d'essai sur la table vibrante [30]. .....	14
Figure I.7 : Illustration en 3D (à gauche) du modèle de Housner modifié pour un réservoir surélevé en tenant compte des excitations sismiques verticales [30]. .....	14
Figure I.8 : Représentation tridimensionnelle de Pf pour une distribution gaussienne de deux variables corrélées R et S [33]. .....	16
Figure I.9 : Méthode d'analyse fiabiliste [18]. .....	18
Figure I.10 : Illustration de la méthode de Monte Carlo [41]. .....	19
Figure I.11 : Schéma explicatif des étapes de la simulation Monte Carlo [42]. .....	20
Figure I.12 : Organigramme du calcul de la probabilité de défaillance en utilisant la méthode des simulations de Monte Carlo [18]. .....	20
Figure I.13 : Approximation SORM pour deux variables aléatoires dans l'espace standard [37]. .....	21
Figure I.14 : Domaine de défaillance, état limite et domaine de sécurité [44]. .....	22
Figure I.15 : Courbes de fiabilité pour un ménage de deux personnes avec un toit de 100 m <sup>2</sup> dans la région du centre (à gauche) et Sud-Est (à droite) de Melbourne [46]. .....	23
Figure I.16 : Evolution de la probabilité de défaillance des armatures pour la traction, compression et ballonnement en fonction de la hauteur d'eau, et selon la zone sismique [6]. ..	24
Figure I.17 : Courbes de fragilité pour les modes de rupture par traction, par compression et par ballonnement dans les armatures en acier [6]. .....	24
Figure I.18 : Evolution de la probabilité de défaillance des armatures pour la traction, renversement et ballonnement en fonction de la hauteur d'eau, et selon la zone sismique [47].	25
Figure I.19: Courbes de fragilité pour les modes de rupture par traction, par compression et par renversement dans les armatures en acier [47]. .....	26
Figure I.20 : Mécanisme de carbonatation de Ca(OH) <sub>2</sub> [51]. .....	29
Figure I.21 : Processus électrochimique de corrosion par les chlorures [55]. .....	31
Figure I.22 : Représentation de la corrosion par piqûres de l'acier dans le béton [56]. .....	32
Figure I.23 : Dégradation schématique des armatures au cours du temps selon le diagramme de Tuutti [62]. .....	34

Figure I.24 : Principales étapes de développement de corrosion [54].....	35
Figure I.25 : Illustration schématique de la corrosion par macro-pile [64].....	36
Figure I.26 : Illustration schématique de la corrosion par micro-pile [64].....	36
Figure I.27: Influence de la température sur le courant de corrosion [68]......	38
Figure I.28: Influence de la résistivité sur le courant de corrosion [68]......	39
Figure I.29: Moyenne du modèle météorologique [4].....	54
Figure I.30 : Influence de la distance à la mer [4].....	54
Figure I.31: Probabilité d'initiation de la corrosion pour des expositions en une seule dimension (1-D) et en deux dimensions (2-D) [85]. .....	55
Figure I.32: Probabilité de fissures pour différents scénarios de changement climatique [13]. .....	56
Figure I.33 : Influence du type de modèle météorologique sur la probabilité de défaillance pour deux fréquences de trafic : (a) $f = 50/\text{jour}$ , (b) $f = 2000/\text{jour}$ [93].....	57
Figure II.1: Réservoir sur tour- modèles mécaniques et mathématique équivalents.....	61
Figure II.2 Configuration de la pique.....	63
Figure II.3: Réservoir surélevé d'une capacité de 200 m <sup>3</sup> et les sections d'armatures adoptées de la tour du réservoir pour une zone de très forte sismicité.....	65
Figure II.4 : Diamètre résiduel en fonction du temps pour différents taux d'agressivité,.....	68
Figure II.5: Diamètre résiduel en fonction du temps pour différents taux d'agressivité,.....	69
Figure II.6: Diamètre résiduel en fonction du temps pour différents taux d'agressivité,.....	69
Figure II.7: Diamètre résiduel en fonction du temps pour différents taux d'agressivité,.....	69
Figure II.8: Durée de vie de la barre d'armatures en fonction des zones sismiques pour différents taux d'agressivité. ....	70
Figure II.9: Evolution de la section d'armatures en fonction du temps pour différents taux d'agressivité, en zone sismique I.....	71
Figure II.10: Evolution de la section d'armatures en fonction du temps pour différents taux d'agressivité, en zone sismique III. ....	71
Figure II.11: Evolution de la section d'armatures en fonction du temps pour différents taux d'agressivité, en zone sismique III. ....	72
Figure II.12 : Evolution de la section d'armatures en fonction du temps pour différents taux d'agressivité, en zone sismique III. ....	72
Figure II.13: Evolution du temps d'initiation en fonction de l'enrobage, pour différents environnements.....	75
Figure II.14: Evolution de la section d'armatures pour différents enrobages préconisés par le BAEL, en zone sismique I.....	76

Figure II.15: Evolution de la section d'armatures pour différents enrobages préconisés par le BAEL, en zone sismique IIa.....	77
Figure II.16: Evolution de la section d'armatures pour différents enrobages préconisés par le BAEL, en zone sismique IIb. ....	77
Figure II.17: Evolution de la section d'armatures pour différents enrobages préconisés par le BAEL, en zone sismique III. ....	78
Figure II.18: Effet du coefficient de diffusion et de la concentration des ions chlorures sur le temps d'initiation de la corrosion. ....	79
Figure II.19: Section d'armatures pour différents coefficients de diffusion, pour un environnement de faible agressivité. ....	80
Figure II.20: Section d'armatures pour différents coefficients de diffusion, pour un environnement d'agressivité modérée. ....	80
Figure II.21: Section d'armatures pour différents coefficients de diffusion, pour un environnement de forte agressivité.....	81
Figure II.22: Section d'armatures pour différents coefficients de diffusion, pour un environnement d'extrême agressivité.....	81
Figure II.23: Effet de l'enrobage, la concentration critique et du coefficient de diffusion sur le temps d'initiation de la corrosion. ....	82
Figure II.24 : : Section d'armatures pour différents coefficients de diffusion, pour un environnement de faible agressivité. ....	83
Figure II.25 : : Section d'armatures pour différents coefficients de diffusion, pour un environnement d'agressivité modérée.....	83
Figure II.26: Section d'armatures pour différents coefficients de diffusion, pour un environnement de forte agressivité.....	84
Figure II.27 : : Section d'armatures pour différents coefficients de diffusion, pour un environnement d'extrême agressivité.....	84
Figure II.28: Effet de la concentration critique et de la concentration des ions chlorures sur le temps d'initiation de la corrosion. ....	85
Figure II.29 : Section d'armatures résiduelle pour différentes valeurs de la concentration critique, pour un environnement de faible agressivité.....	85
Figure II.30 : Section d'armatures résiduelle pour différentes valeurs de la concentration critique, pour un environnement d'agressivité modérée. ....	86
Figure II.31 : Section d'armatures résiduelle pour différentes valeurs de la concentration critique, pour un environnement de forte agressivité. ....	86

Figure II.32: Section d'armatures résiduelle pour différentes valeurs de la concentration critique, pour un environnement d'extrême agressivité. ....	87
Figure II.33: Effet de la Température sur la vitesse de corrosion pour les différentes concentrations des ions chlorures. ....	88
Figure II.34: Section d'armatures pour différentes valeurs de températures, pour un environnement de faible agressivité. ....	88
Figure II.35: Section d'armatures pour différentes valeurs de températures, pour un environnement d'agressivité modérée. ....	89
Figure II.36: Section d'armatures pour différentes valeurs de températures, pour un environnement de forte agressivité. ....	89
Figure II.37: Section d'armatures pour différentes valeurs de températures, pour un environnement d'extrême agressivité. ....	90
Figure II.38: Effet de la résistivité du béton d'enrobage et de la concentration des ions chlorures sur la vitesse de corrosion. ....	91
Figure II.39: Section d'armatures pour différentes valeurs de résistivité, pour un environnement de faible agressivité. ....	91
Figure II.40: Section d'armatures pour différentes valeurs de résistivité, pour un environnement d'agressivité modérée. ....	92
Figure II.41: Section d'armatures pour différentes valeurs de résistivité, pour un environnement de forte agressivité. ....	92
Figure II.42 : Section d'armatures pour différentes valeurs de résistivité, pour un environnement d'extrême agressivité. ....	93
Figure III.1 : Graphe de la densité estime de la résistance à la compression $f_{c28}$ . ....	102
Figure III.2 : Ajustement de la loi de distribution de la résistance à la compression $f_{c28}$ . ....	103
Figure III.3 : Comparaison des pics de la résistance à la compression $f_{c28}$ considéré aux pics théoriques de la loi de distribution Normal et Log normal. ....	104
Figure III.4 : Test de convergence. ....	105
Figure III.5 : Organigramme de calcul de la probabilité de défaillance, en utilisant les simulations de Monte Carlo. ....	106
Figure III.6 : Probabilité de défaillance en fonction du temps, pour un environnement de faible agressivité. ....	108
Figure III.7: Probabilité de défaillance en fonction du temps, pour un environnement d'agressivité modérée. ....	109
Figure III.8 : Probabilité de défaillance en fonction du temps, pour un environnement d'agressivité élevée. ....	109

Figure III.9 : Probabilité de défaillance en fonction du temps, pour un environnement d'extrême agressivité. ....	110
Figure III.10 : Courbes de fragilité à l'âge de 50 ans .....	111
Figure III.11 : Probabilité de défaillance en fonction du temps, pour un environnement de faible agressivité. ....	113
Figure III.12 : : Probabilité de défaillance en fonction du temps, pour un environnement d'agressivité modérée. ....	114
Figure III.13 : Probabilité de défaillance en fonction du temps, pour un environnement d'agressivité élevée. ....	114
Figure III.14 : Probabilité de défaillance en fonction du temps, pour un environnement d'extrême agressivité.....	115
Figure III.15 : Courbe de fragilité à l'âge de 50 ans.....	116
Figure III.16 : Carte macrosismique de la zone centre de l'Algérie [6].....	117
Figure III.17 : Accélérogramme enregistré sur le site du barrage de Kheddara (CGS) [6]....	117
Figure III.18 : Graphe de la densité estimée des pics des accélérations sismiques.....	118
Figure III.19 : Superposition des lois de distributions avec l'histogramme des pics des accélérations sismiques. ....	118
Figure III.20 : Superposition des fonctions de répartition.....	119
Figure III.21 : Graphe de la fonction de densité de probabilité pour la loi gamma. ....	121
Figure III.22 : Graphe de la fonction de densité de probabilité pour la zone I de loi gamma tronquée. ....	121
Figure III.23 : Graphe de la fonction de densité de probabilité pour la zone IIa de loi gamma tronquée. ....	122
Figure III.24 : Graphe de la fonction de densité de probabilité pour la zone IIb de loi gamma tronquée. ....	122
Figure III.25 : Graphe de la fonction de densité de probabilité pour la zone III de loi gamma tronquée. ....	123
Figure III.26 : Probabilité de défaillance en fonction du temps, dans un environnement de faible agressivité. ....	124
Figure III.27 : Probabilité de défaillance en fonction du temps, dans un environnement d'agressivité modérée. ....	124
Figure III.28 : Probabilité de défaillance en fonction du temps, dans un environnement d'agressivité élevée. ....	125
Figure III.29 : Probabilité de défaillance en fonction du temps, dans un environnement d'agressivité extrême.....	125

Figure III.30 : Courbe de fragilité à l'âge de 50 ans.....	126
Figure III.31 : Trajectoires de réchauffement planétaire selon les cinq scénarios SSPx-y retenus dans le résumé pour décideur du GIEC [120]. .....	128
Figure III.32 : Trajectoire de la température par heure deux journées successives de novembre. ( <a href="https://www.tameteo.com/meteo_Tizi+Ouzou-Afrique-Algerie-Provincia+de+Tizi+Ouzou--1-175876.html?d=heures-par-heures">https://www.tameteo.com/meteo_Tizi+Ouzou-Afrique-Algerie-Provincia+de+Tizi+Ouzou--1-175876.html?d=heures-par-heures</a> ). .....	130
Figure III.33 : Tendance de la trajectoire de la température sur une année. ....	131
Figure III.34 : Tendance de la trajectoire de la température sur 10 ans. ....	132
Figure III.35 : Modélisation stochastique de la température sur 1 année.....	133
Figure III.36 : Modélisation de la température sur 10 ans.....	133
Figure III.37 : Probabilité de défaillance pour différents scénarios de changement climatique. ....	134
Figure III.38 : Probabilité de défaillance en fonction du temps, dans un environnement de faible agressivité. ....	136
Figure III.39 : Probabilité de défaillance en fonction du temps, dans un environnement d'agressivité modérée. ....	136
Figure III.40 : Probabilité de défaillance en fonction du temps, dans un environnement de forte agressivité. ....	137
Figure III.41 : La probabilité de défaillance en fonction du temps, pour un environnement d'extrême agressivité.....	137
Figure III.42 : Courbe de fragilité à l'âge de 50 ans.....	138

## Liste des tableaux

Tableau I.1 : Liste des paramètres d'analyse.....	7
Tableau I.2 : Grille de hiérarchisation d'une note partielle d'un paramètre.....	8
Tableau I.3 : Classification d'un réservoir en fonction de son « $I_v$ ». ....	8
Tableau I.4 : Etat de corrosion des armatures selon la valeur de pH[48].....	30
Tableau I.5 : : Résistivité électrique et risque de corrosion [68].....	39
Tableau I.6 : : Description de l'agressivité de l'environnement McGee [69]. ....	41
Tableau I.7: Description de l'agressivité de l'environnement par Weyers [1].....	41
Tableau I.8: Valeurs de $C_{cr}$ en fonction de la qualité du béton [12].....	42
Tableau I.9: Facteur tenant compte du type de l'environnement [2].....	42
Tableau I.10: Facteur de vieillissement [2]. ....	43
Tableau I.11: Coefficient de diffusion [2]. ....	43
Tableau I.12: Valeurs de $\alpha$ et $\beta$ du modèle de Vu et al. ....	45
Tableau II.1: Caractéristiques géométriques du réservoir [91] .....	66
Tableau II.2: Résultats des sections d'armatures pour une bande de 1 ml du support du réservoir. .....	66
Tableau II.3: Valeurs moyennes du paramètre ( $C_s$ ) en fonction du milieu [1].....	66
Tableau II.4: Valeurs moyennes des paramètres de corrosion utilisés.....	67
Tableau II.5: Valeurs du temps d'initiation de la corrosion dans chaque environnement. ....	67
Tableau II.6: Valeurs du courant de corrosion dans chaque environnement.....	68
Tableau II.7: Durée de vie de la barre estimée pour chaque milieu d'agressivité et pour chaque zone sismique. ....	70
Tableau II.8: Durée de vie des constructions par catégories [94]. ....	72
Tableau II.9: Classification de la durée de vie. ....	73
Tableau II.10: Durée de vie du réservoir en fonction de l'agressivité de l'environnement et de la zone sismique. ....	73
Tableau II.11: Valeurs moyennes des paramètres ( $C_s$ et $e$ ) en fonction de l'environnement [1, 95].....	75
Tableau II.12: Valeurs moyennes de la concentration critique en ions chlorures et le coefficient de diffusion pour chaque qualité du béton [2, 70].....	82
Tableau II.13: Valeurs moyennes de la vitesse de corrosion, en fonction de la température, pour différents taux d'agressivité. ....	87
Tableau III.1 : Valeurs de $P_f^{adm}$ et Indice de fiabilité $\beta$ correspondant [5, 104] .....	99
Tableau III.2 : Paramètres utilisés pour le modèle probabiliste de corrosion. ....	101

Tableau III.3 : Résultats du test d'adéquation Kolmogorov –Smirnov de la variable $f_{c28}$ .....	103
Tableau III.4 : Valeurs moyennes des coefficients de zone sismique [3] .....	108
Tableau III.5 : Valeurs de $P_f$ obtenues à l'âge de 50 ans. ....	111
Tableau III.6 : Valeurs des paramètres $a$ et $b$ pour chaque zone sismique.....	112
Tableau III.7 : Valeurs de $P_f$ obtenues à l'âge de 50 ans. ....	115
Tableau III.8 : Résultats du test d'adéquation Kolmogorov –Smirnov pour l'accélération...	119
Tableau III.9 : Valeurs des paramètres $k$ et $\theta$ pour chaque zone sismique.....	120
Tableau III.10 : Valeurs de $P_f$ obtenues à l'âge de 50 ans. ....	126
Tableau III.11 : : Niveaux de réchauffement par scénario. ....	128
Tableau III.12 : Données de la température à l'année de référence. ....	130
Tableau III.13 : $P_f$ obtenues à l'âge de 50 ans. ....	138

## Résumé

Les réservoirs de stockage d'eau en béton armé sont des structures de génie civil soumises à des conditions atmosphériques très agressives, qui les exposent à un risque de corrosion nuisible. Ce phénomène dangereux, provoqué par la pénétration des ions chlorures, entraîne la réduction de la section d'armatures et par conséquent la perte de la résistance. De plus l'interaction de la corrosion avec la charge de service induit la réduction de la durée de vie de ces structures. Des travaux ont montré que la pénétration des chlorures est fortement influencée par les conditions du milieu environnant, et par le changement climatique. Cette étude s'intéresse à l'analyse de la durabilité d'un réservoir de stockage surélevé, en considérant la corrosion par piqûres des armatures dans des environnements de différents taux d'agressivité. Une méthode déterministe basée sur le modèle de Housner est utilisée pour évaluer les contraintes de traction dans le support du réservoir, soumis à des sollicitations sismiques. Un modèle de corrosion par piqûres est adopté afin de déterminer l'évolution, dans le temps, de la section d'armatures dans différents environnements. Plusieurs paramètres influents sur la corrosion sont pris en compte, tels que l'enrobage du béton et la concentration en ions chlorures. Afin de tenir compte de l'incertitude liée aux approximations des modèles utilisés, aux aléas, aux propriétés du matériau et du changement climatique, une étude fiabiliste est menée. Celle-ci est basée sur le développement d'un modèle mécano-fiabiliste, afin d'estimer le risque de défaillance du réservoir placé dans des environnements de différents taux d'agressivité (ions chlorures), en tenant compte du processus stochastique de la température. Aussi, pour étudier l'effet de l'accélération sismique, plusieurs zones sont considérées conformément au règlement parasismique Algérien. Enfin, la variabilité aléatoire des paramètres de calcul considérés sera mise en évidence par le calcul de la probabilité de défaillance dépendant du temps, avec la méthode de Monté Carlo classique. Les résultats trouvés soulignent l'importance d'inclure l'effet combiné de la corrosion, du chargement sismique et du réchauffement climatique pour une évaluation complète de la durée de vie du réservoir surélevé.

**Mots-clés :** réservoir surélevé en béton, corrosion par piqûres, armatures, durée de vie, modélisation stochastique de température, probabilité de défaillance, Monté Carlo.

## **Abstract**

Reinforced concrete water tanks are civil engineering structures subjected to highly aggressive atmospheric conditions, which expose them to a risk of harmful corrosion. This dangerous phenomenon, caused by the penetration of chloride ions, leads to a reduction in reinforcement cross-section and consequently a loss of resistance. In addition, the interaction of corrosion with the live loads reduces the service life of these structures. Studies have shown that chloride penetration is strongly influenced by environmental conditions and climate change. This study analyses the durability of an elevated water tank, considering the pitting corrosion of the steel reinforcement in environments of different aggressiveness levels. A deterministic method based on the Housner model is used to evaluate the tensile stresses in the tank support, subjected to seismic loading. A pitting corrosion model is adopted to determine the time evolution of the steel reinforcement cross-section in different environments. Several parameters influencing corrosion are taken into account, such as concrete coating and chloride ion concentration. In order to take account of the uncertainty associated with the approximations of the used models, the hazards, the material properties, and climate change, a reliability study is carried out. This latter is based on the development of a mechano-reliability model to estimate the risk of tank failure in environments with different aggressiveness levels (chloride ions) with the consideration of the stochastic process of temperature. To study the effect of seismic acceleration, several zones are considered according to the Algerian seismic code. Finally, the random variability of the design parameters considered will be highlighted by calculating the time-dependent probability of failure, using the classical Monte Carlo method. The obtained results underline the importance of including the combined effect of corrosion, seismic loading, and global warming for a comprehensive assessment of the service life of elevated tanks.

**Keywords:** concrete elevated tank, pitting corrosion, reinforcement, service life, temperature stochastic modeling, failure probability, Monte Carlo.

## ملخص

صهاريج تخزين المياه بالخرسانة المسلحة هي منشآت هندسة مدنية تخضع لظروف جوية جد عداثية، مما يعرضها لخطر التآكل الضار. هذه الظاهرة الخطيرة، الناتجة عن اختراق أيونات الكلوريد، تؤدي إلى تقليص مقطع أعمدة التسليح وبالتالي فقدان المقاومة. بالإضافة إلى ذلك، فإن تفاعل التآكل مع حمولة الخدمة يقلل من عمر هذه الهياكل. لقد أظهرت الأعمال أن تغلغل الكلوريدات يتأثر بشدة بظروف البيئة المحيطة وتغير المناخ.

تركز هذه الدراسة على تحليل ديمومة خزان الماء المرتفع، من خلال النظر في التآكل بوخز أعمدة التسليح في البيئات ذات معدلات العدوانية المختلفة. تم استخدام الطريقة التحديدية المعتمدة على نموذج هوسنر لتقييم اجهاد الشد في مسند الخزان المعرض لحمولة زلزالية. تم اعتماد نموذج التآكل بالوخز، لتحديد تغير مقطع التسليح مع مرور الوقت في بيئات مختلفة. يتم أخذ العديد من العوامل المؤثرة على التآكل بعين الاعتبار، مثل سمك الغطاء الخرساني وتركيز أيونات الكلوريد.

تم إجراء دراسة الموثوقية من أجل الأخذ بعين الاعتبار عدم الدقة المرتبطة بتقريب النماذج المستخدمة، المخاطر، خصائص المادة وتغير المناخ. هذه الدراسة تعتمد على تطوير نموذج ميكانيكي للموثوقية، بهدف تقدير مخاطر قصور الخزان الموضوع في بيئات ذات معدلات عدوانية مختلفة (أيونات الكلوريد)، مع مراعاة عشوائية درجة الحرارة. كذلك، لدراسة تأثير التسارع الزلزالي، تم أخذ عدة مناطق بعين الاعتبار وفقا للأنظمة الزلزالية الجزائرية. وأخيرا، سيتم تسليط الضوء على التباين العشوائي لمعاملات الحساب التي تم النظر فيها من خلال حساب احتمال القصور المعتمد على الوقت، باستخدام طريقة مونت كارلو الكلاسيكية. تسلط النتائج التي تم العثور عليها الضوء على أهمية تضمين التأثير المشترك للتآكل، الحمولة الزلزالية والاحتباس الحراري لإجراء تقييم شامل لعمر الخدمة للخزان المرتفع.

**الكلمات المفتاحية:** الخزان الخرساني المرتفع، التآكل بالوخز، التسليح، عمر الخدمة، نمذجة درجات الحرارة العشوائية،

احتمال القصور، مونت كارلو

# **Introduction Générale**

Pendant leur durée de vie, les structures en béton armé sont soumises à des actions externes qui affectent leur performance, leur aptitude au service et leur sécurité. Ces actions externes sont divisées en actions mécaniques et environnementales. La détérioration structurelle résultant de l'existence et de l'utilisation de ces structures (charges et surcharges de service, actions accidentelles, etc.) entraîne des dégradations progressives au fil du temps. La détérioration environnementale est induite par les conditions du milieu environnant (température, humidité, carbonatation, pénétration de chlorures, etc.). Le principal effet de l'action combinée des sollicitations mécaniques et environnementales sur les structures en béton est la perte de résistance due à la corrosion. En effet, la pénétration d'agents agressifs comme les chlorures et le dioxyde de carbone, accentuée par les effets du changement climatique, provoque l'amorçage et la propagation de la corrosion. Celle-ci se traduit par une perte de section des aciers qui peut significativement réduire la capacité portante de l'ouvrage.

Il est important de souligner que les modèles de corrosion développés dans la littérature, sont souvent élaborés en utilisant des méthodes basées sur la notion d'une approche déterministe. Cette approche repose sur l'idée qui consiste à considérer des valeurs caractéristiques pour les paramètres impliqués dans le processus de corrosion. Cela permet de simplifier les calculs et de fournir des résultats relativement simples. Cependant, il convient de noter que cette approche déterministe présente certaines limites, notamment dans le contexte de la corrosion. En réalité, les paramètres liés à la corrosion, tels que la composition chimique, l'environnement, la température..., sont souvent sujets à des variations et des incertitudes. Par conséquent, ces modèles déterministes, peuvent sous-estimer ou surestimer le phénomène de corrosion. Pour ce faire, une approche probabiliste basée sur des méthodes fiabilistes permet d'intégrer ces incertitudes sous la forme de variables aléatoires et de procéder à des analyses quantitatives des risques de défaillance et de ruine. Cette démarche rationnelle conduit à une meilleure compréhension de la variabilité des capacités résistantes des structures soumises à la corrosion et ouvre la voie à des stratégies optimisées de maintenance et de gestion de parc d'ouvrages.

C'est dans ce contexte que s'inscrit cette étude, qui a pour objectif l'analyse de la performance à la sollicitation sismique d'un réservoir surélevé en béton armé, tenant compte du phénomène de la corrosion des aciers pour des milieux de différents taux d'agressivité. Le but principal de cette recherche est de contribuer à la sécurité et à la durabilité des réservoirs de stockage en béton, en combinant des approches mécaniques, probabilistes et environnementales. Les résultats permettront d'accroître les connaissances sur les liens complexes entre les facteurs environnementaux, les propriétés des matériaux et la fiabilité des structures. Deux approches sont proposées, une approche déterministe et une approche probabiliste. Pour ce faire, nous avons réparti ce travail de recherche en trois chapitres.

Le premier chapitre de cette recherche est consacré à un état de l'art. Nous présentons dans un premier temps les différentes méthodes d'évaluation de la vulnérabilité et de la probabilité de défaillance des ouvrages hydrauliques, ainsi qu'une synthèse de travaux traitant de la question. Nous introduisons, par la suite, la notion de corrosion, les différents types, son processus, et les modèles utilisés dans la littérature. Enfin, nous exposons le processus stochastique et les principales méthodes utilisées dans la littérature. De plus, nous présentons les travaux antérieurs consacrés à la corrosion des structures en béton et à la variabilité stochastique liée aux facteurs environnementaux.

Le deuxième chapitre est dédié à une analyse déterministe d'un réservoir surélevé sous l'action sismique, tenant compte de la corrosion par pénétration des ions chlorures. Le modèle de Housner est utilisé pour évaluer les contraintes de traction sous effet hydrodynamique dans le support du réservoir. Par la suite nous étudions l'évolution du taux de corrosion par piqures dans les aciers tendus, en utilisant le modèle de Liu et Weyers [1], lequel tient compte de plusieurs paramètres environnementaux influents. Quant au temps d'initiation de la corrosion, il est évalué avec le modèle proposé dans Duracrete [2]. Un cas pratique, est présenté où la durée de vie du réservoir est estimée en considérant des environnements de différentes agressivités, pour différentes zones sismiques (Cf. RPA)[3]. L'influence des différents paramètres sur la corrosion est ainsi analysée ; tels que l'enrobage, la concentration des chlorures, le dosage en ciment et les paramètres environnementaux.

Dans le troisième chapitre, nous proposons un modèle mécano-fiabiliste, qui tient compte des incertitudes liées au modèle de corrosion utilisé dans le calcul déterministe, aux propriétés des matériaux, aux conditions environnementales et aux chargements sismiques. Et ce afin d'estimer le risque de défaillance du réservoir, en utilisant la simulation de Monte Carlo. Différentes variables aléatoires sont considérées ainsi que leurs lois de distribution. Une application au cas d'étude déjà traité est présentée pour illustrer la courbe de fragilité en fonction des zones sismiques définies par le RPA99/2003 [3], pour les différents taux d'agressivité. Les probabilités de défaillances en fonction du temps permettent de définir les modes de défaillance dominants qui peuvent provoquer la ruine structurelle. Dans la suite de ce chapitre, le processus stochastique de la température, basé sur le modèle de Bastidas-Arteaga et *al.* [4] est considéré pour démontrer l'effet de la variabilité de la température sur l'évolution de la corrosion et sur la durabilité du réservoir étudié.

Il est important de souligner que cette thèse est en phase avec les préoccupations actuelles des états en matière de réchauffement climatique, puisque le processus stochastique de la température, analysé ici dans cette recherche, est basé sur le dernier rapport du GIEC objet de débat lors des différentes conférences des Parties (COP) qui rassemblent depuis 1995 les

dirigeants de la quasi-totalité des pays de la planète. Pour rappel, ces conférences (COP) restent un forum important pour la négociation et la coordination des efforts internationaux en matière de changement climatique.

Sans compter que ce travail de recherche s'inscrit clairement dans un environnement pratique de la profession de l'ingénieur, puisqu'il vient combler des lacunes et des insuffisances des règlements techniques des réservoirs de stockage. En effet, cette thèse vise à accroître la connaissance du comportement des réservoirs en béton armé soumis à la corrosion et à terme d'améliorer leur dimensionnement en environnement agressif.

# **Chapitre I : Etat de l'art**

## I.1. Introduction

La prédiction du vieillissement des structures en béton est souvent basée sur des approches déterministes comme le recommandent les codes de dimensionnement ; tels que le RPA (99/2003) et l'Eurocode 8 [3, 5]. Ces approches déterministes utilisent une marge de sécurité où les paramètres incertains, les imperfections et les simplifications généralement induites par les hypothèses de travail sont décrits par des valeurs caractéristiques, entraînant ainsi un surdimensionnement qui conduit à un surcoût [6]. Les codes actuels, et en particulier le RPA (99/2003) [3], ne prévoit aucune disposition ou ligne directrice pour la conception des réservoirs en béton armé. Les observations sur le terrain lors de tremblements de terre antérieurs indiquent que les réservoirs surélevés en béton armé sont plus susceptibles d'être endommagés et de s'effondrer [7, 8]. Par conséquent, lors de la conception des réservoirs, il est indispensable de prendre en compte les normes sismiques et les conditions environnementales spécifiques de la région où ils sont implantés. En effet, en Algérie ces réservoirs de stockage en béton armé sont largement utilisés dans des systèmes d'approvisionnement en eau potable, et sont généralement implantés sur des reliefs montagneux, les exposant ainsi à des conditions très rudes, pouvant être des milieux atmosphériques d'agressivité extrême. Ces milieux environnants les exposent à un risque de corrosion nuisible par la carbonatation du béton, ou par la pénétration de chlorures qui résulte d'une interaction complexe entre des processus physiques et chimiques qui sont dirigés par des conditions environnementales, tel que l'agressivité du milieu, la température environnante, et l'humidité relative [9-11]. Cependant, la prédiction du vieillissement des structures en béton soumises à la corrosion des armatures est compliquée non seulement parce que les phénomènes mécaniques et chimiques concernés sont complexes mais aussi en raison de leur caractère aléatoire [12]. Plusieurs types d'incertitudes affectent les propriétés physiques et chimiques des matériaux, ainsi que les paramètres environnementaux. Par ailleurs, de nombreux auteurs ont démontré que la pénétration des chlorures est fortement affectée par le processus stochastique de l'environnement dû principalement au changement climatique, nous citons les travaux de Bastidas-Arteaga et *al.* [13].

Dans ce premier chapitre consacré à un état de l'art, nous présentons tout d'abord les différentes méthodes d'évaluation de la vulnérabilité et de la probabilité de défaillance des ouvrages hydrauliques. Nous introduisons, par la suite, le processus de corrosion et les différents modèles utilisés dans la littérature et enfin, nous exposons le processus stochastique et les principales méthodes utilisées.

## I.2. Méthodes d'analyse du risque des ouvrages de génie civil

De nombreux gestionnaires de parc d'ouvrages et d'autres organismes ont développé différentes approches pour évaluer l'état des ouvrages de génie civil à des fins de diagnostic, analyse des risques et de programmation d'actions de maintenances. Nous citons principalement l'approche par expertise, l'approche par sûreté de fonctionnement, l'approche par modèle physique et l'approche fiabiliste.

### I.2.1. Approche par expertise

Le diagnostic et l'analyse de risques peuvent être réalisés par expertise pure dans le cadre d'études préliminaires ou de diagnostic rapide. Cette approche qui fait appel à l'inspection visuelle est pratiquée par les experts lorsqu'ils ne disposent pas de données suffisantes sur l'ouvrage. Elle repose sur les seules connaissances et retour d'expérience des experts. Parmi ces méthodes expertes, nous pouvons citer :

#### I.2.1.1. La méthode italienne GNDT

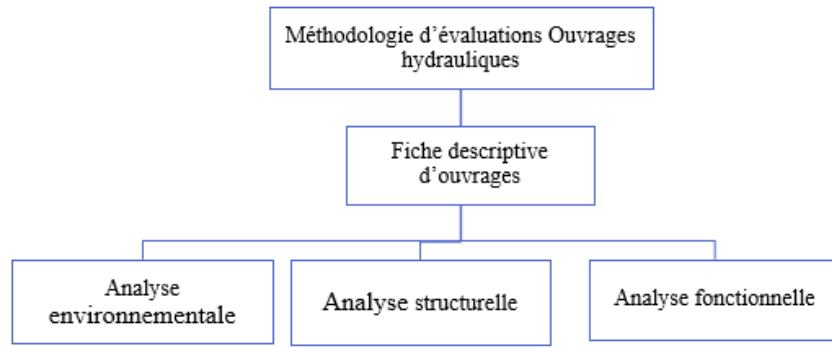
Cette méthode est utilisée pour évaluer un parc de bâtiments en Italie [14]. Elle a aussi été modifiée et adaptée pour évaluer la vulnérabilité sismique des bâtiments avec ossature en béton armé au nord du Maroc. La méthode GNDT fait intervenir onze paramètres structuraux, architecturaux et de situation qui permettent de calculer l'indice de vulnérabilité  $I_v$  au séisme, soit :

$$I_v = \sum_{i=1}^{11} K_i \cdot W_i \quad (I.1)$$

Où  $K_i$  désigne la qualification attribuée à chaque paramètre et  $W_i$  la pondération associée. Cet indice  $I_v$  est normalisé de sorte que ses valeurs soient comprises entre 0 et 100 et trois niveaux de qualification sont retenus A, B et C.

#### I.2.1.2. Méthodes de diagnostic développé par Mathieu au Cemagref

Dans le domaine des réservoirs de stockage, Mathieu au Cemagref [15] (Aix en Provence, France) a mené des recherches depuis les années 1990 et a proposé des méthodes d'évaluation structurelles, fonctionnelles et environnementales ayant pour but d'indiquer les ouvrages qui ont un environnement sensible, un caractère stratégique important et ceux qui présentent ou non des désordres structurels visuels de gravité variable. L'organigramme ci-dessous schématise la méthodologie d'évaluation de ces ouvrages hydrauliques [15].



**Figure I.1 : Organigramme de la méthodologie d'évaluation des réservoirs [15].**

L'évaluation structurelle prend en compte divers aspects liés à la problématique de pérennité des ouvrages hydrauliques en béton, tant par le comportement des fondations et structures, que par les divers matériaux utilisés. L'analyse de l'environnement de l'ouvrage est faite sous la quintuplée entrée des contextes géologique, sismique, hydraulique, neige, vent et des critères architecturaux [16]. L'analyse de l'évaluation fonctionnelle est faite sous la triple entrée du niveau d'utilisation, des usagers de l'eau et de la sécurité des ouvrages.

### **I.2.1.3. Méthode d'indice de vulnérabilité développée par Hammoum [16]**

En s'inspirant des travaux de Mathieu [15], Hammoum [16] a développé une méthode d'évaluation de l'indice de vulnérabilité  $I_v$  d'un réservoir en béton armé, vis-à-vis des aléas naturels (séisme, vent, neige...), en se basant sur l'expertise. Cette méthode est appliquée par Miloudi [17] et Aliche [18], pour expertiser un parc de réservoirs dans la wilaya de Tizi Ouzou.

Pour le calcul de cet indice de vulnérabilité, treize (13) paramètres résumés dans le tableau (I.1) sont à évaluer.

**Tableau I.1 : Liste des paramètres d'analyse.**

<b>Type d'analyse</b>	<b>N°</b>	<b>Désignation des paramètres</b>
Analyse environnementale	1	Implantation du réservoir
	2	Zone sismique
	3	Type de sol
	4	Zone de neige
	5	Zone du vent
Analyse structurelle	6	Type de structure
	7	Type de fondation
	8	Étanchéité des parois
	9	Étanchéité de la couverture
	10	Défauts apparents
Analyse fonctionnelle	11	Rôle du réservoir
	12	Importance du réservoir
	13	Fréquence d'entretien

Chacun des treize paramètres sera sanctionné par une note élémentaire  $N_{ei}$ . Le principe de notation choisi correspond aux critères d'amplification des notes en fonction de l'accroissement des risques de vulnérabilité. Chaque élément de notation est affecté d'un coefficient  $P_i$  de pondération.

Une note élémentaire  $N_{ei}$ , variant de 1 à 4, est attribuée pour chacun des paramètres d'évaluation. Le principe de notation correspond aux critères d'amplification des notes en fonction de l'accroissement des risques. Chaque élément de notation est affecté d'un coefficient  $P_i$  de pondération (appelé poids).

La note partielle d'un paramètre est alors obtenue par le produit ( $N_{ei} \cdot P_i$ ) et l'indice de vulnérabilité «  $I_v$  » s'exprime comme la somme des notes partielles des différents paramètres :

$$I_v = \sum_{i=1}^{13} N_{ei} \cdot P_i \tag{I.2}$$

Pour un critère donné, il a été construit une grille d'évolution de sa note partielle ( $N_{ei} \cdot P_i$ ), en tenant compte de tous les scénarios possibles. Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau I.2 :

**Tableau I.2 : Grille de hiérarchisation d'une note partielle d'un paramètre.**

		Note élémentaire $N_{ei}$			
		1	2	3	4
Pondération $P_i$	1	1	2	3	4
	2	2	4	6	8
	3	3	6	9	12
	4	4	8	12	16

En considérant tous les critères d'analyse énumérés précédemment au nombre de treize, une classification répartie en quatre niveaux de vulnérabilité a été proposée, comme le montre le tableau (I.3) :

**Tableau I.3 : Classification d'un réservoir en fonction de son «  $I_v$  ».**

Niveau de vulnérabilité	Vert	Orange 1	Orange 2	Rouge
Indice de vulnérabilité $I_v$	13 – 49	49 – 87	87 – 136	136 – 196

- **Le niveau vert [13 – 49] :** Le réservoir expertisé n'est pas vulnérable. L'ouvrage présente un bon comportement aux aléas naturels et ne nécessite pas une attention particulière après sa réalisation et sa mise en service. Seules les interventions ordinaires périodiques sont nécessaires.

- **Le niveau orange 1 [49 – 87]** : Le réservoir présente une vulnérabilité moyenne aux aléas naturels.
- **Le niveau orange 2 [87 – 136]** : Le réservoir a une vulnérabilité assez élevée aux aléas naturels.
- **Le niveau rouge [136 – 196]** : Le réservoir présente une vulnérabilité élevée aux aléas naturels. Le réservoir doit être mis hors service ou à défaut en situation de restriction d'utilisation, immédiate.

### **I.2.2. Approches par sûreté de fonctionnement**

La Sûreté de Fonctionnement est définie comme *la science des défaillances*. L'analyse de la sûreté de fonctionnement d'un ouvrage repose sur la prévision de l'évolution de sa performance (aptitude au service, sécurité structurale, durabilité), en fonction de l'environnement et des sollicitations auxquelles il est soumis. Différentes méthodes de la Sûreté de Fonctionnement peuvent être utilisées principalement pour la modélisation fonctionnelle ; telles que l'AMDE (Analyse des Modes de Défaillances, de leurs Effets) et l'AMDEC (AMDE avec analyse de la Criticité [16]).

La méthode AMDE (Analyse des Modes de Défaillance et de leurs Effets) est une méthode inductive d'analyse des défaillances potentielles d'un système. Elle considère, systématiquement l'un après l'autre, chaque composant du système et analyse ses modes de défaillances. Un mode de défaillance est la manière par laquelle le système étudié ne va plus remplir sa fonction : à chaque fonction non remplie ou mal remplie correspond un mode de défaillance. Ceux-ci doivent être quantifiés en fonction de différents paramètres. On procède ensuite à la hiérarchisation des modes de défaillance. Lorsque l'AMDE globale de tous les composants est terminée, une analyse d'évaluation des risques est effectuée pour toutes les défaillances précédemment identifiées. L'évaluation des risques potentiels se traduit par le calcul de la **Criticité**, à partir de l'estimation du couple indice de gravité et de fréquence (probabilité).

Cette criticité permet de :

- Noter l'importance du risque engendré par chaque cause de défaillance ;
- Hiérarchiser les causes entre elles afin de déterminer celles qui doivent faire l'objet d'une action corrective.

#### ➤ **Applications de l'AMDE dans le génie civil**

L'AMDE a été utilisée depuis le début des années 2000 dans différents domaines du génie civil. Des recherches bibliographiques ont montré des applications intéressantes en génie civil,

notamment dans le domaine des barrages [19], dans le domaine des digues [20], dans le domaine des infrastructures portuaires [21]. Les techniques de la sûreté de fonctionnement présentent des avantages pour la modélisation du fonctionnement des réservoirs et des mécanismes de vieillissement [16].

Nous présentons en figure I.2 un mécanisme de vieillissement d'un réservoir surélevé « dégradation du revêtement d'étanchéité de couverture » proposé par Hammoum [16]. En utilisant la méthode AMDEC, il a établi de façon systématique et exhaustive les relations fonctionnelles à l'intérieur et à l'extérieur du système « réservoir », afin de déterminer les interactions entre les composants du système « réservoir » et son environnement de façon à établir, de manière formelle, les liens entre les défaillances des fonctions, leurs causes et leurs effets.

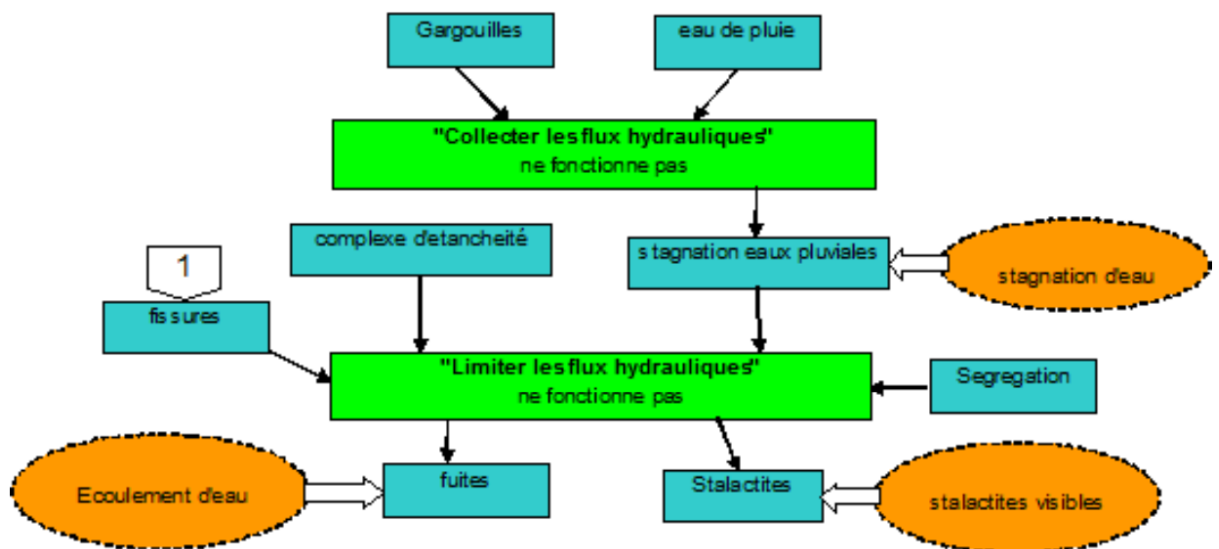


Figure I.2 : Mécanisme de vieillissement « dégradation du revêtement d'étanchéité de couverture » [16].

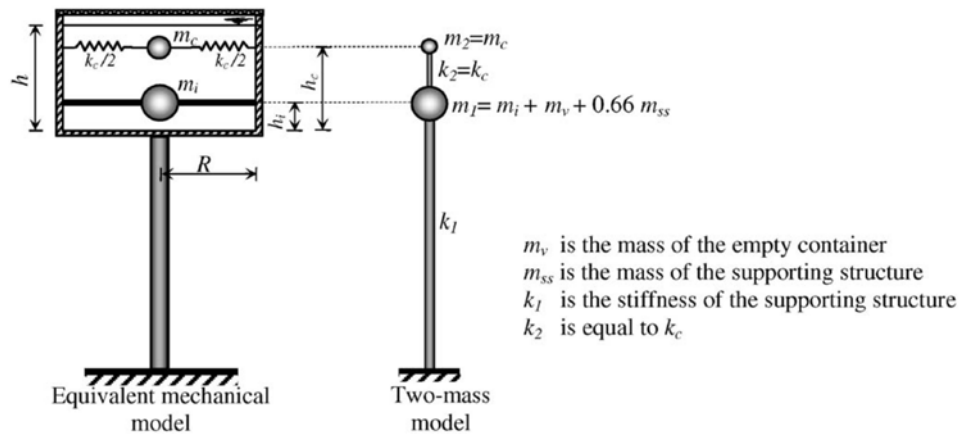
### I.2.3. Approches par des modèles physiques

Les modèles physiques sont des méthodes traditionnelles basées sur la modélisation mécanique des processus continus ou discontinus de dégradation du système : L'ouvrage est examiné sous l'angle de sa sécurité structurale, à partir des équations mathématiques d'états limites régissant les phénomènes et des modèles mécaniques de comportement de rupture. Elle implique une connaissance approfondie du système et sa représentation sous forme de modèles physiques et mathématiques, appuyés par simulations numériques.

Les modèles physiques disponibles sont classés en deux catégories : Les modèles d'analyse de la stabilité (d'états limites) et les modèles d'analyse du comportement des matériaux et des ouvrages (d'étude du comportement).

Dans le domaine des réservoirs de stockage des fluides, le modèle le plus connu est celui de Housner [22]. D'après l'Eurocode 8 [5] (partie 4 : consacrée aux réservoirs) [5, 18] la stabilité d'ensemble du réservoir vis-à-vis de l'effondrement doit être satisfaite, sous l'effet de l'action sismique à l'ELU. La stabilité d'ensemble se rapportant à un comportement de corps rigide peut être perdue par glissement ou renversement. Il y'a lieu de considérer la somme des deux moments de renversement (d'impulsion et d'oscillation). Quant à la vérification au glissement, nous considérons la somme de la force d'impulsion et de la force d'oscillation comme résultante des forces horizontales.

A titre d'illustration, la figure I.3 qui suit présente la modélisation d'un réservoir surélevé sollicité au séisme, tenant compte de l'effet hydrodynamique. Ouvrage particulièrement vulnérable à ce genre de sollicitation.



**Figure I.3 : Analyse hydrodynamique à deux degrés de liberté selon Housner [23].**

Nous précisons que pour le cas des réservoirs surélevés (figure I.3), Housner propose généralement l'utilisation d'une masse active et d'une masse passive pour leurs conception pratique [23, 24]. Par ailleurs, Haroun et Housner en 1981 [24] ont également développé pour les réservoirs posés au sol, un modèle à trois masses qui prend en compte la flexibilité de la paroi du réservoir [23], comme s'est illustré sur la figure I.4. Pour les réservoirs surélevés, en béton armé, la flexibilité des parois est ignorée et la troisième masse n'est pas prise en compte pour les modèles simplifiés [25, 26].

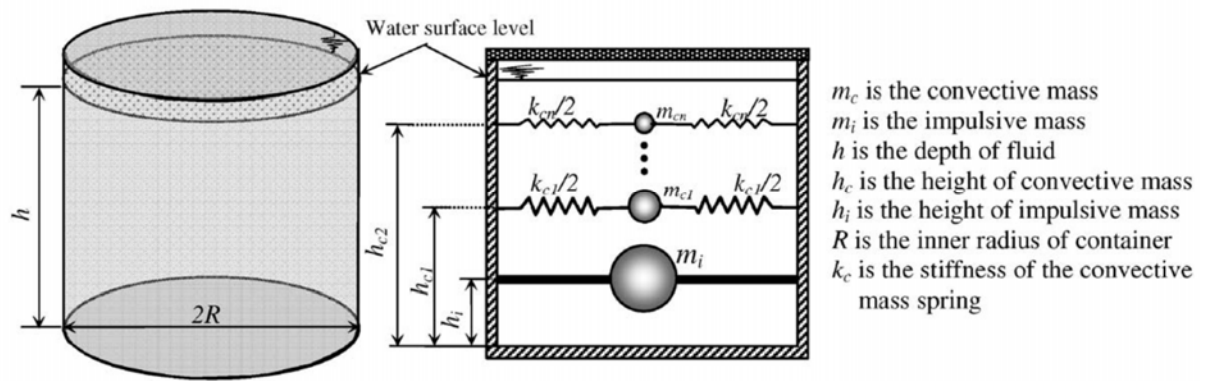


Figure I.4 : Analogie ressort-masse pour les réservoirs cylindriques posé au sol [23].

Pour étudier l'action du liquide sur les parois du réservoir, Hammoum et *al.* [27] ont utilisé l'approche développée par Housner [22], dans laquelle l'action du liquide est décomposée en une action passive provoquant des efforts d'impulsion et une action active provoquant des efforts d'oscillation.

Les calculs menés par Hammoum et *al.* [27], ont mis en évidence deux phénomènes lors d'une excitation sismique :

- Une surtension (contraintes de traction horizontales) des bandes de la paroi circulaire, laquelle provoquerait une fissuration verticale dans la bande, si elle n'est pas absorbée par des armatures horizontales (cerces) suffisantes.
- L'apparition de contraintes de traction verticales dans la paroi, qui provoqueraient des fissurations horizontales, si elles ne sont pas absorbées par des armatures verticales (de construction ou de répartition) suffisantes.

Ces deux phénomènes agissant simultanément, provoquent des fissures inclinées (figure I.4), laissant paraître des suintements qui se manifestent par la présence d'humidité parfois chargée en sels après percolation à travers le béton.

Ainsi, Hammoum et *al.* [27], ont montré que la négligence ou l'omission du phénomène hydrodynamique sous estimait considérablement les contraintes de traction (horizontales et verticales) agissant dans la paroi. Cette négligence est la cause principale de l'apparition des fissures obliques sur la paroi du réservoir, localisées à la liaison paroi-radier (figure I.5) ; compromettant ainsi l'étanchéité de l'ouvrage. Ces fissurations constituent une pathologie très largement observée sur des réservoirs actuellement en service en Algérie, particulièrement en zone IIb (moyenne sismicité) et zone III (forte sismicité).

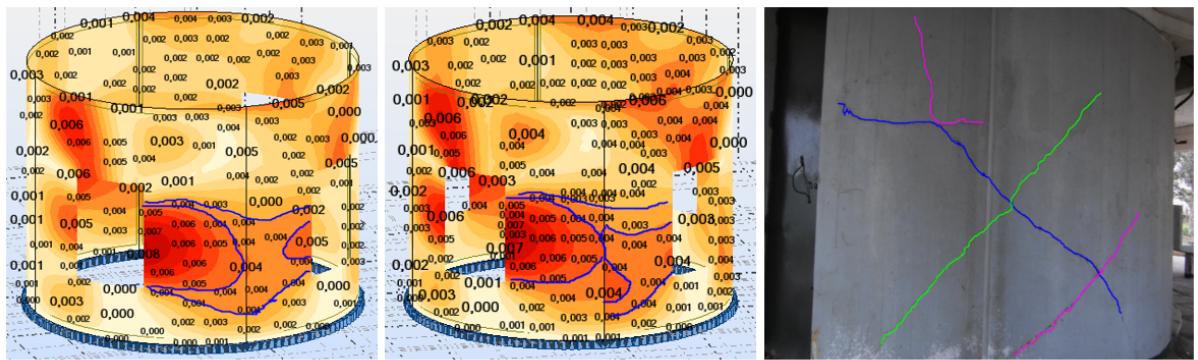


Figure I.5 : Photo des fissures du noyau central [28].

Shakib et *al.* [29] ont utilisé la méthode de Housner [22] pour déterminer l'effet de la distance entre le site d'enregistrement et la source du tremblement de terre sur la réponse dynamique des réservoirs d'eau surélevés en béton, afin d'évaluer l'état des forces internes dans la cuve du réservoir. Ils ont utilisé différents mouvements du sol dus à des tremblements de terre ; trois enregistrements en champ proche et trois enregistrements en champ lointain. Chacun comprenant des composantes horizontales et verticales du séisme. Le logiciel OpenSees, v.2.5.0 a été utilisé pour la modélisation et l'analyse de la structure. La masse de la cuve a été répartie entre les nœuds des éléments pour représenter la masse totale de la structure de la cuve en translation et en rotation. Les résultats ont conclu que pour les deux séries d'enregistrements, la prise en compte de la composante verticale de l'action sismique dans l'analyse n'affecte pas du tout les réponses de la force dynamique, mais augmente la réponse de l'écrasement. L'étude a montré également que la distance entre le site et la source de l'action sismique a un effet significatif sur le comportement de la structure.

Kamarroudi et *al.* [30], ont aussi utilisé la méthode de Housner [22] pour étudier l'influence des excitations verticales d'un tremblement de terre sur l'effet  $P-\Delta$ , créé par le ballotement dans les réservoirs d'eau surélevés. L'étude a été menée expérimentalement sur un réservoir cylindrique de diamètre de 60 cm, installée sur une table vibrante simple innovante, capable de créer des excitations harmoniques horizontales et verticales simultanées (figure I.6).

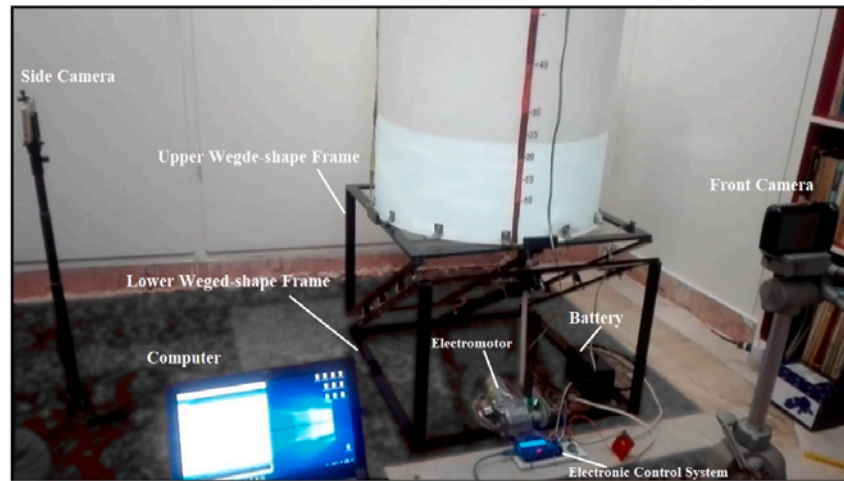


Figure I.6 : Vue d'ensemble de la cuve d'essai sur la table vibrante [30].

A des fins de validation de l'expérimental, l'analyse par éléments finis a été utilisé pour simuler des réservoirs surélevés de taille réelle pour différents rapports hauteur d'eau/diamètre du réservoir, en utilisant des accélérogrammes à trois composantes (x,y,z) de sept tremblements de terre sélectionnés, ayant pour la plupart de fortes composantes verticales, créant ainsi 126 cas d'analyse dynamique. La hauteur maximale de ballonnement a été mesurée et comparée aux résultats de l'analyse par éléments finis. Pour pouvoir tenir compte des excitations verticales, un modificatif a été apportée au modèle de masse-ressort de Housner pour l'utiliser en 3 dimensions (figure I.7).

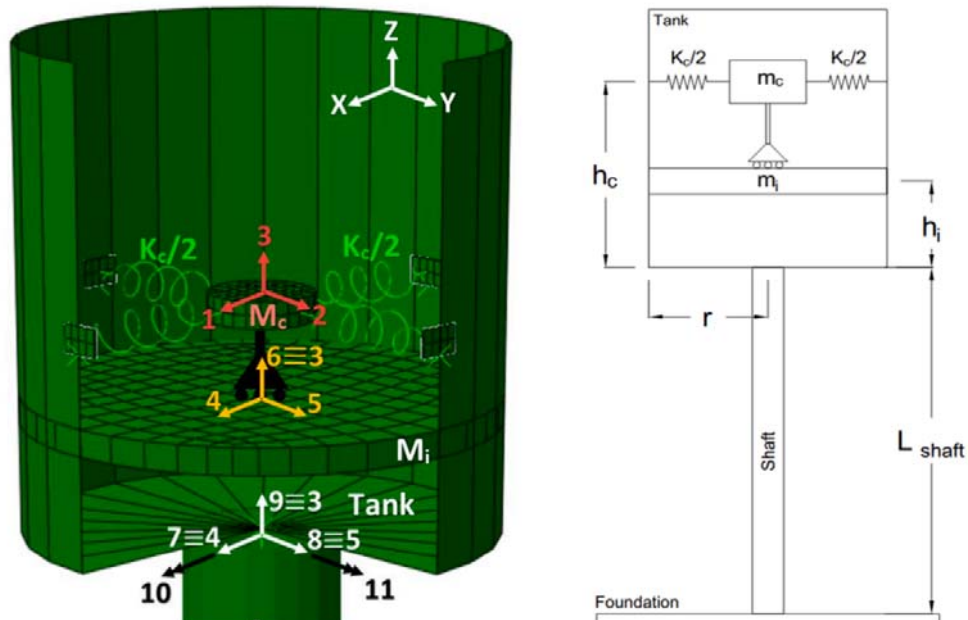


Figure I.7 : Illustration en 3D (à gauche) du modèle de Housner modifié pour un réservoir surélevé en tenant compte des excitations sismiques verticales [30].

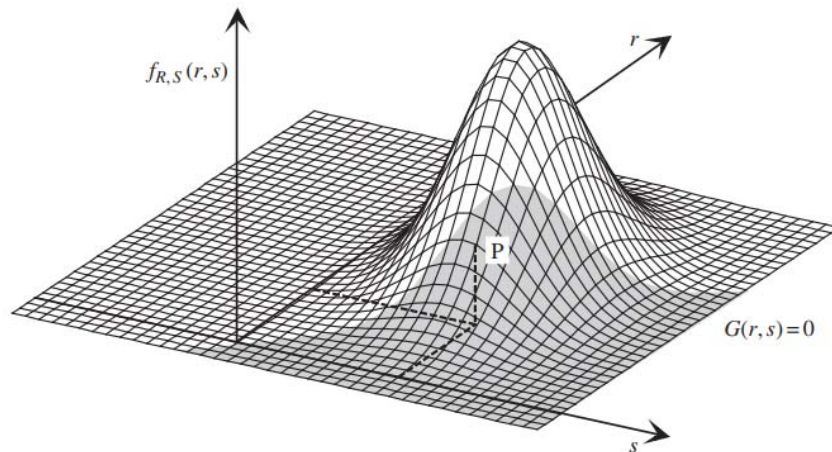
## I.2.4. Approche Fiabiliste

### I.2.4.1. Qu'est-ce qu'une analyse fiabiliste ?

Les analyses de fiabilité visent à calculer la probabilité de défaillance pour un scénario de défaillance spécifique appelé état limite [31]. Cet état limite est défini par un modèle mathématique dérivé des principes de la mécanique et des données expérimentales qui mettent en relation les variables de résistance et de charge pour la condition de comportement spécifique d'intérêt [32].

La première étape de l'évaluation de la fiabilité consiste à identifier l'ensemble de base des variables aléatoires  $X = [x_1, x_2, \dots, x_n]^T$ , à partir desquelles les incertitudes doivent être considérées. Pour toutes ces variables, des distributions de probabilité sont attribuées afin de modéliser leur caractère aléatoire. Ces distributions de probabilité peuvent être définies par des observations physiques, des études statistiques, et des avis d'experts. Le nombre de variables aléatoires est un paramètre important pour déterminer le temps de calcul nécessaire à l'analyse de fiabilité ; temps de calcul consommé pendant l'analyse de fiabilité. Afin de réduire la taille de l'espace des variables aléatoires, il est fortement recommandé de considérer comme déterministes toutes les variables dont les incertitudes entraînent des effets mineurs sur la valeur de la probabilité de défaillance.

La deuxième étape consiste à définir un certain nombre de modes de défaillance potentiellement critiques. Pour chacun d'eux, une fonction d'état limite,  $G(X)$ , sépare l'espace en deux régions comme décrit dans la figure I.8 : le domaine sûr, où  $G(X) > 0$  et le domaine de défaillance où  $G(X) < 0$ . La frontière entre ces deux domaines est définie par  $G(X) = 0$ , connu comme l'état limite lui-même.



**Figure I.8 : Représentation tridimensionnelle de  $P_f$  pour une distribution gaussienne de deux variables corrélées R et S [33].**

#### I.2.4.2. Lois de probabilité d'une variable aléatoire

Une variable aléatoire est totalement définie par sa loi de probabilité. Les principales lois utilisées dans l'analyse fiabiliste (loi normale, log-normale, uniforme et la loi de Weibull...etc.) sont présentées en annexe A. La notion de loi de distribution est considérée comme la propriété la plus importante d'une variable aléatoire, ainsi elle caractérise la probabilité avec laquelle elle peut prendre certaines valeurs. Pour décrire cette probabilité de manière commode, nous utilisons deux fonctions : la fonction de répartition et la fonction densité de probabilité. La première peut être définie pour des variables discrètes et continue tandis que la deuxième n'est définie que pour les variables aléatoires continues.

#### I.2.4.3. Procédure d'une analyse fiabiliste

La fiabilité des structures a pour objectif d'évaluer la probabilité qu'une structure soumise à des aléas (vibrations, température, chocs, fatigue, séisme,...etc.) soit capable de satisfaire l'intégralité de ses besoins et ce pour une durée de vie donnée.

Cependant, le calcul de cette probabilité impose une méthodologie d'étude rigoureuse en quatre étapes :

1. définir un modèle mécanique déterministe adapté au problème traité ;
2. identifier les paramètres aléatoires de ce modèle et les modéliser par un outil probabiliste adéquat ;
3. définir les modes et scénarios de défaillance du problème ;
4. établir les fonctions d'état limite ;
5. évaluer les probabilités d'occurrence de ces modes de défaillance.

La précision, l'exactitude du modèle mécanique et la probabilité de défaillance de la structure, sont ainsi conditionnées par un ensemble de facteurs experts, expérimentaux, mathématiques, numériques et pratiques intervenant à chaque étape de l'étude fiabiliste.

#### I.2.4.4. Mesure de la probabilité de défaillance d'un ouvrage

La probabilité de défaillance  $P_f$  correspond à la probabilité d'occurrence de l'évènement, en d'autre terme la probabilité d'avoir une valeur négative d'une réalisation de la fonction d'état limite  $G(X)$ . Nous avons donc [34] :

$$P_f = P(G(\{X\}) \leq 0) \quad (I.3)$$

Dans la majorité des cas, on connaît la loi d'apparition des événements et les limites à partir desquelles un état est modifié, qu'on appelle les fonctions d'états ou les fonctions de performance d'un ouvrage [18]. On cherche alors à connaître la loi de probabilité pour que, la structure ne dépasse pas cet état limite. Ainsi, si nous faisons introduire la notion de densité de probabilité conjointe  $f\{x\}$  des variable aléatoire  $\{X\}$  du modèle, dont les réalisations sont  $\{x\} = \{x_1, x_2, \dots, x_n\}$ , l'évaluation de la probabilité de défaillance peu se ramener essentiellement à l'étude de l'intégrale [35] :

$$P_f = \int_{D_f} f_X(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1, dx_2, \dots, dx_n \quad (I.4)$$

L'évaluation de l'intégrale définie par l'équation (1.4) est presque impossible à évaluer en pratique, des procédures alternatives ont été développées sur la base du concept d'indice de fiabilité  $\beta$ , défini par l'équation (I.5) [36]. Ce paramètre est défini par la distance la plus faible entre le point de moyenne et le point de défaillance placé à la fonction d'état limite  $G(X) = 0$ , dans l'espace normalisé des variables aléatoires (figure 1.7). Le point de défaillance le plus proche du point moyen est appelé point de conception P.

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (I.5)$$

$\Phi(\cdot)$  est la fonction de distribution cumulée gaussienne standard.

$\beta$  : est l'indice de fiabilité ou de sécurité définie par les méthodes d'approximation [33].

La fiabilité  $F$  d'une structure est conventionnellement définie en fonction de la probabilité de défaillance  $P_f$  de la façon suivante [37, 38] :

$$F = 1 - P_f \quad (I.6)$$

### I.2.4.5. Principales méthodes en fiabilité

Afin d'estimer la probabilité de défaillance  $P_f$ , différentes approches ont été appréhendées. Nous distinguons les méthodes de simulation dont la plus célèbre est celle de Monté Carlo, et les méthodes d'approximation (par gradient) de type FORM et SORM [33, 35] telles que l'illustre la figure I.9.

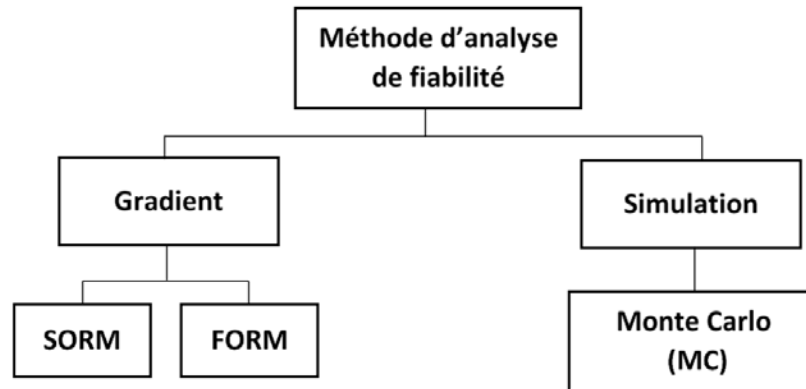


Figure I.9 : Méthode d'analyse fiabiliste [18].

#### a. Méthodes de simulations

Ces méthodes sont basées sur l'estimation de l'intégrale de l'équation (I.4). La méthode de simulation la plus connue est celle de Monté Carlo. Cette méthode est considérée comme étant la technique la plus simple pour estimer une espérance ou une intégrale mathématique. Elle est basée sur l'application de la loi des grands nombres.

Les simulations de Monte Carlo sont une classe de méthodes de calcul numérique qui reposent sur la génération de nombres aléatoires pour estimer des quantités mathématiques. Ces méthodes sont particulièrement utiles lorsque la fonction mathématique à calculer est complexe ou ne peut être résolue analytiquement. Le principe de base est de générer de nombreux tirages des variables aléatoires selon une distribution donnée, et pour chaque tirage, la valeur de la fonction de performance indique si l'on se trouve dans le domaine de défaillance [39] (figure I.10). La probabilité de défaillance pour chaque mode de ruine s'exprime alors comme le rapport entre le nombre de tirages  $N_{sim}$  pour lesquels la défaillance est atteinte et le nombre total de tirages, comme s'est illustré en équation (I.7) [40].

$$P_f = \frac{\sum_{i=1}^{N_{sim}} I_{di}}{N_{sim}} \quad (I.7)$$

Où  $I_{di}$  désigne un indicateur identifiant de ruine, utilisé pour définir l'état de défaillance du système pour la fonction d'état  $G$  donnée, qui est exprimé comme suit :

$$I_{di} = \begin{cases} 1 & \text{si } G(x) \leq 0 \\ 0 & \text{si } G(x) > 0 \end{cases} \quad (I.8)$$

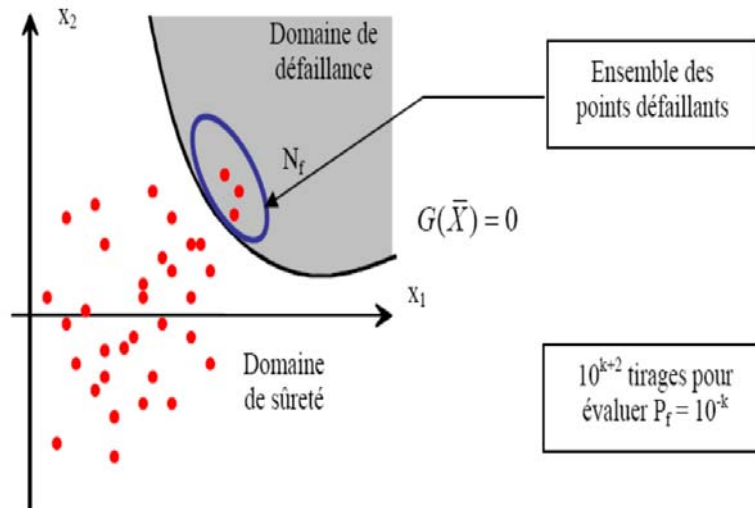


Figure I.10 : Illustration de la méthode de Monte Carlo [41].

Selon Désenfant et *al.*, [42] la méthode de simulation de Monte Carlo, peut se résumer étape par étape selon le processus suivant (figure 1.11) :

1. Définir les fonctions d'état limites ;
2. Associer à chaque variable une distribution adéquate (normale, uniforme, log-normal, Gamma... etc.) ;
3. Générer N réalisations de chaque grandeur d'entrée par tirage selon leur fonction de probabilité (PDF).
4. Évaluer la valeur de la fonction d'état limite, et selon le cas :
  - S'il y a défaillance, incrémenter le compteur des cas défaillants par rapport au nombre de tirage effectué.
  - S'il n'y a pas de défaillance, il n'y a pas d'incrément.
5. Répéter 1 à N jusqu'à ce qu'un nombre suffisant de tirage soit atteint,
6. Estimer la probabilité en fonction du nombre des cas de défaillances par rapport au nombre total des tirages.

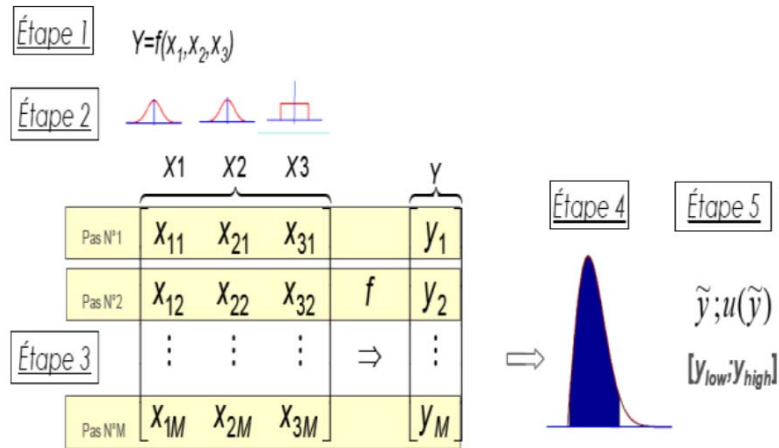


Figure I.11 : Schéma explicatif des étapes de la simulation Monte Carlo [42].

L'organigramme d'évaluation de la probabilité de défaillance en utilisant la méthode de simulation de Monte Carlo est décrit dans la figure 1.12 :

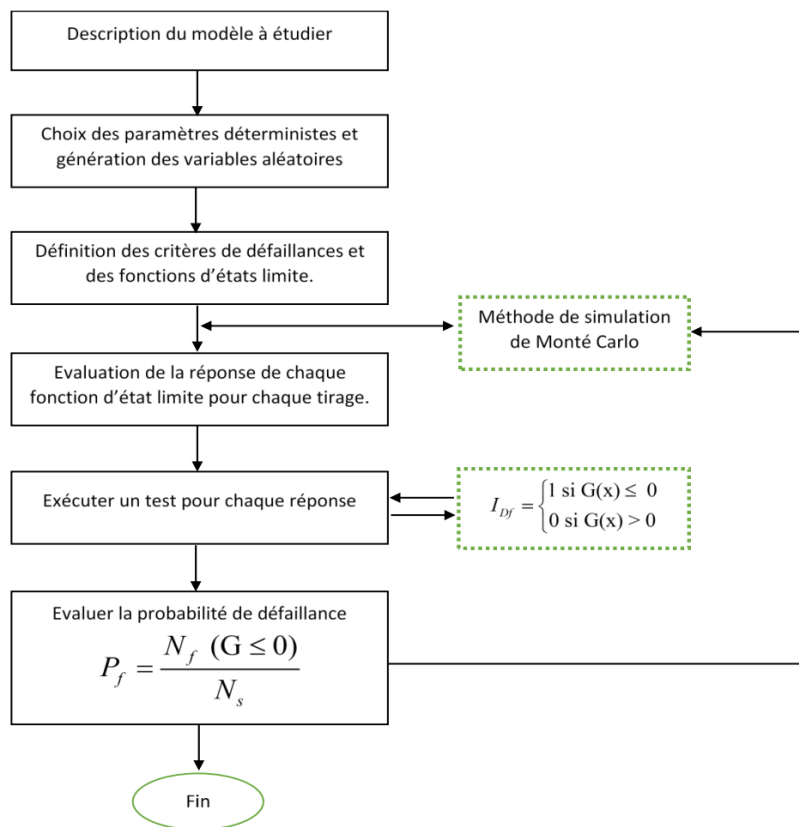


Figure I.12 : Organigramme du calcul de la probabilité de défaillance en utilisant la méthode des simulations de Monte Carlo [18].

## b. Méthodes d'approximations

Dans l'étude de la fiabilité des structures, les méthodes FORM (First Order Reliability Method), et SORM (Second Order Reliability Method) sont des méthodes d'approximation permettant de déterminer la distance entre le point de conception  $P^*$  et le point de surface de rupture dans l'espace d'origine (figure I.13) [43]. Cette distance est l'indice de fiabilité ou de sécurité noté  $\beta$  qui permet donc d'estimer une approximation de la probabilité de défaillance du système étudié. La littérature nous offre une large gamme d'indices de fiabilité, dont nous pouvons citer, l'indice de Cornell, noté  $\beta_c$ , et l'indice de fiabilité de Hasfor Lind  $\beta_{HL}$  [33].

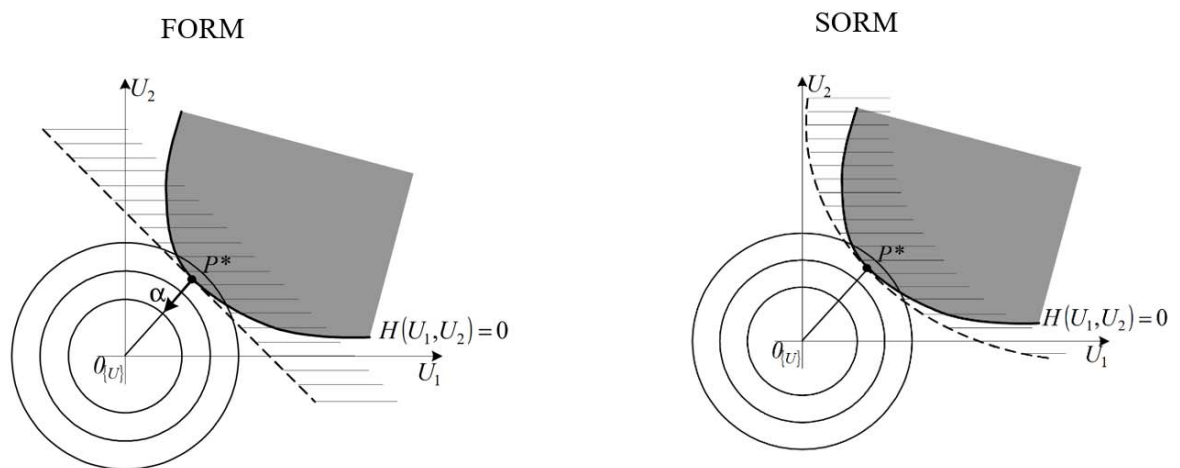


Figure I.13 : Approximation SORM pour deux variables aléatoires dans l'espace standard [37].

### I.2.4.6. Mode de défaillance et fonction d'état limite

L'évaluation de la sécurité structurale commence par la définition du **mode de défaillance** que l'on veut étudier, c'est-à-dire la localisation de l'élément de structure concerné, les propriétés mécaniques des matériaux, les sollicitations soumises ainsi que le modèle liant résistance et sollicitations. Notons que le niveau de fiabilité obtenu dépendra donc du mode de défaillance choisi.

Le mode de défaillance permet ainsi de définir la **marge de sécurité** ou **fonction d'état limite** à respecter. Cette fonction d'état limite, notée  $G$ , fait intervenir différents paramètres géométriques ou physiques du système étudié [44].

Notons :

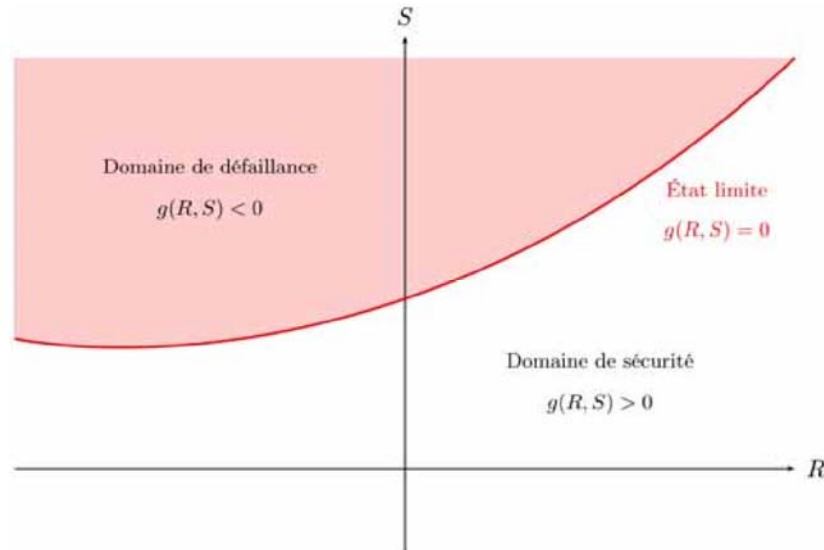
- $R$  la résistance du matériau constitutif de la structure ;
- $S$  les sollicitations imposées à la structure.

On peut écrire la marge de sécurité  $M$  et la fonction d'état limite  $G$  sous la forme générale :

$$M = G(R, S)$$

En se plaçant dans l'**espace physique**, espace formé par  $R$  et  $S$ , on remarque que la fonction d'état limite permet de diviser l'espace physique en 3 domaines (figure I.14) :

- $G(R, S) < 0$  : domaine de défaillance ;
- $G(R, S) = 0$  : état limite ;
- $G(R, S) > 0$  : domaine de sécurité.



**Figure I.14 : Domaine de défaillance, état limite et domaine de sécurité [44].**

#### I.2.4.7. Courbes de fragilité

Le concept de fragilité, joue un rôle essentiel dans la représentation de la performance structurelle. Elle est définie par des modèles qui sont caractérisés par le dépassement d'un seuil prédéfini, noté  $P_f^{adm}$ , qui représente un niveau d'endommagement préétabli [45]. En d'autres termes, ces modèles permettent de quantifier la probabilité de dépassement du seuil critique  $P_f^{adm}$  en fonction des facteurs de mise en danger (équation I.9), ce qui constitue une approche cruciale pour évaluer la performance des structures en génie civil.

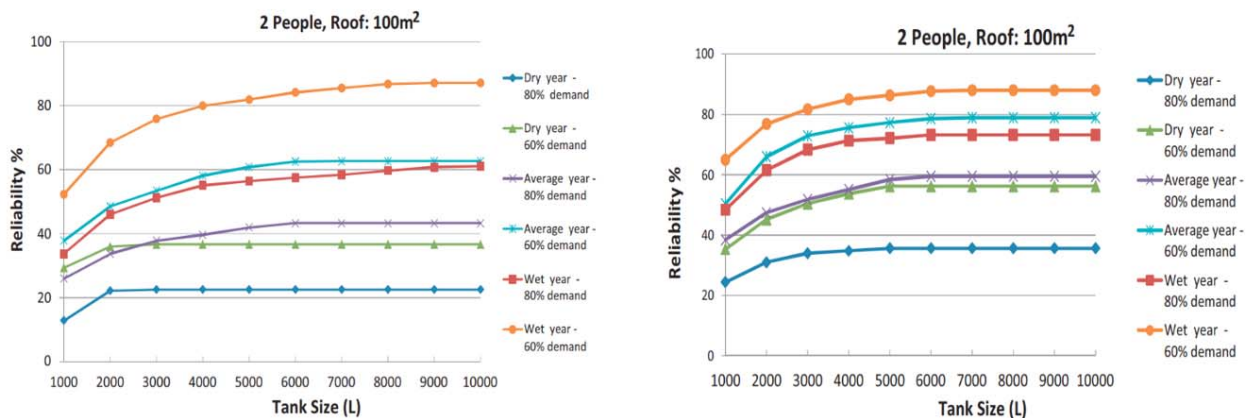
$$P_f = \text{prob}(G(X) \leq 0 \mid \ddot{x} = x_0) \quad (I.9)$$

Tel que ;  $x_0$  représente la valeur spécifique de la variable aléatoire considérée.

#### I.2.4.8. Application au domaine des réservoirs

Malgré la valeur potentielle de la fiabilité, elle n'a pas été très utilisée pour l'évaluation de la fiabilité des réservoirs de stockage en béton, et ce pour deux raisons. Premièrement, la théorie de la fiabilité implique des termes et des concepts qui ne sont pas familiers à la plupart des ingénieurs, et deuxièmement il est communément admis que l'utilisation de la théorie de la fiabilité nécessiterait plus de données, de temps et d'efforts que les ingénieurs n'ont pas dans la plupart des cas. Néanmoins, certains travaux ont été réalisés récemment, et sont cités dans ce qui suit :

Imteaz et al.[46] ont utilisé un modèle de bilan de consommation d'eau quotidien basé sur une feuille de calcul, afin d'analyser les performances et d'optimiser la conception des réservoirs d'eau de pluie dans deux différentes régions de Melbourne, le Sud-Est et le centre de Melbourne. Ces deux régions sont caractérisées par une topographie et des caractéristiques pluviométriques notablement différentes. Trois années représentatives (sèche, moyenne et humide) ont été sélectionnées à partir des données pluviométriques historiques. La fiabilité a été définie comme le pourcentage de jours dans une année où le réservoir d'eau de pluie est capable de fournir la demande partielle prévue. Les diagrammes de fiabilité ont été établis pour les trois conditions climatiques, en fonction du volume du réservoir, de la surface du toit, du nombre de consommateur par maison (c'est-à-dire la demande en eau), et du pourcentage de la demande totale en eau devant être satisfaite par l'eau de pluie récupérée (figure I.15).



**Figure I.15 : Courbes de fiabilité pour un ménage de deux personnes avec un toit de 100 m<sup>2</sup> dans la région du centre (à gauche) et Sud-Est (à droite) de Melbourne [46].**

Aliche et al. [6], ont utilisé une approche probabiliste pour traiter les incertitudes liées au chargement sismique et à la charge hydrostatique à l'intérieur d'un réservoir posé au sol en béton armé. La réponse hydrodynamique du réservoir soumis au chargement sismique, a été déterminée en utilisant la méthode de Housner [22]. L'analyse de fiabilité est réalisée à l'aide d'un code informatique développé avec le logiciel Matlab<sup>®</sup> basé sur la méthode de simulation de Monte Carlo. La probabilité de défaillance est évaluée à différents moments de la journée pour chaque fonction d'état limite considérée, à savoir, la compression de la paroi, la traction de la paroi et le ballotement (figure I.16). Des courbes de fragilité représentant la probabilité de défaillance à différents niveaux d'accélération sismique pour différents types de sols ont été développées (figure I.17).

L'étude conclut qu'il n'y a pas d'effet de site sur l'évaluation du risque de défaillance, et que le mode de défaillance par ballotement est le risque de défaillance le plus préjudiciable pour le réservoir, lorsque la hauteur d'eau dans la cuve est proche du niveau de débordement.

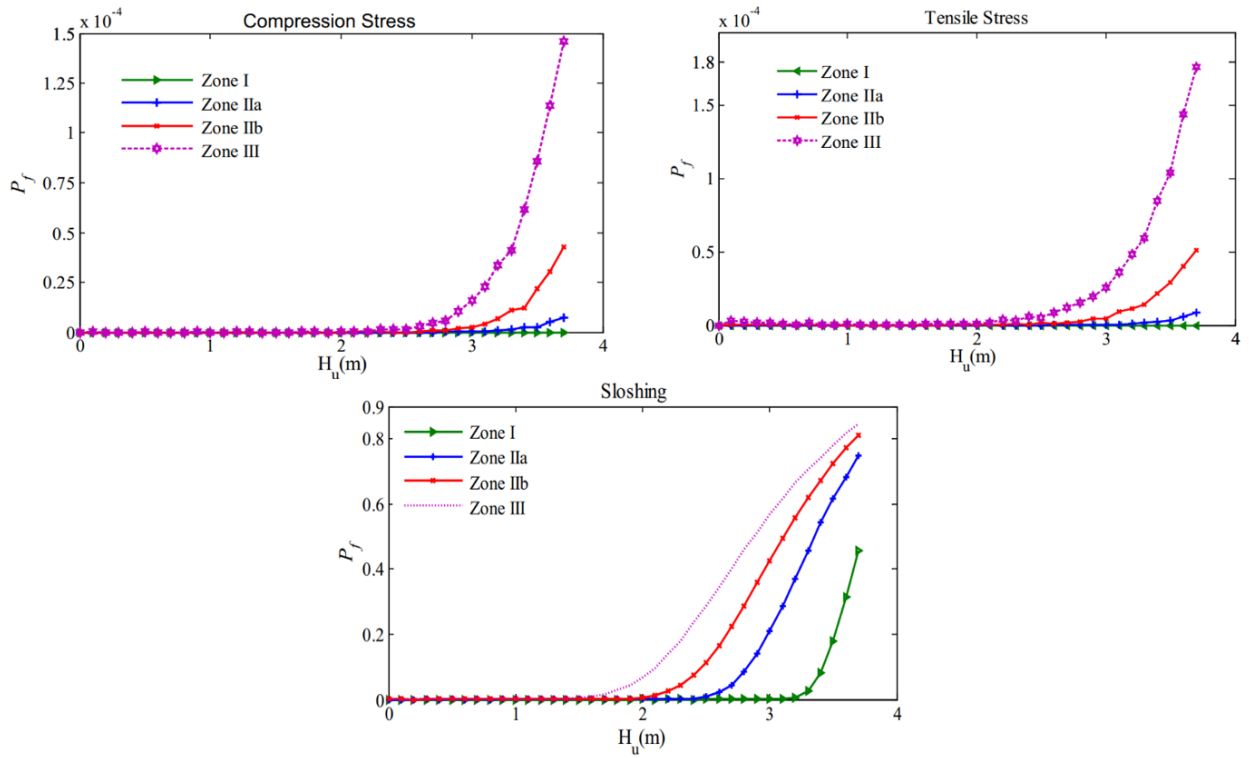


Figure I.16 : Evolution de la probabilité de défaillance des armatures pour la traction, compression et ballotement en fonction de la hauteur d'eau, et selon la zone sismique [6].

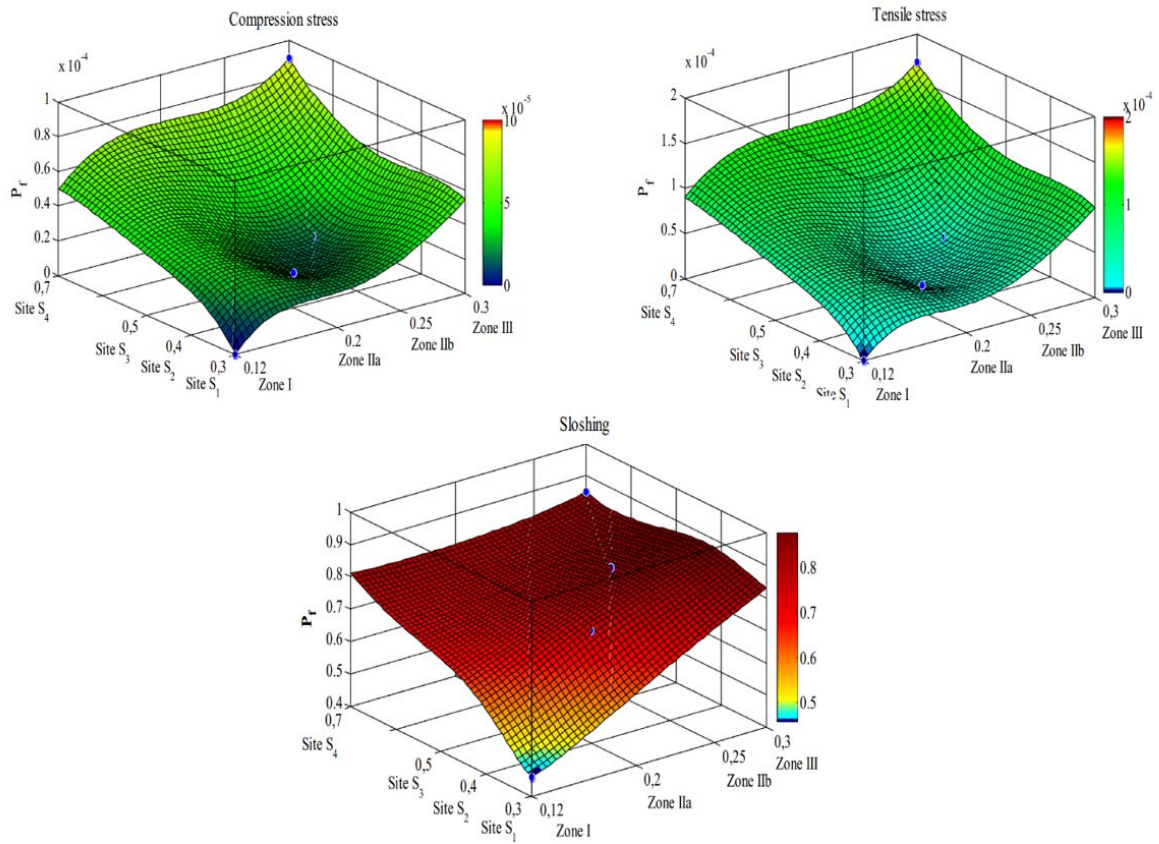
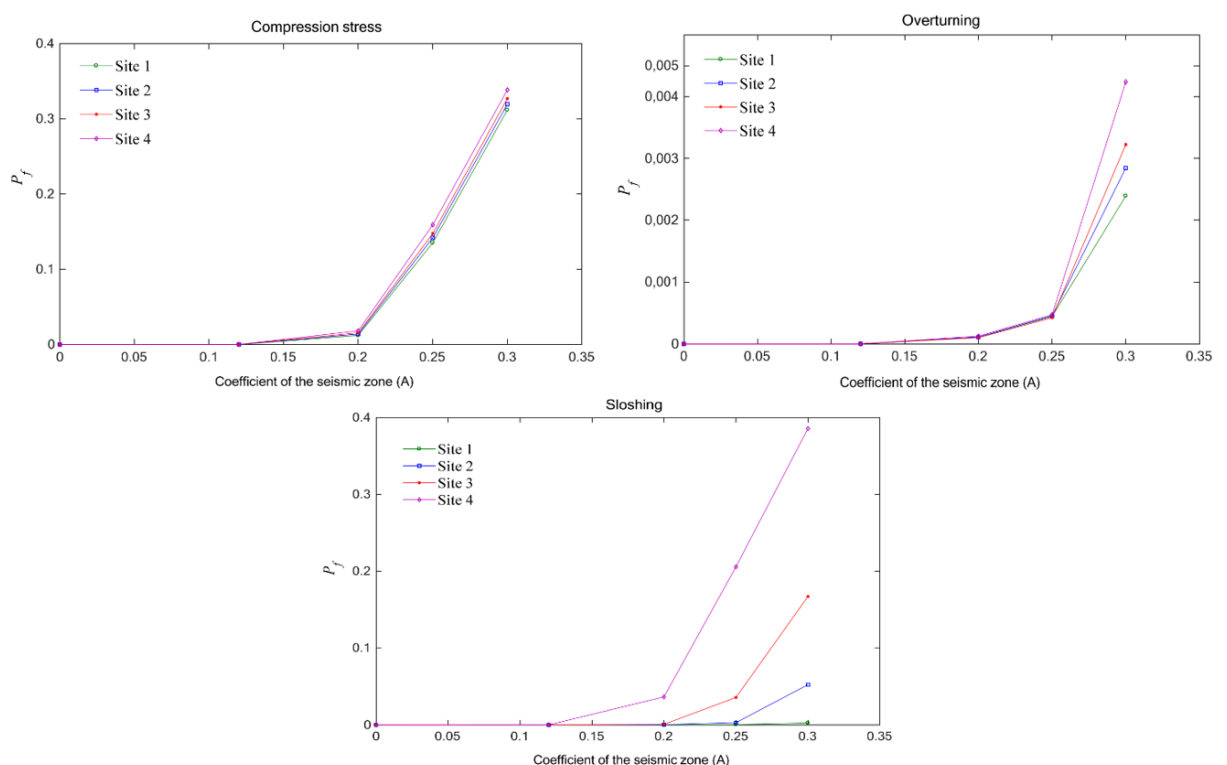


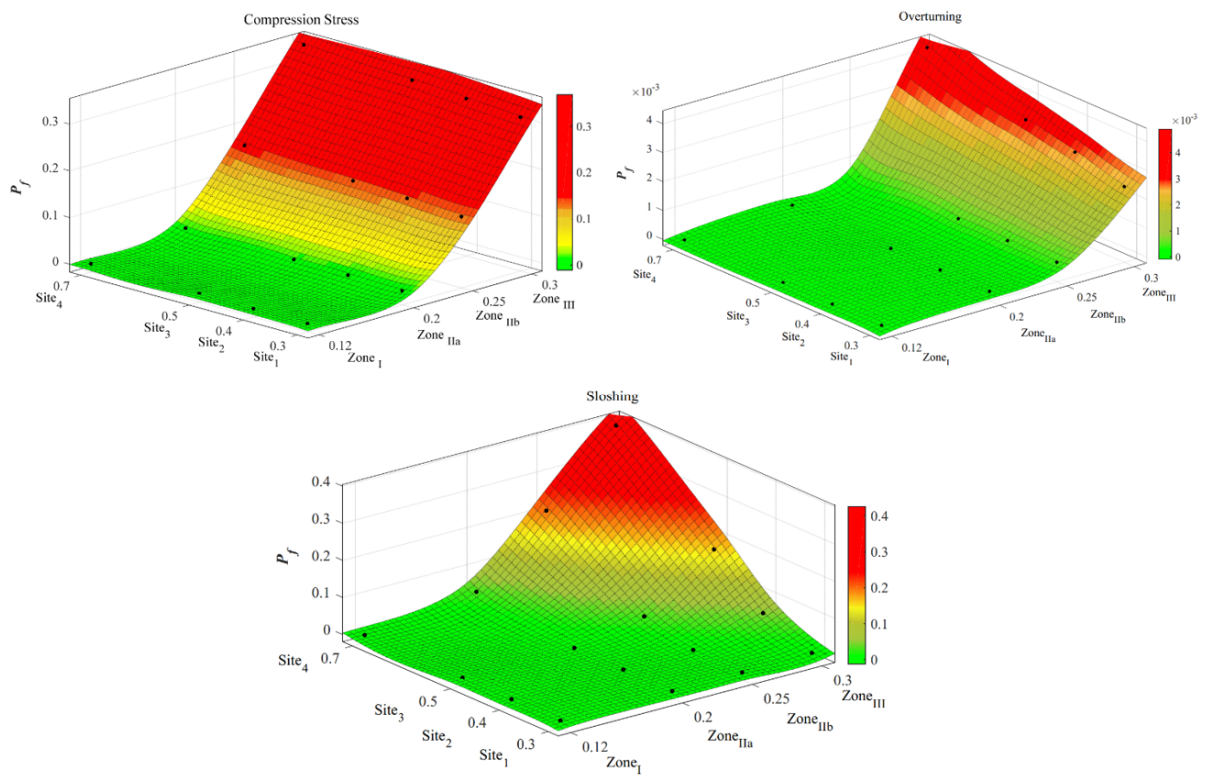
Figure I.17 : Courbes de fragilité pour les modes de rupture par traction, par compression et par ballotement dans les armatures en acier [6].

En suivant le même raisonnement Aliche *et al.* [47] ont développé une approche probabiliste basée sur des simulations de Monte Carlo pour analyser la fiabilité des réservoirs d'eau surélevés soumis à des charges sismiques aléatoires (figure I.18). Cette approche de la fiabilité prend principalement en compte deux paramètres. Premièrement, la charge hydraulique dans le réservoir, qui est une fonction du temps, et deuxièmement, la charge sismique aléatoire par le biais de l'accélération maximale du sol, qui est considérée comme une variable aléatoire.

Les courbes de fragilité pour différents sites sont obtenues en utilisant l'approche probabiliste, où elles démontrent les modes de défaillance dominants qui peuvent causer la défaillance structurelle selon les différents niveaux sismiques, les types de sol et le niveau de hauteur d'eau dans le réservoir (figure I.19). Il a été démontré que les modes de défaillance les plus préjudiciables du réservoir surélevé, sont la compression du système de support lorsque la cuve est remplie à moins de 50 % de sa capacité maximale, et le mode de ballottement lorsque la hauteur d'eau dans la cuve est proche du niveau de débordement. Le risque de défaillance de la structure atteint une valeur maximale lorsque le réseau d'eau potable est le moins sollicité par les abonnés.



**Figure I.18 : Evolution de la probabilité de défaillance des armatures pour la traction, renversement et ballottement en fonction de la hauteur d'eau, et selon la zone sismique [47].**



**Figure I.19: Courbes de fragilité pour les modes de rupture par traction, par compression et par renversement dans les armatures en acier [47].**

C'est dans cet optique que s'inscrit notre travail de recherche qui est une continuité des travaux de Aliche et *al.* [47] qui consiste à appliquer la méthode de Monté Carlo pour analyser les fonctions de défaillance liées à la stabilité de fût d'un réservoir surélevé. Notre approche de fiabilité tient compte principalement de plusieurs phénomènes, tels que la corrosion des armatures, l'effet de l'environnement, ainsi que le changement climatique dû plus exactement au réchauffement climatique et la variabilité stochastique de la température. La prise en compte de ces phénomènes démontre leurs influences sur la durabilité et la fiabilité du réservoir surélevé.

A cet effet, et pour comprendre le phénomène de corrosion, nous consacrons la section qui suit à la présentation du phénomène de corrosion et du processus stochastique.

### I.3. Corrosion des armatures

Le terme corrosion trouve son origine dans le mot latin **CORRODERE** qui signifie « ronger ». La définition donnée par les dictionnaires traditionnels fait référence à la fois à l'action de corroder mais aussi au résultat de cette action. La norme ISO 8044 [48] « Corrosion des métaux et alliages – Termes principaux et définitions » définit la corrosion comme étant une interaction physico-chimique entre un métal et son milieu environnant, entraînant ainsi des modifications dans les propriétés du métal et souvent une dégradation fonctionnelle du métal lui-même. Précisons que cette interaction est généralement de nature électrochimique.

Dans le cas des structures en béton armé, la tenue des armatures vis-à-vis de la corrosion est le principal facteur à prendre en compte lorsqu'on veut étudier leurs durabilité [49].

### I.3.1. Processus de corrosion dans l'atmosphère

Une armature en acier est rouillée avant d'être placée dans le coffrage à cause de son exposition à l'atmosphère. En effet, à la surface du métal, le processus électrochimique se traduit par un équilibre entre une réaction anodique (réaction de dissolution du fer) et une réaction cathodique mettant en jeu des quantités de matières (ions) et des électrons [49]. Les vitesses de chacune des réactions élémentaires sont égales à la quantité de matière formée par unité de temps ou à la quantité de charges électriques déplacées par unité de temps. Le potentiel électrique de chacune des réactions dépend de leur vitesse :

- La réaction anodique, ou oxydation du métal (équation I.10), correspondant à la formation d'ions ferreux :

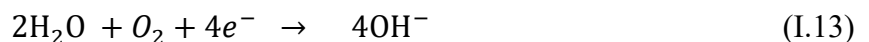


- La réaction cathodique, correspondant à la réduction d'un oxydant présent dans la solution électrolytique (l'eau, ions  $\text{H}_3\text{O}^+$  ou l'oxygène,) (équations 1.11, 1.12, I.13 et I.14). Selon l'environnement et la disponibilité en oxygène dans le réseau poreux, on obtient :

En absence d'oxygène (solution acide/désaérée) :



En présence d'oxygène (solution neutre aérée, cas du béton) :



En équilibrant les réactions anodiques et cathodiques (équations 1.10 et 1.13), on obtient l'équation-bilan :



La connaissance des réactions anodiques et cathodiques qui interviennent dans le processus de corrosion est essentielle pour comprendre les mécanismes d'action des inhibiteurs de corrosion.

### I.3.2. Types de corrosions électrochimiques

La résistance à la corrosion d'un matériau en service n'est pas une propriété intrinsèque du métal, mais plutôt une propriété de l'interface métal-milieu, d'où la nécessité de caractériser la composition chimique et la microstructure de celle-ci, ainsi que son comportement électrochimique. De ce fait, l'origine de la corrosion des armatures dépend donc d'un système extrêmement complexe dont les effets se manifestent, en pratique, sous une multitude d'aspect, parfois inattendus. Nous distinguons, la corrosion due à :

- La carbonatation du béton d'enrobage par le dioxyde de carbone environnant, on parle alors de corrosion uniforme ;
- Où à l'attaque de la couche passive par les ions chlorures, on parle alors de corrosion localisée, par piqûre.

La corrosion par piqûre est généralement considérée comme plus dangereuse que la corrosion uniforme, en raison de sa nature localisée, de sa vitesse de progression, de sa difficulté de détection, du risque de rupture soudaine et de son impact sur la durée de vie des matériaux et des structures. Elle nécessite une attention particulière en matière de prévention et de contrôle.

#### I.3.2.1. Phénomène de carbonatation du béton (Corrosion uniforme)

La carbonatation est l'un des deux principaux phénomènes responsables de la corrosion des armatures et de la dégradation des structures en béton armé. En effet, La concentration du CO<sub>2</sub> dans l'atmosphère est un facteur principal qui agit sur la vitesse de carbonatation du béton [50] ;

Les structures les plus touchées par ce phénomène sont les structures exposées à de très fortes concentrations en dioxyde de carbone ; tels que les tunnels routiers, les ouvrages urbains ou encore les parkings souterrains [49].

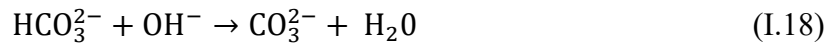
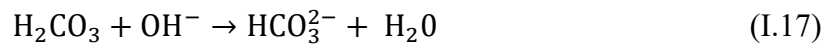
Dans l'atmosphère, la fraction volumique du dioxyde de carbone (CO<sub>2</sub>) est d'environ 0.035 %. Cependant, il faut garder à l'esprit qu'elle peut évoluer en fonction des zones géographiques considérées. Ainsi, la fraction volumique de dioxyde de carbone dans certaines grandes villes est d'environ 0,3 % et peut atteindre 1 % [49, 50].

- Dissolution du gaz carbonique dans la solution porale [50]

Lorsqu'une solution est soumise à une pression partielle de CO<sub>2</sub>, le gaz se dissout et s'hydrate sous forme d'acide carbonique H<sub>2</sub>CO<sub>3</sub>, selon la réaction :



Dans l'eau, à pH élevé, l'acide carbonique  $H_2CO_3$  se comporte comme un diacide faible instable dont la dissociation a lieu en deux phases désignées par les réactions suivantes :



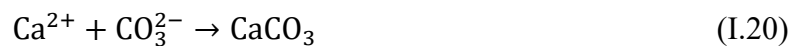
A chacune de ces deux réactions de dissociation (1.17) et (1.18) correspond une acidité de l'acide carbonique  $H_2CO_3$ . A l'équilibre, ces deux acidités ont des domaines de prédominance disjoints : à  $20^{\circ}C$ , pour un pH supérieur à 10.3 c'est l'ion  $CO_3^{2-}$  qui prédomine et pour un pH compris entre 6.3 et 10.3 c'est l'ion  $HCO_3^{2-}$ .

- Dissolution de la portlandite  $Ca(OH)_2$  [50]

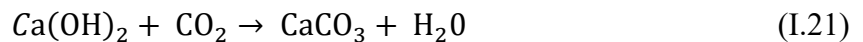
Le passage en solution du  $CO_2$  suivant les réactions (I.19), (I.20) et (I.21) entraîne une baisse de la concentration en ion  $OH^-$  dans la solution interstitielle des pores, ce qui réduit le pH. Pour établir la basicité du milieu, la portlandite se dissout suivant la réaction :



Les ions calciums ainsi libérés précipitent avec les ions carbonates suivant la réaction (I.20) pour former du carbonate de calcium  $CaCO_3$  (la rouille).



Dans le cadre d'une approche simplifiée, le mécanisme réactionnel de carbonatation de  $Ca(OH)_2$  est synthétisé par la réaction chimique hétérogène suivante :



La figure I.20 illustre l'intervention combinée des trois phases : gazeuse, aqueuse et solide au cours du processus de carbonatation de la portlandite [51] :

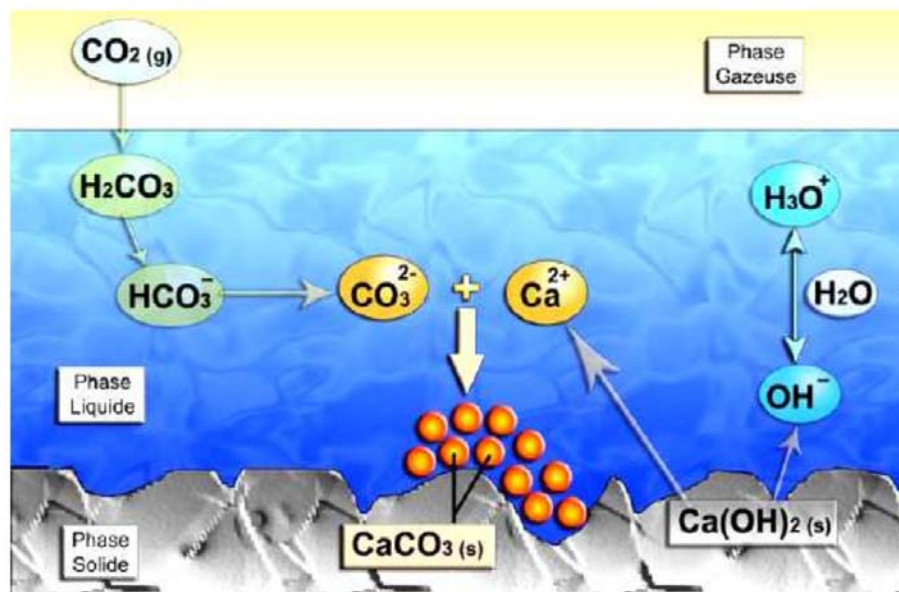


Figure I.20 : Mécanisme de carbonatation de  $Ca(OH)_2$  [51].

L'ensemble des réactions précédentes entraîne une baisse progressive du pH de la solution interstitielle du béton jusqu'à un niveau qui ne permet plus la protection de l'acier. Le tableau I.4 indique l'évolution de l'état de corrosion des armatures en fonction des valeurs de pH atteintes [52].

**Tableau I.4 : Etat de corrosion des armatures selon la valeur de pH[52].**

pH dans le béton	Etat de corrosion de l'armature
< 9.5	Commencement de corrosion
8	Disparition du film passif formé à la surface d'acier
< 7	Corrosion rapide

La vitesse de carbonatation est fonction de nombreux paramètres dont les plus importants sont la perméabilité et le taux d'humidité relative du milieu ambiant. La vitesse de carbonatation est maximale pour une humidité relative (RH) comprise entre 40% et 80%. La valeur de RH considérée comme la valeur la plus critique est de 60% [53]. Dans les environnements secs, la quantité d'eau est insuffisante pour dissoudre le CO<sub>2</sub>, tandis que dans les environnements très humides, la diffusion de CO<sub>2</sub> est considérablement ralentie car le béton est saturé. L'enrichissement du béton en cendres volantes (>30%) et en laitier (>50%) peut augmenter significativement sa vitesse de carbonatation [53].

### I.3.2.2. Pénétration des ions chlorures (corrosion par piqûres)

La pénétration des ions chlorure est une des causes majeurs de dégradations des structures en béton armé due à une corrosion prématurée des armatures. Lorsque, la concentration des chlorures dépasse le seuil critique, les ions Cl<sup>-</sup> attaquent directement le film passif qui protège les armatures dans des points localisés sous forme des piqûres (figure I.21). Ces sites deviennent anodiques par rapport au reste de la surface (cathode), des micropiles se forment dont le rapport cathode/anode, et qui conduit à la dissolution du métal, selon la réaction I.22 [54] :

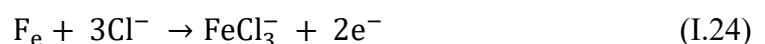


Au niveau des aires cathodiques, la production des ions OH<sup>-</sup> relève le pH, ce qui réduit la possibilité d'attaque ultérieure sur ces surfaces (figure I.22).

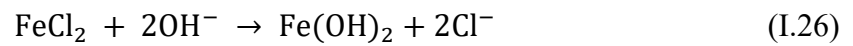
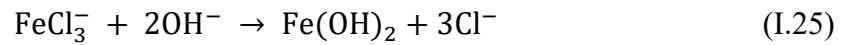
Par la suite, les ions chlorures réagissent avec les ions de fer Fe<sup>2+</sup> libérés par la réaction (I.22) pour former les chlorures de fer (réaction I.23).



Les ions chlorures réagissant directement avec le fer forment des ions FeCl<sub>3</sub><sup>-</sup> selon la réaction :



Par la suite, le  $\text{FeCl}_2$  et  $\text{FeCl}_3^-$  produit consomme les hydroxydes  $\text{OH}^-$  présents dans le béton selon les réactions (I.25) et (I.26). Ces réactions montrent que les ions chlorure sont régénérés en permanence, et que la consommation des ions  $\text{OH}^-$  acidifie la solution, entraînant une diminution du pH au niveau de l'interface acier/béton.



En présence d'oxygène, le  $\text{Fe}(\text{OH})_2$  continue sa réaction pour former finalement l'oxyde de fer où la rouille ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ,  $\text{Fe}_2\text{O}_4$ ) suivant les réactions (I.27) et (I.28) :

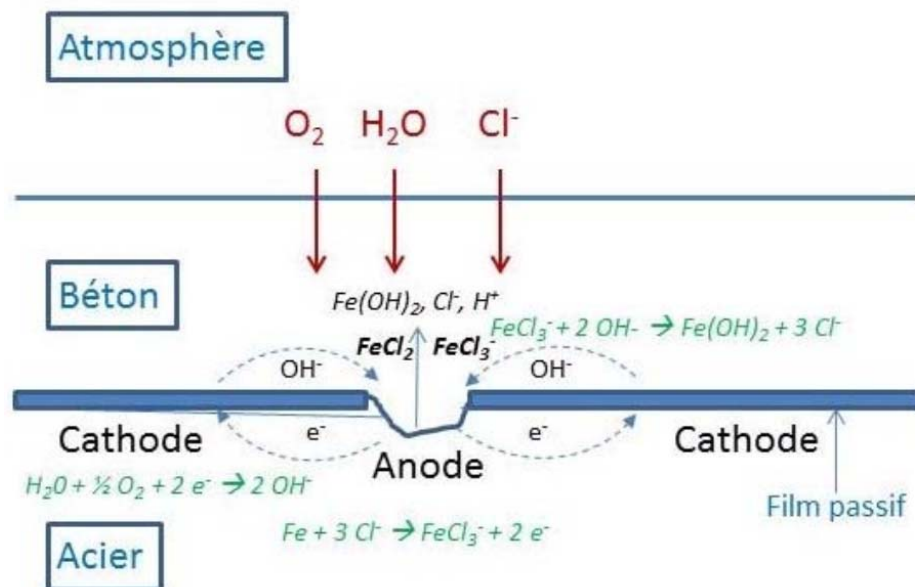
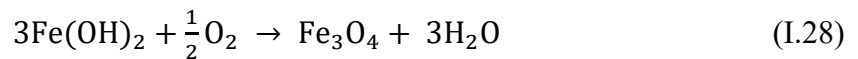
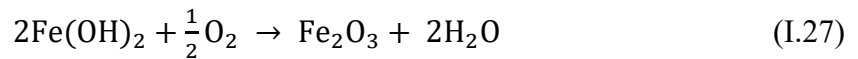


Figure I.21 : Processus électrochimique de corrosion par les chlorures [55].

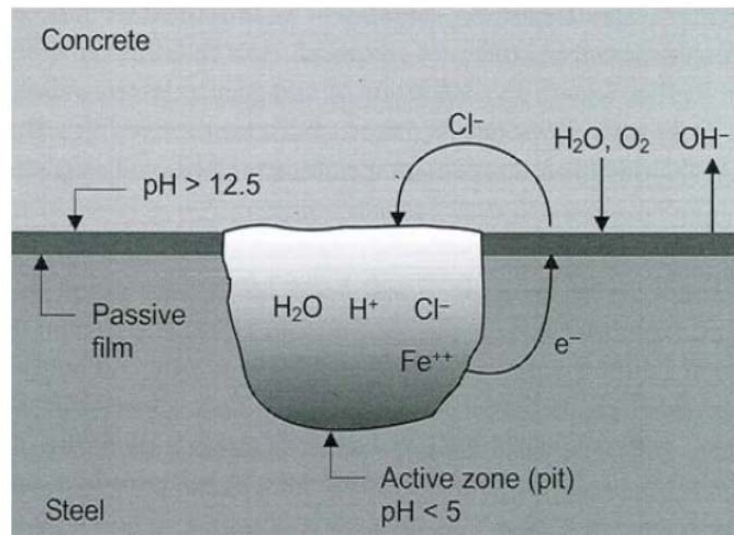


Figure I.22 : Représentation de la corrosion par piqûres de l'acier dans le béton [56].

Toute la difficulté réside dans la détermination de la concentration critique de chlorures qui amorce la dépassivation. De nombreuses études ont été menées sur ce sujet mais la diversité des résultats et le nombre important de facteurs influençant la concentration critique ne permettent pas de déterminer avec précision cette valeur.

- **Concentration critique en chlorures**

Au sein du béton, on distingue deux types d'ions chlorures :

- Les chlorures libres
- Les chlorures liés qui réagissent avec les hydrates de la pâte de ciment.

En principe, seuls les chlorures libres participent à la dépassivation des armatures.

L'amorçage

de la corrosion par les chlorures n'est possible que lorsque la concentration en chlorures dépasse une concentration critique. En général, on considère que le seuil d'amorçage est de l'ordre de 0,40 % de chlorures totaux par rapport à la masse de ciment [57], bien que ce critère soit largement discuté et fasse l'objet de nombreuses études et publications. Il ne faut pas oublier que cette valeur correspond en réalité à la quantité d'ions chlorures à ne pas dépasser au moment de la fabrication du béton. Ces ions chlorures sont principalement apportés par les constituants (granulats, adjuvants, eau de gâchage). Il ne s'agit pas de la quantité maximale d'ions chlorures autorisée au voisinage de l'armature lors de la vie de l'ouvrage [49]. Le fait que les modèles de durabilité utilisent très souvent comme valeur limite pour l'initiation de la corrosion la même quantité de chlorures qu'on admet dès la fabrication apparaît manifestement comme une incohérence.

Un autre critère d'amorçage de la corrosion utilisé dans la littérature est le rapport  $[Cl^-]_{crit}/[OH^-]$ . Pour que la corrosion soit initiée ce rapport doit être supérieur à 0.6 [54].

En revanche, ce seuil de concentration n'est pas fixe, il dépend de nombreux paramètres ;

- Internes : tels que les constituants du mélange (la teneur en  $C_3A$  (des grains de ciment réagissent immédiatement avec l'eau), le dosage et la nature du ciment et des additions), le rapport E/C, le degré d'hydratation, la microstructure du béton.
- Externes : la température, l'humidité relative, la teneur en oxygène.

Selon Hussain et *al.* [58], plus la teneur en  $C_3A$  augmente plus  $C_{crit}$  augmente, ce résultat a été confirmé par Francy [59] quand il a étudié le mécanisme de fixation de chlorures sur deux mortiers différents ayant la même teneur en ciment, il a constaté que le mortier qui a une teneur élevée en aluminates possède une capacité de fixation de 30% supérieure à celle de mortier de référence. La microstructure du béton et les propriétés de transfert rentrent aussi en jeu, où la migration des ions chlorures au sein du béton se fait à travers la structure poreuse. Encore, la concentration critique  $C_{crit}$  augmente lorsque le rapport E/C diminue [54].

### I.3.3. Seuil de dépassivation

Pour que la corrosion soit initiée, il faut qu'il y ait dépassivation de l'armature d'acier et présence d'eau et d'oxygène. Par ailleurs, la dépassivation des armatures peut provenir soit de la présence d'une certaine quantité de chlorures au droit des armatures, ou d'une diminution du pH causée par le phénomène de carbonatation. La dépassivation de l'acier causée par la carbonatation est induite à partir du moment où le pH descend sous la valeur de 9.5 [60].

D'autre part, pour que l'acier soit dépassiver, la teneur en chlorures  $[Cl^-]$  doit être toujours en concentration plus forte que les ions  $[OH^-]$  afin de maintenir le rapport  $[Cl^-]/[OH^-]$  au-dessus de la valeur critique de dépassivation [61].

### I.3.4. Amorçage et propagation de la corrosion

Selon Tuutti [62], la dégradation du béton d'enrobage et de l'armature d'acier se déroule en deux étapes successives (figure I.23) :

- La première phase est caractérisée par un état passif de l'armature métallique. Lors de cette période, la solution alcaline dans les pores du béton, produit une oxydation rapide en surface de l'acier pour former une couche protectrice stable appelée film passif, ce dernier empêche la formation de la rouille. Par conséquent la vitesse de corrosion devient faible et se limite à quelques microns par an. La fin de cette première phase est marquée par la dépassivation de l'acier, qui correspond à la période d'initiation engendrée par la pénétration d'espèces agressives dans le béton. Durant cette période aucun dommage intérieur ni extérieur ne soit visible

- La deuxième phase où la corrosion est dite « à l'état actif » a lieu suite à la modification de la composition de la solution interstitielle au voisinage de l'armature. Les oxydes et hydroxydes produits par des réactions d'oxydation à la surface de l'acier, commencent à s'accumuler. La formation de ces produits d'oxydation va causer un gonflement et fait apparaître des fissurations sur le béton d'enrobage, la perte de section d'acier, la dégradation de l'interface et l'expansion volumique. Un tel comportement conduit à une accélération de la corrosion par la création de nouveaux chemins préférentiels pour les agents agressifs.

Les principales étapes du processus de corrosion des armatures sont donc :

- La propagation des agents agressifs extérieurs ;
- L'amorçage de la corrosion (dépassivation des armatures) ;
- La propagation de la corrosion conduisant à l'endommagement du béton d'enrobage (éclats, épaufrures, ruptures...).

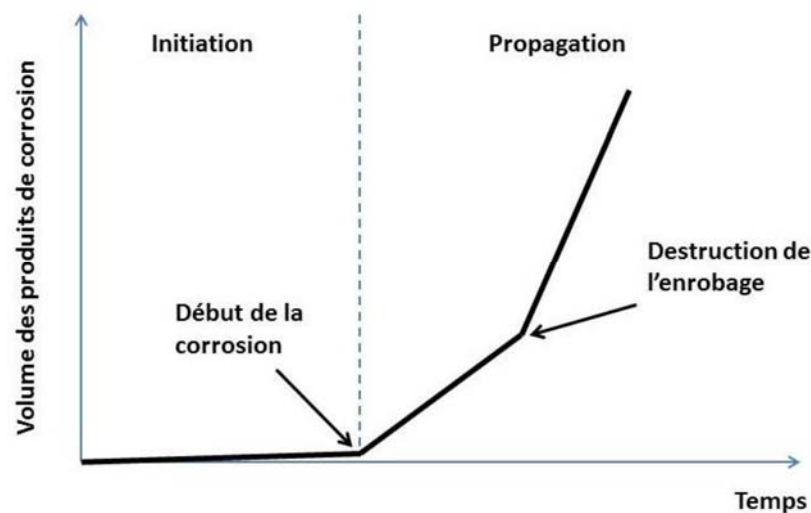


Figure I.23 : Dégradation schématique des armatures au cours du temps selon le diagramme de Tuutti [62].

De plus, la corrosion réduit la section des armatures, diminue l'adhérence acier/béton, affaiblit les résistances mécaniques, et peut même réduire la capacité portante de l'ouvrage dans les cas les plus sévères. Castel et *al.* [60] lors de ses travaux sur le comportement mécanique des poutres en béton armé soumises pendant 14 ans à un environnement agressif, ont constaté une diminution de 20 % de la capacité portante avec une diminution de 70% de la ductilité des aciers tendus. La figure (I.24) résume les principales étapes de processus de corrosion pour un élément en béton armé :

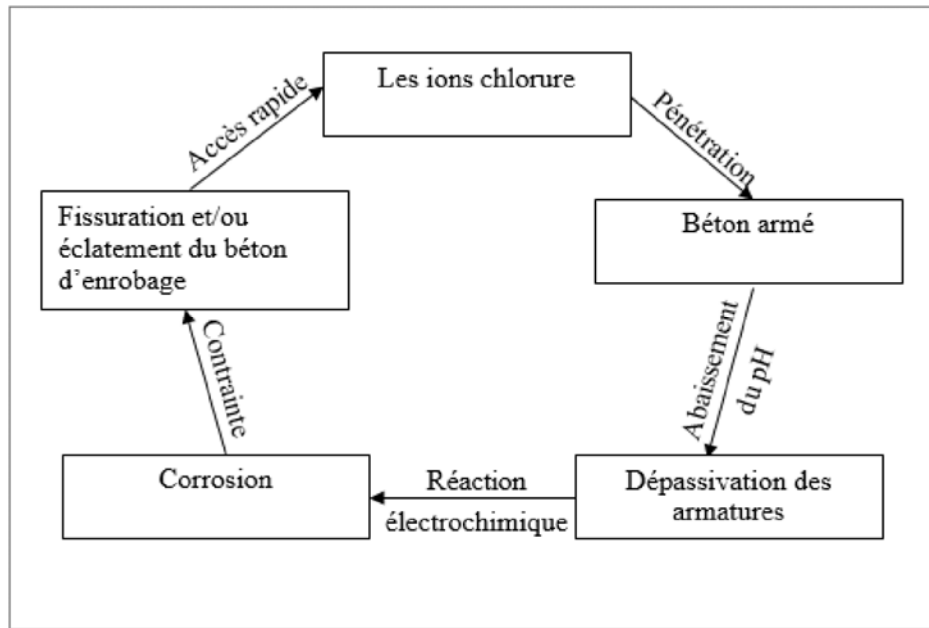


Figure I.24 : Principales étapes de développement de corrosion [54].

### I.3.5. Processus électrochimique de la corrosion [50]

A l'interface acier/béton, le développement des anodes et cathodes (régions de potentiel électrochimiques différentes) est causé par l'existence d'hétérogénéités dans le système de corrosion, soit dans l'électrolyte du béton soit dans l'acier. Quand la corrosion de pile établie, le courant anodique est égal au courant cathodique de façon à maintenir une charge électrique constante (conservation de la charge). Le courant anodique correspond au taux de production des électrons chargés négativement résultant de dissolution anodique de l'acier (équation I.9), tandis que le courant cathodique correspond au taux de consommation des électrons par la réduction de l'oxygène dissous (équation I.12). Des courants ioniques résultant du déséquilibre en ions hydroxyles entre l'anode et la cathode apparaissent dans les pores de la solution du béton, entourant l'acier. Généralement, on distingue deux mécanismes de corrosion qui peuvent coexister :

- La corrosion par macro-pile (figure I.25) se produit entre des armatures distantes électriquement connectées lorsque leurs potentiels électrochimiques sont différents : les électrons se déplacent de la barre de faible potentiel (constituant la cathode) vers celle de potentiel plus élevé (constituant la cathode) [64].

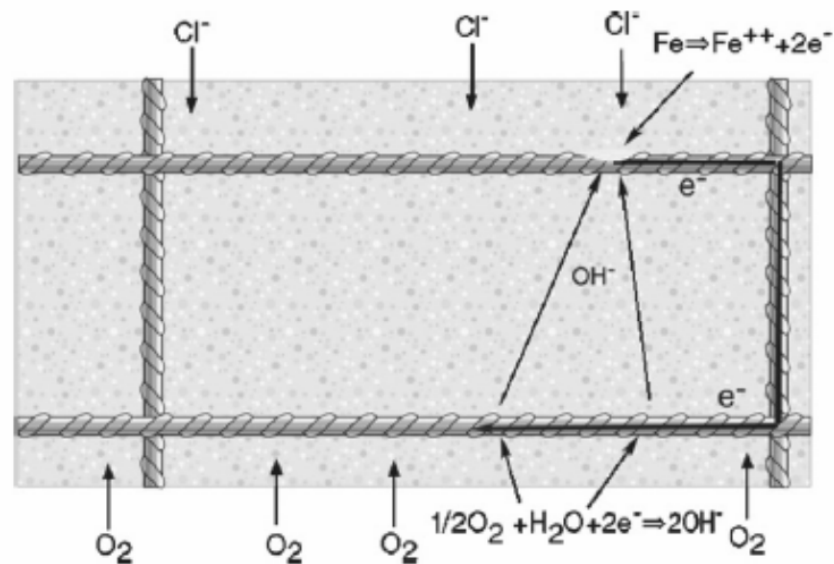


Figure I.25 : Illustration schématique de la corrosion par macro-pile [64].

- La corrosion par micro-pile (figure I.26) se produit sur une même armature pour laquelle la variabilité des conditions électrochimiques locales est suffisamment importante : des piles se forment alors entre des points de potentiels différents [64].

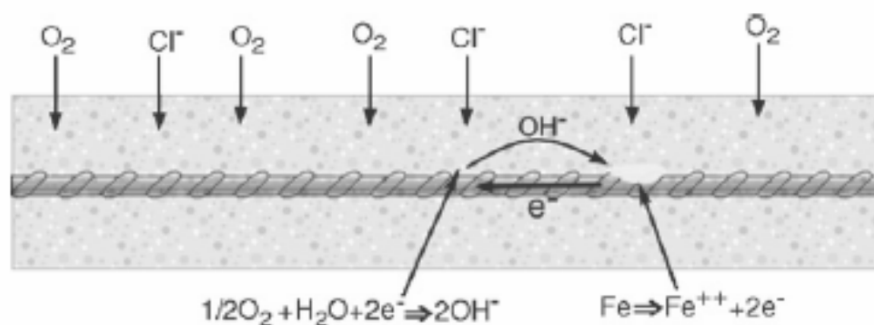


Figure I.26 : Illustration schématique de la corrosion par micro-pile [64].

Dans le cas des bétons de haute performance à base de ciment portland, la forte résistivité du matériau conduit à une prédominance de la corrosion par micro-pile [64].

La morphologie du processus de corrosion dépend de la distribution spatiale respective des anodes et des cathodes.

La corrosion uniforme se produit lorsque les anodes et cathodes sont irrégulièrement réparties sur la surface d'acier avec un changement aléatoire de position durant le processus. Cette forme est considérée comme caractéristique de la corrosion causée par la carbonatation. Elle conduit à la diminution progressive de la section des armatures.

La corrosion par piqûres survient lorsque les anodes sont situées à des points fixes et que la superficie des zones cathodiques excède largement celle des zones anodiques. Cette attaque

est généralement observée en présence de chlorures (figures I.21 et 1.22) qui est d'une part réduisent la résistivité du béton et d'autre part acidifient la solution interstitielle dans la zone anodique.

### **I.3.6. Facteurs influençant la corrosion**

Comme déjà mentionné auparavant, la corrosion des armatures dans le béton dépend aussi bien des paramètres propres à l'acier et au béton que des propriétés existantes à leur interface. Les facteurs environnementaux (humidité relative, température, dioxyde de carbone, ions chlorure) ne peuvent pas affecter directement le processus de corrosion mais ils peuvent causer des dégradations du béton et accélérer l'entrée d'espèces agressives. Ces dernières rendent corrosive la solution interstitielle entourant l'acier [65]. D'autres facteurs comme la composition du béton, l'entrée des polluants gazeux acides, les additions minérales et le rapport E/C sont également responsables de la corrosion des armatures.

#### **I.3.6.1. Composition du béton**

La protection que le béton confère aux armatures métalliques est due, d'une part, au pH élevé de sa solution interstitielle (12~13,5) et d'autre part à son rôle de barrière contre la pénétration des agents agressifs. Le choix de la formulation du béton et de la nature de ses principaux constituants forment une approche pour augmenter sa résistance à la dégradation. Ainsi toutes modifications de la formulation d'un béton produisant une augmentation de sa compacité ou une réduction de sa perméabilité ont généralement un effet favorable sur la résistance à la corrosion [65]. La présence d'additifs tels que les cendres volantes, la fumée de silice ou encore le laitier de haut fourneau dans la formulation du béton a généralement un effet bénéfique sur le matériau. Ces additifs produisent une très nette diminution de la perméabilité, du coefficient de diffusion et de la conductivité du béton. L'augmentation de la compacité provoquée par les ajouts minéraux, utilisés en quantité suffisante, peut annuler les effets néfastes aussi bien de la diminution du pH interne du béton que de l'accroissement de la teneur de C<sub>3</sub>A.

#### **I.3.6.2. Rapport Eau/ Ciment (E/C)**

Le rapport E/C a une très grande influence sur la porosité du béton : plus il est important, plus la porosité du béton est grande, facilitant ainsi la pénétration des agents agressifs et par suite la corrosion de l'armature. L'influence du rapport E/C est bien plus importante que le type de liants utilisés. Dans leurs étude, Kobayashi et *al.* [66] ont montré que, le coefficient de diffusion d'oxygène devient plus important avec l'augmentation du rapport E/C. Goto et *al.* [67] ont révélé que la perméabilité est sensiblement réduite pour un taux E/C inférieur à 0,45.

### I.3.6.3. Température

Les données de la littérature montrent qu'en général une augmentation de la température entraîne une augmentation de la vitesse de corrosion [1]. En effet, en figure I.27, Nguyen [68], montre l'évolution du courant de corrosion en fonction de la température, en fixant constants tous les autres paramètres. Nous remarquons une augmentation nette du courant de corrosion avec l'augmentation de la température. Mais l'effet de la température reste tout de même plus complexe dans certains cas. Une élévation de la température peut jouer un rôle sur la solubilité de l'oxygène dans l'eau et ainsi diminuer la vitesse de corrosion si l'oxygène est moins disponible. A l'inverse, en milieu aéré, la température facilite la diffusion de l'oxygène et accélère la corrosion en augmentant le courant d'échange.

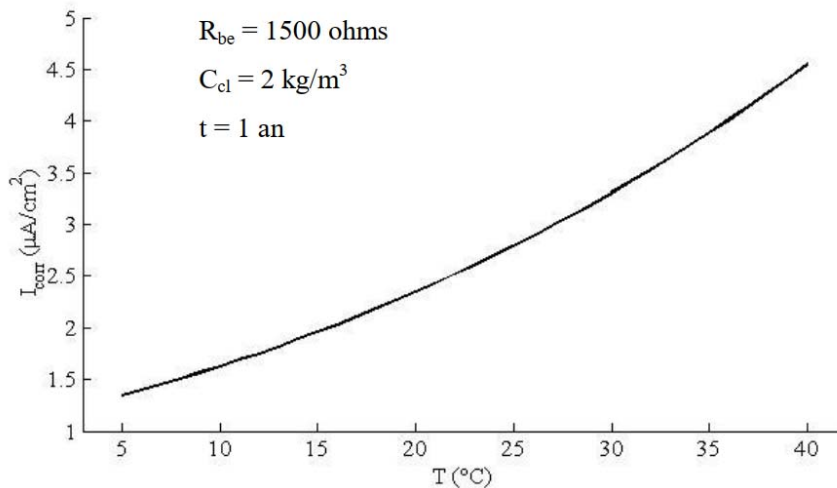


Figure I.27: Influence de la température sur le courant de corrosion [68].

### I.3.6.4. Humidité relative

L'effet du taux d'humidité ou degré de saturation en eau dans le béton est un élément important car la vitesse de corrosion de l'acier en dépend fortement. Ce paramètre a une influence directe sur la conductivité et la résistivité du béton ainsi que, sur la diffusion d'oxygène dans le matériau. La corrosion des armatures en milieu insaturé a fait l'objet de nombreuses études [62, 69-71]. Celles-ci ont montré l'existence d'un degré d'humidité relative critique voisin de 60%, au-dessous duquel aucune corrosion notable ne se produit. L'humidité relative la plus favorable à l'apparition de la corrosion varie entre 70% à 80%. Plus le taux d'humidité augmente, plus la conductivité du béton devient importante.

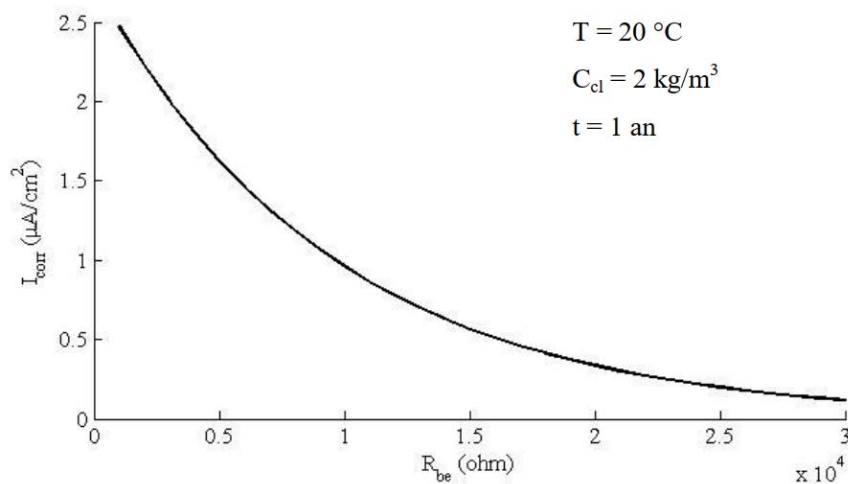
### I.3.6.5. Résistivité du béton d'enrobage

La résistivité du béton représente la capacité à empêcher les électrons de se déplacer. Elle varie en fonction du rapport E/C, de la nature du ciment, de la teneur en chlorures, des

composants chimiques présents dans le béton d'enrobage, de l'humidité et de la température. Polder [72] donne le risque de corrosion en fonction de résistivité électrique pour un béton ordinaire et pour une température de 20 °C. Les résultats sont consignés dans le (tableau I.5). Nous pouvons déduire qu'un béton dont la résistivité électrique est élevée peut conduire à une probabilité très faible de corrosion des armatures, alors qu'un béton dont la résistivité électrique est faible présente un risque de corrosion des armatures élevé comme le montre la figure I.28 suite à des essais effectués par Nguyen [68].

**Tableau I.5 : Résistivité électrique et risque de corrosion [72]**

Résistivité électrique ( $\Omega.m$ )	Risque de corrosion
<100	Elevé
100-500	Modéré
500-1000	Faible
>1000	Négligeable



**Figure I.28: Influence de la résistivité sur le courant de corrosion [68].**

Dans les paragraphes précédents, nous avons évoqué le concept fondamental de la corrosion, un processus qui résulte de l'interaction entre le matériau et son environnement, conduisant à une détérioration progressive. Nous avons également souligné que la corrosion peut prendre différentes formes, parmi lesquelles la corrosion par piqûre qui occupe une place particulièrement préoccupante et qui fera l'objet de notre étude. Ainsi, pour la suite de cette section, nous approfondirons davantage la compréhension de la corrosion par piqûre, en mettant en évidence les paramètres influents sur ce processus corrosif et présenterons divers modèles visant à mieux appréhender cette forme de dégradation métallique. Cette exploration nous permettra de mieux cerner les mécanismes associés à la corrosion par piqûre, contribuant ainsi à une gestion plus efficace de ce phénomène corrosif redoutable.

### I.3.7. Corrosion par piqures

Cette section est consacrée au phénomène de corrosion induite par les chlorures, qui est la pathologie principale considérée dans cette thèse, afin d'estimer la durabilité et la fiabilité du réservoir surélevé, qui est l'objectif du chapitre 2 et du chapitre 3 de cette thèse. Le processus du calcul du temps d'initiation est abordé, ainsi que les différents modèles pour le calcul du courant de corrosion.

#### I.3.7.1. Temps d'initiation pour une corrosion localisée

Le processus décrivant la pénétration des chlorures dans le béton, induisant ainsi l'initiation de la corrosion est traduit par l'expression de la solution de la seconde loi de Fick, qui permet de décrire la diffusion de chlorure dans le béton, par l'équation différentielle suivante :

$$\frac{\partial C(x,t)}{\partial t} = D_{cl} \frac{\partial^2 C(x,t)}{\partial x^2} \quad (I.29)$$

$C(x,t)$  est la concentration des chlorures libres à l'intérieur du béton, à une profondeur de carbonatation  $x$  et à un instant  $t$ , et  $D_{cl}$  le coefficient de diffusion des chlorures effectif. La résolution de la deuxième loi de Fick est effectuée, tenant compte des hypothèses suivantes [2] :

- Milieu isotrope, saturé et semi-infini ;
- Coefficient de diffusion indépendant du temps et de l'espace ;
- Concentration de chlorure à la surface est constante et concentration de chlorure dans le béton à l'instant initial ( $t=0$ ) est nulle.

Ainsi, la concentration de chlorures est donnée par :

$$C(x, t) = C_s \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2\sqrt{D_{cl}t}} \right) \right] \quad (I.30)$$

$\operatorname{Erf}(\cdot)$  est la fonction d'erreur définie par McGee [73] :

$$\operatorname{erf}(x) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^x e^{-t^2} dt = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \left( \frac{1 \cdot x}{0! \cdot 1} - \frac{1 \cdot x^3}{1! \cdot 3} + \frac{1 \cdot x^5}{2! \cdot 5} - \frac{1 \cdot x^7}{3! \cdot 7} + \dots \right) \quad (I.31)$$

Le coefficient de diffusion des chlorures  $D_{cl}$  dépend principalement de la composition du béton. Il est influencé par les proportions de mélange (eau, agrégat et ciment), par l'environnement (humidité relative et température) et est variable en fonction du temps, tel que donné par Duracrete [2] :

$$D_{cl}(t) = D_{cl}(t_0) \left( \frac{t_0}{t_{ini}} \right)^n = k_e \cdot k_t \cdot k_c \cdot D_0 \cdot \left( \frac{t_0}{t_{ini}} \right)^n \quad (I.32)$$

Où :

$D_0$  : coefficient de diffusion effectué au temps de référence  $t_0$  ( $m^2/s$ ) ;

$k_e$  : facteur prenant en compte les caractéristiques de l'environnement ;

$k_t$  : facteur utilisé pour déterminer  $D_0$  ;

$k_c$  : facteur prenant compte le temps de cure ;

$t_0$  : temps pour lequel  $D_0$  a été mesuré (jours) ;

$n$  : facteur de vieillissement.

La corrosion est initiée lorsque la concentration des ions chlorures  $C(x,t)$  atteint la concentration seuil ou critique  $C_{cr}$ , et la profondeur de carbonatation  $x$  atteint l'enrobage du béton  $e$ , provoquant ainsi la dépassivation des armatures. On obtient alors :

$$t_{ini} = \left( \left( \frac{e^2}{4k_e k_t k_c D_0 (t_0)^n} \right) \left[ \operatorname{erf}^{-1} \left( 1 - \frac{C_{cr}}{C_s} \right) \right]^{-2} \right)^{\frac{1}{1-n}} \quad (I.33)$$

Notons que le coefficient de diffusion des chlorures  $D_{cl}$  est exprimé principalement en  $10^{-12}$   $m^2/s$  ou plus rarement en  $[mm^2/année]$ . Les unités doivent être consistantes avec celles de la profondeur  $x$  et le temps  $t$ .

#### • Concentration d'ions chlorures ( $C_s$ )

Plusieurs études proposent une classification de l'agressivité de l'environnement marin et attribuent à chaque niveau d'agressivité une valeur de  $C_s$ . Sur la base d'un grand nombre de mesures effectuées sur des ponts repartis dans tous les Etats Unis, McGee [73] et Weyers [1] ont proposé chacun une classification de l'agressivité de l'environnement en 4 niveaux, dont les détails physiques et statistiques sont reportés dans les tableaux I.6 et I.7.

**Tableau I.6 : Description de l'agressivité de l'environnement McGee [73].**

Niveau d'agressivité	Description	Moyenne $C_s$ (Kg/m <sup>3</sup> )
Faible	Structures situées à 2.85 km ou plus de la côte.	0.35
Modéré	Structures situées entre 0.1 km et 2.84 km de la côte sans contact direct avec l'eau de mer.	1.15
Elevé	Structures situées à moins de 100 m de la côte sans contact direct avec l'eau de mer et structures sujettes aux sels de déverglaçage.	2.95
Extrême	Structures sujettes aux cycles d'humidification et de séchage par l'eau de mer.	7.35

La classification de McGee [73], permet de définir la concentration en ions chlorures en fonction de la distance de la mer, notée  $d$  (en km) par l'équation I.34 suivante :

$$C_s(d) = \begin{cases} 2.95 \text{ (kg/m}^3\text{)} & \text{pour } d < 0.1 \text{ Km} \\ 1.15 - 1.81 \log(d) & \text{pour } 0.1 \leq d \leq 2.84 \text{ Km} \\ 0.35 \text{ (kg/m}^3\text{)} & \text{pour } d > 2.84 \text{ Km} \end{cases} \quad (I.34)$$

**Tableau I.7: Description de l'agressivité de l'environnement par Weyers [1].**

Niveau d'agressivité	Plage (kg/m <sup>3</sup> )	Moyenne $C_s$ (kg/m <sup>3</sup> )
Faible	0 – 2.4	1.8
Modéré	4 - 4.7	3.5
Fort	4.7 – 5.9	5.3
Extrême	5.9 – 8.9	7.4

La classification de Weyers [1] permet de définir la concentration en ions chlorures à la surface du béton pour la majorité des situations (sels de déverglaçage, différents expositions aux embruns).

- **Concentration critique en ions chlorures**

La classification de Duprat [12] permet de définir la concentration critique en ions chlorures en fonction de la qualité du béton (tableau I.8).

**Tableau I.8: Valeurs de  $C_{cr}$  en fonction de la qualité du béton [12].**

Qualité du béton	Plage (kg/m <sup>3</sup> )	Moyenne $C_{cr}$ (kg/m <sup>3</sup> )
Bonne	1.5-2.5	2
Ordinaire	1.0-2.0	1.5
mauvaise	0.5-1.5	1

La norme Française EN 206 [74], propose de calculer la teneur maximale en ions chlorures en fonction du dosage de ciment par la formule (I.35), comme suit :

$$C_{cr} = 0.2 \% C \quad (I.35)$$

- **Facteur tenant compte du type d'environnement ( $K_e$ )**

Duracrete [2] a proposé des valeurs moyennes de  $K_e$  en fonction de la zone d'exposition de la structure et du type du ciment (tableau I.9).

**Tableau I.9: Facteur tenant compte du type de l'environnement [2].**

Ciment	Environnement	Distribution	Moyenne	Ecart-type
OPC	Immergé	Gamma	1.325	0.223
OPC	Marnage	Gamma	0.924	0.155
OPC	Eclaboussures	Gamma	0.265	0.045
OPC	Atmosphérique	Gamma	0.676	0.114
GGBS	Immergé	Gamma	3.877	1.292
GGBS	Marnage	Gamma	2.704	1.292
GGBS	Eclaboussures	Gamma	0.777	1.292
GGBS	Atmosphérique	Gamma	1.978	1.292
OPC : Portland			GGBS : Portland + laitier	

- **Facteur de vieillissement n**

Le facteur de vieillissement n est le facteur d'âge de la structure, il dépend des différentes zones d'exposition des constructions dans un environnement marin. Duracrete [2] a proposé des valeurs moyennes de n en fonction de la zone d'exposition de la structure et du type du ciment (tableau I.10).

**Tableau I.10: Facteur de vieillissement [2].**

<b>Ciment</b>	<b>Environnement</b>	<b>Distribution</b>	<b>Moyenne</b>	<b>Ecart-type</b>
OPC	Immergé	Beta	0.30	0.05
OPC	Marnage + Eclaboussures	Beta	0.37	0.07
OPC	Atmosphérique	Beta	0.65	0.07
PFA	Immergé	Beta	0.69	0.05
PFA	Marnage + Eclaboussures	Beta	0.93	0.07
PFA	Atmosphérique	Beta	0.66	0.07
GGBS	Immergé	Beta	0.71	0.05
GGBS	Marnage + Eclaboussures	Beta	0.80	0.07
GGBS	Atmosphérique	Beta	0.85	0.07
SF	Immergé	Beta	0.62	0.50
SF	Marnage + Eclaboussures	Beta	0.39	0.07
SF	Atmosphérique	Beta	0.79	0.07
PFA : Portland + cendres volantes		SF : Portland + fumée de silice		

- **Coefficient de diffusion ( $D_0$ )**

En fonction du type et du dosage de ciment et du rapport E/C, Duracrete [2] propose des valeurs moyennes de  $D_0$  avec un coefficient de variation de 90% (tableau 1.11).

**Tableau I.11: Coefficient de diffusion [2].**

<b>Cement</b>	<b>Dosage du Ciment kg/m<sup>3</sup></b>	<b>Rapport E/C</b>	<b><math>D_0</math> [10<sup>-12</sup> m<sup>2</sup>/s]</b>		
			<b>Distribution</b>	<b>Moyenne</b>	<b>CV</b>
OPC	400	0.45	normale	7	0.9
OPC + PFA	280 + 60	0.40	normale	7	0.9
OPC	300	0.50	normale	15	0.9
OPC + PFA	280 + 60	0.40	normale	7	0.9
OPC + PFA	270 + 50	0.55	normale	25	0.9
OPC	no info	0.40	normale	7	0.9
OPC	no info	0.40	normale	7	0.9
OPC	no info	0.45	normale	10	0.9
OPC	no info	0.45	normale	10	0.9
OPC	300	0.45	normale	10	0.9
OPC	350	0.45	normale	10	0.9
OPC	370	0.40	normale	7	0.9
OPC	340	0.50	normale	15	0.9
OPC	340	0.45	normale	10	0.9
OPC	320	0.50	normale	15	0.9
OPC	340	0.45	normale	7	0.9
OPC	300	0.45	normale	7	0.9
OPC	400	0.45	normale	7	0.9
OPC	300	0.55	normale	15	0.9
OPC : Portland		PFA : Portland++ cendres volantes			

### I.3.8. Modèles de courant de corrosion

Le courant (taux, vitesse) de corrosion est le paramètre le plus important pour modéliser la corrosion des armatures d'une structure en béton armé et prédire le développement de la rouille au niveau de l'interface acier / béton au cours du temps. Plusieurs travaux ont été effectués pour déterminer le courant de corrosion dans une structure en se basant sur différentes approches, soit expérimentales, numériques ou statistiques en produisant des essais avec différents types de béton dans différentes conditions. Nous nous intéressons ci-après aux modèles empiriques qui modélisent la corrosion par piqures :

- Modèle d'Yalcyn et Ergun ;
- Modèle de Katwan et al ;
- Modèle de Liu et Weyers ;
- Modèle de Vu et Stewart ;
- Modèle de Vu et al. ;
- Et le modèle de Gonzales et coll, Tuutti.

#### I.3.8.1. Modèle d'Yalcyn et Ergun

Le modèle proposé par Yalcyn et Ergun [75] a été développé pour le cas de la corrosion par piqure en étudiant l'effet des ions chlorures ( $\text{Cl}^-$ ) et des acétates ( $\text{CH}_3\text{COO}^-$ ) sur courant de corrosion. Le modèle est présenté par l'équation (I.36) :

$$I_{\text{corr}} = I_0 e^{-Ct} \quad (\text{I.36})$$

Où  $I_{\text{corr}}$  est la vitesse de corrosion au temps  $t$ ,  $I_0$  la vitesse de corrosion initiale, et «  $C$  » est une constante de corrosion qui dépend du degré de saturation des pores du béton, du pH, de la perméabilité et de l'épaisseur du revêtement.

#### I.3.8.2. Modèle de Katwan et al

Katwan et *al.*, [75] ont proposé un modèle empirique basé sur la Technique de bruit électrochimique (ECN) pour la détermination du courant de corrosion. Les mesures ont été effectuées dans un environnement corrosif (3,5% Na Cl). Les résultats des tests à court et à long terme suggèrent que, pour une condition d'essai donnée,  $I_{\text{corr}}$  peut être prédit à partir de l'Écart type (SD) obtenues en utilisant l'ECN. Le modèle est présenté dans l'équation (I.37) :

$$\log I_{\text{corr}} = 0.171 + 0.823 \log \text{SD} \quad (\text{I.37})$$

#### I.3.8.3. Modèle de Liu et Weyers

Liu et Weyers [75] ont développé un modèle empirique adapté pour le cas d'une corrosion par piqure, basé sur des analyses statistiques et des résultats expérimentaux, obtenus à partir d'un programme de tests de corrosion accélérés durant 5 ans sur 44 dalles de ponts non fissurées. Liu et Weyers [1] ont découvert que la dynamique de l'acier dans le béton en service

est fonction de la teneur en chlorure, de la température, de la résistivité du béton et du temps effectif de corrosion. Le résultat des analyses statistiques est montré dans l'équation (I.38) :

$$I_{\text{corr}} = \frac{1}{1.08} \exp \left[ 8.37 + 0.618 \ln(1.69 C_s) - \frac{3034}{T} - 0.000105 R_c + \frac{2.32}{t_{\text{ini}}^{0.215}} \right] \quad (\text{I.38})$$

Où  $I_{\text{corr}}$  est le courant de corrosion ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ),  $C_s$  est la concentration en chlorures à la surface de l'acier ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ),  $T$  est la température à la surface d'acier,  $R_c$  est la résistivité du béton d'enrobage (Ohm) et  $t_{\text{ini}}$  (ans) est le temps d'initiation de la corrosion.

#### I.3.8.4. Modèle de Vu et Stewart

Vu et Stewart [75] ont développé un modèle de prédiction  $I_{\text{corr}}$  basé sur l'hypothèse de la disponibilité d' $\text{O}_2$  à la surface de l'acier. Ce modèle dépend de différents facteurs, à savoir la qualité du béton, l'enrobage et les conditions environnementales (température et l'humidité relative) utilisé au cas d'une corrosion par piqures et donné par (I.39) :

$$I_{\text{corr}(1)} = \frac{\alpha (1-E/C)^{-1.64}}{c} \quad (\text{I.39})$$

Où  $\alpha$  est un paramètre dépendant des conditions environnementales.

Pendant la phase de propagation,  $I_{\text{corr}}$  est exprimé par la relation (1.40).

$$I_{\text{corr}} = I_{\text{corr}(1)} 0.85 t_p^{-0.29} \quad (\text{I.40})$$

Où «  $c$  » est la profondeur de l'enrobage en mm,  $t_p = t - t_{\text{ini}}$  est le temps auquel  $I_{\text{corr}}$  doit être prédit et  $t_{\text{ini}}$  est le temps d'initiation à la corrosion.

#### I.3.8.5. Modèle de Vu et al

Plus tard, Vu et al. [75] ont tenté d'améliorer le modèle de Vu et Stewart (2000), pour tenir compte de la nature variante dans le temps de  $I_{\text{corr}}$  en remplaçant les constantes **0.85** et **0.29** par les constantes **1** et **0**, les valeurs sont consignées dans le tableau (1.15), respectivement dont les valeurs dépendent du fait que  $I_{\text{corr}}$  est variant en fonction du temps ou non, sont expression est donnée par la relation (I.41).

$$I_{\text{corr}} = \left( \frac{37.8 (1-E/C)^{-1.64}}{c} \right) \alpha. t_p^\beta \quad (\text{I.41})$$

**Tableau I.12: Valeurs de  $\alpha$  et  $\beta$  du modèle de Vu et al.**

Nature d'Icorr	$\alpha$	$\beta$	Référence
Le temps varie	0.85	-0.29	Otieno [75]
Le temps ne varie pas	1.0	0	Otieno [75]

### I.3.8.6. Modèle de Gonzales et al, Tuutti [62]

Le modèle de Gonzales et coll, Tuutti [75] traite aussi la corrosion localisée. La densité du courant de corrosion causé par les ions chlore est estimée selon les mêmes bases, par la relation (I.42).

$$I_{\text{cl}^-} = I_{\text{ref}_{\text{cl}^-}} \cdot f'(\text{RH}) \cdot g(\text{T}) \cdot h(\text{cl}^-) \quad (\text{I.42})$$

Avec :

- $I_{\text{ref}_{\text{cl}^-}}$  : la valeur de référence de la densité du courant de corrosion, exprimée en  $[\mu\text{A}/\text{cm}^2]$  ;
- $g(\text{T})$  : facteur fonction de la température ;
- $f'(\text{RH})$  : facteur fonction de l'humidité relative.

La valeur recommandée pour  $I_{\text{ref}_{\text{cl}^-}}$  est de **12,173**  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ . Le facteur  $h(\text{cl}^-)$  prend en compte l'influence de la teneur en ions chlore de la solution des pores, à l'interface acier-béton, sur la cinétique de corrosion. La documentation scientifique indique une augmentation linéaire du courant de corrosion en fonction de la teneur en ions chlore. Qui montrent que la vitesse anodique augmente si la teneur en ions chlore augmente. Les valeurs numériques de  $h(\text{cl}^-)$  ont été déterminées sur la base des résultats expérimentaux de Tuutti [62] qui a testé des mortiers avec des concentrations différentes en ions chlore. Ces essais ont été effectués sur des mortiers avec des additions de  $\text{CaCl}_2$  lors du gâchage, en différentes concentrations (1, 3, 5 %  $\text{CaCl}_2$  par rapport à la masse de ciment). Il a été considéré que seulement 35 % du chlore introduit lors du gâchage se trouvent libres dans la solution de pores et influencent la cinétique de corrosion. Son expression est donnée par la relation (I.43) :

$$h(\text{cl}^-) = \frac{111 [\text{Cl}^-] \cdot 100 \cdot w}{0.35 \cdot 5 \cdot \text{ciment}} \quad (\text{I.43})$$

Avec :

- $[\text{Cl}^-]$  : la concentration en ions chlore dans la solution des pores au voisinage de l'acier ;
- $w$  : la quantité de solution de pores dans un  $\text{m}^3$  de béton, exprimé en  $[\text{kg}/\text{m}^3]$  ;
- ciment : la masse de ciment dans un  $\text{m}^3$  de béton, exprimé en  $[\text{kg}/\text{m}^3]$ .

### I.3.9. Travaux réalisés

La prédiction de la fiabilité des structures en béton soumises à la corrosion est un domaine de recherche crucial dans le domaine de l'ingénierie civile et de la construction. Afin de prévenir les défaillances potentielles et d'assurer la sécurité de l'ouvrage, il est impératif de développer des méthodes de prédiction fiables pour évaluer l'état des structures, en béton corrodées et d'estimer leur durée de vie restante. Dans cette optique, quelques travaux de

recherche ont été entrepris dans de nombreux ouvrages de génie civil pour l'évaluation de leur probabilité de défaillance, en tenant compte de la corrosion des armatures. L'objectif de ces recherches étant de renforcer la résilience des structures en béton face à la corrosion, à réduire les coûts de maintenance, et à garantir la sécurité des utilisateurs.

Dupart [12] a proposé une évaluation de la fiabilité des poutres en béton armé sujette à la corrosion, et ce sur la base du calcul de l'indice de fiabilité. La corrosion a été induite par les chlorures provenant des sels de déverglaçage ou de la brise marine. La fiabilité en fonction du temps a été évaluée en tenant compte de la durée de vie potentielle de l'ouvrage. Les résultats ont montré que la fiabilité des poutres est influencée par les conditions d'exposition, la qualité du béton et l'option de conception selon les normes françaises.

Cerit et *al.*[76] ont réalisé une enquête sur la concentration des contraintes dans un puit de corrosion. Cette enquête a démontré que l'origine potentielle pour la nucléation des fissures de fatigue dans l'acier et les alliages d'aluminium à haute résistance est due à la corrosion par piqûres. La distribution des contraintes au niveau des piqûres de corrosion, sous une charge de tension uniaxiale, est également étudiée.

Aoues et *al.* [77] ont défini les dimensions optimales d'une poutre en béton armé soumise à différents environnements corrosifs en présence des chlorures, en utilisant l'optimisation fiabiliste dépendant du temps et en tenant compte des incertitudes sur les dimensions géométriques, les propriétés des matériaux, les chargements et les paramètres des modèles de dégradation. Grâce à l'optimisation fiabiliste, le meilleur compromis entre les coûts de la conception et la fiabilité d'un dimensionnement a été établi.

Kuliczowska [78] a déterminé le risque de défaillance structurelle dans les conduites d'assainissement en béton armé due à la corrosion interne. L'objectif de l'étude est de déterminer la fréquence de la corrosion interne et l'épaisseur des parois corrodées afin de mettre au point une méthode permettant de déterminer le risque de défaillance structurelle due à des conduites corrodées.

Nguyen et *al.* [10] ont étudié l'incidence des modèles climatiques sur l'infiltration des chlorures, pour l'évaluation de la durée de vie à long terme des structures en béton armé. Un modèle thermo-hydro-chimique a été proposé, afin de prédire la pénétration des ions chlorures dans le béton en tenant compte des conditions météorologiques réalistes. Ce modèle numérique complet prend en compte de multiples facteurs affectant la pénétration du chlorure, tels que la diffusion, la convection, la liaison des chlorures, l'interaction ionique et le vieillissement du béton. Afin d'évaluer la durée de vie à long terme, les auteurs ont proposé un modèle complet et un modèle réduit de la pénétration des chlorures qui couple les transferts d'humidité et de chaleur pour trois conditions d'exposition considérées : marée, sel de déverglaçage et le

brouillard salin. Cette évaluation de la durée de vie est comparée pour trois sites en France (Brest, Strasbourg et Nice). L'étude comparative indique que le modèle réduit est plus efficace et plus précis en termes de calcul, et pour la modélisation des infiltrations des chlorures à long terme par rapport au modèle complet.

Campione *et al.* [79] ont définis une analyse de défaillance technique de poutres en acier inoxydable corrodées en flexion et en cisaillement. Un modèle simple basé sur la théorie des états limites est développé, pour prédire la résistance maximale et résiduelle à la flexion et au cisaillement des poutres corrodées, avec les déflexions correspondantes. Le calcul de la déflexion à l'élasticité, à l'état ultime et à la fissuration, en tenant compte de la formation de rouille, du glissement des barres d'acier a été effectué.

Aslani *et al.* [80] ont étudié l'impacts probabilistes de la corrosion sur la défaillance structurelle et les limites de performance des poutres en béton armé. Des analyses de fiabilité ont été effectuées sur la performance des structures en béton dans deux états limites de service et de capacité structurelle. Les probabilités ont été présentées sous une forme algorithmique avec la méthode Monte Carlo pour prédire le temps de début de la corrosion et de la propagation des fissures jusqu'à la défaillance. Ensuite, le coût causé par la défaillance a été calculé à l'aide d'une méthode de gestion des coûts du cycle de vie basée sur la performance.

Peu de recherches ont été effectuées concernant l'estimation de la durabilité et de la performance des réservoirs de stockage en béton armé vis-à-vis de la corrosion des armatures. Nous pouvons citer les travaux de Bouzelha *et al.* [81] traitant l'analyse des performances d'un réservoir de stockage posé au sol, en prenant en compte le phénomène de corrosion des armatures, et en considérant des environnements à différents taux d'agressivité. La méthode Westergaard a été appliquée pour évaluer la pression hydrodynamique sur la paroi du réservoir, afin de déterminer les contraintes de traction horizontales qui sont absorbées par les armatures horizontales. Toujours dans le domaine des réservoirs, Bouzelha *et al.* [82] ont évalué la probabilité de rupture de la ceinture supérieure, d'un réservoir de stockage enterrée, tenant compte de la corrosion par piqûres et de la corrosion uniforme. En utilisant les simulations de Monte Carlo, l'évolution de la probabilité de défaillance en fonction du temps, est étudiée afin de déterminer la section résiduelle des armatures en acier, en tenant compte de l'influence de la concentration en ions chlorures et de la teneur en dioxyde de carbone. Les résultats ont mis en évidence l'influence de ces deux paramètres sur l'initiation et la propagation du phénomène de corrosion, et ont révélé que la corrosion par piqûres est plus dangereuse que la corrosion uniforme. Cependant, il faut savoir qu'en réalité les deux corrosions (piqûre et uniforme) peuvent se produire simultanément car la carbonatation a également un effet libérateur des ions chlorures piégés dans la matrice cimentaire, ce qui accentue le phénomène de corrosion.

## I.4. Processus stochastique

Les processus stochastiques, également connus sous le nom de processus aléatoires, sont des outils mathématiques et conceptuels qui nous permettent de modéliser et d'analyser des phénomènes soumis à l'incertitude et à la variabilité aléatoire. Ces processus sont fondamentaux car ils tiennent compte de la variabilité de nombreuses variables liées au domaine du génie civil. En effet, ils permettent de modéliser et d'analyser de manière efficace les phénomènes complexes et imprévisibles qui peuvent influencer la conception, la construction et la gestion des structures civiles. En utilisant des processus stochastiques, la probabilité de défaillance d'une structure peut être estimée à différents instants de sa durée de vie, en prenant en compte la variabilité des charges, des matériaux et des conditions environnementales.

Pour illustrer ce processus stochastique, nous présentons dans la section qui suit un aperçu sur le phénomène, ainsi que les principales méthodes stochastiques classiques existantes et utilisées dans la littérature.

### I.4.1. Définition mathématique

Un processus stochastique (ou fonction aléatoire) est défini mathématiquement comme une collection de variables aléatoires indexées par le temps ou l'espace.

Soit  $\Omega$  l'espace des échantillons,  $\mathbf{T}$  l'ensemble des indices (par exemple, le temps), et  $X_t(\omega)$  la variable aléatoire associée à l'indice  $t$  pour chaque échantillon  $\omega$  dans  $\Omega$ . La tribu  $\mathbf{F}$  est un sous ensemble de  $\Omega$  et  $(\Omega, \mathbf{F}, \mathbf{P})$  est un espace de probabilités.

Un processus stochastique est une famille de variables aléatoires,  $X = (X_t)_{t \in \mathbf{T}}$ , définie sur un même espace de probabilités  $(\Omega, \mathbf{F}, \mathbf{P})$  à valeurs dans un espace mesurable  $E$ , et indexée par un paramètre  $t$  appartenant à un ensemble  $\mathbf{T} \subset \mathbb{R}^+$  [83] :

$$\begin{aligned} X : \mathbf{T} \times \Omega &\rightarrow E \\ (t, \omega) &\rightarrow X_t(\omega) \end{aligned} \tag{I.44}$$

En d'autres termes, un processus stochastique attribue une variable aléatoire à chaque point de temps ou de l'espace. Les variables aléatoires représentent l'incertitude associée à la valeur du processus à un instant donné, et le processus stochastique décrit comment ces valeurs évoluent dans le temps ou dans l'espace.

Le processus stochastique peut être utilisé pour modéliser divers phénomènes aléatoires dans le temps. La compréhension des propriétés statistiques de ces processus est essentielle pour l'analyse et la prédiction des comportements aléatoires dans de nombreuses applications.

### I.4.2. Méthodes utilisées

Plusieurs méthodes pour générer un processus stochastique sont définies dans la littérature. Ces méthodes sont souvent combinées et adaptées en fonction des besoins spécifiques de chaque application. Le choix de la méthode dépend de la nature du processus stochastique étudié et des questions posées.

Parmi les méthodes les plus couramment utilisées, nous distinguons ; Processus de Wiener (Mouvement brownien), Processus de Markov (en particulier les chaînes de Markov quand  $T = \mathbb{N}$ ), Processus gaussien, Processus de poisson...[83]

**Les processus de Wiener, ou mouvements browniens**, sont des modèles mathématiques utilisés pour décrire le comportement aléatoire des particules en suspension dans un fluide, telles que les particules de pollen dans l'eau. Ces processus ont été nommés en l'honneur de deux mathématiciens importants qui ont contribué à leur développement, le mathématicien Robert Brown (1827) et le mathématicien français Louis Bachelier (1900). Le mouvement brownien est un processus stochastique continu dans le temps caractérisé par son comportement aléatoire [83].

**Les processus stochastiques de Markov**, nommés d'après le mathématicien russe Andreï Markov (1906/ 1907), sont une classe importante de processus aléatoires. Ils sont utilisés pour modéliser des systèmes où l'état futur dépend uniquement de l'état actuel et non du passé [83]. Autrement dit, ils suivent la propriété de Markov, ce qui signifie que l'incertitude est introduite dans le système par des transitions probabilistes entre différents états. Les processus de Markov sont souvent utilisés pour modéliser des phénomènes qui évoluent dans le temps, tels que les files d'attente, les processus de décision, les réseaux de communication, et même les marchés financiers.

**Le processus gaussien**, également appelé **processus aléatoire gaussien** ou processus stochastique gaussien, est un modèle mathématique qui représente un ensemble de variables aléatoires où chaque combinaison linéaire de ces variables suit une distribution gaussienne (normale). En d'autres termes, un processus gaussien est caractérisé par le fait que toute combinaison linéaire de ses valeurs aléatoires suit une loi de probabilité gaussienne. Les processus gaussiens sont couramment utilisés en statistiques, en ingénierie, en finance et dans de nombreux autres domaines pour modéliser des phénomènes où l'incertitude et la variabilité sont présentes. Leur distribution gaussienne les rend mathématiquement plus faciles à manipuler et à analyser, et précieuses pour la résolution de problèmes pratiques.

**Le processus de Poisson** est un modèle stochastique largement utilisé pour modéliser des phénomènes de comptage discrets dans le temps ou l'espace, où les événements se produisent de manière aléatoire. Il tire son nom du mathématicien français Siméon Denis Poisson, qui a contribué à son développement au 19<sup>e</sup> siècle. Il est utilisé pour décrire des phénomènes où des événements distincts qui surviennent à des moments spécifiques. Par exemple, les appels téléphoniques entrants dans un centre d'appels, les accidents de la route sur une autoroute, les défaillances d'équipements, etc. Les occurrences d'événements sont indépendantes les unes des autres, ce qui signifie que la probabilité qu'un événement se produise à un moment donné n'est pas affectée par la présence ou l'absence d'événements antérieurs ou futurs.

Parmi les différentes méthodes stochastiques citées dans la littérature, Ghanem et Spanos [84] proposent deux autres méthodes rationnelles pour traiter le problème dans le cadre du schéma probabiliste ; l'expansion de Karhunen-Loève et le chaos polynomial. Ces méthodes offrent des outils puissants pour comprendre et quantifier les variations temporelles et spatiales liées aux contraintes environnementales et aux événements climatiques extrêmes. Voici une introduction de ces deux méthodes.

#### ➤ **Méthode de Karhunen-Loève**

La méthode de Karhunen-Loève (K-L) est une technique qui permet de décomposer un processus stochastique en une combinaison linéaire de fonctions orthogonales, généralement appelées fonctions propres ou fonctions de Karhunen-Loève. Cette décomposition est utilisée pour la réduction de la dimension de données, afin de simplifier la représentation et l'analyse des processus stochastiques, en particulier lorsque ces processus ont des caractéristiques de variabilité spatiale ou temporelle.

Analogue à la série de Fourier, le développement de Karhunen-Loève représente un processus stochastique ou un champ aléatoire probabiliste comme une combinaison de fonctions orthogonales sur un intervalle borné  $[-a, a]$  [85]. Ce champ ou ce processus stochastique est une collection de variables aléatoires évaluées indexées respectivement par un ensemble  $x$  "espace" ou  $t$  "temps" [86].

Notons  $\omega(t, \theta)$  le champ stochastique unidimensionnel, où  $\theta$  représente le caractère aléatoire et  $t$  la coordonnée temporelle.  $\omega(t, \theta_i)$  est appelée la  $i$ ème fonction d'échantillonnage (ou trajectoire) de ce champ et correspond à une réalisation  $\theta_i$  du champ quel que soit sa localisation.  $\omega(t_1, \theta)$  est une variable aléatoire générée par  $\theta$  en un temps donné  $t = t_1$ . Puisque nous ne considérons ici que des champs aléatoires homogènes, la distribution marginale de  $\omega(t_1, \theta)$  ne dépend pas de la localisation [86].

Si  $\omega(t, \theta)$  est un processus aléatoire, fonction du vecteur position  $t$  défini sur le domaine  $D$ , avec  $\theta$  appartenant à l'espace des événements aléatoires  $\Omega$ , alors  $\omega(t, \theta)$  est développé comme suit [84] :

$$\omega(t, \theta) = \bar{\omega}(t) + \sum_{i=0}^{n_{kl}} \sqrt{\lambda_i} \xi_i(\theta) f_i(t) \quad (I.45)$$

Où :

$\bar{\omega}(t)$  est la moyenne du processus,  $n_{kl}$  est le nombre de termes de la discrétisation tronquée,  $\xi_i(\theta)$  est un ensemble de variables gaussiennes.  $\lambda_i$  et  $f_i(t)$  sont respectivement la valeur propre et le vecteur propre de la fonction de covariance  $C(t_1, t_2)$  dans le domaine  $D$ , résultant de l'évaluation de l'expression suivante [84] :

$$\int C(t_1, t_2) f_i(t) dt_1 = \lambda_i f_i(t_2) \quad (I.46)$$

La solution de l'équation (1.46) peut être déterminée analytiquement lorsque la fonction de covariance est exponentielle ou triangulaire. Pour le paramètre de la température, cette étude suppose une covariance exponentielle de la forme [4, 85] :

$$C(t_1, t_2) = e^{-|t_1 - t_2|/b} \quad (I.47)$$

où  $b$  est un paramètre ayant les mêmes unités que  $t$  et est souvent appelé longueur de corrélation, puisqu'il reflète la vitesse à laquelle la corrélation diminue entre deux points du processus. Dans ce cas, les expressions pour calculer  $f_i(t)$  et  $\lambda_i$  sont présentées en détail dans Ghanem et Spanos [84].

L'avantage de cette approche est que la fonction de covariance et la longueur de corrélation peuvent être déterminées sur la base de mesures réelles [85].

### ➤ Méthode de chaos polynomial

La méthode du Chaos Polynomial (mCP), *Polynomial Chaos* en anglais, aussi nommée développement dans le chaos polynomial, est basée sur le développement de Wiener dans le cadre de sa théorie sur le chaos homogène [87]. Cette méthode est une technique avancée utilisée pour résoudre des équations différentielles stochastiques (EDS) ou modéliser des processus stochastiques en se basant sur le développement en séries de polynômes orthogonaux. Une telle approche a été appliquée au début des années 1990 à des problèmes de mécanique des structures comportant des paramètres aléatoires dans l'espace [84].

Cette méthode repose sur la distinction des composantes stochastiques et des composantes déterministes d'une fonction aléatoire. D'après les travaux de Wiener [87], la réponse d'un système  $Y(X)$  supposée de variance finie, et constituée de variables aléatoires normales centrées réduites indépendantes  $X$ , peut être exprimée par un développement en série de polynômes d'Hermite (équation I.48) :

$$Y(X) = \sum_{\alpha \in \mathbb{N}^m} a_{\alpha} \Psi_{\alpha}(X) \quad (I.48)$$

Avec :

- $Y$  est la variable aléatoire décrivant la sortie
- $X$  est le vecteur des variables aléatoires
- $\Psi_\alpha$  est la fonction des polynômes multivariés constituant une base probabiliste de l'espace des polynômes orthogonaux, appelée base du chaos. Elle est associée aux variables aléatoires d'entrée  $X$ .
- $a_\alpha$  est le coefficient déterministe du développement spectral de la solution, appelées modes stochastiques. Ce sont des coefficients réels à évaluer :

Les composantes déterministes  $a_\alpha$ , peuvent être estimées par deux types de méthodes ; des méthodes intrusives, telle que la méthode de Galerkin [88, 89], ou par des méthodes non intrusives, du type méthode de projection et méthode de régression [88, 90].

La méthode de projection, consiste à projeter l'expansion sur le sous espace formé par le polynôme associé au coefficient que l'on veut estimer (les polynômes sont orthogonaux entre eux), ce qui semble élégant mais est en réalité très coûteux en terme de calculs [91].

La méthode de régression, consiste à tronquer l'expansion selon une norme hyperbolique, ce qui permet de favoriser les effets principaux et les interactions d'ordre faible. Cette troncature est appelée le chaos hyperbolique. Cette approche par régression est beaucoup moins coûteuse que l'approche par projection [91].

### 1.1.1. Application au domaine de génie civil

Plusieurs auteurs dans la littérature ont utilisé les processus stochastiques, afin de modéliser et d'analyser des phénomènes aléatoires et incertains liés à la conception, à la construction et la gestion des structures en génie civil. Parmi ces phénomènes, nous distinguons les variations climatiques et environnementales, qui sont intrinsèquement sujettes à l'incertitude en raison de leurs complexités. Les processus stochastiques permettent d'analyser la variabilité des données historiques de ce phénomène, ce qui est crucial pour comprendre les incertitudes à court et à long terme.

L'intégration des prévisions climatiques et environnementales en tant que processus stochastique en génie civil représente une avancée significative dans la lutte contre la corrosion des structures. En effet, plusieurs auteurs ont démontré que la pénétration des chlorures est fortement affectée par les conditions environnementales liées à la variation stochastique de la température et de l'humidité, nous citons à cet effet, les travaux de Bastidas-Arteaga et al. [4]. Ces derniers ont proposé une approche basée sur les expansions de Karhunen–Loève pour étudier l'influence des conditions météorologiques et du réchauffement climatique sur la pénétration des chlorures dans un mur ou une dalle en béton, en considérant une direction

unidirectionnelle de ces ions chlorures. L'évaluation de la pénétration du chlorure est effectuée sur la base d'un modèle complet qui associe les effets de la convection, de la liaison de chlorures, du vieillissement du béton, de la température et de l'humidité. Afin d'introduire la variabilité stochastique dû à l'environnement, un modèle simplifié de température et d'humidité incluant les variations saisonnières et le réchauffement climatique est proposé (figure I.29).

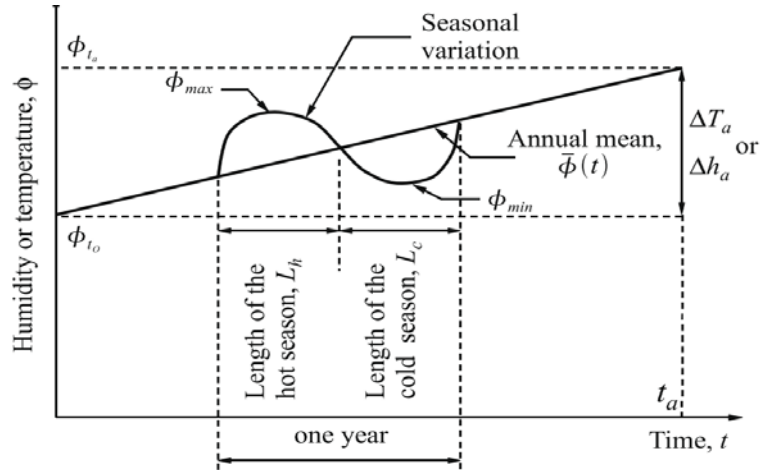


Figure I.29: Moyenne du modèle météorologique [4].

Trois scénarios de réchauffement climatique ont été considéré sur la base des émissions de gaz, de la croissance de la population mondiale, de l'introduction des nouvelles technologies et de l'utilisation des sources d'énergie fossiles. L'approche proposée est illustrée pour un exemple numérique dont les résultats préliminaires indiquent que les changements climatiques peuvent conduire à la diminution du temps d'initiation à la corrosion et par conséquent à des réductions significatives de la durée de vie (figure I.30). L'étude a été effectuée pour différents taux d'agressivité en fonction de la distance par rapport à la mer.

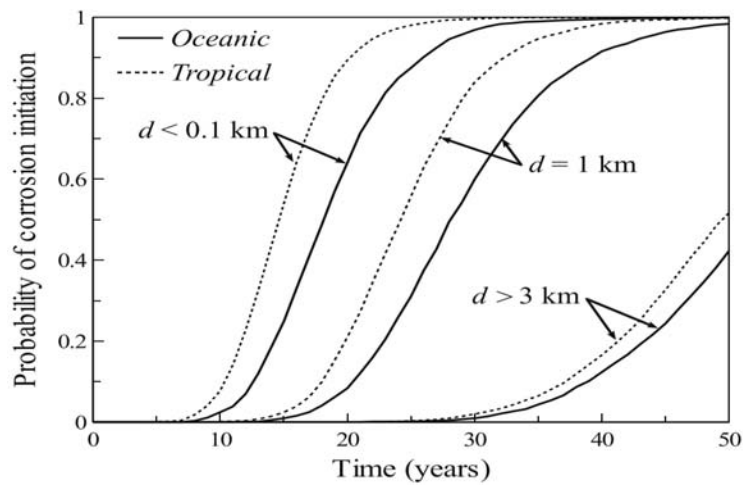
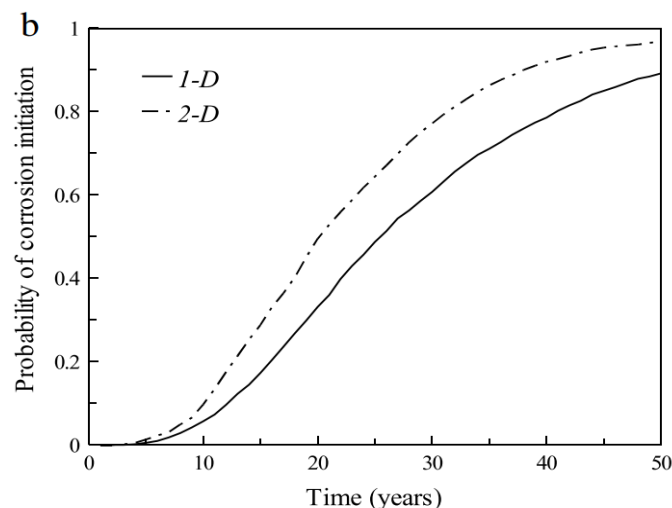


Figure I.30 : Influence de la distance à la mer [4].

Bastidas-Arteaga et al. [85] propose une approche stochastique pour évaluer la pénétration bidirectionnel de chlorures dans des poteaux en béton en tenant compte des effets de la liaison

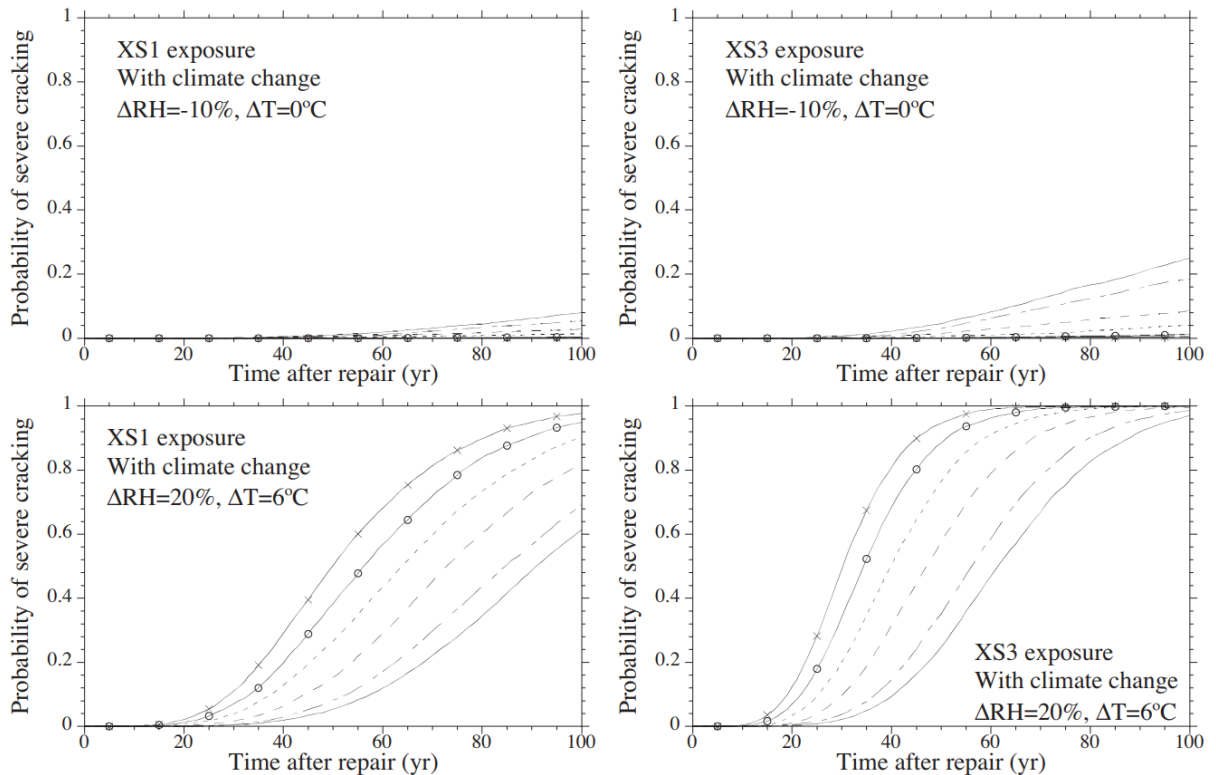
de chlorures, de la température, de l'humidité, du vieillissement du béton et de la convection. Les problèmes du transport des chlorures, du transport de l'humidité et du transfert de chaleur dans le béton ont été traités en combinant les éléments finis et les différences finies. L'approche probabiliste proposée se distingue en deux types de variables aléatoires "invariantes dans le temps" et "variantes dans le temps". Ces dernières sont traitées comme des processus stochastiques qui sont modélisés par le modèle des expansions de Karhunen-Loève et de probabilités log-normales. Les résultats indiquent que le temps moyen d'initiation à la corrosion diminue lorsque le caractère aléatoire et les variations saisonnières de l'humidité, de la température, de la concentration des ions chlorures à la surface et de la convection sont pris en compte, et qu'il augmente lorsque la liaison des chlorures est prise en compte. En comparant la pénétration des chlorures en une seule et en deux dimensions, ils ont constaté que les probabilités élevées d'initiation de la corrosion correspondent à l'exposition en deux dimensions (figure I.31). Ces résultats soulignent l'importance d'inclure les effets et la nature aléatoire des paramètres environnementaux et de la pénétration bidimensionnelle des chlorures pour une évaluation complète de la durée de vie.



**Figure I.31: Probabilité d'initiation de la corrosion pour des expositions en une seule dimension (1-D) et en deux dimensions (2-D) [85].**

Bastidas-Arteaga et al. [13] ont étudié l'influence probabiliste des conditions environnementales et du changement climatique sur la propagation des ions chlorures. Il a été démontré que ces conditions peuvent accélérer ou ralentir ces processus. Les auteurs ont axé leurs travaux sur l'évaluation des coûts des structures neuves placées dans des environnements contaminés par des chlorures selon divers scénarios de changement climatique, en considérant deux classes de zones d'exposition, XS1 pour une zone atmosphérique, et XS3 pour une zone d'éclaboussure et de marnage. Il a été constaté que le rapport coût-efficacité était plus élevé pour les expositions XS3, où les risques de dommages sont plus élevés même si le changement

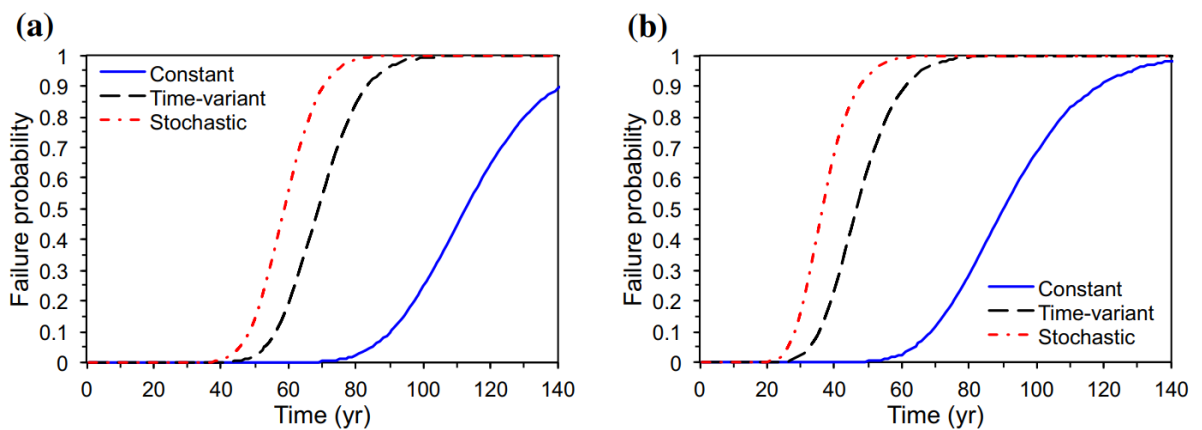
climatique ne se produit pas (figure I.32). Ainsi, le risque des dommages et l'effet économiques des stratégies d'adaptation au climat a été évalué. Les résultats indiquent également que le rapport coût-efficacité d'une stratégie d'adaptation donnée, dépend principalement des conditions d'exposition, du changement climatique et du type de composant structurel, ou il a été constaté que l'augmentation de la classe de résistance du béton est plus rentable que l'augmentation de l'enrobage du béton,



**Figure I.32: Probabilité de fissures pour différents scénarios de changement climatique [13].**

Teodorescu et *al.* [92] ont développé un modèle de conception capable d'estimer la dégradation des éléments en bois en fonction des conditions climatiques d'exploitations (température et humidité). Les données de température et d'humidité ont été relevés durant une période de 15 ans avec des valeurs prises à différents moments de la journée : au lever du soleil, à midi, lorsque la température est la plus élevée, et au coucher du soleil. Le modèle utilisé pour l'évaluation des variations de température sont considérées pour chaque heure et les composantes de la formule sont déterministes et stochastiques. La partie stochastique a été modélisé en utilisant les expansions de Karhunen-Loève. Les résultats ont démontré, que le programme de détérioration peut être appliqué à tout type d'élément en bois, indiquant ainsi la nécessité d'augmenter les dimensions de la section transversale quand la structure est exposée à une humidité et une température d'influence significative.

Bastidas-Arteaga [93] a évalué l'analyse de la fiabilité d'une poutre de pont et a proposé un modèle stochastique qui tient compte des effets combinés de la corrosion induite par les chlorures, de la fatigue, du changement climatique et des charges cycliques dans des conditions environnementales. Les résultats globaux indiquent que pour des fréquences de trafic comprises entre 500 et 2000 cycles/jour, l'effet combiné de la corrosion et de la fatigue entraîne des réductions sensibles de la durée de vie, et cette réduction est plus prononcée lorsque la variabilité stochastique des paramètres environnementaux sont considérés (figure 1.33). Lorsqu'aucun dommage dû à la fatigue n'est pris en compte, l'effet du changement climatique n'induit que des réductions de durée de vie comprises entre 1,4 et 2,3 %. Sous charge cyclique, la durée de vie totale pourrait être réduite jusqu'à 7 % en raison du réchauffement climatique. Ces résultats soulignent l'importance d'inclure l'effet combiné de la corrosion et de la fatigue pour une évaluation complète de la durée de vie.



**Figure I.33 : Influence du type de modèle météorologique sur la probabilité de défaillance pour deux fréquences de trafic : (a)  $f = 50/\text{jour}$ , (b)  $f = 2000/\text{jour}$  [93].**

## I.5. Conclusion

Un ouvrage de génie civil vieillit dans le temps et devient moins performant, et par voie de conséquence vulnérable aux aléas naturels. Des travaux de recherche ont montré que les coûts de maintenance et de réhabilitation augmentent avec le vieillissement de l'ouvrage. Le défi majeur des gestionnaires de ces ouvrages consiste à garder ces derniers fonctionnels pour une longue durée de vie et avec des coûts maîtrisés. C'est pour ces raisons qu'il est important de prédire l'évolution du phénomène de vieillissement dans le temps. Ceci passe par l'évaluation de la vulnérabilité et de la défaillance à tout instant du cycle de vie de l'ouvrage, à travers un modèle prédictif.

Plusieurs approches d'évaluation de la vulnérabilité d'une structure donnée ont été développées afin d'estimer l'étendue des dommages dus aux aléas naturels. Ces approches diffèrent les unes des autres en coût, en moyens utilisés et en précision. Le choix du type

d'approche dépend de l'objectif de l'évaluation, de la disponibilité des données et de la technologie utilisée. Quatre approches principales sont présentées dans ce premier chapitre ; à savoir : l'approche par expertise, l'approche par sûreté de fonctionnement, l'approche par modèle physique, et l'approche fiabiliste. Ces approches jouent un rôle essentiel dans l'évaluation de la sécurité et de la durabilité de la structure. Notons que, l'approche fiabiliste est présentée, pour tenir compte des incertitudes et des aléas auxquels l'ouvrage est soumis, afin d'évaluer sa probabilité de défaillance.

Néanmoins, il est important de souligner que la vulnérabilité et la fiabilité des ouvrages hydrauliques sont sensiblement affectées par les conditions environnementales extrêmes auxquelles ils sont soumis, qui sont principalement dus à leur implantation géographique. Ces conditions extrêmes, exposent ces ouvrages à un risque accru de corrosion de leurs armatures. Ainsi, nous avons consacré la seconde partie de ce chapitre, à l'exploration de ce phénomène complexe de corrosion des armatures, en examinant son processus électrochimique, les types de corrosion les plus courants, et les modèles de corrosion qui permettent de calculer le courant de corrosion, en particulier ceux utilisés pour la corrosion par piqûres.

En dernière partie de ce chapitre, nous avons introduit les processus stochastiques et les méthodes qui leurs sont associées, soulignant leurs importances dans la prise en compte de la variabilité et de l'incertitude dans les modèles de calcul des ouvrages hydrauliques. Les travaux présentés dans cette partie montrent que ces processus stochastiques offrent une approche quantifiable pour évaluer les risques et optimiser la conception des structures, en tenant compte des aléas liés aux charges, aux matériaux et aux conditions environnementales.

En conclusion, ce premier chapitre établit la base pour une analyse de risque plus approfondie pour les ouvrages hydrauliques. Il montre comment les différentes approches et méthodes peuvent être utilisées de manière complémentaire pour évaluer et gérer efficacement les risques, contribuant ainsi à la conception de structures plus fiables, plus durables et plus économiques dans un environnement en constante évolution.

**Chapitre II : Analyse déterministe d'un**  
**réservoir surélevé tenant compte de la**  
**corrosion des armatures**

## II.1. Introduction

Les réservoirs surélevés sont considérés comme des ouvrages extrêmement sollicités, destinés à entreposer de l'eau en vue de leurs distributions aux abonnés. Afin d'assurer la charge d'eau nécessaire, les sites privilégiés pour leurs implantations sont les sommets de collines et de monticules, en milieux urbain ou marin. C'est pour cette raison que les réservoirs sont soumis à des conditions très rudes, en fonction de leurs lieux d'implantation pouvant être de différent taux d'agressivité. Ces milieux environnants les rendent vulnérables vis-à-vis de ces agressions et les exposent au risque de corrosion des armatures, engendrant ainsi plusieurs dégradations sur les éléments structuraux du réservoir en question. Néanmoins, ces ouvrages subissent aussi de fortes variations de surcharge d'exploitation (eau contenue dans la cuve), de façon souvent quotidienne et pour certains plusieurs fois par jour durant toute leur longue période d'exploitation, ainsi que l'effet hydrodynamique suite à une excitation sismique.

C'est alors, que nous consacrons ce deuxième chapitre à une analyse déterministe d'un réservoir surélevé en béton posé sur tour, sous l'effet sismique, en tenant compte de la corrosion par pénétration des ions chlorures (corrosion par piqûres). Le modèle de Housner [94] est utilisé pour une analyse hydrodynamique du réservoir surélevé sous charges sismiques.

## II.2. Analyse hydrodynamique d'un réservoir surélevé

Dans le cas d'un château d'eau, nous ne pouvons pas considérer la cuve comme étant rigidement liée au sol et subissant par conséquent la même valeur de l'accélération maximale que le sol, comme cela est le cas pour un réservoir posé au sol [95]. En effet, lorsque la cuve est au sommet d'un support pouvant être une tour ou pilotis, nous devons considérer sa flexibilité. Le modèle de Housner [22] décompose l'action du liquide (eau) dans le réservoir de stockage en deux actions : une action passive provoquant des actions d'impulsion et une action active provoquant des actions d'oscillation [27]. Ainsi, la modélisation de l'ensemble du réservoir est représentée par son équivalent mécanique et son modèle mathématique à deux degrés de liberté, comme montré à la figure II.1.

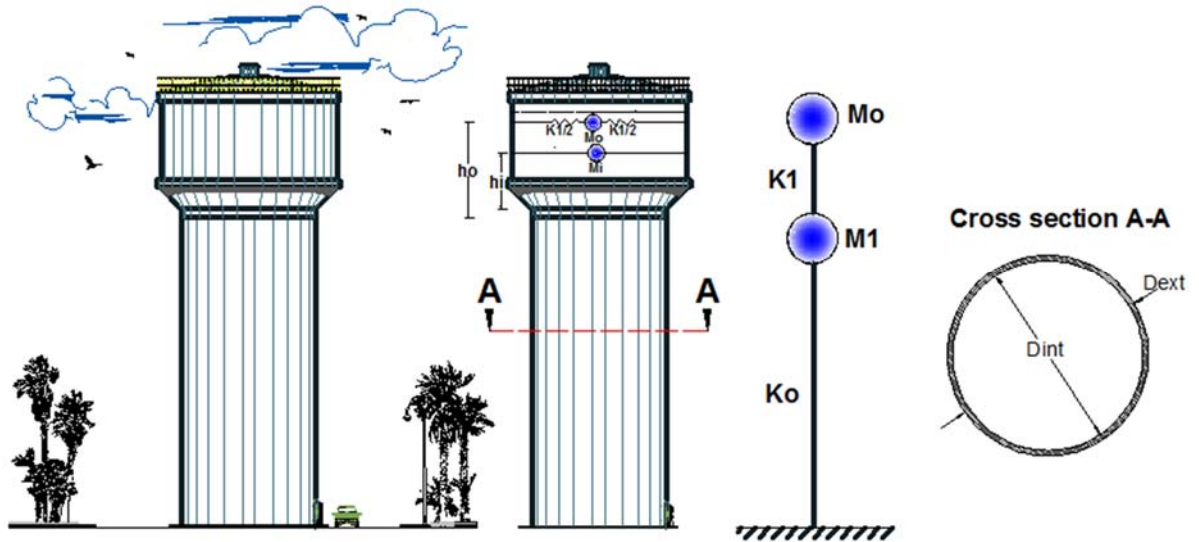


Figure II.1: Réservoir sur tour- modèles mécaniques et mathématique équivalents.

Dans le modèle mathématique adopté, la masse  $M_o$  représente la partie de l'eau oscillante. Celle-ci est reliée à la structure par une tige de raideur  $K_1$  formant un couplage direct avec la masse  $M_1$  représentant la partie inerte de l'eau. La masse  $M_1$  est reliée au sol par une tige de constante de rappel  $K_o$  représentant le support de la structure. Le système est donc à deux degrés de liberté. Le règlement parasismique Algérien [3] permet le calcul de la structure par la méthode pseudo dynamique. Cette méthode considère la structure comme étant soumise à un effort tranchant à la base. Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux et seuls les déplacements horizontaux sont pris en compte. La force sismique latérale pour un  $k^{\text{ième}}$  noeuds et pour un  $i^{\text{ème}}$  mode propre est donnée par la formule suivante :

$$F_{ki} = \frac{S_{ai}}{g} \cdot \gamma_i \cdot M_k \cdot a_{ki} \quad (\text{II.1})$$

$S_{ai}$  : Accélération du sol au mode « i » ;

$M_k$ : Masse du noeud « k » ;

$a_{ki}$ : Amplitude de la masse « k » au mode « i » ;

$\gamma_i$ : Coefficient de distribution modal (mode i), donné par la formule suivante :

$$\gamma_i = \frac{\sum_{k=1}^2 M_k \cdot a_{ki}}{\sum_{k=1}^2 M_k \cdot a_{ki}^2} \quad (\text{II.2})$$

La résultante de la force sismique de calcul appliquée à chaque masse  $M_k$  est donnée par :

$$F_k = \sqrt{\sum_{i=1}^2 F_{ki}^2} \quad (\text{II.3})$$

Le support en fût est soumis à un effort normal vertical  $N$  (représentant le poids de la cuve vide augmentée du poids de l'eau qu'elle contient ainsi que le poids de la tour du support) et à un moment de flexion  $M$  dû aux forces sismiques latérales ( $F_o$  et  $F_1$ ). Le fût est alors sollicité en flexion composée ( $M, N$ ). Il se développe, sur les fibres extrêmes du fût, des contraintes

normales de compression et de traction. Nous nous intéressons, dans cette étude, aux contraintes de traction qui peuvent être estimées par la relation suivante :

$$\sigma = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I}v \quad (\text{II.4})$$

$v$  désigne la distance de la fibre la plus tendue du fût par rapport à un axe passant par le centre de gravité du réservoir.

La section du support  $\Omega$  a une forme d'un anneau, et sa section horizontale sera donnée par :

$$\Omega = \frac{\pi}{4} (D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2) \quad (\text{II.5})$$

$D_{\text{int}}$  et  $D_{\text{ext}}$  désignent respectivement le diamètre intérieur et extérieur du support du réservoir.

Le moment d'inertie du support, par rapport à un axe passant par le centre de gravité du réservoir, est donné par :

$$I = \frac{\pi}{64} (D_{\text{ext}}^4 - D_{\text{int}}^4) \quad (\text{II.6})$$

L'effort de traction à la base du support, pour une section d'une bande de 1 mètre linéaire, entièrement tendue, donné à l'ELS par la formule suivante :

$$T_s = \sigma(e_s 1) \quad (\text{II.7})$$

$e_s$  étant l'épaisseur de la tour du réservoir.

La section d'armatures nécessaire à la base de la tour, est donnée en fonction de l'effort tranchant à l'ELS par la relation (II.8).

$$A_{\text{nec}} \geq \frac{T_s}{\sigma_{\text{st}}} \quad (\text{II.8})$$

Le Fascicule 74 [96] préconise de limiter la contrainte admissible des armatures tendues à  $\overline{\sigma}_{\text{st}}$ , en considérant les fissurations comme très préjudiciables, soit :

$$\overline{\sigma}_{\text{st}} = 0.8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left( \frac{f_e}{2} ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} \quad (\text{II.9})$$

Où  $f_e$  et  $f_{tj}$  désignent respectivement la limite élastique et la résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours (pour  $j=28$  jours,  $f_{t28} = 2.1$  Mpa)

La section d'armatures adoptée initialement (à  $t=0$ ) pour une bande 1 ml est, donnée par :

$$A_s(0) = n_b \frac{\pi d_0^2}{4} \quad (\text{II.10})$$

Où :

$n_b$  : est le nombre de barres sur une bande unitaire du fût ;

$d_0$  : est le diamètre initiale d'une barre d'acier.

### II.3. Modèle mécanique de la corrosion des armatures

Dans cette section, nous allons évaluer l'impact de la corrosion par piqûre sur la section d'armatures à la base de la tour du réservoir, en utilisant un modèle de corrosion tiré de la littérature et par la suite étudier l'influence des différents paramètres sur le processus de corrosion.

#### II.3.1. Influence de la corrosion sur la section d'armature

Dans cette étude, nous admettons l'hypothèse que l'avancement de la corrosion à un instant  $t$  donné, se fait d'une manière uniforme sur les barres de la même bande unitaire, car elles subissent la même agression du milieu. Il vient alors que la section d'armatures longitudinales tendues à l'instant  $t$  que nous notons  $A_s(t)$  d'une bande unitaire à la base du support de la tour, s'exprime comme suit :

$$A_s(t) = n_b A_r(t) \quad (II.11)$$

Où :

$A_r(t)$  (cm<sup>2</sup>) étant la section résiduelle d'une barre d'acier à l'instant  $t$ , donnée par Duprat [12] en fonction du diamètre initial de la barre  $d_0$  et de la profondeur de la piqûres  $p(t)$ , comme illustrée en figure II.2 et la relation (II.12) :

$$A_r(t) = \begin{cases} \frac{\pi d_0^2}{4} - A_1 - A_2 & \text{si } p(t) \leq \frac{d_0}{\sqrt{2}} \\ A_1 - A_2 & \text{si } \frac{d_0}{\sqrt{2}} < p(t) \leq d_0 \\ 0 & \text{si } p(t) > d_0 \end{cases} \quad (II.12)$$

Où :

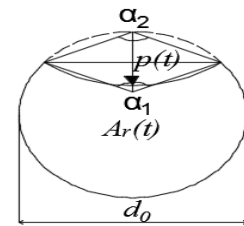


Figure II.2 Configuration de la piqûre

Avec :

$$A_1 = \frac{1}{2} \left[ \alpha_1 \left( \frac{d_0}{2} \right)^2 - a \left| \frac{d_0}{2} - \frac{p(t)^2}{d_0} \right| \right]$$

$$A_2 = \frac{1}{2} \left[ \alpha_2 p(t)^2 - a \frac{p(t)^2}{d_0} \right]$$

$$a = 2 p(t) \sqrt{1 - \left( \frac{p(t)}{d_0} \right)^2}$$

$$\alpha_1 = 2 \arcsin \left( \frac{a}{d_0} \right)$$

$$\alpha_2 = 2 \arcsin \left( \frac{a}{2p(t)} \right)$$

### II.3.2. Calcul de la profondeur de la piqûre

La profondeur maximale de la piqûre  $p(t)$ , due à la pénétration des ions chlorures à l'instant  $t$ , est calculée en fonction du temps  $t$  (ans) par l'équation (II.13) [77], présentée comme suit :

$$p(t) = 0.0116 \alpha \int_{t_{ini}}^t i_{corr} dt \quad (II.13)$$

Avec :

$\alpha$  : Coefficient qui quantifie entre la corrosion par piqûres et l'uniforme ;

$t_{ini}$ : Temps d'initiation de la corrosion (ans) ;

$i_{cor}$ : Courant de corrosion ( $\mu A/cm^2$ ).

### II.3.3. Calcul du diamètre résiduel

Après une période de corrosion effective de  $t$  années, le diamètre résiduel  $d_p(t)$  de la barre d'acier (en mm) à l'instant  $t$ , pour une corrosion par piqûres, est donnée par l'équation (II.14) en fonction du diamètre initial  $d_0$  de la barre [77] ; tel que :

$$d_p(t) = d_0 - p(t) = d_0 - 0.0116 \alpha \int_{t_{ini}}^t i_{corr} dt \quad (II.14)$$

### II.3.4. Calcul du courant de corrosion

Plusieurs méthodes ont été proposées pour la détermination du courant de corrosion  $i_{cor}$ . Dans notre cas, nous avons opté pour un modèle empirique développé par Liu et Weyers [1], comme suit :

$$i_{cor} = \frac{1}{1.08} \exp \left[ 8.37 + 0.618 \ln(1.69 C_s) - \frac{3034}{T} - 0.000105 R_c + \frac{2.32}{t_{ini}^{0.215}} \right] \quad (II.15)$$

Avec :

$C_s$  : concentration d'ions chlorures au niveau de la surface d'acier ( $kg/m^3$ ) ;

$T$  : température (K) ;

$R_b$  : Résistivité du béton d'enrobage (Ohm).

### II.3.5. Calcul du temps d'initiation

Le temps d'initiation de la corrosion  $t_{ini}$  est le temps nécessaire pour que la concentration seuil de chlorures atteigne les armatures (voir chapitre 1). Il est calculé par l'équation (II.16) [2] :

$$t_{ini} = \left[ \left( \frac{e^2}{4k_e k_t k_c D_0 (t_0)^n} \right) \left( \operatorname{erf}^{-1} \left( 1 - \frac{C_{cr}}{C_s} \right) \right)^{-2} \right]^{\frac{1}{1-n}} \quad (\text{II.16})$$

Avec :

$\operatorname{erf}(\cdot)$  : fonction d'erreur ;

$D_0$  : coefficient de diffusion ( $\text{m}^2/\text{s}$ ) ;

$C_{cr}$  : concentration seuil d'ions chlorures pour la dépassement des aciers (concentration critique en ions chlorures) ;

$k_e$  : facteur prenant en compte les caractéristiques de l'environnement ;

$k_t$  : facteur utilisé pour déterminer  $D_0$  ;

$k_c$  : facteur prenant compte le temps de cure ;

$t_0$  : temps pour lequel  $D_0$  a été mesuré (jours) ;

$n$  : facteur de vieillissement.

## II.4. Application au cas d'étude

L'application pratique porte sur l'analyse d'un réservoir surélevé de stockage d'eau de capacité  $200 \text{ m}^3$  posé sur un support en tour (figure II.3). Les caractéristiques géométriques du réservoir sont illustrées dans le tableau II.1.

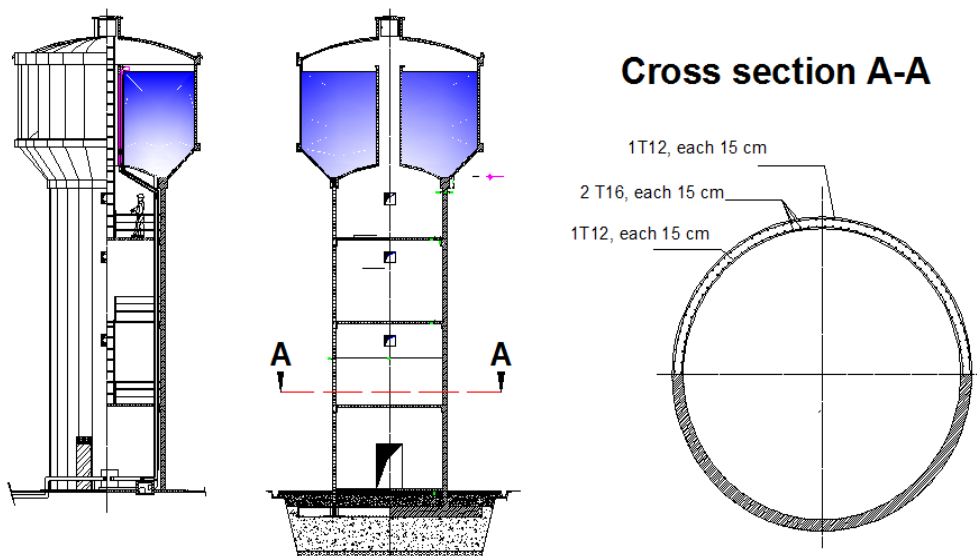


Figure II.3: Réservoir surélevé d'une capacité de  $200 \text{ m}^3$  et les sections d'armatures adoptées de la tour du réservoir pour une zone de très forte sismicité.

**Tableau II.1: Caractéristiques géométriques du réservoir [94]**

<b>Diamètre intérieur de la cuve du réservoir</b>	<b>8,20</b>	<b>m</b>
Hauteur d'eau moyenne dans la cuve	4,95	m
Hauteur du support en tour du réservoir	14,50	m
Diamètre intérieur de la tour	5,00	m
Diamètre extérieur de la tour	5,40	m
Epaisseur de la tour	0,20	m
Volume réel du réservoir	200,497	m <sup>3</sup>
Enrobage du béton	40	mm

#### II.4.1. Evaluation des sections d'armatures verticales du support du réservoir

Les sections d'armatures tendues sont évaluées selon les relations (II.8) et (II.10) pour une bande unitaire du support du réservoir pour les différentes zones sismiques définies par le RPA (99/2003) [3]. Les sections d'armatures nécessaires obtenues par l'analyse des contraintes ainsi que celles adoptées sont consignés dans le tableau II.2.

**Tableau II.2: Résultats des sections d'armatures pour une bande de 1 ml du support du réservoir.**

<b>Zones sismiques</b>	<b>Zone I Sismicité faible</b>	<b>Zone IIa Sismicité moyenne</b>	<b>Zone IIb Sismicité élevée</b>	<b>Zone III Sismicité très élevée</b>
Accélération sismique	0.12	0.20	0.25	0.30
Effort de traction développé(KN)	19.74	196.51	307.00	417.48
Section nécessaire $A_{nec}(cm^2)$	1.23	12.28	19.19	26.09
Ferraillage adopté	14 $\phi$ 10	14 $\phi$ 12	14 $\phi$ 14	14 $\phi$ 16
Section adoptée $A_o (cm^2)$	10.99	15.83	21.55	28.14

#### II.4.2. Influence de la corrosion sur la section des armatures

Pour étudier l'effet de la corrosion par piqûres sur la section des armatures, nous considérons que le réservoir est implanté dans une zone dite atmosphérique, autrement dit le réservoir n'est pas exposé directement à l'eau de mer, ainsi les embruns transportés par le vent sont les principales sources de chlorures [97]. Ainsi, nous analysons quatre environnements à différents taux d'agressivité aux quels correspondent différentes concentrations d'ions chlorures ( $C_s$ ) (Voir tableau II.3). Les données utilisées pour le modèle de corrosion sont résumées dans le tableau II.4, pour un ciment portland (OPC) avec un dosage de 400 kg/m<sup>3</sup>.

**Tableau II.3: Valeurs moyennes du paramètre ( $C_s$ ) en fonction du milieu [1].**

<b>Environnement</b>	<b>Description</b>	<b><math>C_s (kg/m^3)</math></b>
<b>1</b>	Environnement de faible agressivité	1.80
<b>2</b>	Environnement d'agressivité modérée	3.50
<b>3</b>	Environnement de forte agressivité	5.30
<b>4</b>	Environnement d'extrême agressivité	7.40

**Tableau II.4: Valeurs moyennes des paramètres de corrosion utilisés.**

<b>Variables</b>	<b>Unités</b>	<b>Valeurs</b>	<b>Références</b>
<b>Temperature ambiante T</b>	K	25+273	Liu et Weyers [1]
<b>Résistivité du béton d'enrobage <math>R_b</math></b>	Ohm	1500	Liu et Weyers [1]
<b>Coefficient de diffusion <math>D_0</math></b>	m <sup>2</sup> /s	$7 \cdot 10^{-12}$	Duracrate [2]
<b>Coefficient <math>\alpha</math></b>	-	5.65	Aoues et al. [77]
<b>Concentration critique des chlorures <math>C_{cr}</math></b>	Kg/m <sup>3</sup>	0.5	Duracrate [2]
<b>Facteur <math>k_c</math></b>	-	0.676	Duracrate [2]
<b>Facteur de vieillissement n</b>	-	0.65	Duracrete [2]
<b>Facteur <math>k_t</math></b>	-	0.832	Duracrete [2]
<b>Facteur <math>k_c</math> (28 days)</b>	-	4.445	Duracrete [2]
<b>Temps de cure <math>t_0</math></b>	days	28	Duracrete [2]

#### II.4.2.1. Calcul du temps d'initiation

Le temps d'initiation à la corrosion par piqures est déterminé conformément à la relation (II.16). Les résultats du temps d'initiation à la corrosion par piqures, obtenus pour les différents environnements considérés et pour un enrobage de 40 mm, sont présentés dans le tableau II.5. Ces résultats montrent que l'amorçage de la corrosion est très sensible à l'agressivité du milieu environnant, qui diminue considérablement en passant d'un environnement de faible agressivité à un environnement d'agressivité extrême. Excepté pour l'environnement de faible agressivité, la durée de vie du réservoir est en dessus de la durée de vie prévisionnelle d'un ouvrage de génie civil (50 à 100 ans) Val et al. [97].

**Tableau II.5: Valeurs du temps d'initiation de la corrosion dans chaque environnement.**

<b>Agressivité de l'environnement</b>	<b>tini(ans)</b>
Environnement de faible agressivité	213.0459
Environnement d'agressivité modérée	38.3382
Environnement de forte agressivité	17.9740
Environnement d'extrême agressivité	10.8350

#### II.4.2.2. Calcul du courant de corrosion

Le courant de corrosion  $i_{corr}$  est déterminé par la relation (II.15), pour les différents milieux d'agressivité. Les résultats sont donnés dans le tableau II.6. Il y a lieu de constater que le courant de corrosion augmente des milieux de faible agressivité aux milieux d'agressivité extrême.

Tableau II.6: Valeurs du courant de corrosion dans chaque environnement.

Agressivité de l'environnement	icor(uA/cm2)
Environnement de faible agressivité	0.5350
Environnement d'agressivité modérée	1.1186
Environnement de forte agressivité	1.7435
Environnement d'extrême agressivité	2.4731

### II.4.2.3. Le diamètre résiduel

En considérant les différents enrobages préconisés par le BAEL [98], pour chaque milieu d'agressivité (Cs), en allant d'un enrobage  $c=10$  mm pour un milieu de faible agressivité,  $c=30$  mm pour un milieu de forte agressivité, à un enrobage  $c=50$  mm, pour une agressivité extrême, nous calculons le diamètre résiduel de la barre d'acier  $d_p(t)$  en mm en fonction du temps  $t$  (ans), conformément à la relation (II.14), pour les différents taux d'agressivité et pour chaque zone sismique. Les résultats sont consignés sur les figures (II.4–II.7). Nous constatons qu'en phase d'initiation, le diamètre de la barre reste constant pour les différentes zones sismiques ; la concentration de chlorure à la surface de la barre n'a pas encore atteint le seuil critique, au-delà du temps d'initiation le diamètre de la barre diminue considérablement jusqu'à la corrosion totale de la barre, cette diminution est plus énoncée dans les milieux d'agressivité élevée et extrême.

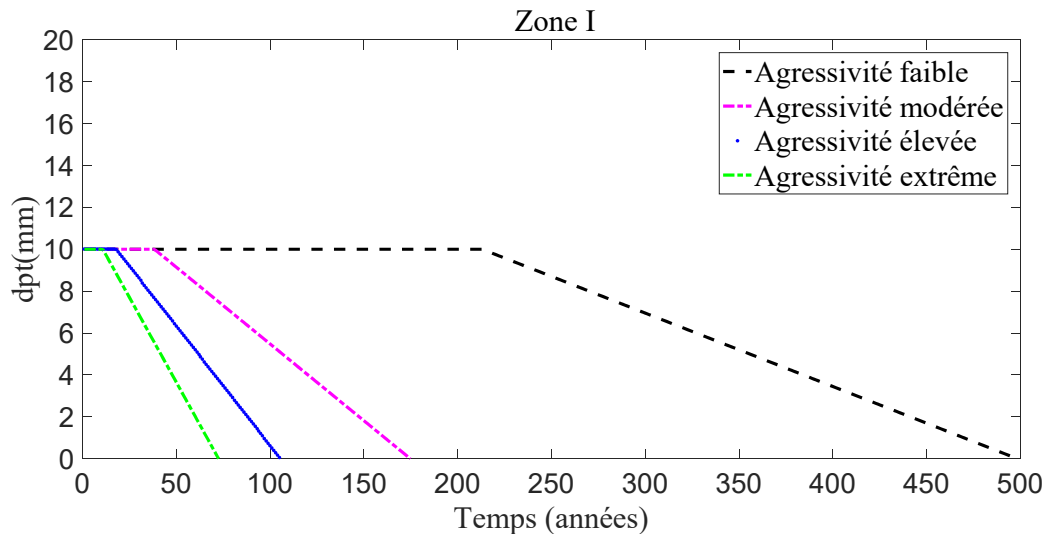


Figure II.4 : Diamètre résiduel en fonction du temps pour différents taux d'agressivité, en zone sismique I.

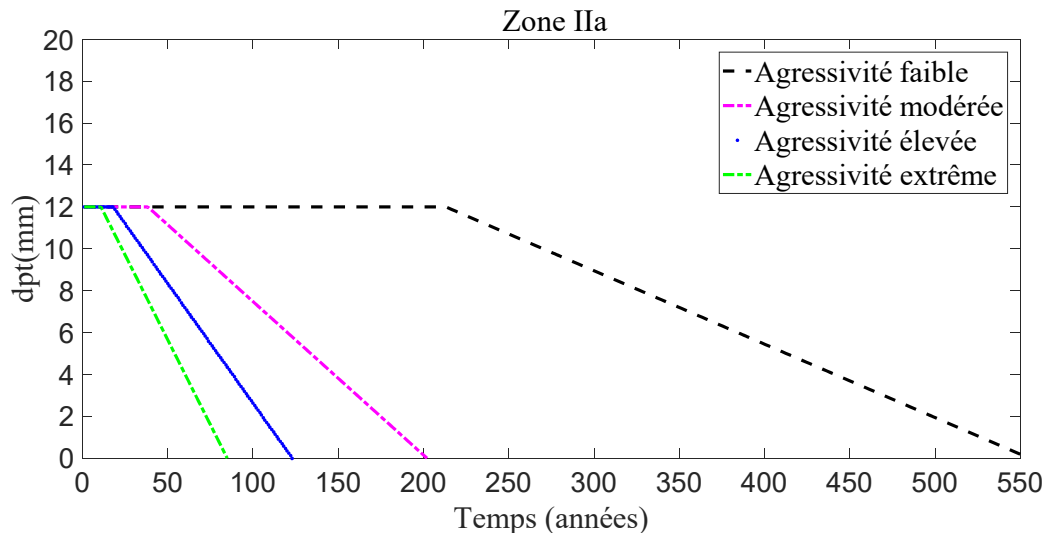


Figure II.5: Diamètre résiduel en fonction du temps pour différents taux d'agressivité, en zone sismique IIa.

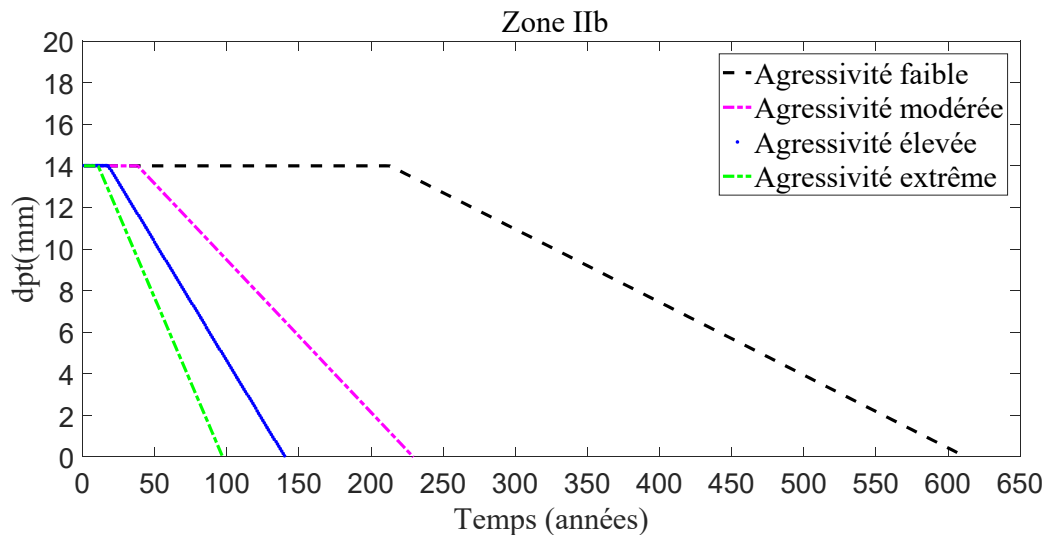


Figure II.6: Diamètre résiduel en fonction du temps pour différents taux d'agressivité, en zone sismique IIb.

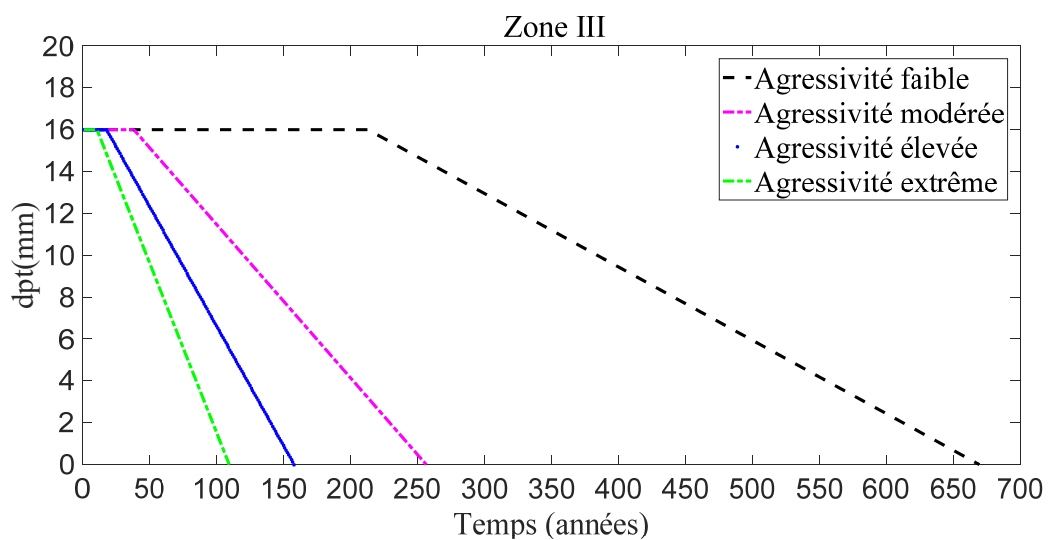


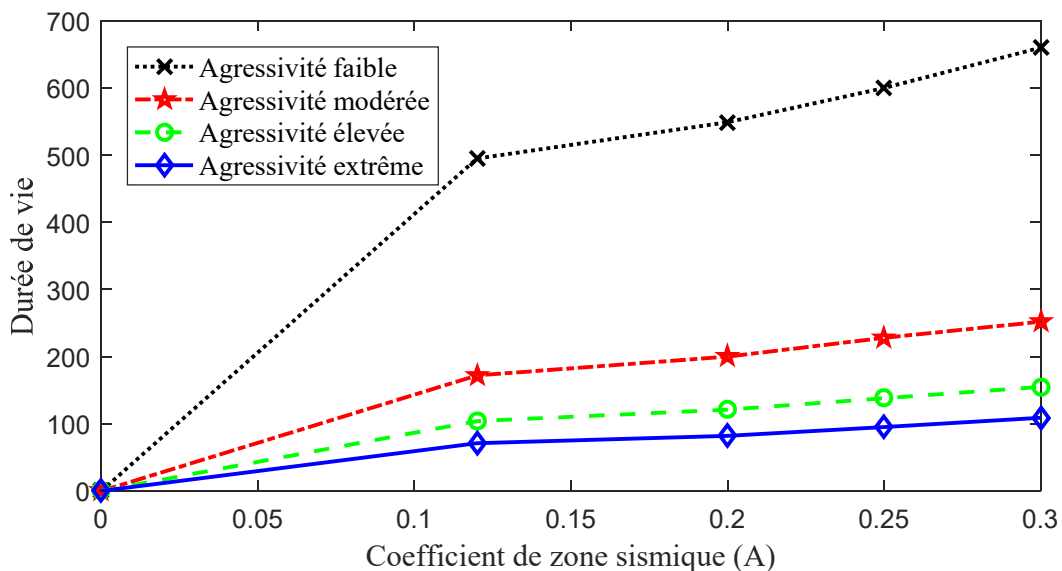
Figure II.7: Diamètre résiduel en fonction du temps pour différents taux d'agressivité, en zone sismique III.

Par ailleurs, à partir des 4 graphiques de la figure II.8, nous pouvons aussi estimer le temps nécessaire pour que les armatures soient entièrement corrodées, et ce pour chaque milieu d'agressivité et pour chaque zone sismique, les résultats sont consignés dans le tableau II.7. En comparant ces résultats, nous concluons que le diamètre résiduel des armatures ainsi que le milieu environnant jouent un rôle très important sur la corrosion des armatures. En effet, en zone de forte sismicité, la corrosion totale de la barre dure plus longtemps par rapport aux autres zones, étant donné que son diamètre est plus important. Par ailleurs, la durée de vie de la barre diminue considérablement en allant d'un milieu de faible agressivité à un milieu d'extrême agressivité, malgré le respect des enrobages préconisés par le BAEL [98].

La figure II.8 met en valeur l'écart important enregistré entre la durée de vie d'un réservoir implanté dans un milieu de faible agressivité et un milieu agressif quel que soit son taux.

**Tableau II.7: Durée de vie de la barre estimée pour chaque milieu d'agressivité et pour chaque zone sismique.**

Durée de vie de la barre (ans)				
Zones sismiques	Milieu d'une agressivité faible	Milieu d'une agressivité modérée	Milieu d'une agressivité élevée	Milieu d'une agressivité extrême
Zone I	495	172	104	71
Zone IIa	549	200	121	82
Zone IIb	600	228	138	95
Zone III	660	252	155	109



**Figure II.8: Durée de vie de la barre d'armatures en fonction des zones sismiques pour différents taux d'agressivité.**

#### II.4.2.4. La section résiduelle

L'évolution dans le temps de la section d'armature résiduelle  $A_s(t)$ , de la bande unitaire la plus tendue, après corrosion est illustrée par les figures (II.9-II.11) pour les différents

environnements et pour chaque zone sismique. Notons que l'intersection de la section d'armature résiduelle avec la section nécessaire correspond au seuil critique au-delà duquel cette section résiduelle devient inférieure à la section nécessaire, entraînant ainsi la défaillance de la structure. Ce seuil critique définit donc, la durée de vie du réservoir. Par ailleurs, la durée de vie des ouvrages de génie civil en fonction de leur catégorie est donnée par le tableau II.8 [97].

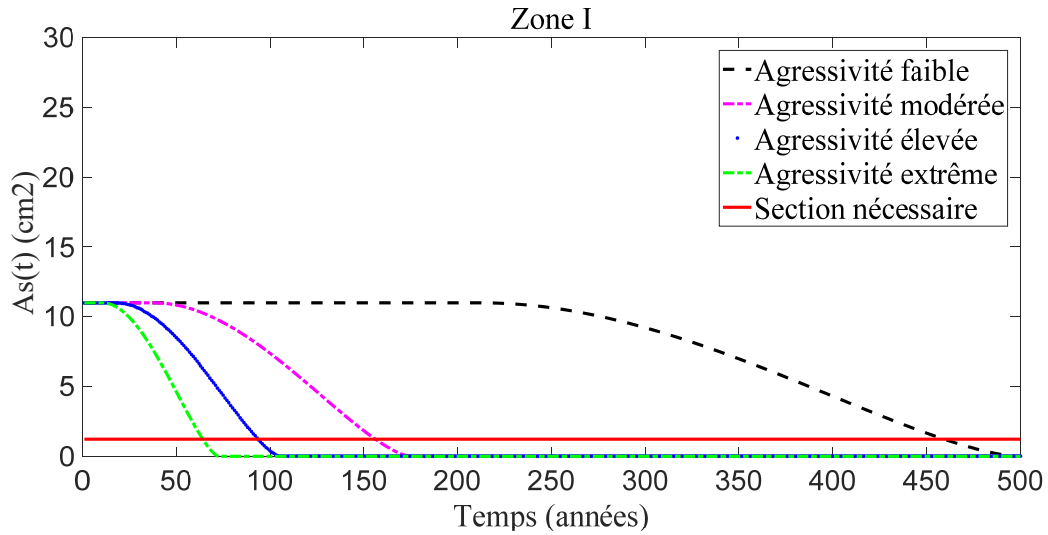


Figure II.9: Evolution de la section d'armatures en fonction du temps pour différents taux d'agressivité, en zone sismique I.

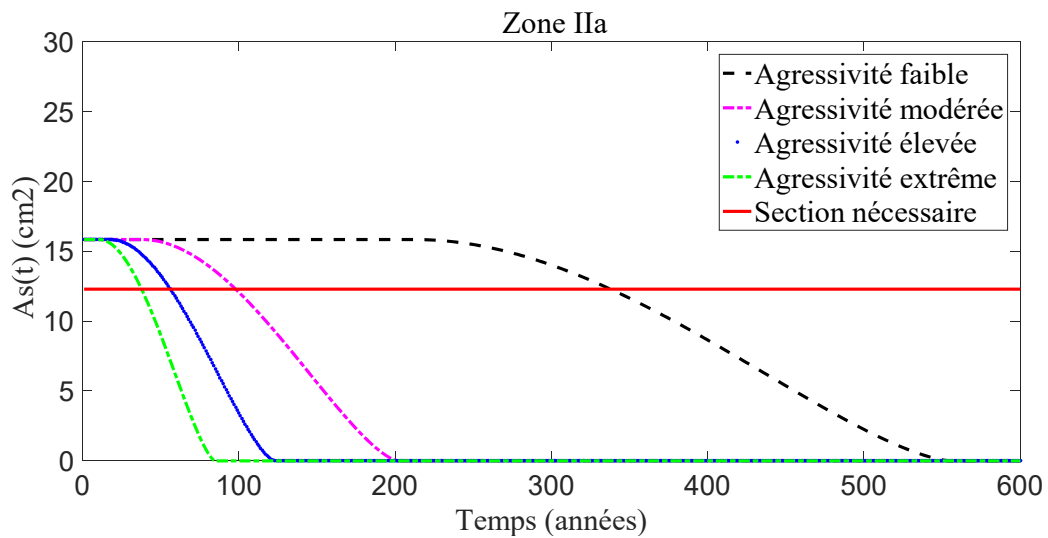


Figure II.10: Evolution de la section d'armatures en fonction du temps pour différents taux d'agressivité, en zone sismique III.

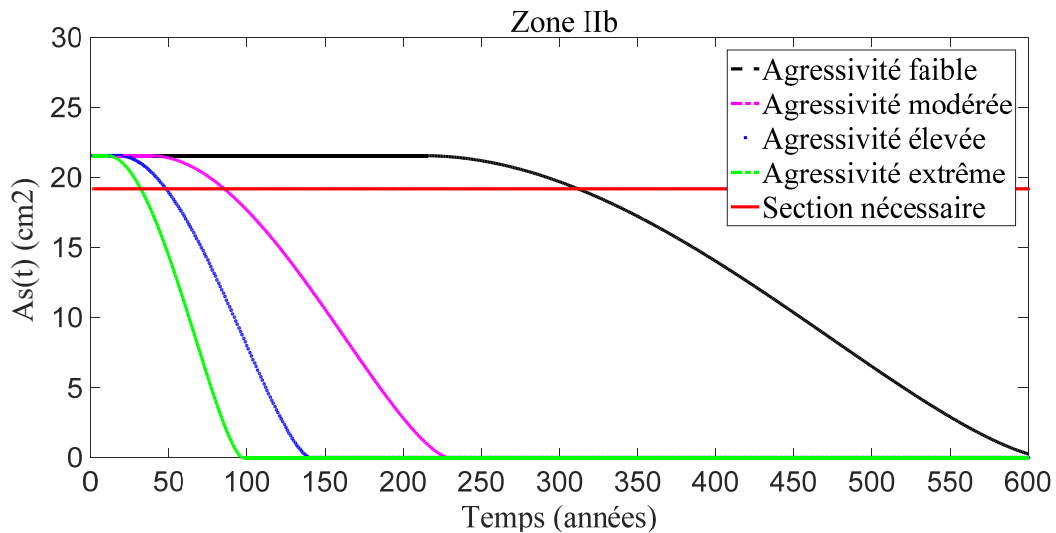


Figure II.11: Evolution de la section d'armatures en fonction du temps pour différents taux d'agressivité, en zone sismique III.

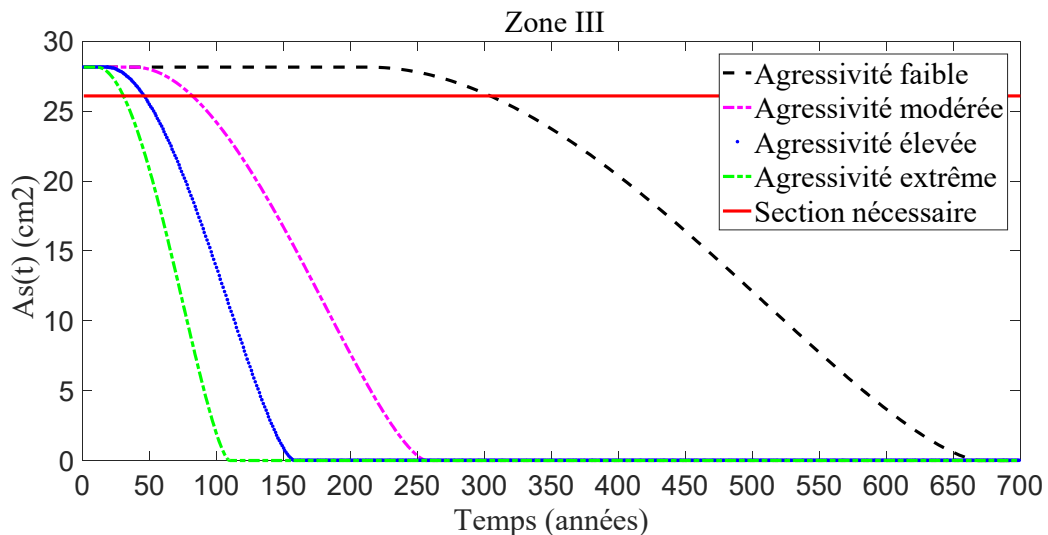


Figure II.12 : Evolution de la section d'armatures en fonction du temps pour différents taux d'agressivité, en zone sismique III.

**Tableau II.8: Durée de vie des constructions par catégories [97].**

Catégorie d'ouvrage	Durée de vie (ans)
Ouvrages provisoires	< 30
Bâtiments	de 30 à 50
<b>Ouvrage de génie civil</b>	<b>de 50 à 100</b>
Grands ouvrages	de 100 à 150
Ouvrages dit exceptionnels	> 120

En se basant sur l'estimation de Val et al. [97], nous proposons dans le tableau II.9 une classification de la durée de vie du réservoir, répartie en trois niveaux de sureté, à savoir : très bonne, bonne et critique.

**Tableau II.9: Classification de la durée de vie.**

Niveau de sureté	Rouge	Orange	Vert
Durée de vie (en années)	1 - 49	50 - 100	≥ 100
Estimation de la durée de vie	Critique	Bonne	Très bonne

Pour interpréter les résultats des figures (II.9-II.12), un récapitulatif de l'intersection de la courbe de la section résiduelle avec la courbe de la section nécessaire est donnée dans le tableau II.10, et ce en fonction de l'agressivité de l'environnement et de la zone sismique.

**Tableau II.10: Durée de vie du réservoir en fonction de l'agressivité de l'environnement et de la zone sismique.**

Milieu à agressivité				
Zones sismiques	faible	modérée	élevée	extrême
Zone I	460	155	94	63
Zone IIa	338	100	59	39
Zone IIb	314	91	52	33
Zone III	306	87	50	30

Nous constatons que :

- la diminution de la section d'acier, entraînée par la corrosion, influence sur la capacité structurale de l'ouvrage et donc de sa durabilité qui dépend principalement du niveau d'agressivité du milieu (la concentration en ions chlorures)
- La durée de vie du réservoir dépasse largement la durée prévisionnelle dans un environnement de faible agressivité quel que soit la zone sismique, et dans un environnement d'agressivité modérée pour la zone de faible à moyenne sismicité et dans un environnement d'agressivité élevée pour une zone de faible sismicité.
- Notre réservoir est fiable dans des milieux d'une agressivité faible et modérée, d'une durée de vie supérieure à 100 ans.
- La durée de vie de notre ouvrage diminue considérablement dans un environnement d'agressivité élevé et s'éloigne de sa durée de vie prévisionnelle dictée par les règlements (50 ans) dans un environnement d'agressivité extrême dans les zones de sismicité moyenne, élevée et très élevée.
- Notre réservoir ne convient pas aux conditions environnementales d'une agressivité extrêmes (en contact direct avec l'eau de mer), il n'est donc pas adapté pour ce milieu.

Il est à noter que les résultats présentés ci-dessus sont obtenus pour des valeurs fixes des paramètres de calcul de la corrosion des armatures, tels que l'enrobage du béton, le coefficient de diffusion, la concentration critique des ions chlorures, la température environnante et la

résistivité du béton. Il serait intéressant de varier ces différents paramètres afin d'étudier leurs influences pour mieux maîtriser cette durabilité.

## **II.5. Influence des différents paramètres sur la corrosion des aciers de l'ouvrage étudié**

Une telle étude permet de constater l'influence des paramètres de corrosion (enrobage, concentration en ions chlorures, concentration critique, qualité du béton, température, résistivité du béton d'enrobage) sur la durée de vie de notre réservoir. Autrement dit analyser les paramètres qui favorisent l'amorçage et la propagation de la corrosion et les paramètres handicapants.

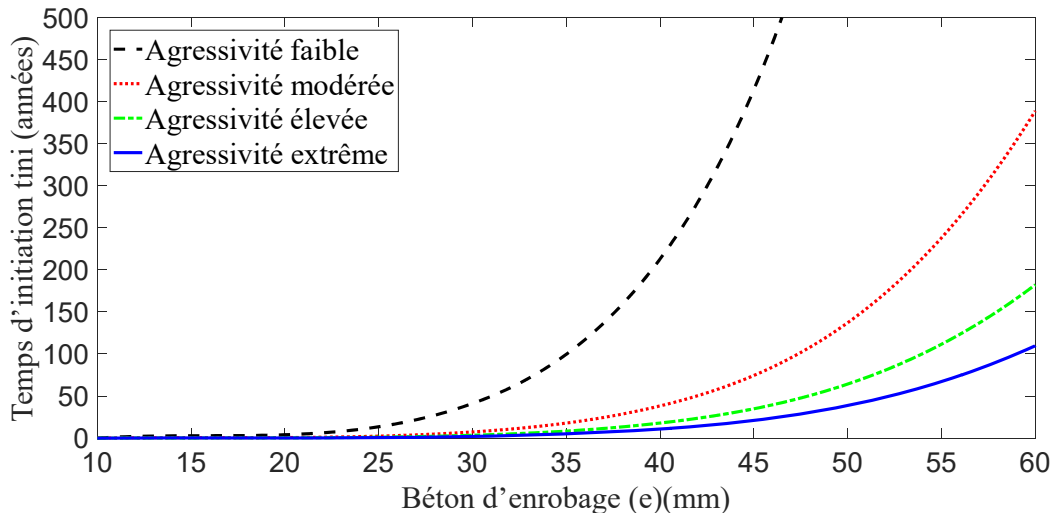
### **II.5.1. Influence de l'enrobage**

Nous avons pensé à étudier l'effet de l'enrobage sur la corrosion, en premier lieu, car ce dernier isole les aciers du milieu extérieur.

Le calcul du temps d'initiation à la corrosion a été effectué moyennant la relation (II.16), les paramètres de calcul ( $K_e$ ,  $T$ ,  $n$ ,  $k_t$ ,  $k_c$ ,  $\alpha$ ,  $D_0$ ,  $C_{cr}$ ,  $C_s$ ) sont tirés des tableaux II.3 et II.4.

La figure II.13 présente l'évolution du temps d'initiation en fonction de l'enrobage pour les environnements de différents taux d'agressivité. Les résultats montrent que le temps d'initiation augmente avec l'augmentation de l'enrobage du béton, quel que soit l'environnement considéré. En effet, pour les quatre environnements ; le temps d'initiation est inférieur à 50 ans pour un enrobage de 30 mm, alors que pour un enrobage de 60 mm l'amorçage de la corrosion dépasse 100 ans même pour un environnement d'extrême agressivité ; ce qui explique clairement que l'enrobage a un effet handicapant sur la capacité des ions chlorures à se diffuser dans le béton.

Ainsi, en augmentant la valeur de l'enrobage, nous pouvons prolonger le temps d'initiation donc augmenter la durée de vie du réservoir. Toutefois, cette augmentation est moins prononcée dans les milieux d'agressivité élevée et encore moins dans le milieu d'agressivité extrême.



**Figure II.13: Evolution du temps d'initiation en fonction de l'enrobage, pour différents environnements.**

Dans la pratique, et comme mesures de dispositions constructives, l'ingénieur civil se réfère aux standards du BAEL [98], pour fixer l'enrobage en fonction de l'agressivité de l'environnement, telle qu'illustrée dans le tableau II.11. Le temps d'initiation pour chaque enrobage recommandé par le BAEL [98], et déduit à partir des figures (II.9-II.12), est très court surtout dans les environnements de forte et de faible agressivité (tableau II.11). Nous concluons que ces enrobages sont insuffisants pour protéger les armatures de la pénétration des ions chlorures et par conséquent de la corrosion. Notons aussi que le milieu d'environnement modéré n'est pas pris en considération dans ces standards, alors que c'est le cas où la structure est située entre 0.1 km à 3 km de la côte sans contact direct avec l'eau de mer [73]. Le BEAL 99 devrait proposer un autre enrobage pour ce milieu d'agressivité modérée.

**Tableau II.11: Valeurs moyennes des paramètres ( $C_s$  et  $e$ ) en fonction de l'environnement [1, 98].**

Environnement	Description of the environment	$C_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	$e$ (mm)	$t_{ini}$ (ans)
1	Environnement de faible agressivité	1.8	10	0,1
2	Environnement de forte agressivité	5.30	30	3
3	Environnement d'extrême agressivité	7.40	50	39

L'évolution en fonction du temps de la section d'armature résiduelle  $A_s(t)$  de la bande unitaire la plus tendue, pour les environnements considérés et pour les différents enrobages préconisés par le BAEL [98], est représentée sur les figures (II.14-II.17) pour les différentes zones sismiques.

En analysant le seuil critique de corrosion, nous constatons que :

- La propagation de la corrosion est accélérée et que le réservoir rentre dans la défaillance à moins de 10 ans dans un environnement de faible agressivité (figure II.14), et moins de 30 ans dans un environnement d'agressivité élevée pour les zones IIa, IIb et III (figure II.15 ; figure II.16 ; figure II.17) ce qui confirme que les enrobages préconisés par le BAEL [98] sont insuffisants pour protéger la structure.
- Pour la zone I, la durée de vie est inférieure à 10 ans et 50 ans respectivement dans les environnements de faible et de forte agressivité (figure II.14) ; nous concluons que l'enrobage recommandé est insuffisant pour assurer le bon fonctionnement de la structure.
- Pour un environnement d'agressivité extrême, un enrobage de 5 cm, préconisé est suffisant pour assurer la durée de vie prévisionnelle d'une telle structure, étant donné que le seuil critique a été enregistré à 75 ans pour les zones IIa, IIb et III (figure II.15 ; figure II.16 ; figure II.17), et à 117 pour la zone I (figure II.14).

Etant donné que les résultats observés pour les deux zones sismiques sont presque similaires, nous retenons pour la suite de notre analyse la zone très élevée (zone III).

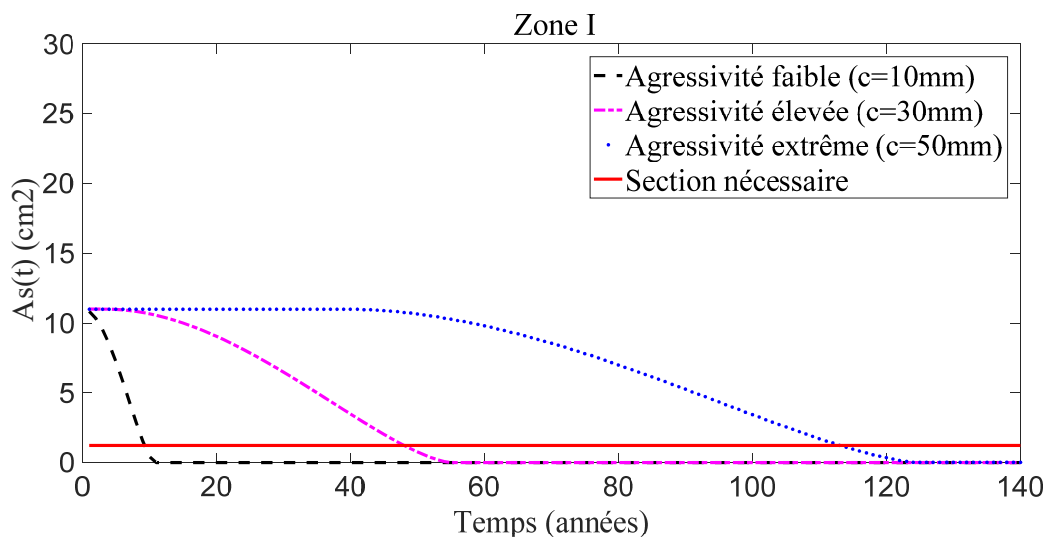


Figure II.14: Evolution de la section d'armatures pour différents enrobages préconisés par le BAEL, en zone sismique I.

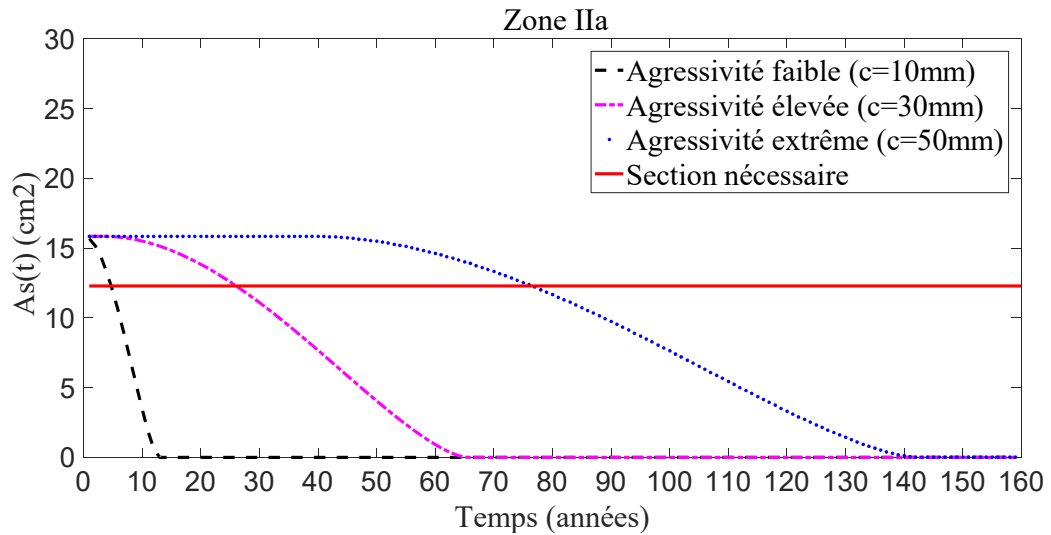


Figure II.15: Evolution de la section d'armatures pour différents enrobages préconisés par le BAEL, en zone sismique IIa.

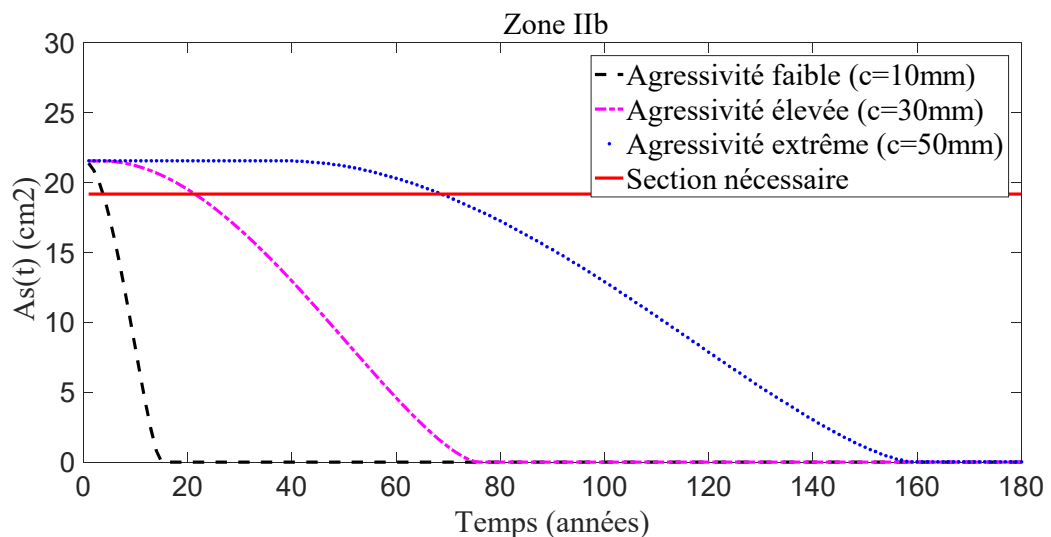


Figure II.16: Evolution de la section d'armatures pour différents enrobages préconisés par le BAEL, en zone sismique IIb.

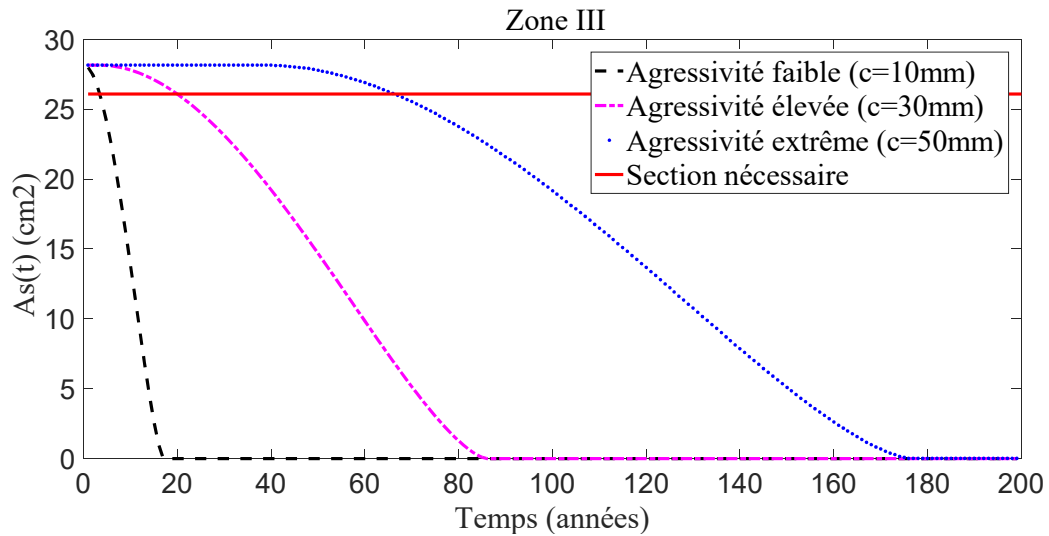
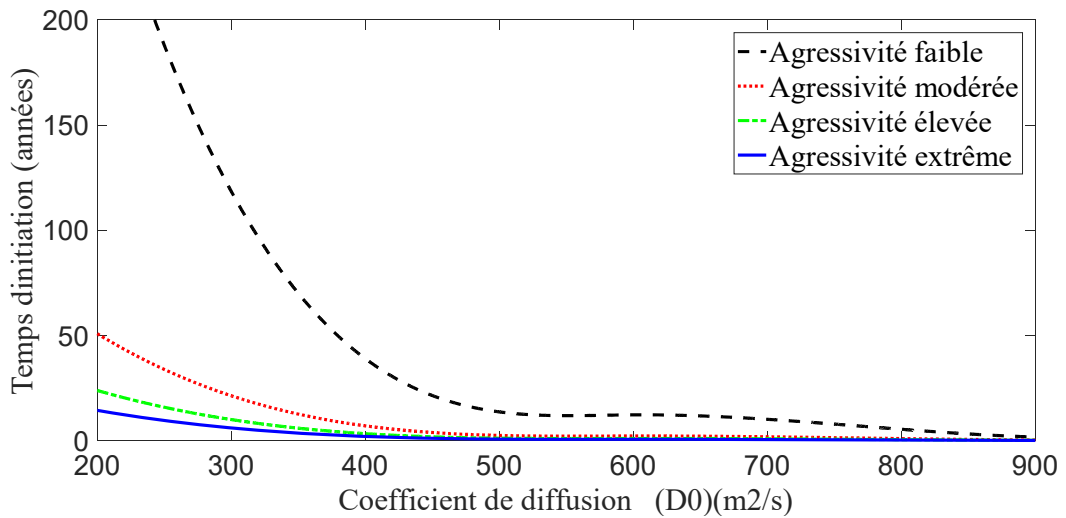


Figure II.17: Evolution de la section d'armatures pour différents enrobages préconisés par le BAEL, en zone sismique III.

### II.5.2. Effet du coefficient de diffusion

Pour étudier l'effet du coefficient de diffusion noté  $D_0$ , nous nous référons aux valeurs définies par Duracrate [2] en fonction du dosage en ciment et du rapport E/C. Ces valeurs varient de  $200 \text{ mm}^2/\text{an}$  à  $800 \text{ mm}^2/\text{an}$  respectivement pour un bon et un mauvais béton. Les autres paramètres de calcul sont fixés et tirés des tableaux II.3 et II.4 et la valeur de l'enrobage est prise égale à 40mm. L'évolution du temps d'initiation en fonction du coefficient de diffusion est illustrée par la figure II.18 pour les environnements considérés et pour un enrobage de 40 mm. Nous remarquons que pour un coefficient de diffusion inférieur à  $500 \text{ mm}^2/\text{an}$ , le temps d'initiation diminue avec l'accroissement de l'agressivité du milieu. Toutefois, au-delà de  $500 \text{ mm}^2/\text{an}$ , et à l'exception de l'environnement de faible agressivité, l'amorçage de la corrosion est immédiat dans les trois autres environnements. En effet, les travaux de recherche de Hobbs [99] ont montré que le coefficient de diffusion est fonction principalement du rapport E/C lequel a une très grande influence sur la porosité du béton. Plus le coefficient de diffusion est important, plus la porosité du béton est grande, facilitant ainsi la pénétration des éléments agressifs pour accélérer la corrosion de l'armature.



**Figure II.18: Effet du coefficient de diffusion et de la concentration des ions chlorures sur le temps d'initiation de la corrosion.**

L'évolution de la section d'armatures résiduelle dans le temps pour différents coefficients de diffusion est représentée sur les figures (II.19-II.22) pour les quatre environnements considérés. Nous constatons que la propagation de la corrosion s'atténue avec la diminution de coefficient de diffusion. La durée de vie du réservoir est approximativement de 400 ans en milieu de faible agressivité (figure II.19). Cette agressivité diminue au fur et à mesure que l'agressivité du milieu augmente (figure II.20 ; figure II.21 ; figure II.22) ; en effet, en milieux d'agressivité extrême (figure II.19), elle reste inférieure à la durée prévisionnelle de 50 ans, quel que soit les valeurs du coefficient de diffusion. Ce qui explique qu'en milieu agressif, pour augmenter la durée de vie de la structure il est nécessaire de réduire la porosité capillaire du béton en réduisant le rapport E/C.

Dans la pratique, une cure du béton soignée améliore considérablement l'imperméabilisation de la peau du béton en surface.

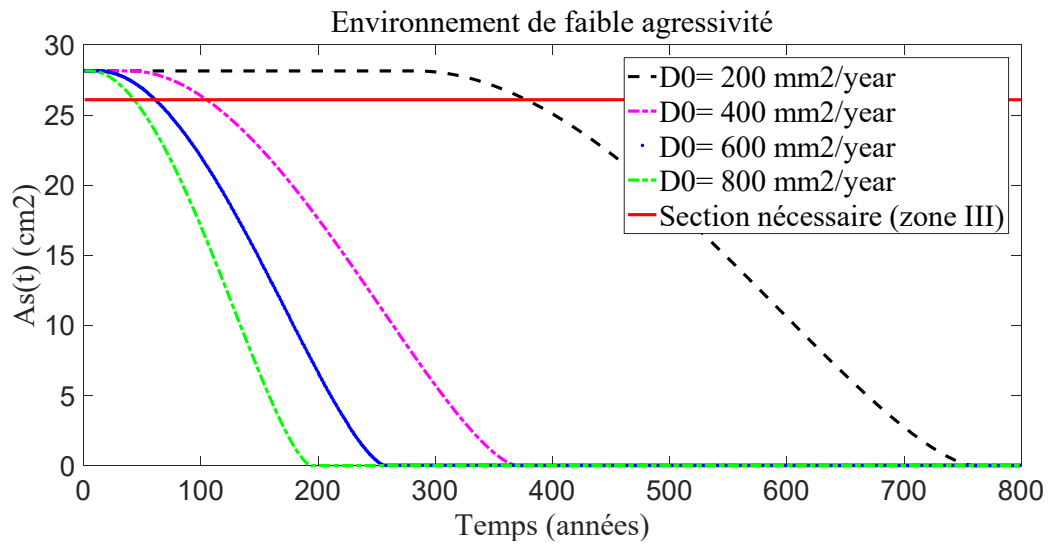


Figure II.19: Section d'armatures pour différents coefficients de diffusion, pour un environnement de faible agressivité.

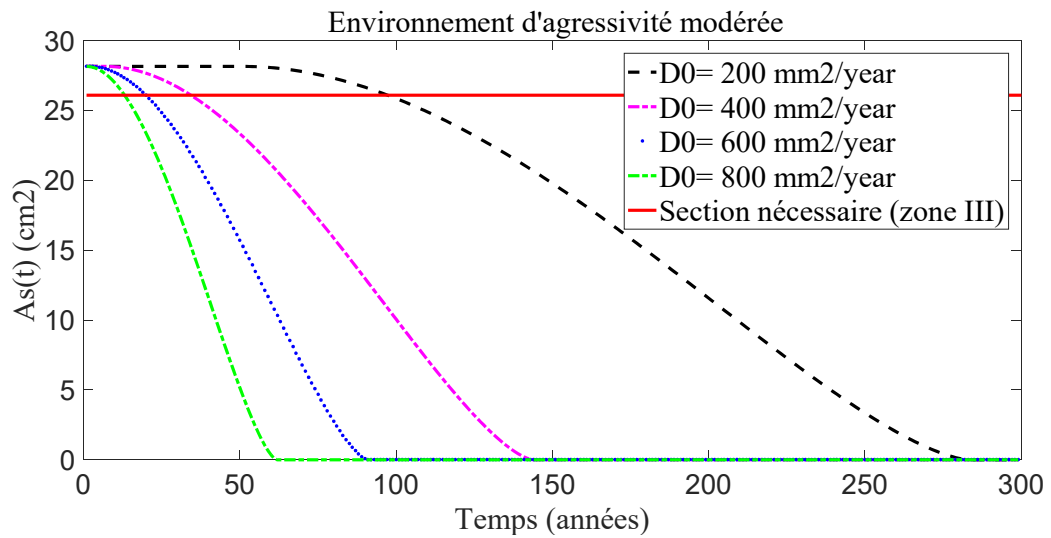


Figure II.20: Section d'armatures pour différents coefficients de diffusion, pour un environnement d'agressivité modérée.

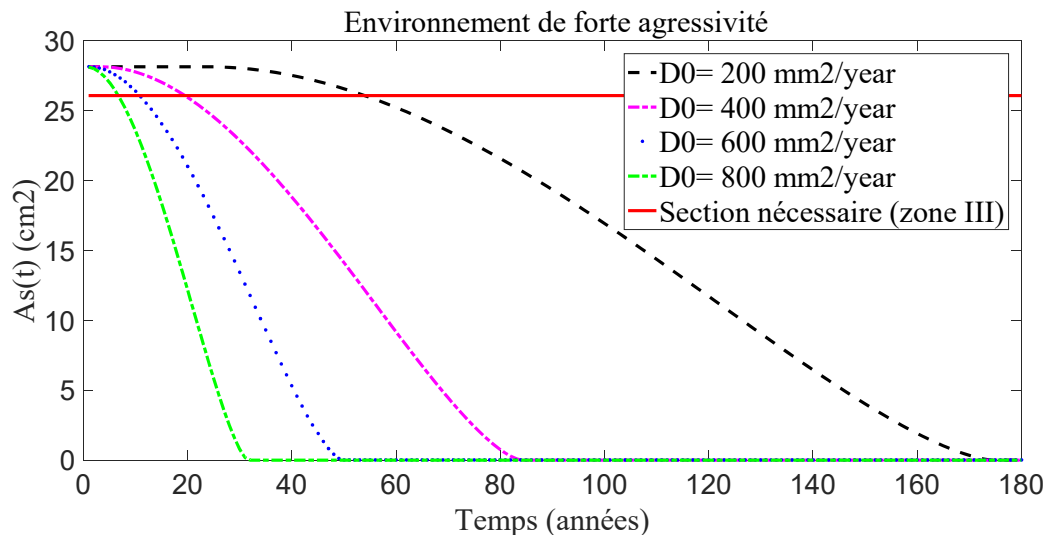


Figure II.21: Section d'armatures pour différents coefficients de diffusion, pour un environnement de forte agressivité.

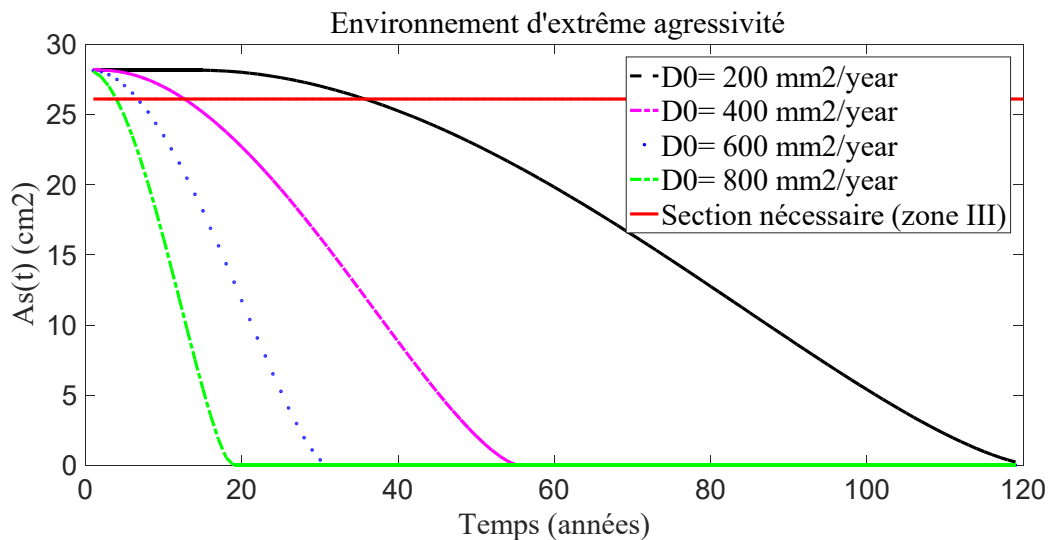


Figure II.22: Section d'armatures pour différents coefficients de diffusion, pour un environnement d'extrême agressivité.

### II.5.3. Influence de la qualité du béton

La qualité du béton est liée au dosage en ciment ; plus le dosage en ciment est élevé, plus la résistance du béton est élevée. Pour étudier l'impact du dosage en ciment sur le temps d'initiation à la corrosion par piqûre et sur la durée de vie du réservoir, nous avons combiné deux paramètres dépendant du dosage en ciment selon la littérature, à savoir le coefficient de diffusion et la concentration critique des ions chlorures. A cet effet, [2] Duracrate propose des valeurs du coefficient de diffusion en fonction du dosage de ciment (tableau II.12). Quant à la teneur maximale en ions chlorures ( $C_{cr}$ ), elle est donnée en fonction du dosage de ciment, par la formule proposée par la norme Française EN 206 [74]:

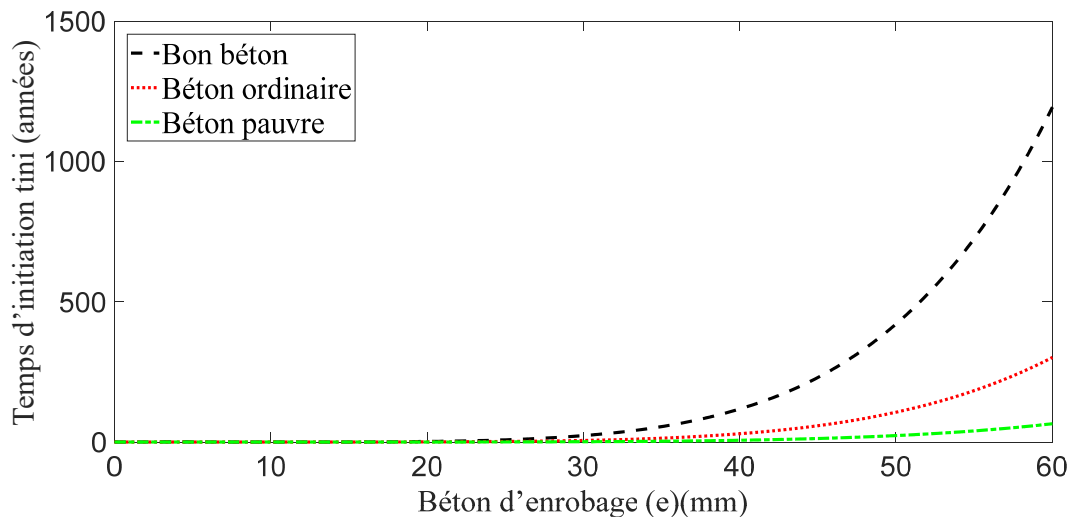
$$C_{cr} = 0.2 \% C \quad (II.12)$$

Le temps d'initiation (tableau II.12) est calculé pour chaque dosage en ciment portland en considérant un enrobage de 40 mm et un environnement d'agressivité modérée. Le temps d'initiation augmente avec le dosage en ciment et la concentration critique des ions chlorures. Cette augmentation correspond à une diminution du coefficient de diffusion. Ce dernier diminue à mesure que la qualité du béton augmente, ce qui permet de limiter la pénétration des chlorures et par conséquent le risque de corrosion.

**Tableau II.12: Valeurs moyennes de la concentration critique en ions chlorures et le coefficient de diffusion pour chaque qualité du béton [2, 74].**

Qualité du béton	C (kg/m <sup>3</sup> )	D <sub>0</sub> (10 <sup>-12</sup> m <sup>2</sup> /s)	e (mm)	C <sub>cr</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	t <sub>ini</sub> (années)
Béton pauvre	300	15	40	0.6	6.44
Béton ordinaire	350	10	40	0.7	29.74
Bon béton	400	7	40	0.8	117.72

L'évolution du temps d'initiation en fonction de l'enrobage est illustrée par la figure II.23 pour différentes qualités du béton. Nous constatons qu'au-delà d'un enrobage de 30 mm, le temps d'initiation augmente avec l'augmentation de l'enrobage du béton. Cependant, cette augmentation est plus énoncée pour un béton de meilleure qualité. Toutefois, pour un enrobage inférieur à 30 mm, l'amorçage de la corrosion est immédiat pour les différentes qualités du béton. Ainsi l'amorçage de la corrosion des armatures est subordonné à l'emploi d'un enrobage adéquat, et à une meilleure qualité du béton, qui est régit par l'augmentation du dosage en ciment, l'augmentation de la concentration critique et la diminution du coefficient de diffusion.



**Figure II.23: Effet de l'enrobage, la concentration critique et du coefficient de diffusion sur le temps d'initiation de la corrosion.**

Les figures (II.24-II.27) représentent la variation temporelle de la section d'armature résiduelle pour différentes qualités du béton dans pour les quatre environnements de différents

taux d'agressivité. Nous notons que la propagation de la corrosion est ralentie avec l'augmentation du dosage en ciment. Toutefois, pour une même qualité du béton, la durée de vie du réservoir en milieu d'agressivité modérée (figure II.25) est deux fois supérieure à celle d'un réservoir évoluant en milieu d'agressivité extrême (figure II.27). Pour un environnement de faible agressivité (figure II.26) la section nécessaire est atteinte au bout de 120 ans dans le cas d'un mauvais béton et 1700 ans pour un bon béton, ce qui montre l'importance du respect du dosage en ciment et son influence sur l'évolution de la corrosion. Par ailleurs, il est important de rappeler que [96] Fascicule 74 impose aux réservoirs un dosage de  $400 \text{ kg/m}^3$ , contrairement aux structures civiles et industrielles où la prescription est de  $350 \text{ kg/m}^3$  dans un milieu non agressif.

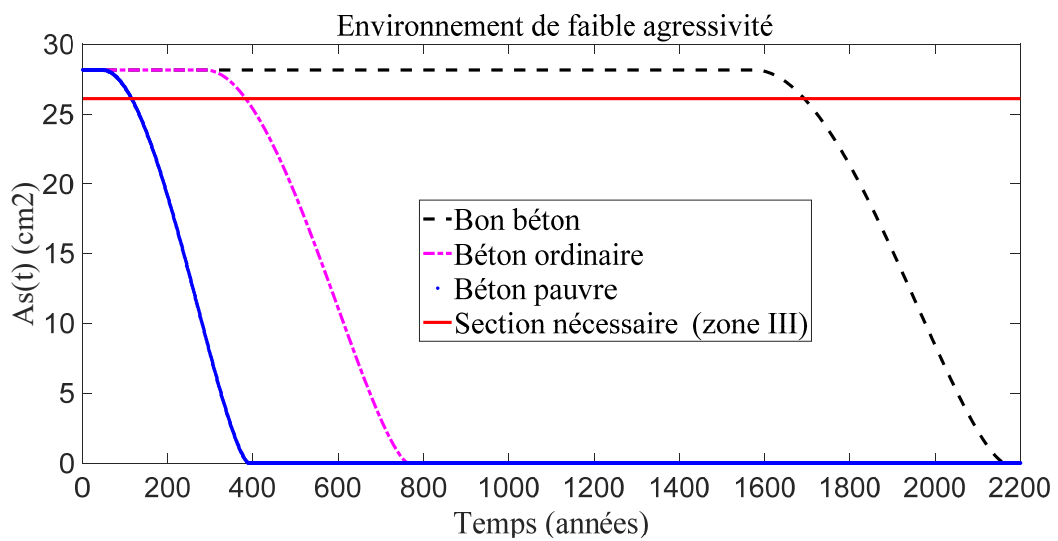


Figure II.24 : : Section d'armatures pour différents coefficients de diffusion, pour un environnement de faible agressivité.

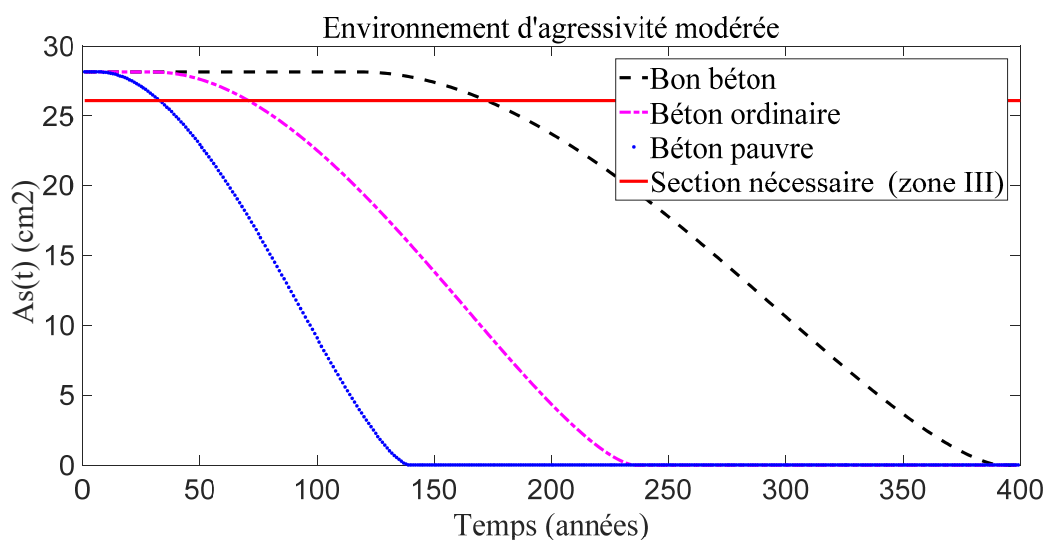


Figure II.25 : : Section d'armatures pour différents coefficients de diffusion, pour un environnement d'agressivité modérée.

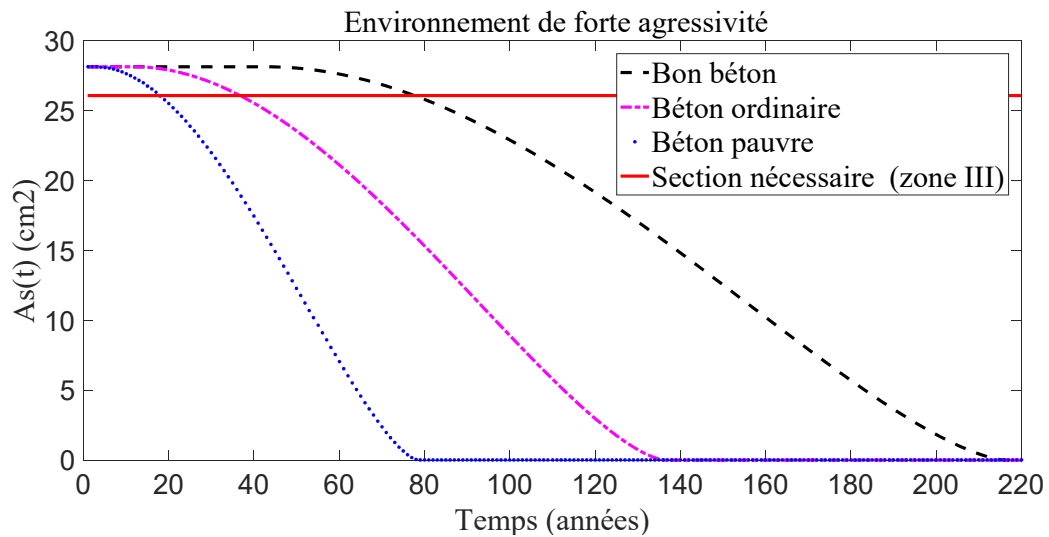


Figure II.26: Section d'armatures pour différents coefficients de diffusion, pour un environnement de forte agressivité.

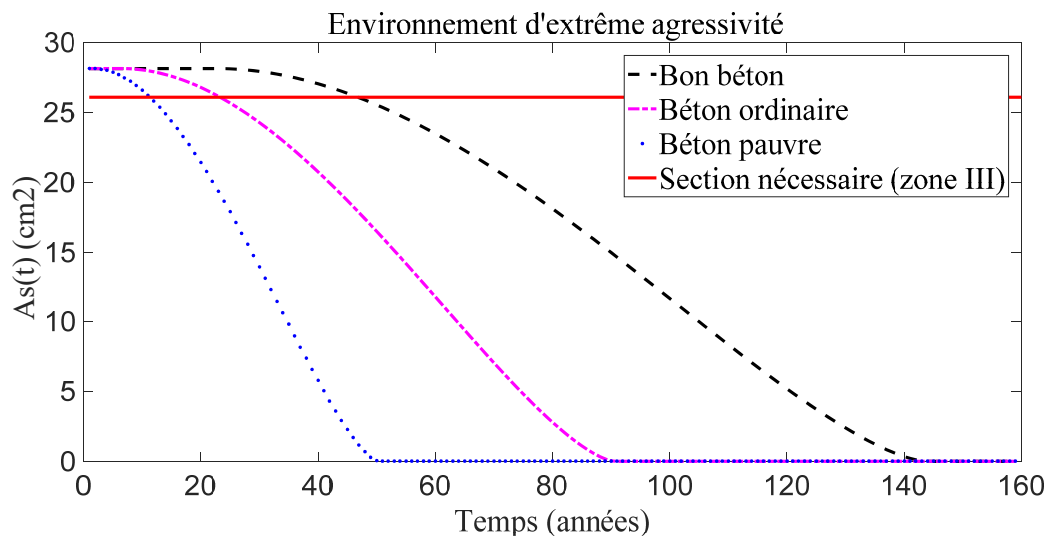


Figure II.27 : : Section d'armatures pour différents coefficients de diffusion, pour un environnement d'extrême agressivité.

#### II.5.4. Effet de la concentration critique des chlorures

La présence des ions  $Cl^-$  au voisinage des aciers n'induit pas automatiquement une corrosion de ces derniers. Une accumulation des chlorures jusqu'à l'atteinte de la concentration critique au voisinage des armatures est nécessaire pour que la couche passive qui protège les aciers se rompe et que la corrosion s'amorce [100]. La figure II.28 donne le temps d'initiation à la corrosion en fonction de la concentration critique des ions chlorures au voisinage des armatures pour des environnements de différentes agressivités et pour un enrobage de 40 mm. Le temps d'initiation augmente avec l'augmentation de la concentration critique, ce qui permet de ralentir l'amorçage de la corrosion. Toutefois, nous notons que cette augmentation est moins prononcée

dans les environnements d'agressivité élevée et extrême, alors que pour ces deux environnements la concentration critique des ions chlorures est importante.

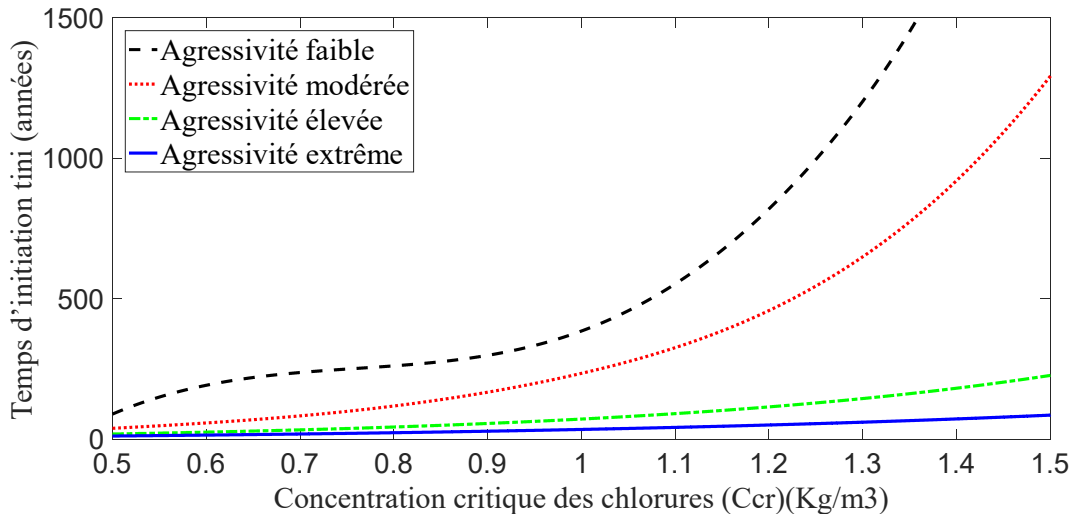


Figure II.28: Effet de la concentration critique et de la concentration des ions chlorures sur le temps d'initiation de la corrosion.

L'évolution de la section d'armatures résiduelle pour différentes valeurs de concentration critique des ions chlorures est présentée sur les figures (II.29-II.32) pour les différents environnements considérés. Nous constatons que la durée de vie du réservoir est d'autant plus allongée que la concentration critique des ions chlorures est importante. Toutefois, dans l'environnement d'agressivité extrême (figure II. 32), la durée de vie reste très courte comparée aux autres environnements d'agressivité moins agressive. Notons que pour les concentrations critiques de  $0.5 \text{ kg/m}^3$  et  $0.75 \text{ kg/m}^3$ , la durée de vie prévisionnelle n'est pas atteinte (figure 32).

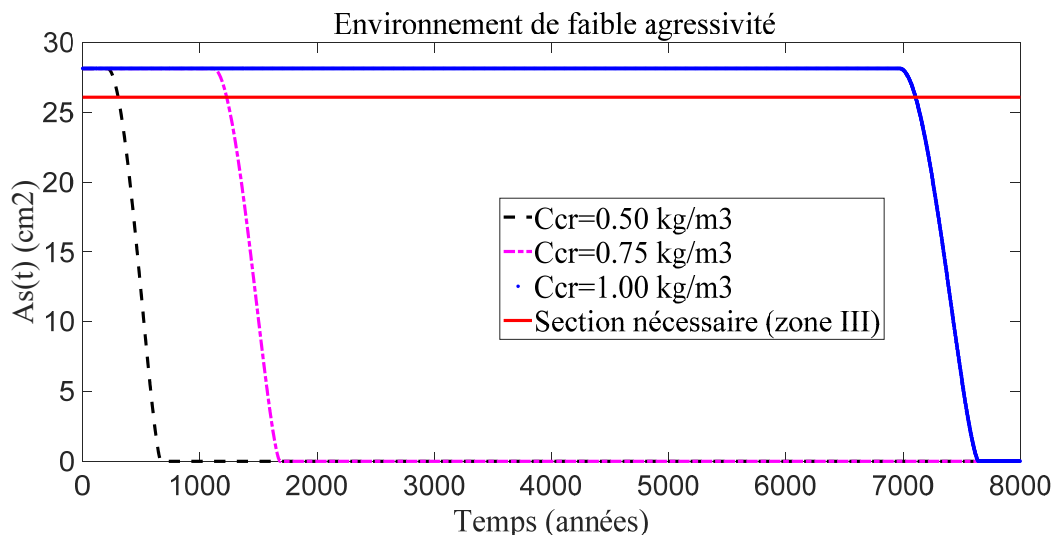


Figure II.29 : Section d'armatures résiduelle pour différentes valeurs de la concentration critique, pour un environnement de faible agressivité.

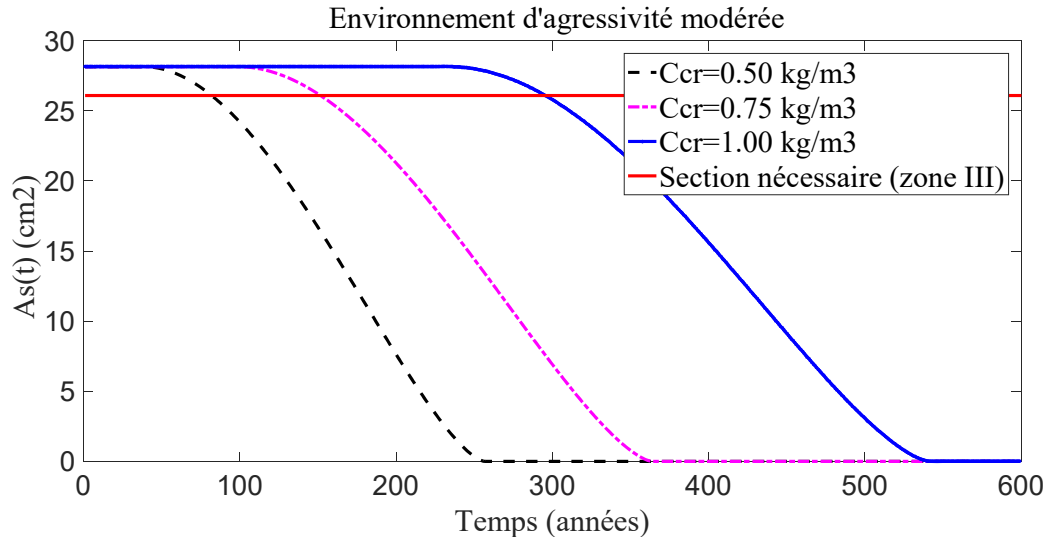


Figure II.30 : Section d'armatures résiduelle pour différentes valeurs de la concentration critique, pour un environnement d'agressivité modérée.

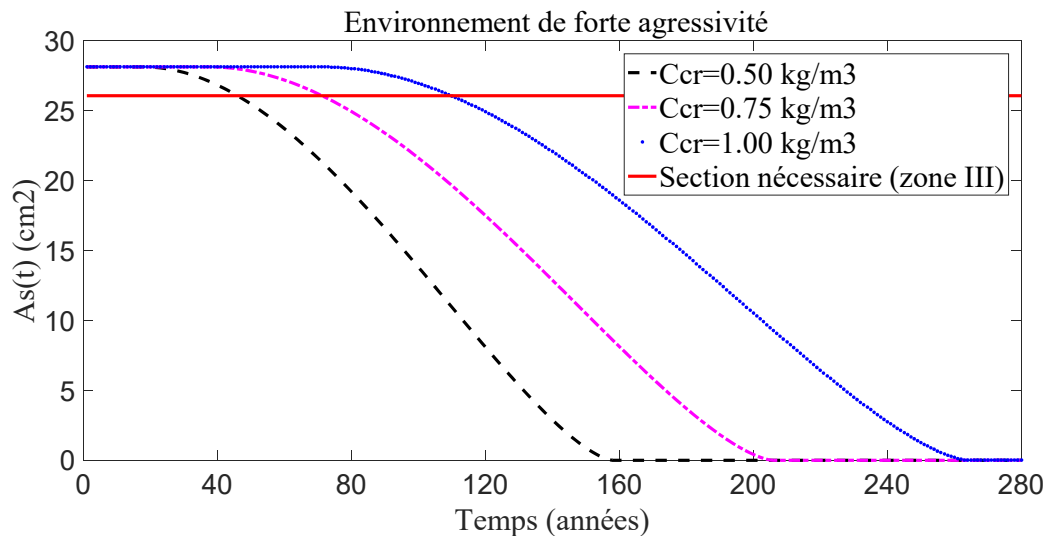


Figure II.31 : Section d'armatures résiduelle pour différentes valeurs de la concentration critique, pour un environnement de forte agressivité.

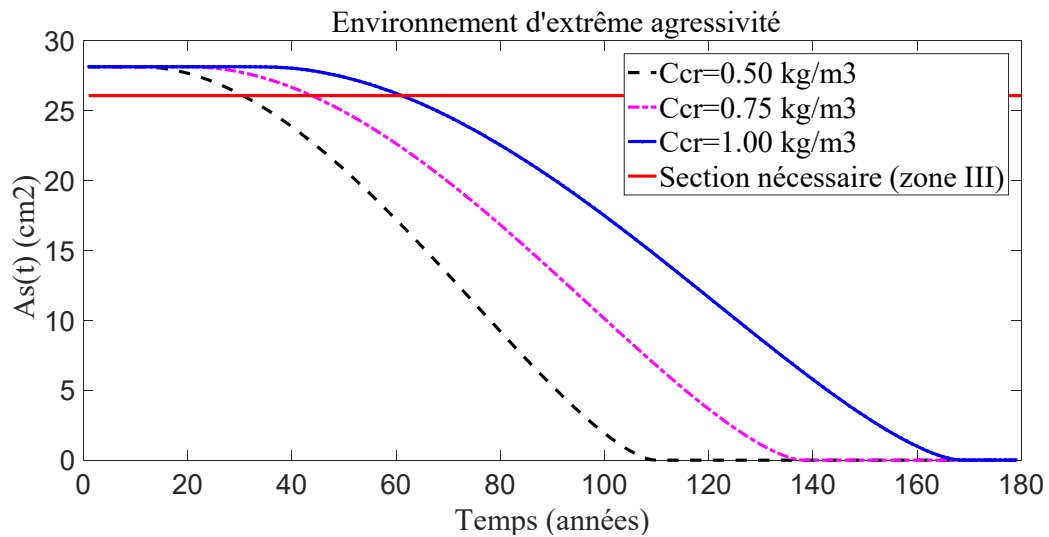


Figure II.32: Section d'armatures résiduelle pour différentes valeurs de la concentration critique, pour un environnement d'extrême agressivité.

### II.5.5. Effet de la température

Il est connu que la température favorise le processus de la corrosion [13]. En effet d'après Liu et Weyers [1], une augmentation de la température accroît la vitesse de corrosion. Ce phénomène peut s'expliquer d'une part par le fait que les processus anodiques (oxydations des composants de l'acier) et cathodiques (réduction des protons en milieu acide) sont activés thermiquement. Il en résulte un courant d'échange, c'est-à-dire une vitesse de corrosion augmentant avec la température. Une élévation de 10 à 20 °C multiplie par presque deux la vitesse ou le taux de corrosion en situation de corrosion active [101], cette dernière est plus prononcée dans un environnement d'extrême agressivité, comme s'est illustré en tableau II.13. Pour cette raison, nous avons jugé utile d'évaluer la vitesse de corrosion à différentes températures pour les différents environnements (figure II.33). Nous constatons que la vitesse de corrosion augmente avec l'augmentation de la température. Celle-ci favorise la propagation de la corrosion et augmente la diffusivité des ions chlorures. Pour une température donnée, le taux de corrosion est plus prononcé dans les milieux d'agressivité élevée et extrême.

Tableau II.13: Valeurs moyennes de la vitesse de corrosion, en fonction de la température, pour différents taux d'agressivité.

Taux d'agressivité	Température (°C)				
	0	10	20	30	40
Faible	0.2106	0.3119	0.4497	0.6328	0.8714
Modérée	0.4403	0.6521	0.9402	1.3233	1.8221
fort	0.6863	1.0164	1.4654	2.0625	2.8400
Extrême	0.9735	1.4417	2.0787	2.9256	4.0285

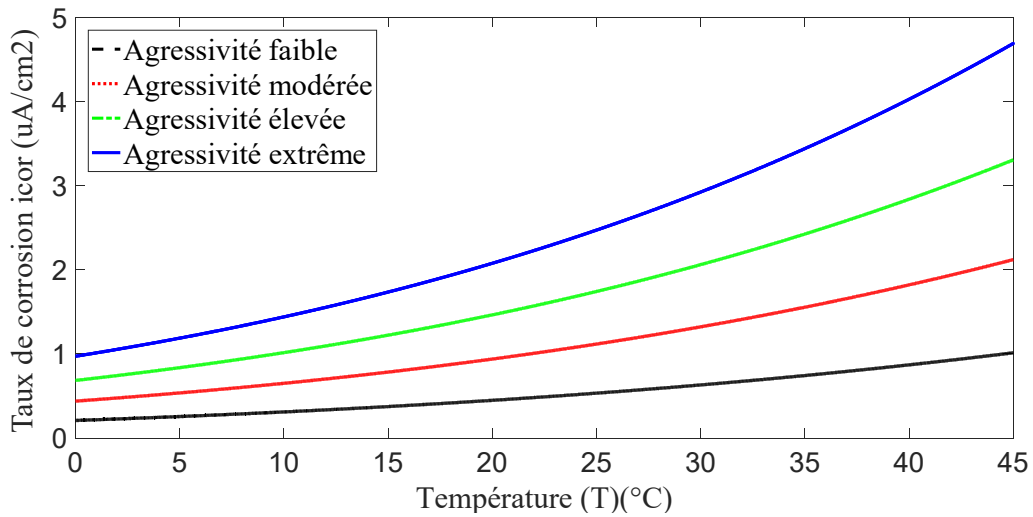


Figure II.33: Effet de la Température sur la vitesse de corrosion pour les différentes concentrations des ions chlorures.

L'évolution de la section d'armatures résiduelle dans les quatre environnements considérés est illustrée par les figures (II.34-II.37) pour différentes valeurs de température. Les courbes montrent que l'augmentation de la température accélère la propagation de la corrosion suite à l'augmentation de la diffusivité des chlorures surtout dans un milieu d'agressivité extrême où la présence des chlorures est importante (figure II.37) ; ce qui induit la réduction de la durée de vie de la structure.

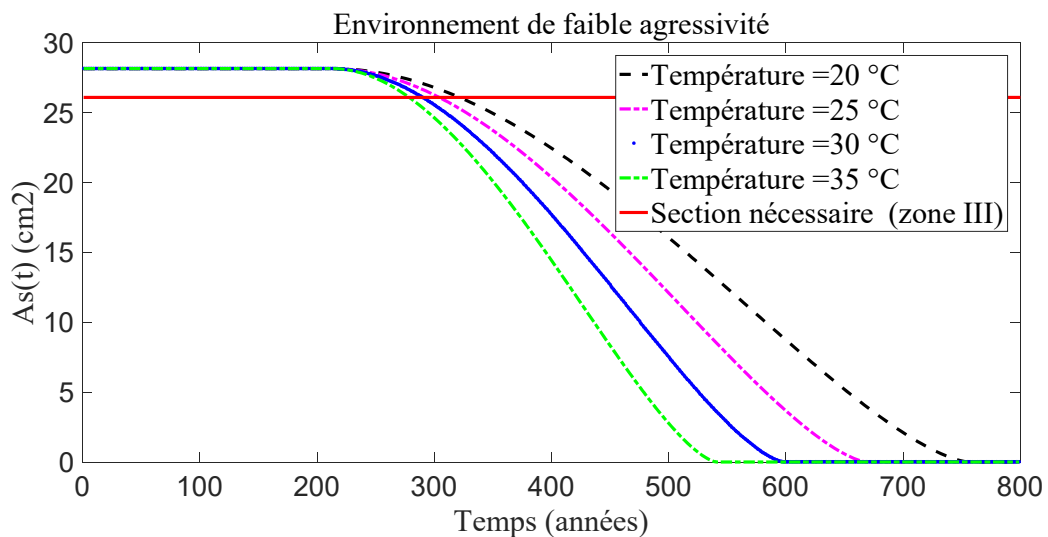


Figure II.34: Section d'armatures pour différentes valeurs de températures, pour un environnement de faible agressivité.

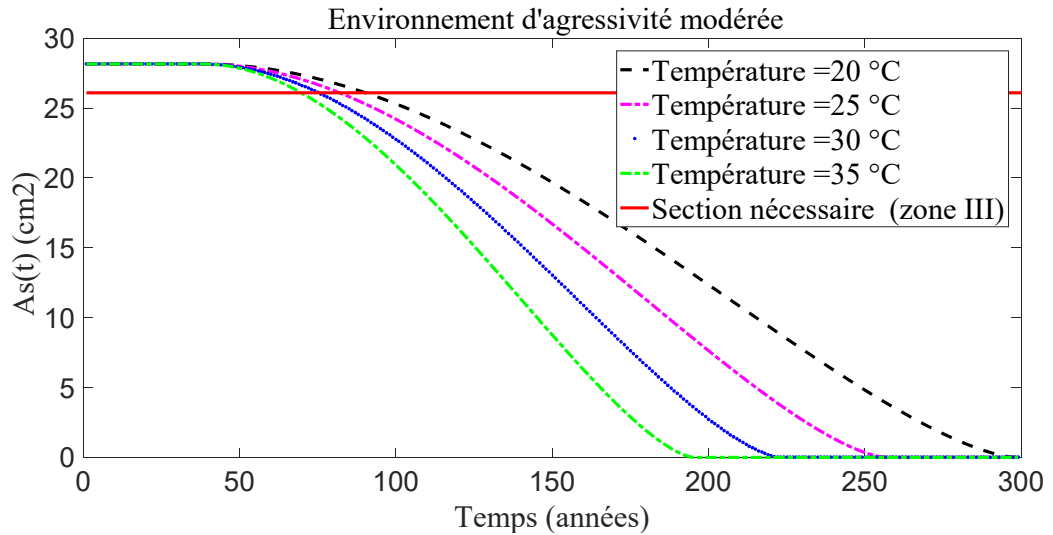


Figure II.35: Section d'armatures pour différentes valeurs de températures, pour un environnement d'agressivité modérée.

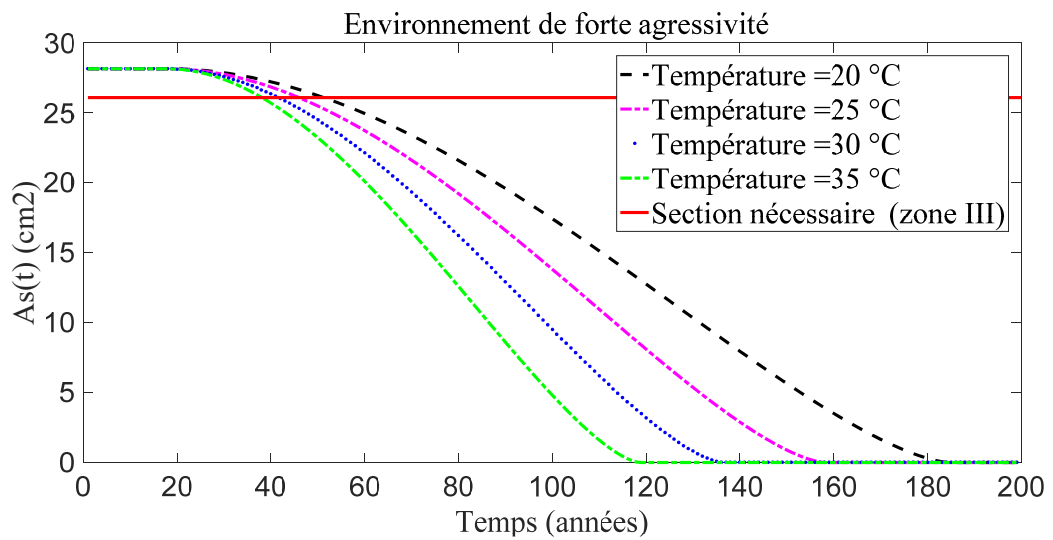


Figure II.36: Section d'armatures pour différentes valeurs de températures, pour un environnement de forte agressivité.

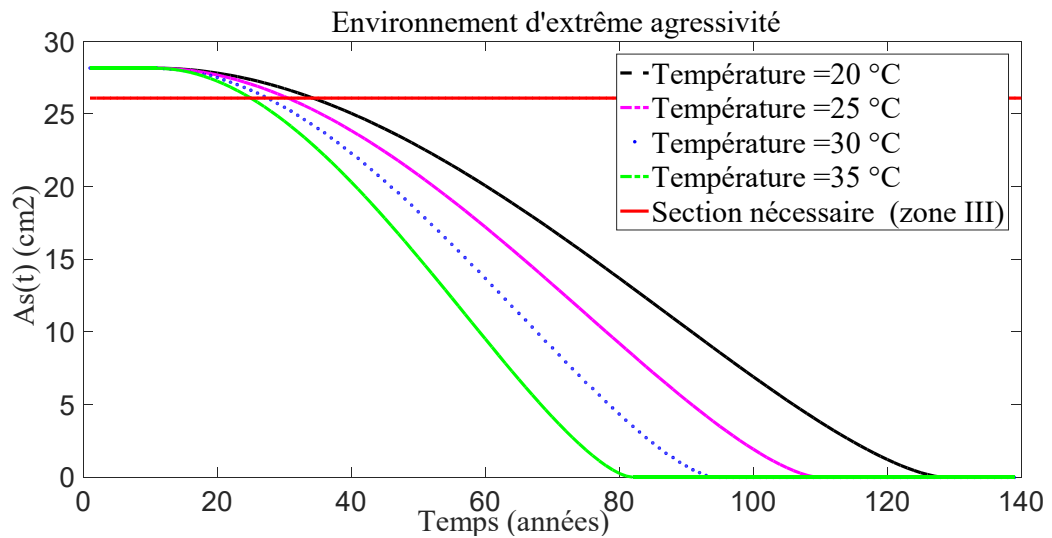


Figure II.37: Section d'armatures pour différentes valeurs de températures, pour un environnement d'extrême agressivité.

### II.5.6. Influence de la résistivité du béton

La résistivité du béton représente sa capacité à empêcher les électrons de se déplacer et affecte d'une manière significative la corrosion des armatures dans le béton [68]. Celle-ci dépend de la composition de la solution interstitielle du béton, de sa microstructure (taille et distribution des pores), de l'humidité, de la teneur en sels ainsi que de la température ambiante [102]. La figure II.38 montre l'influence de la résistivité du béton sur la vitesse de corrosion, pour les différents taux d'agressivité et pour une température de 25 °C. Nous constatons que la corrosion des armatures augmente avec la diminution de la résistivité électrique du béton. Toutefois, pour une résistivité donnée, le taux de corrosion est nettement plus important dans le milieu d'agressivité élevée et extrême et tend vers zéro dans le milieu de faible agressivité. Dans un milieu agressif, même si la résistivité du béton est élevée, la densité d'ions chlorures reste toujours élevée.

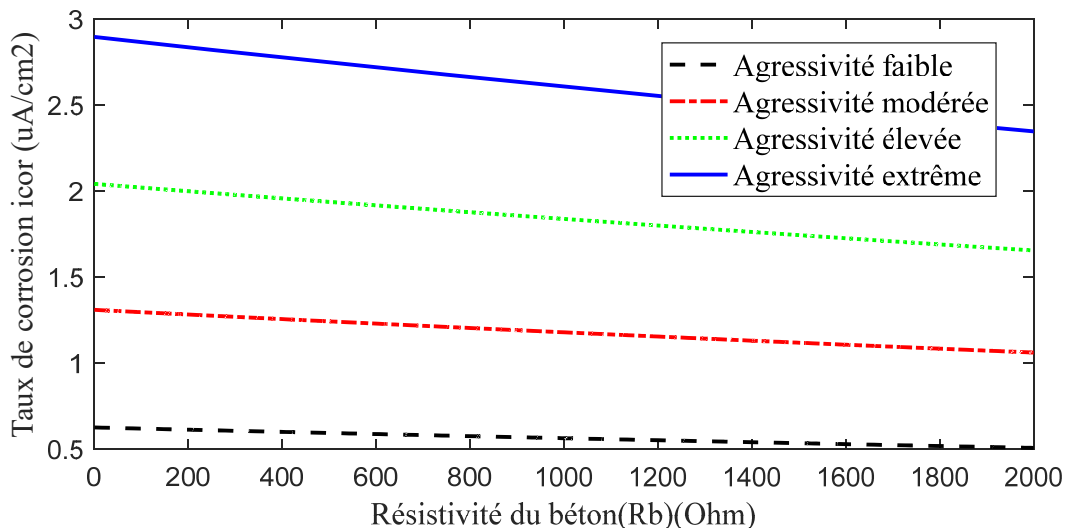


Figure II.38: Effet de la résistivité du béton d'enrobage et de la concentration des ions chlorures sur la vitesse de corrosion.

L'évolution de la section d'armatures résiduelle pour différentes valeurs de résistivité est illustrée sur les figures (II.39-II.42) pour les quatre environnements de différents taux d'agressivité. On note que la résistivité du béton a un effet handicapant sur la propagation de la corrosion. En effet, si la résistivité électrique du béton est importante, ce dernier sera moins conducteur, et donc le passage des ions chlorures sera limité, et la durée de vie de la structure sera prolongée. Toutefois, on note que dans un milieu agressif (figure II.42), même si la résistivité du béton est assez importante, la densité de pénétration d'ions chlorures reste toujours élevée et la durée de vie de réservoir reste inférieure à la durée prévisionnelle de 50 ans.

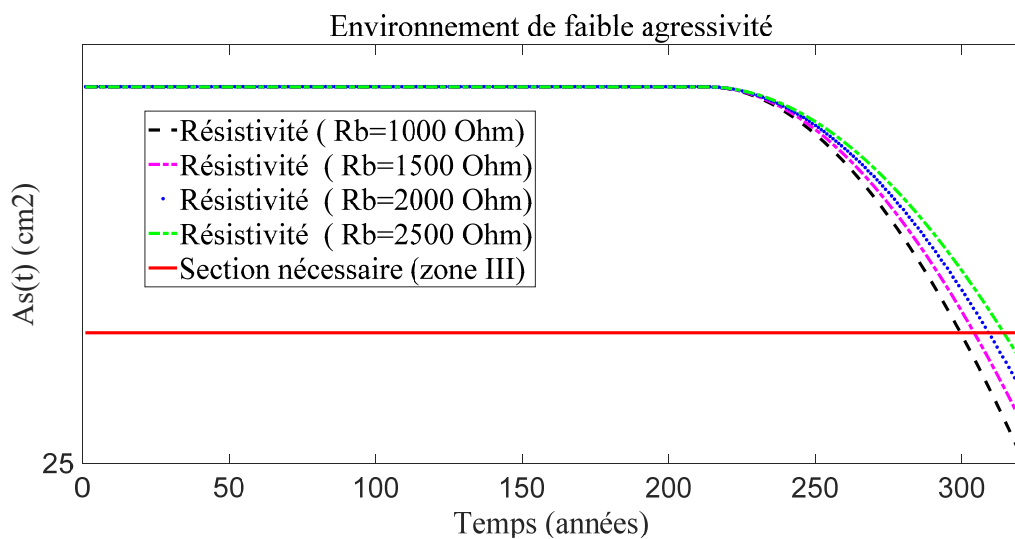


Figure II.39: Section d'armatures pour différentes valeurs de résistivité, pour un environnement de faible agressivité.

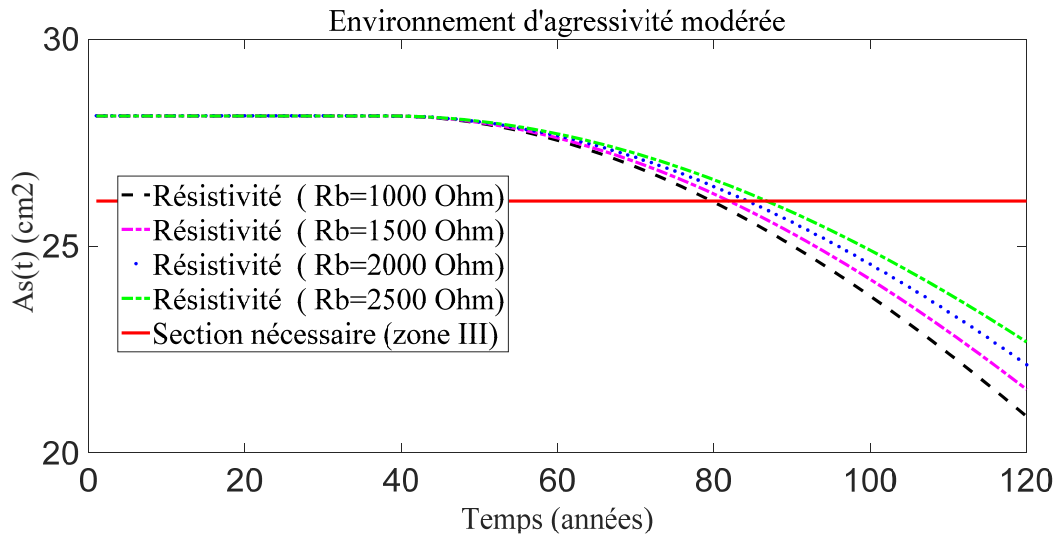


Figure II.40: Section d'armatures pour différentes valeurs de résistivité, pour un environnement d'agressivité modérée.

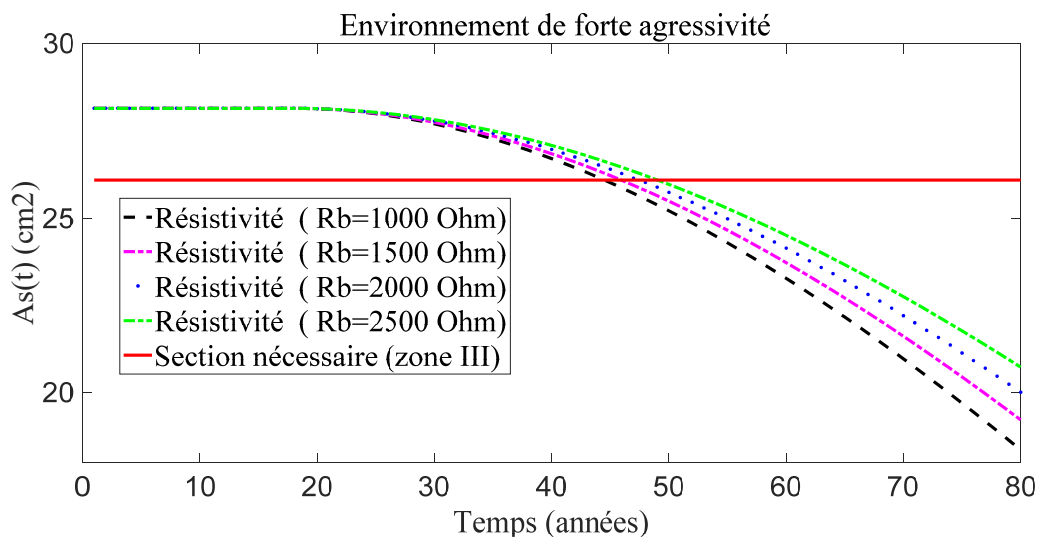


Figure II.41: Section d'armatures pour différentes valeurs de résistivité, pour un environnement de forte agressivité.

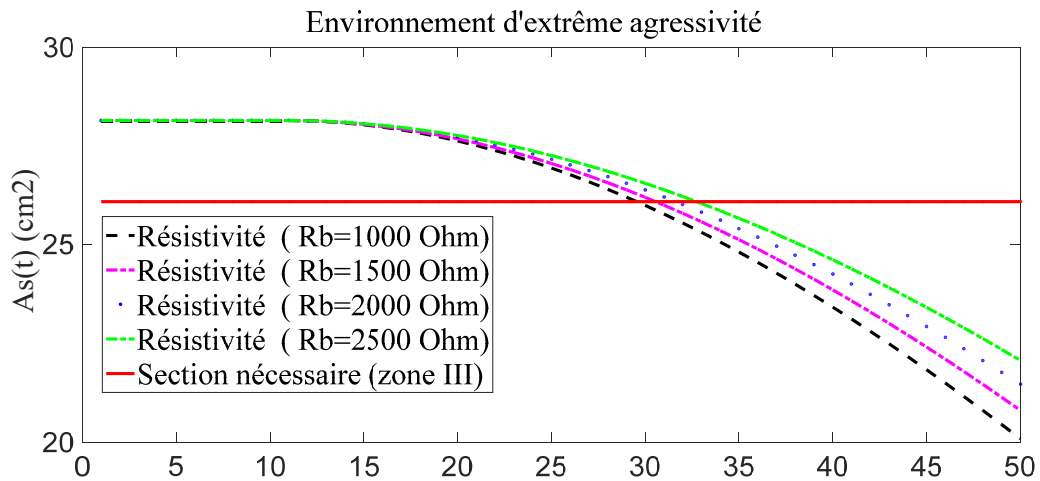


Figure II.42 : Section d'armatures pour différentes valeurs de résistivité, pour un environnement d'extrême agressivité.

## II.6. Conclusion

La corrosion par piqures des armatures est l'une des plus graves pathologies qui affecte les réservoirs en béton et les conduits à la défaillance. Cette corrosion induite par la pénétration des ions chlorures est influencée par l'agressivité du milieu environnant ainsi que par le lieu d'implantation de la structure, par conséquent accélère son amorçage et sa propagation et réduit ainsi et la durée de vie de la structure. Pour améliorer la performance et la durabilité de ces structures, il est indispensable de faire en sorte que la période d'amorçage soit la plus longue possible, afin de minimiser le risque de corrosion. Dans cette perspective, l'objectif de ce travail est de démontrer l'effet de la corrosion sur la durabilité des réservoirs en béton. De ce fait, une analyse déterministe de la corrosion du réservoir de stockage a été réalisée, en considérant un environnement dit atmosphérique avec différents taux d'agressivité (d'une faible à une l'extrême agressivité). Nous avons montré que dans les mêmes conditions, la durée de vie du réservoir diminue considérablement, en passant d'un environnement d'agressivité faible à un environnement d'agressivité extrême, quel que soit la zone sismique. Par ailleurs, une étude paramétrique a mis en évidence les paramètres qui ralentissent l'amorçage et la propagation de la corrosion, ainsi que ceux qui la favorisent.

Les paramètres favorisant la propagation de la corrosion sont : l'enrobage, le dosage en ciment, la résistivité et la concentration critique. En effet les résultats ont montré l'importance de l'enrobage dans la protection des armatures vis-à-vis de l'agressivité du milieu. Son effet handicapant réduit considérablement la capacité des ions chlorures à se diffuser dans le béton. Toutefois, l'application des différents enrobages préconisés par le BAEL [98], pour chaque milieu de différents taux d'agressivité, a montré que l'enrobage recommandé pour les environnements de faible et de forte agressivité est très insuffisant pour la protection des aciers contre la corrosion des armatures et que seulement trois milieux d'agressivité sont considérés,

effectivement, l'enrobage à utiliser pour un milieu d'agressivité modéré n'a pas été pris en compte dans les règlements. Force de constater que le phénomène de corrosion est assez complexe pour le prendre avec légèreté tant plusieurs paramètres sont interdépendants, d'où l'importance d'intégrer ce calcul à la corrosion dans ces règlements et de réajuster l'enrobage pour chaque environnement, afin d'avoir une durée de vie prévisionnelle de 50 ans, compte tenue de la corrosion. De ce fait, il y'a lieu d'augmenter l'enrobage pour assurer une bonne protection des armatures. En effet, nous avons montré que l'augmentation de l'enrobage prolonge le temps d'amorçage de la corrosion, par conséquent la durée de vie de la structure.

Les résultats ont montré également l'importance du respect du dosage en ciment surtout dans les milieux d'agressivité élevée et extrême, ce qui justifie la recommandation du [96] Fascicule 74 qui impose aux réservoirs un dosage de  $400 \text{ kg/m}^3$ , contrairement aux structures civiles et industrielles où la prescription est de  $350 \text{ kg/m}^3$ .

Nous avons aussi constaté que la résistivité du béton et la concentration critique des ions chlorures jouent un rôle très important dans le ralentissement de la corrosion. La résistivité du béton affecte d'une manière significative la corrosion des armatures dans le béton, elle a une influence directe sur la conductivité du béton ainsi que, sur la diffusion d'oxygène dans le matériau. En effet les résultats ont montré que la corrosion des armatures diminue avec l'augmentation de la résistivité électrique du béton, plus la résistivité du béton élevée plus la diffusion des ions agressifs sera limitée et le courant de corrosion sera faible. Toutefois, dans un milieu agressif, même si la résistivité du béton est élevée, la densité d'ions chlorures reste toujours élevée, on peut y remédier en augmentant l'enrobage du béton comme c'est démontré précédemment, afin d'augmenter la période d'amorçage tel que préconisé par la norme EN206, qui recommande d'utiliser des enrobages supérieurs à 50 mm, dans les environnements d'agressivité élevée et extrême. Par ailleurs la concentration critique, influence aussi la propagation de la corrosion, si les armatures dans le béton disposent d'une faible concentration critique des chlorures, l'amorçage de la corrosion sur ces armatures est rapide, donc l'augmentation de la concentration critique entrainera la diminution de la corrosion. Plusieurs études ont montré que la concentration critique est influencée par la qualité de l'acier, qui est un paramètre difficilement contrôlable, de ce fait, pour allonger le temps d'initiation de la corrosion, il ya lieu d'augmenter l'enrobage surtout dans les environnements d'extrême agressivité ou la présence d'ions chlorures est importante. On peut conclure que dans un milieu agressif, il est nécessaire de combiner plusieurs paramètres pour lutter contre la corrosion.

Parmi les paramètres favorisant la propagation de la corrosion, nous distinguons aussi, la température et le coefficient de diffusion. Une température élevée favorise la propagation de la corrosion et augmente la diffusivité des ions chlorures, surtout dans les milieux d'agressivité

élevée et extrême, ou la concentration des chlorures à la surface des aciers est importante. Les résultats ont aussi révélé l'importance du coefficient de diffusion dans la propagation de la corrosion, celle-ci augmente avec l'augmentation du coefficient de diffusion. Nous savons que le rapport E/C a une très grande influence sur la porosité par conséquent sur le coefficient de diffusion, plus la porosité du béton est grande plus le coefficient  $D_0$  est important, facilitant ainsi la pénétration des espèces agressives engendrant par suite la corrosion de l'armature. La durée de vie du réservoir peut être allongée en prévoyant de diminuer la perméabilité du béton. En effet, un faible rapport E/C réduit la porosité du béton, et par conséquent la pénétration des agents agressifs (ions chlorures), ce qui conduit à l'augmentation du temps d'initiation qui passe du simple au double.

L'évaluation temporelle de la section résiduelle, après corrosion pour les quatre environnements considérés, faible, modéré, élevé et extrême, nous a permis de faire une comparaison de la durée de vie du réservoir dans ces différents milieux. Les résultats ont montré que la section résiduelle diminue et atteint rapidement le seuil critique dans l'environnement d'extrême et forte agressivité. Bien sûr, cela affecte la durée de vie du support du réservoir, qui est réduite de plus de la moitié dans un environnement d'agressivité faible ou modéré à un environnement d'extrême ou de forte agressivité, malgré l'importance de l'enrobage du béton. Cela explique que le réservoir, objet de cette étude, ne soit pas adapté à certaines conditions environnementales. Pour cela, la prise en compte du critère environnemental lors de la conception des réservoirs s'impose.

Nous concluons que les caractéristiques du béton, ainsi que l'agressivité du milieu jouent un rôle très important dans la diffusion des ions chlorures. Pour que la durée de vie du réservoir soit prolongée, il y'a lieu de prendre, en phase de conception, certaines exigences telles que la qualité et les propriétés de la composition du béton, ses conditions de mise en place, les conditions climatiques et environnementales. Il est aussi recommandé d'inclure ces critères avec leurs variabilités dans les codes de conception comme sources d'agression dans la définition des classes d'exposition, afin de concevoir des structures plus durables dans des environnements agressifs.

**Chapitre III : Analyse mécano-fiabiliste**  
**d'un réservoir sous l'effet de la corrosion,**  
**tenant compte de la variabilité sismique et**  
**stochastique de la température**

### III.1. Introduction

Dans le chapitre précédent, une analyse déterministe de la durabilité du réservoir surélevé a été effectuée, en introduisant un modèle de corrosion par piqûres et en considérant des milieux de différents taux d'agressivité, ainsi que différentes zones sismiques définies dans le règlement parasismique algérien [103].

Afin d'assurer une durée de vie optimale du réservoir, il serait judicieux d'évaluer les risques liés à sa défaillance et donc sa fiabilité. En effet, lors de sa conception des hypothèses sont admises. Toutefois, l'ouvrage peut acquérir certaines spécificités au cours du temps, soit par le changement d'usage ou des charges (aléa sismique), soit par des phénomènes de dégradation dû à son exposition à des conditions environnementales très rudes, ou par des phénomènes météorologiques lié au changement stochastique de la température qui provoquent au fil du temps une réduction de sa résistance. Ces modifications induisent de nombreuses incertitudes [104]. C'est pourquoi, il est souhaitable que la prédiction de la durée de vie d'un tel ouvrage en service soit réalisé, en utilisant une approche plus adaptée. Dans ces circonstances, une description aléatoire des paramètres concernés en utilisant une approche probabiliste semble plus appropriée.

C'est dans cette optique que nous adoptons, dans ce troisième chapitre, une approche probabiliste pour analyser la défaillance du réservoir, induite par la corrosion de ses armatures, en tenant compte de la variabilité aléatoire des paramètres intervenant dans le modèle mécanique présenté en chapitre II ; à savoir les paramètres de corrosion, la résistance caractéristique du béton et l'action sismique. La variabilité stochastique de la température sera également considérée, afin d'avoir une meilleure prédiction et une prévention plus efficace de la corrosion dans différents contextes environnementaux. La fonction d'état limite considérée est liée à la section des armatures de la tour du réservoir calculée à l'état limite de service, telle que présentée en chapitre II. Les simulations de Monte Carlo sont utilisées pour évaluer la probabilité de défaillance du réservoir.

### III.2. Approche fiabiliste du réservoir surélevé

#### III.2.1. Concept probabiliste

La probabilité de défaillance du réservoir surélevé est évaluée en intégrant, sur le domaine de défaillance  $D_f$ , la fonction de densité conjointe  $f_X(x)$  des variables  $X$ , telle que présentée par l'équation I.4 Du chapitre I.

### III.2.2. Critère de défaillance et fonction d'état limite

En théorie de fiabilité, la défaillance est définie avec la forme générale d'une fonction d'état limite  $G$  [105], comme suit :

$$G(X) = R(X) - S(X) \quad (\text{III.3})$$

Dans laquelle  $R$  est la résistance à la rupture,  $S$  la charge active qui conduit à la ruine de la structure et  $X$  est le vecteur des variables aléatoires  $x_i$ .

Le principe de base de la conception structurelle est que la résistance doit être supérieure à la charge ou en d'autres termes, la fonction d'état limite doit être supérieure à zéro ( $G > 0$ ) [33] :

$$G(X) = R(X) - S(X) > 0 \quad (\text{III.4})$$

Et le scénario de non-fonctionnement ou d'échec est donné par :

$$G(X) = R(X) - S(X) \leq 0 \quad (\text{III.5})$$

L'approche probabiliste consiste alors à calculer la probabilité de dépassement du critère d'état limite, appelée probabilité de défaillance  $P_f$ , que l'on compare à une probabilité de défaillance admissible  $P_f^{adm}$  [106] :

$$P_f = P(G(X) \leq 0) = P(R(X) - S(X) \leq 0) \leq P_f^{adm} \quad (\text{III.7})$$

Selon l'Eurocode [5], la probabilité de défaillance admissible ainsi que l'indice de fiabilité  $\beta$  correspondant, pour une référence d'une année et de 50 ans sont donnés dans le tableau III.1 à l'état limite de service.

**Tableau III.1 : Valeurs de  $P_f^{adm}$  et Indice de fiabilité  $\beta$  correspondant [5, 107]**

Etat limite de service	Indice de fiabilité			
	1 ans		50 ans	
	$\beta$	$P_f^{adm}$	$\beta$	$P_f^{adm}$
	2.9	0.0019	1.5	0.0668

Pour le cas de notre étude, la fonction d'état limite  $G(X)$  est dictée par la défaillance du réservoir en service, qui est en fonction de l'effort de traction résistant  $T_R(X)$  et de l'effort de traction sollicitant  $T_S(X)$ , comme suit :

$$G(X) = T_R(X) - T_S(X) \quad (\text{III.8})$$

Où, l'effort de traction résistant et l'effort de traction sollicitant sont respectivement définis par les équations (III.9) et (III.10) :

$$T_R(X) = A_s(X) \bar{\sigma}_{st} \quad (\text{III.9})$$

$$T_S(X) = A_{nec}(X) \bar{\sigma}_{st} \quad (\text{III.10})$$

Par conséquent, la fonction d'état limite peut s'écrire sous la forme :

$$G(X) = [A_s(X) - A_{nec}(X)] \bar{\sigma}_{st} \quad (\text{III.11})$$

Nous constatons, que la fonction d'état limite est induite par la perte de section des armatures verticales de la tour du réservoir, suite à la corrosion de ces dernières. Le critère de justification

vis-à-vis de cet état limite, consiste à vérifier que la section d'armatures «  $A_s$  » (après corrosion) est supérieure à la section d'armatures nécessaires «  $A_{nec}$  » obtenue à l'ELS. La fonction de performance  $G(X)$ , associée à cet état limite est donnée par l'équation suivante :

$$G(X) = A_s(X) - A_{nec}(X) \quad (III.12)$$

Si :

- $G = 0$  correspond à l'état limite ;
- $G > 0$  correspond au domaine de sécurité ;
- $G < 0$  correspond au domaine de ruine.

### III.3. Variables aléatoires et loi de distribution

Dans le cadre de la théorie de la fiabilité, les paramètres intervenant dans la fonction d'état limite peuvent être définis comme aléatoires pour tenir compte des incertitudes qui planent sur leurs valeurs. On les appelle alors variables aléatoires et on leur affecte une loi de probabilité qui décrit leur variabilité. On caractérise généralement les lois de probabilité par leur valeur moyenne  $\mu$  et leur écart-type  $\sigma$  ou leur coefficient de variation  $C_v$ , défini comme le rapport de l'écart-type sur la moyenne [44]. Dans le cas de notre étude, nous avons considéré comme variables incertaines tous les paramètres intervenant dans le modèle de corrosion, la résistance à la compression du béton  $f_{c28}$  ainsi que l'accélération sismique, pour que l'évaluation de la durée de vie de notre ouvrage soit plus réaliste.

#### III.3.1. Paramètres de corrosion

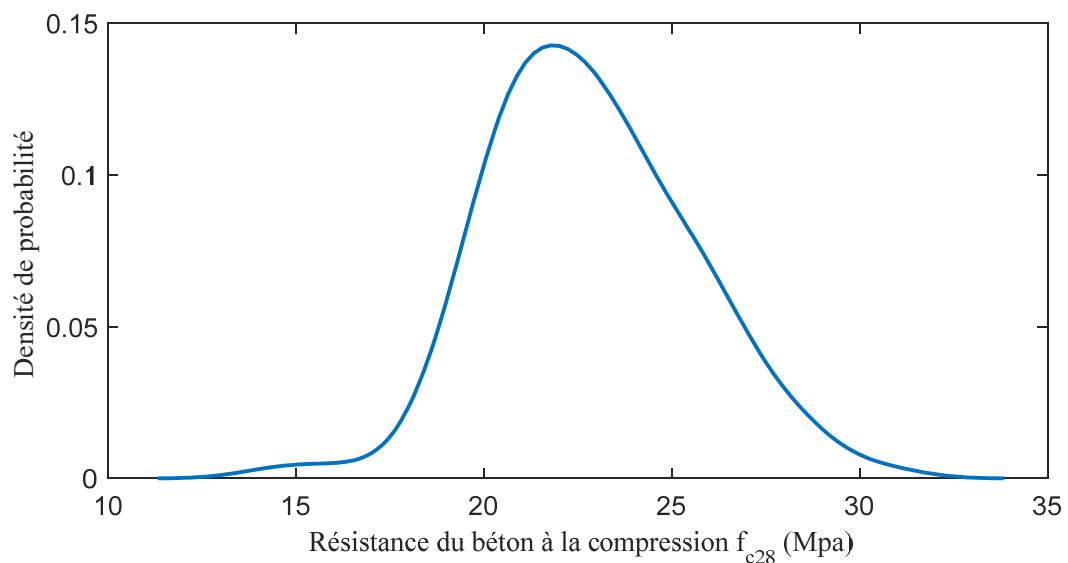
Concernant les variables incertaines intervenant dans le modèle de corrosion, à savoir la concentration d'ions chlorures, le coefficient de diffusion, la résistivité du béton, l'enrobage.... etc., leur incertitude est liée à des aspects environnementaux, à la qualité du béton, et à la qualité d'exécution. Les paramètres statistiques de ces différentes variables (moyenne, coefficient de variation) ainsi que leurs lois de distribution sont tirées de la littérature et sont illustrés dans le tableau III.2.

Tableau III.2 : Paramètres utilisés pour le modèle probabiliste de corrosion.

Variable	Natures	Unités	Distribution	Moyenne	COV	Références
$d_0$	Diamètre initiale de la barre	mm	Déterministe	16	-	Hammoum et al. [94]
$n_b$	Nombre de barre	barres	Déterministe	14	-	Hammoum et al. [94]
C	Dosage en ciment	kg/m <sup>3</sup>	Déterministe	400	-	Duracrete et EN 206 [2, 74]
T	Temperature	Kelvin	Déterministe	25+273	-	-
$R_{be}$	Resistivite du beton	Ohm	Normale	1500	0.15	Duracrete [2] Liu and weyers [1]
$D_0$	Coefficient de diffusion	m <sup>2</sup> /an	Normale	$3.10^{-11}$	0.2	Bastidas et al, 2015
$C_s$	Concentration d'ions chlorures à la surface des aciers	wt% ciment.	Log-normale		0.138	Duracrate [2]
$C_{cr}$	Concentration seuil d'ions chlorures (E/C = 0.5)	wt% ciment.	Normale	0.48	0.3125	Duracrate [2]
c	Enrobage du béton	mm	Normale	40	0.25	Hammoum et al. [94]
$k_e$	Facteur prenant en compte les caractéristiques de l'environnement	Sans unité	Gamma	0.676	0.17	Duracrate [2]
$k_t$	Facteur utilisé pour déterminer $D_0$	Sans unité	Normale	0.832	0.03	Duracrate, 2000
$k_c$	Facteur prenant compte le temps de cure (28 jours)	Sans unité	Beta	0.8	0.12	Bastidas et al., 2015 [2]
$t_0$	Temps pour lequel $D_0$ a été mesuré	année	Déterministe	28/365		Duracrate [2]
n	Facteur de vieillissement	Sans unité	Beta	0.65	0.11	Duracrate [2]
$\alpha$	Facteur de piquûre tenant compte de la corrosion non uniforme des barres d'armatures	Sans unité	Normale	5.65	0.22	Aoues et al. [77] Duracrate [2]

### III.3.2. Résistance à la compression du béton $f_{c28}$

Pour l'évaluation des contraintes de traction, sous charges sismiques, nous avons identifié dans un premier temps, la résistance à la compression du béton  $f_{c28}$ , comme variable aléatoire. Pour évaluer cette résistance potentielle du béton, des essais sur des éprouvettes normalisées, testées conformément aux spécifications de la réglementation en vigueur sont effectués sur du béton prélevé pendant la construction. Cependant, la résistance réelle du béton de la structure réalisée peut être entachée d'incertitude, en raison du type de cure subie, de la qualité de compactage du béton, du transport et de la granulométrie des granulats [108]. A cet effet, nous considérons la variabilité de ce paramètre dans l'analyse de la fiabilité structurale du réservoir. Pour cela, nous avons procédé à une étude statistique sur un échantillon de données de 121 éprouvettes de béton de dimensions normalisées (16 x 32) cm<sup>2</sup> [109], fournit par l'entreprise ECE Makoudi (Oued Aissi, Tizi Ouzou) spécialisée dans la réalisation des ouvrages hydrauliques. Ces éprouvettes sont testées en compression simple à 28 jours d'âge, par le laboratoire d'expertise et de contrôle de béton. Nous présentons sur la figure III.1, la densité estimée de l'échantillon de données.



**Figure III.1 : Graphe de la densité estimée de la résistance à la compression  $f_{c28}$ .**

Conformément à la littérature, deux lois de distribution sont testées, à savoir la loi normale et la loi Log-normale (figure III.2). Pour définir la loi qui s'ajuste le mieux aux données de l'échantillon, nous avons utilisé le test Kolmogorov-Smirnov [110], qui consiste à vérifier l'hypothèse  $H_0$  selon laquelle l'échantillon de résistance à la compression du béton à 28 jours relève d'une des lois de probabilité considérées. Le principe de ce test d'adéquation est d'observer la P-value la plus proche de 1. Les résultats du test d'ajustement, consignés dans le tableau III.3, montrent que la résistance mécanique  $f_{c28}$  suit une loi log-normale avec un

coefficient de variation égale à **0.04** et une moyenne de **3.12029**. La représentation de la droite d'Henry (figure III.3) confirme bien que le meilleur lissage est obtenu pour la loi log normale correspondant à la plus grande p-valeur **p=0.9777** (tableau III.3) très proche de 1.

**Tableau III.3 : Résultats du test d'adéquation Kolmogorov –Smirnov de la variable  $f_{c28}$**

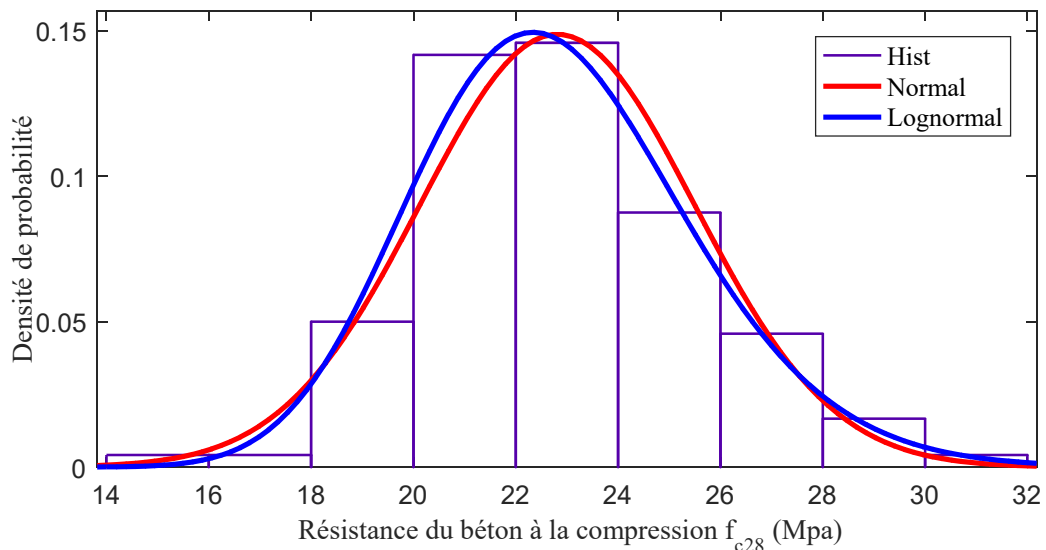
Loi de distribution	P-value	ksstat	cv	Décision du test
Normal	0.7509	0.0604	0.1225	Acceptée
Log normal	<b>0.9777</b>	0.0421	0.1225	Fortement acceptée

Où :

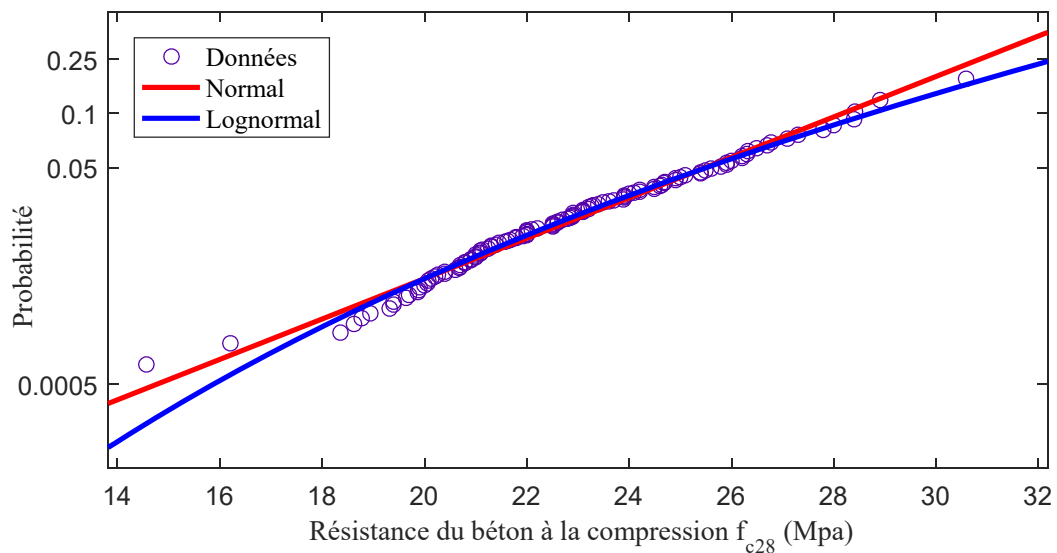
P-value désigne la valeur p du test, renvoyée sous forme de valeur scalaire dans la plage [0,1]. P est la probabilité d'observer une statistique de test aussi extrême, ou plus extrême, que la valeur observée sous l'hypothèse nulle. Les petites valeurs de P jettent un doute sur la validité de l'hypothèse nulle.

ksstat désigne le test de statistique du test d'hypothèse, renvoyé sous la forme d'une valeur scalaire non négative.

Cv désigne la valeur (distance) critique que le kstest ne doit pas dépassée. La distance critique est donnée généralement par Matlab<sup>®</sup>, comme on peut aussi la déduire de la table de Kolmogrov-Smirnov (Annexe A), donnée pour un échantillon  $n$  et un seuil de signification  $\alpha$ .



**Figure III.2 : Ajustement de la loi de distribution de la résistance à la compression  $f_{c28}$ .**



**Figure III.3 : Comparaison des pics de la résistance à la compression  $f_{c28}$  considéré aux pics théoriques de la loi de distribution Normal et Log normal.**

### III.4. Évaluation de la probabilité de défaillance du réservoir surélevé

La probabilité de défaillance  $P_f$  est donnée par l'intégrale de la densité de probabilité (équation III.1). En général, l'évaluation analytique de cette intégrale est difficile et nécessite des compétences en mathématiques avancées. Plusieurs approches numériques basées sur des intégrations et des approximations numériques sont suggérées dans la littérature [111], telles que la méthode de simulation de Monte Carlo (voir chapitre I), les méthodes d'approximations FORM et SORM. Pour notre étude, le calcul de la probabilité de défaillance  $P_f$  est mené avec les simulations de Monte Carlo classique, pour sa simplicité et la précision de ses résultats, toute fois nécessite un grand nombre de tirage.

#### III.4.1. Test de convergence

En fiabilité des structures, les probabilités de défaillances requises sont faibles (compris entre  $10^{-2}$  et  $10^{-4}$ ). Par conséquent, un grand nombre de simulations est nécessaire. Selon Gayton *et al.* [112] une probabilité de défaillance  $P_f$  de l'ordre de  $10^{-k}$  nécessite  $10^{k+2}$  à  $10^{k+3}$  simulations. Plus le nombre de simulation est grand, plus l'estimation de la probabilité de défaillance est précise. Cela demande également plus de temps de calcul et de ressources informatiques pour effectuer les simulations [40].

A cet effet, et pour fixer le nombre de simulation, nous avons procédé à un test de convergence, tel qu'illustré en figure III.4. Nous constatons que la stabilité des calculs de la valeur de la probabilité de défaillance  $P_f$  est obtenue à partir d'un nombre de simulations supérieur ou égal à  $4 \cdot 10^5$ . Pour les besoins de notre étude, nous retiendrons  $10^6$  simulations.

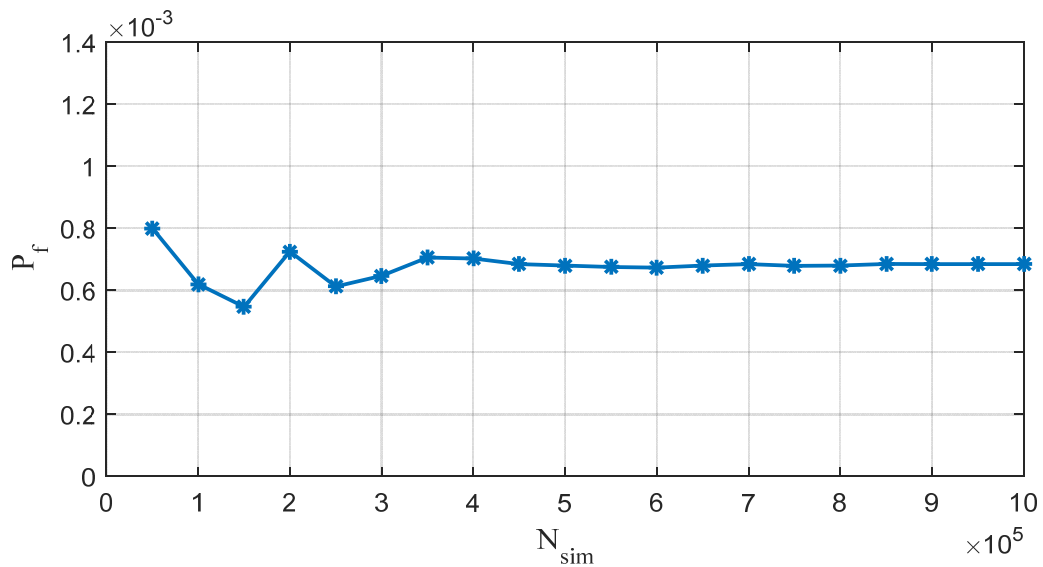


Figure III.4 : Test de convergence

#### III.4.2. Mise en œuvre informatique

La méthodologie d'évaluation de la fiabilité des réservoirs surélevés en béton requière la mise en œuvre de multiples calculs et l'échange de plusieurs données. L'automatisation de la construction et de l'évaluation du modèle mécano-fiabiliste proposé est indispensable. L'implémentation d'un outil informatique est donc recommandée. A cet effet, nous avons développé un programme de calcul, en langage de programmation Matlab<sup>®</sup>, qui nous permet d'évaluer la probabilité de défaillance d'un réservoir surélevé en béton armé sous sollicitation sismique, en considérant la variabilité aléatoire des paramètres de calcul. La figure III.5, illustre de manière simplifiée l'organigramme de fonctionnement global du programme de calcul développé.

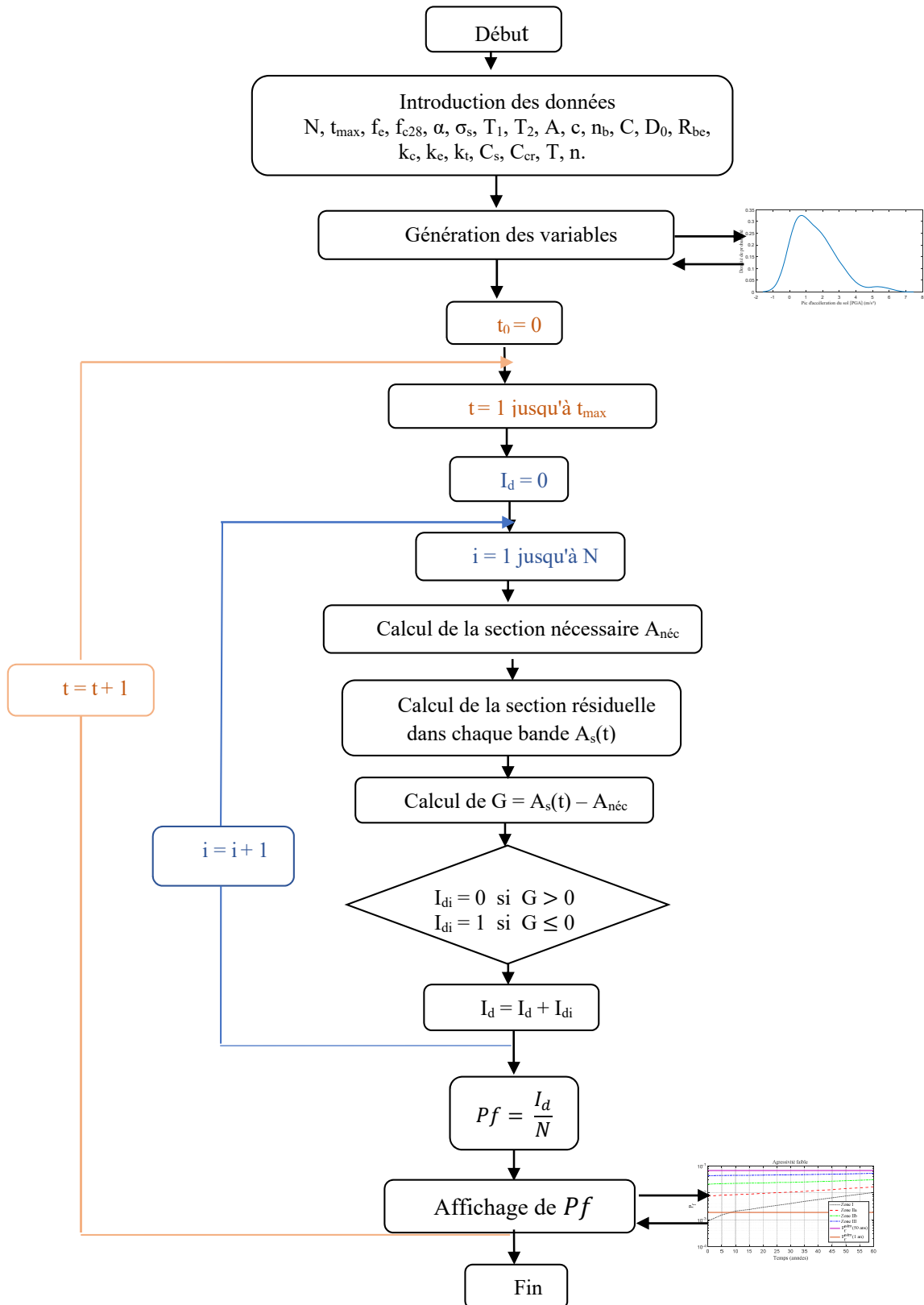


Figure III.5 : Organigramme de calcul de la probabilité de défaillance, en utilisant les simulations de Monte Carlo.

### III.5. Résultats et discussion

L'analyse fiabiliste du réservoir ayant fait l'objet de l'étude déterministe en chapitre II est effectuée en tenant compte de la variabilité aléatoire des paramètres de corrosion et de la résistance  $f_{c28}$ . L'action sismique est considérée, dans un premier temps, comme variable déterministe.

#### III.5.1. Évolution de la probabilité de défaillance $P_f$

La probabilité de défaillance  $P_f$  est évaluée en fonction du temps, en considérant des environnements de différents taux d'agressivité (tableau II.3) et différentes zones sismiques (tableau III.4). Les résultats sont illustrés par les figures (III.6-III.9). Nous constatons que les probabilités de défaillance augmentent avec le temps et que les courbes suivent la même allure avec le temps, la probabilité de défaillance augmente avec l'agressivité du milieu et l'intensité de l'action sismique. Cette évolution est plus prononcée durant les cinq premières années avant de suivre une évolution modérée ; ce phénomène est d'autant plus visible dans le milieu d'agressivité extrême. En effet, selon Bastidas -Arteaga et *al.* [4], le processus de corrosion peut se produire de manière relativement rapide pendant les premières années, lorsque la structure est placée dans des atmosphères présentant des concentrations élevées d'ions chlorure. La corrosion induite par chlorure est reconnue comme un facteur important de réduction de la durée de vie des structures en béton armé. Cette réduction est due à des concentrations de chlorures plus élevées qui implique des vitesses de corrosion plus élevées dans les milieux agressifs (tableau II.6), ainsi qu'une propagation plus rapide des ions chlorures dans les fissures sous des fréquences de circulation plus élevées [93].

Toutefois, quel que soit l'agressivité du milieu et la zone sismique d'implantation de l'ouvrage, la probabilité de défaillance admissible ( $P_f^{adm}$ ) pour la référence d'une année, n'est pas atteinte (figures III.6-III.9), telle que préconisée par l'Eurocode [5](tableau III.1). Pour le milieu d'agressivité faible, la probabilité de défaillance admissible ( $P_f^{adm}$ ), pour la référence de 50 ans (tableau III.1), n'est pas dépassée pour toutes les zones sismiques (figure III.6). Alors que pour l'agressivité modérée,  $P_f^{adm}$  est atteinte en zone III de forte sismicité. Pour le milieu de forte agressivité,  $P_f^{adm}$  est atteinte pour les zones IIa, IIb et III. Cependant pour le milieu d'extrême agressivité, la probabilité de défaillance dépasse cette probabilité admissible, et ce pour toutes les zones sismiques.

L'évolution de  $P_f$  paraît logique car, à mesure que l'agressivité augmente, le phénomène de corrosion accélère la perte de section des barres, et par voie de conséquence la perte de résistance. Cette dernière conduit à une fragilité du support du réservoir à l'action sismique, c'est ce qui est mis en évidence dans la figure III.9, où la ruine est largement atteinte avant l'âge

de 50 ans pour toutes les zones en situation d'extrême agressivité. Ces résultats montrent la nécessité de la prise en compte de l'incertitude des paramètres du modèle mécanique lors de la vérification de la durée fonctionnelle des réservoirs surélevés en béton armé.

**Tableau III.4 : Valeurs moyennes des coefficients de zone sismique [3]**

Zone sismique	Description	Coefficient de zone (A)
0	Zone de sismicité négligeable	0.00
I	Zone de faible sismicité	0.12
IIa	Zone de moyenne sismicité	0.20
IIb	Zone de sismicité élevée	0.25
III	Zone de sismicité très élevée	0.30

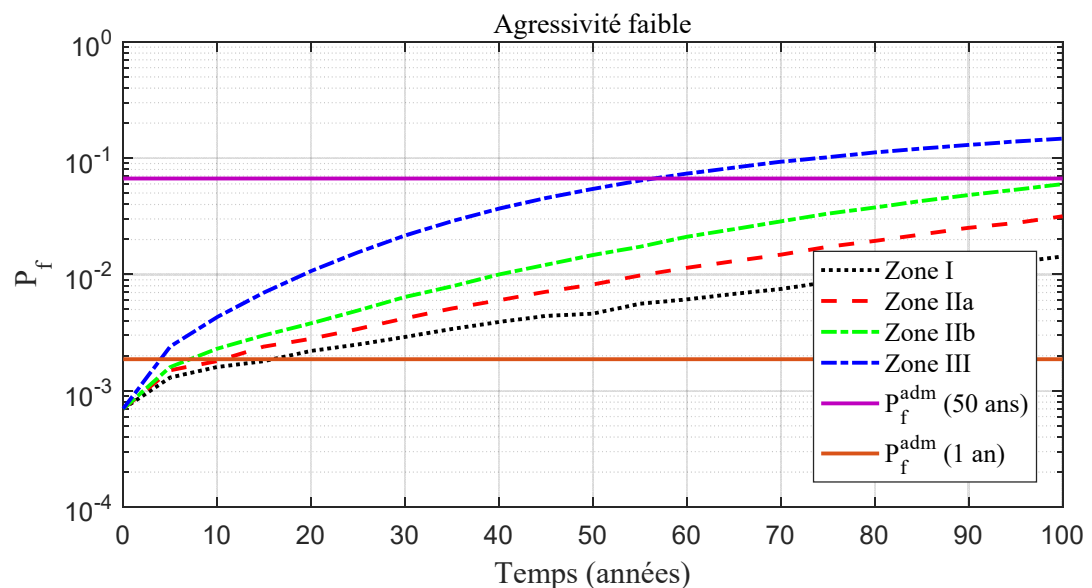


Figure III.6 : Probabilité de défaillance en fonction du temps, pour un environnement de faible agressivité.

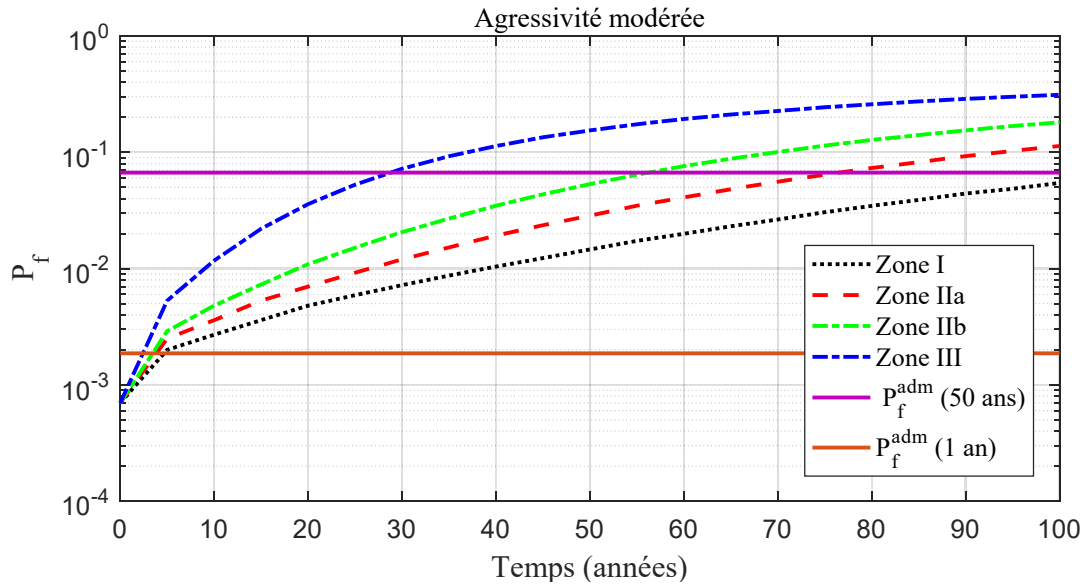


Figure III.7 : Probabilité de défaillance en fonction du temps, pour un environnement d'agressivité modérée.

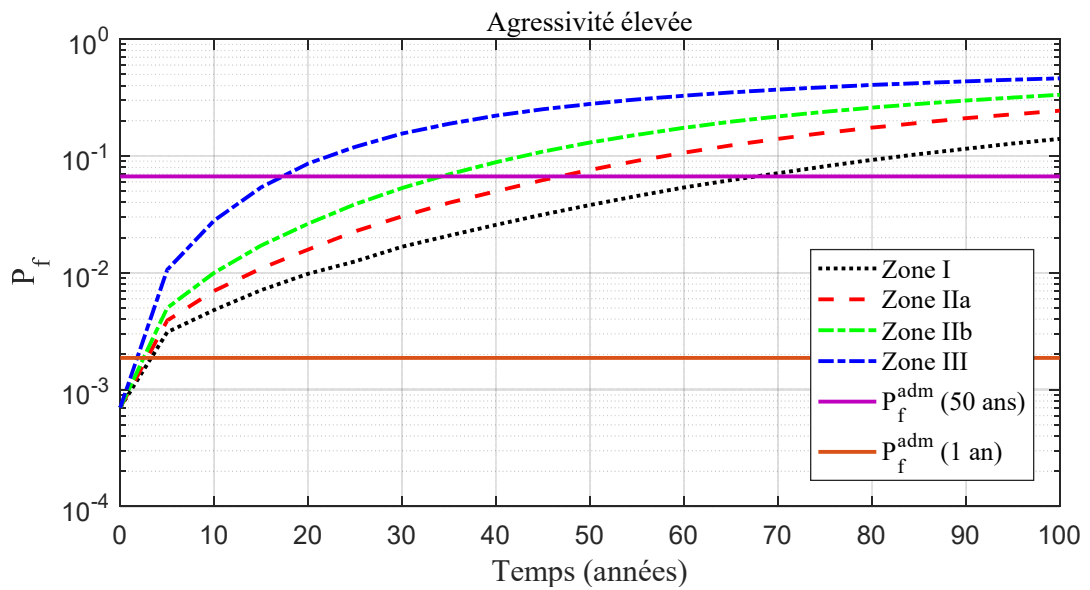
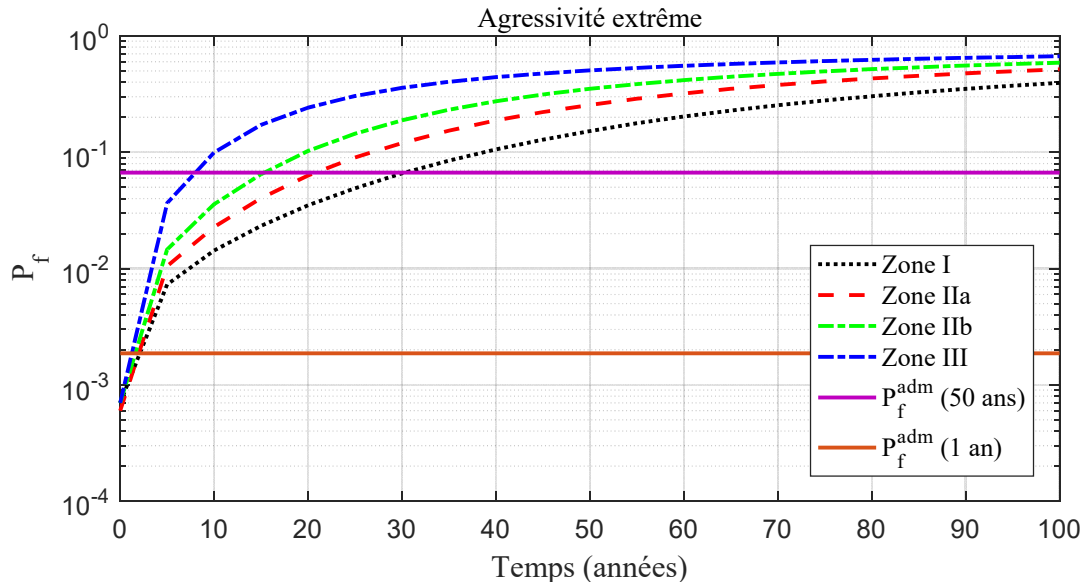


Figure III.8 : Probabilité de défaillance en fonction du temps, pour un environnement d'agressivité élevée



**Figure III.9 : Probabilité de défaillance en fonction du temps, pour un environnement d'extrême agressivité.**

### III.5.2. Courbes de fragilité

Pour mettre en évidence l'influence de l'accélération sismique sur la probabilité de défaillance, nous présentons en figure III.10, les courbes de fragilité pour des environnements de différentes agressivités, et dans le tableau III.5 les probabilités de défaillance du réservoir obtenues à l'âge de 50 ans. Les courbes de fragilités sont basées sur le modèle de fragilité représenté par l'équation (III.13) :

$$P_f = \text{prob}(G(X) \leq 0 \mid \ddot{a} = a_0) \quad (\text{III.13})$$

Tel que ;  $a_0$  représente les coefficient de zone A (tableau III.4)

Nous constatons que la probabilité de défaillance augmente avec l'intensité de l'accélération sismique (zone sismique) pour un même environnement, cette augmentation est plus prononcée pour un environnement d'extrême agressivité (figure III.10). En effet, pour une même zone sismique, la probabilité de défaillance augmente avec l'agressivité du milieu environnant.

Il est à noter que le réservoir rentre dans la zone de défaillance pour toutes les zones sismiques dans un environnement d'agressivité extrême, pour la zone IIa, IIb, III dans un environnement d'agressivité élevée, pour la zone III dans un environnement d'agressivité modérée (tableau III.5). Les valeurs des probabilités dépassent les valeurs admissibles des structures de génie civil à l'ELS, telles que définies par l'Eurocode [5], à savoir  $P_f^{adm} = 0.0668$  à l'âge de 50 ans (tableau III.1). Enfin, dans un environnement de faible agressivité le réservoir est fiable quel que soit la zone sismique.

Tableau III.5 : Valeurs de  $P_f$  obtenues à l'âge de 50 ans.

50 ans				
	Faible agressivité	Agressivité Modérée	Agressivité élevée	Extrême agressivité
Zone I	0.0046	0.0146	0.0380	0.1520
Zone IIa	0.0082	0.0285	0.0759	0.2551
Zone IIb	0.0147	0.0532	0.1303	0.3514
Zone III	0.0544	0.1540	0.2784	0.5053

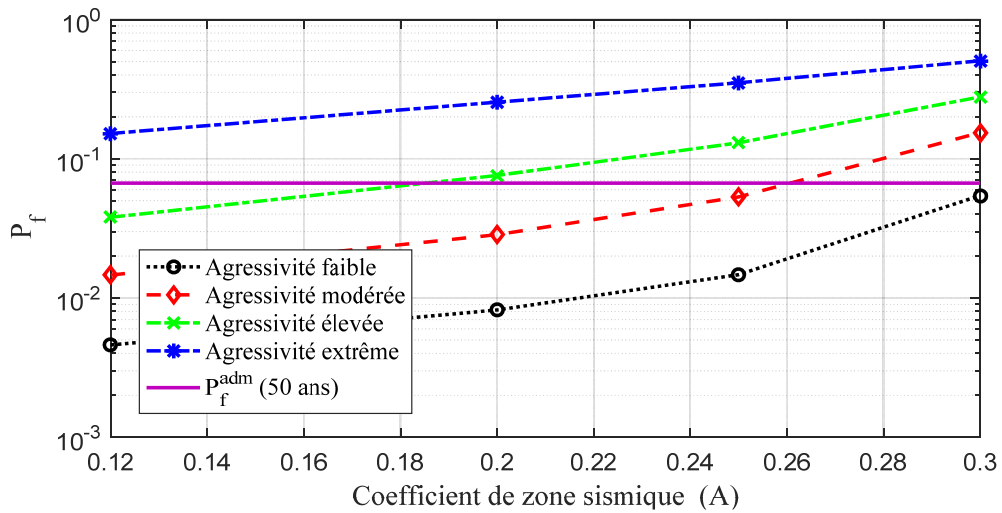


Figure III.10 : Courbes de fragilité à l'âge de 50 ans

Les courbes de fragilité mettent en évidence l'accroissement de la défaillance du support du réservoir face à l'intensité de l'agressivité du milieu. Cette défaillance est d'autant plus prononcée lorsque l'agressivité du milieu est combinée à l'importance de l'intensité sismique. Il serait alors intéressant d'analyser cette défaillance en considérant l'intensité sismique comme étant une variable aléatoire.

### III.6. Influence de la variabilité sismique

Les codes de constructions et les normes sismiques fournissent des recommandations pour la conception des structures afin de minimiser les risques de dommages dus aux séismes. Ces normes incluent des facteurs de sécurité pour tenir compte de l'incertitude de l'action sismique [3, 5]. Cependant, malgré ces précautions, il est impossible d'éliminer complètement cette incertitude. En effet, le sol le long duquel se propagent les ondes sismiques du foyer vers les sites de mesure a des propriétés hétérogènes. En outre, la magnitude calculée et la localisation du foyer (coordonnées et profondeur) dépendent des stations ayant enregistré l'événement. Par conséquent, les incertitudes affectent à la fois la magnitude et l'emplacement du foyer [113]. Ce qui fait de l'action sismique une variable aléatoire certaine. Ainsi, dans cette section, nous

considérons en plus des paramètres de corrosion et de la résistance à la compression du béton, l'influence de la variabilité aléatoire de l'action sismique sur la probabilité de défaillance.

Le règlement parasismique algérien [3], définit cinq coefficients de zone de sismicité croissantes, en allant d'une zone de sismicité négligeable (Zone 0), à une zone de sismicité très élevée (zone III), comme s'est illustré dans le tableau III.4. A chaque zone sismique correspond un coefficient sismique de zone noté (A) utilisé pour évaluer la sollicitation sismique à considérer dans la conception de la structure. Ainsi, chaque zone est bornée par deux valeurs limites extrêmes caractérisés par une accélération maximale et une accélération minimale du sol.

C'est dans cette optique, que l'action sismique est introduite dans un premier temps comme une variable incertaine obéissant à une loi de distribution uniforme, afin d'évaluer la probabilité de défaillance du réservoir surélevé.

### III.6.1. Loi uniforme

La loi de distribution uniforme est caractérisée par une répartition uniforme des valeurs prises par une variable aléatoire continue sur un intervalle  $[a,b]$  [33]. En effet, elle est paramétrée par la plus petite valeur notée (a) et la plus grande valeur notée (b) que la variable aléatoire correspondante peut prendre (Annexe A). Nous définissons dans le tableau III.6 les valeurs des paramètres a et b pour chaque zone sismique.

**Tableau III.6 : Valeurs des paramètres a et b pour chaque zone sismique.**

Zone sismique	Description	a	b
I	Zone de faible sismicité	0.00	0.12
IIa	Zone de moyenne sismicité	0.12	0.20
IIb	Zone de sismicité élevée	0.20	0.25
III	Zone de sismicité très élevée	0.25	0.30

#### III.6.1.1. Évolution de la probabilité de défaillance $P_f$

Pour évaluer l'influence de la variabilité incertaine du séisme, nous présentons sur les figures (III.11-III.14), l'évolution de la probabilité de défaillance  $P_f$  en fonction du temps, pour chaque zone sismique et pour des milieux de différents taux d'agressivité. Nous remarquons que les courbes suivent la même allure comme dans le cas où l'accélération sismique est déterministe, mais présentant tout de même des évolutions moins monotones. Nous constatons aussi, qu'entre 0 à 5 ans, les courbes évoluent de la même manière et la probabilité de défaillance admissible ( $P_f^{adm}$ ) pour la référence d'une année (tableau III.1) n'est pas dépassé quel que soit le milieu d'agressivité et la zone sismique.

Il est intéressant de constater que les fuseaux des courbes se sont rapprochés. En effet, les courbes correspondant aux zone I et IIa sont quasi-confondues, ceci s'explique par le tirage aléatoires uniforme entre les bornes extrêmes de chaque zone sismique.

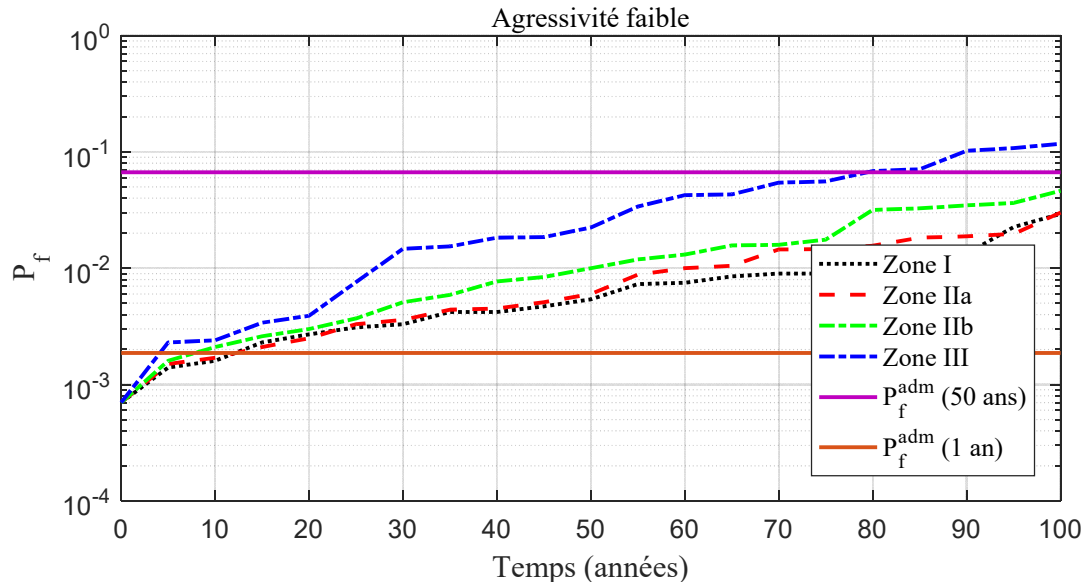


Figure III.11 : Probabilité de défaillance en fonction du temps, pour un environnement de faible agressivité.

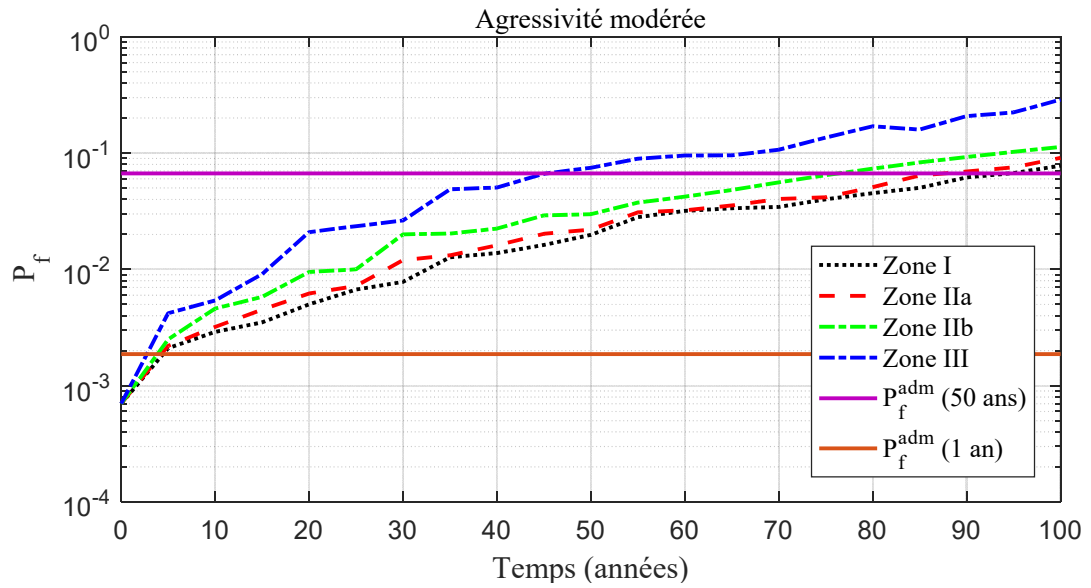


Figure III.12 : : Probabilité de défaillance en fonction du temps, pour un environnement d'agressivité modérée.

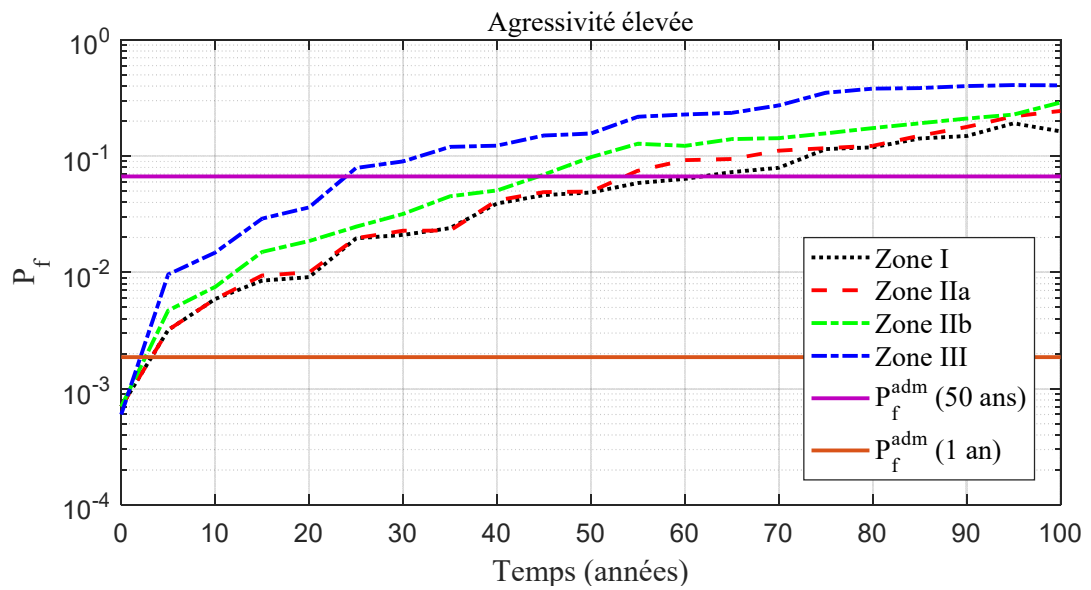


Figure III.13 : Probabilité de défaillance en fonction du temps, pour un environnement d'agressivité élevée.

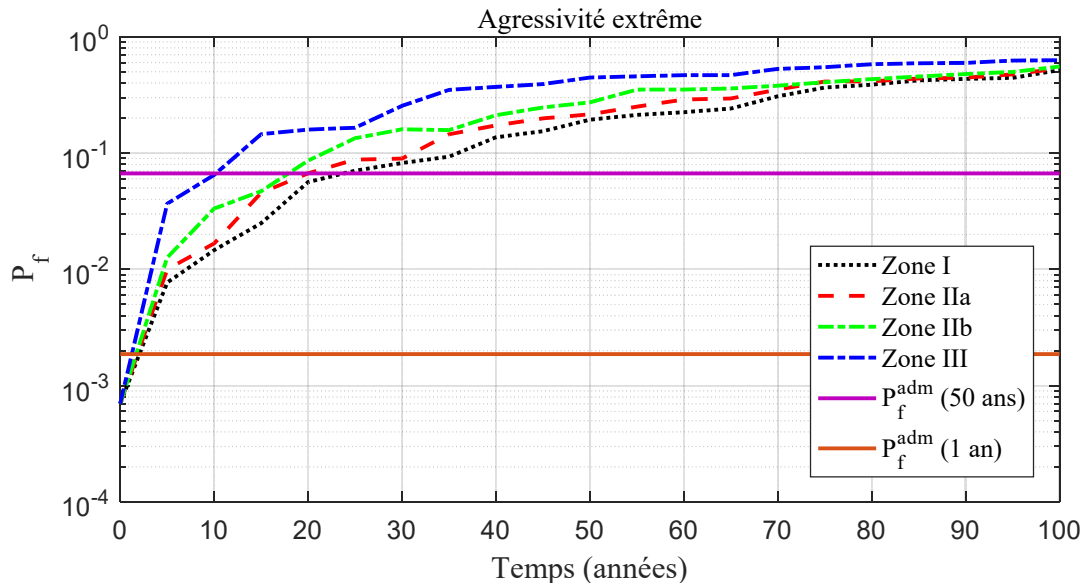


Figure III.14 : Probabilité de défaillance en fonction du temps, pour un environnement d'extrême agressivité.

III.6.1.2. Courbes de fragilité

Pour mettre en évidence l'influence de la variabilité incertaine de l'accélération sismique sur la probabilité de défaillance, nous présentons sur le tableau III.7 les probabilités de défaillance, et sur la figure III.15 les courbes de fragilité obtenues à l'âge de 50 ans pour des environnements de différentes agressivités.

Les courbes de fragilité sont établies en conformité avec le concept des modèles de fragilité, selon l'équation suivante [45] :

$$P_f = prob(G(X) \leq 0 | \ddot{a} = x_{[a, b]}) \tag{III.14}$$

Avec :

a et b représente les paramètres attribués à chaque zone sismique (tableau III.6)

Nous constatons à partir de la figure III.15 et du tableau III.7, que le réservoir rentre en défaillance en zone III même en agressivité modérée. En agressivité élevé la défaillance apparait à partir de la zone IIb. Alors que le réservoir est défaillant en extrême agressivité quel que soit la zone sismique.

Tableau III.7 : Valeurs de  $P_f$  obtenues à l'âge de 50 ans.

50 ans				
	Faible agressivité	Agressivité Modérée	Agressivité élevée	Extrême agressivité
Zone I	0.0054	0.0198	0.0486	0.1935
Zone IIa	0.0060	0.0220	0.0496	0.2153
Zone IIb	0.0100	0.0298	0.0978	0.2728
Zone III	0.0224	0.0747	0.1563	0.4458

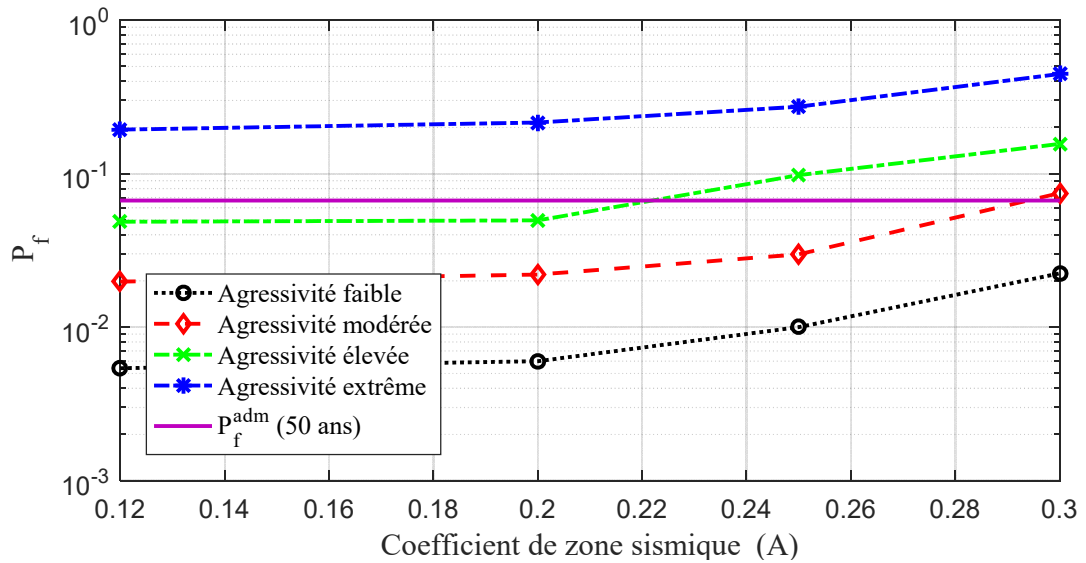


Figure III.15 : Courbe de fragilité à l'âge de 50 ans.

Les résultats montrent l'influence de la variabilité aléatoire de l'action sismique sur les résultats de la probabilité de défaillance. Pour avoir des résultats plus précis, il est nécessaire d'effectuer une analyse statistique sur un échantillon de mesure de l'accélération sismique, afin d'identifier la loi de distribution qui s'ajuste au mieux à cette variable en vue de sa génération ; c'est ce que nous tacherons de faire dans la section qui suit.

### III.6.2. Analyse statistique

Cette analyse est effectuée sur une base de données constituée de 45 accélérogrammes enregistrés suite au séisme du 21 mai 2003 de Boumerdes (Algérie), par les différents sismographes installés par le Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), dans la zone centre de l'Algérie (figure III.16). Nous donnons en figure III.17, un exemple d'accélérogramme enregistré sur le site du barrage de Kheddara (50 Km à l'Est d'Alger) et utilisé pour l'analyse statistique.



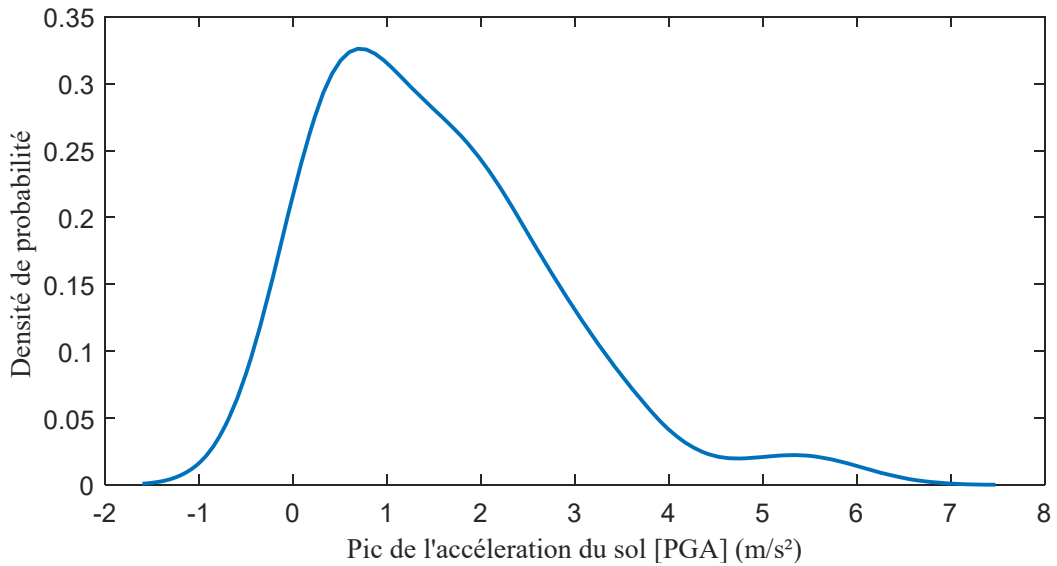


Figure III.18 : Graphe de la densité estimée des pics des accélérations sismiques.

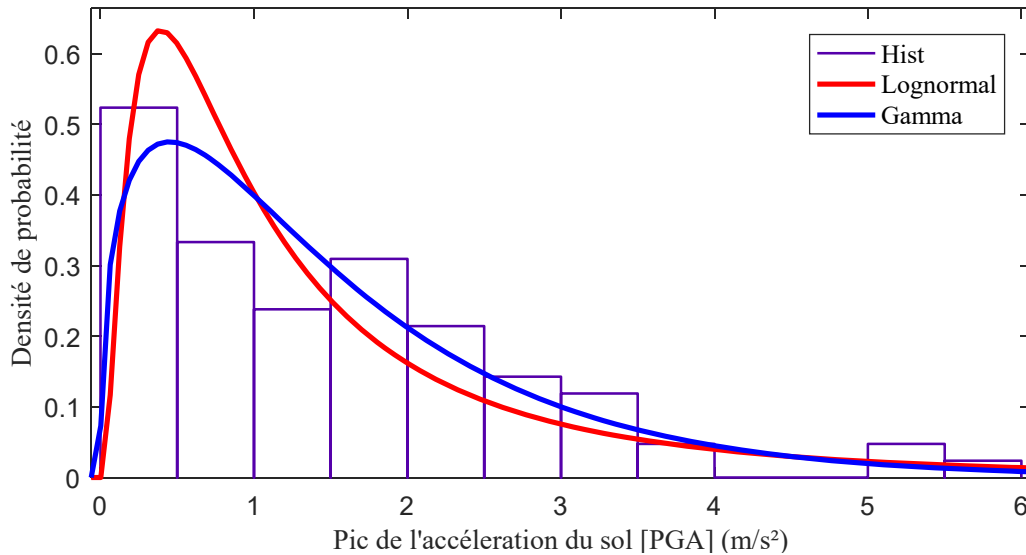


Figure III.19 : Superposition des lois de distributions avec l'histogramme des pics des accélérations sismiques.

Sur la base de la probabilité dites P-value, évaluée pour les deux lois de distribution (tableau III.8), ce test K-S montre que la loi gamma est la plus appropriée pour approximer la distribution de l'échantillon des pics d'accélération (tableau III.8). Les paramètres de forme et d'échelle de la loi sont respectivement  $k = 1,41427$  et  $\theta = 1.08846$ .

La représentation de la densité de l'échantillon ainsi que la superposition de la fonction de répartition avec l'échantillon (figure III.20) confirment le choix de la loi de distribution. En effet la loi gamma serait bien plus adéquate que la loi log normale.

Tableau III.8 : Résultats du test d'adéquation Kolmogorov –Smirnov pour l'accélération.

Loi de distribution	P-valeurs	ksstat	cv	Décision du test
Log normal	0.6737	0.0769	0.1461	acceptée
Gamma	<b>0.6987</b>	0.0753	0.1461	acceptée

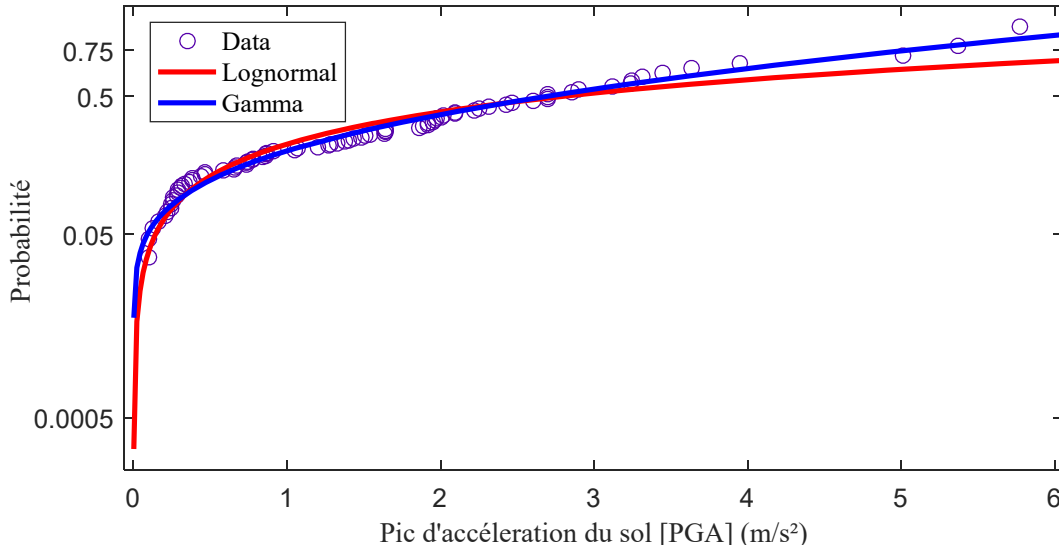


Figure III.20 : Superposition des fonctions de répartition.

Comme nous l'avons signalé à la section III.6.1, le territoire national est divisé en quatre zones sismiques. Chaque zone est bornée par une valeur maximale et une valeur minimale du coefficient d'accélération de zone (tableau III.6). Afin de limiter le tirage de la variable aléatoire de l'accélération dans les intervalles  $[a, b]$  définis pour chaque zone sismique, selon la loi de distribution gamma choisie, nous censurons les données se trouvant à l'extérieur de l'intervalle spécifié. Pour ce faire, nous choisissons la loi gamma tronquée pour générer la variable aléatoire de l'accélération sismique.

On définit ainsi la loi de probabilité tronquée de fonction de répartition  $\xi(x)$  telle que [117]:

$$\xi(x) = Pr_{a \leq x \leq b}(X \leq x) \tag{III.15}$$

$X$  est le vecteur des variables aléatoires suivant une distribution Gamma avec les paramètres  $k$  et  $\theta$ .

Pour passer d'une loi gamma à une loi gamma tronquée, nous considérons trois paramètres, à savoir, la limite inférieure ( $a$ ), la limite supérieure ( $b$ ), et l'espérance  $\mu$  de la loi gamma. Nous rappelons qu'à partir de l'étude statistique, les accélérations sismiques mesurées suivent une distribution Gamma de paramètres de forme  $k = 1,41427$  et d'échelle  $\theta = 1.08846$ . De ce fait, nous présentons sur la figure III.21 la fonction de densité de probabilité pour la loi gamma en utilisant les deux paramètres  $k$  et  $\theta$ , pour une discrétisation tronquée.

La valeur caractéristique au fractile de 95% est exprimé par les relations III.16 et III.17 :

$$Prob(X < x_{k,0,95}) = 0,95 \tag{III.16}$$

X est la variable aléatoire suivant une distribution Gamma avec les paramètres  $k$  et  $\theta$ .

$$x_{k,0,95} = F^{-1}(0,95) \tag{III.17}$$

$F^{-1}$  est la loi de probabilité cumulative de Gamma qui est gérée par la fonction `gaminv` sur Matlab<sup>®</sup>.

Nous pouvons considérer alors le rapport entre la valeur caractéristique et la valeur moyenne calculée par :

$$\mu = ab \tag{III.18}$$

Nous avons fait l'hypothèse que le rapport entre la valeur moyenne et la valeur caractéristique est constant quel que soit la plage de l'accélération sismique, soit :

$$\alpha = \frac{x_{k,0,95}}{\mu} \tag{III.19}$$

Soit maintenant une zone sismique considérée par l'intervalle  $[a, b]$ . Nous supposons que les accélérations suivent une loi Gamma tronquée de paramètres  $\tilde{k}$  et  $\tilde{\theta}$  à calculer en tenant compte de l'accélération  $b$  est une valeur caractéristique au fractile de 95%.

Donc la nouvelle moyenne est donnée par :

$$\tilde{\mu} = \tilde{k}\tilde{\theta} = \frac{b}{\alpha} \tag{III.20}$$

Nous supposons maintenant, que le coefficient de variation des deux lois est le même, alors :

$$k = \tilde{k} \tag{III.21}$$

Finalement la zone sismique  $[a, b]$  peut-être modélisée par une Gamma tronquée par les valeurs  $a$  et  $b$  et les paramètres :

$$\begin{cases} \tilde{k} = k \\ \tilde{\theta} = \frac{b}{\alpha k} \end{cases} \tag{III.22}$$

Les nouveaux paramètres  $\tilde{k}$  et  $\tilde{\theta}$  sont déterminés pour chaque zone sismique comme s'est illustré en tableau III.9 :

**Tableau III.9 : Valeurs des paramètres  $\tilde{k}$  et  $\tilde{\theta}$  pour chaque zone sismique.**

Zone sismique	Description	$\tilde{k}$	$\tilde{\theta}$
I	Zone de faible sismicité	1.4143	0.0319
IIa	Zone de moyenne sismicité	1.4143	0.0532
IIb	Zone de sismicité élevée	1.4143	0.0665
III	Zone de sismicité très élevée	1.4143	0.0798

Nous présentons sur les figures III.22 à III.25 les densités de probabilité pour la loi gamma tronquée, pour chaque zone sismique. Notons que, les histogrammes sont définis dans les intervalles  $[a, b]$  pour chaque zone sismique, comme s'est illustré dans le tableau III.6.

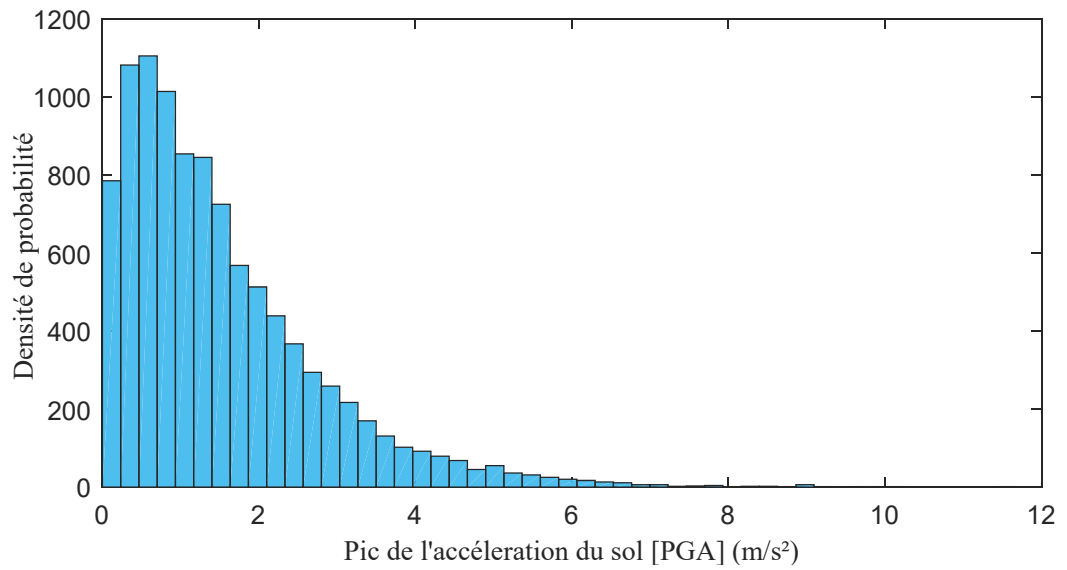


Figure III.21 : Graphe de la fonction de densité de probabilité pour la loi gamma.

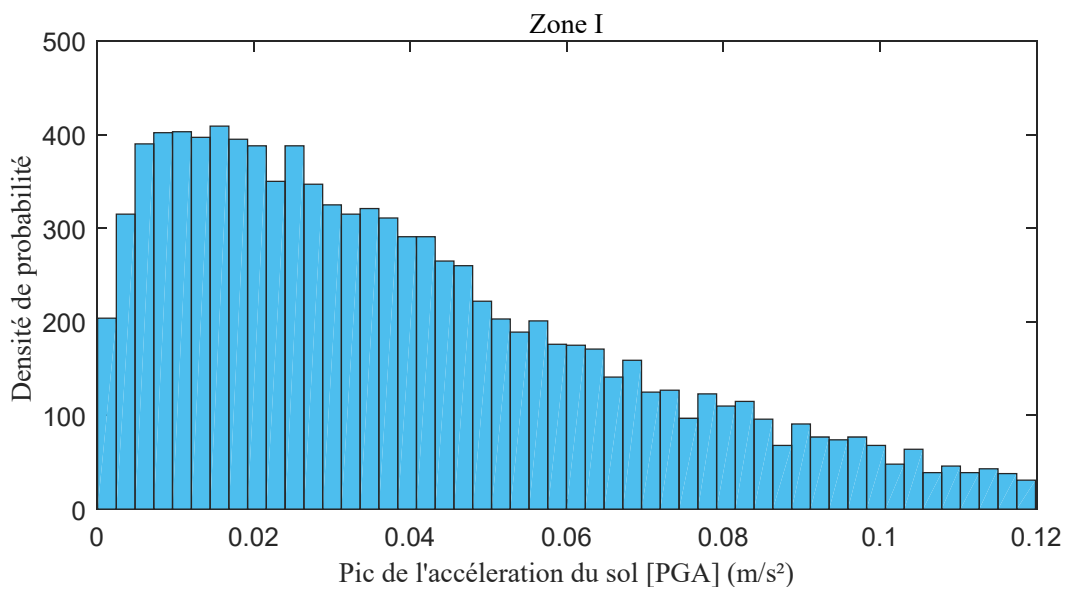


Figure III.22 : Graphe de la fonction de densité de probabilité pour la zone I de loi gamma tronquée.

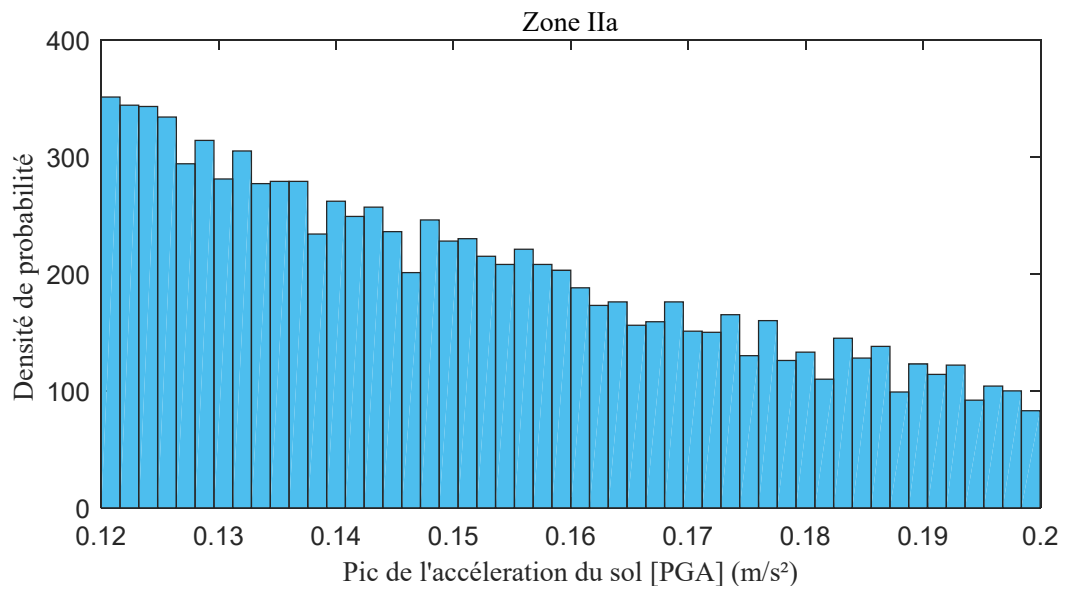


Figure III.23 : Graphe de la fonction de densité de probabilité pour la zone IIa de loi gamma tronquée.

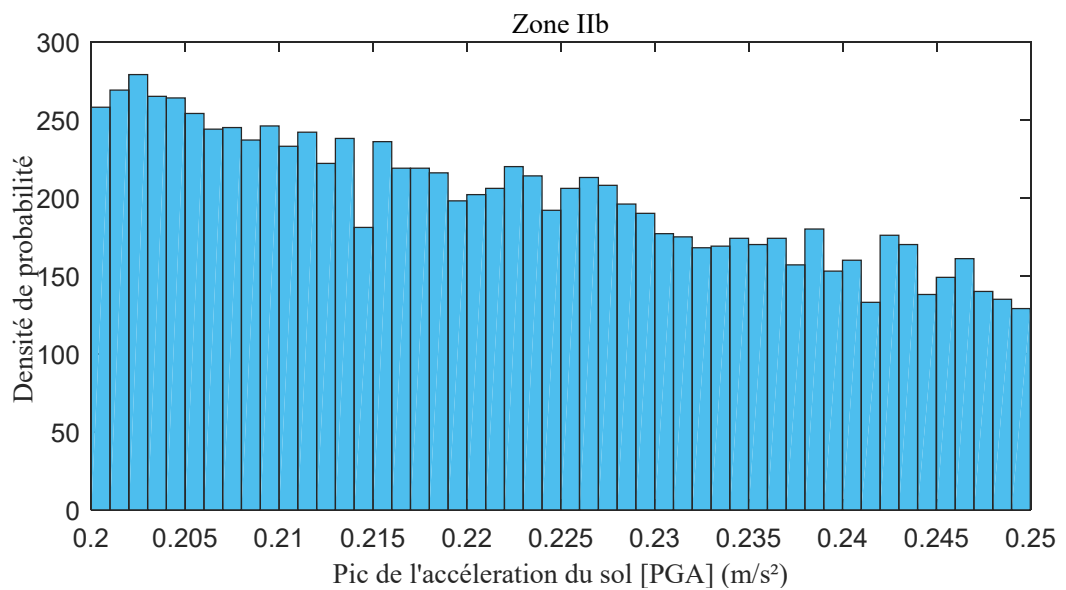
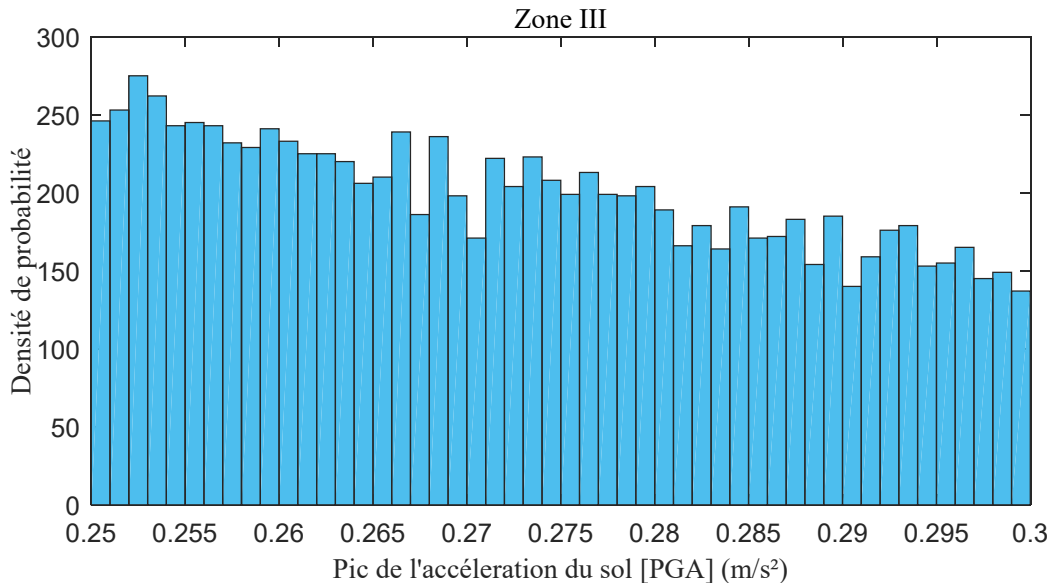


Figure III.24 : Graphe de la fonction de densité de probabilité pour la zone IIb de loi gamma tronquée.



**Figure III.25 : Graphe de la fonction de densité de probabilité pour la zone III de loi gamma tronquée.**

### III.6.2.1. Évolution de la probabilité de défaillance $P_f$

Nous présentons sur les figures (III.26-III.29) l'évolution de la probabilité de défaillance  $P_f$  en fonction du temps, pour chaque zone sismique et pour les milieux de différents taux d'agressivité, en considérant l'accélération sismique comme variable aléatoire suivant la loi gamma tronquée de paramètres  $\tilde{k}$  et  $\tilde{\theta}$ , donnés au tableau III.9.

Il est observé que les courbes présentent une tendance et une progression continue, similaire à celle observée lorsque l'accélération sismique est déterministe. On peut en déduire que l'incertitude associée à la charge sismique n'affecte pas l'évolution de la corrosion au niveau des armatures.

A un jeune âge (0- 5ans), aucune variation significative n'est observée dans l'évolution de la probabilité de défaillance (figures III.11-III.14). Ces résultats mettent en évidence le fait que les processus de corrosion nécessitent du temps pour se développer et endommager les structures de manière significative.

Nous constatons aussi que les courbes sont plutôt d'allure linéaire et évolue progressivement selon l'agressivité du milieu et l'intensité de l'action sismique. Les probabilités de défaillances  $P_f$  ont tendance à se rapprocher à mesure que l'on passe du milieu de faible agressivité au milieu d'agressivité extrême, jusqu'à presque se confondre et à tendre vers une asymptote horizontale. Ce phénomène est particulièrement marqué dans les environnements d'extrême agressivité (figure III.29). Cette convergence vers des niveaux de probabilité de défaillance similaires indique que la corrosion devient le facteur prédominant qui influe sur la performance à long terme des structures, particulièrement dans des environnements fortement corrosifs. Ceci est

révélateur de la dominance du milieu d'agressivité sur l'intensité sismique à partir du milieu modéré.

En résumé, ces résultats mettent en évidence la progression de la corrosion en tant que problème significatif au fil du temps, en particulier dans les environnements agressifs. Cette constatation souligne la nécessité d'une vigilance continue et de mesures préventives pour garantir la durabilité et la fiabilité à long terme des réservoirs surélevé.

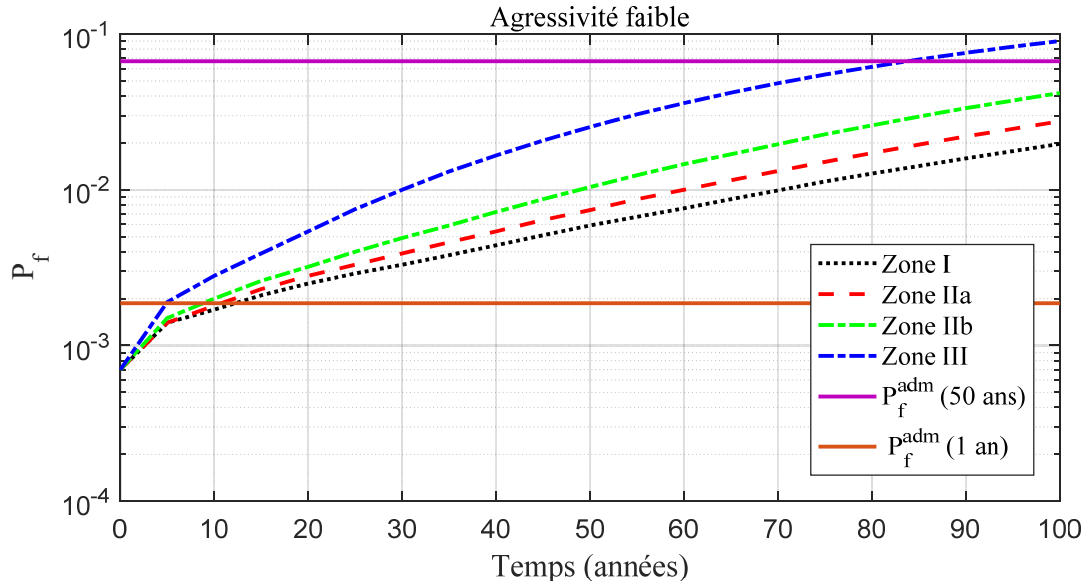


Figure III.26 : Probabilité de défaillance en fonction du temps, dans un environnement de faible agressivité.

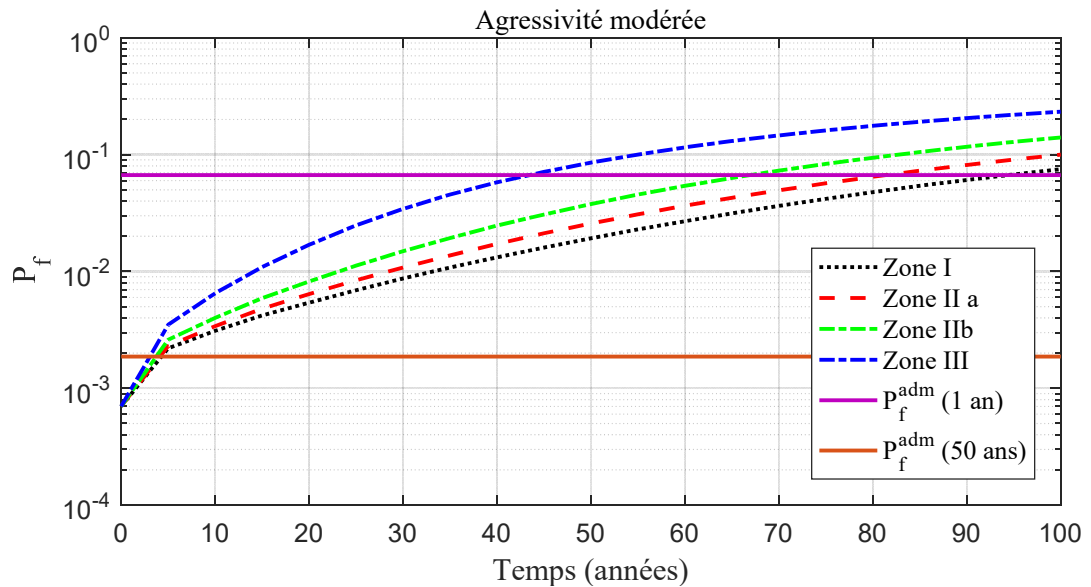


Figure III.27 : Probabilité de défaillance en fonction du temps, dans un environnement d'agressivité modérée.

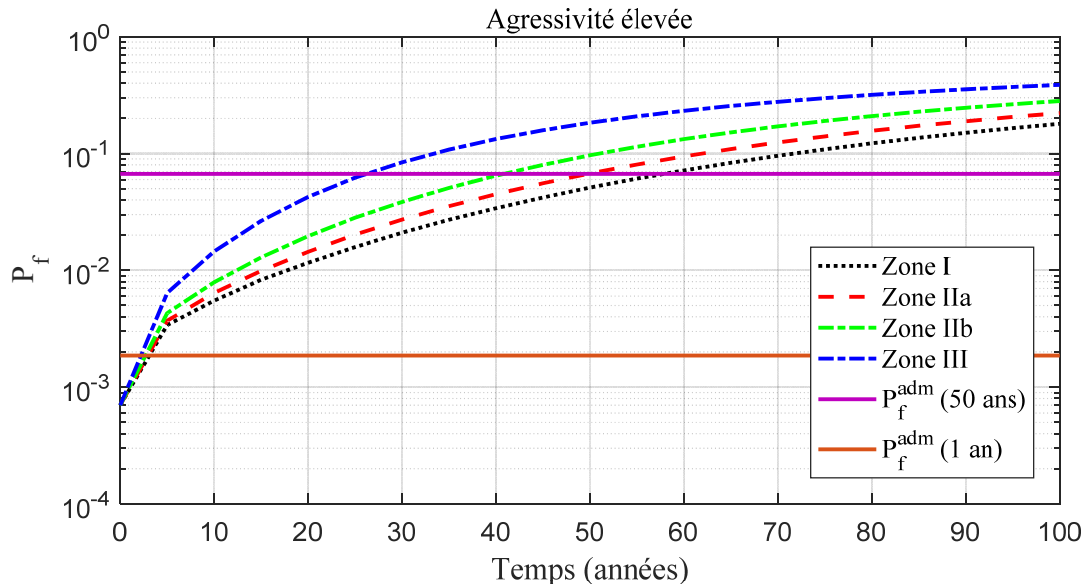


Figure III.28 : Probabilité de défaillance en fonction du temps, dans un environnement d'agressivité élevée.

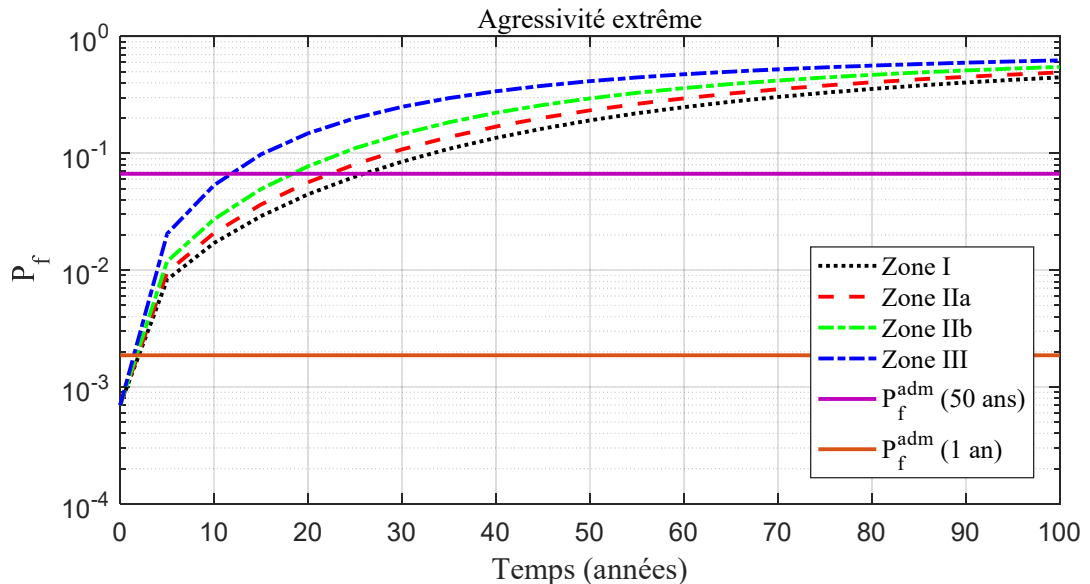


Figure III.29 : Probabilité de défaillance en fonction du temps, dans un environnement d'agressivité extrême.

### III.6.2.2. Courbes de fragilités

Les courbes de fragilité sont établies pour chaque zone sismique selon l'équation (III.14). La figure III.30 représente les courbes de fragilité à  $t = 50$  ans pour des environnements de différentes agressivités. Par ailleurs, le tableau III.10 illustre les probabilités de défaillance obtenues à 50 ans d'âge du réservoir.

À partir du tableau III.10, nous constatons que les résultats obtenus se concordent parfaitement avec ceux obtenus lorsque l'accélération sismique est déterministe (tableau III.5). Cependant, on note une légère réduction de la probabilité de défaillance pour les zones IIa, IIb

et III. Ces résultats confirment le choix de la loi gamma tronqué pour représenter l'incertitude des charges sismique.

Nous remarquons que la probabilité de défaillance admissible ( $P_f^{adm}$ ) est dépassée pour toutes les zones sismique dans le milieu d'extrême agressivité et pour les zone IIa, IIb et III pour le milieu de forte agressivité. Par ailleurs, la probabilité de défaillance admissible ( $P_f^{adm}$ ) est atteinte dans le milieu d'agressivité modérée que pour la zone III. En milieu de faible agressivité, le réservoir reste fiable quel que soit la zone sismique. Ces résultats ne sont pas surprenants car pour les structures exposées à de forte concentration d'ions chlorures, des niveaux de détérioration appréciables ont été signalés après 15 ou 20 ans d'exposition [93].

Tableau III.10 : Valeurs de  $P_f$  obtenues à l'âge de 50 ans.

50 ans				
	Faible agressivité	Agressivité Modérée	Agressivité élevée	Extrême agressivité
Zone I	0.0059	0.0192	0.0511	0.1913
Zone IIa	0.0074	0.0257	0.0675	0.2332
Zone IIb	0.0104	0.0377	0.0966	0.2949
Zone III	0.0253	0.0854	0.1835	0.4143

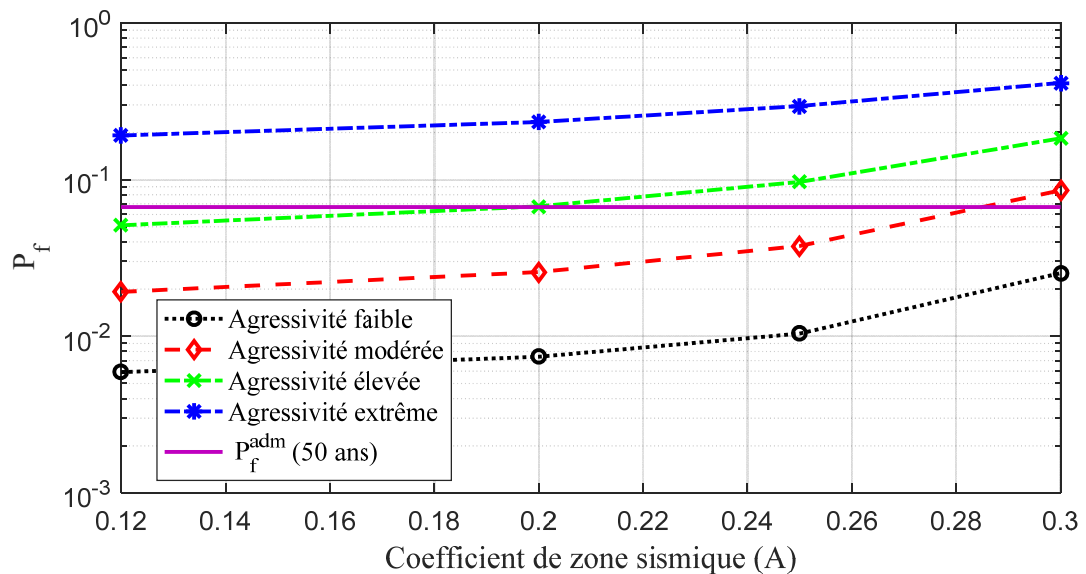


Figure III.30 : Courbe de fragilité à l'âge de 50 ans.

### III.7. Influence de la variabilité stochastique de la température

Dans cette section, nous avons intégré le processus stochastique de la température dans notre modèle mécanique définissant la section résiduelle d'armatures dans le temps, en vue d'évaluer son influence sur l'évolution de la corrosion, ainsi que sur la durabilité du réservoir d'étude. La variabilité stochastique de la température fait référence à la variabilité aléatoire qui

est causée par des facteurs externes ; tels que les perturbations météorologiques et les changements climatiques. Ces perturbations diffèrent selon leurs durées, leurs tailles et leurs emplacements [85]. En effet, la durée d'une perturbation météorologique peut avoir des impacts significatifs sur la durabilité de la structure, car des dommages répétés peuvent affaiblir les matériaux, qui peuvent causer leurs détériorations et provoquer une défaillance prématurée ; ce qui fait du climat un système chaotique pour la stabilité des structures [13].

### III.7.1. Effet du réchauffement climatique

Les recherches récentes sur la corrosion considèrent une température moyenne constante pour le développement de la corrosion, et l'élaboration de modèles de dommages [85]. Cependant, les mesures météorologiques affirment sans équivoque, à l'échelle du globe, une hausse des températures moyennes de l'atmosphère et de l'océan [118]. En effet, il a été constaté que la période allant de (1995 -2006) figure parmi les douze années les plus chaudes depuis 1850 ; date à laquelle ont débuté les relevés instrumentaux de la température à la surface du globe. Selon l'IPCC (2007) [118], la tendance linéaire au réchauffement entre 1901 et 2000 était de 0,6 [0,4-0,8] °C et atteint la valeur 0,74 [0,56-0,92] °C entre 1906-2005 (figure 3.32). Les températures ont augmenté presque partout dans le monde, la tendance linéaire du réchauffement climatique au cours des 50 dernières années (0,13 °C par décennie) est presque le double des mesures effectuées au cours des 100 dernières années (0,076 °C).

Depuis la publication du premier rapport du Groupe d'Experts Intergouvernemental sur l'évolution du climat en 1990, les projections évaluées font apparaître une hausse de la température moyenne à la surface du globe de 0,15 à 0,3 °C par décennie entre 1990 et 2005.

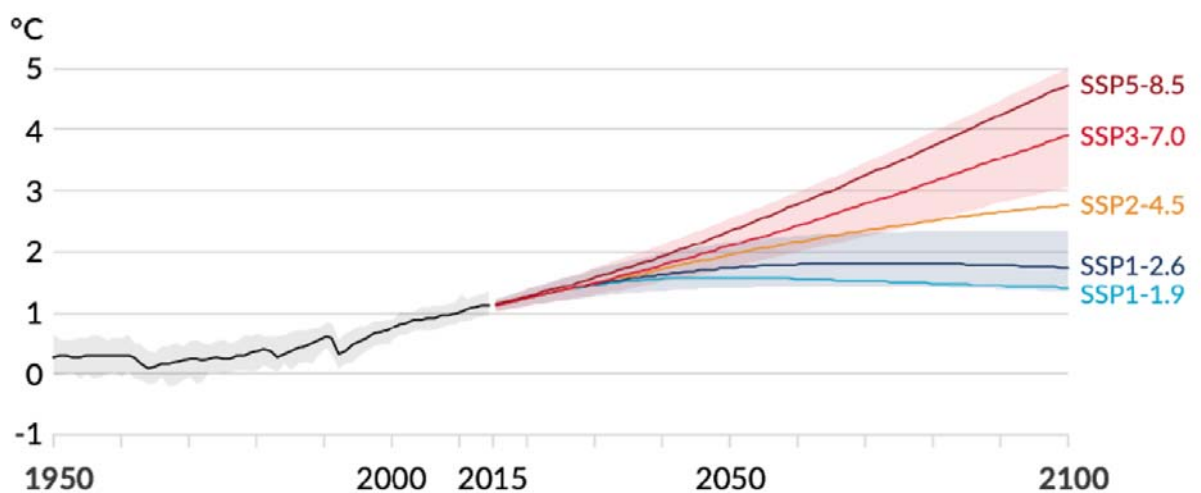
Suite aux différentes observations, la hausse de la température moyenne est estimée à environ 0,2 °C par décennie, et on s'attend à ce que la température augmente de 2°C d'ici 2100, même dans le cadre d'un scénario optimiste où les émissions de CO<sub>2</sub> sont réduites [119].

Dans le 6<sup>ème</sup> et dernier rapport du Groupe d'experts intergouvernemental sur l'évolution du climat (GIEC), les scénarios ont évolué des traditionnels RCP (pour "Representative Concentration Pathway" en anglais) vers les SPP (pour "Shared Socio-economic Pathways") intégrant désormais des éléments de développement socio-économiques, tels que l'urbanisation, l'énergie, l'agriculture, le PIB et d'autres paramètres. Chaque niveau d'émission de gaz à effet de serre est associé à un mode de consommation sociétale. Dans ces nouveaux scénarios, les sciences socio-économiques interagissent enfin avec les sciences exactes et les sciences de la nature [120].

Les cinq scénarios retenus sont les suivants (figure III.31) :

- Deux scénarios avec des émissions de gaz à effet de serre (GES) élevées et très élevées, qui sont respectivement : **SSP3-7.0** et **SSP5-8.5**.
- Un scénario avec des émissions de GES intermédiaires : **SSP2-4.5**.
- Deux scénarios avec des émissions de GES très faibles et faibles, qui sont respectivement : **SSP1-1.9** et **SSP1-2.6**.

SSPx-y est l'abréviation d'un scénario, où x est le numéro (1 à 5) du scénario socio-économique SSP qui a été utilisée pour développer la trajectoire d'émissions, et y indique la valeur approximative du forçage radiatif (en  $W/m^2$ ) atteint à la fin du siècle. Un « scénario SSPx-y » est ainsi une trajectoire d'émissions de GES et de réchauffement associé.



**Figure III.31 : Trajectoires de réchauffement planétaire selon les cinq scénarios SSPx-y retenus dans le résumé pour décideur du GIEC [120].**

Parmi les scénarios traités, seuls les SSP1 et SSP2 correspondent à de faibles émissions de GES et permettent de maintenir la trajectoire de  $1,5^{\circ}C$ , fixée par l'Accord de Paris (COP21). En revanche, les scénarios SSP3 à SSP5 affichent des trajectoires de températures alarmantes, oscillant entre 2 et  $4,7^{\circ}C$ , d'ici la fin du siècle (figure III.31).

A partir de la figure III.31, nous pouvons déduire une hausse de température  $\Delta T$  pour une période d'analyse de 100 ans (2000 à 2100), et qui est donnée dans le tableau III.11 :

**Tableau III.11 : : Niveaux de réchauffement par scénario.**

<b>SSP</b>	<b>Nature du scénario</b>	<b><math>\Delta T</math> (<math>^{\circ}C</math>)</b>
SSP1-1.9	Plus optimiste	0.9
SSP1-2.6	Optimiste	1.3
SSP2-4.7	Intermédiaire	2.8
SSP3-7.0	Pessimiste	3.4
SSP5-8.5	Plus pessimiste	4.3

Mais, il est intéressant de signaler que nous avons d'un côté les climato-sceptiques qui encensent les « techno-solutions » ; leur mouvement s'organise et se baptise «climato-réaliste», qui défendent les scénarios (SPP1 et SPP2) et de l'autre côté les experts du GIEC qui sont qualifiés de « climato-alarmistes » qui défendent les scénarios (SPP3 et SPP5). Cette polémique s'invite jusque dans les encyclopédies numériques et réseaux sociaux : Wikipédia et LinkedIn soutiennent le GIEC et Wikiberal et X (ex. Twitter).

Pour les besoins de notre analyse, nous nous situons plutôt dans le scenario intermédiaire qui correspondrait au SPP2.

### III.7.2. Tendence moyenne de la température et variation saisonnière

En s'inspirant du modèle proposé par Bastidas-Arteaga [4, 85, 93], le changement de température produit par le réchauffement climatique est modélisé par une fonction linéaire du temps.

La valeur moyenne annuelle  $T_{moy}$  pour une période d'analyse  $t_n$  est définie par :

$$T_{moy}(t) = T_{t0} + \left( \frac{T_{tn} - T_{t0}}{t_n} \right) t \quad (III.23)$$

Où  $T_{t0}$  et  $T_{tn}$  représentent respectivement les moyennes annuelles des températures au début de la période d'analyse et à la fin de la période de référence.

D'autre part, notons qu'une année de référence représente une saison chaude et une saison froide pour la température. Les prévisions du réchauffement de la planète indiquent également que les sécheresses augmentent la durée des saisons chaudes notée ( $L_c$ ), par rapport à la durée des saisons froides notée ( $L_f$ ). En définissant  $R_0$  comme la durée normalisée de la saison froide à  $t=0$ , c-à-d  $R_0=L_f/1$  année, et  $R_{tn}$  comme la durée normalisée du froid pour  $t= t_n$  ( $L_f$  est en années) ; il est possible d'estimer linéairement la durée normalisée de la saison froide  $R$  pour une période tel que :

$$R(t) = R_0 + \left( \frac{R_{tn} - R_0}{t_n} \right) [t] \quad (III.24)$$

Avec  $[t]$  : est la fonction Floor de Matlab<sup>®</sup>. Cette fonction donne l'entier d'une division sans le reste.

Ainsi, en utilisant une formulation sinusoïdale pour simuler la variation saisonnière de  $T_{moy}$  autour de la tendance linéaire (Equation (III.23)), la moyenne saisonnière de  $T_m$  s'écrit :

$$T_m = \begin{cases} T_{moy} - \left( \frac{T_{max} - T_{min}}{2} \right) \sin \left( \frac{t - [t]}{1 - R(t)} \pi \right) & \text{pour la période foide} \\ T_{moy} + \left( \frac{T_{max} - T_{min}}{2} \right) \sin \left( \frac{t - [t] + R(t) - 1}{R(t)} \pi \right) & \text{pour la période chaude} \end{cases} \quad (III.25)$$

### III.7.3. Données de la température

Les données météorologiques relatives aux températures de la région d'étude, à savoir la wilaya de Tizi-Ouzou, qui est le lieu de l'implantation de notre ouvrage, nous ont été fournies par l'Office National de la Météorologie de la wilaya de Tizi-Ouzou, pour la période allant de 1995 à 2005 (Annexe B).

Par ailleurs, pour approcher l'évolution de la température et donner l'allure de sa trajectoire journalière, nous avons consulté différents sites météorologiques. Ces derniers ont montré que cette trajectoire journalière de la température suit une forme sinusoïdale avec un maximum et un minimum (figure III.32).

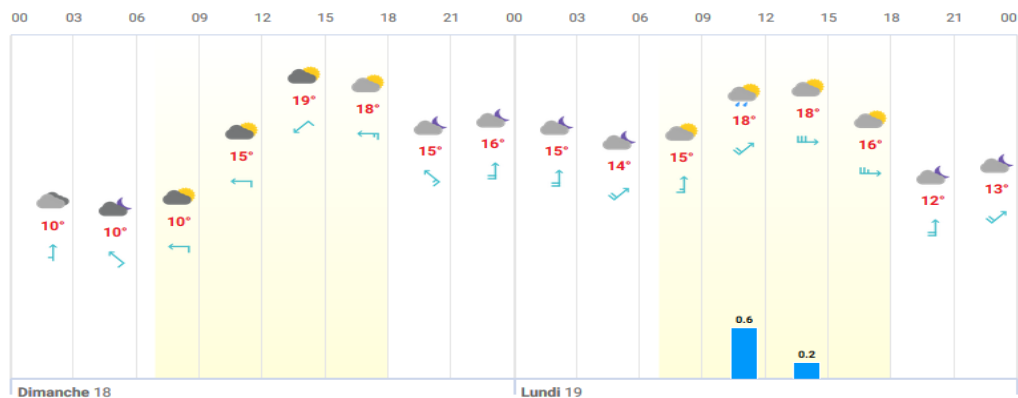


Figure III.32 : Trajectoire de la température par heure deux journées successives de novembre. ([https://www.tameteo.com/meteo\\_Tizi+Ouzou-Afrique-Algerie-Provincia+de+Tizi+Ouzou--1-175876.html?d=heures-par-heures](https://www.tameteo.com/meteo_Tizi+Ouzou-Afrique-Algerie-Provincia+de+Tizi+Ouzou--1-175876.html?d=heures-par-heures)).

La même allure de cette trajectoire journalière a été adoptée pour les différents mois de l'année, en utilisant les moyennes historiques maximales et minimales de chaque mois, telles qu'illustrées dans le tableau III.12. La figure III.33 représente, à titre d'exemple la tendance de la trajectoire de la température pour une journée du mois de novembre.

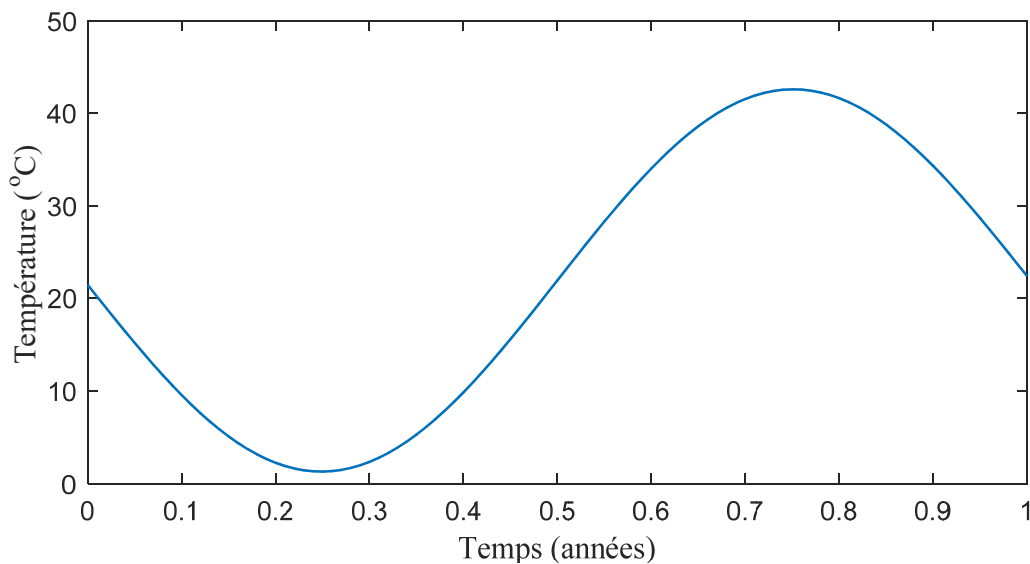
Tableau III.12 : Données de la température à l'année de référence.

Mois	Températures Moyennes Historiques	
	maximales	minimales
Janvier	21	3.2
Février	24.1	3.9
Mars	24.1	6.5
Avril	28.5	7.8
Mai	34.5	12.7
Juin	38	17.1
Juillet	41	20.3
Aout	44	20.8
Septembre	37.8	16.5
Octobre	34.2	12.2
Novembre	28.6	9.2
Décembre	23.7	5.4

Pour la température moyenne annuelle à  $t=0$ , nous avons utilisé la moyenne des températures historiques (Annexe B), à savoir  $T_{10} = 21.46$  °C. En prenant comme référence une période d'analyse  $t_n$  de 100 ans, et en considérant le scénario intermédiaire, la hausse de la température moyenne due au réchauffement climatique, par siècle est de  $2.8$  °C (tableau III.11). Ainsi la température moyenne annuelle  $T_{tn} = 24.26$  °C. La température maximal et minimale sont tirées du tableau III.12, à savoir :  $T_{\min} = 3.2$  °C ;  $T_{\max} = 44$  °C.

Vu les prévisions du réchauffement climatique, indiquant l'augmentation de la température, par voie de conséquence l'augmentation de la durée de sécheresse. De ce fait la valeur utilisée pour définir la durée normalisée de la saison froide à  $t = 0$  et à  $t = n$  année, sont respectivement par  $R_0 = 0.5$  et  $R_{tn} = 0.4$  [4].

Nous présentons dans les figures III.33 et III.34 respectivement, l'allure de la variation de la trajectoire de la température sur une période d'une année et sur une période de dix ans. Nous constatons que l'allure est sinusoïdale et identique pour chaque année et avec une amplitude saisonnière variant  $T_{\min} = 3.2$  °C et  $T_{\max} = 44$  °C (figure III.33). Le modèle utilisé, définit la même variation de la température et elle suit le même schéma peu importe le nombre d'années enregistrées.



**Figure III.33 : Tendance de la trajectoire de la température sur une année.**

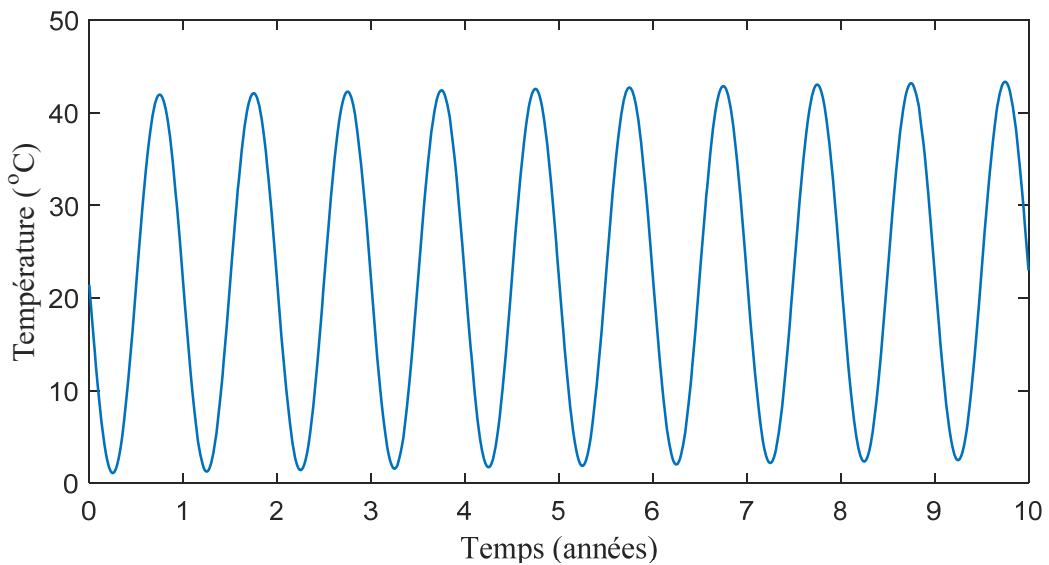


Figure III.34 : Tendence de la trajectoire de la température sur 10 ans.

#### III.7.4. Modélisation stochastique de la température

Le modèle présenté précédemment simule l'impact des variations saisonnières et du réchauffement climatique sur la température. Il est important de souligner que les valeurs prédites ne reflètent qu'un comportement global qui ne tient pas compte du caractère aléatoire des phénomènes. Par conséquent, le modèle du réchauffement climatique proposé sera couplé à des processus stochastiques afin d'améliorer sa prévisibilité. Cette amélioration permet de prendre en compte l'apparition des périodes les plus chaudes et les plus froides, ainsi que les valeurs extrêmes au cours de la période d'analyse [4].

Dans ce contexte, pour modéliser la nature aléatoire de la température, nous avons considéré que celle-ci est gaussienne et suit la trajectoire de la tendance annuelle définie précédemment. Le modèle stochastique de la température est défini comme suit :

$$T_a = T_m + cv \cdot T_m \cdot \xi(i) \quad (\text{III.26})$$

Avec :

$\xi(i)$  est le vecteur aléatoire gaussien.

$cv$  est le coefficient de variation, qui est pris égale à 0.1.

La figure III.35 et figure III.36 montrent la réalisation du modèle stochastique pour une période d'une année et de dix ans.

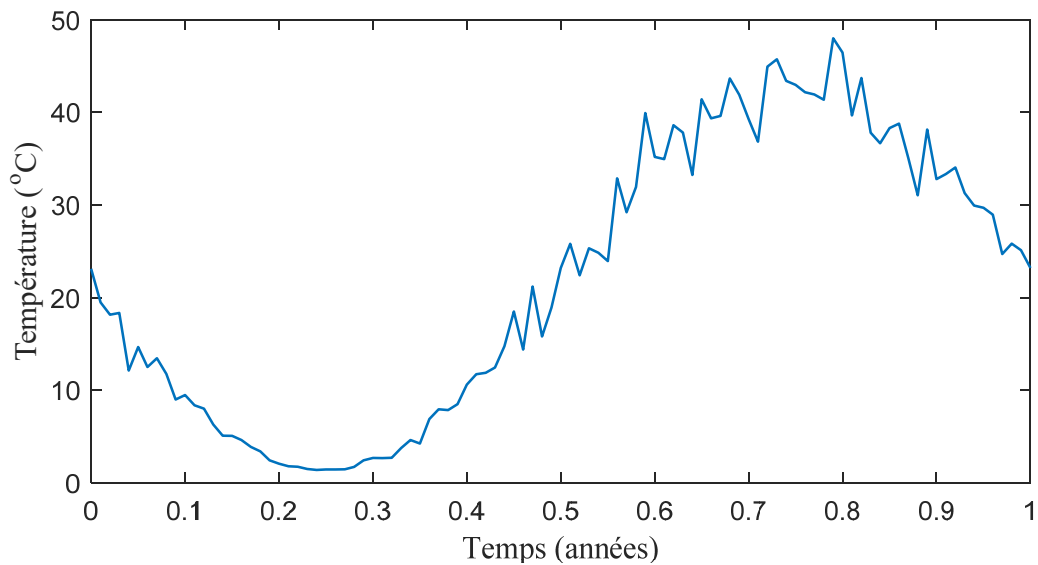


Figure III.35 : Modélisation stochastique de la température sur 1 année.

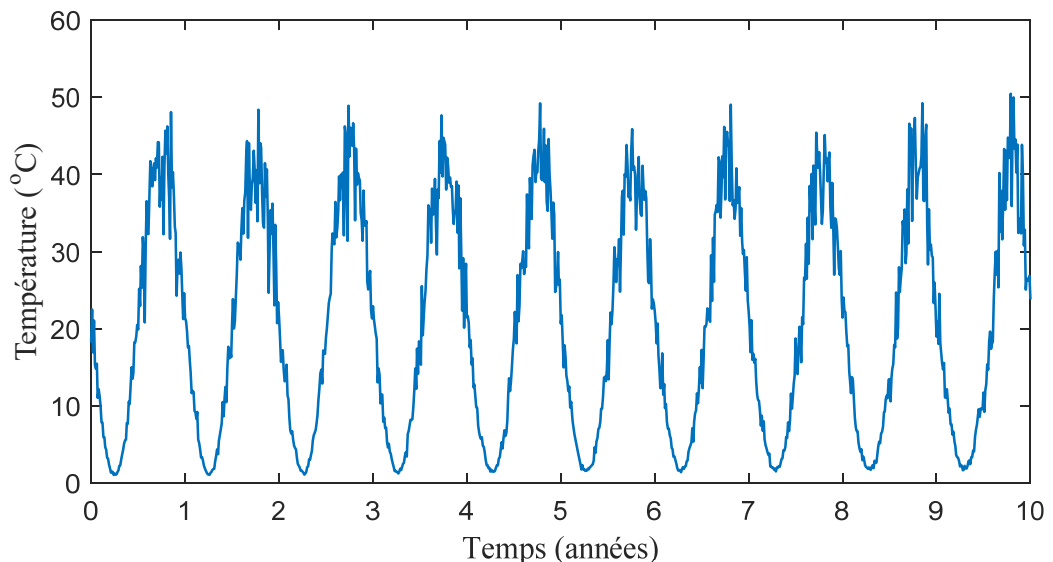


Figure III.36 : Modélisation de la température sur 10 ans.

### III.7.5. Résultats et discussion

La cinématique des mécanismes de pénétration des ions chlorures et de propagation de la corrosion est fortement influencée par les conditions environnementales, y compris le changement climatique qui pourrait accélérer ou ralentir ces processus en fonction de l'exposition spécifique et de l'environnement [13]. Par conséquent, nous présentons dans la figure III.37, l'évolution de la probabilité de défaillance du réservoir surélevé en considérant un milieu d'extrême agressivité et une zone de forte sismicité. Et ce en tenant compte de la température, qui varie soit de manière déterministe (tableau III.2), soit d'une manière incertaine selon les scénarios SSP1-1.9, SSP2-4.7, SSP5-8.5 (tableau III.11).

Nous constatons, que la probabilité de défaillance diminue lorsque la variabilité stochastique de la température est considérée. De plus, nous notons que les courbes de  $P_f$  pour les trois scénarios sont quasi-confondus. Nous déduisons que pour le modèle de corrosion utilisé dans cette étude, l'apport du type du scénario utilisé n'est pas très significatif.

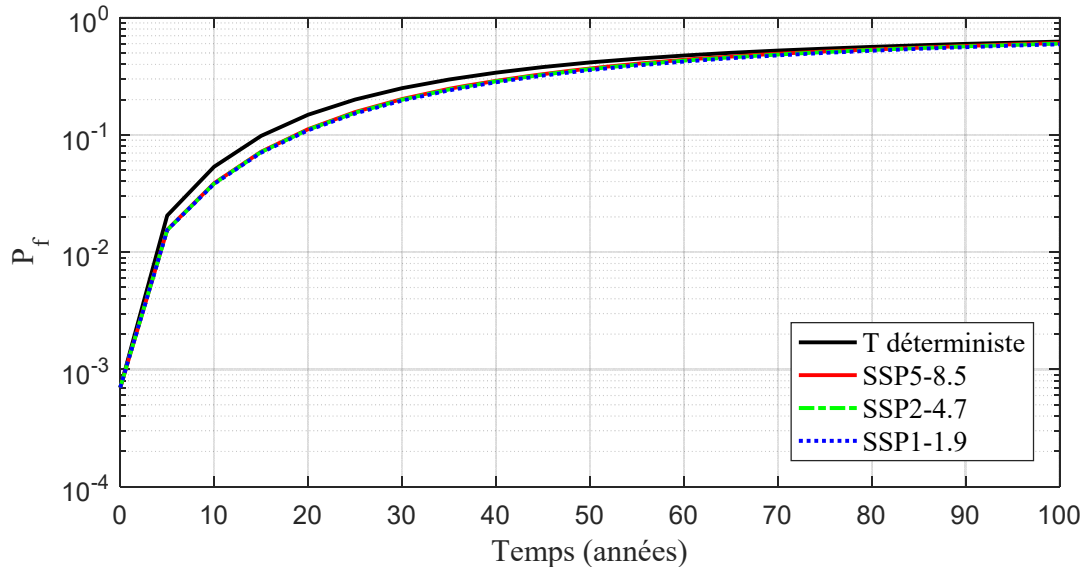


Figure III.37 : Probabilité de défaillance pour différents scénarios de changement climatique.

Pour ce faire, nous explorons dans ce qui suit, l'influence du réchauffement climatique sur l'évolution de la durée de vie du réservoir, en considérant le scénario intermédiaire.

### III.7.5.1. Évolution de $P_f$ en fonction du temps

Les figures (III.38-III.41) illustrent la variation de la probabilité de défaillance  $P_f$  en fonction du temps pour différentes zones sismiques et des environnements de différents taux d'agressivité, en tenant compte de l'effet stochastique de la température. Les paramètres de corrosion, la résistance à la compression du béton ainsi que l'accélération sismique sont maintenues aléatoires.

Nous constatons que les courbes suivent exactement les mêmes allures que celles sans la prise en compte de la variabilité stochastique de la température. Nous observons aussi sur ces figures une variation négligeable de la probabilité de défaillance à un jeune âge en comparaison avec les figures (III.26-III.29), et ce pour toutes les zones sismiques et les différents environnements. Il est vrai que dans le modèle de corrosion adopté (voir chapitre II) la température n'intervient pas en phase d'initiation à la corrosion mais plutôt en phase de propagation, lors du calcul de la pique.

A l'âge de 50 ans, l'influence de la variabilité stochastique est ressentie. En effet, nous constatons une légère réduction de la probabilité de défaillance (figure III.42).

Dans un environnement d'agressivité faible (figure III.38), la probabilité de défaillance admissible ( $P_f^{adm}$ ) de référence à l'âge de 50 ans n'est pas dépassée avec la prise en compte de la variation stochastique de la température.

Dans un environnement d'agressivité modérée (figure III.39), la probabilité de défaillance admissible ( $P_f^{adm}$ ) de référence à l'âge de 50 ans n'est pas dépassée pour la zone III, contrairement aux résultats de l'analyse, où la température est considérée comme étant déterministe.

Dans un environnement d'agressivité élevée (figure III.40), la probabilité de défaillance admissible ( $P_f^{adm}$ ) de référence à l'âge de 50 ans n'est pas dépassée pour les zones de faible et moyenne sismicité.

Pour l'environnement d'extrême agressivité (figure III.41), la probabilité admissible à l'âge de 50 ans est nettement dépassée pour toutes les zones sismiques.

A partir de ces résultats, nous pouvons conclure que l'influence de la variabilité stochastique de la température sur les résultats de la probabilité de défaillance est assez sensible, mais demeure moins importants que celles de l'action sismique et de l'intensité de l'agressivité du milieu. La réduction de la probabilité de défaillance induite par le réchauffement climatique est visible dans tous les différents environnements. L'intégration de la variabilité stochastique de la température nous a permis d'obtenir une évaluation plus précise de la fiabilité du réservoir surélevé. Lorsqu'on considère la température comme étant stochastique dans l'analyse de la fiabilité du réservoir, cela peut sembler réduire la probabilité de défaillance de la structure, mais en réalité, ceci permet de tenir compte des variations naturelles, de l'incertitude et des pires scénarios possibles, afin d'évaluer la durabilité de la structure dans des conditions réelles et variables.

Ces résultats soulignent l'importance de construire des modèles probabilistes complets en introduisant des actions météorologiques dans l'évaluation de la pénétration des chlorures, afin de suivre la défaillance temporelle du réservoir surélevé, vis-à-vis de la corrosion.

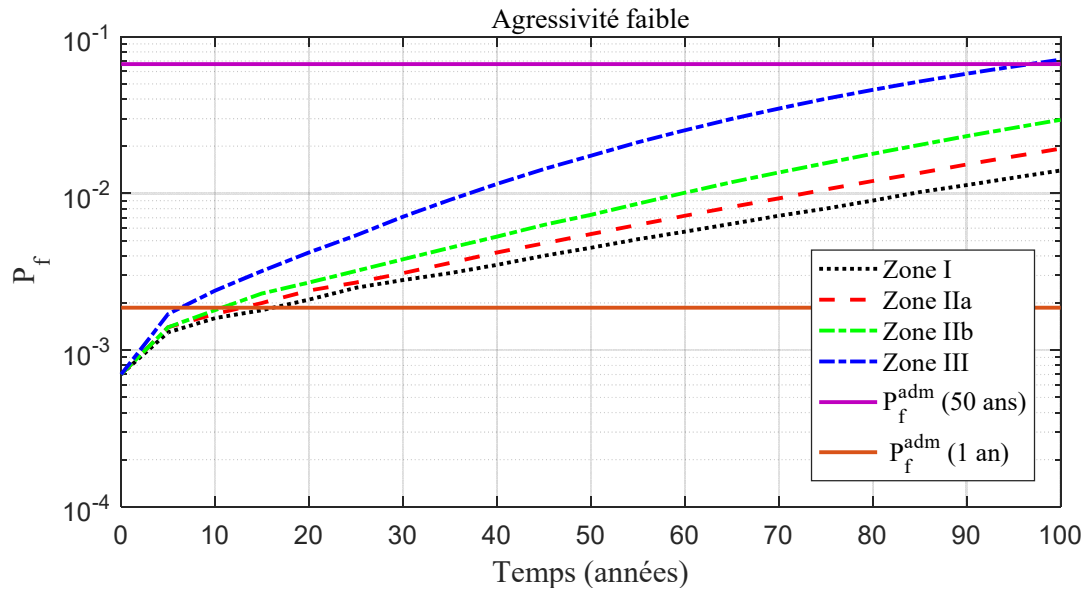


Figure III.38 : Probabilité de défaillance en fonction du temps, dans un environnement de faible agressivité.

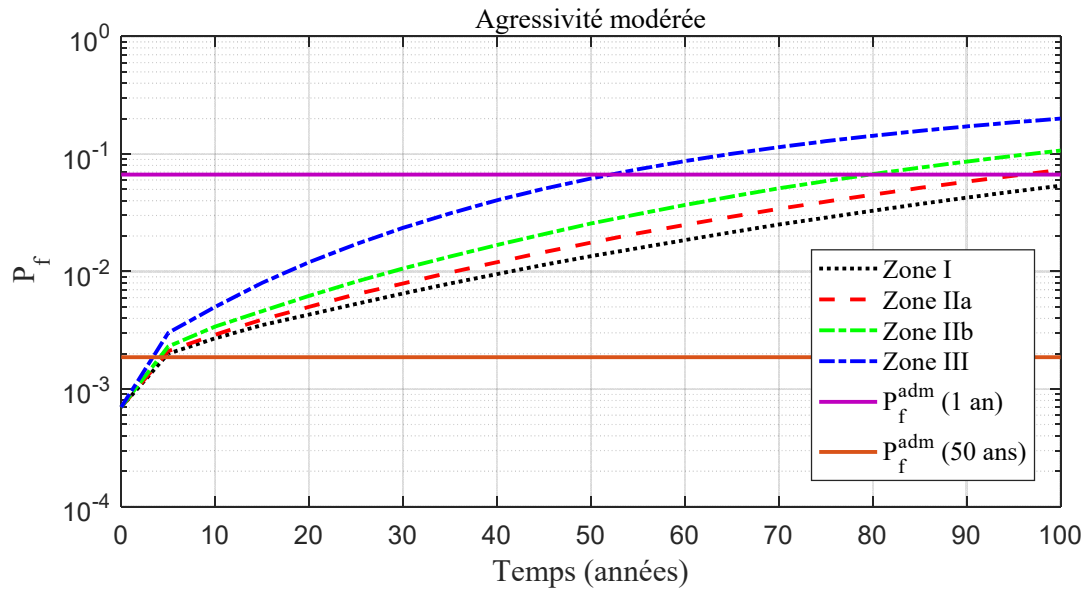


Figure III.39 : Probabilité de défaillance en fonction du temps, dans un environnement d'agressivité modérée.

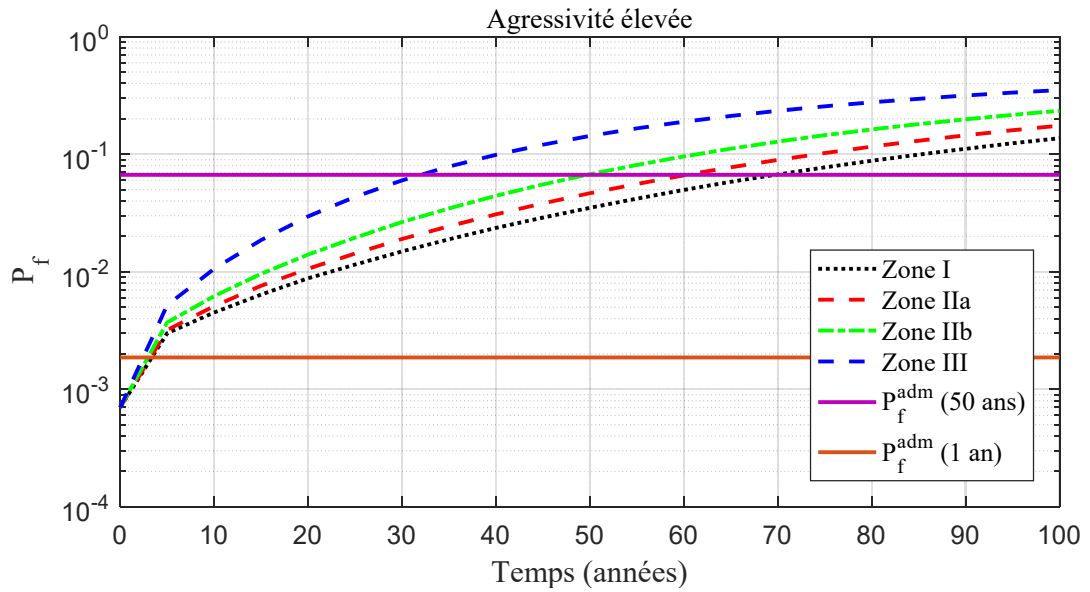


Figure III.40 : Probabilité de défaillance en fonction du temps, dans un environnement de forte agressivité.

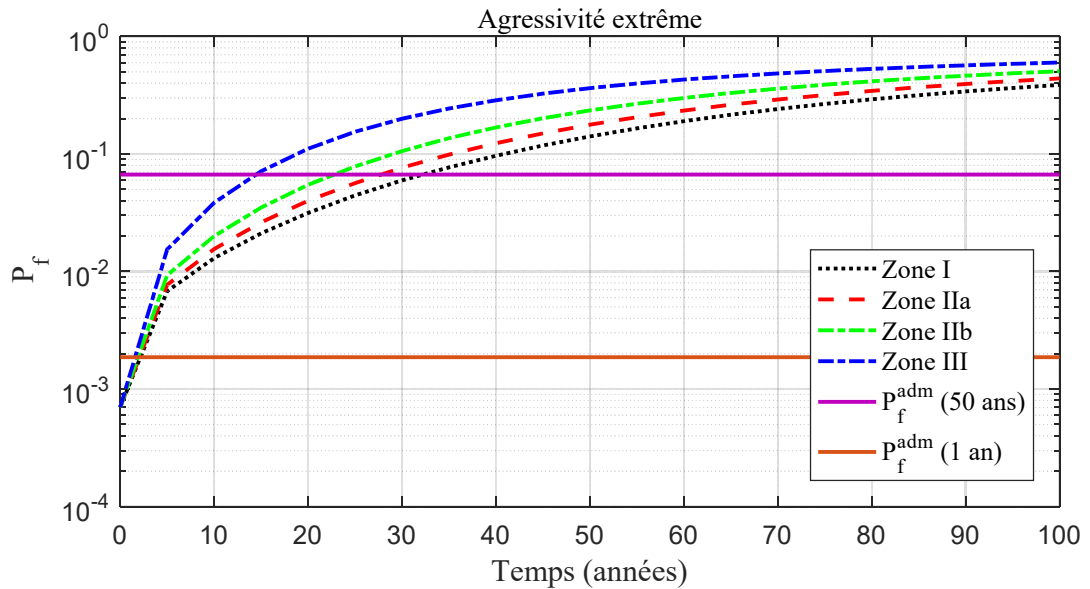


Figure III.41 : La probabilité de défaillance en fonction du temps, pour un environnement d'extrême agressivité.

### III.7.5.2. Courbes de fragilités

Les résultats de la probabilité de défaillance à âge avancé (50 ans), résumés au tableau III.13 et illustrés dans la figure 3.42 montrent que l'influence de la variabilité stochastique de la température est nettement plus ressentie comparés à ceux donnés au tableau III.10. Nous constatons une diminution de la probabilité de défaillance. Nous pouvons conclure que le processus stochastique de la température agit sur la probabilité de défaillance du réservoir à long terme, et approche au plus juste l'évolution de la défaillance des aciers vis-à-vis de la corrosion.

Tableau III.13 :  $P_f$  obtenues à l'âge de 50 ans.

50 ans				
	Faible agressivité	Agressivité modérée	Agressivité élevée	Extrême agressivité
Zone I	0.0045	0.0135	0.0350	0.1410
Zone IIa	0.0055	0.0176	0.0466	0.1774
Zone IIb	0.0073	0.0256	0.0676	0.2348
Zone III	0.0174	0.0618	0.1432	0.3636

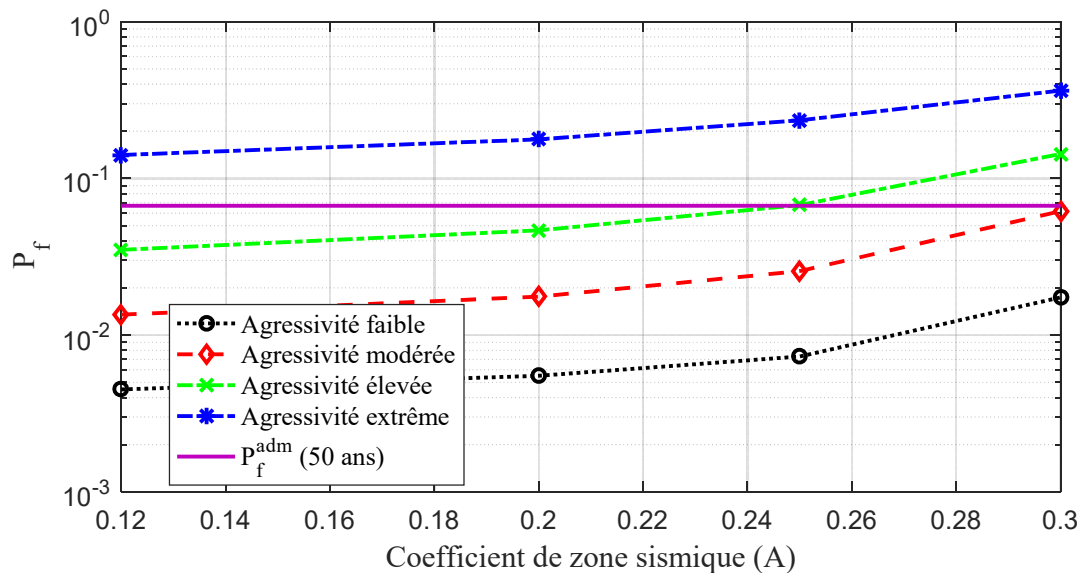


Figure III.42 : Courbe de fragilité à l'âge de 50 ans.

### III.8. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté un modèle mécano- fiabiliste d'un réservoir surélevé posé sur un support en tour basé sur la simulation de Monté Carlo classique. Ce modèle intègre les effets incertains induits par les paramètres du modèle de corrosion, le processus stochastique de la température et la variabilité de la résistance du béton ainsi que de l'action sismique pour les différentes zones définies par le Règlement Parasismique Algérien [3]. Le modèle développé est capable de suivre la défaillance de la structure du réservoir surélevé dans le temps et dans les différents milieux d'agressivité. Il représente un très bon outil pour analyser la durabilité de la structure qui est tenue de satisfaire aux exigences de services pendant toute la durée de vie et d'exploitation, sans perte significative de sa fonctionnalité sans opération de réhabilitation.

L'approche probabiliste proposée dans ce chapitre, distingue trois types d'analyses. Dans une première analyse, nous avons considéré tous les paramètres intervenant dans le modèle de corrosion comme variables aléatoires, ainsi que la résistance à la compression du béton, dont la loi de distribution a été déterminée en utilisant le test d'adéquation de Kolomgorov-Smirnov. Les résultats ont montré que la probabilité de défaillance augmente en fonction du temps, avec

l'agressivité du milieu et l'intensité de l'action sismique. Cette augmentation est plus prononcée durant les cinq premières années, et elle est d'autant plus visible dans le milieu d'agressivité extrême. Ceci s'explique par le fait, que le temps d'initiation à la corrosion est plus court pour les structures exposées en permanence à de forte concentration d'ions chlorures, ce qui a pour effet d'accélérer la pénétration de ces ions ; et d'augmenter de la probabilité de défaillance et la réduction de la durée de vie de la structure.

En deuxième analyse, nous nous sommes intéressés à l'influence de la variabilité sismique sur la durabilité du réservoir surélevé, tout en maintenant la variabilité incertaine des paramètres de la corrosion, ainsi que de la résistance à la compression du béton. Cette analyse a été scindée en deux volets. Dans le premier volet, l'action sismique est introduite comme une variable incertaine obéissant à une loi de distribution uniforme. Les résultats ont mis en évidence l'importance de l'influence de l'incertitude de l'action sismique sur l'évolution de la probabilité de défaillance dans le temps. Dans un deuxième volet, une analyse statistique est effectuée sur un échantillon de mesure, afin d'identifier la loi de distribution qui s'ajuste au mieux à l'accélération sismique en vue de sa génération. Le test d'adéquation de Kolomgorov-Smirnov a montré que notre échantillon de données sismique suit une loi gamma. Puis, dans le but de limiter le tirage de la variable aléatoire de l'accélération sismique dans les bornes extrêmes de chaque zone sismique, nous avons adopté la loi gamma tronquée. A partir des résultats obtenus, nous avons constaté aucune variation significative dans l'évolution de la probabilité de défaillance à un jeune âge. Les processus de corrosion nécessitent du temps pour se développer et endommager les structures de manière significative. Ces résultats mettent en évidence le fait que la corrosion devient le facteur prédominant qui influe sur la performance à long terme des structures, particulièrement dans les environnements d'agressivité élevée.

La dernière analyse a été consacré à l'étude de l'influence de la variabilité stochastique de la température sur la fiabilité du réservoir surélevé, compte tenu du changement climatique. L'approche proposée et basée sur le modèle défini par Bastidas et *al.*, qui prend en compte le réchauffement climatique pour les années à venir et propose une formulation sinusoïdale pour simuler la variation saisonnière afin de générer la trajectoire de la tendance annuelle de la température. Cette dernière a été tracée en utilisant un échantillon de données représentant la température maximale et minimale de la région étudiée, à savoir la wilaya de Tizi-ouzou, allant sur une période de dix ans (1995 à 2005). Le modèle de réchauffement climatique est couplé à des processus stochastiques afin d'améliorer sa prévisibilité. Ces derniers ont été modélisés par un processus gaussien. Nous avons constaté une légère variation ressentie par une diminution de la probabilité de défaillance, et par voie de conséquence l'augmentation de la durée de vie du réservoir. Ce changement est remarqué pour tous les milieux de différents taux d'agressivité.

Certes, les variations de la probabilité de défaillances pour le modèle stochastique de la température ne sont pas très significatives, plusieurs raisons peuvent l'expliquer. De meilleurs résultats seraient obtenus en ayant un échantillon de données de températures étalé sur une période supérieure à dix ans. En effet, selon les études menées sur le climat de l'Algérie, la fréquence des épisodes de sécheresse dans le Nord de l'Algérie est d'environ de 10 ans. Pour les épisodes de froid, la fréquence de retour est d'environ de 5 ans, donc faire une étude sur une si petite période n'est pas suffisant. Aussi, il aurait été intéressant de combiner l'effet du processus stochastique de la température et de l'humidité pour apprécier une meilleure étude de l'effet du changement climatique sur la durabilité du réservoir surélevé. Effectivement, plusieurs travaux proposent des modèles de détérioration qui montrent que la température et l'humidité accélèrent la pénétration des ions chlorures dans la matrice du béton.

Enfin, ces constatations soulignent l'importance d'une gestion proactive de la corrosion, en particulier dans des environnements où l'agressivité est élevée. Des mesures préventives telles que l'utilisation de matériaux résistants à la corrosion, la maintenance régulière et l'application des revêtements protecteurs peuvent s'avérer cruciales pour prolonger la durée de vie et la fiabilité des structures en génie civil, minimisant ainsi les risques liés à la corrosion.

## **Conclusion générale et Perspectives**

Ce travail de recherche nous a permis d'analyser la durabilité et la fiabilité d'un réservoir de stockage surélevé en béton, tenant compte de la corrosion des armatures dans des environnements de différents taux d'agressivité. Deux approches complémentaires, déterministe et fiabiliste ont été développées, afin de mieux appréhender la problématique complexe de la corrosion des armatures et ses conséquences sur la durabilité du réservoir.

L'état de l'art exposé, a souligné la pertinence d'une analyse pluridisciplinaire alliant modèles physiques de dégradation et outils probabilistes pour appréhender la durabilité des ouvrages. L'étude détaillée des mécanismes de corrosion a révélé l'influence majeure des conditions environnementales sur l'amorçage et la cinétique du phénomène corrosif. Les principaux modèles de prédiction de l'évolution du courant de corrosion, ainsi que les bases théoriques des méthodes stochastiques pour la prise en compte des incertitudes ont été analysés. Ce qui nous permis de nous fixer sur le choix des modèles à adopter pour la suite de notre recherche.

L'approche déterministe du réservoir tenant compte de la corrosion, et des différents taux d'agressivité, a montré que dans les mêmes conditions, la durée de vie de la structure est inversement proportionnelle à l'intensité de l'agressivité du milieu, quel que soit la zone sismique. Par ailleurs, une étude paramétrique a mis en évidence les éléments qui ralentissent ou favorisent l'amorçage et la propagation de la corrosion.

Parmi les paramètres favorisant la corrosion, nous distinguons l'enrobage du béton, le dosage en ciment, la résistivité électrique du béton, la concentration critique des ions chlorures, la température et le coefficient de diffusion. L'enrobage recommandé par les normes existantes s'avère insuffisant pour protéger les armatures, ce qui souligne la complexité du phénomène de corrosion. La résistivité du béton joue un rôle crucial en influençant la diffusion des ions chlorures, et par voie de conséquence la corrosion des armatures. Une résistivité élevée, limite la diffusion des ions et réduit le courant de corrosion. Cependant, dans un environnement agressif, une résistivité élevée ne suffit pas. De même, la concentration critique des ions chlorures affecte la corrosion. Si les armatures dans le béton disposent d'une faible concentration critique des chlorures, l'amorçage de la corrosion sur ces armatures est rapide, ce qui souligne la nécessité d'augmenter l'enrobage.

Par ailleurs, une température élevée accélère la corrosion, notamment dans les environnements agressifs où la concentration en chlorures est élevée. Le coefficient de diffusion est également un facteur clé, augmentant la corrosion à mesure qu'il croît. La porosité du béton,

déterminée par le rapport E/C, influence le coefficient de diffusion. Si bien qu'un faible rapport E/C réduit la porosité, limitant ainsi la pénétration des ions chlorures.

L'évaluation temporelle de la section résiduelle, après corrosion pour les quatre environnements considérés, permet de faire une comparaison de la durée de vie du réservoir dans ces différents milieux. Nous avons constaté aussi une diminution rapide de la section d'armatures dans les environnements d'extrême et de forte agressivité, réduisant ainsi la durée de vie du réservoir de plus de la moitié. Cette observation souligne l'importance de la prise en compte de l'agressivité environnementale lors de la conception des réservoirs. Ces résultats soulignent la nécessité d'intégrer la problématique de la corrosion en phase de conception des réservoirs surélevés. Les caractéristiques du béton et l'agressivité de l'environnement sont cruciales pour la diffusion des ions chlorures et, par conséquent, pour la durée de vie du réservoir. Pour augmenter la durabilité de ces structures dans divers environnements, il est recommandé d'ajuster l'enrobage et d'autres paramètres de conception en fonction de l'agressivité environnementale, en intégrant ces critères dans les codes de conception.

Quant à l'approche fiabiliste, elle a permis de quantifier l'évolution temporelle de la probabilité de défaillance dans différents scénarios environnementaux et sismiques. En effet, nous avons évalué la durabilité du réservoir tenant compte des incertitudes liées à la corrosion, à la température, à la résistance du béton et à l'action sismique. Le modèle utilise les simulations de Monte Carlo pour déterminer la défaillance temporelle de la structure dans différents environnements à différents taux d'agressivité. Il vise à garantir que la structure reste fonctionnelle pendant toute sa durée de vie sans nécessiter de réhabilitation majeure.

Le modèle probabiliste développé effectue trois analyses distinctes. La première analyse, prend en compte les incertitudes liées à la corrosion, à la résistance à la compression du béton. Les résultats ont montré que la probabilité de défaillance augmente en fonction du temps, avec l'agressivité du milieu et l'intensité de l'action sismique. Cette augmentation est plus prononcée durant les cinq premières années, et elle est d'autant plus visible dans le milieu d'agressivité extrême. La deuxième analyse se penche sur l'impact de l'incertitude sismique sur la durabilité du réservoir tout en maintenant les incertitudes liées à la corrosion et à la résistance du béton. Elle démontre l'importance de l'incertitude sismique sur la probabilité de défaillance au fil du temps. Alors que la dernière analyse étudie l'influence de la variabilité stochastique de la température due au changement climatique. Bien que les variations de probabilité de défaillance ne soient pas très significatives, elles soulignent l'importance de la prise en compte du changement climatique dans l'évaluation de la durabilité des structures.

En définitive, cette recherche a considérablement contribué à approfondir notre compréhension du comportement à long terme des réservoirs en béton soumis à la dégradation progressive des armatures à la corrosion. Les modèles et méthodes développés ouvrent la voie à une meilleure prise en compte des phénomènes de vieillissement dans la conception, la réparation et la maintenance de ces ouvrages stratégiques. Ils fournissent des éléments rationnels d'aide à la décision pour garantir la résilience du parc d'ouvrages hydrauliques face au phénomène de la corrosion.

Ce travail ouvre plusieurs pistes de recherches et perspectives :

- Il serait intéressant d'utiliser un modèle de corrosion qui prend en considération l'effet de l'humidité et de la température sur l'évolution de la corrosion des armatures du réservoir. En effet, ces dernières sont intimement liées dans la régulation du climat et de l'environnement. Ce lien réside dans leurs influences mutuelles sur les conditions météorologiques et sur la sensation thermique. L'humidité atmosphérique peut modérer ou amplifier la perception de la température. La combinaison des deux paramètres permettra de prédire comment l'humidité et la température affectent la vitesse de corrosion, aidant ainsi à mieux anticiper les problèmes de corrosion dans le contexte d'un climat en évolution, afin de mieux évaluer la durabilité de la structure vis-à-vis du réchauffement climatique.
- Etudier l'effet de la carbonatation sur la corrosion des armatures du réservoir surélevé. Comme indiqué précédemment dans cette recherche, la corrosion par carbonatation est l'une des principales formes de corrosion, et son intégration dans les calculs pourrait aider les gestionnaires à mieux appréhender la durabilité des réservoirs situés dans des environnements humides.
- Développer des méthodes de maintenance préventive pour le réservoir surélevé, en considérant l'effet de la corrosion et du réchauffement climatique ; ceci permettrait de développer des méthodes efficaces pour surveiller et gérer la corrosion, ainsi que pour adapter les protocoles de maintenance en fonction des tendances climatiques, et ce afin d'assurer la durabilité à long terme des réservoirs en béton, tout en minimisant les coûts et les interruptions imprévues liées à des défaillances structurelles.

- Introduire le calcul bayésien dans l'analyse de la durabilité du réservoir pour considérer l'avis des experts dans l'évaluation de la durabilité. Le calcul bayésien offre un cadre flexible pour combiner des informations objectives, telles que les données sur la corrosion et les changements climatiques, avec des connaissances subjectives d'experts. Cela permet d'obtenir une évaluation plus précise et complète de la durabilité du réservoir. De plus, cette approche peut être utilisée pour mettre en place un modèle où les données nouvelles sont continuellement intégrées. Ceci pourrait contribuer à une gestion plus efficace du réservoir.
- Considérer la variabilité spatiale à travers des champs aléatoires des paramètres affectant la corrosion par piqure, qui est un phénomène localisé dans l'espace. En effet, la corrosion par piqure est souvent très hétérogène, et se manifeste de manière inégale sur la surface des structures. En intégrant la variabilité spatiale à travers des champs aléatoires de ces paramètres, on peut modéliser de manière plus réaliste la propagation de la corrosion par piqure et identifier les zones à haut risque.
- Considérer l'impact de la diminution de la section due à la corrosion sur la ductilité et la résistance de la structure. En effet, le phénomène de dilatation des aciers endommagés a des conséquences directes sur le béton, provoquant des dommages qui entraînent une réduction de la rigidité de l'élément structurel. Il en résulte ainsi, une perte d'adhérence entre les aciers et le béton. Effectivement, lorsque le béton subit des dégradations, les charges sont redistribuées et les contraintes ont tendance à être transférées préférentiellement vers les aciers plutôt que vers le béton, ce qui aggrave davantage la détérioration de la structure.

## **Références Bibliographiques**

- [1]. Liu, T. and R. Weyers, *Modeling the dynamic corrosion process in chloride contaminated concrete structures*. Cement and Concrete research, 1998. **28**(3): p. 365-379.
- [2]. DuraCrete, *Statistical quantification of the variables in the limit state functions*. The European Union-Brite EuRam III-Contract BRPR-CT95-0132-Project BE95-1347/R9, 2000.
- [3]. Règlement parasismique algérien (RPA 99/Version 2003). *Document technique réglementaire DTR BC 2 48*. Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique. Ministre de l'Habitat. Alger, A.
- [4]. Bastidas-Arteaga, E., A. Chateaneuf, M. Sánchez-Silva, P. Bressolette, and F. Schoefs, *Influence of weather and global warming in chloride ingress into concrete: A stochastic approach*. Structural Safety, 2010. **32**(4): p. 238-249.
- [5]. *Eurocode 8. design of structures for earthquake resistance, part 5: foundations, retaining structures and geotechnical aspects*. 2004, European Committee for Standardization Brussels.
- [6]. Aliche, A., H. Hammoum, and K. Bouzelha, *Mecano-reliability analysis applied to RC tank under seismic loads according to the Algerian seismic standard*. Asian Journal of Civil Engineering, 2019. **20**(3): p. 395-408.
- [7]. Hamdan, F., *Seismic behaviour of cylindrical steel liquid storage tanks*. Journal of Constructional steel research, 2000. **53**(3): p. 307-333.
- [8]. Tan, G., V. Thevendran, N.D. Gupta, and D. Thambiratnam, *Design of reinforced concrete cylindrical water tanks for minimum material cost*. Computers & structures, 1993. **48**(5): p. 803-810.
- [9]. Bastidas-Arteaga, E. and M.G. Stewart, *Economic assessment of climate adaptation strategies for existing reinforced concrete structures subjected to chloride-induced corrosion*. Structure and Infrastructure Engineering, 2016. **12**(4): p. 432-449.
- [10]. Nguyen, P.T., E. Bastidas-Arteaga, O. Amiri, and C.-P. El Soueidy, *An efficient chloride ingress model for long-term lifetime assessment of reinforced concrete structures under realistic climate and exposure conditions*. International Journal of Concrete Structures and Materials, 2017. **11**(2): p. 199-213.
- [11]. Saetta, A.V., R.V. Scotta, and R.V. Vitaliani, *Analysis of chloride diffusion into partially saturated concrete*. Materials Journal, 1993. **90**(5): p. 441-451.
- [12]. Duprat, F., *Reliability of RC beams under chloride-ingress*. Construction and building materials, 2007. **21**(8): p. 1605-1616.
- [13]. Bastidas-Arteaga, E. and M.G. Stewart, *Damage risks and economic assessment of climate adaptation strategies for design of new concrete structures subject to chloride-induced corrosion*. Structural Safety, 2015. **52**: p. 40-53.
- [14]. Augusti, G. and M. Ciampoli, *Heritage buildings and seismic reliability*. Progress in Structural Engineering and Materials, 2000. **2**(2): p. 225-237.
- [15]. Mathieu, G., *Méthodologie d'évaluation des ouvrages hydrauliques en béton appliquée à un patrimoine*. Annales du bâtiment et des travaux publics (Paris), 2003(5-6): p. 39-62.
- [16]. Hammoum, H., *Diagnostic et analyse de risques liés au vieillissement des réservoirs en béton armé: Développement de méthodes d'aide à l'expertise*. Thèse de doctorat, 2012. Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou.

- [17]. Miloudi, N., *Contribution à l'étude de la vulnérabilité des réservoirs en béton par analyse des composantes principales*. Mémoire de magister, 2014. Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou.
- [18]. Aliche, A., *Contribution à l'analyse de l'évolution de la vulnérabilité des réservoirs en béton dans leur cycle de vie*. Thèse de doctorat, 2016, Université de Tizi Ouzou-Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou.
- [19]. Peyras, L., *Diagnostic et analyse de risques liés au vieillissement des barrages*. 2003, Clermont-Ferrand 2.
- [20]. Serre, D., *Evaluation de la performance des digues de protection contre les inondations Modélisation de critères de décision dans un Système d'Information Géographique*. 2005, Université de Marne la Vallée.
- [21]. Boéro, J., B. Capra, F. Schoefs, O. Bernard, and M. Lasne. *Analyse de risques pour la maintenance des structures portuaires: exemple de quais gabions soumis à de la corrosion*. IXe Journées Génie Civil-Génie Côtier. 2006.
- [22]. Housner, G.W., *Dynamic analysis of fluids in containers subjected to acceleration*. Nuclear reactors and earthquakes, Report No. TID, 1963. **7024**.
- [23]. Livaoglu, R. and A. Dogangun, *Simplified seismic analysis procedures for elevated tanks considering fluid-structure-soil interaction*. Journal of fluids and structures, 2006. **22**(3): p. 421-439.
- [24]. Haroun, M.A. and G.W. Housner, *Seismic design of liquid storage tanks*. Journal of the Technical Councils of ASCE, 1981. **107**(1): p. 191-207.
- [25]. Chen, C.P and R.B. Barber, *Seismic design of liquid storage tanks to earthquakes*. International Symposium on Earthquake Structural Engineering, 1976. St. Louis, MO, vol. II, pp. 1231-1247.
- [26]. Bauer, H.F., *Fluid oscillations in the containers of a space vehicle and their influence upon stability*. Vol. 187. 1964: National Aeronautics and Space Administration.
- [27]. Hammoum, H., K. Bouzelha, and N.E. Hannachi. *Analyse hydrodynamique d'un réservoir circulaire en béton arme, posé au sol*. in *Annales du Bâtiment et des Travaux Publics*. 2010. Editions ESKA.
- [28]. Hamitouche, S., H. Hammoum, K. Bouzelha, and N.E. Hannachi, *Expertise of an apartments building surmounted by a tank with a container capacity of 1000 m<sup>3</sup> in Algiers*. Recent advances in integrity-reliability-failure, 2013: p. 393-394.
- [29]. Shakib, H. and H. Alemzadeh, *The effect of earthquake site-source distance on dynamic response of concrete elevated water tanks*. Procedia engineering, 2017. **199**: p. 260-265.
- [30]. Kamarroudi, S.H., M. Hosseini, and K. Hosseini, *Influence of earthquake vertical excitations on Sloshing-Created P-Δ effect in elevated water Tanks: Experimental Validation, numerical simulation and proposing a modification for Housner model*. Engineering Structures, 2021. **246**: p. 112995.
- [31]. Nogueira, C.G. and E.D. Leonel, *Probabilistic models applied to safety assessment of reinforced concrete structures subjected to chloride ingress*. Engineering Failure Analysis, 2013. **31**: p. 76-89.
- [32]. Ellingwood, B.R., *Reliability-based condition assessment and LFRD for existing structures*. Structural Safety, 1996. **18**(2-3): p. 67-80.
- [33]. Lemaire, M., A. Chateauneuf, and J. Mitteau, *Fiabilité des structures*, ed. Lavoisier, France, 2005.

- [34]. Mebarki, A. and N. Valencia, *Vulnérabilité sismique des ouvrages en maçonnerie: Indicateurs de ruine et cartes SIG*. Revue française de génie civil, 2003. 7(4): p. 471-498.
- [35]. Ditlevsen, O. and H.O. Madsen, *Structural reliability methods*. Vol. 178. 1996: Wiley New York.
- [36]. Hasofer, A.M. and N.C. Lind, *Exact and invariant second-moment code format*. Journal of the Engineering Mechanics division, 1974. 100(1): p. 111-121.
- [37]. Dehmous, H., *Fiabilité et micromécanique des matériaux composites: application à la passerelle de Laroin*. 2007, Toulouse, INPT.
- [38]. Aoues, Y., *Optimisation fiabiliste de la conception et de la maintenance des structures*. Thèse de doctorat, 2008. Université Blaise Pascal-Clermont-Ferrand II.
- [39]. Bezih, K., *contribution à l'étude fiabiliste des ponts en béton armé en tenant compte de la variabilité des propriétés mécaniques des sols*. Thèse de doctorat, 2017. Université de Batna 2.
- [40]. Chateauneuf, A., *Optimisation de la maintenance par la fiabilité*. Cours Master Génie Civil, Université de Limoges, 2009. 54p.
- [41]. Nguyen, X.S., *Algorithmes probabilistes pour la durabilité et la mécanique des ouvrages de Génie Civil*. 2007, Toulouse, INSA.
- [42]. Desenfant, M., N. Fischer, B. Blanquart, and N. Bédiat, *Évaluation de l'incertitude en utilisant les simulations de Monte Carlo*. 13ème Congrès International de Métrologie, Lille (France), 2007. 66.
- [43]. Zwingmann, X., *Modèle d'évaluation de la fiabilité et de la maintenabilité au stade de la conception*. 2005: Université Laval.
- [44]. SETRA, T.d.l.f., *application à l'évaluation structurale des ouvrages d'art*. Rapport d'étude, 2012.
- [45]. Zhu, X., M. Broccardo, and B. Sudret, *Seismic fragility analysis using stochastic polynomial chaos expansions*. Probabilistic Engineering Mechanics, 2023. 72: p. 103413.
- [46]. Imteaz, M.A., A. Rahman, and A. Ahsan, *Reliability analysis of rainwater tanks: a comparison between South-East and Central Melbourne*. Resources, Conservation and Recycling, 2012. 66: p. 1-7.
- [47]. Hammoum, H., A. Aliche, K. Bouzelha, Y. Aoues, O. Amiri, and Y. Mehani, *Fragility analysis of concrete elevated water tanks under seismic loads*. Frattura ed Integrità Strutturale, 2021. 15(57): p. 93-113.
- [48]. ISO, D., *Corrosion of metals and alloys—basic terms and definitions*. 1999, in, ISO.
- [49]. Mai-Nhu, J., *Corrosion des armatures : intérêt des inhibiteurs de corrosion et méthodologies pour le suivi durant la vie de l'ouvrage*. Rapport d'études et recherches.
- [50]. Tru Vu, N., *Contribution à l'étude de la corrosion par carbonatation du béton armé: approche expérimentale et probabiliste*. Thèse de doctorat, 2011, Toulouse, INSA.
- [51]. Thierry M., *Modélisation de la carbonatation atmosphérique des matériaux cimentaires : prise en compte des effets cinétiques et des modifications microstructurales et hydriques*. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2005. Marne-la-Valée.

- [52]. Berkeley, K. and S. Pathmanaban, *Cathodic protection of reinforcement steel in concrete*. 1990.
- [53]. Carpio Perez, J.J., *Etude de la dépassement et de la repassivation des armatures métalliques dans les bétons*. Thèse de doctorat, 1991.France.
- [54]. Ali, S., *Pathologie des constructions en béton, diagnostic et méthodes de réparations. Etude de cas de l'effet combiné de pré-fissuration/corrosion sur le comportement des poutres en béton armé*. Thèse de doctorat, 2018.Université Mohamed Boudiaf-M'sila.
- [55]. Duval, R., *La durabilité des armatures et du béton d'enrobage*. Paris: Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 1992: p. 173-225.
- [56]. Bertolini, L., B. Elsener, P. Pedferri, E. Redaelli, and R.B. Polder, *Corrosion of steel in concrete: prevention, diagnosis, repair*. 2013: John Wiley & Sons.
- [57]. Baron, J., A. Desdevises, M. Buil, C. Detriche, C. Vernet, R. Duval, A. Carles-Gibergues, M. Pigeon, H. Hornain, and A. Capmas, *La durabilité des bétons*. 1992.
- [58]. Hussain, S., A. Al-Musallam, and A. Al-Gahtani, *Factors affecting threshold chloride for reinforcement corrosion in concrete*. Cement and Concrete Research, 1995. **25**(7): p. 1543-1555.
- [59]. Francy, O., *Modélisation de la pénétration des ions chlorures dans les mortiers partiellement saturés en eau*. Thèse de doctorat, 1998. Toulouse 3.
- [60]. Ukraincik, V. and D. Bjegovic. *Concrete structure and protection of steel reinforcement. Durability of concrete*. The GM Idorn International Symposium on Durability of Concrete, 1990 Annual ACI Convention in Toronto, Ontario, Canada. 1992.
- [61]. Arsenault, J., *Etude des mécanismes de transport des ions chlore dans le béton en vue de la mise au point d'un essai de migration*. Thèse de doctorat, 1999. Toulouse, France.
- [62]. Tuutti, K., *Corrosion of steel in concrete*. 1982: Cement-och betonginst.
- [63]. Castel, A., R. François, and G. Arliguie, *Mechanical behaviour of corroded reinforced concrete beams—Part 1: Experimental study of corroded beams*. Materials and Structures, 2000. **33**: p. 539-544.
- [64]. Hansson, C., A. Poursae, and A. Laurent, *Macrocell and microcell corrosion of steel in ordinary Portland cement and high performance concretes*. Cement and concrete research, 2006. **36**(11): p. 2098-2102.
- [65]. Mansour, H.B., *Etude du comportement à la corrosion des armatures tendues dans le béton contaminé par des ions chlorure: Effet anticorrosif d'un inhibiteur à base de phosphates*. 2018, Université de Lyon; Université de Tunis El-Manar. Faculté des Sciences de ....
- [66]. Kobayashi, K. and K. Shuttoh, *Oxygen diffusivity of various cementitious materials*. Cement and Concrete Research, 1991. **21**(2-3): p. 273-284.
- [67]. Goto, S. and D.M. Roy, *The effect of w/c ratio and curing temperature on the permeability of hardened cement paste*. Cement and concrete research, 1981. **11**(4): p. 575-579.
- [68]. Nguyen, P.T., *Étude multiphysique du transfert de chlorures dans les bétons insaturés: Prédiction de l'initiation de la corrosion des aciers*. Thèse de doctorat, 2014. Université de La Rochelle.

- [69]. Goñi, S., C. Alonso, and C. Andrade. *Relationship between resistivity, porosity and corrosion rate of rebars in concrete*. in *European Symposium: Corrosion and Deterioration of buildings*. CSTB-CEFRACOR. 1990.
- [70]. Mora-López, L. and J. Mora, *An adaptive algorithm for clustering cumulative probability distribution functions using the Kolmogorov–Smirnov two-sample test*. *Expert Systems with Applications*, 2015. **42**(8): p. 4016-4021.
- [71]. Hunkeler, F. *Monitoring of repaired reinforced concrete structures by means of resistivity measurements*. in *Materials Science Forum*. 1997. Trans Tech Publ.
- [72]. Polder, R.B., *Test methods for on site measurement of resistivity of concrete—a RILEM TC-154 technical recommendation*. *Construction and building materials*, 2001. **15**(2-3): p. 125-131.
- [73]. McGee, R.W., *On the service life modelling of tasmanian concrete bridges*. Thèse de doctorat, 2001. Université de Tasmanie.
- [74]. Norme Française Homologuée. Béton-Partie 1:Spécification, p., production et conformité. France : 2002. NF EN 206-1.
- [75]. Otieno, M.B., H.D. Beushausen, and M.G. Alexander, *Modelling corrosion propagation in reinforced concrete structures—A critical review*. *Cement and Concrete composites*, 2011. **33**(2): p. 240-245.
- [76]. Cerit, M., K. Genel, and S. Eksi, *Numerical investigation on stress concentration of corrosion pit*. *Engineering failure analysis*, 2009. **16**(7): p. 2467-2472.
- [77]. Aoues, Y. and E. Bastidas-Arteaga, *Conception optimale des structures en béton armé soumises à la pénétration d'ions chlorure*. XXIXe Rencontres Universitaires de Génie Civil, Tlemcen, 2011.
- [78]. Kuliczowska, E., *Risk of structural failure in concrete sewers due to internal corrosion*. *Engineering Failure Analysis*, 2016. **66**: p. 110-119.
- [79]. Campione, G. and F. Cannella, *Engineering failure analysis of corroded RC beams in flexure and shear*. *Engineering Failure Analysis*, 2018. **86**: p. 100-114.
- [80]. Aslani, F. and M. Dehestani, *Probabilistic impacts of corrosion on structural failure and performance limits of reinforced concrete beams*. *Construction and Building Materials*, 2020. **265**: p. 120316.
- [81]. Bouzelha, K., L. Amazouz, N. Miloudi, and H. Hammoum, *Temporal analysis of the performance of a RC storage tank considering the corrosion*. *Procedia Structural Integrity*, 2019. **22**: p. 259-266.
- [82]. Bouzelha, K., N. Miloudi, H. Hammoum, L. Benaddache, and S. Bennabi. *Mechanical Reliability Analysis of an RC Storage Tank Considering Pitting and Uniform Corrosion*. in *International Conference on Sustainability in Civil Engineering*. 2022. Springer.
- [83]. Zohra, N.F., *Modèle Stochastique et application*. Mémoire de master, 2021. Université Mohamed Khider, Biskra.
- [84]. Ghanem, R.G. and P.D. Spanos, *Spectral stochastic finite-element formulation for reliability analysis*. *Journal of Engineering Mechanics*, 1991. **117**(10): p. 2351-2372.
- [85]. Bastidas-Arteaga, E., A. Chateaneuf, M. Sánchez-Silva, P. Bressolette, and F. Schoefs, *A comprehensive probabilistic model of chloride ingress in unsaturated concrete*. *Engineering Structures*, 2011. **33**(3): p. 720-730.

- [86]. Schoefs, F., E. Bastidas-Arteaga, and T.-V. Tran, *Optimal embedded sensor placement for spatial variability assessment of stationary random fields*. Engineering Structures, 2017. **152**: p. 35-44.
- [87]. Wiener, N., *The homogeneous chaos*. American Journal of Mathematics, 1938. **60**(4): p. 897-936.
- [88]. Berveiller, M., *Stochastic finite element analysis: intrusive and non-intrusive approaches for reliability analysis*. Thèse de doctorat, 2005. Université Blaise Pascal - Clermont -Ferrand, France.
- [89]. Le Maître, O. and O.M. Knio, *Spectral methods for uncertainty quantification: with applications to computational fluid dynamics*. 2010: Springer Science & Business Media.
- [90]. Berveiller, M., B. Sudret, and M. Lemaire, *Stochastic finite element: a non intrusive approach by regression*. European Journal of Computational Mechanics/Revue Européenne de Mécanique Numérique, 2006. **15**(1-3): p. 81-92.
- [91]. Kersaudy, P., S. Mostarshedi, O. Picon, B. Sudret, and J. Wiart, *Utilisation du Chaos Polynomial dans le cadre d'un problème d'Homogénéisation*. Journées scientifiques, 2013.
- [92]. Teodorescu, I., D. Țăpuși, R. Erbașu, E. Bastidas-Arteaga, and Y. Aoues, *Influence of the climatic changes on wood structures behaviour*. Energy Procedia, 2017. **112**: p. 450-459.
- [93]. Bastidas-Arteaga, E., *Reliability of reinforced concrete structures subjected to corrosion-fatigue and climate change*. International journal of concrete structures and materials, 2018. **12**(1): p. 1-13.
- [94]. Hammoum, H., K. Bouzelha, and N.E. Hannachi. *Étude au séisme d'un réservoir surélevé en béton armé/seismic analysis of a concrete elevated water tank*. Annales du Bâtiment et des Travaux Publics. 2016. Editions ESKA.
- [95]. Davidovici, V. and A. Haddadi, *Calcul pratique de réservoirs en zone sismique*. Ann. Inst. Tech. Batim. Trav. Publics, 1982. **409**.
- [96]. Fascicule 74 texte officiel. *Construction des réservoirs en béton-Cahier des clauses techniques générales*. Ministère de l'équipement des transports et du logement. Paris, F., 1998.
- [97]. Val, D.V. and M.G. Stewart, *Life-cycle cost analysis of reinforced concrete structures in marine environments*. Structural safety, 2003. **25**(4): p. 343-362.
- [98]. BAEL 91. Béton Armé aux Etats Limites (1992 modifiées 1999), 'Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites'. DTUP 18-702, Fascicule 62, 2000.
- [99]. Hobbs, D., *Aggregate influence on chloride ion diffusion into concrete*. Cement and Concrete Research, 1999. **29**(12): p. 1995-1998.
- [100]. Stewart, M.G. and D.V. Rosowsky, *Time-dependent reliability of deteriorating reinforced concrete bridge decks*. Structural safety, 1998. **20**(1): p. 91-109.
- [101]. Uhlig, H.H. and R.W. Revie, *Corrosion and corrosion control*. 1985.
- [102]. Blankwoll, A. *History of the gimsoystaumen bridge repair project*. in *International conference-repair of concrete structures, From theory to practice in a marine environment, Norvège*. 1997.

- [103]. Miloudi, N., K. Bouzelha, H. Hammoum, Y. Aoues, and O. Amiri, *Temporal analysis of the performance of an elevated concrete tank considering the corrosion of the steel reinforcement*. *Frattura ed Integrità Strutturale*, 2021. **15**(56): p. 94-114.
- [104]. Cremona, C., *Qu'est-ce qu'une évaluation dynamique? Principes et méthodes*. *Revue européenne de génie civil*, 2005. **9**(1-2): p. 11-42.
- [105]. Soltanian, H., A. Firouzi, and S. Mohammadzadeh, *Time dependent reliability analysis of railway sleepers subjected to corrosion*. *Structural Concrete*, 2018. **19**(5): p. 1409-1418.
- [106]. Sétra, *Théories de la fiabilité, Application à l'évaluation structural des ouvrages d'arts*. 2012.
- [107]. Eurocode structuraux. *Base de calcul des structures*. 2003, AFNOR, La plaine Saint Denis (France).
- [108]. Pérez-Gómez, D.P.G., *Seismic reliability of Reinforced Concrete buildings erected on hard soil nearby epicenter (case of Guerrero, Mexico)*. Thèse de doctorat, 2009. Université Paris-Est.
- [109]. Hammoum, H., K. Bouzelha, Y. Sellam, and L. Haddad, *Structural reliability of elevated water reservoirs under wind loading*. *Procedia Structural Integrity*, 2019. **22**: p. 235-242.
- [110]. Pratt, J.W., J.D. Gibbons, J.W. Pratt, and J.D. Gibbons, *Kolmogorov-Smirnov two-sample tests*. *Concepts of nonparametric theory*, 1981: p. 318-344.
- [111]. Massih, D.Y.A. and A.-H. Soubra, *Analyse et dimensionnement fiabilistes des fondations superficielles filantes avec ou sans prise en compte des efforts sismiques pseudo-statiques*. *Revue Française de Géotechnique*, 2010(130): p. 25-39.
- [112]. Gayton, N. and M. Lemaire, *Reliability assessment of structures subjected to fatigue failure*. *Ships and offshore structures*, 2009. **4**(3): p. 229-239.
- [113]. Mebarki, A., *A comparative study of different PGA attenuation and error models: case of 1999 Chi-Chi earthquake*. *Tectonophysics*, 2009. **466**(3-4): p. 300-306.
- [114]. Douglas, J., *A comprehensive worldwide summary of strong-motion attenuation relationships for peak ground acceleration and spectral ordinates (1969 to 2000)*. 2001: Imperial College of Science, Technology and Medicine, Civil Engineering ....
- [115]. Azzam, M. and A. Awad, *Entropy measures and some distribution approximations*. *Microelectronics Reliability*, 1996. **36**(10): p. 1569-1580.
- [116]. Wu, X., *Calculation of maximum entropy densities with application to income distribution*. *Journal of econometrics*, 2003. **115**(2): p. 347-354.
- [117]. Lubès, H., *Application de lois tronquées aux distributions de précipitations journalières.*, Cinquième Séminaire Informatique de l'ORSTOM. Montpellier, France, 1992.
- [118]. Change, C., *IPCC fourth assessment report*. *The physical science basis*, 2007. **2**: p. 580-595.
- [119]. Pearce, W., K. Holmberg, I. Hellsten, and B. Nerlich, *Climate change on Twitter: Topics, communities and conversations about the 2013 IPCC Working Group I report*. *PloS one*, 2014. **9**(4): p. e94785.

- [120]. Pörtner, H.-O., D.C. Roberts, E.S. Poloczanska, K. Mintenbeck, M. Tignor, A. Alegría, M. Craig, S. Langsdorf, S. Löscke, and V. Möller, *IPCC, 2022: Summary for policymakers*. 2022.

# **Annexes**

## Annexe A

## Lois de probabilité et tests statistiques

## A.1. Lois de probabilité usuelles en fiabilité

Nous présentons dans ce qui suit les lois de probabilité les plus utilisées dans les études de génie civil, à savoir la loi normale, la loi Log-normale, la loi Weibull, la loi Gumbel, la loi Exponentielle, la loi Gamma, et la loi uniforme.

## A.1.1. Loi normale (loi de Gauss ou loi de Laplace-Gauss)

En théorie des probabilités et des statistiques, la loi normale fait partie de l'une des lois de probabilité les plus adaptées pour modéliser des phénomènes naturels issus de plusieurs événements aléatoires. Le graphique de cette distribution se présente sous forme de cloche (Figure A.1) et la courbe résultante est appelée courbe normale.

La loi de distribution normale, notée  $N(\mu, \sigma)$  est définie par la moyenne  $\mu$ , et l'écart type  $\sigma$ . Elle est caractérisée par :

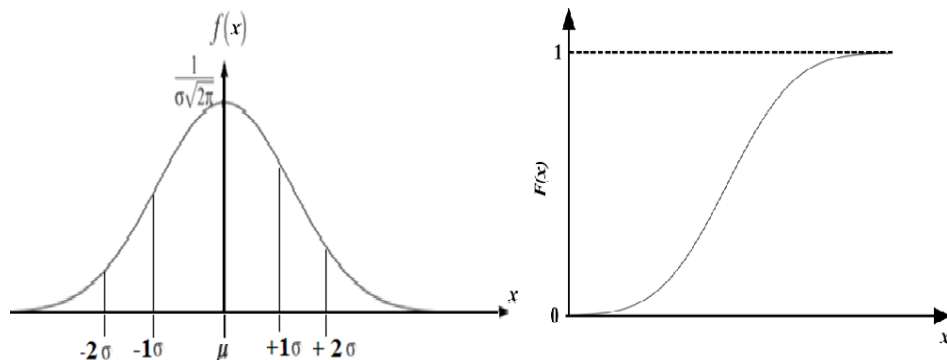
- La fonction de densité de probabilité définie pour tout nombre réel  $x$  par la relation (A.1) :

$$f_X(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right] \quad (\text{A.1})$$

La fonction densité de probabilité de la loi normale est continue et strictement positive. Elle est strictement croissante sur l'intervalle  $[-\infty, \mu]$ , et strictement décroissante sur l'intervalle  $[\mu, +\infty]$ .

- La fonction de répartition de la loi normale est donnée par la formule :

$$F_X(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_0^x \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right] dx \quad (\text{A.2})$$



**Figure A.1 :** La densité de probabilité (gauche) et la fonction de répartition (droite) de la loi normale.

La loi normale est assez simple puisqu'elle est caractérisée totalement par deux paramètres : son espérance (sa moyenne) et son écart-type (ou variance). Plus  $\sigma$  est petit plus la probabilité se concentre vers la moyenne (Figure A.2).

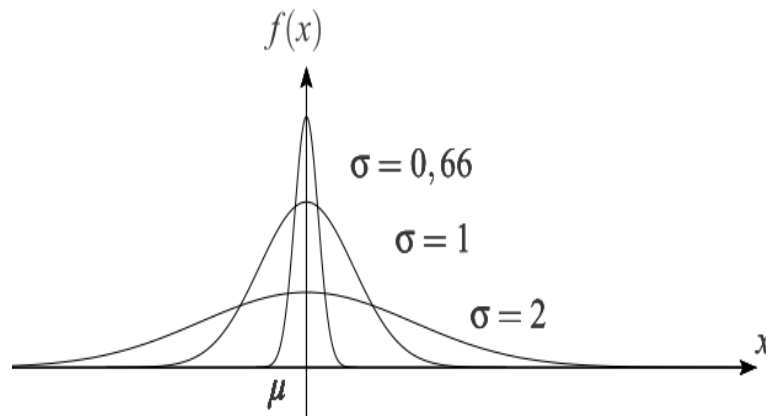


Figure A.2 : Variation de la concentration autour de la moyenne en fonction de  $\sigma$ .

### A.1.2. Loi log-normale (ou de Galton)

Une variable aléatoire  $X$  suit une loi Log-normale si et seulement si la variable  $Y = \ln X$  obéit elle-même à une loi normale ( $X$  étant défini sur  $]0, +\infty[$ ).

Ainsi, la densité de probabilité de cette loi prend la forme :

$$f_X(x) = \frac{1}{x \sigma_Y \sqrt{2\pi}} \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{\ln x - \mu_Y}{\sigma_Y} \right)^2 \right] \quad (\text{A.3})$$

Avec  $\mu_Y$  la moyenne et  $\sigma_Y$  l'écart-type de  $Y$

La fonction de répartition s'écrit :

$$F_X(x) = \frac{1}{\sigma_Y \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\ln x} \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{\ln t - \mu_Y}{\sigma_Y} \right)^2 \right] dt \quad (\text{A.4})$$

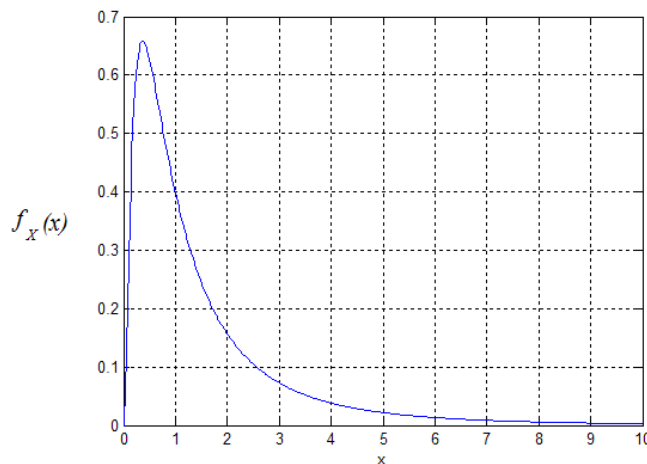


Figure A.3 : Allure de la fonction de densité de la loi log-normale.

Le recours à l'utilisation de la loi Log-normale est justifié de plusieurs façon, et même si elles diffèrent dans leurs présentations, elles se ramènent toutes au théorème centrale limite.

### A.1.3. Loi de Weibull

En théorie des probabilités, la loi de Weibull, nommée d'après Waloddi Weibull en 1951, est une loi de probabilité continue. C'est un cas spécial de loi d'extremum généralisée au même titre que la loi de Gumbel. Elle est définie par deux paramètres :

- Le paramètre d'échelle  $\beta$ , qui comme son nom l'indique, nous renseigne sur l'étendue de la distribution ;
- Le paramètre de forme  $\alpha$ , qui est associé à la cinétique du processus observé.

Cette loi a la capacité de caractériser le comportement d'un produit durant son cycle de vie, selon le paramètre de forme  $\alpha$  : période de jeunesse ( $\alpha < 1$ ), période de vie utile ( $\alpha = 1$ ) et période de dégradation ou de vieillissement ( $\alpha > 1$ ).

Elle est caractérisée par :

- La fonction de densité de probabilité, donnée par :

$$f(x, \alpha, \beta) = \frac{\alpha}{\beta} \left(\frac{x}{\beta}\right)^{\alpha-1} \exp\left[-\left(\frac{x}{\beta}\right)^{\alpha}\right] \quad (\text{A.8})$$

- La fonction de répartition, donnée par :

$$F(x) = P(X \geq x) = 1 - \exp\left(-\left(\frac{x}{\beta}\right)^{\alpha}\right) \quad X \geq 0 \quad (\text{A.9})$$

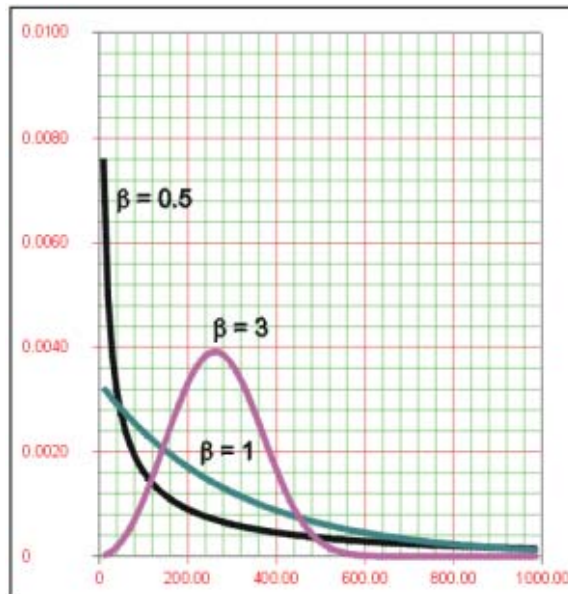


Figure A.4 : Allure de la fonction de densité de la loi de Weibull.

### A.1.4. Loi de Gumbel

La loi de Gumbel est utilisée souvent pour modéliser les valeurs extrêmes : valeurs max ou min choisie dans un ensemble de données. Cette loi à l'instar de la loi de Weibull est définie par un paramètre de position  $\lambda$  et un paramètre de dispersion  $\eta$ . La fonction de densité de probabilité de la loi de Gumbel s'écrit comme suit :

$$f(x) = \frac{1}{\eta} \exp\left(-\frac{x-\lambda}{\eta}\right) \exp\left[-\exp\left(-\frac{x-\lambda}{\eta}\right)\right] \quad (\text{A.10})$$

La fonction de répartition est obtenue aisément :

$$F(x) = \int_{-\infty}^x f(x)dx = \exp\left[-\exp\left(-\frac{x-\lambda}{\eta}\right)\right] \quad (\text{A.11})$$

### A.1.5. Loi exponentielle

La loi exponentielle, largement employée en statistiques et en modélisation probabiliste, trouve fréquemment son application dans la description des temps d'attente ou des durées de vie. Cette distribution est couramment utilisée pour représenter des phénomènes, tels que la durée de vie d'une ampoule ou d'un appareil électrique, le temps jusqu'au prochain tremblement de terre, où le temps que les gens passent à la poste en attendant d'être servis. En somme, la loi exponentielle constitue un outil essentiel pour comprendre et prédire un large éventail de phénomènes liés au temps et aux délais.

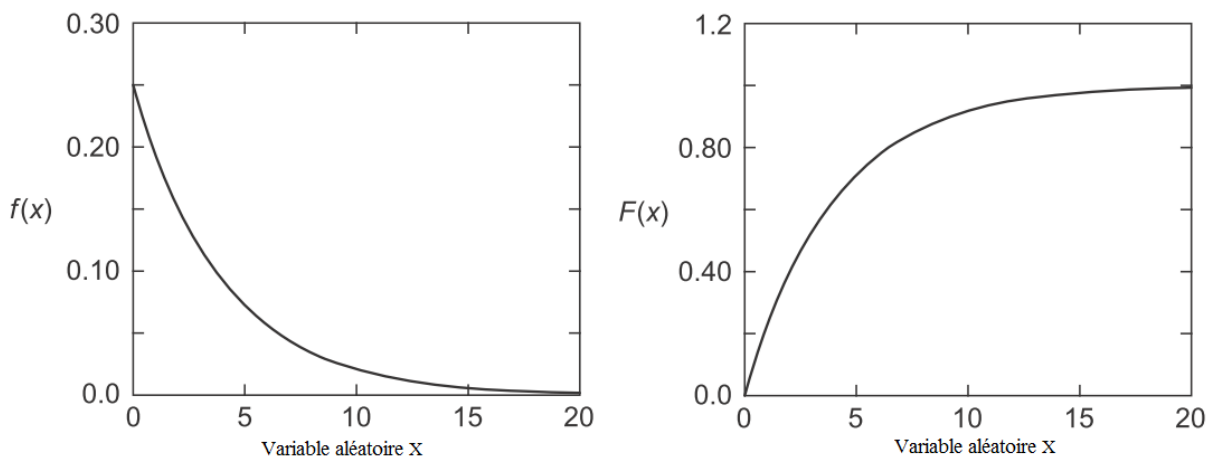
Cette loi est définie par un seul paramètre appelé le taux de défaillance, noté  $\gamma$ . Elle est caractérisée par :

- La fonction de densité de probabilité :

$$f(x) = \gamma \exp(-\gamma \cdot x) \quad (\text{A.12})$$

La moyenne  $\mu$  et l'écart-type  $\sigma$  sont reliés de la manière suivante :

$$\mu = \frac{1}{\gamma}, \sigma^2 = \frac{1}{\gamma^2} \quad (\text{A.13})$$



**Figure A.5 :** Allure de la fonction de densité et de répartition de la loi exponentielle.

### B.1.5. Loi gamma

La loi de gamma est une généralisation de la loi exponentielle. Cette loi est définie par deux paramètres  $k$  et  $\theta$  strictement positifs, où  $k$  est le paramètre d'échelle tandis que  $\theta$  représente le paramètre de forme. Cette loi est caractérisée par :

- Une fonction densité de probabilité qui prend la forme :

$$f(x) = \frac{1}{\kappa \Gamma(\theta)} \left(\frac{x}{\kappa}\right)^{\theta-1} \exp\left[-\left(\frac{x}{\kappa}\right)\right] \quad (\text{A.14})$$

Avec :

- $x \geq 0$  et  $\kappa, \theta > 0$ .
- $\Gamma(\theta) = \int_0^{\infty} x^{\theta-1} \cdot \exp(-x) \cdot dx$

- Une fonction de répartition qui prend la forme :

$$F(x) = \int_0^x f(x) = \frac{1}{\Gamma(\theta)} \int_0^x \frac{1}{\kappa} \left(\frac{x}{\kappa}\right)^{\theta-1} \exp\left(-\left[\frac{x}{\kappa}\right]\right) dx \quad (\text{A.15})$$

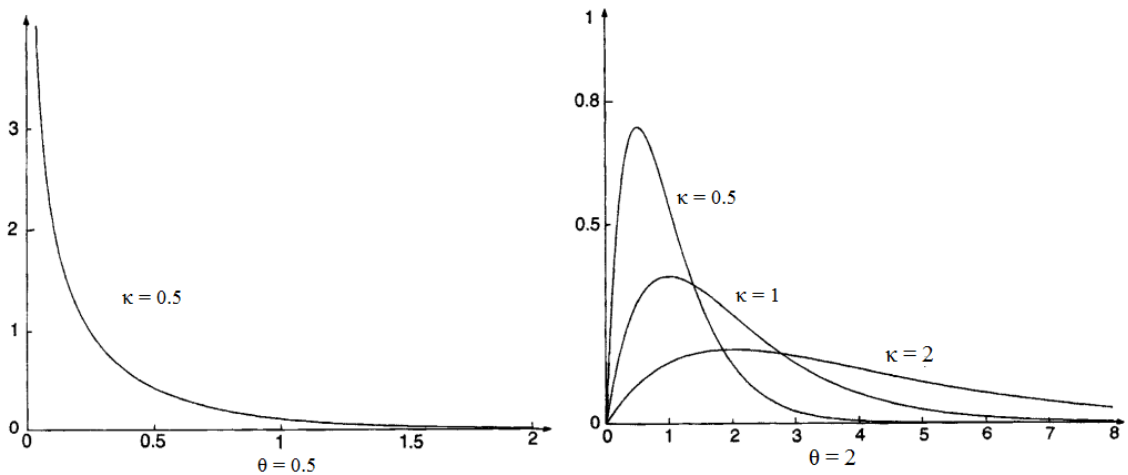


Figure A.6 : Allure de la fonction de densité de la loi de gamma.

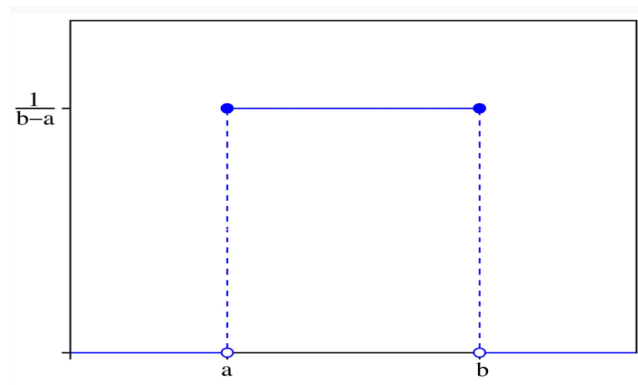
### B.1.5. Loi uniforme

En théorie des probabilités et en statistiques, la distribution uniforme fait référence à une famille de lois de probabilité, où chaque intervalle de même longueur dans l'ensemble de donnée, possède la même probabilité. C'est une généralisation de la fonction rectangle à cause de la forme de sa fonction densité de probabilité. Elle est paramétrée par les plus petites et plus grandes valeurs  $a$  et  $b$  que la variable aléatoire uniforme peut prendre. Cette loi continue est souvent notée  $U(a,b)$ .

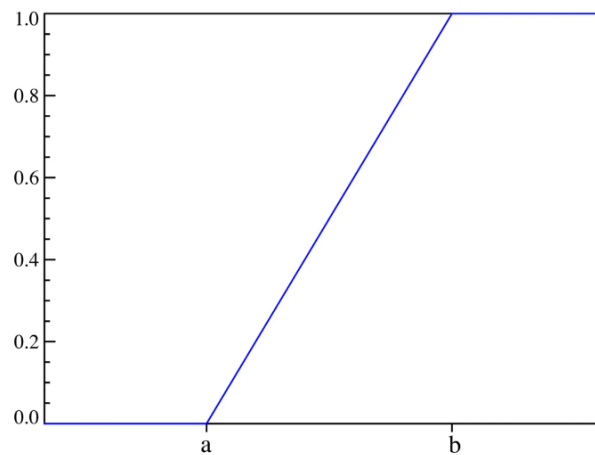
Elle est caractérisée par sa fonction de densité (équation A.16) et sa fonction de répartition (équation A.17), comme suit :

$$f(x) = \begin{cases} \frac{1}{b-a} & \text{pour } a \leq x \leq b \\ 0 & \text{autrement} \end{cases} \quad (\text{A.16})$$

$$F(x) = \begin{cases} 0 & \text{pour } x < a \\ \frac{x-a}{b-a} & \text{pour } a \leq x < b \\ 1 & \text{pour } x \geq b \end{cases} \quad (\text{A.17})$$



**Figure A.7 :** Allure de la fonction de densité de la loi uniforme.



**Figure A.8 :** Allure de la fonction de de répartition de la loi uniforme.

## A.2. Traitement statistiques des données

Un test statistique, noté test d'hypothèse, est une démarche qui consiste à fournir une règle de décision dans le but de faire un choix entre des hypothèses statistiques, à savoir l'hypothèse nulle ( $H_0$ ) et l'hypothèse alternative ( $H_1$ ) ; tel que :

$H_0$  : est l'hypothèse que la distribution observée n'est pas significativement différente de la distribution théorique ( $X$  (variable aléatoire) suit la loi  $F$  (la fonction de répartition)).

$H_1$  : est l'hypothèse que la distribution observée est différente de la distribution théorique ( $X$  suit une autre loi).

Dans la démarche de vérification des hypothèses ( $H_0$  et  $H_1$ ), en se basant sur un test statistique, des règles de décision qui vont nous conduire à l'acceptation ou au rejet de l'hypothèse nulle  $H_0$  sont établis.

Lorsque les données d'un échantillon proviennent d'une source purement aléatoire, on peut examiner si la distribution des observations semble s'apparenter à une distribution théorique connue. Pour vérifier la concordance entre une distribution empirique et une distribution théorique (loi de distribution : Normale, Log normale, Gamma, Weibull, ...), la littérature nous offre une large gamme de test statistique (chi 2, Kolmogorov- Smirnov, Shapiro, ...etc.).

Dans ce qui suit, nous présentons le de test de chi 2 et le test de Kolmogorov- Smirnov, considéré comme les principaux tests dits d'ajustement.

### **A.2.1. Test d'adéquation de chi 2**

Le test d'adéquation de chi 2 vise à déterminer si une distribution observée peut être estimée ou non par une loi de probabilité. Il vérifie donc un ajustement, une adéquation. Le principe consiste à mesurer la distance entre les valeurs observées et les valeurs théoriques. Cette évaluation se concrétise par la comparaison de l'histogramme des fréquences avec la distribution de la loi de probabilité servant de modèle théorique. Pour cela, après avoir découpé l'intervalle d'observation en k classes, on construit un indice  $X^2$  (équation A.18) mesurant l'écart constaté entre les effectifs réels et les effectifs théoriques.

$$X^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (\text{A.18})$$

Où :

$O_i$  est l'effectif observé dans la classe  $i$ ,

$E_i$  est l'effectif théorique dans la classe  $i$ .

En se basant sur l'indicateur  $X^2$ , nous tenons à décider si les écarts entre les effectifs théoriques ( $E_i$ ) et observés ( $O_i$ ), sont significatifs d'une différence de distribution ou s'ils sont dus aux fluctuations d'échantillonnages. Pour ce faire nous procédons comme suit :

- Formuler  $H_0$  (la distribution observée n'est pas différente de la distribution supposée d'après la loi que l'on souhaite tester),
- Répartir les données en classes,
- Déterminer le nombre de degrés de liberté à partir du nombre de classes,
- Fixer un risque d'erreur (la valeur 5 % est souvent choisie par défaut)
- Calculer algébriquement la distance entre les ensembles d'informations à comparer.
- Déterminer chi 2 théorique (déduire la distance critique à l'aide d'une table de chi 2)
- Conclure si cette distance est supérieure ou inférieure à la distance critique.

La lecture des résultats d'un test de chi 2 est donné comme suit :

- si la valeur de la statistique de test chi 2 est inférieure à la valeur critique tirée de la table de chi 2 ( Tableau A.1), alors on admet l'hypothèse nulle,
- si la valeur de la statistique de test chi 2 est supérieure à la valeur critique tirée de la table de chi 2 alors on rejette l'hypothèse nulle et on admet l'hypothèse alternative ( $H_1$ ).

Tableau A.1 : Table de chi 2

p	0,999	0,995	0,99	0,98	0,95	0,9	0,8	0,2	0,1	0,05	0,02	0,01	0,005	0,001
ddl														
1	0,0000	0,0000	0,0002	0,0006	0,0039	0,0158	0,0642	1,6424	2,7055	3,8415	5,4119	6,6349	7,8794	10,8276
2	0,0020	0,0100	0,0201	0,0404	0,1026	0,2107	0,4463	3,2189	4,6052	5,9915	7,8240	9,2103	10,5966	13,8155
3	0,0243	0,0717	0,1148	0,1848	0,3518	0,5844	1,0052	4,6416	6,2514	7,8147	9,8374	11,3449	12,8382	16,2662
4	0,0908	0,2070	0,2971	0,4294	0,7107	1,0636	1,6488	5,9886	7,7794	9,4877	11,6678	13,2767	14,8603	18,4668
5	0,2102	0,4117	0,5543	0,7519	1,1455	1,6103	2,3425	7,2893	9,2364	11,0705	13,3882	15,0863	16,7496	20,5150
6	0,3811	0,6757	0,8721	1,1344	1,6354	2,2041	3,0701	8,5581	10,6446	12,5916	15,0332	16,8119	18,5476	22,4577
7	0,5985	0,9893	1,2390	1,5643	2,1673	2,8331	3,8223	9,8032	12,0170	14,0671	16,6224	18,4753	20,2777	24,3219
8	0,8571	1,3444	1,6465	2,0325	2,7326	3,4895	4,5936	11,0301	13,3616	15,5073	18,1682	20,0902	21,9550	26,1245
9	1,1519	1,7349	2,0879	2,5324	3,3251	4,1682	5,3801	12,2421	14,6837	16,9190	19,6790	21,6660	23,5894	27,8772
10	1,4787	2,1559	2,5582	3,0591	3,9403	4,8652	6,1791	13,4420	15,9872	18,3070	21,1608	23,2093	25,1882	29,5883
11	1,8339	2,6032	3,0535	3,6087	4,5748	5,5778	6,9887	14,6314	17,2750	19,6751	22,6179	24,7250	26,7568	31,2641
12	2,2142	3,0738	3,5706	4,1783	5,2260	6,3038	7,8073	15,8120	18,5493	21,0261	24,0540	26,2170	28,2995	32,9095
13	2,6172	3,5650	4,1069	4,7654	5,8919	7,0415	8,6339	16,9848	19,8119	22,3620	25,4715	27,6882	29,8195	34,5282
14	3,0407	4,0747	4,6604	5,3682	6,5706	7,7895	9,4673	18,1508	21,0641	23,6848	26,8728	29,1412	31,3193	36,1233
15	3,4827	4,6009	5,2293	5,9849	7,2609	8,5468	10,3070	19,3107	22,3071	24,9958	28,2595	30,5779	32,8013	37,6973
16	3,9416	5,1422	5,8122	6,6142	7,9616	9,3122	11,1521	20,4651	23,5418	26,2962	29,6332	31,9999	34,2672	39,2524
17	4,4161	5,6972	6,4078	7,2550	8,6718	10,0852	12,0023	21,6146	24,7690	27,5871	30,9950	33,4087	35,7185	40,7902
18	4,9048	6,2648	7,0149	7,9062	9,3905	10,8649	12,8570	22,7595	25,9894	28,8693	32,3462	34,8053	37,1565	42,3124
19	5,4068	6,8440	7,6327	8,5670	10,1170	11,6509	13,7158	23,9004	27,2036	30,1435	33,6874	36,1909	38,5823	43,8202
20	5,9210	7,4338	8,2604	9,2367	10,8508	12,4426	14,5784	25,0375	28,4120	31,4104	35,0196	37,5662	39,9968	45,3147
21	6,4467	8,0337	8,8972	9,9146	11,5913	13,2396	15,4446	26,1711	29,6151	32,6706	36,3434	38,9322	41,4011	46,7970
22	6,9830	8,6427	9,5425	10,6000	12,3380	14,0415	16,3140	27,3015	30,8133	33,9244	37,6595	40,2894	42,7957	48,2679
23	7,5292	9,2604	10,1957	11,2926	13,0905	14,8480	17,1865	28,4288	32,0069	35,1725	38,9683	41,6384	44,1813	49,7282
24	8,0849	9,8862	10,8564	11,9918	13,8484	15,6587	18,0618	29,5533	33,1962	36,4150	40,2704	42,9798	45,5585	51,1786
25	8,6493	10,5197	11,5240	12,6973	14,6114	16,4734	18,9398	30,6752	34,3816	37,6525	41,5661	44,3141	46,9279	52,6197
26	9,2221	11,1602	12,1981	13,4086	15,3792	17,2919	19,8202	31,7946	35,5632	38,8851	42,8558	45,6417	48,2899	54,0520
27	9,8028	11,8076	12,8785	14,1254	16,1514	18,1139	20,7030	32,9117	36,7412	40,1133	44,1400	46,9629	49,6449	55,4760
28	10,3909	12,4613	13,5647	14,8475	16,9279	18,9392	21,5880	34,0266	37,9159	41,3371	45,4188	48,2782	50,9934	56,8923
29	10,9861	13,1211	14,2565	15,5745	17,7084	19,7677	22,4751	35,1394	39,0875	42,5570	46,6927	49,5879	52,3356	58,3012
30	11,5880	13,7867	14,9535	16,3062	18,4927	20,5992	23,3641	36,2502	40,2560	43,7730	47,9618	50,8922	53,6720	59,7031
40	17,9164	20,7065	22,1643	23,8376	26,5093	29,0505	32,3450	47,2685	51,8051	55,7585	60,4361	63,6907	66,7660	73,4020
50	24,6739	27,9907	29,7067	31,6639	34,7643	37,6886	41,4492	58,1638	63,1671	67,5048	72,6133	76,1539	79,4900	86,6608
60	31,7383	35,5345	37,4849	39,6994	43,1880	46,4589	50,6406	68,9721	74,3970	79,0819	84,5799	88,3794	91,9517	99,6072
70	39,0364	43,2752	45,4417	47,8934	51,7393	55,3289	59,8978	79,7146	85,5270	90,5312	96,3875	100,4252	104,2149	112,3169
80	46,5199	51,1719	53,5401	56,2128	60,3915	64,2778	69,2069	90,4053	96,5782	101,8795	108,0693	112,3288	116,3211	124,8392
90	54,1552	59,1963	61,7541	64,6347	69,1260	73,2911	78,5584	101,0537	107,5650	113,1453	119,6485	124,1163	128,2989	137,2084
100	61,9179	67,3276	70,0649	73,1422	77,9295	82,3581	87,9453	111,6667	118,4980	124,3421	131,1417	135,8067	140,1695	149,4493
120	77,7551	83,8516	86,9233	90,3667	95,7046	100,6236	106,8056	132,8063	140,2326	146,5674	153,9182	158,9502	163,6482	173,6174
140	93,9256	100,6548	104,0344	107,8149	113,6593	119,0293	125,7581	153,8537	161,8270	168,6130	176,4709	181,8403	186,8468	197,4508
160	110,3603	117,6793	121,3456	125,4400	131,7561	137,5457	144,7834	174,8283	183,3106	190,5165	198,8464	204,5301	209,8239	221,0190
180	127,0111	134,8844	138,8204	143,2096	149,9688	156,1526	163,8682	195,7434	204,7037	212,3039	221,0772	227,0561	232,6198	244,3705
200	143,8428	152,2410	156,4320	161,1003	168,2786	174,8353	183,0028	216,6088	226,0210	233,9943	243,1869	249,4451	255,2642	267,5405
250	186,5541	196,1606	200,9386	206,2490	214,3916	221,8059	231,0128	268,5986	279,0504	287,8815	298,0388	304,9396	311,3462	324,8324
300	229,9634	240,6634	245,9725	251,8637	260,8781	269,0679	279,2143	320,3971	331,7885	341,3951	352,4246	359,9064	366,8444	381,4252
400	318,2596	330,9028	337,1553	344,0781	354,6410	364,2074	376,0218	423,5895	436,6490	447,6325	460,2108	468,7245	476,6064	493,1318
500	407,9470	422,3034	429,3875	437,2194	449,1468	459,9261	473,2099	526,4014	540,9303	553,1268	567,0698	576,4928	585,2066	603,4460
600	498,6229	514,5289	522,3651	531,0191	544,1801	556,0560	570,6680	628,9433	644,8004	658,0936	673,2703	683,5156	692,9816	712,7712
700	590,0480	607,3795	615,9075	625,3175	639,6130	652,4973	668,3308	731,2805	748,3591	762,6607	778,9721	789,9735	800,1314	821,3468
800	682,0665	700,7250	709,8969	720,0107	735,3623	749,1852	766,1555	833,4557	851,6712	866,9114	884,2789	895,9843	906,7862	929,3289
900	774,5698	794,4750	804,2517	815,0267	831,3702	846,0746	864,1125	935,4987	954,7819	970,9036	989,2631	1001,6296	1013,0364	1036,8260

A.2.2. Test d'adéquation de Kolmogorov- Smirnov

Le test d'adéquation de Kolmogorov-Smirnov (K-S), est utilisé pour évaluer si une distribution de n observations (x<sub>1</sub>, ..., x<sub>n</sub>) d'une variable aléatoire x, suit une fonction de répartition F(x) spécifique. L'hypothèse nulle, notée H<sub>0</sub>, affirme que la loi de probabilité P de x est identique à une distribution continue préalablement définie, caractérisée par F(x). En d'autres termes, si H<sub>0</sub> est vérifiée, la fonction de répartition empirique F<sub>n</sub>(x) de l'échantillon devrait présenter une proximité ou une similitude avec F(x). Le test de Kolmogorov-Smirnov permet ainsi d'évaluer la validité de cette hypothèse nulle.

La fonction de répartition empirique est définie par :

$$F_n(x) = \begin{cases} 0 & \text{pour } x < X_1 \\ \frac{i}{n} & \text{pour } X_i \leq x \leq X_{i+1} \\ 1 & \text{pour } x \geq X_n \end{cases} \quad (A.20)$$

Avec :

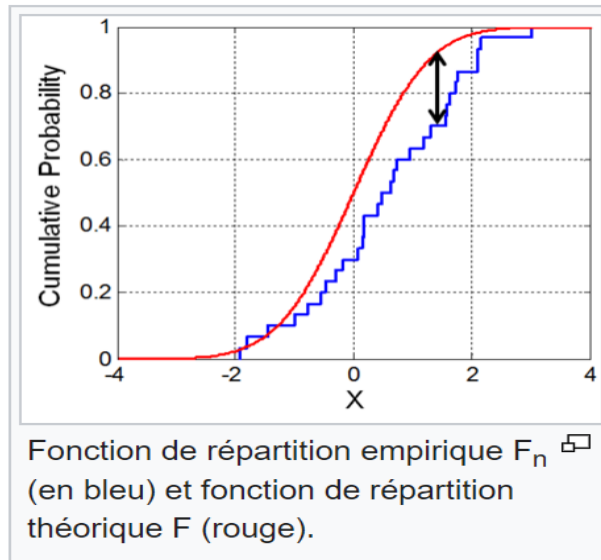
i : est le rang

n : est le nombre totale d'échantillon

Pour vérifier l'hypothèse nulle, Kolmogorov- Smirnov propose d'utiliser la statistique de test basée sur la distance entre la fonction de répartition empirique et la fonction de répartition de la loi théorique. On mesure l'adéquation de la fonction  $F_n(x)$  à la fonction  $F(x)$  au moyen d'une distance particulière dite de Kolmogorov-Smirnov, qui est la distance de la norme uniforme entre fonctions de répartition noté  $D_\alpha(n)$ . Graphiquement, c'est le plus grand écart vertical en valeur absolue entre la valeur empirique et la valeur théorique (Figure A.9).

Pour obtenir cette distance, on calcule la différence entre  $F_n(x)$  et  $F(x)$  aux points  $x_i$  et on cherche le maximum selon la formule :

$$D_\alpha(n) = \sup_{x \in \mathbb{R}} |F_n(x) - F(x)| \tag{A.21}$$



**Figure A.9:** Illustration de la statistique de Kolmogorov–Smirnov.

Une valeur élevée de  $D_\alpha(n)$  est une indication que la distribution de l'échantillon s'éloigne sensiblement de la distribution de référence  $F(x)$ . Par conséquent, pour que l'hypothèse nulle ( $H_0$ ) soit validée, il est nécessaire que la distance calculée soit inférieure à la valeur critique énoncée dans le tableau de Kolmogorov-Smirnov (Tableau A.2), sinon, l'hypothèse est rejetée.

Tableau A.2: Table de Kolmogorov-Smirnov

Seuils critiques $D_\alpha(n)$					
$n$	$\alpha = 0.20$	$\alpha = 0.15$	$\alpha = 0.10$	$\alpha = 0.05$	$\alpha = 0.01$
1	0.900	0.925	0.950	0.975	0.995
2	0.684	0.726	0.776	0.842	0.929
3	0.565	0.597	0.642	0.708	0.828
4	0.494	0.525	0.564	0.624	0.733
5	0.446	0.474	0.510	0.565	0.669
6	0.410	0.436	0.470	0.521	0.618
7	0.381	0.405	0.438	0.486	0.577
8	0.358	0.381	0.411	0.457	0.543
9	0.339	0.360	0.388	0.432	0.514
10	0.322	0.342	0.368	0.410	0.490
11	0.307	0.326	0.352	0.391	0.468
12	0.295	0.313	0.338	0.375	0.450
13	0.284	0.302	0.325	0.361	0.433
14	0.274	0.292	0.314	0.349	0.418
15	0.266	0.283	0.304	0.338	0.404

Seuils critiques $D_\alpha(n)$					
$n$	$\alpha = 0.20$	$\alpha = 0.15$	$\alpha = 0.10$	$\alpha = 0.05$	$\alpha = 0.01$
16	0.258	0.274	0.295	0.328	0.392
17	0.250	0.266	0.286	0.318	0.381
18	0.244	0.259	0.278	0.309	0.371
19	0.237	0.252	0.272	0.301	0.363
20	0.231	0.246	0.264	0.294	0.356
25	0.210	0.220	0.240	0.270	0.320
30	0.190	0.200	0.220	0.240	0.290
35	0.180	0.190	0.210	0.230	0.270
> 35	$1.07/\sqrt{n}$	$1.14/\sqrt{n}$	$1.22/\sqrt{n}$	$1.36/\sqrt{n}$	$1.63/\sqrt{n}$

## Annexe B

### Données des températures

Les données météorologiques relatives aux températures ont été fournies par l'Office National de la Météorologie de la wilaya de Tizi-Ouzou, pour la période allant de 1995 à 2005.

**Tableaux B.1:** Données des températures

Année	JANV	FEVR	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUILL	AOUT	SEPT	OCTO	NOVEM	DECEM	Total	Moyenne
1995														
T°Moy/mensu en°C	9,6	12,6	12,6	14,4	20,8	23,6	27,8	27,2	22,5	20,3	15,7	13,5	220,6	18,4
T°Moy/mensu mini	5,6	7,8	7,4	7,8	14	17,8	20,9	21,1	17,2	14,8	11,1	9,6	155,1	12,9
T°Moy/mensu MAX	14,5	18,9	18,4	21,8	28,4	30,6	36	34,7	29,4	28,1	21,8	18	300,6	25,1
T°Max/absol	21	24,1	24,1	28,5	34,5	38	41	44	37,8	34,2	28,6	23,7		
DATE	le01	le21	le11	le19	le09	le19	le25	le10	le02	le02	le01	le26		
T° min/absol	0,8	3,3	3,2	1,7	7,4	11,7	17	16,4	12,4	11,4	5	4,3		
DATE	le17	le02	le08	le01	le14	le02	le06	le30	le27	le21	le29	le07		

Annexe B

Année														Tot	Moy
	1996	JANV	FEVR	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUILL	AOUT	SEPT	OCTO	NOVEM	DECEM		
T°Moy/mensu en°C	12,9	9,9	13,1	15,4	18,3	22,6	26,3	26,8	21,6	16,9	14,8	12,3	210,9	17,6	
T°Moy/mensu mini	9,3	6,8	8,6	10,7	13	17,1	20,3	21,4	16,5	12,2	10,3	8,7	154,9	12,9	
T°Moy/mensu MAX	17,3	14,1	18,5	20,6	24,4	29,1	33,6	34,2	29	23,6	20,7	16,9	282	23,5	
T°Max/absol	22,4	19	30,1	30	30	37,1	43	39	34	30,6	28,2	24,5			
DATE	le01	le19	le24	le21	le27	le30	le25	le06	le11	le01	le13	le22			
T° min/absol	5	0,5	3	5	8,6	12,9	14,4	17,5	12,2	9,5	3,3	0,8			
DATE	le21	le24	le02	le04	le02	le26	le09	le22	le27	le29	le30	le28			

Année														Tot	Moy
	1997	JANV	FEVR	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUILL	AOUT	SEPT	OCTO	NOVEM	DECEM		
T°Moy/mensu en°C	11,9	12,3	12,9	15,9	20,5	25	26,4	27,6	24,9	20,1	15,1	11,6	224,2	18,7	
T°Moy/mensu mini	8,4	7	6,5	10,2	15,2	19	20,4	21,3	19,5	15,4	11,8	8,3	163	13,6	
T°Moy/mensu MAX	16,2	19	20,4	22,7	27,3	32,1	33,6	35,7	31,8	26,1	19,5	16	300,4	25	
T°Max/absol	21,9	24	24,2	28,4	37,3	42,5	43,5	43,1	39,4	34,5	27,4	20,9			
DATE	le20	le21	le19	le14	le25	le09	le13	le08	le12	le04	le06	le18			
T° min/absol	1,3	4	3,5	4,5	7,3	13,5	16,5	17,7	15,7	9,2	5,1	2,7			
DATE	le08	le17	le11	le02	le09	le30	le01	le30	le24	le31	le24	le15			

Année													Tot	Moy
1998	JANV	FEVR	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUILL	AOUT	SEPT	OCTO	NOVEM	DECEM		
T°Moy/mensu en°C	10,6	11,9	13,2	15,7	18	23,9	27,6	27,1	24,6	17,4	13,7	9,8	213,5	17,8
T°Moy/mensu mini	6,9	7,4	7,8	10,8	14	17,8	20,7	21,2	19,7	12,3	10,1	6	154,7	12,9
T°Moy/mensu MAX	15,5	18	19,6	21,7	23,2	31,5	35,6	34,1	31,5	24,1	18,6	14,6	288	24
T°Max/absol	19,5	23,1	26	29,5	30,5	38,4	41	41,3	42,3	30	25,5	19,9		
DATE	le09	le21	le07	le21	le10	le27	le06	le16	le01	le16	le01	le13		
T° min/absol	0	5	3,5	4,1	2,6	11,7	17,6	16,5	15,6	9	5	1		
DATE	le23	le08	le11	le14	le04	le13	le10	le05	le15	le29	le22	le23		

Année													Tot	Moy
1999	JANV	FEVR	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUILL	AOUT	SEPT	OCTO	NOVEM	DECEM		
T°Moy/mensu en°C	10	8,9	13,3	15,8	21,4	25,2	27,8	29,4	25,4	22,4	13,4	10,5	223,5	18,6
T°Moy/mensu mini	6,8	5,1	8,5	9,5	15,6	20,1	21	23,8	20,1	17,5	9,9	7,1	165	13,8
T°Moy/mensu MAX	14,4	13,7	19,3	23,1	28,5	32,5	35,7	37,3	32,8	29,2	17,9	14,9	299,3	24,9
T°Max/absol	19,6	23,1	25,4	28,6	38	40	43,5	45,4	39	38	29	20,5		
DATE	le07	le26	le11	le30	le31	le01	le03	le25	le02	le27	le02	le14		
T° min/absol	1,2	0	4	5	10,1	15,5	16,1	19,5	14,4	13	1,2	1,9		
DATE	le31	le02	le30	le17	le21	le11	le25	le31	le21	le20	le23	le17		

Année													Tot	Moy
2000	JANV	FEVR	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUILL	AOUT	SEPT	OCTO	NOVEM	DECEM		
T°Moy/mensu en°C	8,2	11,7	14,3	16,6	21,6	25,1	28,9	29,4	24,9	18,5	14,6	12,1	225,9	18,8
T°Moy/mensu mini	3,7	6,2	8,5	11,1	16,1	18,5	22,6	22,6	19,5	13,8	10,5	7,8	160,9	13,4
T°Moy/mensu MAX	13,9	18,6	21,4	23,2	28,4	32,1	36,8	37,8	32	24,6	20,2	17,4	306,4	25,5
T°Max/absol	18,8	24,5	28,3	32,6	34,5	40	44,9	44,7	38,4	29,5	28,4	22		
DATE	le31	le27	le12	le22	le04	le30	le23	le20	le15	le11	le12	le07		
T° min/absol	1,4	1,8	1,7	6	11,6	13,7	17,6	17,7	15	10	5,5	2,5		
DATE	le01	le25	le03	le06	le01	le08	le13	le10	le30	le14	le20	le20		

Année													Tot	Moy
2001	JANV	FEVR	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUILL	AOUT	SEPT	OCTO	NOVEM	DECEM		
T°Moy/mensu en°C	10,8	10,3	16,8	15,9	19,1	26,6	28,3	29,1	24,7	23	14	9,2	227,8	19
T°Moy/mensu mini	6,9	5,8	11,5	10,1	13,9	19,2	21,8	22,9	19,5	17,8	10,4	5,4	165,2	13,8
T°Moy/mensu MAX	15,6	16,2	23,3	22,4	25,2	34,5	35,8	36,6	32	30,4	19	14,1	305,1	25,4
T°Max/absol	24,1	22,6	34,4	30,7	35,4	43	42,6	44,2	37,4	37,5	26,5	19		
DATE	le06	le07	le24	le24	le29	le24	le23	le14	le04	le12	le01	le01		
T° min/absol	0,6	2	5	6,2	7,5	14,6	16	19,8	16,1	12,3	4,4	1		
DATE	le01	le03	le01	le10	le03	le19	le20	le25	le17	le23	le25	le18		

Année													Tot	Moy
2002	JANV	FEVR	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUILL	AOUT	SEPT	OCTO	NOVEM	DECEM		
T°Moy/mensu en°C	9,7	11,4	13,7	15,4	20,1	25,6	26,8	26,3	29,9	20,2	15,2	12,9	227,2	18,9
T°Moy/mensu mini	5,7	6,6	8,9	10,1	13,6	19,1	21	21,3	18,8	14,9	11,6	9,6	161,2	13,4
T°Moy/mensu MAX	15,1	17,6	19,8	21,5	28,5	32,4	33,6	32,8	30,2	27,4	20,2	17,4	296,5	24,7
T°Max/absol	20,6	25,5	26,6	29,9	36,7	42,5	43	40	36,1	34,6	28,7	22,5		
DATE	le30	le27	le13	le28	le17	le27	le21	le02	le17	le20	le14	le18		
T° min/absol	1,5	4	4,6	6	7,5	12,1	15	16	12,4	11,4	7,5	6,2		

Année													Tot	Moy
2003	JANV	FEVR	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUILL	AOUT	SEPT	OCTO	NOVEM	DECEM		
T°Moy/mensu en°C	10,1	9,3	13,8	15,7	18,7	27,1	28,8	29,4	23,9	20,4	15,7	10,6	223,5	18,6
T°Moy/mensu mini	7,3	10,5	9,2	11,5	13,7	20,5	23	23,7	19,1	16,5	12,3	7,4	174,7	14,6
T°Moy/mensu MAX	13,9	14,3	20,3	21,4	25,7	35,5	37,7	37,9	30,6	26	21,1	15,6	300	25
T°Max/absol	21,5	22	27	37,8	33,3	42	45	44	38	37,7	26	23		
DATE	le03	le24	le27	le29	le24	le23	le15	le23	le04	le01	le08	le01		
T° min/absol	1	1,6	5	5,3	9,9	16	20,3	20	14,8	10,1	9,5	2,6		
DATE	le31	le07	le18	le06	le27	le03	le04	le02	le27	le25	le28	le25		

Année													Tot	Moy
	2004	JANV	FEVR	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUILL	AOUT	SEPT	OCTO	NOVEM		
T°Moy/mensu en°C	10,6	12,2	13,6	14,7	16,5	23,8	26,6	27	22,5	25,2	13,3	11,5	217,5	18,1
T°Moy/mensu mini	6,8	7,9	8,7	10,2	12,7	17,4	20,7	22,8	17	19,5	9,2	8,5	161,4	13,5
T°Moy/mensu MAX	15,8	18,4	18,2	20,2	22	31,6	33,7	35,5	30,1	32,2	18,9	15,8	292,4	24,4
T°Max/absol	21,6	29,6	27,6	26,5	29,4	40,3	43	44,4	38	40	24	25		
DATE	le12	le20	le28	le21	le30	le27	le22	le24	le08	le05	le05	le01		
T° min/absol	2,6	4,1	0	5,5	7,1	14	16	19,2	11,1	13,5	6	3		
DATE	le07	le13	le02	le13	le09	le20	le14	le30	le27	le27	le19	le27		

Année													Tot	Moy
	2005	JANV	FEVR	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUILL	AOUT	SEPT	OCTO	NOVEM		
T°Moy/mensu en°C	7,4	7,7	12,8	15,5	20,6	25,2	28,3	26,9	23,2	20,5	13	10,6	211,7	17,6
T°Moy/mensu mini	3,2	3,9	8,6	11	14,5	19	22	20,8	17,9	15,7	10,1	7,2	153,9	12,8
T°Moy/mensu MAX	13,1	12,3	18,9	21,1	28,1	33	36,6	34,8	30,8	27,7	19,6	15,4	291,4	24,3
T°Max/absol	18,5	18	31,9	30,1	34,6	42	44,4	45	39,5	34,5	31	21,5		
DATE	le21	le07	le25	le23	le29	le27	le16	le09	le02	le30	le02	le04		
T° min/absol	-3	-0,6	1,5	5	9,7	13,5	17	15,5	13,6	11,5	4	2,5		
DATE	le27	le19	le15	le10	le07	le09	le12	le23	le22	le06	le25	le23		

## Résumé

Les réservoirs de stockage d'eau en béton armé sont des structures de génie civil soumises à des conditions atmosphériques très agressives, qui les exposent à un risque de corrosion nuisible. Ce phénomène dangereux, provoqué par la pénétration des ions chlorures, entraîne la réduction de la section d'armatures et par conséquent la perte de la résistance. De plus l'interaction de la corrosion avec la charge de service induit la réduction de la durée de vie de ces structures. Des travaux ont montré que la pénétration des chlorures est fortement influencée par les conditions du milieu environnant, et par le changement climatique. Cette étude s'intéresse à l'analyse de la durabilité d'un réservoir de stockage surélevé, en considérant la corrosion par piqûres des armatures dans des environnements de différents taux d'agressivité. Une méthode déterministe basée sur le modèle de Housner est utilisée pour évaluer les contraintes de traction dans le support du réservoir, soumis à des sollicitations sismiques. Un modèle de corrosion par piqûres est adopté afin de déterminer l'évolution, dans le temps, de la section d'armatures dans différents environnements. Plusieurs paramètres influents sur la corrosion sont pris en compte, tels que l'enrobage du béton et la concentration en ions chlorures. Afin de tenir compte de l'incertitude liée aux approximations des modèles utilisés, aux aléas, aux propriétés du matériau et du changement climatique, une étude fiabiliste est menée. Celle-ci est basée sur le développement d'un modèle mécano-fiabiliste, afin d'estimer le risque de défaillance du réservoir placé dans des environnements de différents taux d'agressivité (ions chlorures), en tenant compte du processus stochastique de la température. Aussi, pour étudier l'effet de l'accélération sismique, plusieurs zones sont considérées conformément au règlement parasismique Algérien. Enfin, la variabilité aléatoire des paramètres de calcul considérés sera mise en évidence par le calcul de la probabilité de défaillance dépendant du temps, avec la méthode de Monté Carlo classique. Les résultats trouvés soulignent l'importance d'inclure l'effet combiné de la corrosion, du chargement sismique et du réchauffement climatique pour une évaluation complète de la durée de vie du réservoir surélevé.

**Mots-clés :** réservoir surélevé en béton, corrosion par piqûres, armatures, durée de vie, modélisation stochastique de température, probabilité de défaillance, Monté Carlo.

## Abstract

Reinforced concrete water tanks are civil engineering structures subjected to highly aggressive atmospheric conditions, which expose them to a risk of harmful corrosion. This dangerous phenomenon, caused by the penetration of chloride ions, leads to a reduction in reinforcement cross-section and consequently a loss of resistance. In addition, the interaction of corrosion with the live loads reduces the service life of these structures. Studies have shown that chloride penetration is strongly influenced by environmental conditions and climate change. This study analyses the durability of an elevated water tank, considering the pitting corrosion of the steel reinforcement in environments of different aggressiveness levels. A deterministic method based on the Housner model is used to evaluate the tensile stresses in the tank support, subjected to seismic loading. A pitting corrosion model is adopted to determine the time evolution of the steel reinforcement cross-section in different environments. Several parameters influencing corrosion are taken into account, such as concrete coating and chloride ion concentration. In order to take account of the uncertainty associated with the approximations of the used models, the hazards, the material properties, and climate change, a reliability study is carried out. This latter is based on the development of a mechano-reliability model to estimate the risk of tank failure in environments with different aggressiveness levels (chloride ions) with the consideration of the stochastic process of temperature. To study the effect of seismic acceleration, several zones are considered according to the Algerian seismic code. Finally, the random variability of the design parameters considered will be highlighted by calculating the time-dependent probability of failure, using the classical Monte Carlo method. The obtained results underline the importance of including the combined effect of corrosion, seismic loading, and global warming for a comprehensive assessment of the service life of elevated tanks.

**Keywords:** concrete elevated tank, pitting corrosion, reinforcement, service life, temperature stochastic modeling, failure probability, Monte Carlo.

## ملخص

صهاريج تخزين المياه بالخرسانة المسلحة هي منشآت هندسية مدنية تخضع لظروف جوية جد عدائية، مما يعرضها لخطر التآكل الضار. هذه الظاهرة الخطيرة، الناتجة عن اختراق أيونات الكلوريد، تؤدي إلى تقليص مقطع عمدة التسليح وبالتالي فقدان المقاومة. بالإضافة إلى ذلك، فإن تفاعل التآكل مع حمولة الخدمة يقلل من عمر هذه الهياكل. لقد أظهرت الأعمال أن تغلغل الكلوريدات يتأثر بشدة بظروف البيئة المحيطة وتغير المناخ. تركز هذه الدراسة على تحليل ديمومة خزان الماء المرتفع، من خلال النظر في التآكل بوحز أعمدة التسليح في البيئات ذات معدلات العدوانية المختلفة. تم استخدام الطريقة التحديدية المعتمدة على نموذج هوسنر لتقييم اجهاد الشد في مسند الخزان المعرض لحمولة زلزالية. تم اعتماد نموذج التآكل بالوحز، لتحديد تغير مقطع التسليح مع مرور الوقت في بيئات مختلفة. يتم أخذ العديد من العوامل المؤثرة على التآكل بعين الاعتبار، مثل سمك الغطاء الخرساني وتركيز أيونات الكلوريد. تم إجراء دراسة الموثوقية من أجل الأخذ بعين الاعتبار عدم الدقة المرتبطة بتقريب النماذج المستخدمة، المخاطر، خصائص المادة وتغير المناخ. هذه الدراسة تعتمد على تطوير نموذج ميكانيكي للموثوقية، بهدف تقدير مخاطر قصور الخزان الموضوع في بيئات ذات معدلات عدوانية مختلفة (أيونات الكلوريد)، مع مراعاة عشوائية درجة الحرارة. كذلك، لدراسة تأثير التسارع الزلزالي، تم أخذ عدة مناطق بعين الاعتبار وفقاً للأنظمة الزلزالية الجزائرية. وأخيراً، سيتم تسليط الضوء على التباين العشوائي لمعاملات الحساب التي تم النظر فيها من خلال حساب احتمال القصور المعتمد على الوقت، باستخدام طريقة مونت كارلو الكلاسيكية. تسلط النتائج التي تم العثور عليها الضوء على أهمية تضمين التأثير المشترك للتآكل، الحمولة الزلزالية والاحتباس الحراري لإجراء تقييم شامل لعمر الخدمة للخزان المرتفع.

**الكلمات المفتاحية:** الخزان الخرساني المرتفع، التآكل بالوحز، التسليح، عمر الخدمة، نمذجة درجات الحرارة العشوائية، احتمال القصور، مونتكارلو.