

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Thèse présentée par :

Amar ALICHE

Mastère académique en génie civil de l'UMMTO, option « structures »

Pour obtenir le grade de Docteur

Spécialité : Structure et Matériaux

THÈME

**CONTRIBUTION A L'ANALYSE DE L'EVOLUTION DE LA VULNERABILITE
DES RESEVOIRS EN BETON DANS LEUR CYCLE DE VIE.**

Soutenue publiquement le 27/03/2016 Devant le jury composé de :

HAMIZI	Mohand	Président
Professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.		
HAMMOUM	Hocine	Rapporteur
Maitre de conférences « A » à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.		
BOUZELHA	Karima	Co-Rapporteur
Professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.		
GABI	Smail	Examineur
Professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.		
AMIRI	Ouali	Examineur
Professeur des Universités à Polytech Nantes, France		
AOUES	Younes	Examineur
Maitre de conférences à l'INSA de Rouen, France		
HANNACHI	Naceur Edinne	Invité
Professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.		

REMERCIEMENTS

Je tiens à présenter mes respectueux remerciements à M. HAMMOUM Hocine et Madame BOUZELHA Karima respectivement Maître de Conférences et Professeure au Département de Génie Civil de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, qui ont bien voulu diriger cette thèse, pour leurs précieux conseils, leurs rigueur scientifique et l'intérêt constant qu'ils ont porté à ce travail. L'expérience de M. HAMMOUM, dans le domaine des réservoirs, a sans doute permis à ce travail d'aboutir dans les délais. Je lui témoigne ma profonde gratitude.

Je témoigne tout particulièrement ma reconnaissance à M. AMIRI Ouali, Professeur à l'école polytechnique de Nantes (France), et M. AOUES Younes Maître de Conférences à l'INSA de Rouen, pour m'avoir accueilli au sein de leurs Laboratoires et donné la possibilité d'utiliser les documents nécessaires, et surtout pour leur disponibilité malgré leurs nombreuses occupations.

J'exprime mes remerciements à M. DEHMOUS Hocine, Maître de Conférences au Département de Génie Civil de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou pour ses conseils et encouragements.

J'adresse aussi mes remerciements à M. HAMIZI Mohand professeur au Département de Génie Civil de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, pour avoir accepté de présider ce jury et à M. GABI Smail professeur au Département de Génie Civil de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou pour avoir accepté de juger ce travail de recherche.

Que M. HANNACHI Naceur Edinne, professeur au Département de Génie Civil de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, trouve ici mes remerciements.

Je ne saurai oublier mes amis et thésards les deux Hocine, Djamel, Amine, Rachid, Salim, Nacim pour leurs encouragements et soutien permanent.

Enfin, je rends hommage à mes parents, mes sœurs et tout particulièrement Taous, Warda pour leur soutien et leur contribution pour la réalisation de ce projet.

Résumé

Dans le domaine du génie civil, les réservoirs de stockage d'eau en béton sont considérés comme des ouvrages d'arts hydrauliques occupant une place particulière parmi les constructions. Dans la réalité, ces réservoirs, soumis aux conditions naturelles très rudes et aux sollicitations hydrodynamiques, vieillissent et se dégradent. Afin de prédire le niveau de dégradation et de vieillissement pouvant survenir dans ces structures, une méthode déterministe dite de diagnostic, basée sur l'évaluation de l'indice de vulnérabilité I_v aux aléas naturels est utilisée.

Pour assurer la continuité de l'exploitation de ces ouvrages, la prévision de l'état du comportement au vieillissement de ces structures, dans leur cycle de vie, constitue un élément essentiel d'aide à la décision quant aux choix stratégiques, techniques et économiques à opérer. Dans ce contexte, nous nous sommes intéressés à la construction d'une fonction approchée $I_v(t)$ qui va traduire l'évolution de la vulnérabilité à tout instant dans le cycle de vie d'un réservoir. Deux méthodes numériques sont utilisées, l'approximation par éléments finis et l'approche exponentielle. Cette modélisation a été appliquée à un parc de réservoir dans la wilaya de Tizi-Ouzou (Algérie).

Traditionnellement, les méthodes déterministes utilisées pour la conception et l'analyse de risque des réservoirs en béton font appel à des coefficients de sécurité recommandés par les codes de dimensionnement. Ces coefficients sont appliqués pour tenir compte des incertitudes liés aux approximations des modèles, aux aléas sur les propriétés du matériau et des chargements. Toutefois, cette démarche ne permet pas d'évaluer les risques liés à la défaillance de la structure et donc sa fiabilité. Aussi, elle conduit le plus souvent à des surcoûts induits par des surdimensionnements injustifiés, lorsqu'elle ne mène pas à un manque de robustesse de la structure. Dans cette étude, nous proposons une approche probabiliste, basée sur les simulations de Monte de Carlo, pour analyser les fonctions de défaillance liées à la stabilité d'ensemble d'un réservoir surélevé. Cette approche fiabiliste tient compte principalement de deux paramètres, d'abord la charge hydraulique dans la cuve du réservoir qui est une fonction du temps puis l'accélération sismique considérée comme une variable aléatoire dépendant de la zone sismique et du type de site d'implantation.

Mots clés : vulnérabilité, aléas naturels, réservoirs en béton, éléments finis, approche exponentielle, modèle prédictif, approche fiabiliste, sollicitation sismique, défaillance.

Abstract

In the field of civil engineering, concrete water storage tanks are considered as hydraulic structures. They take a special place among constructions. In reality, these tanks subjected to harsh natural conditions and to hydrodynamic loads, age and deteriorate. In order to predict the degradation and ageing level that can occur in these structures, the concept of vulnerability to natural hazards, based on the assessment of vulnerability index (I_V), is used. Predicting the state of the ageing behaviour of these structures, in their life cycle, is an essential element of decision aid about strategic, technical and economical choices, made in order to provide exploitation continuity of these structures. So, in the context of our research, we develop an approximate function $I_V(t)$ who will reflect the evolution of vulnerability at any time in the life cycle of a tank. Two numerical methods are used, which are the finite element approximation and the exponential approach. The predictive model obtained has been applied to tanks of Tizi-Ouzou region (northern Algeria), and results showed that it could simulate and predict well the vulnerability index.

Traditionally, the design of concrete elevated water tanks is based on a deterministic analysis which must satisfy safety coefficients recommended by design codes. These coefficients are applied to take account uncertainties related to approximations models, with the hazard on material properties and loadings. However, this approach does not allow evaluating risks related to the structure failure and consequently its reliability. Therefore, it generally leads to overcoats induced by unjustified over-dimensioning, when it does not lead to a lack of structure robustness. In this study, we propose a probabilistic approach, based on Monte Carlo simulations, to analyse the failure functions related to the overall stability of a concrete elevated tank. This reliability approach, takes into account mainly two parameters, firstly the hydraulic load in the tank container which is a function of time, secondly the seismic acceleration which is considered as a random variable depending on the seismic zone and site conditions.

Keywords : Vulnerability; natural risks; concrete tank; finite element; exponential approach; predictive model, reliability approach, seismic acceleration, hydraulic load, failure.

Tables des matières

Tables des matières.....	9
Liste des figures	13
Liste des Tableaux	17
Introduction générale	19
Chapitre I.1 : Etat de l'art sur l'analyse de risque et l'estimation de la vulnérabilité des structures	25
I.1.1. Introduction.....	27
I.1.2. Définitions.....	27
I.1.2.1. Vulnérabilité	27
I.1.2.2. Aléa.....	27
I.1.2.3. Risque	28
I.1.2.4. Prévention.....	28
I.1.3. Analyse de risques par l'estimation de la vulnérabilité des structures	28
I.1.3.1. Différentes approches pour l'analyse de risques	29
I.1.3.1.1. Approche par des modèles physiques	29
I.1.3.1.2. Modélisation Fonctionnelle par la Sureté de Fonctionnement	35
I.1.3.1.3. Approche par expertise	42
I.1.3.1.4. Approche statistique.....	49
I.1.4. Modélisation du vieillissement	52
I.1.4.1. Approche par comparaison.....	53
I.1.4.1.1. Modèle statistique	53
I.1.4.2. Approche par modélisation du processus de détérioration.....	59
I.1.4.2.1. Analyse des modes de défaillances et leurs effets (AMDE).....	59
I.1.4.2.2. La méthode de limites des performances.....	61
I.1.4.3. Approche par des essais de vieillissement.....	61
I.1.4.3.1. Vieillissement naturel	62
I.1.4.3.2. Analyse sur le bâtiment.....	62
I.1.4.3.3. Vieillissement accéléré	63
I.1.5. Conclusion	63
Chapitre I.2 : Exposé de la méthode de l'indice de vulnérabilité I_v et application a un parc réel de réservoirs	67
I.2.1. Introduction.....	69
I.2.2. Méthodologie de diagnostic et d'évaluation de la vulnérabilité d'un réservoir	69
I.2.3. Exposé de la méthode indice de vulnérabilité.....	72
I.2.3.1. Évaluation environnementale	72
I.2.3.1.1. Implantation de l'ouvrage	72
I.2.3.1.2. Zone sismique	72
I.2.3.1.3. Type de sol.....	73
I.2.3.1.4. Zone de la neige	74
I.2.3.1.5. Action du vent.....	75
I.2.3.2. Évaluation structurelle.....	76
I.2.3.2.1. Type de structure.....	76
I.2.3.2.2. Type de fondation	76
I.2.3.2.3. Étanchéité des parois.....	77
I.2.3.2.4. Étanchéité de la couverture	77
I.2.3.2.5. Défauts apparents.....	78
I.2.3.3. Évaluation fonctionnelle.....	79

I.2.3.3.1. Rôle du réservoir	79
I.2.3.3.2. Importance du réservoir	79
I.2.3.3.3. Fréquence d'entretien.....	80
I.2.3.4. Classification	81
I.2.4. Application de la méthode de l'indice de vulnérabilité	82
I.2.4.1. Présentation de la zone d'étude	82
I.2.4.2. Présentation du parc de réservoirs expertisé.....	83
I.2.4.3. Étude de cas	83
I.2.4.3.1. Évaluation de la vulnérabilité du réservoir Touares à la mise en service	83
I.2.4.3.2. Évaluation de la vulnérabilité au jour de l'expertise (Février 2014)	84
I.2.5. Conclusion	90
Chapitre I.3 : Modélisation de l'évolution dans le temps de la vulnérabilité d'un réservoir d'eau en béton	91
I.3.1. Introduction	93
I.3.2. Méthodologie	95
I.3.3. Modélisation dans le temps de l'indice de vulnérabilité $I_v(t)$	96
I.3.3.1. Évolution de $\Delta I_v(t)$ dans le domaine connu.....	97
I.3.3.1.1. Approche par approximation nodale.....	97
I.3.3.1.2. Approche par approximation par éléments finis linéaires	99
I.3.3.1.3. Approche par approximation par éléments finis quadratiques	102
I.3.3.2. Modèle d'extrapolation dans le domaine inconnu.....	105
I.3.3.2.1. Choix du modèle d'extrapolation.....	105
I.3.3.2.2. Approche par modèle exponentiel	107
I.3.3.2.3. Validation des fonctions approchées	110
I.3.4. Actions de maintenance	111
I.3.4.1. Impacte de la maintenance sur l'évolution de l'indice de vulnérabilité.....	111
I.3.4.2. présentation du modèle actions de réparation et de réhabilitation.....	112
I.3.5. Conclusion	113
Chapitre II.1 : Approches probabiliste pour l'évaluation de la fiabilité mécanique des structures	117
II.1.1. Introduction	119
II.1.2. Notions de probabilité	119
II.1.2.1. Qu'est-ce qu'une probabilité ?	119
II.1.2.2. Variable aléatoire et loi de probabilité	120
II.1.2.2.1. Variable aléatoire.....	120
II.1.2.2.2. Caractéristique d'une variable aléatoire	121
II.1.2.2.3. Lois de probabilité d'une variable aléatoire	122
II.1.3. Introduction à la fiabilité des structures	126
II.1.3.1. Principaux acteurs de la mécanique fiabiliste	126
II.1.3.2. Démarche générale d'une analyse de fiabilité	127
II.1.3.3. Analyse fiabiliste des structures mécaniques	129
II.1.3.3.1. modélisation des incertitudes.....	129
II.1.3.3.2. Choix des variables aléatoires de base	130
II.1.3.3.3. Critères de défaillance et fonctions d'états limite	131
II.1.3.3.4. Mesure de la probabilité de défaillance d'un ouvrage.....	132
II.1.3.4. Quelques applications de l'analyse fiabiliste dans le domaine des ouvrages hydrauliques	140
II.1.3.5. Conclusion	141

Chapitre II.2 : Etude au séisme d'un réservoir surélevé en béton arme.....	143
II.2.1. Introduction	145
II.2.2. Méthode de calcul.....	147
II.2.2.1. Effet hydrodynamique.....	147
II.2.2.2. Evaluation des masses M_0 et M_1 ainsi que leur point d'application.....	148
II.2.2.3. Evaluation des raideurs K_0 et K_1	149
II.2.2.4. Evaluation des pulsations propres	151
II.2.2.5. Les modes propres.....	153
II.2.2.6. Evaluation de la force sismique par la méthode dynamique d'analyse modale spectrale	153
II.2.2.7. Calcul de l'accélération S_a	154
II.2.2.8. Les déplacements horizontaux des masses.....	155
II.2.2.9. Les déplacements verticaux des vagues	155
II.2.2.10. Etat limite ultime de stabilité	156
II.2.2.11. Vérification des contraintes dans la tour du support.....	157
II.2.3. Application pratique	158
II.2.4. Conclusion.....	163
Chapitre II.3 : Analyse de la fiabilité des réservoirs surélevés en béton sous sollicitation sismique	165
II.3.1. Introduction	167
II.3.2. Analyse probabiliste du risque de défaillance d'un réservoir surélevé.....	168
II.3.2.1. Contexte probabiliste.....	168
II.3.2.2. Modes de ruine et fonctions des états limites d'un réservoir surélevé.....	168
II.3.2.2.1. État limite ultime de stabilité d'ensemble au renversement	168
II.3.2.2.2. État limite ultime de stabilité d'ensemble au glissement	169
II.3.2.2.3. Etat limite de service de limitation de la contrainte de traction dans les aciers	169
II.3.2.2.4. Etat limite de service de limitation de la contrainte de compression dans le béton.....	169
II.3.2.2.5. Effet de ballotement.....	170
II.3.2.3. Identification des variables considérées	171
II.3.2.3.1. Chargement sismique aléatoire.....	171
II.3.2.3.2. Chargement hydraulique.....	174
II.3.2.4. Mise en œuvre informatique	175
II.3.3. Application pratique	177
II.3.3.1. Spectres de réponse	178
II.3.3.2. Évaluation de la probabilité de défaillance du réservoir surélevé.....	178
II.3.3.2.1. Paramétrage du nombre de tirages.....	179
II.3.3.2.2. Évolution de P_f en fonction de la hauteur d'eau dans la cuve	180
II.3.3.2.3. L'effet du site sur l'évolution de P_f	183
II.3.3.2.4. Courbes de fragilité	186
II.3.3.2.4. Évolution de P_f en fonction du temps	188
II.3.3.3. Discussions et interprétations.....	190
II.3.4. Conclusion.....	192
Conclusion générale.....	193
Références Bibliographiques	199
Annexes	209
B.1. Lois de probabilité usuelles en fiabilité	215
B.1.1. Loi normale	215

B.1.2. Loi log-normale.....	216
B.1.3. Loi de weibull.....	217
B.1.4. Loi de Gumbel.....	218
B.1.5. loi exponentielle.....	219
B.1.5. Loi de gamma.....	219
B.2. Traitement statistiques des données	220
B.2.1. Test d'adéquation de Kolmogorov- Smirnov.....	220
B.2.2. Test d'adéquation de chi 2	221

Liste des figures

Figure I.1. 1 : Le risque : résultats de l'interaction entre la vulnérabilité et l'aléa.....	28
Figure I.1. 2: Approche par modèle physique (Peyras, 2003).....	30
Figure I.1. 3 : Réservoirs jumelés en béton de la wilaya de Jijel.	32
Figure I.1. 4 : Scénario de vieillissement perte de résistance de la ceinture (Hammoum et al, 2012).....	32
Figure I.1. 5 : Vue générale du réservoir sis à Dar El Beida (Hamitouche et al, 2013).	33
Figure I.1. 6 : Cartographie des fissures du noyau central (Hamitouche et al, 2013).	33
Figure I.1. 7 : Photo des fissures du noyau central (Hamitouche et al, 2013).....	34
Figure I.1. 8 : Courbe de capacité donnée par l'analyse pushover (V-Sd) (Ait L'hadj et al, 2015).....	34
Figure I.1. 9 : Situation du point de performance (Ait L'hadj et al, 2015).	35
Figure I.1. 10 : Déplacement inter-étages (Ait L'hadj et al, 2015).	35
Figure I.1.11 : Mécanisme de vieillissement « dégradation du revêtement d'étanchéité de couverture » (Hammoum et al, 2014)	38
Figure I.1. 12 : Structure du graphe orienté pour la représentation des scénarios.....	39
Figure I.1. 13 : Evaluation de la performance d'une digue fluviale à étanchéité amont, vis-à-vis du mécanisme d'érosion interne (Serre, 2005).....	41
Figure I.1. 14 : Performance d'une digue fluviale vis-à-vis du mécanisme d'érosion interne (Serre et al. 2007).....	41
Figure I.1. 15 : Démarche d'aide à l'expertise basée sur la capitalisation de la connaissance experte et du retour d'expérience (Peyras et al, 2005).....	43
Figure I.1. 16 : Proportions des défauts apparents dans le parc expertisé.....	48
Figure I.1. 17 : Projection des variables dans le plan factoriel (1-2).....	51
Figure I.1. 18 : Projection des variables dans le plan factoriel (1-3).....	51
Figure I.1. 19: Représentation des variables et individus dans le plan factoriel (1-2).	52
Figure I.1. 20 : Représentation des variables et individus dans le plan factoriel (1et 3).....	52
Figure I.1. 21 : Courbes pour différents exposants a dans les formules de dévalorisation (source : Zurbrugg, 2010).	54
Figure I.1. 22 : Exemples de courbes de survie de conduites d'eau potable (Andreou et al, 1987).	58
Figure I.1. 23: Approche du CSTB en vue d'une application de l'AMDE et AMDEC dans le domaine des bâtiments (Talon et al, 2006).	59
Figure I.1. 24 : Principe d'évaluation de la durée des scénarii de dégradation (Talon et al, 2005).	60
Figure I.1. 25 : Exemple de courbes de dégradation (Gaspar et de Brito, 2005)	63
Figure I.2. 1: Organigramme de la méthodologie d'évaluation des réservoirs (Mathieu, 2003).	70
Figure I.2. 2 : Carte du zonage de neige d'Algérie.....	74
Figure I.2. 4 : Carte du zonage de vent d'Algérie.	74
Figure I.2. 4 : Etapes de l'évaluation de l'indice I_v	82
Figure I.2. 5 : Présentation de la zone d'étude.	82
Figure I.2. 6 : Vue générale du réservoir Touares [Photo Aliche].	83
Figure I.2. 7 : Étanchéité de l'ouvrage assuré par une couche en béton.	85
Figure I.2. 8 : Fissures et trous sur la couverture.	85
Figure I.2. 9 : Suintement au niveau de la paroi.....	86
Figure I.2. 10 : Fuite sur la paroi du réservoir.....	86
Figure I.2. 11 : Corrosion et fuite au niveau des vannes.	87
Figure I.2. 12 : Stagnation des eaux dans la chambre des vannes.....	87
Figure I.2. 13 : Éclatement de l'enduit d'enrobage des aciers.	88

Figure I.2. 14 : Éclatement de l'enduit d'enrobage des aciers, fissure horizontale dans la paroi sous la ceinture supérieure.	88
Figure I.2. 15 : Écaillage sous la ceinture supérieure du réservoir Touares 1965.....	88
Figure I.2. 16 : Fissure horizontale sur la paroi du réservoir Touares 1965.....	88
Figure I.2. 17: Fissure et suintement au niveau du radier.....	88
Figure I.2. 18 : Présence de végétation autour du réservoir.	89
Figure I.2. 19 : Fuite au niveau de la paroi du réservoir.....	89
Figure I.3. 1: Perte de performance avec du temps.	95
Figure I.3. 2: Évolution de l'indice de vulnérabilité du réservoir Touares.	99
Figure I.3. 3 : Discrétisation en éléments finis de la fonction $\Delta I_v(t)$ dans les sous domaines.	100
Figure I.3. 4 : Évolution de la variation de la vulnérabilité $\Delta I_v(t)$ d'un réservoir type du parc de la wilaya de Tizi-Ouzou.	102
Figure I.3. 5 : Discrétisation en éléments finis de la fonction dans les sous domaines.....	102
Figure I.3. 6: Évolution de la variation du niveau de vulnérabilité $\Delta I_v(t)$ d'un réservoir type.....	104
Figure I.3. 7: Superposition des courbes d'évolution de la variation de la vulnérabilité $\Delta I_v(t)$	105
Figure I.3. 8 : Évolution de l'indice de vulnérabilité $I_v(t)$ du réservoir Touares.	105
Figure I.3. 9 : profile de dégradation (Cremona, 2011).....	106
Figure I.3. 10 : Evolution de l'accroissement de l'indice $\Delta I_v(t)$ d'un réservoir type par modèle exponentiel.....	109
Figure I.3. 11 : Evolution de l'indice $I_v(t)$ à travers les différents niveaux de vulnérabilité du réservoir Touares.....	109
Figure I.3. 12: Validation des fonctions approchées.	111
Figure I.3. 13 : Les stratégies de maintenance (Zwingelstein, 1996).....	111
Figure I.3. 14 : Impact de la maintenance sur l'évolution de la vulnérabilité dans le cycle de vie de l'ouvrage.....	112
Figure I.3. 15: Evaluation de l'indice I_v après réhabilitation.....	113
Figure II.1. 1 : Fonction de répartition d'une variable aléatoire discrète.	123
Figure II.1. 2 : Fonction de répartition d'une variable aléatoire continu.....	123
Figure II.1. 3 : Fonction densité de probabilité.	124
Figure II.1. 4: Illustration de la détermination de F en fonction f.	125
Figure II.1. 5: Fonction densité de probabilité sur un intervalle [a, b].....	125
Figure II.1. 6: Illustration de la détermination de f en fonction F.	125
Figure II.1. 7: Acteurs principaux dans l'élaboration d'une étude probabiliste.....	126
Figure II.1. 8: Démarche générale d'une analyse de fiabilité.....	128
Figure II.1. 9: Organigramme de l'approche probabiliste (O. TEBBI, 2005).	128
Figure II.1. 10: Typologie d'incertitudes.....	130
Figure II.1. 11: Domaines de sûreté et de défaillance dans le cas de deux variables aléatoires $\{X\} = \{X_1, X_2\}$	131
Figure II.1. 12: Méthode d'analyse fiabiliste.	132
Figure II.1. 13: Illustration de la simulation de Monté Carlo.....	133
Figure II.1. 14 : Schéma explicatif des étapes de la simulation Monte Carlo.....	137
Figure II.1. 15: Organigramme du calcul de la probabilité de défaillance en utilisant la méthode des simulations de Monte Carlo.	137
Figure II.1. 16: État limite et approximation de la probabilité de risque par FORM et SORM.	138

Figure II.1. 17: Principales notions relatives aux méthodes FORM/SORM (indice de fiabilité β , point de défaillance le plus probable P^* , transformation iso-probabiliste T).....	140
Figure II.2. 1 : Château d'eau, son système mécanique équivalent et le modèle mathématique.	148
Figure II.2. 2 : Réservoir modélisé mécaniquement en une seule masse concentrée sur un support.....	150
Figure II.2. 3: Les forces sismiques appliquées sur les masses.	156
Figure II.2. 4: Vue et coupe du réservoir surélevé de capacité 200 m ³	159
Figure II.2. 5: Spectre de réponse.....	161
Figure II.2. 6: Flèches des masses M_0 et M_1 pour chaque mode de vibration.....	162
Figure II.2. 7 : Hauteur maximale des vagues dans la cuve pour chaque mode de vibration.	162
Figure II.3. 1: Désignation des différentes hauteurs dans la cuve du réservoir.....	171
Figure II.3. 2: Carte macrosismique de la zone centre de l'Algérie (par André Laurenti, Azurseisme.com)	172
Figure II.3. 3: Accélérogramme enregistré sur le site du barrage de Kheddara (CGS).....	172
Figure II.3. 4 : Histogramme des pics d'accélération.	172
Figure II.3. 5 : Confrontation des pics d'accélération empirique du séisme considéré aux pics théoriques de la loi de distribution de Gumbel.	173
Figure II.3. 6 : Capacité théorique en adduction continue.....	174
Figure II.3. 7 : Organigramme du couplage mécano-fiabiliste par la méthode de Monte Carlo.	176
Figure II.3. 8 : Vue et coupe du réservoir surélevé de 1000 m ³ (AGC, 2014).	177
Figure II.3. 9 : Spectres de réponse des différentes zones sismiques.	178
Figure II.3. 10: Convergence et stabilité du Coefficient de Variation de l'estimateur en fonction du nombre de tirages.	180
Figure II.3. 11: Convergence et stabilité des probabilités de ruine en fonction du nombre de tirages.	180
Figure II.3. 12: Evolution de P_f en fonction de la hauteur H_e , pour les différentes zone sismique (I, IIa,IIb et III) : cas du mode de ruine par Traction.....	181
Figure II.3. 13: Evolution de P_f en fonction de la hauteur H_e , pour les différentes zone sismique (I, IIa,IIb et III) : cas du mode de ruine par Glissement.	181
Figure II.3. 14: Evolution de P_f en fonction de la hauteur H_e , pour les différentes zone sismique (I, IIa,IIb et III) : cas du mode de ruine par Ballotement.....	181
Figure II.3. 15: Evolution de P_f en fonction de la hauteur H_e , pour les différentes zone sismique (I, IIa,IIb et III) : cas du mode de ruine par Compression.	182
Figure II.3. 16: Evolution de P_f en fonction de la hauteur H_e , pour les différentes zone sismique (I, IIa,IIb et III) : cas du mode de ruine par Renversement. ...	182
Figure II.3. 17: Effet du site sur l'évolution de P_f par Traction.	184
Figure II.3. 18: Effet du site sur l'évolution de P_f par Glissement.	184
Figure II.3. 19: Effet du site sur l'évolution de P_f par Ballotement.....	184
Figure II.3. 20: Effet du site sur l'évolution de P_f par Compression.	185
Figure II.3. 21: Effet du site sur l'évolution de P_f par Renversement.....	185
Figure II.3. 22: Courbes de fragilité donnant la probabilité de ruine (P_f) par Traction en fonction du coef. sismique et du site.	186
Figure II.3. 23: Courbes de fragilité donnant la probabilité de ruine (P_f) par Glissement en fonction du coef. sismique et du site.	187
Figure II.3. 24: Courbes de fragilité donnant la probabilité de ruine (P_f) par Ballotement en fonction du coef. sismique et du site.	187

Figure II.3. 25: Courbes de fragilité donnant la probabilité de ruine (P_f) par Compression en fonction du coef. sismique et du site.	187
Figure II.3. 26: Courbes de fragilité donnant la probabilité de ruine (P_f) par Renversement en fonction du coef. sismique et du site.	188
Figure II.3. 27: Evolution de la probabilité de ruine (P_f) par Traction en fonction temps (t).	189
Figure II.3. 28: Evolution de la probabilité de ruine (P_f) par Glissement en fonction temps (t).	189
Figure II.3. 29: Evolution de la probabilité de ruine (P_f) par Ballotement en fonction temps (t).	189
Figure II.3. 30: Evolution de la probabilité de ruine (P_f) par Compression en fonction temps (t).	190
Figure II.3. 31: Evolution de la probabilité de ruine (P_f) par Renversement en fonction temps (t).	190
Figure B. 1: La densité de probabilité (gauche) et la fonction de répartition (droite) de la loi normale.	216
Figure B. 2: Variation de la concentration autour de la moyenne en fonction de σ	216
Figure B. 3: Allure de la fonction de densité de la loi log-normale.	217
Figure B. 4: Allure de la fonction de densité de la loi de Weibull.	218
Figure B. 5: Allure de la fonction de densité de la loi de Gumbel.	218
Figure B. 6: Allure de la fonction de densité et de répartition de la loi exponentielle.	219
Figure B. 7: Allure de la fonction de densité de la loi de gamma.	220

Liste des Tableaux

Tableau I.1. 1: Paramètres adoptés pour évaluer la vulnérabilité des constructions en maçonnerie.	44
Tableau I.1. 2 : Classes de vulnérabilité et pondération de chacun des paramètres structuraux, ajustés à partir des endommagements observés.	44
Tableau I.1. 3 : Notes élémentaires (K_i) et les pondérations (W_i) pour chaque paramètre.....	45
Tableau I.1. 4: Classification des réservoirs en fonction de leurs indice de vulnérabilité « I_v ».	45
Tableau I.1. 5: Classification des paramètres et leur coefficient K_i	49
Tableau I.1. 6 : Équations de régression linéaire, service des eaux de la communauté urbaine de Strasbourg (Demouy, 2003).	55
Tableau I.1. 7 : Extrait d'une table AMDE appliquée aux réservoirs surélevés (Hammoum, 2012).	60
Tableau I.2. 1: Liste des paramètres d'analyse.....	70
Tableau I.2. 2: Notes élémentaires de l'implantation de l'ouvrage.	72
Tableau I.2. 3: Coefficients de pondération en fonction de la situation géographique.	72
Tableau I.2. 4 : Notes élémentaires de la zone sismique.	73
Tableau I.2. 5: Coefficients de pondération en fonction du site d'implantation de l'ouvrage.	73
Tableau I.2. 6: Notes élémentaires en fonction des conditions du terrain.	73
Tableau I.2. 7: Coefficients de pondération en fonction des effets de site.	74
Tableau I.2. 8: Notes élémentaires en fonction du zonage de neige.	74
Tableau I.2. 9: Coefficients de pondération en fonction de la forme de la toiture.	74
Tableau I.2. 10: Notes élémentaires de l'action du vent.	75
Tableau I.2. 11: Notes élémentaires en fonction du type de structure.....	76
Tableau I.2. 12: Coefficients de pondération en fonction du type de matériaux.....	76
Tableau I.2. 13: Notes élémentaire en fonction du type de fondations.	76
Tableau I.2. 14: Coefficients de pondération en fonction des tassements de la fondation...	77
Tableau I.2. 15: Notes élémentaires en fonction du mode d'étanchéité de la paroi.	77
Tableau I.2. 16: Coefficient de pondération en fonction de l'état de l'étanchéité.	77
Tableau I.2. 17: Notes élémentaires en fonction du type d'étanchéité de la couverture.	78
Tableau I.2. 18: Pondération en fonction du degré de satisfaction de l'étanchéité.	78
Tableau I.2. 19: Notes élémentaires en fonction de l'indice de gravité du défaut.	78
Tableau I.2. 20: Coefficients de pondération en fonction de l'âge de l'ouvrage.	79
Tableau I.2. 21: Notes élémentaires du rôle de réservoir.	79
Tableau I.2. 22: Pondération en fonction de l'état de l'accessibilité pour entretien.	79
Tableau I.2. 23: Notes élémentaires en fonction de l'importance de l'ouvrage.	80
Tableau I.2. 24 : Pondération en fonction de la capacité de stockage du réservoir.....	80
Tableau I.2. 25: Notes élémentaires en fonction de la fréquence d'entretien du réservoir. .	81
Tableau I.2. 26: Grille de hiérarchisation d'une note partielle d'un paramètre.....	81
Tableau I.2. 27: Classification d'un réservoir en fonction de son « I_v ».	81
Tableau I.2. 28: Evaluation de l'indice de vulnérabilité I_v du réservoir Touares.....	84
Tableau I.2. 29: Evaluation de l'indice de vulnérabilité au jour de l'inspection en Février 2014.....	89
Tableau I.3. 1 : Évolution de la variation de l'indice de vulnérabilité d'un réservoir type en fonction du temps.	97
Tableau I.3. 2: Identification du domaine.....	97

Tableau I.3. 3: Valeurs des paramètres α_i de l'approximation nodale.	98
Tableau I.3. 4 : Identification des sous-domaines.	100
Tableau I.3. 5 : Identification des sous-domaines.	103
Tableau I.3. 6 : Evaluation du coefficient μ	108
Tableau I.3. 7 : Evaluation du Mean Absolute Percentage Error	110
Tableau II.1. 1: Equivalence entre les notions de probabilité et les statistiques (Hammoum, 2015).	120
Tableau II.1. 2 : Typologie des incertitudes et moyens d'action (Breysse, 2009).	129
Tableau II.2. 1: Caractéristiques géométriques du réservoir surélevé de capacité 200 m ³	158
Tableau II.2. 2: Masses des différents éléments résistants du réservoir.....	159
Tableau II.2. 3: Evaluation des différentes masses	160
Tableau II.2. 4 : Evaluation des raideurs K_0 et K_1	160
Tableau II.2. 5: Evaluation des pulsations et périodes propres	160
Tableau II.2. 6: Paramètres utilisés dans le spectre de réponse.....	160
Tableau II.2. 7: Evaluation des vecteurs propres.....	161
Tableau II.2. 8: Evaluation des forces sismiques latérales	161
Tableau II.2. 9: Evaluation des flèches des masses M_1 et M_0 aux modes 1 et 2.	162
Tableau II.2. 10: Evaluation de la hauteur maximale des vagues	162
Tableau II.2. 11: Evaluation de la stabilité au renversement.....	163
Tableau II.2. 12: Evaluation de la stabilité au glissement	163
Tableau II.2. 13: Analyse des contraintes dans le fût sous sollicitation sismique.....	163
Tableau II.3.1: Analyse du degré d'ajustement des lois de distribution par le test d'adéquation χ^2	173
Tableau II.3. 2 : Débits de consommation horaire à différentes heures de la journée.	174
Tableau II.3. 3 : Caractéristiques géométriques du réservoir surélevé.....	178
Tableau II.3. 4 : Paramètres de génération de la variable aléatoire S_a	179
Tableau II.3. 5: Evolution de P_{f-max} en fonction de la zone sismique pour $H_e = 50\%$ de H_{max}	183
Tableau II.3. 6: Evolution de P_{f-max} en fonction de la zone sismique pour $H_e = H_{max}$	183
Tableau II.3. 7: Evolution de P_{f-max} en fonction du site d'implantation pour $H_e = H_{max}$	186
Tableau II.3. 8: Evolution de P_{f-max} en fonction du site d'implantation pour $H_e = 50\%$ de H_{max}	186
Tableau B. 1: Table de χ^2	223

Introduction générale

Introduction générale

Dans le domaine du génie civil, les réservoirs de stockage d'eau en béton sont considérés comme des ouvrages d'arts hydrauliques occupant une place particulière parmi les constructions. L'implantation de ces réservoirs obéit à des considérations hydrauliques liées à la pression de service souhaitée dont la solution est obtenue par un compromis avec les contraintes topographiques. Il vient alors que les sites privilégiés pour cette implantation sont des sommets de collines et de monticules ; afin d'assurer la charge nécessaire aux abonnés. C'est pour cette raison, que les réservoirs sont soumis à des conditions très rudes. Parmi ces conditions, nous avons les catastrophes naturelles telles que la neige, le vent et aussi les tremblements de terre qui sont les plus terrifiants et les plus destructifs. Ces ouvrages subissent aussi de fortes variations de surcharge d'exploitation (eau contenue dans la cuve), de façon souvent quotidienne et pour certains 3 à 4 fois par jour durant toute leur longue période de vie, ainsi que l'effet hydrodynamique suite à une excitation sismique. Dans la réalité, ces réservoirs, soumis à ces conditions naturelles très rudes et aux sollicitations hydrodynamiques vieillissent et se dégradent. Ainsi, L'évaluation de l'état et du comportement de ces structures de stockages anciennes, au regard de ces contraintes, est un élément essentiel d'aide pour assurer la continuité de l'exploitation de ces ouvrages. C'est pour ces raisons que deux paramètres importants retiennent l'attention des gestionnaires : La **vulnérabilité** et la **fiabilité** de ces réservoirs de stockage.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre travail de recherche qui s'articule autour de ces deux paramètres cités plus haut (**vulnérabilité** et **fiabilité**) et tache de trouver des réponses aux préoccupations des gestionnaires. Ainsi, le manuscrit est composé de deux parties structurée chacune en trois chapitres.

La première partie est consacrée au développement d'un modèle prédictif de l'évolution de la **vulnérabilité** des réservoirs de stockage dans leur cycle de vie. Afin de prédire le niveau de dégradation et de vieillissement pouvant survenir dans ces structures, le concept de vulnérabilité aux aléas naturels basé sur l'évaluation de l'indice de vulnérabilité I_v est utilisé.

Au premier chapitre, une analyse et une synthèse de l'état de l'art sur la vulnérabilité des ouvrages de génie civil sont présentés, où nous dressons un état des méthodes d'évaluation de la vulnérabilité des ouvrages de génie civil, ainsi que les différents facteurs et mécanismes de dégradation les plus influents sur le comportement de ces structures.

Le deuxième chapitre présente dans le détail la méthode de l'indice de vulnérabilité développée par (Hammoum, 2012), qui s'intéresse à l'évaluation rapide de la vulnérabilité des réservoirs en béton

armé vis-à-vis des aléas naturels. Cette méthode est basée sur l'évaluation de l'indice de vulnérabilité (I_v) afin d'estimer l'état de dégradation des réservoirs de stockage, en tenant en compte des paramètres influents (environnementaux, structuraux et fonctionnels). A partir de cet indice, une échelle de classification des réservoirs en trois niveaux de comportement, auxquels sont associés différentes couleurs, est proposée. Le premier niveau regroupe les réservoirs ayant un bon comportement (couleur verte), le second comprend les réservoirs ayant un comportement moyen (couleur orange) et le troisième concerne les réservoirs ayant un mauvais comportement (couleur rouge). Cette méthode a été appliquée à un parc de 54 réservoirs expertisés dans la wilaya de Tizi-Ouzou. Dans le troisième chapitre, le modèle prédictif est développé pour l'évaluation de l'évolution de la vulnérabilité des réservoirs en béton armé durant leur cycle de vie, en se basant sur la méthode indice de vulnérabilité présenté dans le second chapitre. En nous aidant de la méthode des éléments finis, basée sur les fonctions polynomiales, nous avons modélisé l'évolution du niveau de vulnérabilité lié au vieillissement des réservoirs du parc de la wilaya de Tizi-Ouzou, connaissant certaines mesures ponctuelles. L'intérêt de l'application de cette méthode dans le contexte de notre travail de recherche réside dans la précision de ses résultats ; une précision liée fortement au nombre d'éléments auxquels le domaine a été décomposé. Cette méthode d'approximation nous permet de discrétiser le domaine complet en un nombre finis de sous-domaines, afin de maîtriser le domaine d'étude avec une précision satisfaisante.

Les relations mises au point, permettent une évaluation simplifiée et rapide de la vulnérabilité liée au vieillissement des réservoirs en béton à n'importe quel instant de son cycle de vie. Entre les mains des gestionnaires, elles permettent de fixer un planning des priorités d'intervention dans leur programme de réhabilitation ou de réparation. En s'aidant de ces relations, ils seront en mesure de prédire à l'avance, l'instant où l'état critique du réservoir sera atteint dans son cycle de vie et de décider de l'instant de la restriction de service ou éventuellement de sa démolition. Cette façon de faire permet d'optimiser la gestion d'un parc d'ouvrages et de planifier dans le temps les investissements financiers suffisamment à l'avance surtout sous des contraintes budgétaires significatives. Par ailleurs, entre les mains des ingénieurs de bureau d'études, ces relations peuvent être utilisées au stade de conception de l'ouvrage. L'indice de vulnérabilité peut être connu et simulé à différents temps et donc prédire la politique de gestion du réservoir durant son exploitation et la fréquence de surveillance de l'ouvrage. Autrement dit, elles nous renseignent sur sa durée de vie ainsi que l'attention à accorder à l'ouvrage. Les relations développées pour le parc de réservoirs du département de Tizi-Ouzou présentent un excellent outil décisionnel au stade préliminaire de l'expertise entre les mains des ingénieurs experts, qui auront à décider des solutions à adopter pour la réhabilitation ou restauration d'un réservoir donné.

La deuxième partie est dédiée à la mise en œuvre d'une méthode probabiliste d'analyse du comportement sismique des réservoirs de stockage.

Traditionnellement les ingénieurs de bureau d'études, chargés de la conception des réservoirs, utilisent des méthodes dites déterministes. Leur fonction consiste à obtenir un dimensionnement suffisamment sûr malgré les incertitudes nombreuses des calculs liées aux approximations des modèles, aux aléas sur les grandeurs ainsi qu'aux phénomènes non pris en compte. Toutefois, cette façon de faire ne permet pas d'évaluer les risques liés à la défaillance d'une structure et donc sa fiabilité, mais donne généralement une marge volontairement pessimiste vis-à-vis des différents modes de ruine possible et conduit le plus souvent à des surdimensionnements injustifiés ; ce qui se traduit par des surcoûts. Devant la nécessité de concevoir des structures plus fiables et économiques, les ingénieurs ont développé un nouveau concept basé sur la théorie probabiliste pour établir une nouvelle technique plus pratique basée sur la fiabilité, qui prend en considération la nature incertaine des paramètres et des phénomènes mis en jeu dans la conception de ces structures. C'est la notion de fiabilité pour analyser le risque de ruine d'un ouvrage de génie civil.

C'est alors que dans le premier chapitre de cette deuxième partie, sont exposés les résultats d'une recherche bibliographique concernant les notions de base sur les probabilités et statistiques, puis sur les notions de base de la théorie de fiabilité.

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation du modèle déterministe d'analyse d'un réservoir en béton armé basé sur la méthode d'(Housner, 1963) auquel (Hammoum, 2015) a introduit le spectre de réponse du RPA pour l'étude de la stabilité et la résistance de l'ouvrage vis-à-vis de l'effet hydrodynamique qu'exerce l'eau sur les parois sous l'effet d'une excitation sismique. Dans le troisième chapitre, et en se basant sur le modèle déterministe développé par (Housner, 1963), une approche probabiliste est développée pour analyser les fonctions de défaillance liées à la stabilité d'ensemble de l'ouvrage. Les fonctions d'état considérées ici sont celles liées au glissement, au renversement à l'ELU et la vérification des contraintes (traction et compression) dans le support ainsi que l'effet de ballotement de la surface libre de l'eau, à l'ELS. Nous considérons, dans cette étude, deux types de variables. D'abord, charge hydraulique dans la cuve du réservoir qui est une fonction du temps et la variable aléatoire de l'accélération sismique qui est fonction de la zone sismique et du type de site. Pour les besoins de l'analyse de la fiabilité, la méthode des simulations de Monté Carlo est utilisée. Un exemple de calcul pratique, permet d'illustrer la méthode de calcul exposée avec une analyse et commentaires des résultats.

Notre travail de recherche s'inscrit clairement dans un environnement pratique de la profession d'ingénieur, puisque elle vient combler les lacunes et insuffisances des règlements techniques. Elle a un caractère applicatif de par les propositions très pratiques qu'elle suggère.

Partie I : Modélisation de l'évolution dans le temps de la vulnérabilité des réservoirs d'eau en béton

Chapitre I.1 : Etat de l'art sur l'analyse de risque et l'estimation de la vulnérabilité des structures

I.1.1. Introduction

Les catastrophes naturelles (neige, vent, séisme...etc.) se sont produites durant des milliards d'années, et ont eu un impact considérable sur les vies humaines et leurs propriétés, causant parfois des pertes humaines et économiques majeures. Pour cela, l'évaluation de la vulnérabilité des structures vis-à-vis de ces aléas naturels est un élément clé dans les stratégies de prévention, voire de réduction du risque. Elle représente une approche intéressante pour lutter contre le vieillissement et la dégradation des ouvrages et nous permet de disposer d'un outil d'aide à la décision.

C'est alors, que nous consacrons ce premier chapitre à la présentation des différentes familles d'approche de l'analyse de risque, valable dans l'industrie comme dans le génie civil. Pour chacune de ces familles de méthodes, une synthèse de travaux réalisés et traitant des structures de génie civil seront présentées et les applications aux réservoirs seront examinées.

I.1.2. Définitions

I.1.2.1. Vulnérabilité

La vulnérabilité traduit la fragilité d'un système dans son ensemble et sa capacité à surmonter les effets provoqués par l'aléa. Elle est caractéristique du système à un moment donné et est modulable et évolutive. Le seuil de vulnérabilité à certains aléas naturels (neige, vent, séisme...etc.) sera considéré comme étant le niveau moyen de dégradation à un temps donné d'un ouvrage (Gleyze, 2002). On caractérise la vulnérabilité par un indice lié à la géométrie de l'ouvrage (dimensions, hauteur, forme en plan, caractéristiques architecturales), à l'âge et aux matériaux de la construction. Cette notion de vulnérabilité inclut l'importance des structures en termes de coût, mais aussi de vies humaines menacées.

I.1.2.2. Aléa

L'aléa est la probabilité d'occurrence dans une région et au cours d'une période donnée d'un phénomène à redouter, pouvant engendrer une perte en terme de vies humaines, pertes de biens, dommages des infrastructures, perturbations sociales, perturbations économiques et la dégradation de l'environnement (Leone et Vinet, 2005). Il doit être défini par une intensité, une occurrence temporelle et/ou spatiale. La première traduit dans son concept l'importance du phénomène mis en jeu (Dauphine, 2001), ainsi elle peut être mesurée (ex : magnitude d'un séisme) ou estimée (ex : vitesse de déplacement). D'autre part, le risque est relié à la probabilité de la menace elle-même et à ses conséquences (Cremona, 2003).

I.1.2.3. Risque

Le risque est une mesure d'un danger associant une mesure de l'occurrence d'un événement indésirable et une mesure de ses effets ou conséquences. On distingue les risques naturels et les risques technologiques (Favre et al, 1998). Les premiers trouvent leur origine à partir des différents phénomènes naturels sur lequel l'homme n'a aucune influence (avalanche, inondation, séisme, cyclone,...), tandis que les seconds proviennent d'une activité humaine. Le risque d'origine technologique regroupe les risques industriels, nucléaires, biologiques, explosions minières et souterraines...etc. Le risque est souvent exprimé par la multiplication des deux quantités, aléa et vulnérabilité, comme montré en Figure I.1.1 (Gleyze, 2002).



Figure I.1. 1 : Le risque : résultats de l'interaction entre la vulnérabilité et l'aléa.

I.1.2.4. Prévention

La seule façon efficace de se protéger contre les catastrophes naturelles reste la prévention. Elle concerne les actions à mener pour diminuer l'impact de ces dernières sur les pertes humaines et aussi sur le plan économique (Gleyze, 2002). Diminuer le risque ne peut se faire qu'en diminuant la vulnérabilité, parce que l'aléa découle des contraintes de notre environnement naturel et ne peut être modifié. Le rôle de l'ingénieur est de fournir des procédés de construction ou de réhabilitation qui permettent de réduire la vulnérabilité des nouvelles constructions ainsi que du bâti existant (Boero et al, 2009).

I.1.3. Analyse de risques par l'estimation de la vulnérabilité des structures

La prévention des risques a toujours été une préoccupation essentielle des ingénieurs du génie civil que ce soit lors de la conception des ouvrages, de leur construction, ou de leur exploitation. Leur souci étant d'obtenir des ouvrages fiables, disponibles et sûrs. Leurs préoccupations se concentrent ainsi largement sur l'optimisation de la maintenance et l'augmentation de la durabilité. C'est-à-dire que leur activité se concentre prioritairement dans le cycle de vie de l'exploitation d'ouvrages existants plutôt que dans celui de la

conception et la construction d'ouvrages neufs. La pression croissante de la société, confrontée aux risques naturels et technologiques, induit une demande forte de transparence et d'affichage des risques. C'est pour cela que depuis un certain nombre d'années, nous notons un intérêt croissant de la communauté scientifique du génie civil de se positionner dans le domaine de l'analyse de risques et de l'estimation de la vulnérabilité.

I.1.3.1. Différentes approches pour l'analyse de risques

De nombreux gestionnaires de parcs d'ouvrages et d'autres organismes ont développé différentes méthodes pour évaluer les ouvrages de génie civil à des fins de diagnostic, d'analyse des risques et de programmation d'actions de maintenances. Ces méthodes peuvent être regroupées en deux familles: les **méthodes internes** et les **méthodes externes** d'analyse de risques (Talon et *al*, 2009), (Zwingelstein, 1996).

Les **méthodes internes** reposent sur la connaissance profonde du fonctionnement du système étudié (ouvrage de génie civil). A partir de modélisations, il est alors possible de prévoir son comportement futur et d'analyser ensuite les risques. Selon le type de modèle décrivant le système, on distingue deux approches : **la modélisation physique et la modélisation fonctionnelle par la sûreté de fonctionnement**.

Les **méthodes externes** s'appliquent dans des contextes où la modélisation des mécanismes physiques ou fonctionnels n'est techniquement pas possible ou pas adaptée au niveau de préoccupation, compte tenu de sa complexité ou de son coût. En fonction des informations disponibles, on distingue alors **les méthodes basées sur l'analyse statistique et celles basées sur l'expertise** (Zwingelstein, 1995), (Peyras, 2003).

I.1.3.1.1. Approche par des modèles physiques

Les modèles physiques sont traditionnellement basés 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 une simulation numérique. La Figure I.1.2 résume le principe du modèle physique (Peyras, 2003).

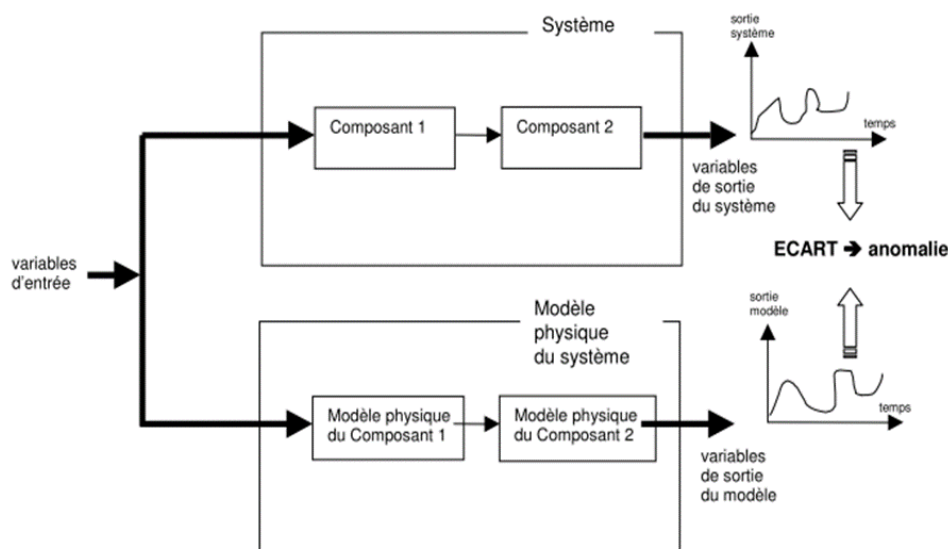


Figure I.1. 2: Approche par modèle physique (Peyras, 2003).

La modélisation physique constitue l'approche privilégiée de l'analyse de risques dans le génie civil traditionnel. Elle s'intéresse aux mécanismes et aux lois de comportement des matériaux et des structures. Ces dernières années, elle connaît des développements importants dans le domaine du calcul numérique : éléments finis, éléments discrets. La modélisation physique permet d'apprécier la sécurité d'un ouvrage vis-à-vis d'un phénomène préjudiciable ou de prévoir l'évolution d'un comportement.

Nous pouvons classer les modèles physiques disponibles en deux catégories : les modèles d'analyse de la stabilité (modèles d'états limites) et les modèles d'analyse du comportement des matériaux et des ouvrages.

❖ Modèles d'états limites

Les modèles d'états-limites s'attachent à représenter soit les pertes de fonctionnalité d'un ouvrage (les états-limites de service), soit les modes de ruine ou les pertes d'équilibre statique (les états-limites ultimes). Ainsi, ils permettent d'apprécier la sécurité de l'ouvrage en déterminant les critères de stabilité liés aux états limites dans les conditions réelles d'exploitation. Dans l'approche déterministe, le projeteur s'attache à vérifier que les contraintes développées dans la structure restent inférieures aux contraintes admissibles du matériau ou de la structure (Calgaro, 1996).

Dans le domaine des réservoirs de stockage des fluides, le modèle le plus connu est celui de (Housner, 1963). D'après l'Eurocode 8 (partie 4 : consacrée aux réservoirs), 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, on considère la somme de la force d'impulsion et de la force d'oscillation comme résultante des forces horizontales. Ce modèle sera développé en détail dans le deuxième chapitre de la seconde partie du manuscrit. Nous présenterons ci-dessous plusieurs études intéressantes ayant mis en scènes l'approche des modèles physique aux états limites.

Afin d'analyser l'action du liquide sur les parois d'un réservoir posé au sol (Hammoum et *al*, 2010) ont utilisé l'approche développée par (Housner, 1963), 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 résultats de l'étude 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 et l'apparition de contraintes de traction verticales dans la paroi, lesquelles provoqueraient des fissurations horizontales. Ces deux phénomènes agissant simultanément, provoquent des fissures inclinées, 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*, 2010) 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 ; compromettant ainsi l'étanchéité de l'ouvrage. Ces fissurations constituent une pathologie largement observée sur des réservoirs actuellement en service en Algérie, particulièrement en zone IIb (moyenne sismicité) et zone III (forte sismicité).

Dans une deuxième étude, en utilisant le modèle des états limites, (Hammoum et *al*, 2012) ont mis en évidence l'origine du scénario de vieillissement qui a provoqué la rupture de la ceinture supérieure et du radier de deux réservoirs jumelés en béton destinés à l'alimentation en eau potable de l'agglomération de Jijel (Figure I.1.3) :

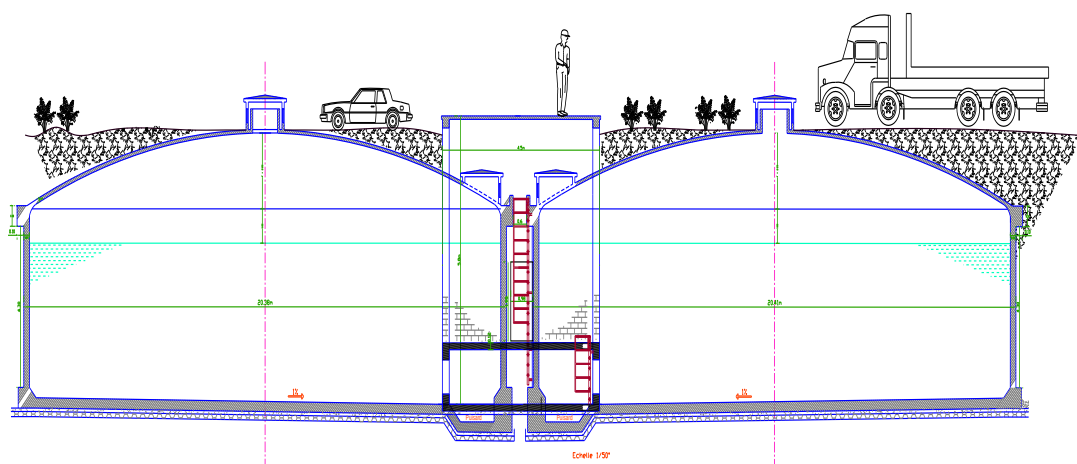


Figure I.1. 3 : Réservoirs jumelés en béton de la wilaya de Jijel.

En enchainant les séquences chronologiques de défaillance (Figure I.1.4), (Hammoum et al, 2012) ont constaté que l'espace au-dessus des coupôles de couverture qui a été transformé en aire de stationnement des véhicules lourds (Figure I.1.3) est source des mécanismes physiques se produisant au sein du système et conduisant à des pertes ou dégradations de fonctions.

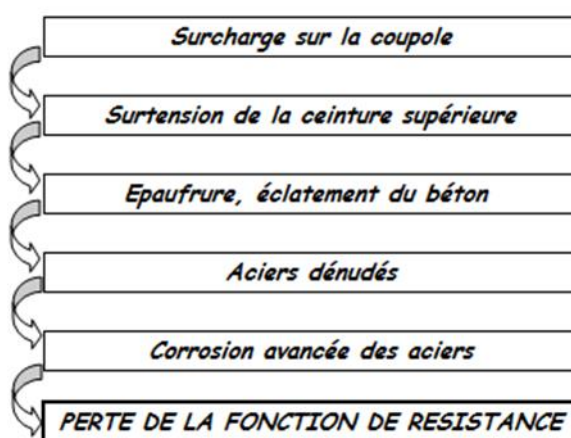


Figure I.1. 4 : Scénario de vieillissement perte de résistance de la ceinture (Hammoum et al, 2012).

Ainsi, en procédant à la vérification des contraintes dans les différents éléments des réservoirs ; engendrées par les véhicules stationnant au-dessus des coupôles, les auteurs ont démontré que l'origine des désordres est la surcharge au-dessus des coupôles. Par ailleurs, ils ont mis en évidence que la négligence humaine ou l'ignorance des agents de gestion de ce patrimoine a provoqué, sans se douter, les désordres irréparables de ces ouvrages ayant coûté à l'entreprise de gestion une perturbation dans la distribution en eau potable, une gêne des abonnés dans leur planning de distribution et enfin une facture importante en investissement pour la reconstruction de réservoirs neufs, en remplacement des anciens.

(Hamitouche et al, 2013), a mené une analyse linéaire, par élément finis, d'un immeuble surmonté d'un réservoir implanté à Dar El Beida en zone de forte sismicité (Figure I.1.5), en utilisant le code de calcul Robot®.



Figure I.1. 5 : Vue générale du réservoir sis à Dar El Beida (Hamitouche et al, 2013).

Ainsi, ils ont pu mettre en évidence les causes des dommages enregistrés sur le noyau central du réservoir surélevé, occasionnés par le séisme de Boumerdès en mai 2003 (Boumerdès, Algérie). Un des résultats mis en évidence dans cette étude, est que la cartographie des fissures obtenue par simulation numérique (cas de réservoir plein) sous le spectre de réponse 2003 (Figure I.1.6), reproduit fidèlement les fissures rencontrées sur le terrain (Figure I.1.7) ; ce qui démontre que le réservoir était bien rempli au moment du séisme de 2003.

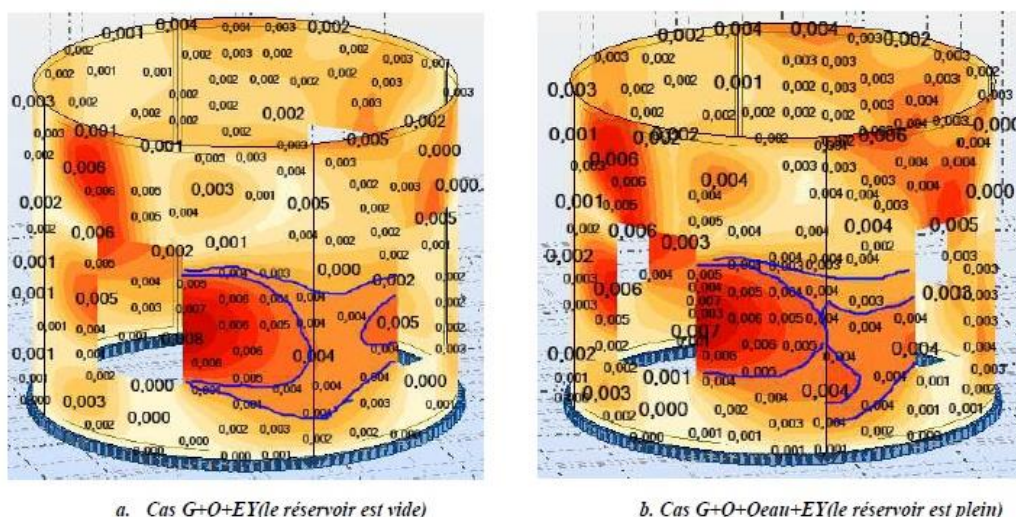


Figure I.1. 6 : Cartographie des fissures du noyau central (Hamitouche et al, 2013).



Figure I.1. 7 : Photo des fissures du noyau central (Hamitouche et al, 2013).

Dans leur étude (Hamitouche et al, 2013) ont proposé un programme de réhabilitation et de renforcement du noyau permettant la réduction des contraintes de 25 % des valeurs qu'elles ont subi sous le séisme du 21 mai 2003.

(Ait L'hadj et al, 2015) ont poursuivi les travaux menés par (Hamitouche et al, 2013), en effectuant une analyse non linéaire, par la méthode dite « pushover », de l'immeuble surmonté d'un réservoir implanté à Dar El Beida (Figure I.1.5). Afin de déterminer le comportement de la structure dans le domaine non linéaire et d'évaluer sa performance sismique, le logiciel de calcul Etabs[®] est utilisé. Dans cette analyse, la courbe de capacité est tracée (Figure I.1.8), le point de performance (Figure I.1.9) est déduit. Les déplacements relatifs inter étages (Figure I.1.10) ont été évalués ainsi que le coefficient de ductilité μ_D qui caractérise le degré de pénétration du bâtiment dans le domaine plastique. La distribution des rotules plastiques dans les différents éléments structuraux (poutres, poteaux et noyau central) ainsi que leurs niveaux de dommages correspondant au point de performance.

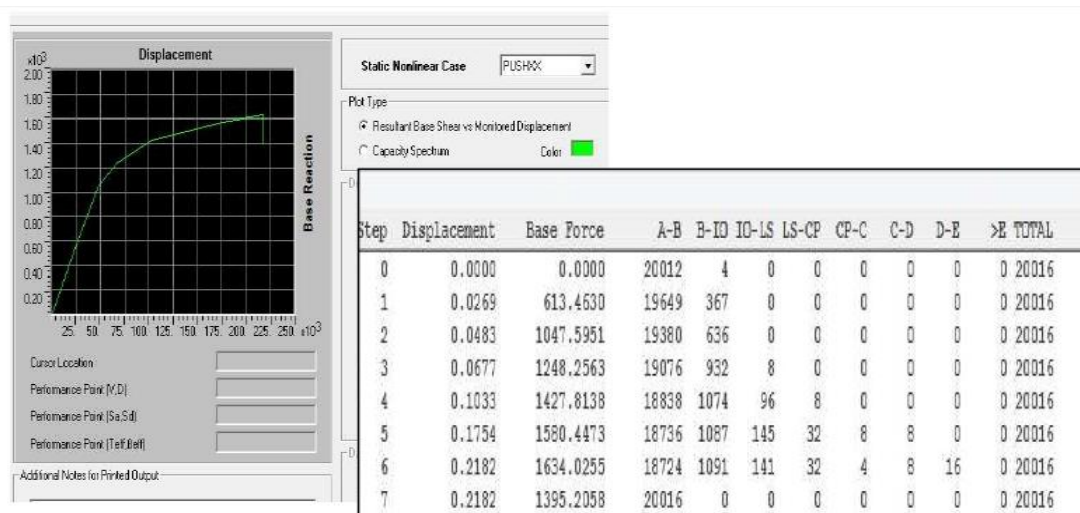


Figure I.1. 8 : Courbe de capacité donnée par l'analyse pushover (V-Sd) (Ait L'hadj et al, 2015).

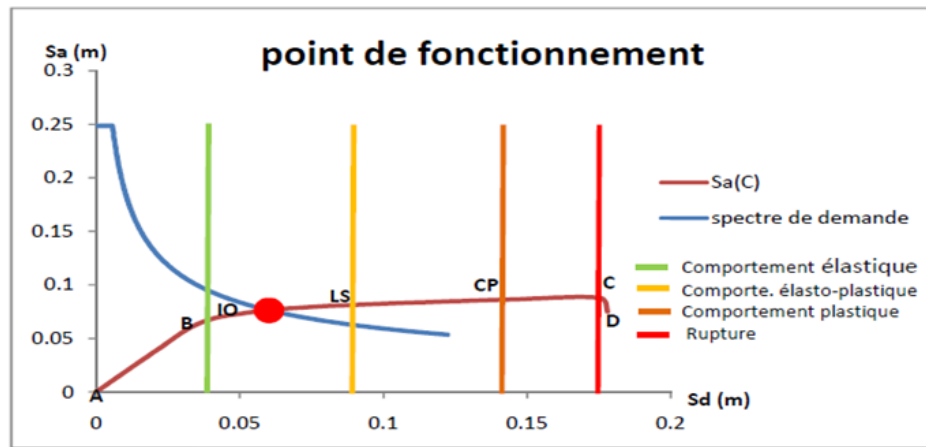


Figure I.1. 9 : Situation du point de performance (Ait L'hadj et al, 2015).

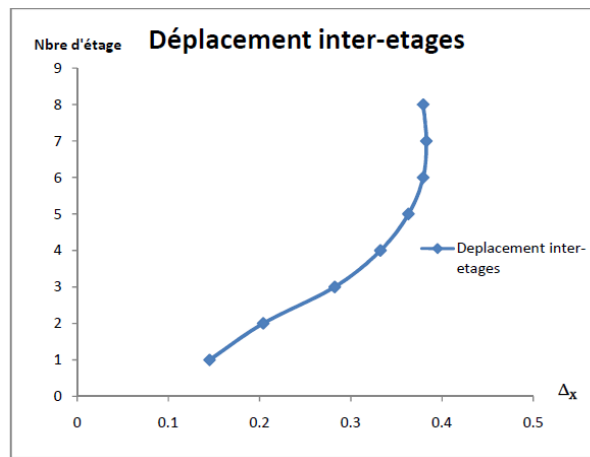


Figure I.1. 10 : Déplacement inter-étages (Ait L'hadj et al, 2015).

Les auteurs ont proposé une échelle du comportement de la structure sur quatre niveaux, tels que :

- Vert : définit un comportement élastique de la structure,
- Orange1 : définit un comportement élasto-plastique,
- Orange 2 : définit le comportement plastique,
- Rouge : définit l'état limite ultime et/ou l'effondrement de la structure.

Le point de fonctionnement de la structure a été localisé dans la zone orange 1 ; qui correspond à un comportement élasto-plastique globale de la structure ; se traduisant par l'apparition des fissures dans le noyau central du bâtiment. Le taux de pénétration dans le domaine plastique a été estimé à 2.83. L'étude conclue que la structure (bâtiment-réservoir) résisterait mieux dans un site correspondant à une zone de faible sismicité.

I.1.3.1.2. Modélisation Fonctionnelle par la Sureté 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. Le principe des méthodes de modélisation fonctionnelle est de déterminer les interactions entre les composants du système et son environnement, de façon à d'établir de manière formelle et exhaustive les liens entre les défaillances, leurs causes et leurs effets. Il existe plusieurs méthodes d'évaluation de la vulnérabilité par modélisation fonctionnelle par sureté fonctionnement, telles que.

- Analyse Préliminaire des Risques / des Dangers (APR / APD),
- Analyse des Modes de Défaillances et de leurs Effets (AMDE) et de leur Criticité (AMDEC),
- Méthode d'analyse Hazop,
- Arbre des défaillances (ADD) ou bien Arbre des Causes (MAC).

Dans ce qui suit, nous citons, l'application de l'AMDEC dans le domaine de génie civil.

❖ **Analyse des Modes de Défaillances, de leurs Effets (AMDE) et de leur Criticité (AMDEC)**

C'est l'outil d'analyse le plus utilisé et l'un des plus efficaces parmi l'ensemble des techniques inductives disponibles. Introduite dans l'aéronautique depuis 1960, elle s'est peu à peu imposée dans le spatial, le nucléaire, la chimie, l'industrie automobile...etc. Elle commence par une description du système, de sa morphologie et de son fonctionnement. Ensuite, sont recensées les défaillances de chaque sous-système ou composant.

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.

L'indice de Criticité est calculé pour chaque cause de défaillance, en effectuant le produit de deux indices :

$$C = F \cdot G \quad (I.1. 1)$$

où :

- F désigne l'indice de fréquence : Il représente la probabilité que la cause de défaillance apparaisse et qu'elle entraîne le mode potentiel de défaillance considéré.
- G désigne l'indice de gravité : Il représente le niveau de conséquences provoquées par l'apparition du mode de défaillance.

Il est bon de noter que plus la probabilité est grande et plus les effets sont jugés graves, plus la criticité d'un mode de défaillance est alors plus importante et plus il devient nécessaire de prendre des mesures correctives. La criticité est définie comme le risque de dégradation ou défaillance d'un composant.

Dans le contexte national Algérien, les réservoirs de stockage sont de typologie variée, hétérogène au sein d'un même parc et possèdent une documentation technique incomplète, généralement inexistante. Face à un tel parc, une approche basée sur la modélisation fonctionnelle et appuyée par la connaissance experte est nécessaire. Dans cette optique (Hammoum et al, 2014) ont appliqué la méthode AMDEC aux réservoirs d'eau potable. Le système « réservoir » a été analysé sous l'angle des fonctions qu'il doit remplir et pour lesquelles il est conçu, pour comprendre son fonctionnement. Ils ont établis de façon systématique et exhaustive les relations fonctionnelles à l'intérieur et à l'extérieur du système « réservoir ». Ils ont déterminé 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 (voir Figure. I.1.11).

(Hammoum et al, 2014) ont dressé les principaux mécanismes de vieillissement des réservoirs en béton pouvant apparaître dès la mise en service de l'ouvrage. Ils ont pu répertorier sept principaux mécanismes de vieillissement des réservoirs en béton :

- scénario 1 : déformation du sol de fondation,
- scénario 2 : alcali-réaction,

- scénario 3 : corrosion des aciers,
- scénario 4 : dégradation des composants par réaction avec le milieu (vent, gel, neige),
- scénario 5 : dégradation des enduits étanche,
- scénario 6 : dégradation du revêtement d'étanchéité de couverture,
- scénario 7 : faiblesse du réservoir vis-à-vis de l'effet hydrodynamique.

Leur objectif était d'identifier toutes les fonctions du système (réservoir) en considérant chacun de ses composants, pour ensuite identifier leurs modes de défaillance, leurs causes et effets. Pour ce faire, ils ont procédé à l'analyse fonctionnelle externe qui leur ont permis d'obtenir les fonctions principales et de contrainte accomplies par le système considéré dans sa globalité. Puis l'analyse fonctionnelle interne ; qui leur ont permis de définir le rôle de chaque composant ainsi que les interactions entre ces derniers. Ceci a aboutit à la construction des Blocs Diagrammes Fonctionnels qui ont matérialisé les relations entre les composants du système et les relations entre les composants et les milieux extérieurs. A partir des blocs diagrammes fonctionnels, ils ont déterminé les fonctions de conception des composants du système.

Quant à l'analyse fonctionnelle, elle a consisté à recenser, ordonner, caractériser et valoriser les fonctions de défaillance du système « réservoir ». Enfin cette méthode a permis d'évaluer la criticité de la défaillance de chaque fonction de composant avant de passer à l'évaluation de la criticité globale de défaillance du réservoir.

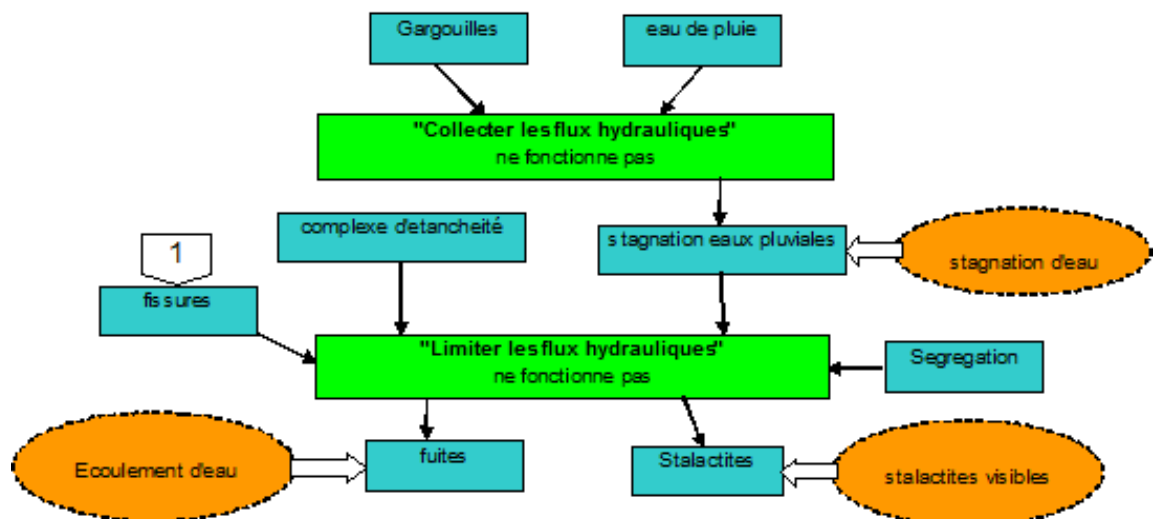


Figure I.1.11 : Mécanisme de vieillissement « dégradation du revêtement d'étanchéité de couverture » (Hammoum et al, 2014)

(Peyras et al, 2006) se sont intéressés aux barrages relevant du contrôle du ministère de l'environnement (France). Leur étude menée à l'unité de recherche des ouvrages hydrauliques du Cemagref (Aix en Provence) propose des méthodes d'aide au diagnostic et

à l'analyse de risques dans le cadre d'une approche par expertise. Compte tenu de l'hétérogénéité du parc de barrages et face à des ouvrages complexes et uniques, dans des contextes présentant des données insuffisantes, lors de diagnostics préliminaires ou en synthèse d'analyses approfondies, l'auteur a recourt au jugement des experts. A partir de leurs connaissances et de leur expérience, ces derniers vont fournir alors une interprétation, un avis ou une recommandation à la question posée. L'étude vise deux contextes d'utilisation: le diagnostic rapide et préliminaire, où l'expertise pure constitue l'approche de base, le diagnostic approfondi qui intervient lors de l'analyse et de la validation de modèles physiques ou fonctionnels et de traitement statistique des données d'auscultation.

La recherche de (Peyras et al, 2006) aboutit aux résultats suivants :

Le premier résultat concerne la modélisation des scénarios de vieillissement. Ils comportent en développement la réalisation de l'analyse fonctionnelle des barrages et en recherche l'adaptation de la méthode AMDE à notre contexte et la proposition d'un modèle de représentation des scénarios au moyen de graphes orientés. Ce modèle enchaîne des séquences fonctionnelles de défaillance et structure l'information liée au vieillissement autour de trois variables (symptôme, phénomène et fonction) (Voir Figure I.1.12).

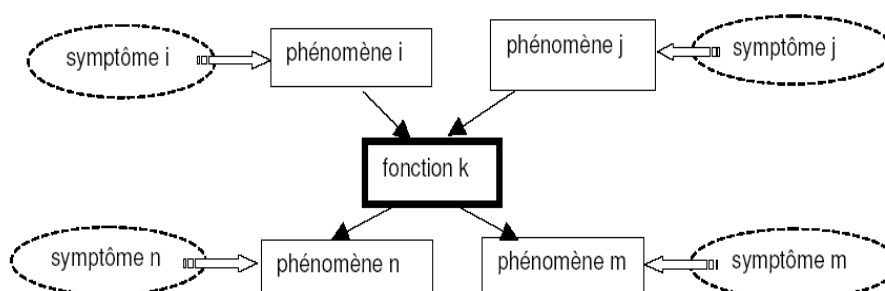


Figure I.1. 12 : Structure du graphe orienté pour la représentation des scénarios.

Le deuxième résultat est lié, dans un cadre plus applicatif, à l'analyse des connaissances expertes. Cette étude a établi la synthèse des mécanismes de vieillissement des barrages, puis organisé les données. Il a alors rempli une première base de connaissances relative à la pathologie des barrages.

La troisième famille de résultats concerne la capitalisation des informations relatives au retour d'expérience. Sur la base d'analyses qualitatives des variables et de leur évolution, l'étude a proposé une méthode pour constituer des historiques de vieillissement. Elle a aussi développé des méthodes qualitatives pour évaluer la criticité des pertes de performance, celles des fonctions des composants, mais aussi la criticité de la perte de performance globale

du barrage, ainsi qu'une méthode pour prendre en compte les événements extérieurs exceptionnels (crues, séismes).

A partir des méthodes issues de la sûreté de fonctionnement adaptées au génie civil (analyse fonctionnelle, arbres de défaillances et l'AMDE) ; l'IRSTEA (qui s'appelait Cemagref, Aix en Provence, France), en collaboration avec l'Université Marne-la-Vallée (laboratoire Génie urbain, environnement et habitat) et l'Université Blaise-Pascal (Laboratoire de génie civil), ont développé des méthodes d'évaluation de l'aptitude au service des ouvrages hydrauliques, avec des applications pour les digues fluviales et les barrages (Serre et al, 2007). Un modèle fonctionnel répondant à des besoins de méthodes d'évaluation génériques et utilisables pour des ouvrages de nature différente a été développé. La modélisation des mécanismes de vieillissement et de rupture permet de construire des indicateurs structurels représentatifs de l'état des ouvrages hydrauliques. Cette démarche scientifique a permis d'obtenir une bonne exhaustivité des indicateurs entrant dans l'évaluation de la performance des ouvrages, en comparaison avec une démarche directe heuristique qui ne permettrait pas de tels résultats. Fondée sur l'analyse de la connaissance sur les défaillances des ouvrages hydrauliques et l'appui d'un groupe d'experts conseils, une base de règles d'évaluation des indicateurs structurels a été proposée. Ces règles intègrent l'ensemble des informations disponibles sur les ouvrages, celles issues de la connaissance physique des mécanismes, des données d'auscultation ou des inspections visuelles. La prise en compte de la connaissance heuristique des ingénieurs vient compléter la démarche systématique du modèle théorique fonctionnel, permettant ainsi d'obtenir une base de règles fondée, d'une part, sur une démarche scientifique rigoureuse, d'autre part, sur la pratique des experts du domaine.

Les indicateurs structurels des ouvrages sont agrégés au moyen d'une méthode d'analyse multicritères à base de règles d'affectation, permettant ainsi de construire un indicateur de performance pour chaque mécanisme. Des tests de validation sur des ouvrages réels sont effectués pour s'assurer de la pertinence et de la validité des résultats obtenus pour l'évaluation de la performance des ouvrages (Figure I.1.13 et I.1.14). Les analyses de sensibilité ont montré une bonne concordance entre la méthode à base d'indicateurs et des diagnostics traditionnels. Toutefois, ces tests doivent être poursuivis sur de nombreux ouvrages afin de rajouter ou de modifier les règles d'affectation pour augmenter la précision de la méthode à base d'indicateurs.

Cote maximale des indicateurs structurels : (i) présence de terriers (ii) présence de racines (végétation) (iii) ouvrage traversant la digue (iv) composition du corps de digue	Indicateur de performance : infiltration d'eau dans le corps de digue	Cote de performance de la fonction d'étanchéité de la recharge amont										
		10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
10		10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
9		9	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
8		8	8	8	7	6	5	4	3	2	1	0
7		7	7	7	7	6	5	4	3	2	1	0
6		7	7	7	6	6	5	4	3	2	1	0
5		6	6	6	6	5	4	4	3	2	1	0
4		6	6	6	5	4	4	3	3	2	1	0
3		6	5	5	4	4	4	3	3	2	1	0
2		2	2	2	2	2	2	2	2	2	1	0
1		2	2	2	2	2	2	2	2	2	1	0
0		2	2	2	2	2	2	2	2	2	1	0

Figure I.1. 13 : Evaluation de la performance d'une digue fluviale à étanchéité amont, vis-à-vis du mécanisme d'érosion interne (Serre, 2005).

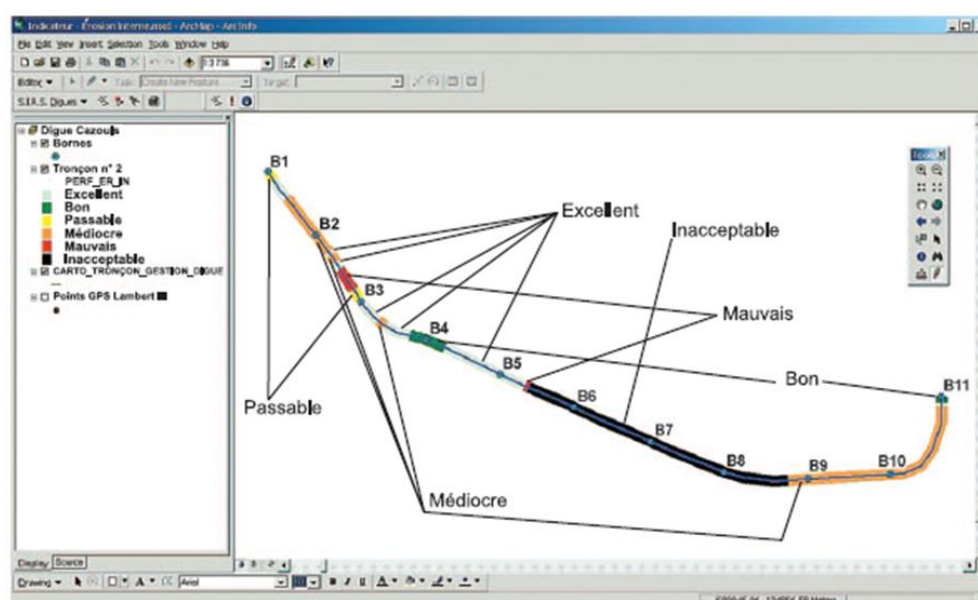


Figure I.1. 14 : Performance d'une digue fluviale vis-à-vis du mécanisme d'érosion interne (Serre et al. 2007).

La pratique révèle que la méthode à base d'indicateurs est bien admise parmi les ingénieurs spécialistes des ouvrages hydrauliques. Cet état de fait résulte de l'intégration de la démarche d'ingénierie traditionnelle aux règles d'affectation des indicateurs structurels et de performance. Un autre avantage important de cette méthode, qui est apparu à l'usage, est l'adaptabilité de la base de règles : celle-ci peut être modifiée et complétée de manière très simple. Ainsi, la méthode proposée offre une transparence, dans la mesure où toutes les règles sont énoncées et accessibles aux experts. Ce modèle a servi de base à plusieurs recherches et applications.

I.1.3.1.3. Approche par expertise

Le diagnostic et l'analyse de risque peuvent être réalisés par expertise pure. Elle rentre 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. Elles reposent sur les seules connaissances et retour d'expérience des experts. Différentes études ont été menées pour développer l'analyse de risques par expertise. Certains domaines du génie civil formalisent cette approche par le développement d'outils d'aide à l'expertise basés sur la capitalisation des connaissances experte et du retour d'expérience.

On définit l'expert comme une personne disposant d'un savoir et d'un savoir-faire. Son raisonnement fait appel à ses connaissances théoriques (connaissance fine du système dont il est expert) et à la longue expérience dont il tire des précédents son savoir-faire (Zwingelstein, 1996). Dans une approche d'analyse de risques basée sur l'expertise, l'expert adopte un raisonnement par analogie : il cherche à prévoir les évolutions futures des dégradations d'un ouvrage soumis à un mécanisme, en examinant le comportement d'ouvrages de même type déjà connus de lui. L'expert peut alors évaluer le temps nécessaire pour que de nouvelles dégradations apparaissent et les conséquences associées, puis anticiper les évolutions et définir les dispositions correctives pertinentes : réparation, confortement, mesures d'urgence...etc.

Face à un parc d'ouvrages hétérogènes ou d'ouvrages homogènes en petit nombre, dans des contextes d'ouvrages mal connus, les données disponibles sont souvent en petite quantité, incomplètes et imprécises (Hammoum, 2012). La façon la plus simple d'évaluer les évolutions des ouvrages est alors d'examiner les lois d'évolution d'ouvrages existants de même conception et ayant connu des mécanismes analogues. Quelques gestionnaires de parcs d'ouvrages hétérogènes pratiquent cette approche basée sur le retour d'expérience et appuyée par l'expertise, à l'instar de la SNCF (Société nationale des chemins de fer, France) sur son parc de tunnels en briques (Crémona, 2002).

De récents travaux ont été menés pour développer l'analyse de risques par expertise (Peyras et al, 2005). Ils ont consisté à construire, d'une part, des bases de connaissances sur les mécanismes, d'autre part, des bases de données d'études de cas de barrages ayant connu des dégradations. Par référence à des ouvrages de même type et soumis à des mécanismes analogues, ces bases de données sont destinées à aider les experts dans leurs missions de diagnostic et d'analyse de risques. Cette démarche d'aide à l'expertise, résumée à la figure 1.1.15, est donc basée sur la capitalisation de la connaissance experte et du retour

d'expérience. Ces travaux ont conduit à développer des modèles génériques, pouvant s'adapter à tous les mécanismes, permettant de représenter la connaissance experte sous forme de scénarios et d'archiver les études de cas sous forme d'historiques de vieillissement. Les bases de données de scénarios et d'historiques de vieillissement sont ensuite destinées à être manipulées au moyen d'outils informatiques d'aide à l'expertise (Peyras et al, 2005).

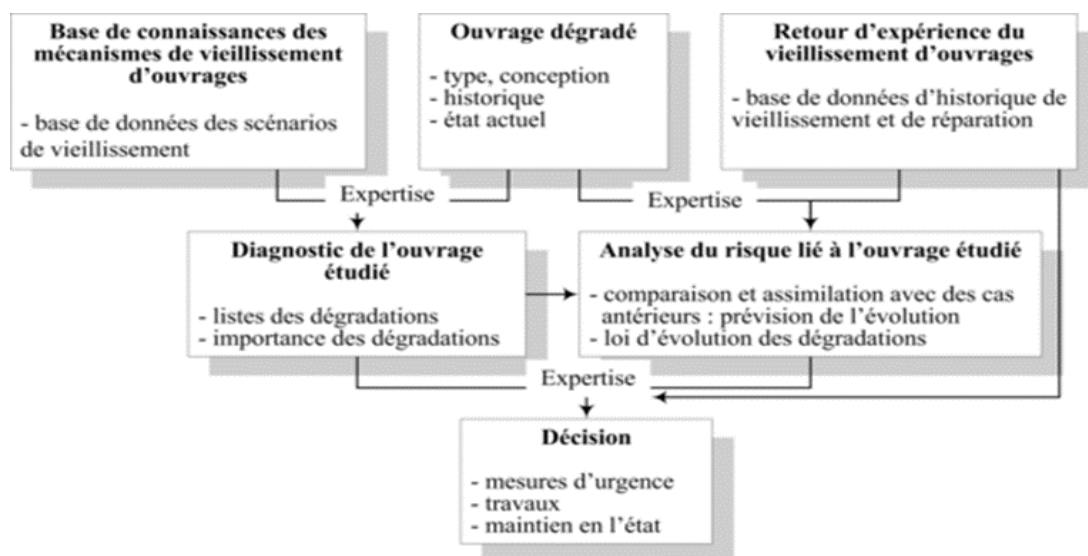


Figure I.1. 15 : Démarche d'aide à l'expertise basée sur la capitalisation de la connaissance experte et du retour d'expérience (Peyras et al, 2005).

En synthèse, l'analyse de risques par expertise est mise en œuvre dans les contextes où la modélisation physique ou fonctionnelle n'est pas possible (à un coût raisonnable) et où les données sont peu abondantes. L'expert est alors le seul capable de prévoir l'évolution d'un système et ses défaillances potentielles. Certains domaines du génie civil ont formalisé cette approche par le développement d'outils d'aide à l'expertise basés sur la capitalisation des connaissances experte et du retour d'expérience.

En Italie, l'utilisation d'une technique d'évaluation pour assigner des indices de vulnérabilité a été proposée pour la première fois par (Benedetti et al, 1984). Cette technique a été développée par la suite par le Groupe National de Défense Contre les Tremblements de Terre (GNDT) du Conseil national de recherche de l'Italie (CNR). La méthode GNDT, maintenant largement utilisée, a permis de répertorier des milliers de bâtiments à travers l'Italie (Augusti et al., 2000). Elle a été établie en distinguant les bâtiments en maçonnerie des bâtiments en béton armé.

L'indice de vulnérabilité des bâtiments en maçonnerie se calcule, en combinant des informations descriptives (typologiques et qualitatives) et des informations quantitatives pour les paramètres décrits au tableau I.1.1.

Pour chaque paramètre, on définit la classe de vulnérabilité I_{vi} comprise entre A et D. la

moins vulnérable est la classe A. Elle traduit la conformité de ce paramètre vis-à-vis de l'intégrité de la structure. La plus vulnérable est la classe D. Elle traduit la situation la plus défavorable, tandis que les classes B et C représentent des situations intermédiaires.

Tableau I.1. 1: Paramètres adoptés pour évaluer la vulnérabilité des constructions en maçonnerie.

N°	Paramètre
1	Type et organisation du système porteur
2	Qualité du système porteur
3	Résistance conventionnelle
4	Implantation et fondations
5	Planchers et toitures (diaphragme)
6	Configuration en plan
7	Configuration en élévation
8	Maçonneries
9	Toiture
10	Éléments non structuraux
11	État de conservation ou maintenance

L'indice de vulnérabilité de base I_v se calcule comme la somme pondérée des I_{vi} . Le tableau I.1.2 montre que chaque paramètre structurel est caractérisé par une classe de vulnérabilité entre A et D et par une pondération (W_i) pour tenir compte de l'importance de chacun des paramètres dans le comportement globale de la structure.

Tableau I.1. 2 : Classes de vulnérabilité et pondération de chacun des paramètres structuraux, ajustés à partir des endommagements observés.

N°	Paramètre	A	B	C	D	Wi
1	Type et organisation du système porteur	0	5	20	45	1
2	Qualité du système porteur	0	5	25	45	0,25
3	Résistance conventionnelle	0	5	25	45	1,5
4	Implantation et fondations	0	5	25	45	0,75
5	Planchers et toitures (diaphragme)	0	5	15	45	Variable
6	Configuration en plan	0	5	25	45	0,5
7	Configuration en élévation	0	5	25	45	Variable
8	Maçonneries	0	5	25	45	0,25
9	Toiture	0	15	25	45	Variable
10	Éléments non structuraux	0	0	25	45	0,25
11	État de conservation ou maintenance	0	5	25	45	1

Pour les paramètres 5,7 et 9, la pondération W_i varie entre 0,5 et 1, suivant la classe de vulnérabilité.

En s'inspirant de la méthode GNDT, (Hammoum et al, 2014) (Hammoum et al, 2015) ont développé une méthode d'évaluation de la vulnérabilité sismique des réservoirs de stockage d'eau surélevée en se basant sur des paramètres typologiques (type de système de contreventement, régularité en plan, régularité en élévation, type de sol...etc.), et sur des paramètres qualitatifs (qualité du système de contreventement, qualité des nœuds,

maintenance et détails...etc.). Cette méthode permet de classer ces ouvrages en différentes classes de vulnérabilité :

- la classe A traduit la conformité du paramètre vis-à-vis de l'intégrité de la structure,
- la classe C est la plus vulnérable, elle traduit la situation la plus défavorable,
- enfin la classe B représente la situation intermédiaire,

Chaque classe est sanctionnée par une note élémentaire K_i . Le principe de notation est fonction de l'accroissement du risque de vulnérabilité. La note élémentaire K_i prend trois valeurs 0, 5 ou 15, qui correspondent respectivement à la situation idéale, situation intermédiaire et situation critique, comme le montre le tableau I.1.3. Par ailleurs, des pondérations « W_i » sont affectées à chaque paramètre allant de 0,25 à 1,75 pour tenir compte de l'importance de chacun des paramètres dans le comportement global de la structure, comme l'illustre le tableau I.1.3 :

Tableau I.1. 3 : Notes élémentaires (K_i) et les pondérations (W_i) pour chaque paramètre

N°	paramètres	Notes élémentaires K_i			Pondération W_i
		Classe A	Classe B	Classe C	
1	Le comportement au séisme	0	5	15	1,75
2	Entrechoquement	0	5	15	1,75
3	Système de contreventement	0	5	15	1,50
4	Régularité en plan	0	5	15	1,50
5	Régularité en élévation	0	5	15	1,50
6	Type de sol	0	5	15	1,00
7	Implantation du réservoir	0	5	15	1,00
8	Zone sismique	0	5	15	1,00
9	Qualité des nœuds	0	5	15	0,75
10	Qualité du système de contreventement	0	5	15	0,75
11	Maintenance	0	5	15	0,50
12	Détails	0	5	15	0,25

La note partielle d'un paramètre est obtenue par le produit « $K_i W_i$ », et l'indice de vulnérabilité I_v s'exprime par la somme des notes partielles des différents paramètres :

$$I_v = \sum_{i=1}^{12} k_i * w_i \quad (I.1. 2)$$

En considérant tous les paramètres d'analyse énumérés précédemment (Tableau I.1.4), la classification suivante est proposée dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.1. 4: Classification des réservoirs en fonction de leurs indice de vulnérabilité « I_v ».

Classe	vert	Orange1	Orange2	Rouge
I_v	0 - 33	33 - 90	90 - 133	133 - 199

Le niveau vert $0 \leq I_v \leq 33$: exprime que le réservoir expertisé n'est pas vulnérable au séisme. L'ouvrage présente un bon comportement et une bonne résistance à l'aléa sismique.

Le niveau orange1 $33 \leq I_v \leq 90$: exprime que la résistance sismique est assez bonne, donc le réservoir expertisé est moyennement vulnérable.

Le niveau orange 2 $90 \leq I_v \leq 133$: exprime que la résistance sismique est faible, donc le réservoir expertisé présente une vulnérabilité assez élevée.

Le niveau rouge $133 \leq I_v \leq 199$: exprime que les réservoirs ont une résistance sismique très faible et donc le réservoir présente une vulnérabilité sismique élevé.

Les réservoirs appartenant à la classe verte ne nécessitent pas d'intervention. Celles appartenant à la classe orange (orange 1 et orange 2) nécessitent un renforcement, une étude dans ce sens devra être effectuée. Quant à ceux appartenant à la classe rouge, ils doivent être mis hors service immédiatement ou être démolis, à moins qu'ils n'appartiennent à un patrimoine préservé ; dans ce cas une étude particulière devra être entreprise.

Parmi les études les plus intéressantes traitant de la Vulnérabilité des ouvrages hydrauliques (barrages et réservoirs), on trouve les travaux de (Mathieu et al, 1990) au Cemagref (Aix en Provence, France). Les auteurs ont proposé une classification des ouvrages selon l'indice de gravité, en se basant sur les défauts apparents. Six classes sont définies, dont la gravité va en croissance de A vers F.

Classe A : ouvrage en bon état (neuf ou ancien), sans défaut,

Classe B : défauts existants dès la naissance de l'ouvrage et sans conséquence importantes autres qu'esthétiques,

Classe C : défauts dont l'évolution peut se faire anormalement,

Classe D : défauts révélateurs d'une évolution de la dégradation d'un ouvrage. Ils sont rangés en trois sous classe :

- **classe D1.** défauts qui indiquent un début d'évolution,
- **classe D2.** défauts qui indiquent une évolution avancée pour des pièces (ou ouvrage) qui ne sont pas en contact avec des liquides,
- **classe D3.** Défauts qui indiquent une évolution avancée pour des pièces (ou ouvrage) en contact avec des liquide,

Classe E : défauts qui traduisent de façon très nette une modification du comportement de la structure et qui mettent en cause la durée de vie de l'ouvrage,

Classe F : défauts indiquant la proximité d'un état limite et nécessitant soit une restriction d'utilisation, soit la mise hors service de l'ouvrage.

Après l'expertise de l'ouvrage, en se basant sur les défauts enregistrés sur ce dernier, un classement de l'ouvrage dans une échelle croissante d'évaluation des désordres est effectué. Celle-ci est constituée de quatre niveaux variant de 1 à 4 qui prennent en compte les six classes de défauts apparents exposé précédemment. Les différents niveaux de désordre sont donnés comme suit :

Niveau 1 : regroupe les Classe A et classe B, Peu ou pas de désordres visibles. Rien à signaler de particulier. Suivi et entretien normale de l'ouvrage (annuel ou biannuel, suivant la nature et destination),

Niveau 2 : classe C, quelques défauts, ouvrages à surveiller.

Niveau 3 : regroupe les Classe D et classe E, défaut spécifique de gravité variable. Demande un suivi et des investigations.

Niveau 4 : classe F, l'ouvrage ne peut pas assurer sa fonction en toute fiabilité. Le risque de ruine est important. Il faut envisager éventuellement des solutions confortatives de première urgence et/ou la démolition de l'ouvrage.

(Hammoum et *al.*, 2012), se sont intéressé à l'évaluation de la vulnérabilité des réservoirs en béton à certains aléas naturels (séisme, neige et vent...etc.), par la détermination d'un indice « I_v » en faisant intervenir 13 paramètres influents (environnementaux, structuraux et fonctionnels). L'exposé de cette méthode fera l'objet du deuxième chapitre de ce mémoire. Aussi, ils ont essayé d'apporter des solutions aux problèmes de pathologies, diagnostic et réparation, en définissant une méthodologie d'évaluation et des modes de réparation possibles. Ceci se traduit en pratique par un ou plusieurs défauts constatés et par une ou plusieurs méthodes de renforcement qui doivent conduire à un confortement fiable de l'ouvrage réparé.

(Bouzelha et *al.*, 2013) se sont intéressé à l'évaluation de la vulnérabilité des retenues collinaires aux aléas naturels (séisme, neige et vent...etc.). Les retenues expertisées dans le parc de la wilaya de Tizi-Ouzou sont de type homogène, réalisées en remblai compacté. Cette méthodologie a permis une évaluation simple et rapide de leur vulnérabilité. La détermination de l'indice de vulnérabilité dans le cycle de vie des retenues collinaires a montré à travers l'expertise des retenues étudiées, qu'au delà d'un certain degré de dégradation, les conséquences sur le comportement de la structure ne sont plus négligeables. La structure, après réhabilitation gagne de la performance mais ne revient jamais à son état initial. Les auteurs ont montré que plusieurs pathologies sont présentes sur le parc expertisé dans la wilaya de T.O (Figure I.1.16).

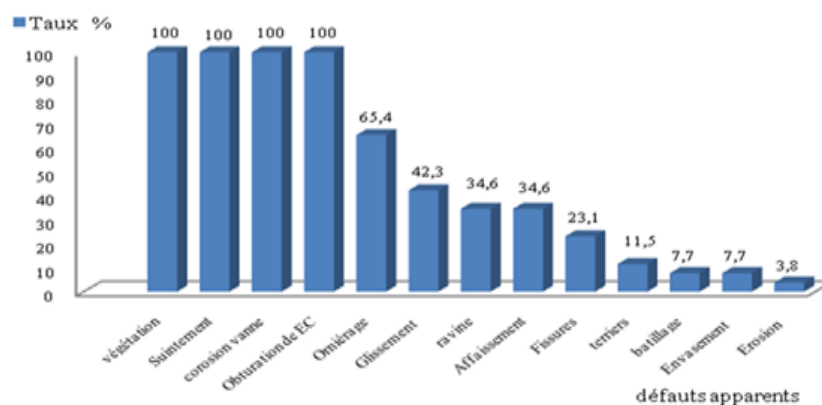


Figure I.1. 16 : Proportions des défauts apparents dans le parc expertisé.

La présence de végétation, la corrosion et le colmatage des vannes, l'obturation et /ou l'endommagement des évacuateurs de crue et les fuites (suintements) sont des pathologies rencontrées sur toutes les retenues du parc expertisé (taux de 100%). Le défaut d'orniérages occupe la seconde place dans les défauts les plus fréquemment rencontrés avec un taux allant de 65%. Viennent par la suite les glissements, les ravines, les affaissements et les fissures, avec un taux variant de 45 % à 20 %. Leurs proportions sont proches les uns des autres. Enfin sont classées en dernier les terriers, l'effet de battillage, l'envasement de la cuvette et l'érosion du corps de la digue avec un taux inférieur à 20%.

(Belhouene, 2006) propose de quantifier la vulnérabilité sismique des bâtiments en béton armé, en développant la méthode de l'index de vulnérabilité. Ceci a nécessité la définition des paramètres influents sur la détermination de cet index, ainsi que de leurs coefficients de pondération. L'indice ainsi calculé, permet la classification des bâtiments. Pour cette classification, elle propose trois classes. La première regroupe les structures ayant un bon comportement, la seconde un comportement moyen et enfin, la troisième regroupe les constructions ayant une mauvaise tenue au séisme. L'auteur développe aussi un code de calcul en langage Delphi. Cet outil développé permet de faire le diagnostic des bâtiments existants en béton armé par l'analyse de la vulnérabilité sismique. Cette méthode est développée en tenant compte de l'influence des éléments structuraux et non structuraux sur la réponse sismique de la construction. Elle consiste à attribuer une valeur numérique à chaque bâtiment, dite indice de vulnérabilité I_v , qui est une représentation de sa qualité sismique.

Les paramètres utilisés pour le calcul de l'indice de vulnérabilité sont au nombre de quatorze (Tableau I.1.5), définis par l'approche experte, basée sur le retour d'expérience de sismicité en Algérie. Afin de caractériser chacun des paramètres de l'étude, un certain nombre d'informations sur le bâtiment est nécessaire, obtenues par le renseignement de fiche

d'évaluation ou d'enquêtes développée dans la cadre de cette recherche.

Tableau I.1. 5: Classification des paramètres et leur coefficient K_i .

N°	Paramètre	Classe A	Classe B	Classe C
1	Système de contreventement	0,25	1,25	2,25
2	Qualité du système de contreventement	0,25	0,50	0,75
3	La capacité sismique	0,00	0,25	0,50
4	Type de sol	0,25	0,50	0,75
5	Diaphragme horizontal	0,25	0,50	0,75
6	Régularité en plan	0,25	0,50	0,75
7	Régularité en élévation	0,25	0,75	1,75
8	Qualité des nouds	0,25	0,50	0,75
9	Phénomène du poteau court	0,25	0,50	0,75
10	Détails	0,25	0,50	0,75
11	Maintenance	0,25	0,75	1,25
12	Modifications	0,25	0,50	0,75
13	Entrechoquement	0,25	0,50	0,75
14	Implantation de l'ouvrage	0,25	0,50	0,75

I.1.3.1.4. Approche statistique

Quelques domaines particuliers du génie civil permettent une démarche d'analyse de risques à partir des statistiques. Il s'agit toujours de contextes où les données sur les défaillances des ouvrages sont abondantes et on trouve des traitements dans les ouvrages à grand linéaire, tels que les routes ou les réseaux enterrés. Dans ces domaines, on recherche les corrélations entre les défaillances (fissuration ou déformation d'une chaussée ; fissures, cassures ou fuites d'une canalisation) et un certain nombre de facteurs explicatifs (âge, matériaux de la structure, environnement du système...). Une fois établie l'influence des principaux facteurs, il est alors possible de prévoir les défaillances d'un ouvrage en fonction de la valeur des paramètres qui lui sont propres (son âge, sa composition, son environnement).

En synthèse, l'analyse de risques à partir des statistiques est mise en œuvre en génie civil dès lors qu'il est possible d'établir des corrélations entre les défaillances et des facteurs explicatifs. Cela suppose en corollaire, de disposer de données abondantes sur les défaillances des ouvrages. Elles permettent la prévision de l'évolution du comportement d'un ouvrage (prévision des déplacements, des pressions interstitielles...) et l'anticipation des phénomènes indésirables. Il s'agit d'une approche puissante pour l'analyse de risques attachés aux mécanismes à caractère irréversible.

Les méthodes d'analyse de risques à partir des statistiques sont fondées, soit sur les mathématiques « **méthodes d'analyse factorielle** », soit sur l'informatique qualifiée le plus souvent d'automatique. Elles se distinguent les unes des autres selon les types de données décrites sur les individus et présentées sous forme de tableaux.

L'analyse factorielle est une méthode descriptive (par opposition aux méthodes explicatives). Il n'y a plus de variables explicatives et à expliquer. L'objectif principal est la structuration des variables, c'est-à-dire la réduction des colonnes de la matrice des données : on veut **résumer l'information**.

Pour ce faire, on remplace les variables initiales par un nombre plus restreint de variables dites « composites » (ou « facteurs »), obtenues par « regroupement » des variables initiales les plus corrélées entre elles. Historiquement, il s'agit de l'une des plus anciennes méthodes d'analyse des données (Philippeau, 1986). Mais les applications informatiques ont considérablement modifié les conditions et modalités d'application, en rendant notamment possible le traitement d'un très grand nombre de données. C'est enfin la méthode la plus connue et la plus utilisée en sciences sociales.

Et parmi les méthodes d'analyse factorielle on retrouve :

- régression linéaire simple,
- régression linéaire multiple,
- analyse factorielle des correspondances (AFC),
- analyse des correspondances multiples (ACM),
- analyse en composantes principales (ACP).

L'**Analyse en composante principale (ACP)** a été souvent utilisée dans de nombreux domaines pour sa capacité à capturer les relations linéaires entre les variables et les ressemblances entre individus. Cette approche descriptive multidimensionnelle consiste à transformer des variables initiales liées entre elles (dites "corrélées" en statistique) en nouvelles variables décorrélées les unes des autres. Ces nouvelles variables sont nommées « composantes principales » (Jolliffe, 2002). Il s'agit d'une approche à la fois géométrique (les variables étant représentées dans un nouvel espace, selon des directions d'inertie maximale) et statistique (on recherche les axes indépendants expliquant au mieux la variabilité des données par le calcul des inerties (Tao Li, 2012)). Elle permet au praticien de réduire le nombre de variables et de rendre l'information moins redondante.

Dans le domaine des réservoirs de stockage en béton armé, l'ACP a été utilisée par (Miloudi et al, 2015) afin de visualiser les corrélations existantes entre les paramètres d'analyses ayant servi pour le calcul de l'indice de vulnérabilité I_v des réservoirs développée par (Hammoum et al, 2012). Pour démontrer l'efficacité de cette méthode, celle-ci est testée avec succès sur un parc de réservoirs dans différentes communes de la wilaya de Tizi-Ouzou (Algérie). Pour le traitement des données, présentées sous forme d'un tableau avec les paramètres d'analyse (variables) au nombre de 14 en colonnes et les réservoirs (individus) au nombre de 54 en

ligne, le logiciel d'analyse et de traitement statistique StatBox[®] est utilisé. A partir de la matrice des corrélations, l'ACP a mis en évidence les différentes corrélations existantes entre les différents paramètres d'analyse. Aussi la représentation du cercle des corrélations (Figure I.1.17 et Figure I.1.18) a permis de voir, les groupes de paramètres très corrélés entre eux. Les paramètres corrélés positivement sont des paramètres presque identiques et évoluent dans le même sens. Les paramètres corrélés négativement sont des paramètres de sens opposés, lorsque l'un augmente l'autre diminue.

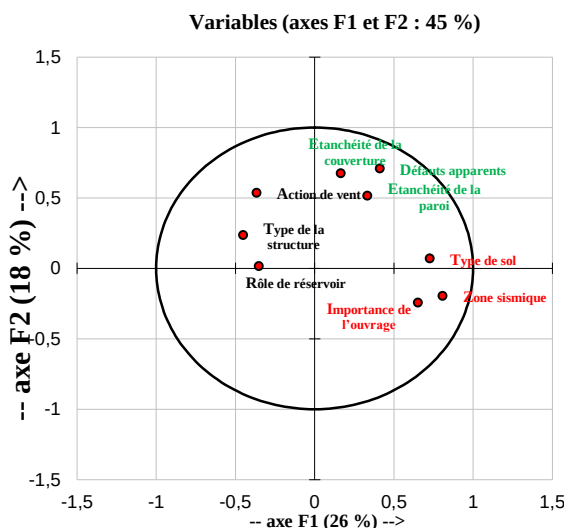


Figure I.1. 17 : Projection des variables dans le plan factoriel (1-2).

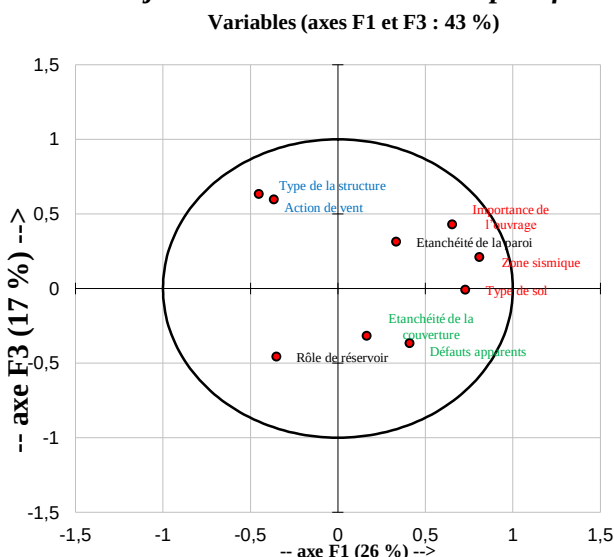


Figure I.1. 18 : Projection des variables dans le plan factoriel (1-3).

L'étude des réservoirs est effectuée du point de vue des paramètres d'analyse. Ainsi, six groupes de réservoirs, ayant pris des valeurs proches sur certains paramètres, ont été identifiés (Figure I.1.19 et Figure I.1.20). Les réservoirs se trouvant dans un même groupe sont ceux qui ont participé à la présence de corrélations significatives entre les différents paramètres ; alors ces réservoirs se ressemblent du point de vue de ces paramètres. Les

réservoirs qui n'ont pas participé aux différentes corrélations sont dit supplémentaires. Leur représentation graphique permet de les positionner par rapport aux autres réservoirs. De même, les paramètres n'ayant pas participé à la formation des axes retenus sont dit supplémentaires et leur représentation permettrait de comprendre comment ces variables sont liées aux anciennes.

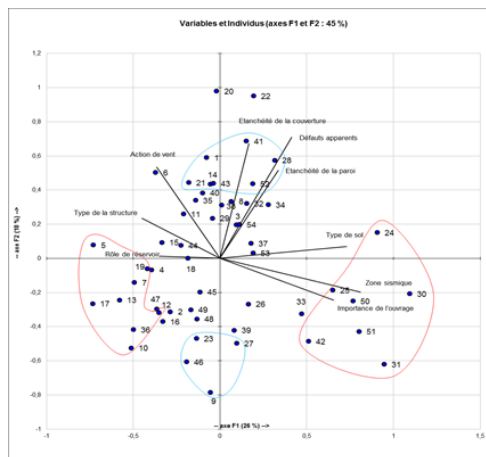


Figure I.1. 19: Représentation des variables et individus dans le plan factoriel (1-2).

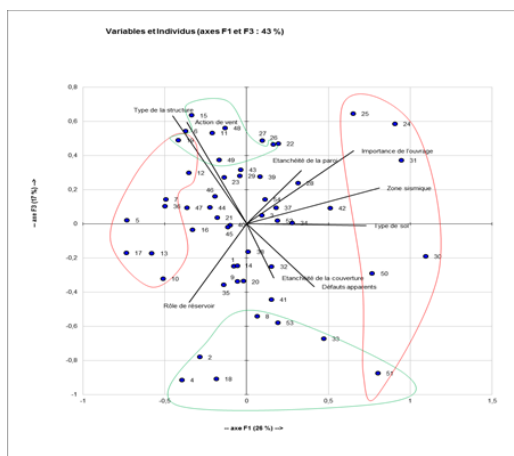


Figure I.1. 20 : Représentation des variables et individus dans le plan factoriel (1et 3).

I.1.4. Modélisation du vieillissement

Le vieillissement des ouvrages de génie civil (bâtiments, ouvrages d'arts, ouvrages de stockages, ...etc.) se manifeste par une suite de désordres et dégradations des éléments plus ou moins graves. Ces derniers affectent le confort et la sécurité des utilisateurs, la valeur et l'intégrité de tout ou partie de ces ouvrages. La prévision de ces désordres permet dans la plupart des cas de les prévenir par des mesures de maintenance ou de réparation d'autant moins coûteuses qu'elles sont prises à temps.

La modélisation du vieillissement (ou la dégradation) de ces structures consiste à trouver des relations entre leur degré de dégradation et leur durée de vie afin d'estimer cette dernière. De nombreuses études et normes sont consacrées au développement de modèles d'évaluation

du comportement des structures durant leur cycle de vie. Nous pouvons citer les travaux de (Shamir et Howard, 1979) et (Andreou et al, 1987) dans l'évaluation de la durée de vie des canalisations et aussi la norme canadienne CSA 478-95-Guideline on durability in buildings qui décrit trois approches qui sont les plus utilisées dans la construction et la prédiction de la durée de vies des ouvrages de génie civil (Zurbrugg, 2010), à savoir :

- approche par comparaison,
- approche par modélisation du processus de détérioration,
- approche par des essais de vieillissement.

Nous présentons, dans ce qui suit, le détail de ces méthodes.

I.1.4.1. Approche par comparaison

Dans cette approche, l'estimation de la durée de vie est basée sur des références connues, c'est-à-dire par comparaison avec des ouvrages équivalents implantés et exploités dans des conditions similaires. Deux types de modèles peuvent être mis dans cette catégorie ; les modèles statistiques et les modèles probabilistes. Ces modèles établissent des relations entre l'âge de l'ouvrages (ou ces éléments) et la chance de leur survie à l'aide de données statistiques récoltées sur le terrain suite à des travaux d'expertise de l'ouvrage.

I.1.4.1.1. Modèle statistique

I.1.4.1.1.1. Modèles statistiques descriptifs

Durant la période d'après deuxième guerre mondiale, la construction en Europe a connu un développement en termes de qualité et un élargissement important du parc d'immobilier et des autres ouvrages (ouvrages d'arts, portuaires, de stockage). Cinquante ans plus tard, ce parc commence à vieillir et les premières réalisations doivent être réhabilitées et/ou bien renforcées.

Afin de planifier et gérer ces interventions coûteuses en termes de temps et d'argent, le développement de méthodes et d'outils rapides et simple à l'utilisation est indispensable. Nous citons le modèle mathématique de Schröder (1989) qui permet de décrire la dévalorisation des éléments d'un ouvrage en fonction du temps. Ce modèle est basé sur une relation entre valeur de dégradation (W) et temps (t) séparés en deux phases (1 et 2) (Figure I.1.21). Les fonctions de dévalorisations des deux parties peuvent être définies de manière indépendante en choisissant librement le point de changement de phase (u) ainsi que les exposants (a) des deux parties. Ceci permet de tenir compte d'un changement de comportement au vieillissement à partir d'un certain stade de dégradation ($W-u$) (Zurbrugg, 2010).

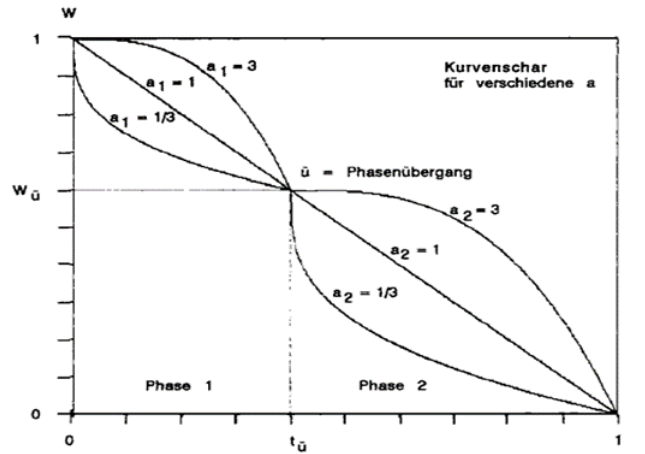


Figure I.1. 21 : Courbes pour différents exposants a dans les formules de dévalorisation (source : Zurbrugg, 2010).

I.1.4.1.1.2. Modèles prédictifs

Plusieurs modèles ont été développés dans le but d'évaluer et d'analyser le comportement des structures dans leur cycle de vie. Ces modèles ont affirmés leur efficacité dans le domaine des conduites. Trois modèles prédictifs seront présentés dans ce qui suit :

a- Les modèles agrégés

Dans cette catégorie, les plus représentatifs sont ceux proposés par Shamir et Howard (1979), qui ont développé un modèle prédictif qui décrit l'évolution des défaillances (coupure) des conduites des réseaux d'eau. L'objectif de cette étude est de mettre entre les mains des gestionnaires de ce type d'ouvrage un outil qui leur permette de prendre les meilleures décisions (entretien ou réhabilitation). L'avantage principal de ce modèle réside dans leur simplicité. Deux équations ont été employées pour sa construction, une équation linéaire et une autre exponentielle pour décrire le taux de détérioration en fonction de l'âge de la conduite :

$$N(t) = N(t_0) \cdot e^{\mu \cdot (t - t_0)} \quad (\text{I.1. 3})$$

ou :

$$N(t) = N(t_0) + \mu(t - t_0) \quad (\text{I.1. 4})$$

avec :

t : temps en années,

t_0 : années de référence pendant l'analyse (année où la conduite a été installée, ou bien la première année à partir de laquelle les données sont disponibles),

$N(t)$: nombre de coupure par année (t),

μ : taux de croissance annuel des défaillances (coupures),

Dans ce modèle, les valeurs de μ proposées par les deux auteurs sont comprises entre 0.05 et 0.15.

Le modèle de Shamir et Howard, constitue la première tentative d'analyse statistique des défaillances des tronçons de conduites et applique ainsi les résultats pour prendre les meilleures décisions d'entretien et de réhabilitation. Son avantage principal est la simplicité qu'il présente mais a également des inconvénients major qui peuvent être récapitulés comme suit :

- Les variables explicatives et les divers caractéristique de la conduite (structurelles, d'environnement et d'exploitation) ne sont pas prises en compte, cela rend l'utilisation du modèle difficile puisque ces variables contribuent de manière interactive aux défaillances.
- En règle générale, les études où ces modèles sont utilisés, ne fournissent aucune information sur la qualité des tests d'ajustement et sur les significations statistiques des coefficients de ces modèles. La grande variabilité du taux de défaillances qui existe dans plusieurs systèmes de conduites étudiés, nous pousse à croire que les modèles où toutes les variables explicatives sont regroupées dans un paramètre peuvent donner des évaluations très incertaines du comportement individuel des conduites.

b- Les modèles de régression multiple

➤ *Modèle de la régression linéaire sur la casse en fonction de l'âge*

Ce modèle développé est établi grâce aux anomalies enregistrées sur le réseau. L'extrapolation de ce modèle permet de prédire le nombre de casses qui peuvent survenir sur le réseau de conduites. Après une étude faite sur 2000 tronçons par le service des eaux de la communauté urbaine de Strasbourg dont ils avaient étudié plusieurs facteurs : Age, diamètre, nature de sol, nappe, passage de tramway. Ils ont établi une bonne corrélation entre le diamètre et l'âge de tuyaux qui sont les deux facteurs les mieux corrélées. Par la suite, le service a proposé les lois de régression résumées dans le tableau I.1.6 (Majdouba, 2011), (Yamijala, 2007) :

Tableau I.1. 6 : Équations de régression linéaire, service des eaux de la communauté urbaine de Strasbourg (Demouy, 2003).

Lois au centre-ville	Coefficient de corrélation	
Casse /Km =0.025Age+0.281	R= 36%	n= 106
Casse /Km =-0.0039 Diamètre+2.3	R= 78%	n= 12
Casse /Km =0.022 Age-0.0073Diamètre+2.35	R= 24%	n= 835
Lois en périphérie		
Casse /Km =0.0036 Age+1.29	R= 6%	n= 85
Casse /Km =-0.0014 Diamètre + 1.65	R= 62%	n= 16
Casse /Km =0.02 Age - 0.0018 Diamètre + 1.36	R= 12%	n= 1248

A partir des résultats obtenus, il y'a lieu de remarquer que les corrélations au centre-ville sont meilleures que celles obtenues en périphérie ; cela s'explique par le fait que le réseau en périphérie est plus jeune. Les coefficients de corrélation les plus élevés qui correspondent aux échantillons les plus petits montrent que le nombre de casses est inversement proportionnel au diamètre, ce qui veut dire que les conduites les plus grosses sont les plus solide. Ce modèle est utilisé par le service des eaux de Strasbourg que pour les conduites de grands diamètres.

➤ *Le modèle de régression sur les intervalles de défaillance (modèle de l'Environmental Protection Agency, EPA)*

Le seul modèle de ce type rapporté dans la littérature a été développé par l'Agence américaine de Protection et de l'Environnement (Environmental Protection Agency (EPA)) et (Clarc et al, 1982). Ce modèle fait intervenir d'autre paramètres par rapport au de régression linéaire. Le développement du présent modèle est basé sur l'étude des historiques d'intervention et des âges en fonction des longueurs, des pressions, des facteurs environnementaux et des facteurs, tels que :

- diamètre de la canalisation,
- longueur de la canalisation,
- nombre total de défaillances,
- type de canalisation,
- corrosivité du sol enrobant la canalisation,
- des interventions déjà effectué sur les canalisations (maintenance et réhabilitation).

Le tronçon de base défini pour cet inventaire est un tronçon séparé des autres soit par des raccords hydrauliques, par des réductions de diamètre. Ainsi environ 307 tronçons sont répertoriés dans la base de données de l'EPA. L'étude et l'analyse effectuées sur le tronçon a permis de différencier les deux phénomènes suivants que l'on peut considérer comme les variables à expliquer :

- l'intervalle de temps qui existe entre la date de mise en service et la première défaillance apparue,
- le nombre de défaillances qui arrivent à la canalisation, par la suite, en fonction du temps écoulé qui semble croître de manière exponentielle.

Cette approche propose deux types des équations qui intègrent plusieurs paramètres par rapport au modèle précédents, donc plus intéressante (Andreou, 1986).

○ **Age de la première défaillance**

$$NY = 4.13 + 0.338 * D - 0.022 * P - 0.265 * I - 0.0983 * RES - 0.003 * LH + 13.28 * T \quad (R^2=0.23) \quad (I.1.5)$$

avec :

NY : nombre d'années entre l'installation et la première défaillance,

D : diamètre de la canalisation (m),

P : pression absolue dans la canalisation (Pa),

I : pourcentage linéaire en zone industrielle,

RES : pourcentage linéaire en zone résidentielle,

LH : longueur de canalisation en sol hautement corrosif,

T : type de canalisation (1 = métallique, 0 = béton),

○ **Nombre de défaillance à la suite de la première**

$$REP = (0.1721) * (e^{0.7197})^T * (e^{0.044})^{PRD} * (e^{0.0121})^{DEV} * (e^{0.0865})^A * (SL)^{0.014} * (SH)^{0.069} \quad (R^2=0.47) \quad (I.1.6)$$

avec :

REP : nombre de défaillance à la suite de la première,

T : type de canalisation (1 = métallique, 0 = béton),

PRD : pression différentielle (Pa)

A : âge de la conduite à la première défaillance,

DEV : pourcentage linéaire en zone développé,

SL : surface de canalisation en contact avec sol faiblement corrosif,

SH : surface de canalisation en contact avec sol fortement corrosif.

L'intérêt de cette approche est qu'elle sépare le temps d'occurrence de la première défaillance de celui des autres défaillances. En fait, il est intéressant de noter la relation exponentielle entre le nombre de défaillances et la durée écoulée depuis la première. Dans ce modèle, les dimensions de la conduite (diamètre), le matériau, la pression et l'âge à la précédente défaillance sont les facteurs les plus influents sur le vieillissement des canalisations. Une étude avait contribué à cerner les limites et les insuffisances de cette méthode et d'expliquer l'apparition des défaillances sur le réseau que l'on peut résumer ainsi (Andreou et al, 1987) :

- La méthode a été limitée par la classification des conduites en 2 groupes : celle avant la défaillance (avant d'apparition de la casse) et les autres après la première casse. Cela est insuffisant pour distinguer plusieurs stades de défaillance, par exemple un stade peut défaillant et un autre à défaillance multiples. Dans cette méthode l'histoire du tronçon n'est pas pris en considération, et la description de l'influence

de l'âge sur les défaillances n'a pas été possible, ce qui nous ne permet pas de prévoir des défaillances futures.

- L'analyse a été menée sur chacun des diamètres.

c- Les modèles prédictifs probabilistes

The Massachusetts Institute of technology (MIT) a développé un modèle de prédiction des défaillances à partir des réseaux situés à New Havent et Cincinnati, en se basant sur les approches probabilistes. Pour la construction de ce modèle probabiliste, une étude de terrain pour la collecte des informations sur les caractéristiques des canalisations et leur environnement a été effectuée (Andreou, 1986). Au total 1391 tronçons de canalisations ont été répertoriés.

L'originalité de ces modèles est d'estimer une probabilité de défaillance pour une durée donnée. Elles sont évaluées à partir d'une technique d'ajustement entre la durée séparant deux défaillances et les variables descriptives de détérioration. Pour le cas des conduites d'eau potable, la durée de survie représente un laps de temps pendant lequel la conduite n'a pas subi de défaillances.

L'objectif principal du développement de ces modèles est de calculer, pour une durée donnée :

- la probabilité, pour une conduite, à ne pas subir de défaillance pendant un laps de temps,
- l'espérance du nombre de défaillances (d'une partie ou de la totalité du réseau),

Des relations ont pu être mises en évidence et sont illustrées dans la figure I.1.22 :

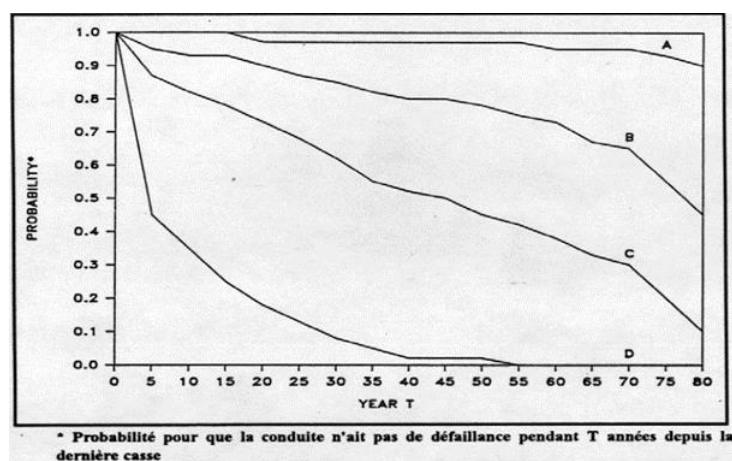


Figure I.1. 22 : Exemples de courbes de survie de conduites d'eau potable (Andreou et al, 1987).

Courbe A : 30 m de canalisation installées entre 1930 et 1935, se trouvant dans une zone rurale et qui ont subi deux casses, la dernière ayant eu lieu au moins 77 ans après la date d'installation.

Courbe B : 30 m de canalisations, sans casses antérieure, installées après 1950, se trouvant dans une zone rurale et subissant de très importantes pressions internes de l'ordre de 173 psi.

Courbe C : 30 m de canalisations, se trouvant partiellement dans une zone de développement maximum, ayant subi deux casses antérieures. La dernière casse ayant eu lieu 4 ans après la date de pose.

Courbe D : 4500 m de canalisations, se trouvant entièrement dans une zone de développement maximal, ayant subi deux défaillances 4 ans après la date d'installation.

Pour plus de détail sur les méthodes de modélisation du vieillissement des conduites, nous renvoyons le lecteur intéressé vers (Andreou, 1986), (Yamijala, 2007).

I.1.4.2. Approche par modélisation du processus de détérioration

Cette approche regroupe à la fois l'Analyse des Modes de Défaillances et de leurs Effets (AMDE) et la Méthode des Limites de Performance (LPM). Ces méthodes constituent des exemples typiques de prévision par modélisation du processus de détérioration.

I.1.4.2.1. Analyse des modes de défaillances et leurs effets (AMDE)

Dans le domaine de la construction, cette méthode a été adaptée pour effectuer des analyses de risque ainsi que pour l'évaluation de la durée de vie de composants de bâtiments. Le rapport CIB 310 - Failure Modes Effects And Criticality Analysis, Research For And Application To The Building Domain - State Of The Art Report (Talon et al, 2006) fournit un aperçu des recherches actuelles qui appliquent l'AMDE à des éléments de construction (Zurbrugg, 2010).

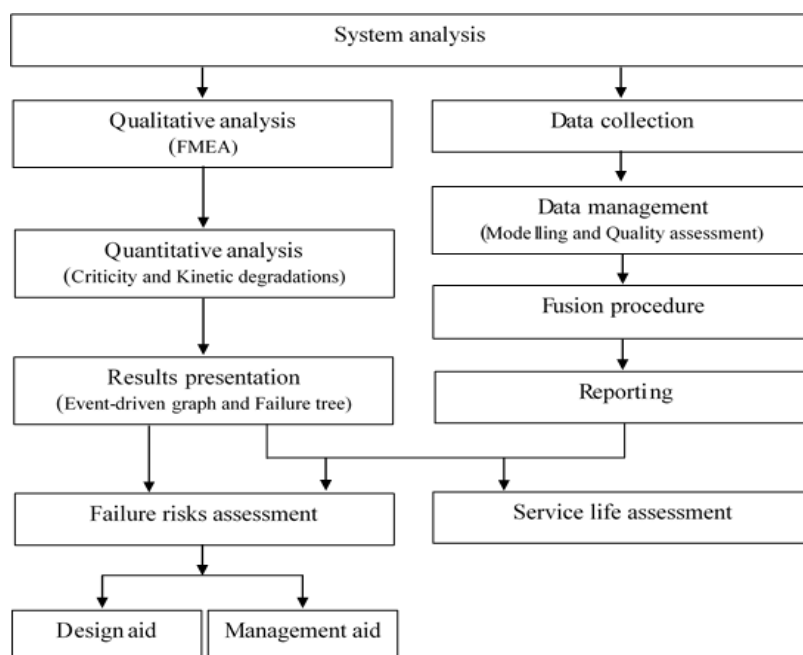


Figure I.1. 23: Approche du CSTB en vue d'une application de l'AMDE et AMDEC dans le domaine des bâtiments (Talon et al, 2006).

L'approche du CSTB, pour appliquer la méthode d'AMDE au domaine du bâtiment (Figure I.1.23) comporte plusieurs, étapes (Zurbrugg, 2010) :

- création d'un modèle structurel permettant de décrire le système étudié en détail,
- à l'aide du modèle structurel, les différents scenarii de défaillance sont identifiés et mis en évidence. Les différents scenarii sont alors représentés sous forme de tables AMDE du type présentée au tableau I.1.7.

Tableau I.1. 7 : Extrait d'une table AMDE appliquée aux réservoirs surélevés (Hammoum, 2012).

N°	Composant	Fonctions	Mode de défaillance	Cause possible de défaillance	Effet possible de la défaillance	Symptôme de la défaillance	Moyen de la détection
1	2	3	4	5	6	7	8
2	Ceinture supérieure	Résister aux sollicitations mécaniques résister à l'effort de traction généré par la coupole	La fonction "résister aux sollicitations mécaniques" est dégradée ou défaillante	Flux de charge Surcharges d'exploitation sur la coupole Processus de conception - réalisation Voir AMDE processus Etat intrinsèque du composant Milieu extérieur (vent, soleil, neige, gel ...) Eclatement du béton Epaufrure	Etat intrinsèque du composant fissures fissures, déformations, cassure chute de résistance Absence d'enrobage, traces rouille, épaufrure ségrégation, fers non adhérents aciers dénudés, corrosion aciers	Fissures Présence de rouille aciers visibles	Observation visuelle Observation visuelle Observation visuelle
		Transmettre les sollicitations mécaniques transmettre la composante verticale vers la paroi	La fonction "transmettre les sollicitations mécaniques" est dégradée ou défaillante	Processus de conception - réalisation Mauvaise disposition du ferrailage Longueur de recouvrement insuffisante Ancrage des aciers insuffisant Aciers non adhérents	Etat intrinsèque du composant Aciers dénudés Corrosion des aciers	Constat des déformations aciers visibles Présence de rouille	Observation visuelle Observation visuelle Observation visuelle
		Préparer la surface de contact préparer la surface de contact de la coupole	La fonction "préparer la surface de contact" est dégradée ou défaillante	Processus de conception - réalisation reprise de bétonnage Etat intrinsèque du composant déformation de la ceinture supérieure	Surface de contact Déformation de la coupole	Constat des déformations	Observation visuelle

- L'analyse quantitative des divers scenarii, à l'aide de courbes de dégradations (Figure I.1.24), permet d'estimer la vitesse de dégradation pour chaque phénomène ainsi que la détermination des moments de d'effaillance de l'élément étudié.

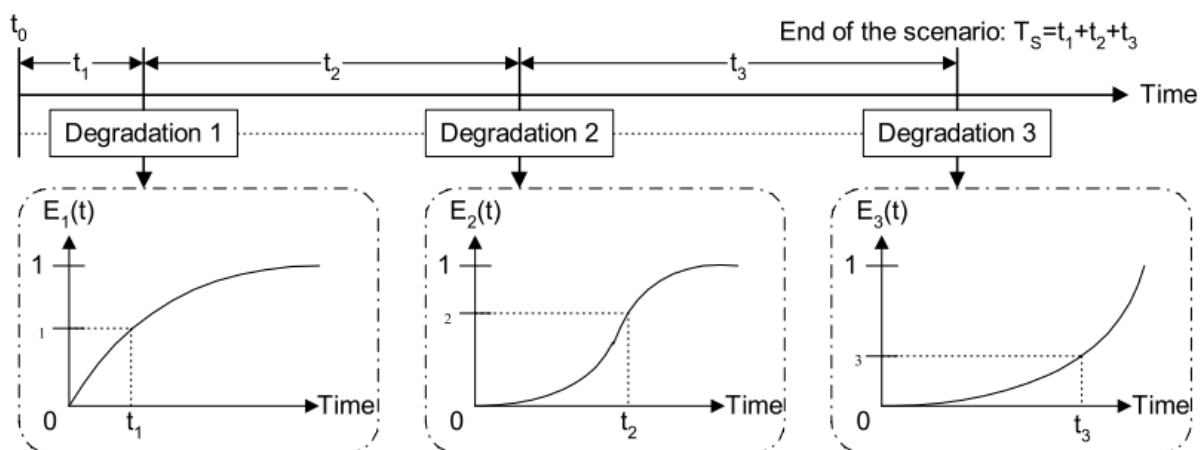


Figure I.1. 24 : Principe d'évaluation de la durée des scénarii de dégradation (Talon et al, 2005).

- enfin, pour chaque scénario, les effets et conséquences sur le système sont étudiés (défaillance partielle ou totale).

En résumé, cette méthode constitue d'une part une modélisation très spécifique d'un composant d'un ouvrage donné, permettant ainsi son analyse détaillée. Durant la durée de vie d'un ouvrage, ce dernier subit plusieurs entretiens ou réhabilitations. Dans ce cas de figure, la méthode décrite devrait pouvoir permettre facilement la modification des paramètres en cours d'évaluation, suivi de la réactualisation de graphe d'événement, et d'autre part, cette méthode permet de donner des informations concernant le type de la défaillance, ainsi pour évaluer la durée de vie d'un élément il faut également connaître pour chaque phénomène, la vitesse de dégradation par rapport à l'intensité de la cause. En conclusion la durée de vie est alors, la durée du chemin critique, c'est-à-dire le chemin le plus court sur le graphe. Notons que pour ce type d'étude l'analyse doit être refaite pour chaque système. Ainsi pour le cas des bâtiments cela veut dire, que chaque composant doit faire l'objet d'une analyse séparée car suivant le type de construction, les phénomènes, effets ou causes ne sont pas les mêmes.

I.1.4.2.2. La méthode de limites des performances

Cette méthode a été développée par le groupe de Recherche pour la Durabilité de Composants du Politecnico di Milano et présentée par Daniotti et Lupica Spagnolo (2008). Le principe de cette méthode consiste à évaluer la durabilité d'un composant par l'estimation de la dégradation des performances jusqu'à une limite d'acceptabilité. Cette méthode est divisée en cinq étapes (Zurbrugg, 2010) :

- définition des objectifs des performances,
- individualisation des exigences et spécifications des performances que le composant doit fournir,
- conversion des spécifications de performance dans des caractéristiques fonctionnelles techniques,
- individualisation des seuils de performance pour la durée de vie,
- évaluation de la durée de vie.

I.1.4.3. Approche par des essais de vieillissement

L'analyse des échantillons, préalablement exposée, à des contraintes d'utilisation pendant une certaine durée, et constitue la technique la plus sûre et la plus efficace pour l'évaluation de l'état des différents matériaux, des structures, ainsi que pour la détermination de la durabilité de ces derniers. Cette méthode consiste dans son principe, à surveiller l'évolution du vieillissement pendant une durée donnée de la vie d'un ouvrage. Le but étant de construire un échantillon de données qui traduit cette évolution, tout en prenant en considération

certains paramètres liés à la structure (matériaux et géométrie) ainsi qu'à la zone d'implantation (nature du site, zone sismique, neige et vent...). Dans le but de faire des prévisions plus sûres et plus proches de l'évolution réelle du vieillissement des ouvrages et ainsi estimer une durée de vie en fonction des différents paramètres, il est indispensable de connaître les différents composants, leur comportement à la dégradation ainsi que leur perte de performance en fonction de l'intensité et de la durée d'exposition aux aléas. Pour obtenir cette relation, et savoir avec exactitude l'évolution des dégradations en fonction de la durée de vie des structures et /ou leur composants, il est important de procéder à l'application d'un d'autres types d'essais plus détaillés.

Globalement, nous pouvons distinguer trois types de procédés pour évaluer le vieillissement de matériaux (et/ou de structures) (Zurbrugg, 2010) :

I.1.4.3.1. Vieillessement naturel

Le principe de ce mode de vieillissement est de mettre les échantillons de matériaux constitutifs de l'ouvrage dans des situations réelles et de les exposer aux intempéries naturelles. Pour les essais de type vieillissement naturel, le nombre d'échantillons est important, car il augmente de manière exponentielle (Zurbrugg, 2010) avec le nombre de paramètres, ainsi il dépend :

- du nombre d'examens que l'on souhaite effectuer,
- du nombre de matériaux que l'on souhaite tester,
- de la fréquence de ces examens.

Ce type d'essais, malgré son efficacité, présente un inconvénient majeur lié au fait que la durée de l'essai est très longue et peut atteindre plusieurs dizaines d'années. Pendant cette durée, l'ouvrage doit être entretenu et des expertises périodiques doivent être faites. Un autre inconvénient de cet essai est lié à ce que les échantillons soient installés dans des conditions similaires aux conditions réelles et soumises à des contraintes environnementales combinées (vents, Neige, pluie, température humidité, ...). Ce qui complique davantage la possibilité de déterminer l'influence individuelle de chaque contrainte sur l'évolution du vieillissement durant le cycle de vie de l'ouvrage.

I.1.4.3.2. Analyse sur le bâtiment

Le principe de cette méthode consiste en l'examen de matériaux sur des structures existantes. Son avantage réside dans le fait que l'on peut facilement trouver des bâtiments de même typologie et à des âges différents. Par contre, si l'on désire appliquer cette méthode à des structures âgées de plusieurs années, il nous donne des résultats erronés vu que ces ouvrages

d'approche dépend de l'objectif de l'évaluation, de la disponibilité des données et de la technologie utilisée.

Dans ce chapitre, nous avons présenté les méthodes les plus connues d'estimation de la vulnérabilité. La compréhension du comportement de la structure et la recherche des critères structuraux peuvent s'avérer complexes. Il faut donc trouver un équilibre entre les moyens mis en œuvre, les méthodes applicables et les résultats recherchés. D'autre part, ces méthodes varient suivant leurs degrés de précision et de sophistication ; ce qui engendre des coûts d'application importants ou des incertitudes élevées à cause de la complexité des informations recherchées.

Dans la réalité du terrain, un ouvrage de génie civil vieillit dans le temps et devient de plus en plus vulnérable aux différents aléas naturels. Les méthodes d'évaluation et d'analyse du comportement des ouvrages de génie civil citées plus haut sont des méthodes instantanées, qui donnent le comportement d'un ouvrage à l'instant « t » de l'étude. Par contre, la perte de performance de ces ouvrages évolue avec le vieillissement de l'ouvrage ; ce qui engendre l'augmentation des coûts de maintenance et de réhabilitation de ces derniers.

A l'expression d'un besoin

Les gestionnaires des réservoirs de stockage ont en charge un parc comprenant un nombre important d'ouvrages de plus en plus vieillissants et de plus en plus nombreux. Le défi majeur des gestionnaires de ce type d'ouvrages consiste à garder ces derniers fonctionnels durant une longue durée de vie et avec des coûts maîtrisés, et très souvent sous des contraintes financières importantes. Dans cet esprit, et devant la nécessité de faire face à ces contraintes budgétaires, le recours à une méthodologie permettant de planifier les interventions à court, moyen et long terme, constitue un enjeu majeur afin d'arriver à une gestion efficace et optimale de ce patrimoine.

Il est donc nécessaire de connaître et de prédire l'évolution de ce phénomène de vieillissement dans le temps. Ceci passe par l'évaluation de la vulnérabilité à tout instant du cycle de vie de l'ouvrage, à travers un modèle prédictif.

Le contexte de notre recherche

Dans cette première partie de la thèse, nous proposons la démarche suivante pour répondre au besoin exprimé plus haut.

- Le phénomène de vieillissement sera traduit par l'estimation d'un indice de vulnérabilité I_v , tel qu'il est exposé dans le chapitre 2, à un instant « t » donné du cycle de vie de l'ouvrage. Cette méthode sera ensuite appliquée à un parc d'ouvrages composé de 54 réservoirs dans la wilaya de Tizi-Ouzou.

- Un modèle prédictif donnant l'évolution de l'indice de vulnérabilité $I_v(t)$ sera développé au chapitre 3, en s'appuyant sur deux méthodes numériques, à savoir l'approximation par élément finis et l'approche exponentielle.
- Pour une meilleure programmation des actions de maintenance sur l'ensemble du parc à court, moyen et long terme, un module « actions de réparation et de réhabilitation » est même intégré dans ce modèle prédictif. Il permettra de donner, une évaluation de l'impact des travaux de maintenance sur l'évolution du vieillissement durant le reste de la durée de vie de l'ouvrage. L'idée étant de faire gagner de la performance à l'ouvrage afin de lui éviter de pénétrer dans la zone de vulnérabilité avancée ; c'est-à-dire dans la plage rouge où il devrait être mis hors service.

Chapitre I.2 : Exposé de la méthode de l'indice de vulnérabilité I_v et application a un parc réel de réservoirs

I.2.1. Introduction

Le parc algérien de réservoirs d'eau potable compte près de 40.000 réservoirs principalement construit en béton armé (Hammoum et al, 2012). Ces ouvrages sont sensibles à l'opinion publique. Leur fermeture, pour des raisons d'entretien ou de réparation, a pour conséquence des réactions fortes de la part des abonnés. Sous cette forte pression sociale, les gestionnaires de ces ouvrages doivent faire face à plusieurs problèmes, tels que le vieillissement des matériaux et des structures, pour les maintenir à un bon niveau de service.

Le diagnostic et l'expertise de ces ouvrages (réservoirs) ayant des pathologies diverses sont des tâches complexes mais importantes dans l'évaluation de leur vulnérabilité vis à vis des aléas naturels (vent, neige, séisme,...etc.). Un ingénieur expérimenté peut dès la première visite connaître l'origine probable du problème, mais pour un autre moins expérimenté la même tâche peut devenir difficile. Le diagnostic reste toujours un exercice dans le niveau de difficulté est très relatif. Devant le même problème exposé, les solutions proposées par les experts ne sont pas évidemment uniques. Chaque expert interprète le problème selon ses propres connaissances, car il n'existe pas une loi dite de diagnostic, mais il y a un savoir-faire pour le diagnostic.

Dans certaines situations d'urgence (exemple, après un grave séisme, ou une forte crue), la tâche de diagnostic exige au même temps rapidité et efficacité. Dans ces situations exceptionnelles, il y a toujours une insuffisance d'experts, si bien qu'on est amené à faire participer les ingénieurs les moins expérimentés dans la tâche de diagnostic.

C'est ainsi que nous exposons, dans ce chapitre, une méthode simple et pratique permettant à un professionnel (technicien ou ingénieur) d'évaluer rapidement la présomption de vulnérabilité vis-à-vis des aléas naturels d'un ouvrage réservoir d'eau, en les guidant dans leur diagnostic. Cette méthode développée par (Hammoum, 2012) consiste à identifier plusieurs facteurs dont les plus importants sont liés à la résistance structurale, la qualité des matériaux, les caractéristiques du sol. Leur identification permet de classer les réservoirs à préserver en priorité contre les aléas futurs.

I.2.2. Méthodologie de diagnostic et d'évaluation de la vulnérabilité d'un réservoir

Dans le domaine des réservoirs de stockage, Mathieu auIRSTEA (ex-Cemagref Aix en Provence) a mené des recherches depuis les années 90 et a proposé des méthodes 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.

En s'inspirant des travaux de (Mathieu, 2003), (Hammoum et al, 2012) ont proposé une nouvelle méthodologie de diagnostic et d'analyse de la vulnérabilité des réservoirs de stockage en béton à certains aléas naturels (neige, vent, séisme ...), par la détermination d'un indice de vulnérabilité I_v . Cette méthode est basée sur différents types d'analyses ; structurelle, fonctionnelle et environnementale (Figure I.2.1). Une fiche descriptive permet la collecte des informations générales de l'ouvrage. Elle comporte le nom ou le lieu-dit du site, les coordonnées géographiques permettant son géocodage et son implantation future dans un SIG.

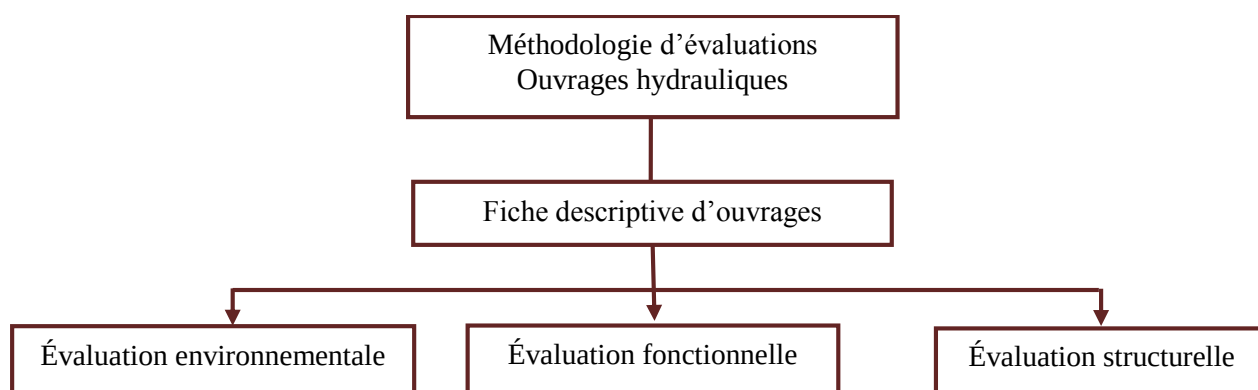


Figure I.2. 1: Organigramme de la méthodologie d'évaluation des réservoirs (Mathieu, 2003).

Le calcul de l'indice de vulnérabilité I_v fait intervenir treize (13) paramètres influents (Tableau I.2.1), pour trois types d'analyses (environnementale, structurelle et fonctionnelle).

Tableau I.2. 1: Liste des paramètres d'analyse.

Type d'analyse	N°	Désignation des paramètres
Analyse environnementale	1	Implantation du réservoir
	2	Zone sismique
	3	Type de sol
	4	Zone de la neige
	5	Zone du vent
Analyse structurelle	6	Type de la structure
	7	Type de fondation
	8	Étanchéité des parois
	9	Étanchéité de la couverture
	10	Défauts apparents
Analyse fonctionnelle	11	Rôle de 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 de pondération P_i .

La note élémentaire N_{ei} de chaque paramètre est comprise entre 1 et 4 : 1 correspond à la situation idéale et 4 à la situation critique avec des notes intermédiaires. Il en est de même des poids de pondération P_i dont les valeurs varient de 1 à 4 : 1 pour une pénalisation minimale du paramètre et 4 pour une pénalisation maximale en considérant des situations intermédiaires. Une plage d'évaluation plus large obligerait à plus de finesse dans l'analyse ; ce qui peut donner lieu à des controverses au sein d'un même groupe d'experts qui aurait à analyser un même défaut ou pathologie. Donc, une analyse sur un nombre important de valeurs poserait des difficultés de recoupement des classes qualitatives et engendrerait une divergence d'analyse entre experts. L'expérience de l'IRSTEA (ex-Cemagref), dans le domaine d'évaluation des dégradations des ouvrages hydrauliques a montré qu'une analyse à 4 valeurs est bien adaptée au diagnostic rapide. C'est pour ces raisons que nous avons adopté une analyse qualitative des états sur quatre valeurs pour les défauts et dégradations.

La note partielle d'un paramètre est alors obtenue par le produit ($N_{ei} . P_i$) et l'indice de vulnérabilité I_v s'exprime comme la somme des notes partielles des différents paramètres comme donné par l'équation (I.2.1).

$$I_v = \sum_{i=1}^{13} N_{ei} . P_i = N_e + N_s + N_f \quad (I.2. 7)$$

(N_e , N_s , N_f) désignent les notes globales respectivement de l'analyse environnementale, de l'analyse structurelle et de l'analyse fonctionnelle.

Le choix des paramètres 1, 2, 3, 4 et 5 de l'analyse environnementale est dicté par des considérations d'implantations topographiques et hydrauliques au moment de la conception de l'étude. Par conséquent, la note globale de l'analyse environnementale N_e reste constante dans le temps.

Les paramètres 6, 7, 8, 9 et 10 caractérisent l'état des différents éléments structuraux du réservoir au moment de l'inspection visuelle par l'ingénieur expert. Elle résulte des dommages et vieillissement cumulés suite aux attaques et agressions d'ordre naturels (neige, vent, séisme, gel...). A cet effet, la note globale de l'analyse structurelle N_s est variable dans le temps.

Les paramètres 11, 12 et 13 ont un rapport avec les enjeux, la vocation et de l'usage de l'eau du réservoir. Pour cette raison, la note globale de l'analyse fonctionnelle N_f demeure constante dans le temps, sauf si le gestionnaire décide de lui changer d'affectation.

La notion de l'indice de vulnérabilité est liée à l'instant où l'on inspecte le réservoir.

I.2.3. Exposé de la méthode indice de vulnérabilité

I.2.3.1. Évaluation environnementale

I.2.3.1.1. Implantation de l'ouvrage

Un réservoir est exposé à diverses agressions de son milieu d'implantation naturel ; tels que les écarts de température, l'humidité, la présence et l'attaque par les chlorures, l'effet du gel et du dégel et l'air marin. L'implantation de l'ouvrage est abordée ici sous le double aspect de la climatologie et de l'hydrologie. Le découpage climatique de l'Algérie peut être représenté globalement par cinq zones. Pour chaque zone, une note élémentaire est proposée comme l'illustre le tableau I.2.2.

Tableau I.2. 2: Notes élémentaires de l'implantation de l'ouvrage.

N°	Lieu d'implantation de l'ouvrage	N _{ei}
1	Montagne : Précipitations importantes avec plusieurs mois consécutifs d'enneigement.	1
2	Vallées du tell : climat froid et humide à faibles amplitudes thermiques avec des chutes de neige abondantes.	2
3	Hauts plateaux et Nord de l'Atlas Saharien : climat froid et sec en hiver et chaud et sec en été avec de forts écarts de température.	2
4	Grandes étendues sahariennes : climat froids et sec en hiver avec de forts écarts de température, chaud et sec en été.	3
5	Région côtière : climat humide avec des embruns en bord de mer. Milieux agressif par la présence d'eaux plus ou moins salines.	4

Les pondérations P_i sont déterminées à partir du paramètre hydrologique (Tableau I.2.3). Trois lois régissent la répartition des pluies en Algérie et ont été définies par Seltzer en 1946, comme suit :

- la hauteur de pluie augmente avec l'altitude. Elle est plus élevée sur les versants exposés aux vents humides que sur les autres,
- elles augmentent de l'Ouest vers l'Est,
- elles diminuent à mesure qu'on s'éloigne de littoral méditerranéen vers le sud.

Tableau I.2. 3: Coefficients de pondération en fonction de la situation géographique.

N°	Situation géographique.	P _i
1	Réservoir situé sur la bande nord - Est de l'Algérie	4
2	Réservoir situé sur la bande nord au centre de l'Algérie	3
3	Réservoir situé sur la bande nord - Ouest de l'Algérie	2
4	Réservoir situé au sud de l'Algérie	1

I.2.3.1.2. Zone sismique

En Algérie, le critère de zonage sismique (DTR B-C 2-48, 2003) classe le territoire en quatre zones de sismicité croissante. Les notes élémentaires proposées, pour les différentes zones, sont données dans le tableau I.2.4.

Tableau I.2. 4 : Notes élémentaires de la zone sismique.

N°	Zone	Sismicité	Nei
1	Zone 0	négligeable	1
2	Zone I	Faible	1
3	Zone IIa	moyenne	2
4	Zone IIb	moyenne	3
5	Zone III	Elevée	4

Par ailleurs, les coefficients de pondération P_i dépendent du risque majeur que représente le réservoir pour les vies humaines, conséquences économiques et sociales comme cela a été observé lors des séismes survenus en Algérie (El Asnam 1980, Oued Djer 1988, Tipaza 1989, Mascara 1994 et Boumerdes 2003). Ces coefficients sont déterminés selon la nature du site d'implantation (Tableau I.2.5).

Tableau I.2. 5: Coefficients de pondération en fonction du site d'implantation de l'ouvrage.

N°	Site d'implantation de l'ouvrage	P_i
1	En rase campagne	1
2	En milieu rural	2
3	Dans une zone industrielle	3
4	En milieu urbain	4

I.2.3.1.3. Type de sol

L'aspect géologique est pris en compte en analysant la catégorie du site d'implantation qui est fonction des propriétés mécaniques du sol (Tableau I.2.6). Les sites sont classés en quatre catégories par le Règlement Parasismique Algérien (DTR B-C 2-48, 2003) en fonction de la vitesse moyenne de l'onde de cisaillement V_s .

Tableau I.2. 6: Notes élémentaires en fonction des conditions du terrain.

N°	Type de sol	Nature de sol	Vitesse moyenne	N_{ei}
1	Catégorie S_1	Sol rocheux	$V_s \geq 800$ m/s	1
2	Catégorie S_2	Sol ferme	$V_s \geq 400$ m/s	2
3	Catégorie S_3	Sol meuble	$V_s \geq 200$ m/s	3
4	Catégorie S_4	Sol très meuble	$V_s < 200$ m/s	4

Les poids P_i sont déterminés par certains effets du site d'implantation (liquéfaction des sables, le glissement de terrain, présence de faille en surface et les éboulements rocheux) qui peuvent considérablement amplifier les oscillations du sol et provoquer la perte de tout ouvrage de génie civil, même parasismique. Les ouvrages qui y sont implantés peuvent parfois subir des charges sismiques jusqu'à cinq fois plus élevées que les constructions similaires situées dans une zone moins dangereuse (Zacek, 2004). Il est donc impératif d'en tenir compte dans une étude de vulnérabilité et le recours à un géotechnicien ou géologue serait souhaitable. En résumé, les poids P_i sont définis dans le tableau I.2.7.

Tableau I.2. 7: Coefficients de pondération en fonction des effets de site.

N°	Effet de site d'implantation de l'ouvrage	P_i
1	Risque de liquéfaction de sol en milieu alluvionnaire	1
2	Présence de faille en surface	2
3	Risque d'éboulement rocheux	3
4	Risque de glissement de terrain	4

I.2.3.1.4. Zone de la neige

Le Règlement Neige et Vent 99 (DTR C 2-4.7, 2000) dresse une carte de neige en décomposant le territoire Algérien en quatre zones (Figure I.2.2). La surcharge de neige sur le sol S_k par unité de surface est fonction de la localisation géographique (zone) et de l'altitude H par rapport au niveau de la mer (Tableau I.2.8).

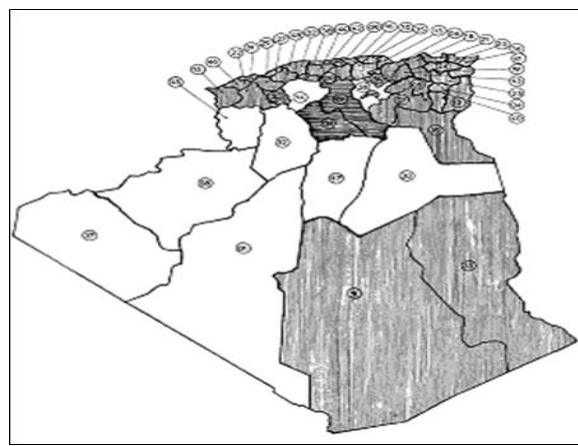


Figure I.2. 2 : Carte du zonage de neige d'Algérie. Figure I.2. 3 : Carte du zonage de vent d'Algérie.

Tableau I.2. 8: Notes élémentaires en fonction du zonage de neige.

N°	Zone de neige	N_{ei}
1	Zone A	4
2	Zone B	3
3	Zone C	2
4	Zone D	1

Notons que pour la zone D dans le désert Algérien, on a considéré plutôt l'ensablement des terrasses de couverture. La pondération P_i du paramètre de zone de neige est déterminée par la forme de la toiture ; selon qu'elle favorise ou non l'accumulation de la neige (Tableau I.2.9).

Tableau I.2. 9: Coefficients de pondération en fonction de la forme de la toiture.

N°	Toiture de couverture	P_i
1	En forme de voute	1
2	En pentes à un ou deux versants	2
3	A versants multiples ou à redans	3
4	Avec discontinuités de niveaux marquées ou horizontales	4

I.2.3.1.5. Action du vent

Le Règlement Neige et Vent 99 a recours à la notion de vitesse de référence du vent V_{ref} pour le découpage du territoire Algérien, en trois zones de vent. V_{ref} est définie comme une vitesse moyenne sur dix minutes mesurée dans les conditions conventionnelles avec une période de retour de 50 ans. Le tableau I.2.10 donne les notes élémentaires correspondant à l'action du vent.

Tableau I.2. 10: Notes élémentaires de l'action du vent.

N°	Zones de vent	Vitesse de référence V_{ref} [m/s]	N_{ei}
1	Pas d'action de vent	---	1
2	Zone I	25	2
3	Zone II	28	3
4	Zone III	31	4

Les coefficients de pondération P_i sont déterminés en se référant au Règlement Neige et Vent pour tenir compte des facteurs de site pouvant amplifier l'effet du vent sur le réservoir :

- **Hauteur du réservoir**
 - réservoir enterré : $P_h = 0.25$,
 - réservoir semi enterré : $P_h = 0.50$,
 - réservoir au sol : $P_h = 0.75$,
 - réservoir surélevé : $P_h = 1.00$.
- **Catégorie de terrain**
 - en bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles : $P_c = 0.25$,
 - régions de culture avec haies et avec des petites fermes, maisons ou arbres. $P_c = 0.50$,
 - zones industrielles ou suburbaines, forêts : $P_c = 0.75$,
 - zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m : $P_c = 1.00$.
- **Facteur topographique**
 - site 1 : site plat aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir : $P_t = 0.25$,
 - site 2 : site aux alentours des vallées et oueds avec effet d'entonnoir : $P_t = 0.50$,
 - site 3 : site aux alentours des plateaux : $P_t = 0.75$,
 - site 4 : site montagneux ou aux alentours des collines : $P_t = 1.00$.
- **Etat de la surface du réservoir**
 - lisse (béton lisse, peinture lisse, paroi bien enduite) : $P_s = 0.25$,
 - peu rugueux (béton moyennement rugueux, paroi mal enduite) : $P_s = 0.50$,
 - rugueux (béton rugueux, paroi non enduite) : $P_s = 0.75$,
 - très rugueux (ondulations, nervures, plissements) : $P_s = 1.00$.

Le coefficient de pondération P_i est donné par la somme des pondérations partielles des quatre facteurs.

$$P_i = P_h + P_c + P_t + P_s \quad (\text{I.1. 8})$$

I.2.3.2. Évaluation structurelle

I.2.3.2.1. Type de structure

La connaissance du système structurel et de la nature des matériaux avec lesquels sont réalisés les éléments structuraux est indispensable pour comprendre le comportement du réservoir vis à vis d'une excitation sismique et pouvoir ainsi donner des explications probables aux dommages observés. Les notes élémentaires correspondant aux types de structures sont illustrées sur le tableau I.2.11.

Tableau I.2. 11: Notes élémentaires en fonction du type de structure.

N°	Type de structure	N _{ei}
1	Réservoir enterré	1
2	Réservoir semi enterré	2
3	Réservoir posé au sol	3
4	Réservoir surélevé (château d'eau)	4

Les coefficients P_i sont déterminés en fonction du type de matériaux utilisés pour la réalisation des éléments structuraux de l'ouvrage (Tableau I.2.12).

Tableau I.2. 12: Coefficients de pondération en fonction du type de matériaux.

N°	Type de matériaux des éléments	P _i
1	Charpente métallique	1
2	Béton précontraint	2
3	Béton arme	3
4	Maçonnerie	4

I.2.3.2.2. Type de fondation

La particularité des réservoirs est qu'ils subissent de fortes variations de surcharge d'exploitation (eau contenue dans la cuve), de façon souvent quotidienne et pour certains 3 à 4 fois par jour durant toute leur longue période d'exploitation (Mathieu, 2003). Le type de fondation nous renseigne sur le comportement d'ensemble du réservoir vis-à-vis de ces chargements cycliques. Une note est alors associée à chaque type de fondation (Tableau I.2.13).

Tableau I.2. 13: Notes élémentaire en fonction du type de fondations.

N°	Type de fondation	N _{ei}
1	Puits ou pieux	1
2	Radier général	2
3	Semelles continues	3
4	Semelles isolées	4

Comme le sol de fondation subit un chargement cyclique (plusieurs fois par jour), le mécanisme physique mis en jeu est le tassement de la fondation. Ce phénomène, fréquemment rencontré, génère des fissures dans la structure ainsi que des désordres importants ou localisés dans un élément résistant qui peuvent entraîner la limitation ou l'interdiction de l'exploitation du

réservoir. C'est pour cette raison que les poids P_i sont déterminés compte tenu des tassements éventuels subits par la fondation (Tableau I.2.14).

Tableau I.2. 14: Coefficients de pondération en fonction des tassements de la fondation.

N°	Etat des tassements	P_i
1	Pas de tassements apparents	1
2	Début d'évolution du tassement avec arrêt	2
3	Tassement indiquant une évolution avancée	3
4	Tassement qui traduit une modification du comportement de la structure	4

I.2.3.2.3. Étanchéité des parois

Les réservoirs sont classés selon leur mode d'étanchéité (Dubart et al, 1999) comme suit :

- classe A : ouvrages dont l'étanchéité est assurée par la structure seule,
- classe B : ouvrages dont l'étanchéité est assurée par la structure, complétée par un revêtement d'imperméabilisation,
- classe C : ouvrages dont l'étanchéité est assurée par un revêtement d'étanchéité, adhérent ou indépendant du support, la structure n'assurant qu'une fonction mécanique,
- classe D : ouvrages construits à l'aide d'éléments préfabriqués.

Ce qui a conduit à proposer les notes élémentaires du tableau I.2.15, en fonction des classes d'étanchéité. Quant aux poids P_i , ils sont déterminés en fonction du degré de satisfaction de cette étanchéité tels que donnés au tableau I.2.16.

Tableau I.2. 15: Notes élémentaires en fonction du mode d'étanchéité de la paroi.

N°	Mode d'étanchéité de la paroi	N_{ei}
1	Classe A	1
2	Classe B	2
3	Classe C	3
4	Classe D	4

Tableau I.2. 16: Coefficient de pondération en fonction de l'état de l'étanchéité.

N°	Etat de l'étanchéité de la paroi	P_i
1	Satisfaisante	1
2	Assez satisfaisante	2
3	Moyennement satisfaisante	3
4	Insatisfaisante	4

I.2.3.2.4. Étanchéité de la couverture

Les notes élémentaires sont allouées en fonction du type de revêtement réalisé conformément au tableau I.2.17. Quant aux poids P_i , ils sont déterminés en fonction du degré de dégradation et par voie de conséquence de l'état de satisfaction de cette étanchéité comme indiqué au tableau I.2.18.

Tableau I.2. 17: Notes élémentaires en fonction du type d'étanchéité de la couverture.

N°	Type de couverture	N _{ei}
1	Revêtement par imprégnation de surface	1
2	Revêtement de type enduit	2
3	Revêtement résine synthétique	3
4	Revêtement par membrane	4

Tableau I.2. 18: Pondération en fonction du degré de satisfaction de l'étanchéité.

N°	Etat de l'étanchéité de la couverture	P _i
1	Neuve, pas de désordres visibles, satisfaisante	1
2	Peu de désordres visibles, assez satisfaisante	2
3	Vétuste, moyennement satisfaisante	3
4	Dégradée, insatisfaisante	4

I.2.3.2.5. Défauts apparents

Pour les défauts rencontrés, le support à cette étude est la connaissance experte contenue dans la documentation technique relative à la pathologie des réservoirs. Près d'une centaine de défauts apparents sur les réservoirs en béton armé, béton précontraint et en maçonnerie ont été recensés par Mathieu. Il associe à chaque défaut un indice de gravité et propose un mode de réparation du défaut et dresse également une échelle croissante d'évaluation des désordres constituée de quatre niveaux (Mathieu et al, 1996).

- Niveau 1 : Peu ou pas de désordres visibles. Rien à signaler de particulier. Suivi et entretien normal de l'ouvrage (annuel ou biennuel, suivant nature et destination).
- Niveau 2 : Quelques défauts, ouvrage à surveiller.
- Niveau 3 : Défauts spécifiques de gravité variable. Demande un suivi et des investigations.
- Niveau 4 : L'ouvrage ne peut assurer sa fonction en toute fiabilité. Le risque de ruine est important. Il faut envisager éventuellement des solutions confortative de première urgence et/ou la démolition de l'ouvrage. Ce qui nous amène à proposer les notes élémentaires du tableau I.2.19.

Le défaut apparent n'a de sens, que si on lui associe l'âge de l'ouvrage. Ce qui nous amène à proposer les coefficients de pondérations P_i contenus dans le tableau I.2.20.

Tableau I.2. 19: Notes élémentaires en fonction de l'indice de gravité du défaut.

N°	Indice de gravité	N _{ei}
1	Niveau 1	1
2	Niveau 2	2
3	Niveau 3	3
4	Niveau 4	4

Tableau I.2. 20: Coefficients de pondération en fonction de l'âge de l'ouvrage.

N°	Age de l'ouvrage	P _i
1	Age du réservoir inférieur à 10 ans	1
2	Age compris entre 11 ans et 20 ans	2
3	Age compris entre 21 ans et 30 ans	3
4	Age du réservoir supérieur à 30 ans	4

I.2.3.3. Évaluation fonctionnelle

I.2.3.3.1. Rôle du réservoir

L'intérêt accordé à un réservoir par le gestionnaire du patrimoine de réservoirs de stockage est fonction du rôle qu'il occupe dans le système d'alimentation. La note élémentaire accordée à ce paramètre dépend de la position du réservoir dans le schéma d'alimentation en eau potable comme indiqué au tableau I.2.21. Quant aux poids P_i , ils sont déterminés en fonction de l'état de l'accessibilité pour l'entretien ou la réparation de l'ouvrage expertisé comme proposé au tableau I.2.22.

Tableau I.2. 21: Notes élémentaires du rôle de réservoir.

N°	Rôle du réservoir dans le système d'alimentation	N _{ei}
1	Réservoir brise charge ou de transit	1
2	Réservoir de distribution	2
3	Réservoir de tête (ou réservoir tampon)	3
4	Réservoir de station de pompage	4

Tableau I.2. 22: Pondération en fonction de l'état de l'accessibilité pour entretien.

N°	Etat de l'accessibilité du réservoir	P _i
1	Accessibilité par route revêtue	1
2	Accessibilité par piste carrossable	2
3	Accessibilité par sentier piéton	3
4	Réservoir inaccessible	4

I.2.3.3.2. Importance du réservoir

En s'inspirant du RPA 2003, les bâtiments (alimentés par les réservoirs) peuvent être classés en quatre groupes d'usage, en fonction de leur importance vis-à-vis de la protection des personnes (abonnés) abritées, des biens économiques et culturels de la communauté qu'ils représentent.

- **Groupe 1A** : Bâtiments d'importance vitale qui doivent demeurer opérationnels après un séisme majeur pour les besoins de la survie de la région, de la sécurité publique, de la défense nationale et le bâtiment abritant les centres de décisions stratégiques.
- **Groupe 1B** : Bâtiments de grande importance abritant fréquemment de grands rassemblements de personnes, tels qu'une grande mosquée, des bâtiments à usage de bureaux, des bâtiments industriels et commerciaux, scolaires, universitaires, constructions sportives et culturelles, pénitenciers, grands hôtels, bibliothèques ou

d'archives d'importance régionale, musée, établissements sanitaires autres que ceux du groupe 1A et les centres de production ou de distribution d'énergie.

- **Groupe 2** : Ouvrages courants ou d'importance moyenne tels que bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux, bâtiments pouvant accueillir au plus 300 personnes simultanément tels que, des bâtiments à usage de bureaux, des bâtiments industriels, des parkings de stationnement publics,...
- **Groupe 3** : Ouvrages de faible importance tels que les bâtiments industriels ou agricoles abritant des biens de faibles valeurs, bâtiments à risque limité pour les personnes et les constructions provisoires

Ce qui montre que l'intérêt accordé à un réservoir dépend aussi de la sûreté de distribution de l'eau aux bâtiments abritant les usagers d'où les notes élémentaires proposées dans tableau I.2.23.

Tableau I.2. 23: Notes élémentaires en fonction de l'importance de l'ouvrage.

N°	Importance du réservoir	N _{ei}
1	Le réservoir alimente des bâtiments du groupe 3	1
2	Le réservoir alimente des bâtiments du groupe 2	2
3	Le réservoir alimente des bâtiments du groupe 1B	3
4	Le réservoir alimente des bâtiments du groupe 1A	4

Le second aspect qui mérite d'être abordé pour compléter la sécurité et la sûreté de distribution des abonnés est la capacité de stockage. C'est dans cette optique que sont proposés des poids P_i en fonction de la capacité de stockage du réservoir (Tableau I.2.24).

Tableau I.2. 24 : Pondération en fonction de la capacité de stockage du réservoir.

N°	Capacité de l'ouvrage	P _i
1	entre 0 à 500 m ³	1
2	entre 500 m ³ et 1 000 m ³	2
3	entre 1000 m ³ et 2 000 m ³	3
4	supérieur à 2 000 m ³	4

I.2.3.3.3. Fréquence d'entretien

La maîtrise du vieillissement des réservoirs en service ne peut être assurée que par des opérations d'entretien et de réparation. Cette opération influe directement sur le niveau de vulnérabilité des réservoirs. C'est ainsi que sont proposées les notes élémentaires en fonction de la fréquence d'entretien (Tableau I.2.25).

La pondération à considérer pour ce paramètre est le rôle du réservoir dans le réseau d'alimentation et son importance dans la distribution des abonnés. Or ces paramètres ont déjà été abordés plus haut. Par conséquent la pondération égale à 1 a été fixée pour toutes les fréquences d'entretien.

Tableau I.2. 25: Notes élémentaires en fonction de la fréquence d'entretien du réservoir.

N°	Fréquence d'entretien	Nei
1	Mensuelle	1
2	Trimestrielle	2
3	Semestrielle	3
4	Annuelle	4

I.2.3.4. Classification

Pour un critère donné, une grille d'évolution de sa note partielle (N_{ei}, P_i) est construite en tenant compte de tous les scénarios possibles. Les résultats obtenus sont illustrés sur le tableau I.2.26.

Tableau I.2. 26: Grille de hiérarchisation d'une note partielle d'un paramètre.

Pondération P_i	Note élémentaire N_{ei}			
	1	2	3	4
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 est proposée dans le tableau I.2.27 suivant:

Tableau I.2. 27: 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 : $13 \leq I_v \leq 49$** : 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 : $49 \leq I_v \leq 87$** : Le comportement aux aléas naturels est assez bon. Le réservoir est moyennement vulnérable.
- **Le niveau orange 2 : $87 \leq I_v \leq 136$** : Le réservoir a une tenue et un comportement faible aux aléas naturels. Il présente une vulnérabilité assez élevée.
- **Le niveau rouge : $136 \leq I_v \leq 196$** : Le réservoir a une très faible tenue aux aléas donc une vulnérabilité très élevée. Par conséquent, le réservoir doit être mis hors service ou à défaut en situation de restriction d'utilisation, immédiatement.

Le diagramme suivant résume les étapes d'évaluation de l'indice de vulnérabilité I_v :

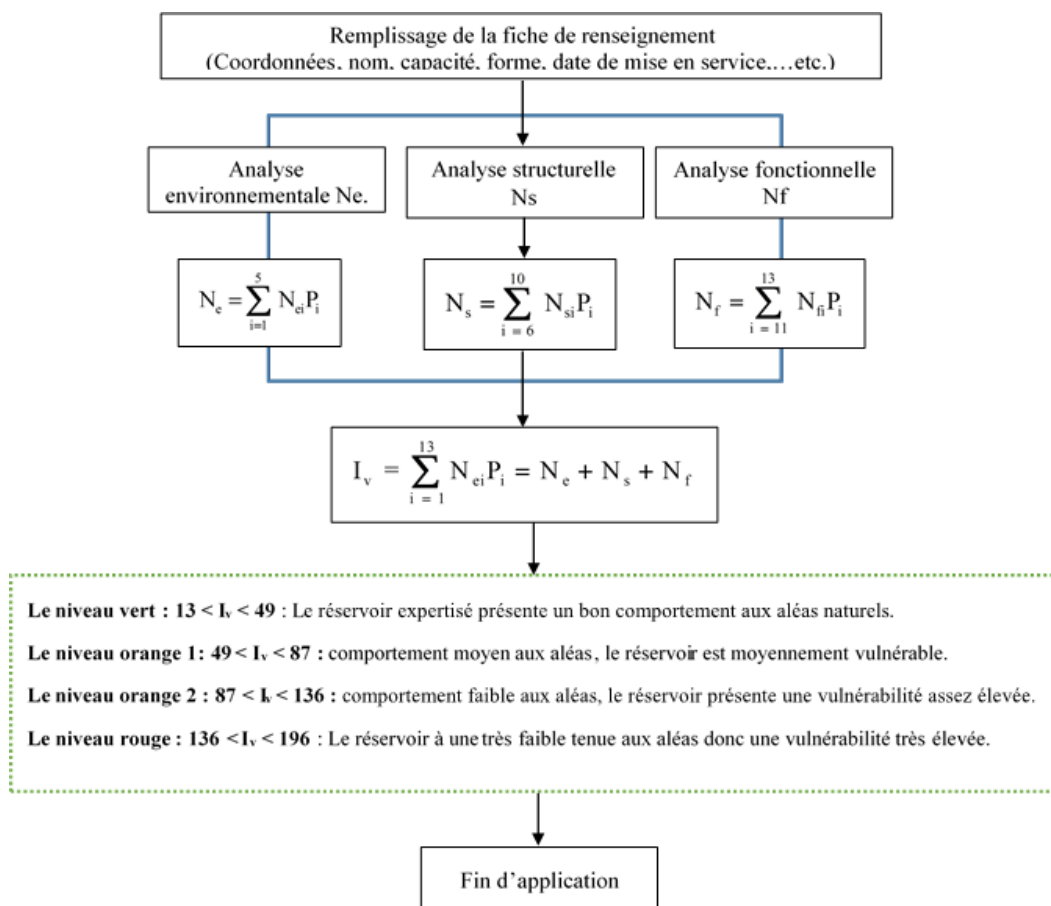


Figure I.2. 4 : Etapes de l'évaluation de l'indice I_v .

I.2.4. Application de la méthode de l'indice de vulnérabilité

I.2.4.1. Présentation de la zone d'étude

La zone faisant l'objet de notre étude est située dans le territoire de la wilaya de Tizi-Ouzou (nord d'Algérie). Elle compte trois daïra : Draa Ben Kheda, Larbaa Nath Irathen et Mekla. Les délimitations géographiques de chaque daïra et de la zone d'étude sont illustrées sur la figure I.2.5.

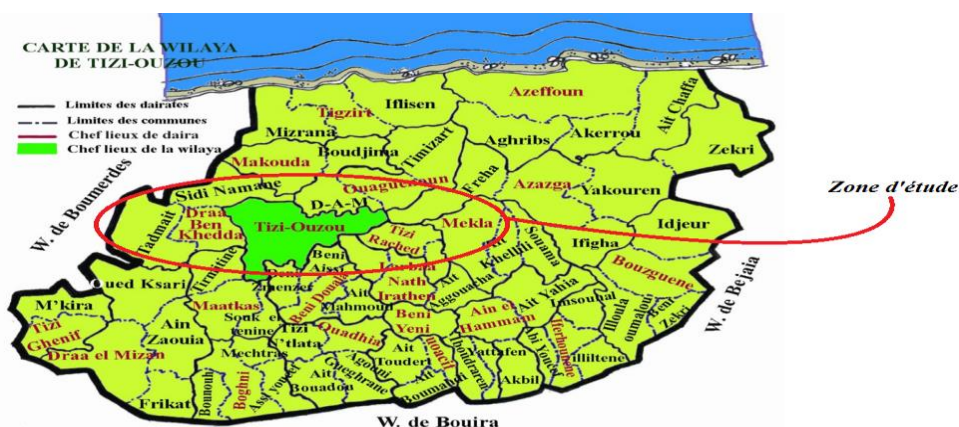


Figure I.2. 5 : Présentation de la zone d'étude.

La région de Tizi-Ouzou est caractérisée par une forte densité de population et donc une consommation élevée en eau potable. Elle compte plus de 1000 réservoirs en service, ce qui constitue pour le gestionnaire une implication quotidienne pour les maintenir à un niveau de service confortable. Selon la réglementation appliquée en Algérie, la wilaya de Tizi-Ouzou est classée comme : Zone de moyenne sismicité IIa, zone de neige A et zone de vent I.

I.2.4.2. Présentation du parc de réservoirs expertisé

Le parc que nous avons expertisé compte 54 réservoirs. Les renseignements concernant leurs caractéristiques et la date de leur mise en service sont tirés des documents techniques de l'Algérienne Des Eaux (ADE), gestionnaire de ces réservoirs (Voir Annexe A).

Des missions de terrain ont été effectuées durant l'année 2014, sur une période de 4 mois, pour renseigner des fiches d'enquête propres à chaque réservoir : une fiche descriptive de l'ouvrage, une fiche d'évaluation environnementale, une fiche d'évaluation structurelle et une fiche d'évaluation fonctionnelle. De plus, des photos sont prises sur chaque défaut rencontré sur l'ouvrage, ce qui va constituer un aide-mémoire pour affiner les renseignements des fiches de visite une fois au bureau.

I.2.4.3. Étude de cas

En vue de l'application de la méthode d'indice de vulnérabilité, nous considérons le réservoir de stockage d'eau potable Touares mis en service en 1965, implanté au chef-lieu de Draa Ben Kheda (Algérie). Ce réservoir circulaire en béton armé (Figure I.2.1), que nous avons expertisé en février 2014, est de capacité de 1000 m³.



Figure I.2. 6 : Vue générale du réservoir Touares [Photo Aliche].

I.2.4.3.1. Évaluation de la vulnérabilité du réservoir Touares à la mise en service

L'indice de vulnérabilité du réservoir Touares est simulé au jour de la mise en service en considérant tous les paramètres d'analyse (Voir tableau I.2.28). La valeur obtenue ($49 \leq I_v = 60,50 \leq 87$) classe le réservoir en **orange 1**. Il présente une vulnérabilité moyenne

aux différents aléas naturels. Ce réservoir est pénalisé par la nature du sol (sol meuble avec risque de glissement).

Tableau I.2. 28: Evaluation de l'indice de vulnérabilité I_v du réservoir Touares.

Evaluation	Critère de notation	Note élémentaire	Nei	Coefficient de pondération		Pi	Nei.Pi
Environnementale	Implantation de l'ouvrage	Montagne	1	Paramètre hydraulique	Bande nord centre	3	3
	Zone sismique	Zone IIa	2	Site d'implantation	Milieu urbain	4	8
	Type de sol	Sol meuble	3	Effet du site	Risque de glissement	4	12
	Zone de neige	Zone A	4	Forme de toiture	Toiture en forme de coupole	1	4
	Zone du vent	Zone I	2	Hauteur	Ph = 0,75,	2.75	5.5
				Catégorie du terrain	Pc = 0,75,		
				Site topographique	Pt = 1,00,		
Structurelle				État de surface	Ps = 0,25.		
	Type de réservoir	Posé au sol	3	Matériaux	Béton armé	3	9
	Type de fondation	Radier	2	État de tassement	Pas de tassement	1	2
	mode de l'étanchéité de la paroi	Classe B	2	État de l'étanchéité	Étanchéité satisfaisante.	1	2
	Type de couverture	Revêtement par enduit	2	État de l'étanchéité	Pas de désordres visibles, satisfaisante	1	2
	Indice de gravité	Niveau 1	1	Age de l'ouvrage	Age de l'ouvrage : 1 an	1	1
Fonctionnelle	Rôle du réservoir	Distribution	2	État d'accessibilité de l'ouvrage	route revêtue	1	2
	Importance de l'ouvrage	Pour bâtiments du groupe 1B	3	Capacité de l'ouvrage	Capacité : 1000 m ³	2	6
	Fréquence de l'entretien	Annuelle	4			4	4
Indice de vulnérabilité I_v							60.5

I.2.4.3.2. Évaluation de la vulnérabilité au jour de l'expertise (Février 2014)

L'inspection visuelle effectuée en février 2014 a révélé de nombreux désordres et pathologies que nous avons répertoriées.

a. Étanchéité de la couverture

L'expertise a révélé également que l'étanchéité de la couverture, réalisée en béton (Figure I.2.7), se trouve dans un état vétuste avec formation de fissures et de trous sur la chape en béton (Figure I.2.8). Ces défauts sont classés par (Mathieu et al, 1996) dans la classe C et plusieurs causes peuvent être à l'origine :

- mauvais choix de la qualité de l'étanchéité,
- la reprise du bétonnage, le non-respect des conditions de pose de la chape d'étanchéité qui se traduit par la présence des impuretés ; ce qui provoque des problèmes d'adhérence entre la chape et le béton de la coupole favorisant ainsi avec le temps le décollage et l'apparition de fissures,...etc.

- vieillissement naturel de la chape, qui n'a pas été remplacée en temps utile.



Figure I.2. 7 : Étanchéité de l'ouvrage assuré par une couche en béton.

Les conséquences d'une étanchéité imparfaite (présence de fissures) de la couverture favorise les infiltrations de l'eau; ce qui engendre la dégradation de la masse du béton de la coupole et entraînant la corrosion de ces aciers, qui se traduit par une dégradation de la résistance de la structure. Ce processus est accéléré par l'acidité des eaux pluviales qui s'accumulent sur la coupole. D'autre part l'absence d'échelle pour accéder à la coupole de couverture a comme effet la négligence de l'entretien de l'ouvrage qui se traduit par l'accumulation des terres et de mauvaises herbes sur la coupole obturant ainsi les gargouilles. Cette obturation des gargouilles a pour conséquences l'accumulation des eaux pluviales sur la coupole.



Figure I.2. 8 : Fissures et trous sur la couverture.

b. Étanchéité de la paroi

L'étanchéité du réservoir est assurée par un revêtement de type enduit de ciment hydrofugé. D'après la classification de (Dubart et al, 1999) et (Ducrot et al, 1999), l'étanchéité du réservoir est de classe B. Le degré de satisfaction de l'étanchéité est médiocre et ceci se traduit par la présence de fuites (Figure I.2.10) et suintement autour de la paroi (Figure I.2.2). Ces défauts

sont classés par Mathieu dans le niveau D3 ou E pour les fuites et de niveau D1 pour le suintement.



Figure I.2. 9 : Suintement au niveau de la paroi. **Figure I.2. 10 : Fuite sur la paroi du réservoir.**

Plusieurs causes peuvent être à l'origine de ces pathologies :

- absence d'éléments très fins (ciment + fines de sable) dans la composition du béton,
- mauvaise étanchéité de l'ouvrage,
- fissures au niveau de la paroi de l'ouvrage suite aux sollicitations,
- défauts de conception représentés par le phénomène de ségrégation dans la masse de l'ouvrage.

Le défaut de suintement ainsi que la présence de fuites sur la paroi de l'ouvrage peuvent produire de nombreuses dégâts sur la structure, tels que :

- problème esthétique lié à la présence de tache d'humidité sur la paroi,
- corrosion des aciers ; ce qui produit une perte dans la résistance de l'ouvrage,
- évolution et propagation des fissures provoquant une perte de stabilité.

Ce genre de défauts nécessite des actions de maintenance d'urgence afin d'éviter toute aggravation conduisant à élever davantage le coût de la procédure de réhabilitation.

c. Chambre des vannes

L'expertise de la chambre des manœuvres a révélé les anomalies suivantes (Figure I.2.3):

- échelle d'accès à la chambre des vannes est inexistante,
- corrosion des vannes (Figure I.2.11A),
- présence des fuites au niveau de la robinetterie (Figure I.2.11 B),
- stagnation des eaux au niveau de la chambre (Figure I.2.12).

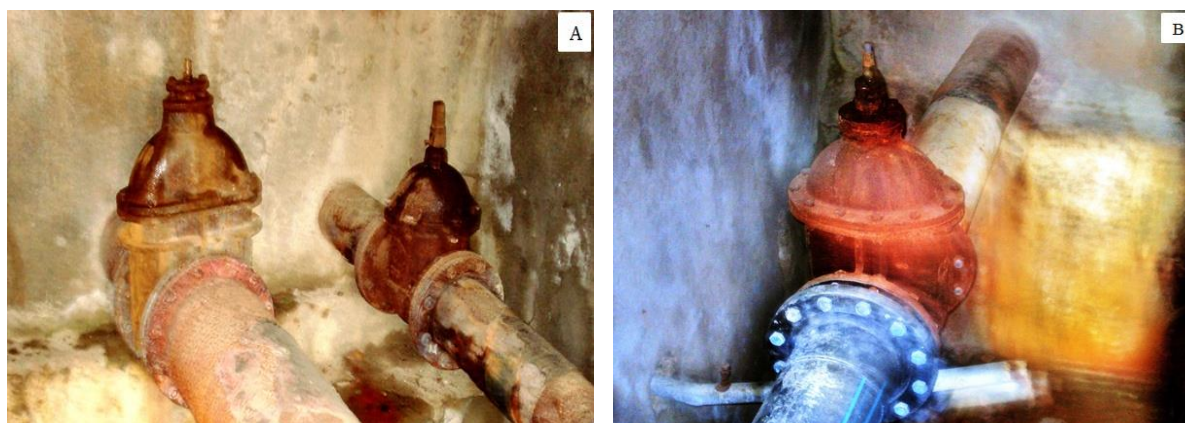


Figure I.2. 11 : Corrosion et fuite au niveau des vannes.

Ces défauts observés ont comme origine :

- une mauvaise conception,
- un vieillissement des équipements,
- manque d'entretien des équipements de la chambre des vannes.



Figure I.2. 12 : Stagnation des eaux dans la chambre des vannes.

La présence d'eau dans la chambre des vannes fait augmenter le taux d'humidité qui a son tour fait accélérer la corrosion des vannes.

e. Défauts apparents

Lors de l'expertise visuelle effectuée sur le réservoir Touares, nous avons enregistré plusieurs défauts apparents sur les éléments structuraux comme le montre les figures qui suivent :



Figure I.2. 13 : Éclatement de l'enduit d'enrobage des aciers.



Figure I.2. 14 : Éclatement de l'enduit d'enrobage des aciers, fissure horizontale dans la paroi sous la ceinture supérieure.



Figure I.2. 15 : Écaillage sous la ceinture supérieure du réservoir Touares 1965.



Figure I.2. 16 : Fissure horizontale sur la paroi du réservoir Touares 1965.



Figure I.2. 17: Fissure et suintement au niveau du radier.



Figure I.2. 18 : Présence de végétation autour du réservoir.



Figure I.2. 19 : Fuite au niveau de la paroi du réservoir.

Les défauts enregistrés sur l'ouvrage ont pour origine plusieurs causes, telles que :

- des erreurs dans le dimensionnement et de réalisation de l'ouvrage,
- un manque d'entretien,

La conséquence de ces défauts sur la structure du réservoir peut se résumer dans la perte de résistance de l'ouvrage suite à la corrosion des aciers.

f. Détermination de l'indice de vulnérabilité

Nous donnons dans le tableau I.2.29 les paramètres de l'évaluation ayant subi des variations.

Tableau I.2. 29: Evaluation de l'indice de vulnérabilité au jour de l'inspection en Février 2014.

Évaluation	Critère de notation	Note élémentaire	Nei	Coefficient de pondération		Pi	Nei.Pi
Environnementale	Implantation de l'ouvrage	Montagne	1	Paramètre hydraulique	Bande nord centre	3	3
	Zone sismique	Zone IIa	2	Site d'implantation	Milieu urbain	4	8
	Type de sol	Sol meuble	3	Effet du site	Risque de glissement	4	12
	Zone de neige	Zone A	4	Forme de toiture	Toiture en forme de voute	1	4
	Zone du vent	Zone I	2	Hauteur	Ph = 0,75,	2.75	5.5
				Catégorie du terrain	Pc = 0,50,		
				Site topographique	Pt = 0,75,		
Structurelle	Type de réservoir	Posé au sol	3	Matériaux	Béton armé	3	9
	Type de fondation	Radier	2	Etat de tassement	Pas de tassement	1	2
	Mode de l'étanchéité de la paroi	Classe B	2	État de l'étanchéité	Étanchéité Moyennement satisfaisante.	3	6
	Type de couverture	Revêtement par enduit	2	État de l'étanchéité	Peu de désordres visibles, assez satisfaisante	2	4
	Indice de gravité	Niveau 3	3	Age de l'ouvrage	Age de l'ouvrage : 49 ans	4	12
Fonctionnelle	Rôle du réservoir	Distribution	2	Etat d'accessibilité de l'ouvrage	Accessibilité par route revêtue	1	2
	Importance de l'ouvrage	Bâtiments du groupe 1B	3	Capacité de l'ouvrage	Capacité : 1000 m ³	2	6
	Fréquence de l'entretien	Semestrielle	4			4	4
Indice de vulnérabilité I_v							77.5

La valeur de l'indice de vulnérabilité obtenue après expertise $49 < I_v=75,50 < 87$ classe l'ouvrage expertisé toujours en **orange 1**. Il présente une vulnérabilité moyenne aux différents aléas naturels.

Par procédés analogue, nous avons déterminés les indices de vulnérabilité des différents réservoirs expertisés. Les résultats sont donnés en annexe A.

I.2.5. Conclusion

La méthodologie d'évaluation de l'indice de vulnérabilité, présentée dans ce chapitre, permet une évaluation simplifiée et rapide de la vulnérabilité des réservoirs en béton armé, comme nous l'avons montré à travers l'expertise du parc de la wilaya de Tizi-Ouzou. Les résultats de cette étude nous montrent que l'indice de vulnérabilité I_v évolue durant le cycle de vie du réservoir. Ainsi, si nous considérons que I_{v0} est l'indice de vulnérabilité à la mise en service. Au jour de l'expertise à un instant t_i de son cycle de vie, cet indice devient I_{vi} tel que $I_{vi} > I_{v0}$. Si bien que son état de dégradation et/ou de vieillissement atteint dans le temps va le rendre plus vulnérable aux aléas naturels. Sur cette base, la prévision de l'état du comportement au vieillissement de ces structures, dans leur cycle de vie, constitue un élément essentiel d'aide à la décision quant aux choix stratégiques, techniques et économiques à opérer pour assurer la continuité de l'exploitation de ces ouvrages.

C'est ainsi que nous nous sommes intéressés, dans le cadre de notre recherche, à la modélisation numérique de l'évolution dans le temps de l'indice de vulnérabilité I_v d'un réservoir de stockage en béton armé. A cet effet, nous consacrerons le troisième chapitre au développement d'un modèle prédictif ($I_v(t)$) permettant de traduire l'évolution de la vulnérabilité à tout instant du cycle de vie d'un réservoir. Deux méthodes numériques seront utilisées : l'approximation par éléments finis et l'approche exponentielle. Une application aux réservoirs du parc de la wilaya de Tizi-Ouzou sera présentée.

Chapitre I.3 : Modélisation de l'évolution dans le temps de la vulnérabilité d'un réservoir d'eau en béton

I.3.1. Introduction

L'âge moyen du patrimoine national de réservoirs d'eau potable est estimé à environ quarante ans. La gestion de ce patrimoine pendant presque un demi-siècle a accentué la disparité dans le comportement de ces structures, exprimée par plusieurs pathologies (Hammoum et al 2012). Le manque d'entretien de ces derniers, directement exposé aux menaces naturelles (neige, tremblements de terre, vents,...), accélère d'une manière remarquable le processus de vieillissement de ces ouvrages. C'est pourquoi, ces dernières années, l'activité de génie civil se repositionne principalement dans le cycle de vie de l'exploitation des ouvrages existants plutôt que dans la conception et la construction d'ouvrages neufs. Nous constatons même un intérêt croissant de la communauté scientifique à l'évaluation et l'analyse du risque liée à ces ouvrages, dans le but d'améliorer leur durabilité.

C'est dans cet esprit que, de nombreuses méthodes ont été développées par plusieurs auteurs destinées aux gestionnaires de parcs d'ouvrages pour évaluer leur état et leur performance structurale, pour faire des analyses des risques ou la programmation des actions de maintenance aussi bien pour les barrages (Peyras et al, 2002, 2006), les digues de protection contre les inondations (Serre et al, 2008, 2009), les retenues collinaires (Bouzelha et al, 2013), les ouvrages portuaires (Boero et al, 2009), les bâtiments (Benedetti et al. 1988), (Mansour et al. 2013), (Vicente et al. 2011), (Gent Franch et al. 2008), (Bezzazi et al. 2008) et les réservoirs (Mathieu, 2003), (Hammoum, 2012).

Dans toutes les études exposées plus haut, l'indice de vulnérabilité pour certains auteurs, l'indicateur de performance, l'indice de criticité ou indicateur de risque pour d'autres auteurs n'est évalué qu'à un instant donné du cycle de vie de l'ouvrage correspondant à l'instant (t) où l'expertise est effectuée.

Or, le gestionnaire des ouvrages de génie civil, doit disposer d'une vision globale de l'état de tous les ouvrages en exploitation à chaque moment de leur cycle de vie, afin d'affiner son planning d'intervention prioritaire dans le temps, pour maintenance et réparation, tenant compte des contraintes budgétaires significatives. Pour cela, il doit se baser sur un outil d'aide à la décision qui lui permette de prédire le niveau de vulnérabilité des réservoirs dans le temps, sans recourir à une opération d'expertise sur le terrain, à grande échelle, qui s'avérerait coûteuse en moyen matériel, humains et financières. En conséquence, prédire le niveau de vulnérabilité d'un réservoir dans le temps reviendrait à développer un modèle prédictif qui va reproduire la loi de comportement de la vulnérabilité (et donc du vieillissement) de cet ouvrage dans le temps.

Dans le domaine de génie civil plusieurs modèles prédictifs ont été employés pour étudier le cycle de vie des structures par l'évaluation de leur performance ou de leur vulnérabilité. Shamir

et Howard (1979) ont développé un modèle prédictif pour étudier la ruine des conduites des systèmes urbains d'alimentation en eau, ainsi les résultats sont appliqués pour prendre de meilleures décisions d'entretien ou de réparation. L'avantage principal de ce modèle est la simplicité qu'il présente dans sa mise en œuvre. Le développement de ce modèle est basé sur deux équations, l'une linéaire et l'autre exponentielle pour décrire le taux de défaillance des conduites en fonction du temps.

Andreou (1986) dans ces travaux a développé un modèle pour l'analyse de la détérioration des tronçons de conduite, tout en prenant en considération des implications de futures actions de maintenance et d'entretien. Afin d'évaluer l'effet du vieillissement dans les conduites, la fonction de base pour estimer le risque de défaillance dans les conduites dans le modèle a été approchée par un polynôme de deuxième degré en fonction du temps. Dans le domaine des ouvrages en béton, l'évolution de la performance du béton en fonction du temps peut être décrite schématiquement comme le montre la figure I.3.1 (Basheer et al, 1996).

Un modèle qui a le mérite d'être le plus simple a été proposé par Tutti (1982), ce modèle prévoit le cycle de vie des aciers de renforcement et décrit les mécanismes de détériorations. Dans le modèle de Tutti, l'indice de performance est donné en fonction du temps, et la valeur limite de cet indice est rapportée sur un diagramme qui permet de déduire la durée de vie de la structure. Mehta (1994) dans ses travaux de recherche a considéré la discontinuité des microfissures dans le béton armé comme point de départ pour le développement d'un modèle holistique de l'endommagement du béton. Dans son modèle, Mehta a montré l'influence des facteurs environnementaux qui ont comme conséquence la propagation des microfissures dans le matériau jusqu'à ce qu'elles deviennent continues. Par conséquent, la propagation de la fissure (qui dépend de la rupture à la rupture) accélère d'une manière remarquable la pénétration des substances agressives dans le béton qui active alternativement un certain nombre d'autres mécanismes de dégradation. En employant une démarche semblable, Basheer et al. (1996) a développé un macro-modèle pour chaque mécanisme de dégradation en considérant les relations avec les propriétés physique du béton.

Dans l'esprit de ce qui est déjà pratiqué dans le domaine de génie civil, notre objectif de recherche est le développement d'un modèle prédictive qui décrit l'évolution de l'indice de vulnérabilité, lié au vieillissement, basée sur la méthode multicritères en utilisant la méthode des éléments finis. Ce modèle s'inscrit clairement dans un environnement pratique de l'ingénierie et de la profession d'expert, par le caractère applicatif et les propositions très concrètes qu'il suggère.

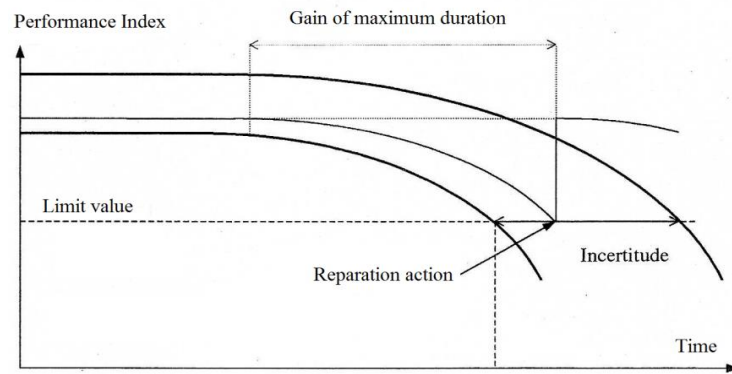


Figure I.3. 1: Perte de performance avec du temps.

Au chapitre I.2, nous avons procédé au calcul des indices de vulnérabilité I_v d'un parc de réservoirs à un instant (t) donné, correspondant au jour de leur expertise. Pour qu'un gestionnaire puisse organiser des programmes d'entretien et de réparation de ses ouvrages de stockage, en tenant compte des contraintes budgétaires significatives, il doit connaître l'état de ses structures à chaque instant de leur cycle de vie. Pour répondre à cette problématique, il doit disposer d'un outil d'aide à la décision qui lui permettra de prévoir le niveau de vulnérabilité des réservoirs durant leur cycle de vie. C'est dans ce contexte que s'inscrit notre démarche présentée dans ce troisième chapitre. Elle consiste à développer un modèle prédictif traduisant l'évolution de l'indice de vulnérabilité dans le temps d'un réservoir en béton armé. Ce modèle est basé sur deux approches : approche par éléments finis et approche par modèle exponentiel.

I.3.2. Méthodologie

Si un même réservoir est expertisé chaque année et que son indice de vulnérabilité est déterminé, nous pouvons constituer sur une trentaine d'années de recherche une base de données assez riche, et l'analyse de la vulnérabilité serait représentative. Toutefois, le problème qui risque de surgir, pour un gestionnaire, est qu'à l'échelle d'une vie professionnelle, nous ne pouvons pas attendre aussi longtemps, pour obtenir la loi de comportement liée au vieillissement de ce réservoir, cette démarche est donc à écarter. C'est alors que nous présentons, dans ce chapitre, une solution palliative qui nous semble intéressante à prospecter : en considérant que l'analyse par expertise est faite sur treize paramètres vus au chapitre I.2 (Tableau I.2.1), nous pourrions prendre à l'échelle d'un parc (Tizi-Ouzou) plus de trente réservoirs qui partageraient plus de la moitié des paramètres en commun. Les réservoirs choisis devraient avoir différents âges, afin de simuler différents âges sur un cycle de vie d'un réservoir type de la région de Tizi-Ouzou, de sorte que l'analyse soit représentative.

En nous appuyant sur la méthode des éléments finis, et en considérant que la fonction vulnérabilité liée au vieillissement est connue en certains points, correspondant à des âges

différents, nous procédons à la construction d'un modèle prédictif $I_v(t)$, qui traduit l'évolution du vieillissement d'un réservoir de stockage en béton (Voir section I.3.3). La section I.3.3.2.3 sera consacrée à la validation de ce modèle prédictif.

I.3.3. Modélisation dans le temps de l'indice de vulnérabilité $I_v(t)$

Nous avons vu, à la section précédente, qu'un réservoir pouvait avoir plusieurs indices de vulnérabilité I_v , durant son cycle de vie. Ce qui nous amène à penser construire une fonction approchée $I_v(t)$, qui traduit l'évolution de l'indice de vulnérabilité lié au vieillissement de ces ouvrages dans le temps.

En nous appuyant sur une méthode d'analyse numérique (approximation par les éléments finis), nous considérerons que la fonction de vieillissement est connue en certains points, c'est-à-dire à des âges différents. Comme, chaque réservoir a un indice de vulnérabilité I_{v0} différent d'un autre à sa mise en service (Annexe A), il convient alors de construire une fonction approchée $\Delta I_v(t)$, sur le parc de réservoirs de la wilaya de Tizi-Ouzou, qui représente la variation de l'indice de vulnérabilité entre l'instant de mise en service du réservoir et un instant t de son cycle de vie ($I_{vi} - I_{v0}$).

La modélisation de la loi d'évolution de la vulnérabilité des réservoirs en béton a pour objectif de prédire le niveau de vulnérabilité lié au vieillissement pouvant survenir à grande échelle dans ces ouvrages durant leur cycle de vie. Dans une première étape, nous procéderons à une modélisation par éléments finis sur le domaine (intervalle de temps) où cet indice de vulnérabilité a été quantifié par la méthode exposée au chapitre I.2, et qui a donné lieu à des valeurs connues issues de l'expertise. Dans une deuxième étape, nous chercherons à modéliser l'évolution de l'indice de vulnérabilité dans le domaine où cet indice de vulnérabilité est inconnu en faisant appel à un modèle d'extrapolation.

Parmi les réservoirs du parc expertisé (Annexe A), nous avons trié et choisi les ouvrages qui partageaient en commun plus de la moitié des 13 paramètres d'analyse présentés dans le tableau I.2.1 du chapitre I.2, mais ayant des âges différents, et ce afin de simuler l'évolution de la vulnérabilité lié au vieillissement dans le cycle de vie d'un réservoir type du parc expertisé.

L'idée est de calculer pour chaque réservoir sélectionné du parc, la variation de son indice de vulnérabilité ΔI_{vi} à un instant t_i , considéré entre le niveau de vulnérabilité I_{v0} à la date de sa mise en service t_0 et le niveau de vulnérabilité I_{vi} au jour de l'expertise à un instant t_i , qui se traduit par cette relation :

$$\Delta I_{vi} = I_{vi} - I_{v0} \quad (I.3. 1)$$

Les résultats de l'évolution de la variation de l'indice de vulnérabilité dans le temps pour un réservoir type du parc de Tizi-Ouzou sont présentés dans le tableau I.3.1.

Tableau I.3. 1 : Évolution de la variation de l'indice de vulnérabilité d'un réservoir type en fonction du temps.

N°	Lieu-Dit	Année de mise en service	Année d'expertise	Age de l'ouvrage (t _i)	I _{v0}	I _{vi}	ΔI _{vi}
01	Taghanimth	2014	2014	0	47.50	47.50	00.00
02	Sidi Namane (SR2)	2012	2014	2	53.50	54.50	01.00
03	Mouldiouane Zone	2010	2014	4	49.50	51.50	02.00
04	Megdoule 1	2008	2014	6	54.00	56.50	02.50
05	Taksebt	2000	2010	10	43.00	48.50	05.50
06	Sidi Namane (SR1)	1999	2014	15	53.50	59.50	06.00
07	Behalil 1	1996	2014	18	46.00	53.00	07.00
08	Kaf Laagab	1988	2014	26	56.00	65.00	09.00
09	Tighilt Tiguerfiouine	1985	2014	29	56.00	66.00	10.00
10	Herrouka 2	1984	2014	30	46.00	56.50	10.50
11	Touares 2	1980	2014	34	61.00	72.00	11.00
12	Taghanimth	1972	2010	38	47.50	60.50	13.00
13	Mekla Chef-Lieu	1975	2014	39	50.50	64.00	13.50
14	Herrouka 1	1972	2014	42	48.50	63.50	15.00
15	Touares 1	1965	2014	49	60.50	77.50	17.00

I.3.3.1. Évolution de ΔI_v (t) dans le domaine connu

I.3.3.1.1. Approche par approximation nodale

Dans cette section, nous verrons que nous pouvons approcher cette fonction inconnue de l'indice de vulnérabilité lié au vieillissement par une fonction approchée ΔI_v(t) sur tout le domaine d'étude $t \in [0, 49]$, construite sur la base des fonctions polynomiales linéairement indépendantes.

$$\Delta I_v(t) = \alpha_1 + \alpha_2 t + \alpha_3 t^2 + \dots + \alpha_n t^{n-1} \quad (\text{I.3. 2})$$

Nous définissons dans le tableau I.3.2, la géométrie du domaine d'étude.

Tableau I.3. 2: Identification du domaine.

Domaine complet	Nœuds	Coordonnées nodales (ans)	ΔI _{vi}
0 < t < 49	1	0	0.00
	2	2	1.00
	3	4	2.00
	4	6	2.50
	5	10	5.50
	6	15	6.00
	7	18	7.00
	8	26	9.00
	9	29	10.00
	10	30	10.50
	11	34	11.00
	12	38	13.00
	13	39	13.50
	14	42	15.00
	15	49	17.00

L'approximation nodale sur le domaine $t \in [0, 49]$ fait intervenir toutes les variables nodales attachées aux nœuds situés sur le domaine en question et sur sa frontière, soit un total de 15 nœuds. Ce qui nous amène à écrire un polynôme de degré 14 sous la forme suivante (Khenane, 2013) :

$$\Delta I_v(t) = \alpha_1 + \alpha_2 t + \alpha_3 t^2 + \dots + \alpha_{13} t^{12} + \alpha_{14} t^{13} + \alpha_{15} t^{14} \quad (\text{I.3. 3})$$

Que nous pouvons écrire sous forme matricielle comme suit (Khenane, 2013) :

$$\Delta I_v(t) = \langle 1, t, t^2, \dots, t^{12}, t^{13}, t^{14} \rangle \cdot \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \vdots \\ \alpha_{14} \\ \alpha_{15} \end{Bmatrix} = \langle P(t) \rangle \cdot \{\alpha\} \quad (\text{I.3. 4})$$

Où :

$\langle \rangle$ et $\{ \}$ désignent respectivement un vecteur ligne et un vecteur colonne.

Les coefficients $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_{15}$ sont les paramètres de l'approximation (Tableau I.3.3). La fonction approchée $\Delta I_v(t)$ coïncide avec les valeurs exactes ΔI_{vi} aux 15 points t_i appelés nœuds.

Nous pouvons décrire le domaine $\Omega \in [0, 49]$ sous forme matricielle de la manière suivante :

$$\begin{bmatrix} 1 & t_1 & t_1^2 & \dots & t_1^{14} \\ 1 & t_2 & t_2^2 & \dots & t_2^{14} \\ 1 & t_3 & t_3^2 & \dots & t_3^{14} \\ 1 & t_4 & t_4^2 & \dots & t_4^{14} \\ 1 & t_5 & t_5^2 & \dots & t_5^{14} \\ 1 & t_6 & t_6^2 & \dots & t_6^{14} \\ 1 & t_7 & t_7^2 & \dots & t_7^{14} \\ 1 & t_8 & t_8^2 & \dots & t_8^{14} \\ 1 & t_9 & t_9^2 & \dots & t_9^{14} \\ 1 & t_{10} & t_{10}^2 & \dots & t_{10}^{14} \\ 1 & t_{11} & t_{11}^2 & \dots & t_{11}^{14} \\ 1 & t_{12} & t_{12}^2 & \dots & t_{12}^{14} \\ 1 & t_{13} & t_{13}^2 & \dots & t_{13}^{14} \\ 1 & t_{14} & t_{14}^2 & \dots & t_{14}^{14} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \\ \alpha_5 \\ \alpha_6 \\ \alpha_7 \\ \alpha_8 \\ \alpha_9 \\ \alpha_{10} \\ \alpha_{11} \\ \alpha_{12} \\ \alpha_{13} \\ \alpha_{14} \\ \alpha_{15} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta I_{v1} \\ \Delta I_{v2} \\ \Delta I_{v3} \\ \Delta I_{v4} \\ \Delta I_{v5} \\ \Delta I_{v6} \\ \Delta I_{v7} \\ \Delta I_{v8} \\ \Delta I_{v9} \\ \Delta I_{v10} \\ \Delta I_{v11} \\ \Delta I_{v12} \\ \Delta I_{v13} \\ \Delta I_{v14} \\ \Delta I_{v15} \end{Bmatrix} \quad (\text{I.3. 5})$$

Ou d'une manière plus compacte :

$$[A] \cdot \{\alpha\} = \{\Delta I_v\} \quad (\text{I.3. 6})$$

Nous déduisons alors :

$$\{\alpha\} = [A]^{-1} \cdot \{\Delta I_v\} \quad (\text{I.3. 7})$$

Tableau I.3. 3: Valeurs des paramètres α_i de l'approximation nodale.

Paramètre de l'approximation	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5	α_6	α_7	α_8	α_9	α_{10}	α_{11}	α_{12}	α_{13}	α_{14}	α_{15}
Valeur	0	$-4.7 \cdot 10^{-1}$	$-4.6 \cdot 10^{-1}$	$5.6 \cdot 10^{-1}$	$-2.6 \cdot 10^{-1}$	$6.2 \cdot 10^{-2}$	$-8.9 \cdot 10^{-3}$	$-8.1 \cdot 10^{-4}$	$-5 \cdot 10^{-5}$	$2.1 \cdot 10^{-6}$	$-6.2 \cdot 10^{-8}$	$1.2 \cdot 10^{-9}$	$-1.5 \cdot 10^{-11}$	$1.1 \cdot 10^{-13}$	$3.9 \cdot 10^{-16}$

La construction de la fonction $I_v(t)$ de chaque réservoir, s'exprime comme étant la somme de la fonction approchée $\Delta I_v(t)$ et de l'indice de vulnérabilité du réservoir considéré au jour de sa mise en service I_{v0} et qui s'écrit alors :

$$I_v(t) = I_{v0} + \Delta I_v(t) \quad (I.3.8)$$

Enfin, nous représentons dans la figure I.3.2 l'évolution de l'indice de vulnérabilité du réservoir Touares, implanté dans la Daïra de Draa Ben Kheda (Tizi-Ouzou, Algérie), en fonction de son âge en utilisant l'approche par approximation nodale. A sa mise en service en 1965, cet ouvrage possédait un indice de vulnérabilité $I_{v0} = 60.50$ (Voir Tableau I.2.28 du Chapitre I.2). Puis, l'ouvrage a fait l'objet d'une expertise en 2014, soit 49 ans après sa mise en service, et l'indice de vulnérabilité obtenu est $I_v = 77.50$, qui classe le réservoir en orange 1 (Voir Tableau I.2.29 du Chapitre I.2).

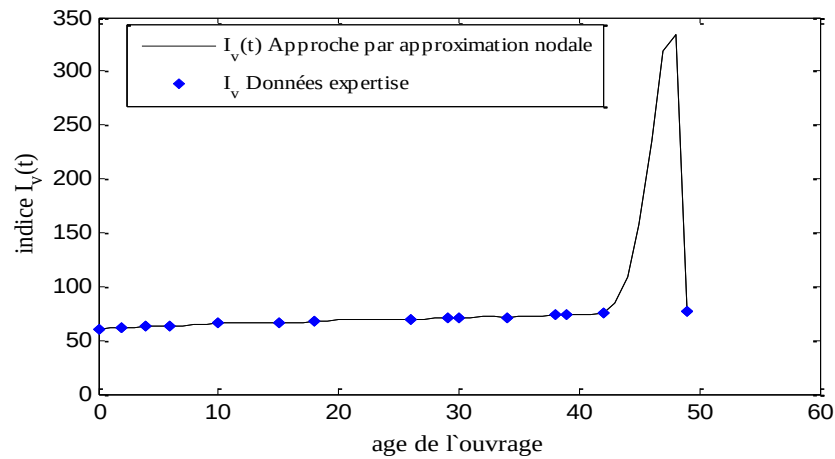


Figure I.3. 2: Évolution de l'indice de vulnérabilité du réservoir Touares.

Nous constatons une croissance brusque survenue vers la fin du domaine d'étude. Ce phénomène d'instabilité, qui n'a aucun sens physique, est lié au nombre très important de points t_i (points expertisés) qui ont aboutis à un polynôme de degré très élevé (Khenane, 2013). Quand nous augmentons l'ordre de l'interpolation, le polynôme peut présenter un comportement fortement oscillant (appelé le phénomène de Runge) (Boyd 2005) (Jung et Stefan 2011) qui n'est absolument pas admissible selon la nature des variables et du problème traitée dans notre cas (voir la figure I.3.2). Pour éviter ce genre de phénomène, nous proposons de construire la fonction $I_v(t)$ par morceaux (en sous domaines) dans la section qui suit.

I.3.3.1.2. Approche par approximation par éléments finis linéaires

Le principe d'utilisation de la méthode d'approximation par éléments finis repose sur la possibilité de maîtriser le domaine d'étude, à partir de sa discrétisation en un nombre fini de sous domaines (Figure I.3.3), sur lesquels la construction de la fonction $\Delta I_v(t)$ est simplifiée. Nous procédons ainsi à la construction de la fonction approchée $\Delta I_v(t)$, qui est connue en certain

points (nœuds) (Khenane, 2013). Nous définissons dans le tableau I.3.4, la géométrie des éléments ainsi que les sous domaines d'étude :

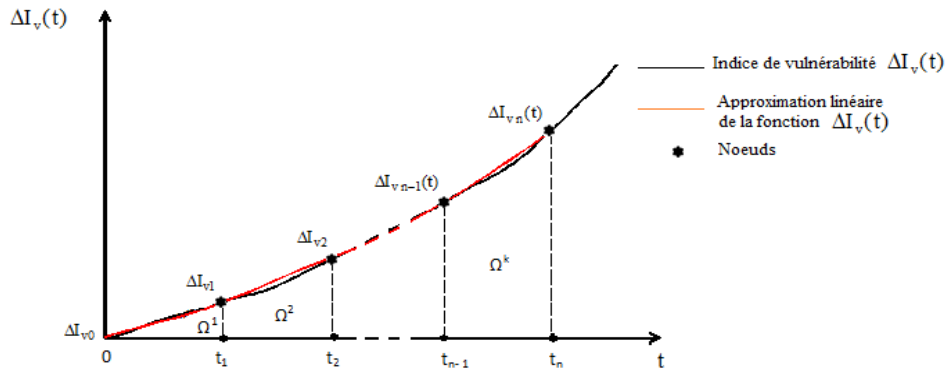


Figure I.3. 3 : Discrétisation en éléments finis de la fonction $\Delta I_v(t)$ dans les sous domaines.

Tableau I.3. 4 : Identification des sous-domaines.

Domaine complet	éléments	Sous domaine	Nœuds	Coordonnées nodales (ans)	ΔI_{vi}
$0 < t < 49$	1	Ω^1	1	0	0.0
			2	2	1.0
	2	Ω^2	2	2	1.0
			3	4	2.0
	3	Ω^3	3	4	2.0
			4	6	2.5
	4	Ω^4	4	6	2.5
			5	10	5.5
	5	Ω^5	5	10	5.5
			6	15	6.0
	6	Ω^6	6	15	6.0
			7	18	7.0
	7	Ω^7	7	18	7.0
			8	26	9.0
	8	Ω^8	8	26	9.0
			9	29	10.0
$0 < t < 49$	9	Ω^9	9	29	10.0
			10	30	10.5
	10	Ω^{10}	10	30	10.5
			11	34	11.0
	11	Ω^{11}	11	34	11.0
			12	38	13.0
	12	Ω^{12}	12	38	13.0
			13	39	13.5
	13	Ω^{13}	13	39	13.5
			14	42	15.0
	14	Ω^{14}	14	42	15.0
			15	49	17.0

Pour le sous domaine Ω^1 , la fonction approchée peut être approchée par une fonction polynomiale du premier degré, qui peut s'écrire (Khenane, 2013) :

$$\Delta I_v^1(t) = \alpha_1 + \alpha_2 t \quad (\text{I.3. 9})$$

Que nous pouvons écrire sous forme matricielle :

$$\Delta I_v^1(t) = \langle 1, t \rangle \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \end{Bmatrix} = \langle P(t) \rangle \{ \alpha \} \quad (\text{I.3. 10})$$

Les coefficients α_1 et α_2 sont les paramètres de l'approximation. La fonction approchée $\Delta I_v^1(t)$ coïncide avec la fonction exacte $\Delta I_v(t)$ aux 2 points t_1 et t_2 appelés nœuds.

Nous pouvons écrire pour le premier sous domaine Ω^1 :

$$\begin{aligned} \Delta I_v^1(t_1) &= \alpha_1 + \alpha_2 t_1 = \Delta I_{v1} \\ \Delta I_v^1(t_2) &= \alpha_1 + \alpha_2 t_2 = \Delta I_{v2} \end{aligned} \quad (\text{I.3. 11})$$

Que nous pouvons réécrire sous forme matricielle

$$\begin{bmatrix} 1 & t_1 \\ 1 & t_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta I_{v1} \\ \Delta I_{v2} \end{Bmatrix} \quad (\text{I.3. 12})$$

Ou d'une manière plus compacte :

$$[A] \cdot \{ \alpha \} = \{ \Delta I_v \} \quad (\text{I.3. 13})$$

Nous déduisons alors :

$$\{ \alpha \} = [A]^{-1} \cdot \{ \Delta I_v \} \quad (\text{I.3. 14})$$

Ou encore pour le sous domaine Ω^1 :

$$\begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.0 & 0.0 \\ -0.5 & 0.5 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (\text{I.3. 15})$$

La fonction approchée $\Delta I_v(t)$ pour le sous domaine Ω^1 s'écrit alors :

$$\Delta I_v^1(t) = 0.50 t \quad (\text{I.3. 16})$$

En procédant de la même manière que pour le sous domaine Ω^1 , nous pouvons facilement déduire les fonctions approchées pour les sous domaines $\Omega^2, \Omega^3, \dots$ et Ω^{14} .

Il vient alors que :

$$\Delta I_v(t) = \begin{cases} \Delta I_v^1(t) = 0.50 t & \text{Pour } 0 < t < 2 \\ \Delta I_v^2(t) = 0.50 t & \text{Pour } 2 < t < 4 \\ \Delta I_v^3(t) = 0.25 t + 1 & \text{Pour } 4 < t < 6 \\ \Delta I_v^4(t) = 0.75 t - 2 & \text{Pour } 6 < t < 10 \\ \Delta I_v^5(t) = 0.10 t + 4.5 & \text{Pour } 10 < t < 15 \\ \Delta I_v^6(t) = 0.33 t + 1 & \text{Pour } 15 < t < 18 \\ \Delta I_v^7(t) = 0.25 t + 2.5 & \text{Pour } 18 < t < 26 \\ \Delta I_v^8(t) = 0.33 t + 0.33 & \text{Pour } 26 < t < 29 \\ \Delta I_v^9(t) = 0.50 t - 4.5 & \text{Pour } 29 < t < 30 \\ \Delta I_v^{10}(t) = 0.125 t + 6.75 & \text{Pour } 30 < t < 34 \\ \Delta I_v^{11}(t) = 0.5 t - 6 & \text{Pour } 34 < t < 38 \\ \Delta I_v^{12}(t) = 0.5 t - 6 & \text{Pour } 38 < t < 39 \\ \Delta I_v^{13}(t) = 0.5 t - 6 & \text{Pour } 39 < t < 42 \\ \Delta I_v^{14}(t) = 0.28 t + 3 & \text{Pour } 42 < t < 49 \end{cases} \quad (\text{I.3. 17})$$

Dans la figure I.3.4, nous présentons sous forme graphique l'évolution de la variation du niveau de vulnérabilité d'un réservoir type du parc de Tizi-Ouzou.

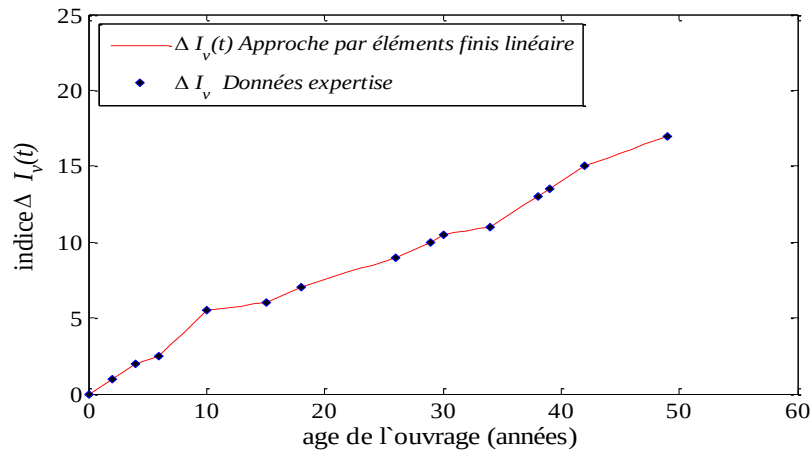


Figure I.3. 4 : Évolution de la variation de la vulnérabilité $\Delta I_v(t)$ d'un réservoir type du parc de la wilaya de Tizi-Ouzou.

I.3.3.1.3. Approche par approximation par éléments finis quadratiques

Dans ce cas, la construction de la fonction approchée de chaque sous domaine est basée sur des polynômes de base quadratique, qui nécessite l'utilisation de trois (3) points d'interpolation, donc 3 nœuds (Figure I.3.5). Dans le tableau I.3.5, nous définissons la géométrie des éléments ainsi que les sous domaines d'étude :

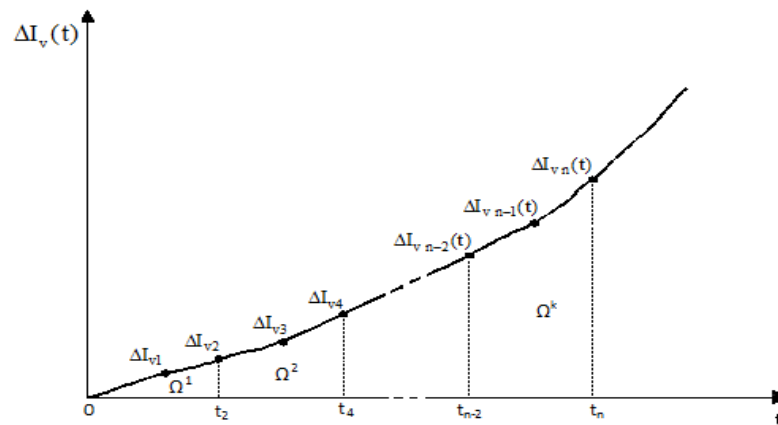


Figure I.3. 5 : Discrétisation en éléments finis de la fonction dans les sous domaines.

Tableau I.3. 5 : Identification des sous-domaines.

Domaine complet	éléments	Sous domaine	Nœuds	Coordonnées nodales (ans)	ΔI_{vi}
$0 < t < 49$	1	Ω^1	1	0	0.00
			2	2	1.00
			3	4	2.00
	2	Ω^2	3	4	2.00
			4	6	2.50
			5	10	5.50
	3	Ω^3	5	10	5.50
			6	15	6.00
			7	18	7.00
	4	Ω^4	7	18	7.00
			8	26	9.00
			9	29	10.00
	5	Ω^5	9	29	10.00
			10	30	10.50
			11	34	11.00
	6	Ω^6	11	34	11.00
			12	38	13.00
			13	39	13.50
	7	Ω^7	13	39	13.50
			14	42	15.00
			15	49	17.00

Pour le sous domaine Ω^1 , la fonction approchée peut être approximée par une fonction polynomiale de deuxième degré, qui peut s'écrire sous la forme (Khenane, 2013):

$$\Delta I_v^1(t) = \alpha_1 + \alpha_2 t + \alpha_3 t^2 \quad (\text{I.3. 18})$$

que nous pouvons écrire sous forme matricielle :

$$\Delta I_v^1(t) = \begin{bmatrix} 1 & t & t^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} P(t) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha \end{Bmatrix} \quad (\text{I.3. 19})$$

Les coefficients α_1 , α_2 et α_3 sont les paramètres de l'approximation. La fonction approchée $\Delta I_v^1(t)$ coïncide avec la fonction exacte $\Delta I_v(t)$ aux 3 points t_1 , t_2 et t_3 appelés nœuds.

Nous pouvons écrire, pour le premier sous domaine Ω^1 :

$$\begin{aligned} \Delta I_v^1(t_1) &= \alpha_1 + \alpha_2 t_1 + \alpha_3 t_1^2 = \Delta I_{v1} \\ \Delta I_v^1(t_2) &= \alpha_1 + \alpha_2 t_2 + \alpha_3 t_2^2 = \Delta I_{v2} \\ \Delta I_v^1(t_3) &= \alpha_1 + \alpha_2 t_3 + \alpha_3 t_3^2 = \Delta I_{v3} \end{aligned} \quad (\text{I.3. 20})$$

Qui s'écrit, sous forme matricielle :

$$\begin{bmatrix} 1 & t_1 & t_1^2 \\ 1 & t_2 & t_2^2 \\ 1 & t_3 & t_3^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta I_{v1} \\ \Delta I_{v2} \\ \Delta I_{v3} \end{Bmatrix} \quad (\text{I.3. 21})$$

Ou d'une manière plus compacte :

$$[A] \cdot \{\alpha\} = \{\Delta I_v\} \quad (I.3. 22)$$

Nous déduisons alors :

$$\{\alpha\} = [A]^{-1} \cdot \{\Delta I_v\} \quad (I.3. 23)$$

$$\begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.00 & 0.00 & 0.00 \\ -0.75 & 1.00 & -0.25 \\ 0.125 & -0.25 & 0.125 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0.00 \\ 1.00 \\ 2.00 \end{Bmatrix} \quad (I.3. 24)$$

La fonction approchée $\Delta I_v(t)$ pour le sous domaine Ω^1 s'écrit alors :

$$\Delta I_v^1(t) = 0.50 t \quad (I.3. 25)$$

En procédant de la même manière que pour le sous domaine Ω^1 , nous pouvons facilement déduire les fonctions approchées pour les sous domaines $\Omega^2, \Omega^3, \Omega^4, \Omega^5, \Omega^6$ et Ω^7 . Il vient alors que :

$$\Delta I_v(t) = \begin{cases} \Delta I_v^1(t) = 0.50 t & \text{Pour } 0 < t < 4 \\ \Delta I_v^2(t) = 0.083 t^2 - 0.58 t + 3 & \text{Pour } 4 < t < 10 \\ \Delta I_v^3(t) = 0.03 t^2 - 0.63 t + 8.87 & \text{Pour } 10 < t < 18 \\ \Delta I_v^4(t) = 0.0075 t^2 - 0.083 t + 6.04 & \text{Pour } 18 < t < 29 \\ \Delta I_v^5(t) = -0.075 t^2 + 4.92 t - 69.75 & \text{Pour } 29 < t < 34 \\ \Delta I_v^6(t) = 0.50 t - 6 & \text{Pour } 34 < t < 39 \\ \Delta I_v^7(t) = -0.021 t^2 + 2.23 t - 41.10 & \text{Pour } 39 < t < 49 \end{cases} \quad (I.3. 26)$$

Dans la figure I.3.6, nous présentons sous forme graphique l'évolution de la variation du niveau de vulnérabilité d'un réservoir type du parc de Tizi-Ouzou.

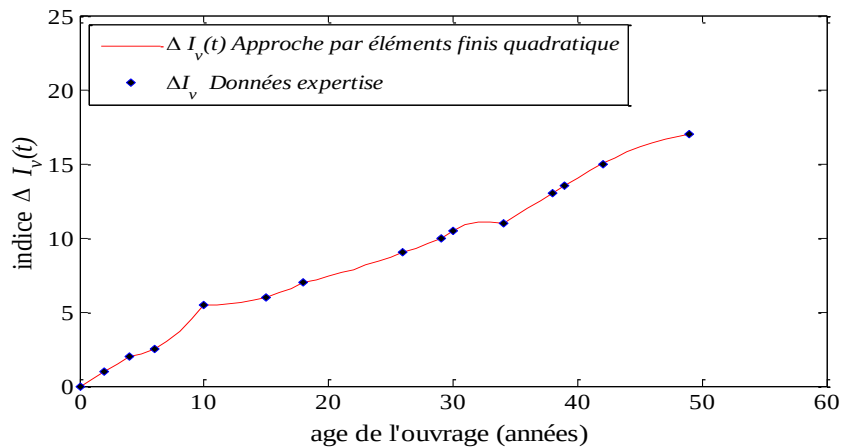


Figure I.3. 6: Évolution de la variation du niveau de vulnérabilité $\Delta I_v(t)$ d'un réservoir type du parc de la wilaya de Tizi-Ouzou.

Sur la figure I.3.7, nous avons superposé les courbes d'évolution de la variation du niveau de vulnérabilité $\Delta I_v(t)$ des deux approches considérées (linéaire et quadratique).

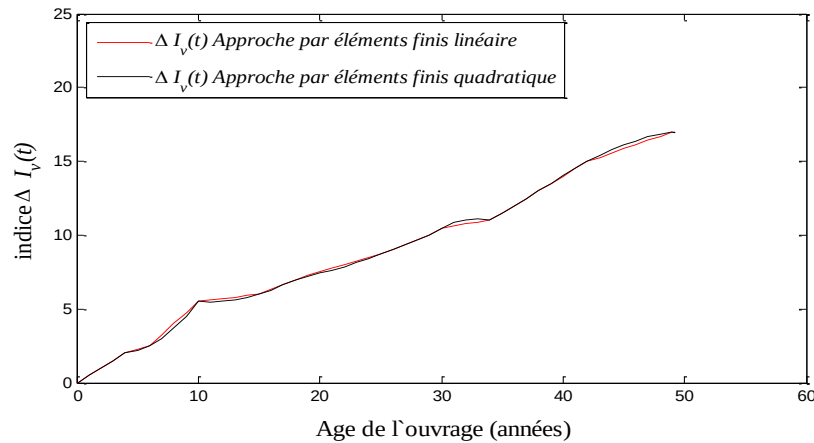


Figure I.3. 7: Superposition des courbes d'évolution de la variation de la vulnérabilité $\Delta I_v(t)$

En comparant les deux courbes (approche linéaire et quadratique) nous constatons, que malgré l'augmentation du degré du polynôme d'interpolation les résultats issus des deux approches sont très proches. De ce fait, la suite de notre étude, dont l'objectif est la construction de la fonction approchée $I_v(t)$, sera basée sur l'approche quadratique, qui demande moins d'éléments (7 éléments) et pour une même précision.

Nous procédons à la construction de la fonction $I_v(t)$ de chaque réservoir, qui s'exprime comme étant la somme de la fonction approchée $\Delta I_v(t)$ et de l'indice de vulnérabilité du réservoir considéré au jour de sa mise en service I_{v0} (Voir équation I.3.8).

Nous donnons à la figure I.3.8, l'allure graphique de la fonction $I_v(t)$ du réservoir Touares.

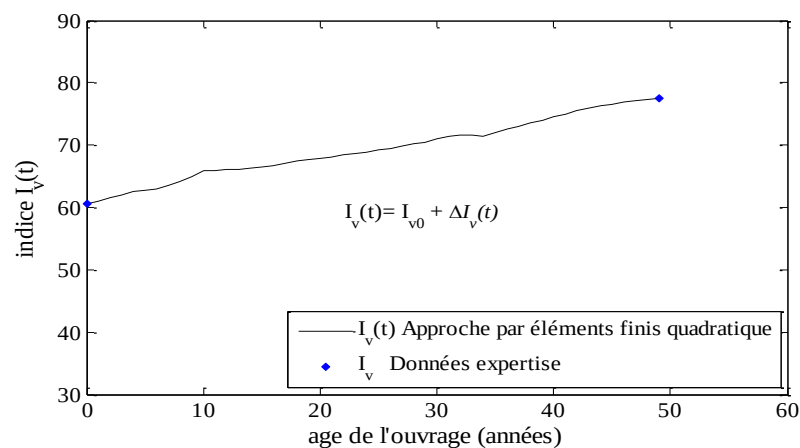


Figure I.3. 8 : Évolution de l'indice de vulnérabilité $I_v(t)$ du réservoir Touares.

I.3.3.2. Modèle d'extrapolation dans le domaine inconnu

I.3.3.2.1. Choix du modèle d'extrapolation

Lorsque nous procédons à l'extrapolation des données observées d'un phénomène dans le futur, nous sommes en droit de s'interroger sur le choix du modèle à utiliser. Allons-nous, nous

orienter vers un modèle avec un taux moyen annuel de croissance constant, appelé modèle exponentiel ou plutôt vers un modèle qui décrit une progression moyenne annuelle constante en valeur absolue appelé modèle polynomial qui se traduit par un ralentissement progressif du taux annuel ?

Toute tentative de détermination de la fonction en dehors du domaine d'étude (domaine d'interpolation) constitue une dangereuse extrapolation qui peut nous conduire à des estimations erronées et aberrantes, dus à l'instabilité des polynômes (Boyd and Ong 2011), car en dehors du domaine, la fonction est inconnue, donc non maîtrisée. L'utilisation d'un modèle polynomial, pour l'extrapolation des données, ne fournit des prévisions acceptables de l'évolution du phénomène observé que dans le domaine où il est établi, donc connu. Sans compter que si l'on augmentait l'ordre de l'interpolation, le polynôme risquerait de présenter un comportement fortement oscillatoire (appelé phénomène de Runge) qui n'est absolument pas admissible par rapport à la nature des variables et du problème traité dans notre cas (voir Figure I.3.2).

(Cremona, 2011) décrit certaines lois de dégradation dans le cycle de vie des structures de génie civil dont l'allure est fonction du phénomène étudié. Par exemple, cette dégradation peut être linéaire pour le phénomène de corrosion ou encore exponentielle pour décrire le phénomène de fatigue pendant le chargement répété (Figure I.3.9). Or, la particularité des réservoirs est qu'ils subissent de fortes variations de surcharge d'exploitation (eau contenue dans la cuve), de façon souvent quotidienne et pour certains 3 à 4 fois par jour durant toute leur longue période de service, en fonction des besoins de consommation des populations desservies. Nous déduisons alors que les parois de ces réservoirs sont sujettes à ce phénomène de fatigue qui peut être approché par une fonction exponentielle.

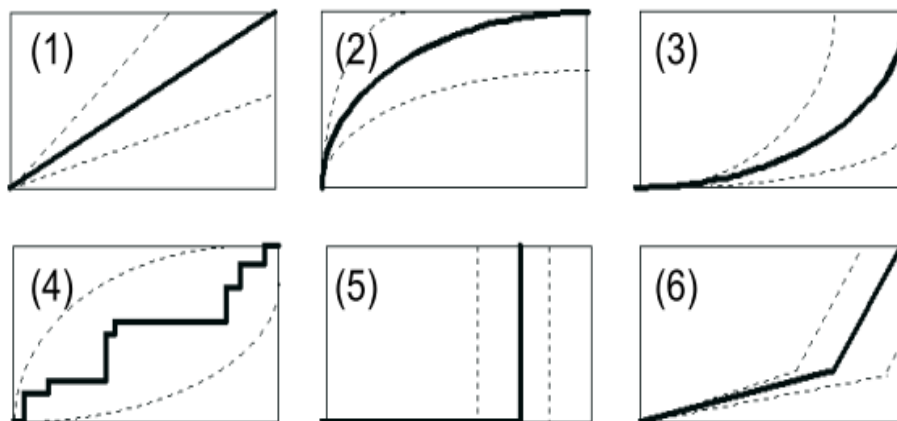


Figure I.3. 9 : profile de dégradation (Cremona, 2011).

Par ailleurs, dans le cas où les valeurs connues permettent d'imaginer que les rythmes de croissance passé (dans le domaine connu) peuvent se prolonger durablement, comme c'est le

cas pour l'évolution de la vulnérabilité dans le cycle de vie d'un réservoir, il serait plus raisonnable d'opter pour un modèle exponentiel pour l'extrapolation du phénomène au-delà du domaine connu.

I.3.3.2.2. Approche par modèle exponentiel

Un des objectifs principaux de l'utilisation du modèle exponentiel est la prévision des réalisations futures d'un phénomène à partir des données observées. Les fonctions exponentielles dans leurs principes ont permis de modéliser plusieurs phénomènes tels que l'évaluation des précipitations dans le domaine de l'hydrologie (Peng et al, 2014) de la biologie (Zhou et al. 2013), de l'économie et de la démographie (Yusuf et al, 2014), dans lesquels la vitesse de croissance est proportionnelle à la taille de la population étudiée.

Le choix de faire une extrapolation des données pour représenter l'évolution de l'indice de vulnérabilité $I_v(t)$ dans le temps par une loi exponentielle repose sur l'hypothèse selon laquelle la distribution des couples observés $(I_v(t), t)$ peut se prolonger durablement au vu de leur rythme de croissance dans le domaine connu. En s'inspirant du modèle de l'accroissement des défaillances dans les conduites développé par Shamir et Haward (1979), le modèle exponentiel suppose que la variation d'une fonction $y(t)$ donnée est décrite par l'équation différentielle suivante :

$$\frac{dN}{dt} = \mu \cdot N(t) \quad (I.3. 27)$$

où $N(t)$ représente l'effectif considéré à un instant t et dN la variation de la densité de l'effectif dans un laps de temps dt . Quant à μ , il désigne la vitesse de croissance de $N(t)$.

Cette dernière équation différentielle admet une solution unique qui peut se mettre sous la forme.

$$N(t) = N_0 \cdot e^{\mu \cdot t} \quad (I.3. 28)$$

La constante μ peut être déterminée en supposant la condition initiale $N(t=0)=y_0$.

L'expression $e^{\mu \cdot t}$ est croissante avec l'évolution du taux de croissance du phénomène étudié à chaque instant (t) . Elle est inférieure à 1 pour des taux de croissance négatifs, supérieur à 1 pour des taux positifs et égale 1 pour un taux nul.

L'équation (I.3.28) peut s'écrire aussi sous la forme :

$$\ln[N(t)] = \ln[N_0] + \mu \cdot t \quad (I.3. 29)$$

Il vient :

$$\mu = \frac{\ln[N(t)] - \ln[N_0]}{t} \quad (I.3. 30)$$

• **Extrapolation de la fonction $I_v(t)$**

L'étude de l'indice de vulnérabilité lié au phénomène de vieillissement étudié dans notre travail, suppose que les réservoirs à leur mise en service ont déjà une certaine vulnérabilité I_{v0} (Hammoum et al, 2010) et tend à augmenter en fonction de l'âge des réservoirs. Le choix du modèle adopté en section (I.3.3.2.1.) paraît pertinent pour la description de l'évolution du comportement au vieillissement de nos ouvrages. Ce modèle suppose que le démarrage de la croissance exponentielle se fait brutalement sans phase de transition (Sanna, 2002) après la fin du dernier sous domaine (voir Tableau I.3.5) étudié lors de l'interpolation par éléments finis.

La loi qui représente le comportement au vieillissement d'un réservoir en béton peut s'écrire sous la forme d'équation différentielle suivante :

$$\frac{d\Delta I_v(t)}{dt} = \mu \cdot \Delta I_v(t) \quad (\text{I.3. 31})$$

Où μ représente la vitesse de croissance de l'indice de vulnérabilité du réservoir.

Pour adapter les caractéristiques du modèle exponentiel au problème traité, nous procédons à un changement de variable en se basant sur l'évolution de l'indice I_v au niveau du dernier domaine Ω^7 où $t \in [39, 49]$ adopté dans l'approximation par éléments finis en section (I.3.3.1.3).

Pour cela, nous posons $T = t - 39$.

La relation (I.3.31) devient :

$$\frac{d\Delta I_v(T)}{dT} = \mu \cdot \Delta I_v(T) \quad (\text{I.3. 32})$$

La solution est de la forme :

$$\Delta I_v(T) = \Delta I_{v39} \cdot e^{\mu T} \quad (\text{I.3. 33})$$

Nous déduisons alors :

$$\mu = \frac{\ln[\Delta I_v(T)] - \ln[\Delta I_{v39}]}{T} \quad (\text{I.3. 34})$$

Le calcul du coefficient μ est résumé dans le tableau I.3.6.

Tableau I.3. 6 : Evaluation du coefficient μ

t (Années)	T (Années)	ΔI_{vt}	μ
39	0	13.5	0.0231
49	10	17	

La variation de l'indice de vulnérabilité des réservoirs du parc étudié en dehors du domaine connu s'écrit sous la forme :

$$\Delta I_v(T) = \Delta I_{v39} e^{0.0231 * T} \quad (\text{I.3. 35})$$

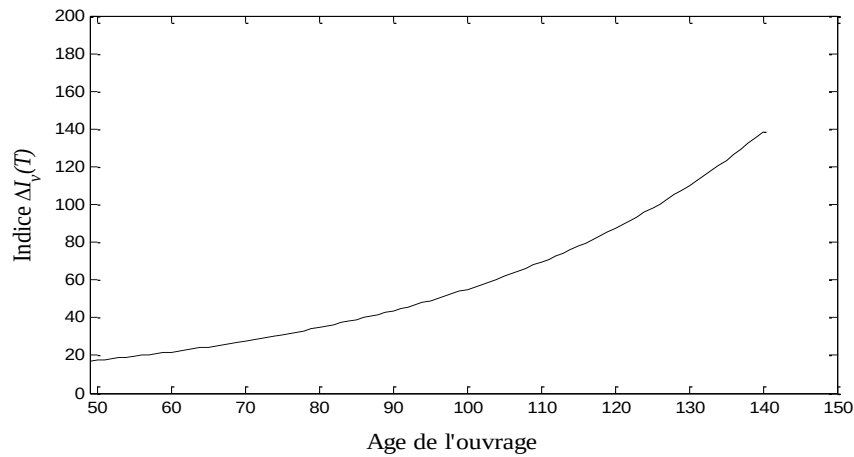


Figure I.3. 10 : Evolution de l'accroissement de l'indice $\Delta I_v(t)$ d'un réservoir type par modèle exponentiel.

L'évolution de l'indice de vulnérabilité d'un réservoir du parc de la wilaya de Tizi-Ouzou dans son cycle de vie dans le domaine inconnu, est donnée par la formule suivante :

$$I_v(t) = I_{v49} + \Delta I_{v39} e^{0.0231 * (t-39)} \quad \text{Pour } t > 49 \quad (\text{I.3. 36})$$

Nous reprenons, dans ce qui suit, l'exemple du réservoir Touares, dont la loi d'évolution de l'indice de vulnérabilité est approximée dans le domaine connu par éléments finis (Figure I.3.8). L'évolution de son indice de vulnérabilité dans le domaine inconnu (i.e. au-delà de l'année 2014), a été approchée par le modèle exponentiel, comme présenté en figure I.3.10.

Dans l'illustration graphique (Figure I.3.11), nous superposons la courbe d'évolution de l'indice $I_v(t)$ du réservoir Touares avec les différents niveaux de vulnérabilité que le réservoir peut atteindre durant son cycle de vie. Nous constatons qu'à la mise en service de cet ouvrage, il était au niveau orange 1, il atteint le niveau orange 2 à 68 ans et puis le niveau rouge à l'âge de 114 ans où il devra être mis hors service ou à défaut en situation de restriction d'utilisation, immédiatement. Il atteindra le niveau extrême de ruine à l'âge de 139 ans.

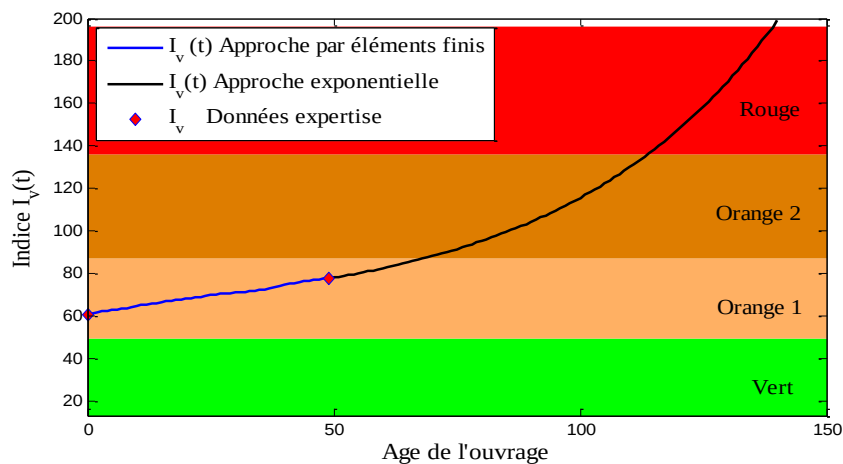


Figure I.3. 11 : Evolution de l'indice $I_v(t)$ à travers les différents niveaux de vulnérabilité du réservoir Touares.

I.3.3.2.3. Validation des fonctions approchées

Une des étapes importantes dans le développement et l'utilisation d'un modèle de prévisions est de s'assurer que celui-ci est applicable en situation réelle. L'évaluation de sa performance se mesure en comparant les valeurs prédites par le modèle, avec les valeurs observées et indépendantes de celles qui ont servi à sa construction. Cette comparaison sera faite par le calcul de l'indicateur de mesure du Pourcentage d'Erreur Moyenne Absolue (MAPE : Mean Absolute Percentage Error) qui est la moyenne des différences absolues entre la valeur observée et sa prévision. Cette mesure considère l'importance plutôt que le sens des erreurs de prévision. Elle est donnée par la relation qui suit :

$$\text{MAPE} = \left(\frac{100}{n} \right) \sum_{i=1}^n \left| \frac{I_{vi}^{\text{modèle}} - I_{vi}^{\text{mesuré}}}{I_{vi}^{\text{mesuré}}} \right| \quad (\text{I.3. 37})$$

La démarche générale de validation du modèle construit pour la prévision du comportement au vieillissement d'un réservoir de stockage en béton adopté peut se faire en deux étapes (Giffel et al., 1999) ; Dans un premier temps, nous procédons à l'expertise sur site de certains réservoirs qui ont déjà fait l'objet d'une expertise en 2010 par (Hammoum et al. 2011), tout en choisissant les ouvrages qui remplissent les mêmes critères et caractéristiques que ceux qui ont servi dans la construction du modèle. Dans un deuxième temps, nous procédons à l'évaluation du MAPE. Les résultats du calcul sont illustrés dans le tableau I.3.7.

Tableau I.3. 7 : Evaluation du Mean Absolute Percentage Error

Ouvrages	$I_{vi}^{\text{modèle}}$	$I_{vi}^{\text{mesuré}}$	Erreur (%)
Taghanimt	62.50	64.50	3.1007
Taksebt	48.78	51.50	5.2815
Ait Halli	66.00	66.50	0.7518
SR1 Irdjen	57.91	59.50	2.6722
MAPE			2.9516

Le test de validation effectué sur les ouvrages du parc expertisé a montré que le pourcentage d'erreur moyenne absolu de l'indice de vulnérabilité est de l'ordre de 2.95 %. Cette erreur reste admissible.

Nous déduisons que le modèle construit a montré sa capacité satisfaisante à prédire l'évolution de l'indice de vulnérabilité aux aléas naturels des réservoirs de stockage d'eau en béton du parc du département de Tizi-Ouzou dans leur cycle de vie, comme présentés dans la figure I.3.12.

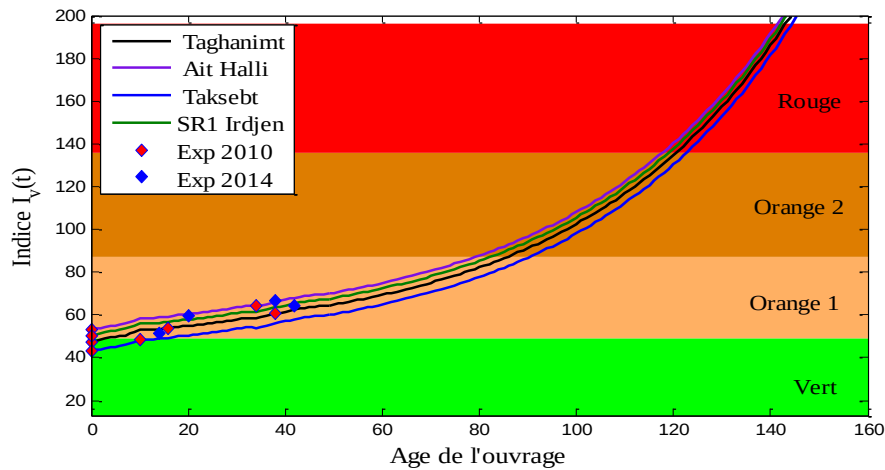


Figure I.3. 12: Validation des fonctions approchées.

I.3.4. Actions de maintenance

Les réservoirs de stockage d'eau en béton armé à l'instar de tous les ouvrages de génie civil vieillissent et se dégradent durant leur cycle de vie ; c'est pourquoi ces ouvrages entrent dans une nouvelle ère qui fait appel aux actions de maintenance. Nous pouvons citer deux grandes stratégies de maintenance (Figure I.3.13) : la maintenance corrective et la maintenance préventive. Le recours à l'une ou l'autre de ces stratégies diffère suivant l'élément considéré, mais aussi le type de structure et la politique d'exploitation et de suivi (Cremona, 2005).

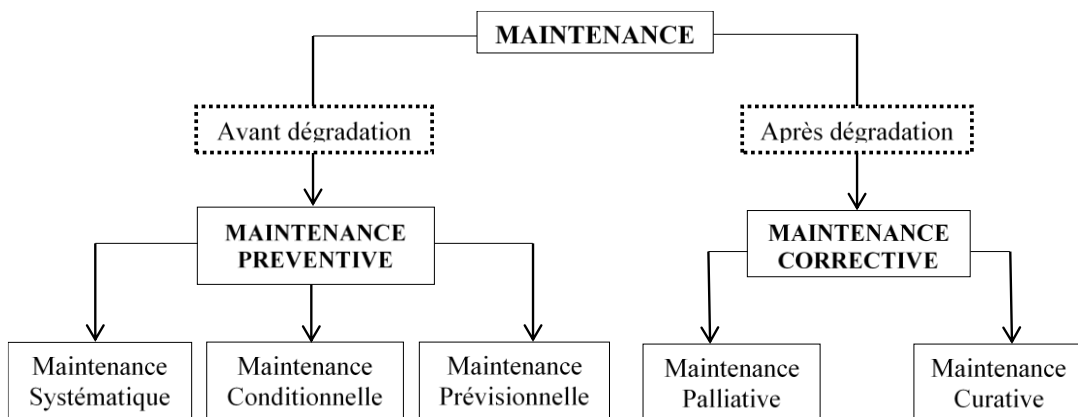


Figure I.3. 13 : Les stratégies de maintenance (Zwingelstein, 1996).

I.3.4.1. Impacte de la maintenance sur l'évolution de l'indice de vulnérabilité

Dans la réalité du terrain, il est recommandé, pour une bonne gestion, que le gestionnaire organise des actions de maintenance et de renforcement fréquentielles pour l'amélioration du comportement au vieillissement de ces ouvrages. La figure (I.3.14) montre l'effet de certaines actions de maintenance sur l'évolution de l'indice de vulnérabilité $I_v(t)$. Ces actions permettent de ramener en théorie l'état de vulnérabilité de l'ouvrage à un état antérieur compris, dans la majorité des cas, entre l'état de vulnérabilité initial et l'état d'avant intervention. L'effet de cette

action sur le cycle de vie de l'ouvrage et représenté par le temps de vie gagné appelé « temps gagné » comme l'illustre la figure (I.3.14).

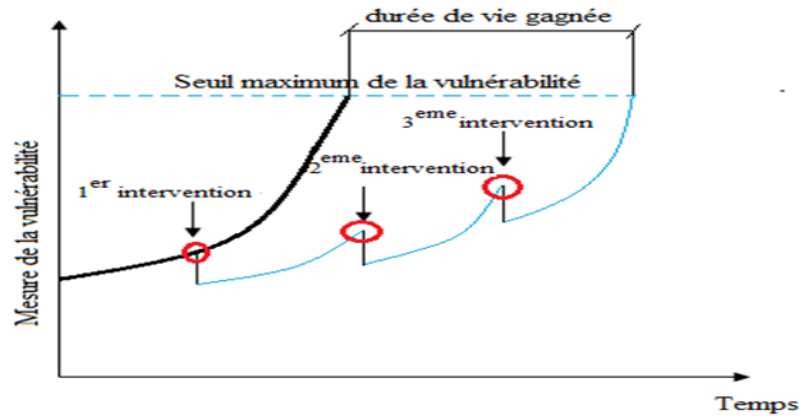


Figure I.3. 14 : Impact de la maintenance sur l'évolution de la vulnérabilité dans le cycle de vie de l'ouvrage.

I.3.4.2. présentation du modèle actions de réparation et de réhabilitation

Dans le but d'introduire un module « actions de réparation et de réhabilitation » dans le modèle développé en section I.3.3, nous procédons à l'évaluation de l'impact d'une ou plusieurs actions de réparation et de réhabilitation sur l'évolution de l'indice de vulnérabilité durant le cycle de vie d'un réservoir du parc expertisé. Ces actions doivent être entreprises pendant que l'indice de vulnérabilité de l'ouvrage est dans le niveau « moyennement vulnérable », c'est-à-dire dans la limite de la fin de la plage orange 1 et début de la plage orange 2. L'idée étant de faire gagner de la performance à l'ouvrage afin de lui éviter de pénétrer dans la zone de vulnérabilité avancée, c'est-à-dire dans la plage rouge, où il serait mis hors service.

Pour mettre en évidence l'impact de l'effet de l'action de la réparation et de la réhabilitation, nous reprenons, dans ce qui suit, l'exemple du réservoir Touares traité dans le chapitre I.2 et plus haut à la section (I.3.3). Supposons que nous procédions à la première action de réparation et de réhabilitation de ce réservoir, lorsque son indice de vulnérabilité atteindrait $I_v = 87$ (c'est-à-dire à la limite de l'orange 1 et orange 2), correspondant à $t_{r1} = 68$ ans (âge de la première réparation). Cette première action de réhabilitation va ramener l'indice de l'ouvrage à $I_v^R(t_{r1}) = 72$.

En se basant sur la relation qui donne l'indice de vulnérabilité $I_v(t)$, vis-à-vis des aléas naturels, dans le domaine inconnu ($t > 49$ ans) donnée par la relation (I.3.36), nous pouvons déduire que l'évolution de l'indice de vulnérabilité de l'ouvrage à un temps ($t > t_r$) après réparation et réhabilitation $I_v^R(t)$ suivra la loi :

$$I_v^R(t) = I_{v0} + \Delta I_{v0}^R e^{0.231(t-t_r)} \quad (I.3. 38)$$

avec :
$$\Delta I_{v0}^R = I_v^R(t_r) - I_{v0} \quad (I.3. 39)$$

 $I_v^R(t_r)$ désigne l'indice de vulnérabilité de l'ouvrage après réparation et réhabilitation à l'âge t_r .

Après cette première action de réparation et de réhabilitation, le niveau de vulnérabilité rouge serait atteint à l'âge de 151 ans. Sans cette action de réparation, le niveau de vulnérabilité rouge serait atteint à l'âge de 114 ans, ce qui correspond à un gain de durée de vie de 37 ans. Supposons que nous procédions à une seconde action de réparation et de réhabilitation lorsque l'indice de vulnérabilité atteindrait $I_v=87$, après la première action, soit donc à l'âge de $t_{r2} = 105$ ans selon les nouvelles prévisions. Cette seconde action de réhabilitation va ramener l'indice de l'ouvrage à $I_v^R(t_{r2}) = 76$.

Après cette seconde action de réparation et de réhabilitation, le niveau de vulnérabilité rouge serait atteint à l'âge de 174 ans. Ce qui correspond à un second gain de durée de vie de 23 ans. Avec ces deux actions de réhabilitation et de réparation, nous aurons fait gagner 60 ans de durée de vie à notre ouvrage. La figure I.3.15 résume très bien l'évolution de l'indice de vulnérabilité de notre ouvrage avec et sans les deux actions de réhabilitation, en mettant bien en évidence les deux gains de durée de vie correspondant à chaque intervention.

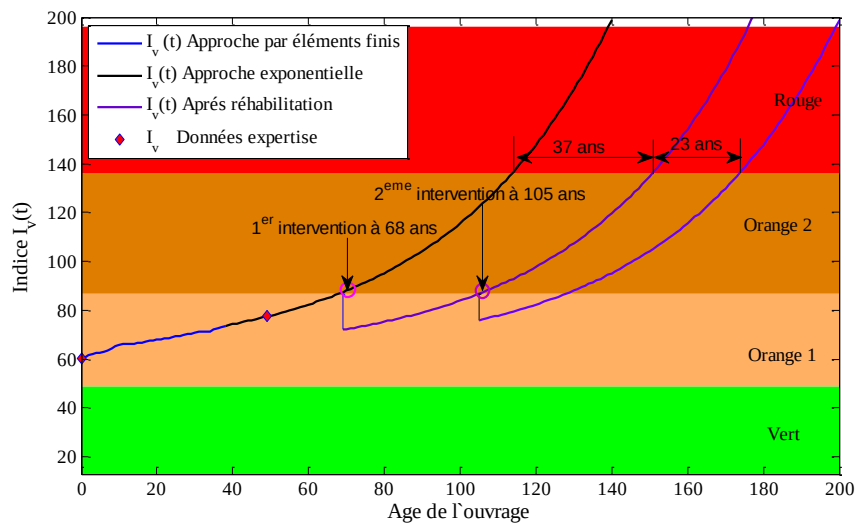


Figure I.3. 15: Evaluation de l'indice I_v après réhabilitation.

I.3.5. Conclusion

Dans ce chapitre, en nous aidant de la méthode des éléments finis, basée sur les fonctions polynomiales, nous avons modélisé l'évolution du niveau de vulnérabilité lié au vieillissement des réservoirs du parc de la wilaya de Tizi-Ouzou (Algérie), connaissant certaines mesures ponctuelles. L'intérêt de l'application de cette méthode dans le contexte de notre travail de recherche réside dans la précision de ses résultats, une précision liée fortement au nombre

d'éléments auxquels le domaine a été décomposé. Cette méthode d'approximation nous permet de discrétiser le domaine complet en un nombre fini de sous-domaines, afin de maîtriser le domaine d'étude avec une précision satisfaisante.

Les relations mises au point, permettent une évaluation simplifiée et rapide de la vulnérabilité liée au vieillissement des réservoirs en béton à n'importe quel instant de leur cycle de vie. Entre les mains des gestionnaires, elles permettent de fixer un planning des priorités d'intervention dans leur programme de réhabilitation ou de réparation.

En s'aidant de ces relations, ils seront en mesure de prédire à l'avance, l'instant où l'état critique du réservoir sera atteint dans son cycle de vie et de décider de l'instant de la restriction de service ou éventuellement de sa démolition. Cette façon de faire permet d'optimiser la gestion d'un parc d'ouvrages et de planifier dans le temps les investissements financiers suffisamment à l'avance surtout sous des contraintes budgétaires significatives.

Par ailleurs, entre les mains des ingénieurs de bureau d'études, ces relations peuvent être utilisées au stade de conception de l'ouvrage. L'indice de vulnérabilité peut être connu et simulé à différents temps et donc prédire la politique de gestion du réservoir durant son exploitation et la fréquence de surveillance de l'ouvrage. Autrement dit, ce modèle nous renseigne sur la durée de vie ainsi que l'attention à accorder à l'ouvrage.

Le modèle développé dans cette partie de notre recherche est basé sur une approche d'analyse globale, qui tend à évaluer la vulnérabilité à grande échelle de l'ouvrage vis-à-vis d'un grand nombre d'aléas (Vent, Neige, Séisme, ...). Ce modèle, permet la prévision du comportement au vieillissement des réservoirs de stockage durant leur cycle de vie ; ce qui permet aux gestionnaires de ce type d'ouvrages d'organiser les actions de réparation et de réhabilitation à long terme. Cette manière de faire permet, en première phase d'analyse préliminaire, de trier les ouvrages en fonction d'une analyse visuelle basée sur le retour d'expérience des ingénieurs experts.

Très souvent, sous contraintes financières permanentes, dans le but d'optimiser la gestion de ces ouvrages, une méthode d'analyse fiabiliste est plus que nécessaire.

Cette analyse est basée sur une approche physique s'appuyant sur des modèles aux états limites, auxquels seront nécessairement couplées des méthodes probabilistes pour introduire la notion de **fiabilité**. Cette approche de tenir compte de plusieurs incertitudes. C'est cet aspect qui sera développé dans le détail dans la seconde partie de cette thèse.

Partie II : Analyse de la fiabilité des réservoirs surélevés en béton sous sollicitation sismique

Chapitre II.1 : Approches probabiliste pour l'évaluation de la fiabilité mécanique des structures

II.1.1. Introduction

Le travail que nous présentons dans cette deuxième partie s'inscrit dans la suite des travaux de recherche entrepris par (Hammoum et al, 2010, 2011, 2012, 2015), concernant l'étude et l'analyse du comportement des réservoirs de stockage en béton armé.

Après avoir développé, dans la première partie de cette thèse, un modèle d'évaluation du comportement globale des réservoirs de stockage vis à vis des différents aléas naturels (Vent, Neige, Séisme,...etc.), nous consacrons cette seconde partie à l'analyse des fonctions de défaillance liées à la stabilité d'ensemble d'un réservoir surélevé vis-à-vis de l'un des aléas naturels le plus critique, à savoir l'aléa sismique. L'objectif de cette partie est d'intégrer la théorie probabiliste qui offre un cadre mathématique rigoureux pour appréhender la notion d'incertitude liée au chargement sismique. Cette manière de procéder présente l'avantage d'apporter des résultats plus fiables dans le but construire des ouvrages qui répondent aux mesures de sécurité exigeantes, et de combler les insuffisances des méthodes déterministes. Cela nous conduit bien sûr à décrire comportement de ces ouvrages, en présentant les différents modes de ruine qui peuvent engendrer leur défaillance et en définissant les fonctions d'états limites.

Ainsi, dans chapitre, nous présentons d'abord quelques notions de base utilisées dans la théorie de fiabilité, à savoir : notions de probabilités, incertitudes, variables aléatoires de base, critères de défaillance et fonctions d'états limites. Nous exposons, par la suite, les différentes méthodes d'évaluation de la probabilité de défaillance des structures. Le lecteur intéressé peut consulter les références générales utilisées dans cette étude, telles que : (JCSS, 2001), (Cremona, 2003), (Lemaire, 2005), (Breyse, 2009), (Cremona, 2011) et (Mebarki, 2003).

II.1.2. Notions de probabilité

II.1.2.1. Qu'est-ce qu'une probabilité ?

D'un point de vue général, la théorie des probabilités constitue un cadre mathématique pour la description du **hasard** et de **la variabilité des paramètres**. D'autre part, au sens scientifique et technique du terme, la probabilité définie de façon quantitative la vraisemblance d'un ou plusieurs évènement (Bayem, 2009). Cette théorie des probabilités repose sur plusieurs notions fondamentales : évènement, probabilité d'un évènement, variable aléatoire, loi de probabilité d'une variable aléatoire, espérance d'une variable aléatoire, variance....etc.

L'étude des probabilités a pour objet principal de caractériser d'une manière conceptuelle une population aléatoire, de définir des modèles mathématiques du hasard et d'étudier leurs propriétés. Cette théorie probabiliste a un lien fort avec les statistiques et ont pour but de

confronter les modèles mathématiques définis aux expériences et aux données observées, dans le but de choisir, d'ajuster et de valider les modèles. En résumé, nous pouvons dire que le calcul des probabilités est l'aspect théorique des notions pratiques déjà traitées en statistiques descriptives. On pourrait présenter l'équivalence entre les deux concepts comme suit (tableau II.1.1):

Tableau II.1. 1: Equivalence entre les notions de probabilité et les statistiques (Hammoum, 2015).

Notions statistiques (concepts pratiques)	Notions probabilistes (concepts théoriques)
Fréquence relative	Probabilité d'un événement
Variable statistique	Variable aléatoire
Distribution statistique	Loi de probabilité
Moyenne arithmétique d'une variable statistique	Espérance mathématique d'une variable aléatoire
Variance d'une variable statistique	Variance d'une variable aléatoire

L'équivalence entre les deux notions (probabilité et statistique) nous permet de donner une interprétation concrète à la notion de probabilité et d'établir un pont entre les notions probabilistes (aspect théorique) associées à une population hypothétique (ensemble de tous les résultats possibles d'une expérience aléatoire) et les notions statistiques (aspect pratique) associées à un nombre restreint d'observations (échantillon).

Dans l'évaluation probabiliste, les événements impossibles sont très rare, ainsi la grande majorité d'entre eux ont une probabilité qui varie entre zéro et un. Ce qui se traduit par deux état : favorable ou succès (quand l'évènement s'est produit), défavorable ou échec (dans le cas où l'évènement ne s'est pas produit). La probabilité d'avoir l'un de ces deux états est donné par les relations (II.1.1) et (II.1.2) (Bayem, 2009) :

$$P[\text{succès}] = p = \frac{\text{nombre de succès}}{\text{nombre total d'expériences}} \quad (\text{II.1.1})$$

$$P[\text{échec}] = q = \frac{\text{nombre d'échecs}}{\text{nombre total d'expériences}} \quad (\text{II.1.2})$$

Nous abordons, dans ce qui suit, quelques notions de probabilités. Pour plus de précisions sur le sujet nous renvoyons le lecteur à la référence (Mendenhall et al, 2006).

II.1.2.2. Variable aléatoire et loi de probabilité

II.1.2.2.1. Variable aléatoire

Soit $(\Omega, \mathcal{F}, P)$ un espace probabilisé. Une variable aléatoire peut être sous forme continu ou discrète. Une variable aléatoire discrète X associée à cet espace probabilisé est une application de Ω dans $\mathbb{R}$ qui prend un nombre de valeurs fini ou dénombrable. Si l'ensemble des valeurs possibles pour cette variable $X \in \{x_1, x_2, \dots, x_n\}$ est fini ou infini dénombrable, c'est donc une variable discontinu. Par exemple lors d'un lancer de dé, la variable aléatoire qui associe à chaque lancé, le numéro de la face apparaissant au-dessus est une variable aléatoire discrète car

elle n'a que 6 états possibles (Mandenhall et al, 2006). Cependant dans le même espace (Ω, F, p) , lorsque le nombre de valeur possibles de la variable considéré est infini, la variable est dite continue. Par exemple les taille, les poids, la durée de vie d'un produit particulier, ou erreur expérimentale de laboratoire peuvent prendre une infinité de valeur sur un intervalle.

II.1.2.2.2. Caractéristique d'une variable aléatoire

- **Espérance mathématique**

Soit X une variable aléatoire discrète, l'espérance mathématique de X , notée $E(X)$, est la somme pondérée des valeurs du domaine de X , les poids étant égaux, par définition, aux probabilités des valeurs correspondantes. Ainsi, si on note $\{x_i\}$ cet ensemble de valeurs, nous avons, par définition (Carlton et al, 2014) :

$$E(X) = \sum_i x_i P(X = x_i) \quad (\text{II.1.3})$$

Si la variable X est continue est admet une densité de probabilité f , alors son espérance se définit comme suit (Carlton et al, 2014):

$$E(X) = \int_{-\infty}^{+\infty} x f_X(x) dx \quad (\text{II.1.4})$$

La définition de l'espérance mathématique d'une variable aléatoire est identique à celle de la moyenne μ de la distribution dont elle est issue. On parlera alors d'espérance pour une variable aléatoire et de moyenne pour une distribution.

L'espérance de X renseigne sur la tendance centrale de la distribution de X , mais ne donne aucune indication sur la dispersion des valeurs de X autour de leur valeur moyenne.

- **Variance et écart types**

La variance est outil mathématique permettant d'avoir une idée de la dispersion d'une distribution autour de sa moyenne. Elle est définie comme l'espérance du carré de la distance de X à sa moyenne μ (Carlton et al, 2014), (Igor et al, 2006).

$$Var(X) = E[(X - \mu)^2] \quad (\text{II.1.5})$$

Un inconvénient de la variance est qu'elle s'exprime en des unités qui sont les unités de la variable au carré. Ainsi, si X représente par exemple la consommation journalière d'un individu en matière d'eau en litre (L), la variance de X sera exprimée en L^2 .

Pour avoir une mesure de la dispersion qui s'exprime dans la même unité que la variable, on considère la racine carrée de la variance encore appelée écart-type (Carlton et al, 2014), (Igor et al, 2006).

$$\sigma(X) = \sqrt{Var(X)} \quad (\text{II.1.6})$$

• **Covariance et coefficient de corrélation**

La notion covariance est une mesure de la force du lien entre deux variables aléatoires. Soient X_1 et X_2 deux variables aléatoires de moyenne μ_1 et μ_2 respectivement, leur covariance se définit comme l'espérance mathématique du produit $(X_1 - \mu_1)(X_2 - \mu_2)$ (Carlton et al, 2014).

$$\text{Cov}(X_1, X_2) = E[(X_1 - \mu_1)(X_2 - \mu_2)] \quad (\text{II.1.7})$$

Une autre mesure plus couramment utilisée du lien entre deux variables aléatoires est le coefficient de corrélation, qui s'exprime comme suit (Lemaire, 2005), (Carlton et al, 2014) :

$$\rho = \frac{\text{Cov}(X_1, X_2)}{\sqrt{\text{Var}(X_1)\text{Var}(X_2)}} \quad (\text{II.1.8})$$

Le coefficient de corrélation est l'un des principaux caractéristique d'une variable aléatoire. Il présente l'avantage qu'il ne dépend pas des unités des variables aléatoires. Lorsque sa valeur tend vers 0, les variables sont dites décorrelées (les variables X_1 et X_2 ne sont pas reliées linéairement entre elle) ; lorsqu'elle tend vers 1 les variables sont dites fortement corrélées (la liaison linéaire est considérée comme forte). Précisons enfin que pour des variables $\{X_i\}_{i=1 \dots k}$ indépendantes, la matrice de corrélation se réduit à la matrice identité d'ordre k .

II.1.2.2.3. Lois de probabilité d'une variable aléatoire

Pour apprécier pleinement une variable aléatoire, il est important de connaître quelles valeurs reviennent plus fréquemment et quelles sont celles qui apparaissent plus rarement. Une variable aléatoire est totalement définie par sa loi de probabilité. Les principales lois de distributions utilisées dans l'analyse fiabiliste (loi normale, log normale, uniforme et la loi de Weibull...etc.) sont présentées en annexe B.1. 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, on utilise deux fonctions : la fonction de répartition et la fonction densité de probabilité. La première peut être définie pour des variables discrètes et continues tandis que la deuxième n'est définie que pour les variables aléatoires continues.

• **Fonction de répartition**

La fonction de répartition d'une variable aléatoire représente le cumul des probabilités individuelles. La probabilité pour que la variable aléatoire X prenne une valeur inférieure à x est la fonction $F(x)$ que l'on appelle fonction de répartition : $P(X < x) = F(x)$.

Pour une variable aléatoire discrète acceptant tous les nombres entiers de 0 à n la fonction de répartition de X est :

$$F_X(x) = P(X < x) = \sum_{i=1}^{x-1} P(X_i) \quad (\text{II.1.9})$$

$P(X < x)$ est la probabilité que la réalisation de X soit inférieure à x .

La représentation graphique de la fonction de répartition d'une variable aléatoire discrète est donnée par une courbe en escalier (figure II.1.1) (Carlton et al, 2014).

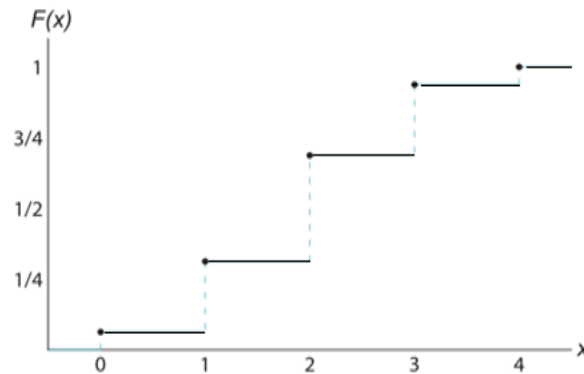


Figure II.1. 1 : Fonction de répartition d'une variable aléatoire discrète.

Dans ce cas, la plupart du temps $X \in \mathbb{R}$. Pour une variable aléatoire continue, la fonction de répartition est calculée par (Carlton et al, 2014), (Walpole et al, 2012) :

$$F_X(x) = P(X < x) \quad (\text{II.1.10})$$

Plus généralement, pour toute paire de nombres a et b , tels que $a \leq b$

$$P(a < x < b) = F_X(b) - F_X(a) \quad (\text{II.1.11})$$

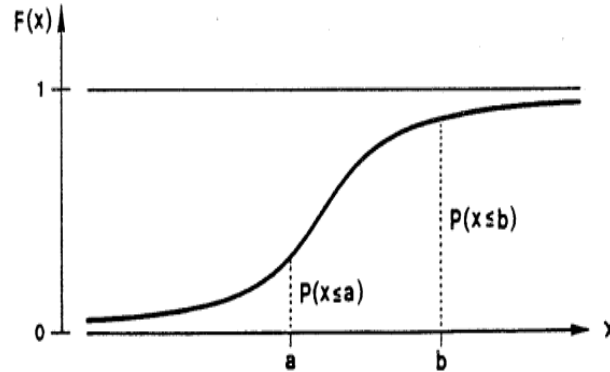


Figure II.1. 2 : Fonction de répartition d'une variable aléatoire continu.

Si la densité de probabilité $f(x)$ existe, alors $F(x)$ s'écrit sous la forme :

$$F_X(x_i) = \int_{-\infty}^{x_i} f_X(x) dx \quad (\text{II.1.12})$$

Une fonction de répartition possède les propriétés suivantes :

- Si $a \leq b$, alors $F(a) \leq F(b)$
- $F(-\infty) = 0$
- $F(+\infty) = 1$
- $P(a < X \leq b) = F(b) - F(a)$

• **Fonction densité de probabilité d'une variable aléatoire continue**

La représentation graphique d'un ensemble de valeurs correspondant à une variable continue prend généralement la forme d'un histogramme. En augmentant indéfiniment le nombre d'observations et en réduisant graduellement l'intervalle de classe jusqu'à ce qu'il soit très petit, les rectangles correspondant aux résultats vont se multiplier tout en devenant très étroits, et à la limite vont tendre à se fondre en une surface unique limitée d'une part par l'axe des X, d'autre part une courbe continue. On abandonne alors la notion de valeur individuelle et l'on dit que la loi de probabilité est continue (Mendenhall et al, 2006).

Pour toute valeurs x_i de la variable aléatoire numérique X, la probabilité pour qu'une nouvelle observation de X tombe entre x_i et x_i+dx est proportionnelle à dx est de la forme (Walpole et al, 2012) :

$$P(x_i < x < x_i + dx) = f_X(x_i)dx \quad (\text{II.1.13})$$

f_X est par définition la fonction de densité de probabilité.

Soit X, une variable aléatoire continue. Une fonction densité de probabilité $f(x)$ possède les propriétés suivantes :

- la valeur de la fonction est toujours positive : $f(x) \geq 0$ pour tout réel x ($\forall x$) ;
- la valeur de son intégrale de $-\infty$ à $+\infty$ ($\int_{-\infty}^{+\infty} f(x) = 1$) qui représente l'aire totale entre la courbe et l'axe des abscisses est égale à 1 (Figure II.1.3) ;

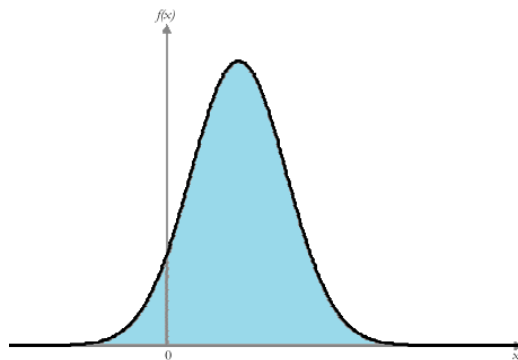


Figure II.1. 3 : Fonction densité de probabilité.

- la fonction densité de probabilité est intimement liée à la fonction de répartition ;
- la valeur de la fonction de répartition en x_i est égale à l'intégrale de la fonction densité de probabilité de $-\infty$ à x_i ;

$$F_X(x_i) = P(X < x_i) = \int_{-\infty}^{x_i} f_X(x) dx \quad (\text{II.1.14})$$

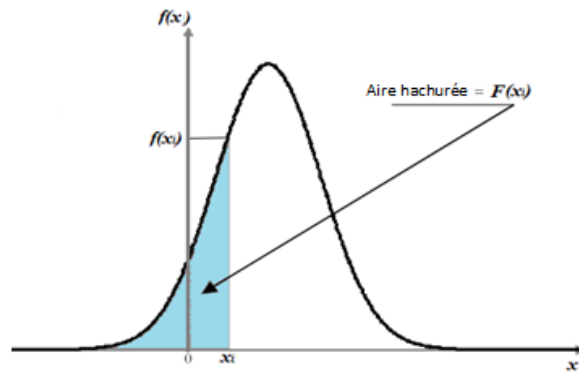


Figure II.1. 4 : Illustration de la détermination de F en fonction f .

Plus généralement pour toute paire de nombre a et b , tel que $a \leq b$, on écrit : la probabilité que la variable aléatoire X soit comprise entre les limites a et b , $P(a \leq X \leq b)$ est égale à l'aire entre l'axe des abscisses, délimitée par la valeur de a et b , et la courbe $f(x)$ (Walpole et al, 2012) :

$$P(a < X < b) = \int_a^b f_X(x_i) dx \quad (\text{II.1.15})$$

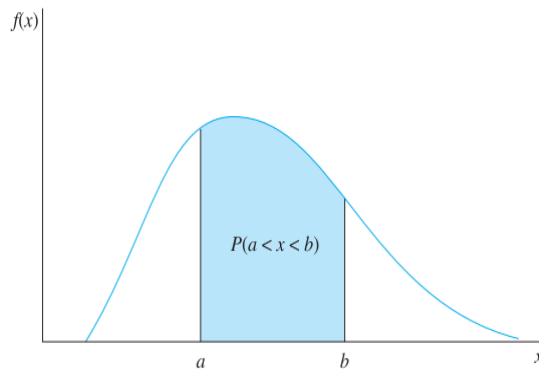


Figure II.1. 5: Fonction densité de probabilité sur un intervalle $[a, b]$.

- la fonction densité de probabilité est la dérivée (pente sur la figure II.1.6) de la fonction de répartition (Bayem, 2009):

$$f_X(x) = \frac{dF_X(x)}{dx} \quad (\text{II.1.16})$$

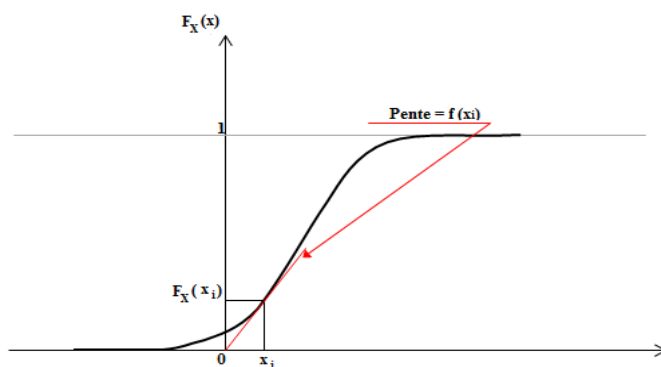


Figure II.1. 6: Illustration de la détermination de f en fonction F .

II.1.3. Introduction à la fiabilité des structures

La fiabilité d'un système est définie comme « *l'aptitude d'une entité ou d'un dispositif à accomplir une fonction requise, dans des conditions données, pendant un intervalle de temps donné* » (NF X60-500). De ce point de vue, la fiabilité d'un réservoir de stockage désigne la capacité de l'ouvrage à accomplir les fonctions pour lesquelles est conçue et selon des critères acceptables. La fiabilité comprend la sécurité qui désigne la capacité de l'ouvrage à répondre aux différentes excitations extérieures, qui tend à le déstabiliser et lui faire perdre la fonction de stockage.

La difficulté qui se présente dans l'évaluation de la fiabilité de ce type de structures provient de la nature incertaine de certains phénomènes mis en jeu sur les structures considérées (variabilités des propriétés des matériaux, imprécisions géométriques, aléas des chargements appliqués,...), qui vont avoir un impact significatif sur les performances du système (Dehmous, 2007).

II.1.3.1. Principaux acteurs de la mécanique fiabiliste

L'étude et l'analyse de la fiabilité d'une structure ou d'un système mécanique industriel nécessite une coopération entre différents domaines, du fiabiliste qui analyse et décrit les différents scénarios de défaillance susceptible de se produire, au statisticien et probabiliste qui analyse les données, identifie les variables aléatoires et les processus et propose des méthodes de calcul pour prendre en considération les différentes incertitudes, en passant par l'ingénieur concepteur qui propose des informations au statisticien sur l'origine physique des variabilités, le modèle mécanique afin d'évaluer le(s) scénario(s) définis, pour arriver au décideur qui prend sa décision en se basant sur les informations fournies sur le risque considéré (Figure II.1.7). Ce schéma n'est pas une suite logique d'actions, mais une étude en collaboration de ces différents acteurs.

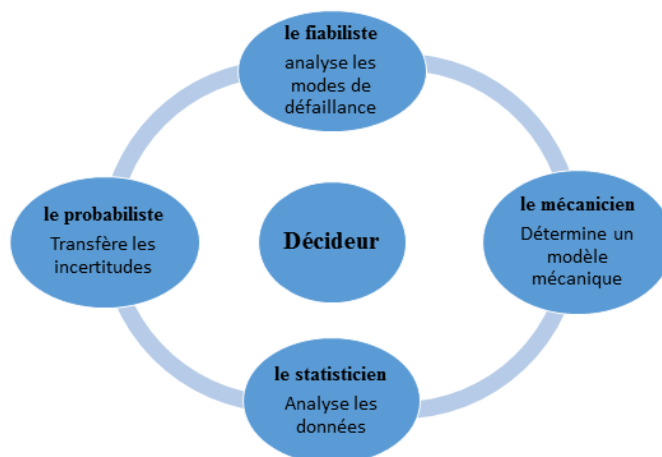


Figure II.1. 7: Acteurs principaux dans l'élaboration d'une étude probabiliste

II.1.3.2. Démarche générale d'une analyse de fiabilité

Dans le domaine de génie civil, la méconnaissance du comportement réel des structures vis-à-vis des actions extérieures, comme le séisme et la variation de la charge d'exploitation, a conduit à introduire dans tous les règlements et codes de calcul et notamment les Eurocodes des coefficients et des facteurs multiplicateurs des actions et résistances ; dits coefficients partiels de sécurité. Ces coefficients empiriques sont déterminés et calibrés par le retour d'expérience (Lemaire, 2008). Leur fonction consiste à obtenir un dimensionnement suffisamment sûr malgré les nombreuses incertitudes liées aux approximations des modèles, aux aléas sur les grandeurs, aux phénomènes non pris en compte,...etc. En conséquence, ce dimensionnement, basé sur une approche déterministe, ne permet pas d'évaluer les risques liés à la défaillance d'une structure, donc sa fiabilité (Peyras et al, 2012). Aussi, elle conduit le plus souvent à des surcoûts induits par des surdimensionnements injustifiés, lorsqu'elle ne mène pas à un manque de robustesse de la structure.

Aujourd'hui devant la nécessité de construire des ouvrages plus fiable et économique (Cremona, 2003), les ingénieurs du domaine ont développé un nouveau concept de sécurité basé sur la théorie de la fiabilité structurale et de ses outils de calcul qui devrait satisfaire ses exigences.

L'action de maîtriser les risque de défaillance des ouvrages de génie civil, et de les garder fonctionnel durant leur longue durée de vie constitue un véritable casse-tête des maitres d'ouvrages, confrontés à un patrimoine de plus en plus vieillissent. La mesure de la performance de ces structures constitue un enjeu majeur des maitres d'ouvrage. Cette action vise à quantifier l'écart entre les modes de fonctionnement acceptables de la structure et les modes de fonctionnement à éviter, en fonction des caractéristiques de résistance de la structure et des actions susceptibles de conduire à sa défaillance (Dehmous, 2007). Cette action est appelée aussi évaluation de la fiabilité structurelle.

L'évaluation de fiabilité mécanique consiste à calculer la probabilité qu'un ouvrage ou un système, soumis à des aléas (séisme, vent, fatigue,...), soit capable de satisfaire l'intégralité de ces besoins et ce pour une durée de vie donnée. L'évaluation de cette probabilité nous impose une méthodologie rigoureuse en quatre étapes comme l'illustre la figure II.1.8 (Carvajal et al, 2011) :

- Définir un modèle mécanique déterministe adapté au problème traité. Ce modèle intègre la géométrie de la structure, les propriétés mécaniques des matériaux et les conditions aux limites.
- Identifier les paramètres aléatoires du modèle et les caractérisées par des lois de probabilité adéquates.

- Définir la ou les fonctions d'états limites (scénario de défaillance) dont on veut évaluer la probabilité qu'il(s) soi(en)t dépassé(s).
- Evaluer des probabilités de dépassement des états-limites et études de sensibilité éventuelles.

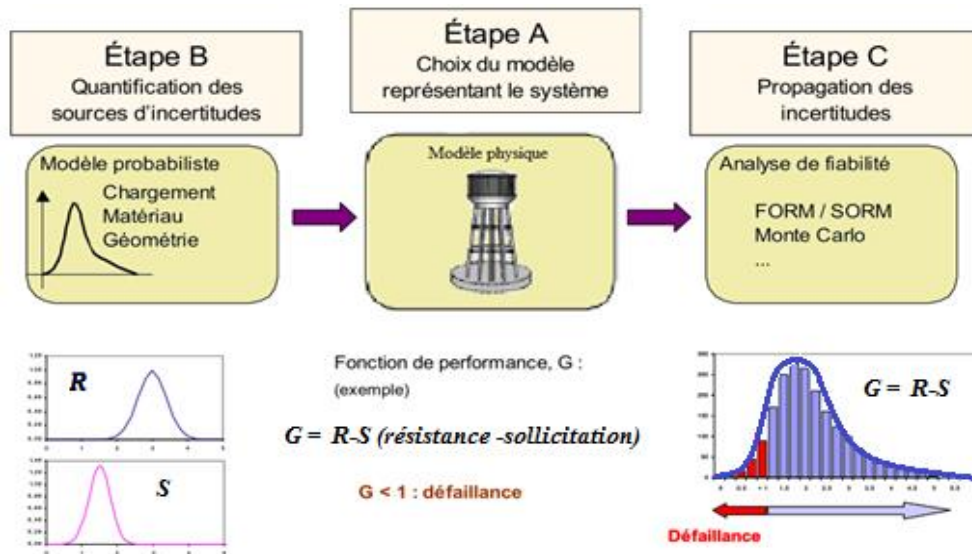


Figure II.1. 8: Démarche générale d'une analyse de fiabilité.

Un organigramme résumant les étapes de l'approche probabiliste est donné ci-après (Figure II.1.9)

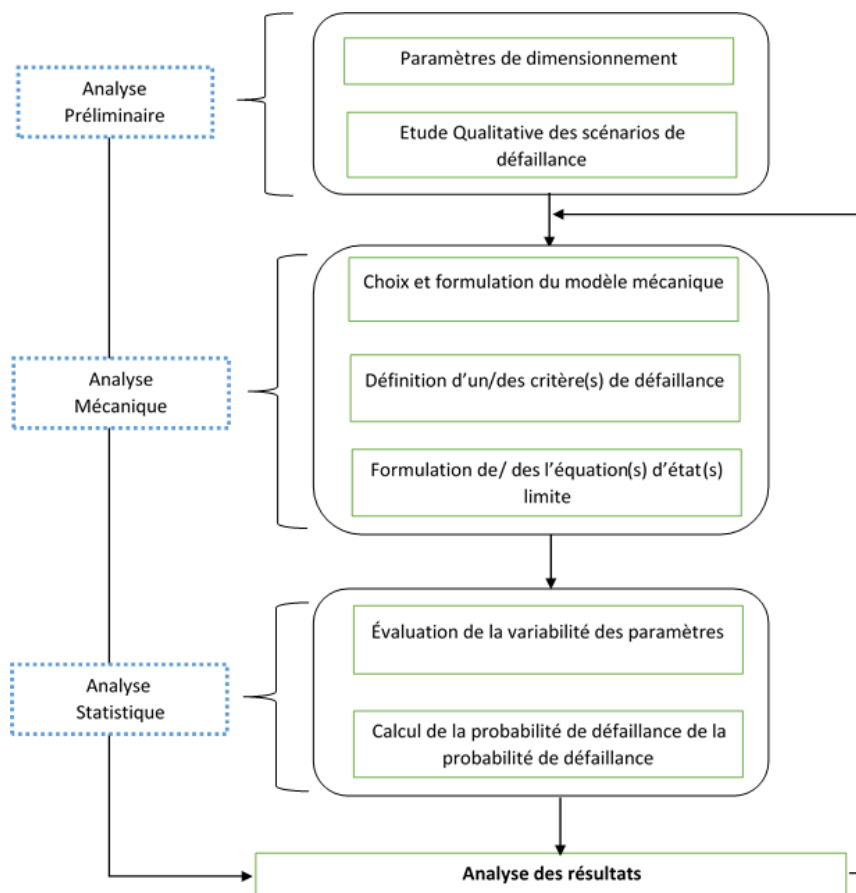


Figure II.1. 9: Organigramme de l'approche probabiliste (O. TEBBI, 2005).

II.1.3.3. Analyse fiabiliste des structures mécaniques

II.1.3.3.1. modélisation des incertitudes

Dans le contexte du dimensionnement et de la conception des ouvrages de stockage, les données spécifiques de ces ouvrages, telles que les propriétés des matériaux constitutifs les dimensions géométriques (appelé **Aléas Internes**) et les actions appliquées (**Aléas Externes**), sont souvent entachées d'incertitudes (Tebbi, 2005). En effet, sous cette contrainte, on ne peut plus se permettre d'utiliser des modèle purement déterministe où ces paramètres sont pris en considération seulement à travers des coefficients partiels de sécurité ; ce qui nous conduits souvent à une représentation erronée de la réalité, d'où à des structures surdimensionnées. De ce fait, il est intéressant de considérer et de traiter les incertitudes associées aux différents paramètres. Le cadre probabiliste, au travers de la théorie de la fiabilité des structures, constitue un des outils les mieux adaptés, pour prendre en compte le caractère aléatoire de ces variables (Orcesi, 2008). Les incertitudes liées aux paramètres d'entrée sont classées en trois types comme l'illustre le tableau II.1.2 et la figure II.1.10 (Breyse, 2009). Les incertitudes épistémiques et les incertitudes aléatoires sont quantifiables. Les incertitudes ontologiques sont plus difficiles à cerner.

Tableau II.1. 2 : Typologie des incertitudes et moyens d'action (Breyse, 2009).

Type d'incertitude		Nature des incertitudes	Moyen de les réduire
Incertainitudes aléatoires	Incertainitudes intrinsèques (naturelles)	Paramètres environnementaux, variabilité spatiale ou temporelle des propriétés des matériaux.	Ne peuvent être ni réduites ni supprimées- elles peuvent seulement être quantifiées (développement des connaissances, acquisition de données) et prises en compte.
	Incertainitudes de modèle : modèle physique	Relation empiriques et théoriques pour décrire les processus physiques (adéquation du modèle pour décrire la réalité)	Peuvent être réduites en améliorant les connaissances et les modèles.
Incertainitudes épistémiques	Incertainitudes de modèle : distribution statistique	Liée au caractère limité des données disponibles (échantillonnage), au mode de collecte...	Peuvent être réduites en soignant la collecte des données (plus nombreuses, plus précises)
	Erreurs humaines et d'organisation	Opérateurs, procédures, équipement et coordination entre les intervenants	Peuvent être réduites par une meilleure organisation et des compétences accrues (contrôle, qualité)

Au-delà de la classification des incertitudes, la priorité est de savoir comment les réduire ou les maîtriser.

Les paramètres qui entrent dans le dimensionnement des constructions ; tels que les actions naturelles (climatique : vent, houle, neige, etc., ou non : séisme, épuration,...) et les charges d'exploitation non totalement contrôlées (charge de plancher des bâtiments, de véhicules sur

les ponts...etc) sont entachés d'incertitudes. Ce qui fait que ces variables sont considérées comme aléatoire. Ces grandeurs peuvent être divisées en deux familles (Goyet. J et al, 1998) :

- Grandeurs aléatoire indépendantes du temps : cette première famille est représentée par des variables ou des vecteurs aléatoires. Ou les incertitudes sont introduites sous forme de lois de probabilité affectée à chaque variable.
- Grandeurs aléatoires fonction du temps (ou de l'espace) : cette deuxième famille est représentées par des processus stochastiques.

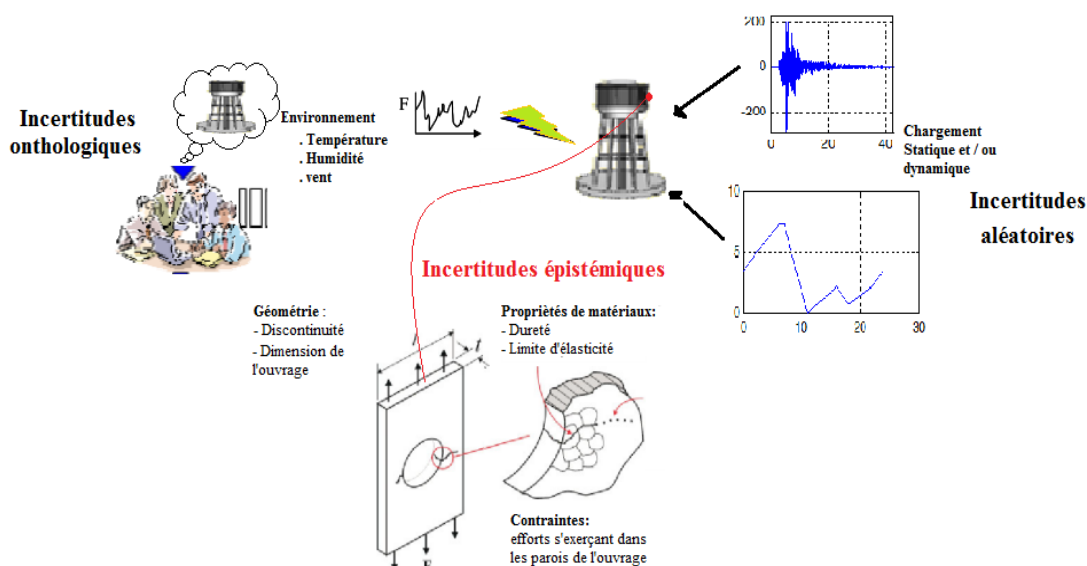


Figure II.1. 10: Typologie d'incertitudes.

II.1.3.3.2. Choix des variables aléatoires de base

À ce stade, après la description des différentes typologies d'incertitudes, l'enjeu principale est de préciser les paramètres incertains appelé variables de base, qui peuvent être des variables définissant les actions extérieures, les caractéristique des matériaux ou encore les caractéristiques géométriques d'un composant au d'un système mécanique, et le rôle qu'elles peuvent jouer sur l'évaluation de la fiabilité des structures, et enfin de quantifier leur variabilité. L'identification de ces variables est dicté par une connaissance fine du comportement de la structures considérée et des matériaux constituant. Dans une étude probabiliste, ces variables sont utilisées pour remédier au problème d'incertitudes qui proviennent le plus souvent de la variabilité liées au processus de fabrication, aux conditions d'exécution (ou de réalisation), à des facteurs incontrôlés ; tels que les fluctuations du chargement ou simplement de la difficulté d'accéder à certaines données ou informations.

Ainsi le choix des variables aléatoires est guidé par plusieurs critères (Dehmous, 2007) :

- l'objectif de l'étude fiabiliste : par exemple, l'utilisation des propriétés mécaniques suffira à évaluer la probabilité de défaillance d'un matériau donné ; en revanche, pour

la conception d'un nouveau matériau, le recours à des données supplémentaire sera plus pertinent,

- l'explication physique des aspects du comportement mécanique du matériau, notamment le mode de défaillance et les causes de sa mise en place suivant la sollicitation envisagée,
- la disponibilité de résultats expérimentaux : les modèles probabilistes associés aux variables aléatoires doivent effectivement être physiquement justifiés pour aboutir à une représentation réaliste.

II.1.3.3.3. Critères de défaillance et fonctions d'états limite

Cette étape consiste à définir un certain nombre de scénarios de défaillance de la structure, autrement dit, procéder à préciser l'état limite au-delà duquel l'ouvrage est considéré comme défaillant (Mébarki, 2003). Ces fonctions, appelées fonctions de performance (ou d'état limite), correspondent à des exigences en termes de tenue mécanique au d'aptitude au service (la défaillance est associée à la ruine du système dans le premier cas et au dépassement excessifs de la capacité dans le second).

Un critère de défaillance est décrit par une fonction de performance, notée $G(X)$, dépendant des variables aléatoires du modèle (Mébarki, 2003). Cette fonction délimite le domaine de bon fonctionnement de l'ouvrage D_s de celui de défaillance D_f (figure II.1.11) et son expression est donnée par la relation (II.1.17) (Lemaire, 2005) :

$$G(\{X\}) = R(\{X\}) - S(\{X\}) \quad (\text{II.1.17})$$

Par convention, on définit le domaine de sûreté D_s et le domaine de défaillance D_f de $\mathbb{R}^k$ comme suit :

$$D_s = \{\{X\} \in \mathbb{R}^k, G(\{X\}) > 0\} \quad (\text{II.1.18})$$

$$D_f = \{\{X\} \in \mathbb{R}^k, G(\{X\}) < 0\} \quad (\text{II.1.19})$$

$$\{\{X\} \in \mathbb{R}^k, G(\{X\}) = 0\} \quad \text{Désigne la surface d'état limite.}$$

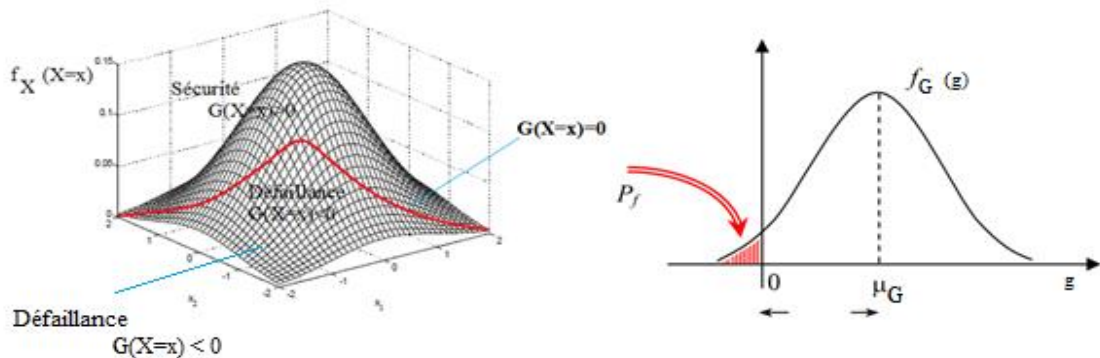


Figure II.1. 11: Domaines de sûreté et de défaillance dans le cas de deux variables aléatoires $\{X\} = \{X1, X2\}$.

II.1.3.3.4. Mesure de la probabilité de défaillance d'un ouvrage

La fiabilité F d'une structure est conventionnellement définie de la façon suivante (Dehmous, 2007), (Aoues, 2008) :

$$F = 1 - P_f \quad (\text{II.1. 20})$$

Où 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 $G(X)$. Nous avons donc (Mébarki, 2003) :

$$P_f = P \left(G(\{X\}) \leq 0 \right) \quad (\text{II.1. 21})$$

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. On cherche alors à connaître la loi de probabilité pour que, soumise à une action, la structure ne dépasse pas cet état limite. Ainsi, si nous faisons introduire la notion de densité de probabilité conjointe $f_{\{X\}}$ des variables aléatoires $\{X\}$ du modèle, dont les réalisations sont $\{x\} = \{x_1, x_2, \dots, x_n\}^t$, l'évaluation de la probabilité de défaillance peut se ramener essentiellement à l'étude de l'intégrale (Lemaire, 2005), (Mébarki, 2003):

$$P_f = \int_{D_f} f_X(x) dx \quad (\text{II.1.22})$$

La résolution analytique de l'intégrale (II.1.23) est très difficile, voire impossible (Abdel Massih, 2010) ; (Lemaire, 2005). Toutes fois, il existe des méthodes qui simplifient la résolution de cette intégrale, pour estimer la probabilité de défaillance P_f . 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 tel que l'illustre la figure II.1.12 (Ditlevsen et Madsen, 2005), (Lemaire, 2005). La distribution des variables aléatoires (X) et les propriétés des différentes fonctions de performance $G(X)$ guident notre choix vers la méthode la mieux adaptée.

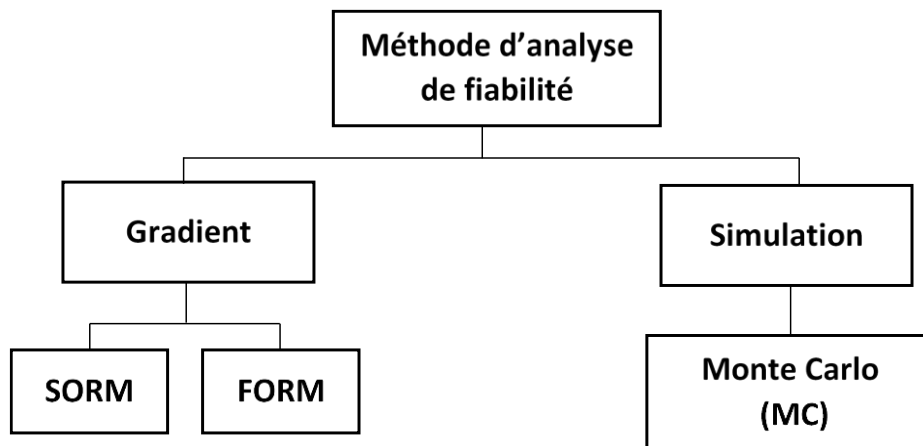


Figure II.1. 12: Méthode d'analyse fiabiliste.

Méthodes de simulations

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.

La méthode de Monté Carlo consiste à réaliser un grand nombre de tirages aléatoires (variables d'entrée), en accord avec leur loi de distribution conjointe (si elle existe) ou en accord avec la loi marginale de chaque variable et avec leurs éventuelles corrélations. Pour chaque tirage la réponse de la fonction d'état limite est calculée, et un traitement statistique de cette réponse est exécuté pour en déduire la probabilité de défaillance (Lemaire, 2005).

En générale la méthode de Monté Carlo consiste à résoudre un problème déterministe de nombreuses fois pour mettre en place une distribution statistique de la sortie (les variables de sortie : déplacements, contraintes,...). Cette méthode constitue le moyen le plus sûr pour estimer la probabilité de défaillance d'un système vis-à-vis d'un état limite. En revanche elle est la plus coûteuse en termes de temps de calcul. Pour une probabilité de défaillance de 10^{-n} , il faut réaliser entre 10^{n+2} à 10^{n+3} tirages (Aoues, 2008).

La figure II.1.13 suivante illustre la méthode de Monte-Carlo.

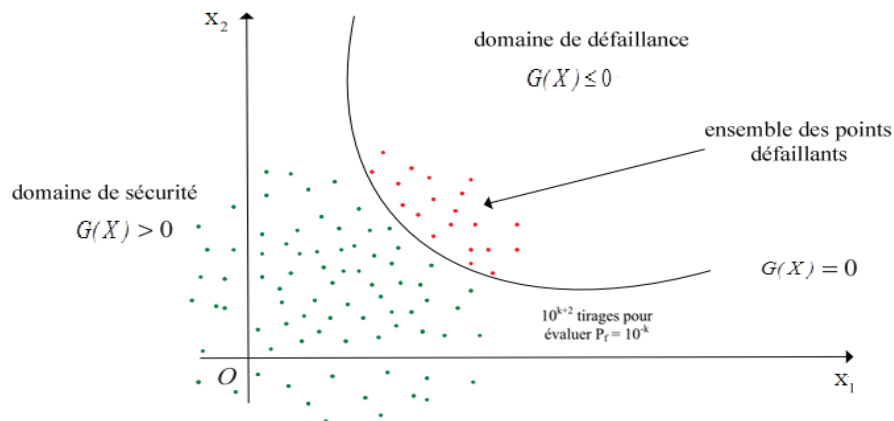


Figure II.1. 13: Illustration de la simulation de Monté Carlo.

Les valeurs des variables de base (le vecteur $\{X\}$) sont échantillonnées aléatoirement en fonction des distributions de probabilité de $\{X\}$. Le nombre de tirage N tombant dans le domaine de défaillance D_f , c'est-à-dire le nombre de tirage satisfaisant la condition de $G(X) \leq 0$, est identifié. La probabilité de défaillance P_f est alors évaluée par (Ditlevsen et Madsen, 2005) :

$$P_f = \int_{G(X) \leq 0} f_X(x) dx_1 \dots dx_n = \int_{D_f} f_X(x) I_{G(X) \leq 0}(x) dx_1 \dots dx_n \quad (\text{II.1.23})$$

La fonction $I_{Df}(\cdot)$ est une fonction d'indicateur identifiant le domaine de défaillance, tel que (Mébarki, 2003) :

$$I_{Df} = \begin{cases} 1 & \text{si } G(x) \leq 0 \\ 0 & \text{si } G(x) > 0 \end{cases} \quad (\text{II.1.24})$$

Pour N simulations du vecteur aléatoire X , la probabilité de défaillance P_f est approchée par la moyenne des $p_i = I_{Df}(x_i)$.

En pratique la méthode des simulations de Monte Carlo n'est autre qu'une évaluation répétitive de la fonction d'état limite pour un nombre donné N de réalisation du vecteur X dans l'espace aléatoire.

La simulation directe, à partir d'un échantillon de taille N , est constituée de trois étapes (Lemaire et al, 2005):

- génération de N vecteurs X , selon la loi conjointe de probabilité de densité f_x ;
- simulation du mécanisme de défaillance considéré pour l'échantillon ;
- vérification de l'obtention d'un état de défaillance ou non à partir de la fonction de défaillance.

Si N_f est le nombre de cas où $G(\{X\}) \leq 0$, l'estimation de la probabilité de défaillance P_f est évidente (Lemaire et al, 2005):

$$P_f \approx P_{fMC} = \frac{N_f}{N} \quad (\text{II.1.25})$$

Ou P_{fMC} est un estimateur non biaisé ($E[P_{fMC}] = P_f$) de la probabilité de défaillance.

Géométriquement, dans l'espace des variables aléatoires (Figure II.1.13), à chaque vecteur généré est associé un point aléatoire. La simulation directe consiste à dénombrer les points appartenant au domaine de défaillance et à appliquer la relation (II.1.25).

La variance de l'estimation est égale à (Lemaire et al, 2005):

$$V_{MC} = \sqrt{\frac{P_{fMC}(1 - P_{fMC})}{N}} \quad (\text{II.1. 21})$$

Le coefficient de variation, défini comme le rapport de l'écart type sur la moyenne, s'écrit sous la forme (Lemaire et al, 2005):

$$CV = \frac{V_{MC}}{P_{fMC}} = \sqrt{\frac{(1 - P_{fMC})}{N P_{fMC}}} \quad (\text{II.1.22})$$

Si P_{fMC} est petit par rapport à 1, le coefficient de variation est alors proche de $\frac{1}{\sqrt{N P_{fMC}}}$. D'où

pour déterminer le nombre d'échantillons nécessaires pour garantir un niveau de précision donné, cette équation peut être écrite sous la forme (Rubino et al, 2007):

$$N = \frac{1}{(CV)^2 P_{fMC}} \quad (\text{II.1.28})$$

Les méthodes de Monte Carlo est l'une des méthodes approchées de calcul d'une valeur (probabilité de défaillance). Comme pour toute méthode de cette sorte, il est important de disposer d'outils permettant de connaître la précision obtenue. Ces méthodes sont basées sur la simulation de variables aléatoires et utilisent dans l'analyse des outils statistiques (Mendenhall et al, 2006) et (Ditlevsen et Madsen, 2005). Ces outils nous permettent d'avoir un intervalle de confiance de type $]x_{1,N}(\alpha), x_{2,N}(\alpha)[$ ou N est la taille de l'échantillon, cela signifie que la valeur x cherchée est dans cet intervalle avec la probabilité α . Augmenter le niveau de confiance α nous conduit à augmenter la taille de l'intervalle pour une taille d'échantillon N donnée. L'intervalle de confiance est donc obtenu dans le cadre de l'estimation de la moyenne à variance inconnue, pour un intervalle de confiance bilatéral symétrique au seuil α (Lemaire, 2005) :

$$P_{fMC} - t_{1-\alpha/2}(v) \sqrt{\text{var}[P_{fMC}]} \leq P_f \leq P_{fMC} + t_{1-\alpha/2}(v) \sqrt{\text{var}[P_{fMC}]} \quad (\text{II.1.29})$$

Où : $t_{1-\alpha/2}(v)$ est la variance de Student de paramètre $v=N-1$. Pour N grand, elle est remplacée par le fractile de la loi normale (erreur de 0.12% pour $N=1000$ tirages).

Pour un intervalle à 95%, $t_{0.975} \approx u_{0.975} = 1.96$, d'où :

$$P_{fMC} \left(1 - 1.96 \sqrt{\frac{1 - P_{fMC}}{N P_f}} \right) \leq P_f \leq P_{fMC} \left(1 + 1.96 \sqrt{\frac{1 - P_{fMC}}{N P_f}} \right) \quad (\text{II.1. 30})$$

Une telle procédure présente l'intérêt de la simplicité, à condition de savoir simuler une variable de loi donnée, qui possède une convergence très lente. Dans cette méthodologie, l'erreur diminue en fonction du nombre d'essais en $(\sqrt{N})$. Des échantillons de grande taille sont donc nécessaire afin d'obtenir une approximation correcte de la probabilité de défaillance.

L'erreur (la convergence) du modèle est évalué en utilisant la relation de Shooman en admettant que $1.96 \approx 2$ (Lemaire et al, 2005).

$$\% \text{erreur} = 200 \sqrt{\frac{1 - P_{fMC}}{N P_{fMC}}} \quad (\text{II.1. 31})$$

P_{fMC} est l'estimateur de P_f et N est le nombre de tirage. Cette erreur correspond à une probabilité de 95% que la valeur exacte de P_f appartienne à l'intervalle $P_{fMC} (1 \pm \% \text{erreur})$, c'est l'intervalle de confiance à 95%.

D'une manière générale, pour évaluer correctement une probabilité de l'ordre de 10^{-k} , il faut effectuer de 10^{k+2} à 10^{k+3} simulation (Lemaire, 2005). En fiabilité des structures comme les probabilités P_f recherchées sont faibles (souvent inférieur à 10^{-4} ($k \geq 5$)), il faut donc un grand nombre de simulations (Mattrand, 2011).

✓ *Etapes de la simulation Monte Carlo*

La résolution de l'intégrale précédente (II.1.23), en utilisant la méthode de simulation de Monte Carlo, peut se résumer étape par étape selon le processus suivant (Désenfant et al, 2007) (Figure II.1.14) :

- 1- Définir le mesurande, le processus de mesure, les facteurs d'influence et expliciter le modèle mathématique (les fonctions d'état limites). Cette étape est en fait commune à toutes les méthodes.
- 2- Associer à chaque grandeur d'entrée une distribution (normale, uniforme, etc.) ou une distribution conjointe dans le cas de variables corrélées.
- 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 effectués.
 - S'il n'y a pas de défaillance, il n'y a pas d'incrément.
- 5- Répéter 1 à 4 jusqu'à ce qu'un nombre suffisant de tirage soit atteint,
- 6- Estimer la probabilité en fonction du nombre des cas de défaillants par rapport au nombre total des tirages effectués.

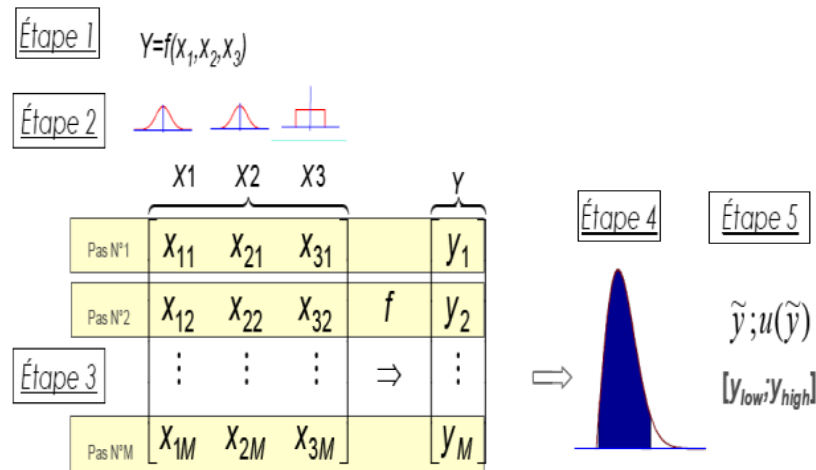


Figure II.1. 14 : Schéma explicatif des étapes de la simulation Monte Carlo (Désenfant et al, 2007).

L'organigramme d'évaluation de la probabilité de défaillance en utilisant la méthode de simulation de Monte Carlo est décrit dans la figure II.1.15 :

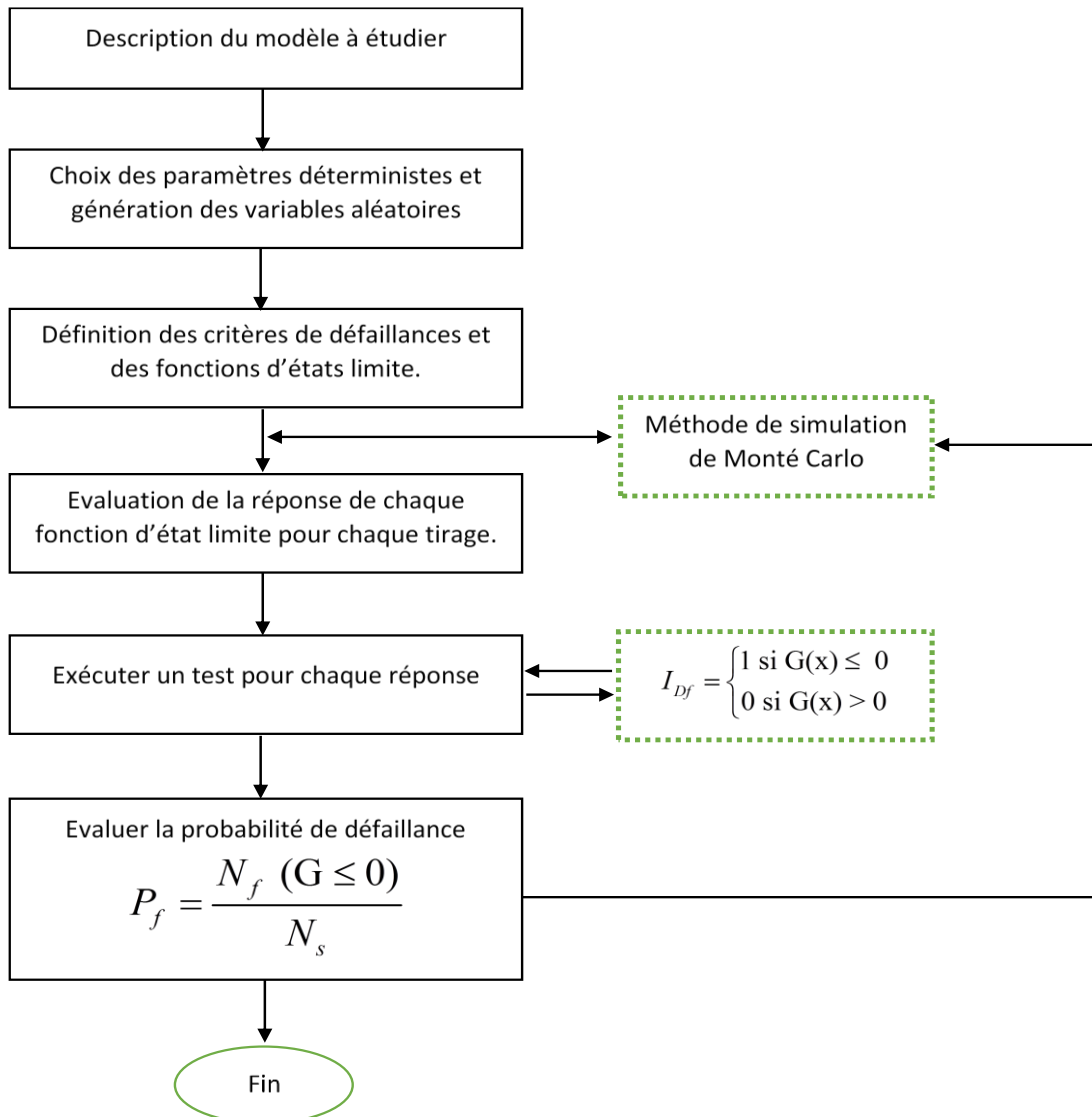


Figure II.1. 15: Organigramme du calcul de la probabilité de défaillance en utilisant la méthode des simulations de Monte Carlo.

Méthodes d'approximations

En fiabilité des structures, les méthodes FORM et SORM (First Order Reliability Method, Second Order Reliability Method) sont des méthodes d'approximation liées essentiellement au fameux Indice de fiabilité ou de sécurité noté β . Ce dernier permet d'obtenir 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 Cornel, noté β_c** , donné par la relation (II.1.33) (Lemaire, 2005) :

$$\beta_c = \frac{m_z}{\sigma_z} \quad (\text{II.1. 32})$$

m_z et σ_z représente respectivement la moyenne et l'écart type de la variable de marge z donné par :

$$z = R - S \quad (\text{II.1.33})$$

R désigne la résistance et S la sécurité.

Sous l'hypothèse dit fondamentale (état limite linéaire et variable gaussiennes), la probabilité de défaillance est donnée par la relation

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (\text{II.1. 34})$$

Φ désigne la fonction de répartition de la loi normale centrée réduite.

- **Indice de fiabilité de Hasfor Lind β_{HL}** : dans ce cas l'indice de fiabilité est défini comme étant la distance de l'origine O au point P^* , appelé point de conception, le plus proche de l'origine sur la surface d'état limite (Lemaire, 2005). Il est égale la distance la plus courte entre la surface d'état limite et l'origine du repère dans un espace normé réduit des variable aléatoire décalées (Figure II.1.16).

L'indice de fiabilité de Hasfor Lind β_{HL} est évalué en se plaçant dans un espace de variables aléatoires Gaussiennes statistiquement indépendantes, de moyennes nulles et d'écarts types unitaires.

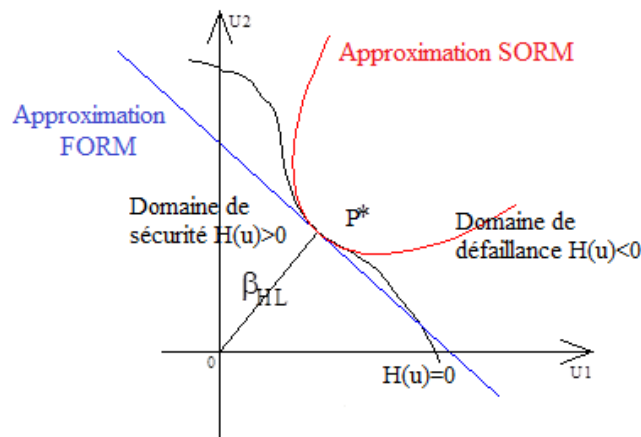


Figure II.1. 16: État limite et approximation de la probabilité de risque par FORM et SORM.

✓ **approximation de type FORM**

Cette méthode est appliquée dans l'espace normé U . Le passage de l'espace X de variables physiques en un espace U de variables normées est effectué en se basant sur une transformation de type $T: X \rightarrow U$ appelé transformation iso-probabiliste. Le lecteur intéressé trouve une large gamme de transformations isoprobabilistes dans les ouvrages suivant : (Ditlevsen et Madsen, 2005) et (Lemaire, 2005).

La méthode d'approximation du type FORM vise à estimer l'indice de fiabilité β . Le principe de la méthode d'approximation consiste à remplacer l'état-limite réel par un hyperplan tangent au point de construction de P^* (Figure II.1.17). L'état-limite est donc linéarisé grâce à un développement de Taylor au 1er ordre autour du point de conception P^* . Une transformation isoprobabiliste de variable X_i est réalisée ; les nouvelles variables notées U_i sont du type gaussien centré réduit. Et enfin l'indice de fiabilité β est calculé et recherchant le point de conception P^* . L'indice de fiabilité β est évalué en résolvant le problème d'optimisation de suivant (Lemaire, 2005) :

$$\beta = \min \left(\sqrt{\sum_i u_i^2} \right) \quad (\text{II.1.35})$$

Sous la contrainte $H(u_i) \leq 0$, ou $H(u_i)$ représente la fonction d'état dans l'espace normé réduit.

Une fois calculé β , la probabilité de défaillance est approximée par :

$$P_f \approx \Phi(-\beta) = 1 - \Phi(\beta) \quad (\text{II.1.36})$$

Φ est la loi de distribution de Gauss de moyenne 0 et d'écart-type 1.

✓ **approximation de type SORM**

Alors que la méthode FORM vise à remplacer l'état limite par un hyper plan, la méthode SORM le remplace par une hyper surface d'ordre 2 (Ditlevsen et Madsen, 2005) ; (Lemaire, 2009). La prise en compte de la courbure rend évidemment la méthode légèrement plus coûteuse en termes de temps de calcul mais améliore aussi sensiblement l'approximation de la probabilité de défaillance.

L'approximation au deuxième ordre SORM est effectuée grâce à une relation du type de celle de Breitung (Lemaire, 2005) :

$$P_f \approx \Phi(-\beta) \left(\prod_{i=1}^{n-1} \left(\frac{1}{\sqrt{1 + \beta k_i}} \right) \right) \quad (\text{II.1.17})$$

k_i sont les courbures principales de la fonction d'état limite au point P^* .

Les notions définies sont résumées graphiquement en figure II.1. 17 suivante dans le cas d'un modèle probabiliste à deux variables aléatoires X_1 et X_2 .

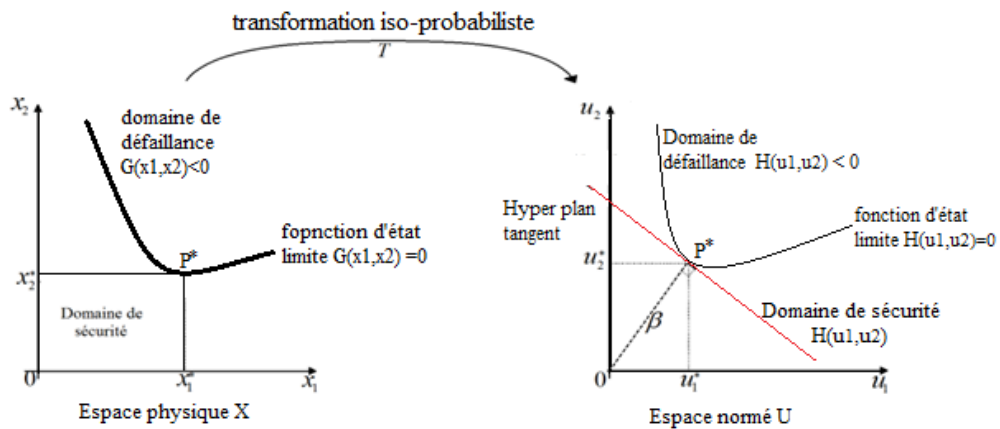


Figure II.1. 17: Principales notions relatives aux méthodes FORM/SORM (indice de fiabilité β , point de défaillance le plus probable P^* , transformation iso-probabiliste T)

II.1.3.4. Quelques applications de l'analyse fiabiliste dans le domaine des ouvrages hydrauliques

Dans le domaine des ouvrages hydraulique, nous notons un intérêt croissant de la communauté scientifique pour l'application des approches probabilistes dans le dimensionnement et l'analyse de la stabilité de ces structures. Parmi les quels nous pouvons citer : (Peyras et al, 2012) se sont intéressés au développement d'une méthodologie de mise en œuvre de couplage de la méthode de la sureté de fonctionnement (AMDEC) et les méthodes de fiabilité permettant d'évaluer la sécurité structurelle des barrages. Les travaux de (Lupoi et al, 2011) ont porté sur le développement d'une méthode probabiliste de l'évaluation sismique capable de gérer la complexité physique de l'endommagement du système fondation-barrage et les incertitudes concernant les données structurelles et les actions extérieures. (Gholizad et al, 2012) ont proposé dans le domaine des structures offshores, une méthode d'évaluation de la fiabilité, qui prend en considération différents scénarios de défaillance en fatigue de la plateforme. Cette approche fournit des informations plus détaillées sur le comportement en fatigue des différents éléments de la structure.

Dans le domaine des réservoirs de stockage, peu de travaux ont été publiés sur l'utilisation des approches probabilistes. Nous citons les travaux de (Berahman et al, 2009) qui ont porté sur l'évaluation de la vulnérabilité sismique des réservoirs de stockage en acier, en développant un modèle probabiliste des modes de défaillance. (Sani et al, 2014), en se basant sur la méthode d'approximation FORM, ont étudié la défaillance d'un réservoir rectangulaire enterré en béton, considérant trois modes de ruine (flexion, cisaillement et torsion). Quant aux réservoirs surélevés en béton, (Môller et al, 1992), en se basant sur une méthode probabiliste, ont développé une méthodologie simple pour concevoir la section circulaire du support des réservoirs surélevé en béton armé, avec une probabilité de défaillance tolérable.

II.1.3.5. Conclusion

En phase de conception dans les bureaux d'études, les ouvrages de génie civil sont dimensionnés en se basant sur des méthodes déterministes, qui visent à obtenir un dimensionnement suffisamment sûr. Pour ce faire, ces méthodes font appel à la notion du coefficient partiel de sécurité, afin de pallier aux nombreuses incertitudes liées aux approximations des modèles et aux aléas sur les données d'entrée (propriétés des matériaux et les chargements). Cette démarche ne permet pas d'évaluer les risques liés à la défaillance de la structure et donc sa fiabilité. Aussi, elle conduit le plus souvent à des surcoûts induits par des surdimensionnements injustifiés, lorsqu'elle ne mène pas à un manque de robustesse de la structure.

Dans l'esprit de contourner cette problématique, et devant la nécessité de concevoir des ouvrages plus fiables et économiques, le recours à une méthodologie intégrant à la fois l'aspect économique et de résistance s'avère plus que nécessaire. La tendance actuelle dans le monde de l'ingénierie, avec l'avènement de la notion du risque, est à l'évaluation du degré de fiabilité des structures. Les ingénieurs commencent à intégrer dans leurs conceptions cette notion basée sur la théorie probabiliste que nous avons exposé dans ce chapitre. L'évaluation et l'analyse de la fiabilité des systèmes mécaniques, en se basant sur les méthodes probabilistes, nous fournit une solution pour l'étude de la fiabilité de ces derniers pendant la phase de conception en bureau d'études, et nous permet d'avoir une idée sur le risque de défaillance et l'état de fiabilité pendant la phase d'exploitation. De nos jours, et grâce à ces méthodes, il est devenu possible d'évaluer la probabilité de défaillance d'un système mécanique pour un scénario donné. En effet, l'atout majeur de ces méthodes est la possibilité de prendre en considération une large gamme d'incertitude qui entache notre modèle mécanique. L'expression d'un besoin d'une analyse fiabiliste basée sur un modèle déterministe, pour le calcul d'un réservoir surélevé à l'instar des autres structures du domaine du génie civil est donc avérée.

Pour répondre à cette nécessité nous consacrons cette seconde partie de la thèse au développement d'un modèle fiabiliste. dans ce premier chapitre nous nous sommes intéressés à la présentation des notions de base des probabilités et statistiques, qui constituent un élément essentiel pour l'usage, la compréhension et la traduction des résultats d'une étude probabiliste, et aussi à la présentation des méthodes de l'analyse fiabiliste.

En se basant sur le modèle déterministe développé par (Housner, 1963), dont les lignes principales seront exposées dans le chapitre II.2, une approche probabiliste est développée pour analyser les fonctions de défaillance liées à la stabilité d'ensemble de l'ouvrage. Les fonctions d'état considérées seront présentées dans le chapitre II.3, à savoir celles liées au glissement, au

renversement à l'état limite ultime et la vérification des contraintes (traction et compression) dans le support ainsi que l'effet de ballottement de la surface libre de l'eau à l'état limite de service. Pour tenir compte du caractère incertain de la réponse d'un réservoir surélevé, deux types de variables sont considérées : la charge hydraulique qui est une fonction du temps et l'accélération sismique considérée comme une variable aléatoire. Pour les besoins de l'analyse de la fiabilité, la méthode des simulations de Monte-Carlo est utilisée. Cette méthode constitue le moyen le plus coûteux, mais certainement le plus sûr pour l'évaluation de la probabilité de défaillance, sous réserve de la qualité du générateur de nombres pseudo-aléatoires (Lemaire, 2005).

Chapitre II.2 : Etude au séisme d'un réservoir surélevé en béton arme

II.2.1. Introduction

Les réservoirs de stockage surélevés sont considérés comme des structures lourdes dont la plus grande portion du poids est concentrée dans la partie supérieure à une hauteur donnée. Plusieurs travaux de recherche portant sur leur comportement dynamique ont fait l'objet de plusieurs publications, dans le but d'améliorer leur conception et leur résistance vis-à-vis de fortes excitations sismiques.

Les premiers travaux publiés dans ce domaine ont été menés par Hoskin et Jacobsen (1934) qui, en se basant sur le travail de Westergaard (1933) mené sur les barrages poids rectangulaires rigides, conduisirent des études théoriques et expérimentales pour évaluer les pressions hydrodynamiques développées dans les réservoirs rectangulaires soumis à une excitation sismique. Ruge (1938), fut l'un des pionniers dans les recherches menées sur les réservoirs surélevés, en étudiant expérimentalement les effets d'un séisme sur cette catégorie précise de réservoirs, ce qui a permis de mettre en évidence le couplage entre le fluide et le système réservoir-support élevé. Par la suite, Jacobsen (1949) et Jacobsen et Ayre (1951) étudièrent, de manière expérimentale et analytique, la réponse dynamique de réservoirs cylindriques rigides. Werner et Sundquist (1949) étendirent les conclusions des travaux de Jacobsen aux réservoirs de forme rectangulaires, semi-circulaires, triangulaires et sphériques. Graham et Rodriguez (1952) fournirent une analyse détaillée des pressions hydrodynamiques convectives, liées au ballotement du fluide, et impulsives dans les réservoirs rectangulaires. Vers la fin des années 1950 et le début des années 1960, les travaux de Housner (1957, 1963) permettront de formuler la méthode analytique simplifiée, selon laquelle les réservoirs sont remplacés par un système équivalent à deux degrés de liberté, en concentrant la masse de l'ouvrage en deux points (impulsive et convective). Cette méthode, encore employée de nos jours par les ingénieurs de la pratique, a largement répondu à la problématique de la réponse sismique des réservoirs de stockage de liquides. Plus tard dans les années 1970, Epstein (1976) en se basant sur le modèle d'Housner, a développé des formules et des courbes de dimensionnement dans le but d'estimer les moments de flexion et de renversement dans les réservoirs rectangulaires et cylindriques soumis à une excitation sismique. Hunt et Priestley (1978) proposeront une nouvelle méthodologie de calcul des réservoirs (cylindrique et rectangulaire), en tenant compte à la fois des phénomènes d'impulsion et d'oscillation.

À partir des années 1980, Haroun (1980, 1983, 1984, 1985, 1988) publia une série de travaux en collaboration avec Housner portant sur le comportement dynamique des réservoirs cylindriques et rectangulaires, et notamment sur l'effet du liquide sur la paroi de la structure, en tenant compte la déformabilité de cette dernière. Le modèle développé prend en compte

certaines insuffisances des précédents modèles trop compliqués pour être employés en ingénierie, en phase de conception ou trop simple pour donner des résultats précis. Davidovici et Haddadi (1982) présentent et comparent quelques méthodes mises au point par les auteurs sus mentionnés, telles que la méthode de Jacobsen et Ayre avec celle de Hunt et Priestley appliquées aux réservoirs cylindriques, puis la méthode de Graham et Rodriguez avec celle de Hunt et Priestley établies aux réservoirs rectangulaires.

Park et al. (1990) fournirent une méthode numérique robuste basée sur la méthode des éléments de frontière et fini, la première est utilisée pour calculer les pressions hydrodynamiques tenant compte du ballotement, tandis que la deuxième est utilisée pour évaluer la réponse de la structure.

Livaoglu et al. (2006, 2007, 2008) et Sezen et al. (2008) ont mené plusieurs travaux qui ont porté sur l'interaction liquide-structure-sol, en considérant l'effet de l'encastrement et le type de sol sur le comportement sismique des réservoirs de stockage. Ces travaux sont effectués sur différents types et taille d'ouvrages (support et cuve), et ont conclu que les déplacements de la partie supérieure du réservoir sont affectés sensiblement par l'encastrement dans le cas des sols meubles, mais qu'ils sont plus faibles dans le cas des sols fermes.

Hammoum et al. (2010) se sont intéressés à l'analyse de réservoirs posés au sol de forme circulaire, en se basant sur le modèle d'Housner, et proposent une modélisation de l'effet hydrodynamique, en prenant en compte l'action sismique représentée par un spectre de réponse proposé par le Règlement Parasismique Algérien (RPA). Ils mettent en évidence que la négligence du phénomène hydrodynamique sous-estimerait considérablement les contraintes de traction au niveau de la paroi des réservoirs posés au sol. En effet, contrairement à ce qui est énoncé dans le RPA, la prise en compte de l'effet hydrodynamique dans les calculs des réservoirs est nécessaire, quelque soit leur capacité de stockage.

Le présent chapitre, consacré aux réservoirs circulaires surélevés en béton armé, s'inscrit dans la continuité des travaux entrepris précédemment. Il présente une méthodologie déterministe et pratique, de mise aux normes parasismiques des réservoirs surélevés de forme circulaire, au stade de leur conception en bureau d'études. L'approche proposée s'articule principalement sur la prise en compte de deux points essentiels, soit d'une part l'effet hydrodynamique (trop souvent négligé par les ingénieurs praticiens), et d'autre part l'action sismique traduite par un spectre de réponse fourni par le règlement parasismique Algérien. La méthodologie de calcul exposée en section II.2 a un caractère applicatif lié à un environnement pratique de la profession de l'ingénieur civil. Un exemple de calcul pratique présenté en section II.3 permet d'illustrer la méthode de calcul exposée.

II.2.2. Méthode de calcul

Il est vain de prétendre prémunir un ouvrage contre les effets des séismes par le seul emploi des calculs dits parasismiques. L'expérience a montré que les ouvrages dont la conception a été saine et les règles correctement appliquées ont une probabilité assez élevée de supporter convenablement les secousses destructrices d'intensité modérées. Le choix de la méthode de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de la structure. D'après le RPA, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes : la méthode statique équivalente, la méthode d'analyse par accélérogrammes, et la méthode dynamique d'analyse modale spectrale que nous développerons plus loin dans cette section.

Conformément au RPA (RPA 99 - addenda 2003), lors du dimensionnement parasismique d'un château d'eau d'une capacité plus ou moins importante, il est nécessaire d'étudier l'effet hydrodynamique de l'eau sur la structure lorsque la capacité est supérieure ou égale à 1500 m³ en zone de moyenne (zone II) et forte (zone III) sismicité. L'évaluation des forces hydrodynamiques étant une étape cruciale dans la démarche, nous nous appuyons sur la méthode analytique de Housner afin d'estimer la réponse d'un liquide dans des réservoirs rigides, excités par une action sismique.

II.2.2.1. Effet hydrodynamique

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 (Hammoum et al, 2010). En effet, lorsque la cuve est au sommet d'un support pouvant être une tour ou pilotis, nous devons considérer sa flexibilité. Le calcul approché par la méthode de Housner consiste à décomposer l'action du liquide en deux actions, une action passive provoquant des actions d'impulsion et la seconde action active provoquant des actions d'oscillation (Davidovici & Haddadi, 1982). Ainsi la modélisation de l'ensemble du château d'eau est représentée par son équivalent mécanique et son modèle mathématique présentés en figure II.2.1.

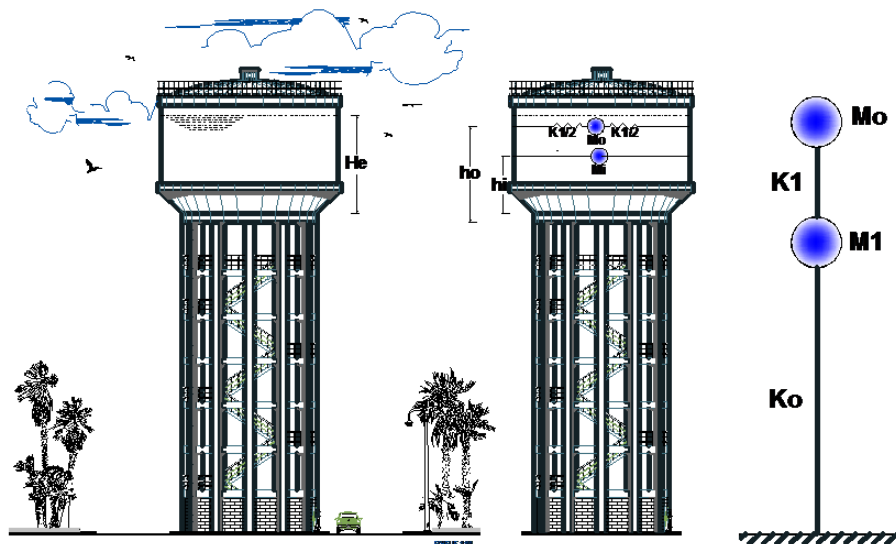


Figure II.2. 1 : Château d'eau, son système mécanique équivalent et le modèle mathématique.

Les efforts d'impulsion proviennent de ce qu'une partie de la masse du liquide, dite masse passive M_i , réagit par inertie à la translation des parois du réservoir. Son système mécanique équivalent est obtenu en considérant la masse M_i , liée rigidement au réservoir à une hauteur h_i telle qu'elle exerce sur les parois, les mêmes efforts horizontaux que la masse d'eau équivalente. Quant aux efforts d'oscillations, ils proviennent de ce que l'autre partie de la masse du liquide, dite masse active M_0 , se met en mouvement d'oscillation sous l'action du séisme. Son équivalent mécanique s'obtient en considérant la masse M_0 retenue par des ressorts de raideurs K_0 à un niveau h_0 , dont les oscillations horizontales exercent les mêmes efforts vibratoires que la masse active du liquide (Hammoum et al, 2015).

En résumé, la masse totale de l'eau M_e peut être décomposée en une masse passive M_i et une masse active M_0 reliées rigidement d'une part et par l'intermédiaire d'un ressort de constante de rapport K_1 d'autre part.

Dans le modèle mathématique adopté pour le château d'eau (Figure II.2.1) la masse M_0 est reliée à la structure par une tige de même raideur K_1 formant un couplage direct avec M_1 , tandis que M_1 est reliée au sol par une tige représentant le support de la structure et de constante de rappel K_0 . Le système est donc à deux degrés de liberté.

II.2.2.2. Evaluation des masses M_0 et M_1 ainsi que leur point d'application

La masse M_1 est composée de la masse inerte (passive) du liquide M_i , de la masse de la cuve vide M_c et enfin d'une partie de la masse totale du support M_t . Elle est donnée par la formule suivante :

$$M_1 = M_i + M_c + \beta \cdot M_t \quad (\text{II.2. 1})$$

Le coefficient β est pris égal à $\beta = \frac{33}{140}$ selon Rayleigh à en juger par la relation de la période proposée dans le PS69 révisé 92 (D.T.U.), comme nous le verrons plus loin dans l'équation (II.2.12). Il est bon de signaler que ce coefficient est pris égal à $\beta = \frac{2}{3}$ selon les recommandations de l'American Concrete Institute (ACI) (Livaoglu et al, 2006) et que (Priestley et al, 1986) recommandent de prendre $\beta = 1$.

La masse inerte (passive) M_i est donnée par la formule suivante :

$$M_i = M_e \cdot \frac{\text{th}\left(\frac{R}{H_e} \sqrt{3}\right)}{\frac{R}{H_e} \sqrt{3}} \quad (\text{II.2. 2})$$

avec :

M_e : masse de l'eau dans la cuve,

R : rayon intérieur de la cuve,

H_e : hauteur d'eau dans la cuve.

La masse oscillante (active) M_0 est donnée par la formule suivante :

$$M_0 = M_e \cdot 0,318 \cdot \frac{R}{H_e} \text{th}\left(1,84 \cdot \frac{H_e}{R}\right) \quad (\text{II.2. 3})$$

Le niveau d'application h_i des pressions d'impulsion induites par la masse M_i par rapport au fond de la cuve est donné par la relation suivante :

$$h_i = \frac{3}{8} \cdot H_e \quad (\text{II.2. 4})$$

Le niveau d'application h_0 des pressions d'oscillation induites par la masse M_0 par rapport au fond de la cuve est donné par la relation suivante :

$$h_0 = H_e \cdot \left(1 - \frac{1}{\alpha \cdot \text{th}(\alpha)} + \frac{1}{\alpha \cdot \text{sh}(\alpha)}\right) \quad (\text{II.2. 5})$$

avec :

$$\alpha = \frac{H_e}{R} \cdot \sqrt{\frac{5}{2}} \quad (\text{II.2. 6})$$

II.2.2.3. Evaluation des raideurs K_0 et K_1

La raideur K_1 de la masse oscillante M_0 est donnée par :

$$K_1 = M_0 \cdot \omega_0^2 \quad (\text{II.2. 7})$$

La pulsation fondamentale de vibration ω_0 du liquide dans la cuve est donnée par :

$$\omega_0^2 = \frac{g}{R} \cdot \sqrt{\frac{27}{8}} \cdot \text{th}\left(\sqrt{\frac{27}{8}} \cdot \frac{H_e}{R}\right) \quad (\text{II.2. 8})$$

La raideur K_0 est donnée par la relation suivante :

$$K_0 = M_{\text{tot}} \cdot \omega^2 \quad (\text{II.2. 9})$$

M_{tot} désigne la masse concentrée au-dessus du support représentant la masse de la cuve vide augmentée de la masse de l'eau qu'elle contient.

$$M_{\text{tot}} = M_e + M_c \quad (\text{II.2. 10})$$

La pulsation fondamentale de vibration ω de la structure peut être estimée à partir de la valeur de la période fondamentale de la structure, donnée soit par des relations empiriques, soit par des méthodes analytiques ou encore par des méthodes numériques. Notons que les relations empiriques proposées par le règlement parasismique Algérien ne sont applicable qu'aux bâtiments. Dans le cas d'un réservoir surélevé, considéré d'une manière réaliste comme un pendule inverse (i.e. 50% ou plus de sa masse est concentrée dans le tiers supérieur de la structure), la période fondamentale du premier mode de vibration de la structure est déterminée par la méthode de Rayleigh (D.T.U, 1984). Cette dernière assimile le réservoir surélevé à une console verticale dont la masse concentrée est posée sur un support de masse non négligeable, de section transversale et d'inertie constante. Le réservoir est ainsi modélisé mécaniquement comme une seule masse posée sur un support (Voir Figure II.2.2). La période est alors donnée par :

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{P' \cdot l^3}{3 \cdot g \cdot EI}} \quad (\text{II.2. 11})$$

avec :

I: moment d'inertie de la section transversale du support,

E: module d'élasticité du béton composant le support,

l: hauteur du centre de gravité de la masse concentrée par rapport à l'encastrement du support.

Le poids P' est défini par:

$$P' = \left(M_{\text{tot}} + \frac{33}{140} \cdot M_t \right) \cdot g \quad (\text{II.2. 12})$$

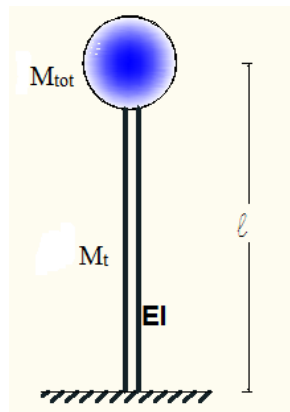


Figure II.2. 2: Réservoir modélisé mécaniquement en une seule masse concentrée sur un support.

La relation donnant la période suppose implicitement, qu'il s'agit d'oscillations planes non couplées avec d'autres modes d'oscillations. C'est-à-dire qu'il s'agit d'oscillations dans lesquelles les diverses masses composant la structure se déplacent parallèlement à un même plan, sans exciter de ce fait les oscillations perpendiculaires à ce plan. Cette condition est satisfaite par les structures présentant un plan de symétrie vertical, comme c'est le cas des réservoirs circulaires. En plus des caractéristiques géométriques de l'ouvrage (dimensions du réservoir), cette dernière relation (II.2.11) fait appel à la rigidité flexionnelle (EI) et à la répartition uniforme du poids du support de la cuve. Ce sont là deux paramètres absents dans les relations empiriques proposées dans le RPA.

A partir de la relation (II.2.11), nous déduisons :

$$\omega^2 = \frac{4.\pi^2}{T^2} = \frac{3.g.EI}{P'.I^3} \quad (\text{II.2. 13})$$

Tenant compte des relations (II.2.9) et (II.2.12), Il vient que :

$$K_0 = \left(\frac{M_{\text{tot}}}{M_{\text{tot}} + \frac{33}{140}.M_t} \right) \cdot \frac{3.EI}{I^3} \quad (\text{II.2. 14})$$

II.2.2.4. Evaluation des pulsations propres

Le système est à deux degrés de liberté et l'équation générale d'équilibre peut être formulée comme suit :

$$\{f_i(t)\} + \{f_a(t)\} + \{f_e(t)\} = \{f(t)\} \quad (\text{II.2. 15})$$

Nous désignons par $\{f(t)\}$ le vecteur des forces extérieures.

Le vecteur des forces d'inertie $\{f_i(t)\}$ s'écrit :

$$\{f_i(t)\} = [M] \cdot \{\ddot{X}(t)\} \quad (\text{II.2. 16})$$

Le vecteur des forces d'amortissement $\{f_a(t)\}$ s'écrit :

$$\{f_a(t)\} = [C] \cdot \{\dot{X}(t)\} \quad (\text{II.2. 17})$$

Le vecteur des forces élastiques $\{f_e(t)\}$ s'écrit :

$$\{f_e(t)\} = [K] \cdot \{X(t)\} \quad (\text{II.2. 18})$$

Le système est non amorti, l'amortissement est supposé nul, par conséquent $\{f_a(t)\} = \{0\}$.

Le système est à oscillation libre (i.e. sans chargement extérieur), par conséquent $\{f(t)\} = \{0\}$.

Dans notre cas, nous nous limiterons uniquement à la détermination des modes propres de vibration, et nous n'aurons à considérer que les matrices [M] et [K].

L'équation du mouvement s'écrit alors sous forme matricielle:

$$[M].\{\ddot{X}(t)\} + [K].\{X(t)\} = \{0\} \quad (\text{II.2. 19})$$

Nous supposons aussi que le mouvement est de type harmonique, c'est-à-dire décrit sous la forme :

$$\{X(t)\} = \{a\} . \sin(\omega t + \phi) \quad (\text{II.2. 20})$$

Il vient alors que :

$$\{\ddot{X}(t)\} = \frac{d^2}{dt^2} \{X(t)\} = -\{a\} . \omega^2 . \sin(\omega t + \phi) = -\omega^2 . \{X(t)\} \quad (\text{II.2. 21})$$

L'équation se réécrit comme suit :

$$-[M].\omega^2 . \{X(t)\} + [K].\{X(t)\} = \{0\} \quad (\text{II.2. 22})$$

Ou encore comme suit :

$$[[K] - \omega^2 . [M]].\{X(t)\} = \{0\} \quad (\text{II.2. 23})$$

La solution évidente de l'équation (II.2.23) est la solution triviale $\{X(t)\} = \{0\}$. Cette solution correspond à la position initiale non déformée du réservoir. Etant donné que le réservoir oscille, donc se déforme à un instant t donné, il devra avoir un vecteur déplacement $\{X(t)\} \neq \{0\}$.

Alors, pour que ce système d'équations admette une solution non nulle, il faudrait que son déterminant soit nul. C'est-à-dire :

$$|[K] - \omega^2 . [M]| = 0 \quad (\text{II.2. 24})$$

$[K]$ et $[M]$ sont des matrices carrées de dimensions (2×2) , s'écrivant comme suit :

$$[K] = \begin{bmatrix} K_{00} & K_{01} \\ K_{10} & K_{11} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_1 & -K_1 \\ -K_1 & K_1 + K_0 \end{bmatrix} \quad (\text{II.2. 25})$$

Et

$$[M] = \begin{bmatrix} M_0 & 0 \\ 0 & M_1 \end{bmatrix} \quad (\text{II.2. 26})$$

L'équation (II.2.24) peut se mettre sous la forme :

$$\left| \begin{bmatrix} K_{00} & K_{01} \\ K_{10} & K_{11} \end{bmatrix} - \omega^2 . \begin{bmatrix} M_0 & 0 \\ 0 & M_1 \end{bmatrix} \right| = 0 \quad (\text{II.2. 27})$$

Ou encore :

$$\left| \begin{bmatrix} K_{00} - \omega^2 . M_0 & K_{01} \\ K_{10} & K_{11} - \omega^2 . M_1 \end{bmatrix} \right| = 0 \quad (\text{II.2. 28})$$

Le déterminant sera :

$$(K_{00} - \omega^2 . M_0) . (K_{11} - \omega^2 . M_1) - K_{01} . K_{10} = 0 \quad (\text{II.2. 29})$$

La résolution de cette dernière équation, nous donne les pulsations de vibration des deux modes principaux, qui sont :

$$\omega_{1,2}^2 = \frac{1}{2} \cdot \left[\left(\frac{K_{00}}{M_0} + \frac{K_{11}}{M_1} \right) \pm \sqrt{\left(\frac{K_{00}}{M_0} + \frac{K_{11}}{M_1} \right)^2 - 4 \cdot \left(\frac{K_{01} \cdot K_{10}}{M_0 \cdot M_1} \right)} \right] \quad (\text{II.2. 30})$$

Le système présente autant de degrés de liberté que de modes propres. Connaissant les pulsations ω_1 et ω_2 des deux modes propres de vibrations, nous pouvons déduire les périodes correspondantes, comme suit :

$$T_I = \frac{2\pi}{\omega_1} \quad \text{et} \quad T_{II} = \frac{2\pi}{\omega_2} \quad (\text{II.2. 31})$$

II.2.2.5. Les modes propres

La détermination des modes propres de vibration (vecteurs propres), consiste à l'évaluation du vecteur $\{a\}_1 = \begin{Bmatrix} a_{01} \\ a_{11} \end{Bmatrix}$ du premier mode de vibration correspondant à la pulsation ω_1 ; et du

vecteur $\{a\}_2 = \begin{Bmatrix} a_{02} \\ a_{12} \end{Bmatrix}$ du second mode de vibration correspondant à la pulsation ω_2 .

Ceci revient à résoudre, pour le mode « i », l'équation suivante:

$$([K] - \omega_i^2 \cdot [M]) \cdot \{a\}_i = \{0\} \quad (\text{II.2. 32})$$

Ou encore sous forme matricielle :

$$\begin{bmatrix} K_{00} - \omega_i^2 \cdot M_0 & K_{01} \\ K_{10} & K_{11} - \omega_i^2 \cdot M_1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} a_{0i} \\ a_{1i} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (\text{II.2. 33})$$

Qui s'écrit aussi sous la forme :

$$\begin{cases} (K_{00} - \omega_i^2 \cdot M_0) \cdot a_{0i} + K_{01} \cdot a_{1i} = 0 \\ K_{10} \cdot a_{0i} + (K_{11} - \omega_i^2 \cdot M_1) \cdot a_{1i} = 0 \end{cases} \quad (\text{II.2. 34})$$

Si nous résolvons le système comme étant un système classique de Cramer, nous obtenons la solution suivante : $a_{0i} = a_{1i} = 0$.Or, comme tout mode propre correspond à une position déformée, la solution doit être différente de zéro. Pour cela, nous donnons une valeur arbitraire à a_{0i} (généralement unitaire, $a_{0i} = 1$), et à partir de l'équation (II.2.34) nous déduisons a_{1i} :

$$a_{1i} = - \frac{K_{00} - \omega_i^2 \cdot M_0}{K_{01}} \cdot a_{0i} \quad (\text{II.2. 35})$$

II.2.2.6. Evaluation de la force sismique par la méthode dynamique d'analyse modale spectrale

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions le calcul de la structure par la méthode pseudo dynamique qui consiste à considérer la structure comme étant soumise

à un effort tranchant qui est fonction de plusieurs paramètres. Dans cette méthode les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux et seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte. La force sismique latérale pour un niveau « k » et pour un mode « i » est donnée par la formule suivante :

$$F_{ki} = \frac{S_{ai}}{g} \cdot \gamma_i \cdot M_k \cdot a_{ki} \quad (\text{II.2. 36})$$

avec :

i : indice désignant le numéro du mode propre.

k : indice désignant le numéro de la masse.

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

M_k : Masse du niveau « k ».

a_{ki} : L'amplitude de la masse « k » au mode « i ».

γ_i : Coefficient de distribution modal (mode i) qui est donné par la formule suivante (RPA 99 - addenda 2003).

$$\gamma_i = \frac{\sum_{k=1}^2 M_k \cdot a_{ki}}{\sum_{k=1}^2 M_k \cdot a_{ki}^2} \quad (\text{II.2. 37})$$

La résultante de la force sismique de calcul appliquée à chaque masse M_k est obtenue par la combinaison quadratique des valeurs des forces modales comme suit (RPA 99 - addenda 2003):

$$F_k = \sqrt{\sum_{i=1}^2 F_{ki}^2} \quad (\text{II.2. 38})$$

II.2.2.7. Calcul de l'accélération S_a

L'accélération S_a imposée au réservoir, compte tenu de son interaction avec le sol, est une donnée du code de calcul en fonction de la zone sismique et d'autres paramètres. Elle représente une fraction de l'accélération de la pesanteur. Le règlement parasismique Algérien propose, pour sa détermination, les relations suivantes :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (\text{II.2. 39})$$

Où A désigne le coefficient d'accélération de zone, fonction de la zone sismique et du groupe d'usage de l'ouvrage. Le RPA classe les châteaux d'eau et réservoirs de grande et moyenne importance comme étant des ouvrages de groupe 1B, c'est à dire des ouvrages publics d'intérêt national ou ayant une importance socio-culturelle et économique certaine (RPA 99 - addenda 2003).

η est un facteur de correction d'amortissement, lequel est fonction du pourcentage d'amortissement critique dont la valeur dépend du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

R représente le coefficient de comportement global de la structure. Sa valeur unique est donnée en fonction du système de contreventement. Le système de contreventement retenu pour un château d'eau est le système à pendule inverse. Le RPA propose pour valeur du coefficient de comportement global de la structure, $R = 2$.

Q est le facteur de qualité de la structure.

T_1, T_2 sont des périodes caractéristiques associées à la catégorie du sol du site d'implantation. Le lecteur intéressé par plus de détails sur le choix des différents coefficients cités plus haut peut consulter la référence (Davidovici & Haddadi, 1982).

II.2.2.8. Les déplacements horizontaux des masses

Les déplacements horizontaux des masses M_0 et M_1 , correspondant à chaque mode « i » de vibration sont donnés par les equations suivantes :

$$X_{0i} = \gamma_i \cdot \frac{S_{ai}}{\omega_i^2} \quad (\text{II.2. 40})$$

Et

$$X_{1i} = X_{0i} \cdot \frac{a_{1i}}{a_{0i}} \quad (\text{II.2. 41})$$

II.2.2.9. Les déplacements verticaux des vagues

L'Eurocode 8 dans sa partie 4 (Eurocode-8, 1998), consacrée aux réservoirs énonce que sous l'effet de l'action sismique, le réservoir peut subir des dommages au niveau de la coupole dus à l'effet de vague ou le débordement du liquide lorsque le réservoir n'a pas de couverture rigide. Il y'a lieu de s'assurer que la capacité du système peut être restaurée jusqu'à un niveau de fonctionnement prédéfini, après les opérations de contrôle des dommages de ses composants et que le réservoir conserve son étanchéité aux fuites du contenu.

Ainsi, pour les réservoirs cylindriques, la hauteur maximale des vagues, après oscillation correspondant à chaque mode « i », est donnée par la relation suivante (Davidovici & Haddadi, 1982) :

$$d_{\max, i} = \frac{0.408 R}{\left(\frac{g}{\omega_i \cdot \theta_{oi} \cdot R} - 1 \right) \operatorname{th} \left(1.84 \frac{H_e}{R} \right)} \quad (\text{II.2. 42})$$

Où θ_{oi} dépend de l'amplitude de vibration, donc du mode « i » :

$$\theta_{oi} = 1.53 \left(\frac{X_{oi} - X_{li}}{R} \right) \cdot \operatorname{th} \left(1.84 \frac{H_e}{R} \right) \quad (\text{II.2. 43})$$

Nous pouvons déduire le déplacement maximal correspondant à l'ensemble des deux modes de vibration, par la somme quadratique suivante:

$$d_{\max} = \sqrt{d_{\max,1}^2 + d_{\max,2}^2} \quad (\text{II.2. 44})$$

Toujours, selon l'Eurocode 8 (Eurocode-8, 1998), la contribution prédominante pour la hauteur de l'onde de ballotement est assurée par le premier mode fondamental, et l'expression du pic du bord peut être évaluée comme suit (équation II.2.45):

$$d_{\max, i} = 0.84 \frac{S_{ai}}{g} R \quad (\text{II.2. 45})$$

II.2.2.10. Etat limite ultime de stabilité

Sous l'effet de l'action sismique à l'état limite ultime, la stabilité d'ensemble du réservoir vis-à-vis de l'effondrement doit être satisfaite. La stabilité d'ensemble se rapportant à un comportement de corps rigide peut être perdue par glissement ou par renversement. Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la structure, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai sur les fondations.

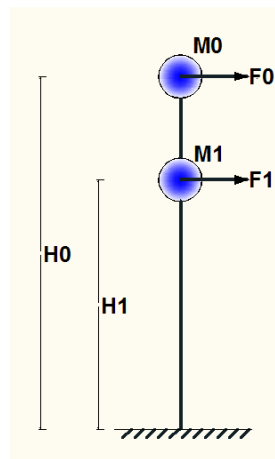


Figure II.2. 3: Les forces sismiques appliquées sur les masses.

A cet effet, le coefficient de sécurité au renversement F_r , doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$F_r = \frac{M_s}{M_r} \geq 1.50 \quad (\text{II.2. 46})$$

Où, M_s et M_r sont respectivement, le moment stabilisant et le moment renversant, lequel est donné par :

$$M_r = F_0.H_0 + F_1.H_1 \quad (\text{II.2. 47})$$

La stabilité au glissement sous la fondation du réservoir est vérifiée en tenant compte de l'application à la résistance ultime au glissement d'un coefficient de sécurité de 1,2. La résistance au glissement est calculée en admettant que la rupture se produit dans le sol et non pas à l'interface fondation - sol. Selon le Fascicule 74 (Fascicule 74, 1998) pour les fondations des réservoirs surélevés, sous les combinaisons à l'état limite ultime, l'inégalité suivante est à vérifier :

$$F_0 + F_1 \leq \frac{N_u \cdot \text{tg} \varphi}{1.2} + \frac{c.A}{1.5} \quad (\text{II.2. 48})$$

N_u est la composante verticale des sollicitations en considérant le poids total du réservoir, le poids des fondations et éventuellement le poids du remblai sur les fondations. C et φ sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement interne du sol de fondation. Quant à A , il désigne l'aire de la partie de la fondation au contact du sol.

II.2.2.11. Vérification des contraintes dans la tour du support

Le support en fût est soumis à un effort normal vertical N (représentant le poids de la cuve vide de stockage augmentée du poids de l'eau qu'elle contient ainsi que le poids de la tour du support) et à un moment de flexion dû aux forces sismiques horizontales (F_0 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, qui peuvent être estimées par la relation suivante.

$$\sigma = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M}{I} \cdot v \quad (\text{II.2. 49})$$

La section de la tour de support (fût) a une forme d'un anneau, et sa section horizontale sera donnée par :

$$\Omega = \frac{\pi}{4} \cdot (D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2) \quad (\text{II.2. 50})$$

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

Le moment d'inertie de la tour de support (fût) par rapport à un axe du réservoir passant par le centre de gravité du réservoir sera donné par :

$$I = \frac{\pi}{64} \cdot (D_{\text{ext}}^4 - D_{\text{int}}^4) \quad (\text{II.2. 51})$$

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.

Selon le Fascicule 74 (Fascicule 74, 1998), les contraintes de traction du béton dans les sections entièrement tendues calculées vis-à-vis de l'état limite de service et en section homogénéisée, ne peuvent excéder la valeur de :

$$\sigma_t = 1,10 \cdot \theta \cdot f_{t28} \quad (\text{II.2. 52})$$

Où :

$\theta = 1$, dans le cas de la traction simple

$\theta = 1 + \frac{2 \cdot e_0}{3 \cdot h_0}$, dans le cas de la flexion plane composée, la force de traction extérieure ayant

une excentricité e_0 inférieure à l'épaisseur h_0 de la paroi ;

$\theta = \frac{5}{3}$, dans les autres cas

Sous combinaison à l'état limite de service, la contrainte de compression du béton est limitée à la plus petite des valeurs suivantes :

$$\sigma_c = \min \left\{ \frac{h_0 + 0,55}{3} \cdot f_{c28} ; \frac{130 \cdot h_0}{D_{\text{int}}} \cdot f_{c28}^{1/3} ; 0,60 \cdot f_{c28} \right\} \quad (\text{II.2. 53})$$

Où h_0 désigne l'épaisseur de la paroi de la tour du support (fût).

II.2.3. Application pratique

Comme application pratique pour illustrer la méthode de calcul exposée en section II.2.2, nous analysons un château d'eau de capacité 200 m³ posé sur un support en tour (Figure II.2.4), implanté dans la commune de Tadmait, Tizi Ouzou, Algérie. Il s'agit d'une commune classée zone IIa, de moyenne sismicité, par le règlement parasismique Algérien. Les caractéristiques géométriques du réservoir sont résumées dans le tableau II.2.1.

Tableau II.2. 1: Caractéristiques géométriques du réservoir surélevé de capacité 200 m³

Diamètre intérieur de la cuve du réservoir	8,20	m
Hauteur d'eau moyenne dans la cuve H_e	4,95	m
Hauteur du support du réservoir (fût)	14,50	m
Diamètre intérieur de la tour (fût)	5,00	m
Diamètre extérieur de la tour (fût)	5,40	m
Epaisseur de la tour (fût)	0,20	m
Volume réel du réservoir	200,497	m ³

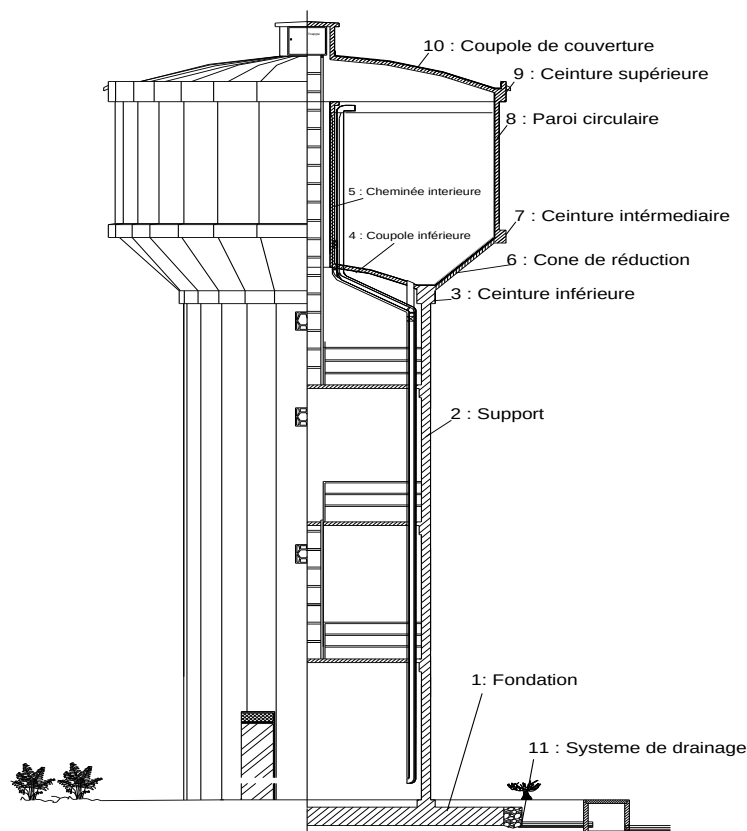


Figure II.2. 4: Vue et coupe du réservoir surélevé de capacité 200 m³.

Les masses des différents éléments résistants du réservoir, présentés dans la figure II.2.4, sont évaluées en déterminant leur volume et en considérant que la masse volumique du béton armé est égale à 2,5 t/m³. Les résultats sont consignés dans le tableau II.2.2.

Tableau II.2. 2: Masses des différents éléments résistants du réservoir

N°	Désignation de l'élément résistant	Masse (Kg)
1	Masse de la coupole	13 831,70
2	Masse du lanterneau d'aération	1 483,65
3	Masse de la ceinture supérieure	5 807,04
4	Masse de l'acrotère	2 026,33
5	Masse de la cuve cylindrique	22 815,82
6	Masse de la ceinture intermédiaire	5 807,04
7	Masse du tronc de cône	7 147,12
8	Masse de la coupole inférieure	4 804,20
9	Masse de la cheminée	4 645,63
10	Masse de la ceinture inférieure	8 164,00
11	Masse de la tour de support en voile (fût)	118 378,00
12	Masse du radier	123 150,43
13	Masse de l'enduit ordinaire extérieur	6 481,68
14	Masse de l'enduit ordinaire intérieur	1 784,34
15	Masse de l'enduit étanche intérieur	1 784,34
16	Masse de l'enduit de finition extérieur	6 481,68
17	Masse de l'enduit de la chape de ciment sur tronc de cône et coupole inférieure	522,34
18	Masse de l'étanchéité multicouche sur coupole de couverture	3 430,26

Les masses M_e , M_c , M_{tot} , M_i , M_1 et M_0 sont évaluées par les relations exposées en section II.2.2, et les résultats sont consignés dans le tableau II.2.3.

Tableau II.2. 3: Evaluation des différentes masses

Masse réelle de l'eau de la cuve M_e	200,497	Tonnes
Masse de la cuve vide M_c	76,532	Tonnes
Masse totale M_{tot}	277,030	Tonnes
Masse du support (tour) M_t	118,378	Tonnes
Masse inerte M_i	124,747	Tonnes
Masse M_1	229,183	Tonnes
Masse oscillante M_0	51,582	Tonnes

Les raideurs K_1 et K_0 sont évaluées respectivement par les relations (II.2.7) et (II.2.9). Les résultats sont consignés dans le tableau II.2.4.

Tableau II.2. 4 : Evaluation des raideurs K_0 et K_1

Pulsation fondamentale de vibration de l'eau dans la cuve w_0^2	4,29	(rd/s) ²
La raideur K_1	221,428	KN/m
Moment d'inertie « I » de la section du support (en forme d'anneau)	11,06	m ⁴
Module élastique du béton du support E	32 164 195,120	KN/m ²
La période fondamentale T	0,19	s
La raideur K_0	318 019,425	KN/m

Les pulsations ω_1 et ω_2 des deux modes propres de vibrations et les périodes correspondantes, sont données par les relations (II.2.30) et (II.2.31). Les résultats sont consignés dans le tableau II.2.5.

Tableau II.2. 5: Evaluation des pulsations et périodes propres

Les modes propres	w_i^2 (rd/s) ²	w_i (rd/s)	T_i (s)
Mode 1	4,29	2,07	3,03
Mode 2	1 388,59	37,26	0,17

Le rapport de l'accélération sismique est évalué à partir de la relation (II.2.39). Le tableau II.2.6, résume les valeurs des différents paramètres utilisés pour construire le spectre de réponse donné en Figure II.2.5.

Tableau II.2. 6: Paramètres utilisés dans le spectre de réponse

Coefficient d'accélération de zone	A	0,20	Zone de moyenne sismicité, niveau IIa
Pourcentage d'amortissement ζ		10,00	Contreventement en voile de béton armé
Coefficient comportement structure	R	2,00	Structure en pendule inverse
Période caractéristique	T_1	0,15	Sol meuble de type S_3
Période caractéristique	T_2	0,50	Sol meuble de type S_3
Facteur de qualité	Q	1,00	Tous les facteurs sont observés
Facteur de correction d'amortissement	η	0,76	Supérieur à 0.7

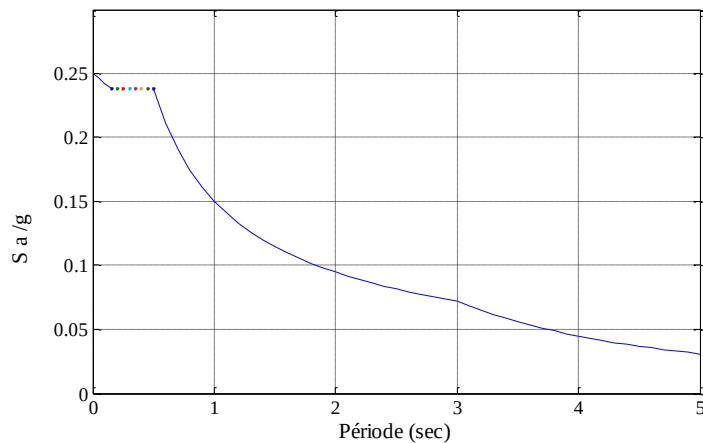


Figure II.2. 5: Spectre de réponse

Connaissant la période de chaque mode propre, nous pouvons déduire l'accélération maximale pour chaque mode à partir du spectre de réponse de la figure II.2.5. La détermination des modes propres de vibration (vecteurs propres), consiste à l'évaluation des amplitudes de chaque masse et pour chaque mode de vibration par la relation (II.2.35). Les résultats sont consignés dans le tableau II.2.7.

Tableau II.2. 7: Evaluation des vecteurs propres

Les modes propres	T_i (s)	S_{ai}/g	a_{0i}	a_{1i}
Mode 1	3,03	0,072284	1,00	0,0007
Mode 2	0,17	0,239000	1,00	- 322,47

La force sismique latérale appliquée pour chaque masse « k » et pour un mode « i » est donnée par la relation (II.2.36) en fonction du coefficient de distribution γ_i , qui lui est donné par la relation (II.2.37). Les résultats sont consignés dans le tableau II.2.8. Lors de l'analyse des sollicitations dynamiques, nous constatons que la contribution du second mode de vibration est plus importante que celle du premier mode pour l'évaluation de la sollicitation résultante maximale.

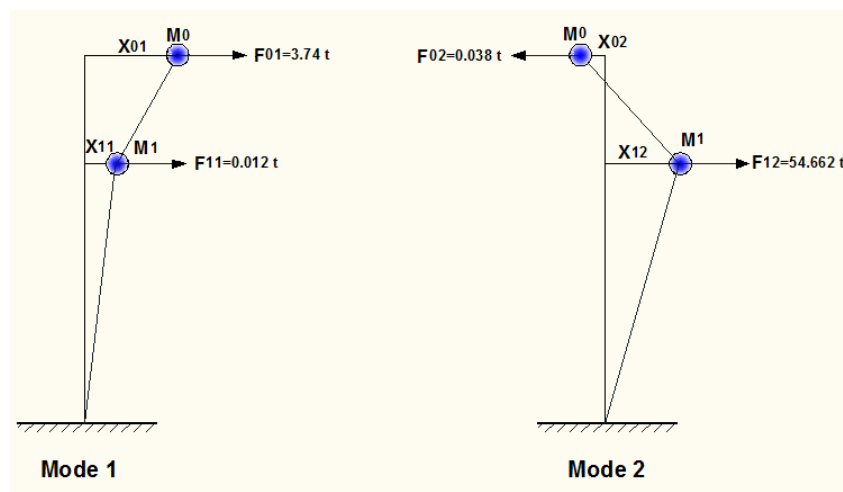
Tableau II.2. 8: Evaluation des forces sismiques latérales

Le mode " i "	Le coef. γ_i	F_{0i}	F_{1i}	
Mode 1	1,00	3 740,10	11,60	Kg
Mode 2	- 0,00309885	- 38,15	54 662,25	Kg
Sollicitation maximale résultante		3 740,29	54 662,25	Kg
Point d'application		19,75	17,56	m

Les flèches (Figure II.2.6) dues aux masses M_1 et M_0 au mode « i » sont données par les relations (II.2.40) et (II.2.41). Les résultats sont consignés dans le tableau II.2.9. L'analyse des flèches révèle que le déplacement maximal en tête d'ouvrage se produit au premier mode de vibration.

Tableau II.2. 9: Evaluation des flèches des masses M_1 et M_0 aux modes 1 et 2.

Les modes propres	X_{0i} (m)	X_{1i} (m)
Mode 1	0,165815	0,000116
Mode 2	- 0,000005	0,001685

Figure II.2. 6: Flèches des masses M_0 et M_1 pour chaque mode de vibration.

La hauteur maximale des vagues (Figure II.2.7), après oscillation correspondant à chaque mode « i », ainsi que la hauteur maximale du pic de l'onde de ballotement correspondant à l'ensemble des deux modes de vibration, sont donnés par les relations (II.2.42), (II.2.43) et (II.2.44). Les résultats sont consignés dans le tableau II.2.10. Nous remarquons que la contribution du second mode de vibration, pour la détermination de la hauteur maximale du pic de l'onde de ballotement est négligeable devant celle du premier mode.

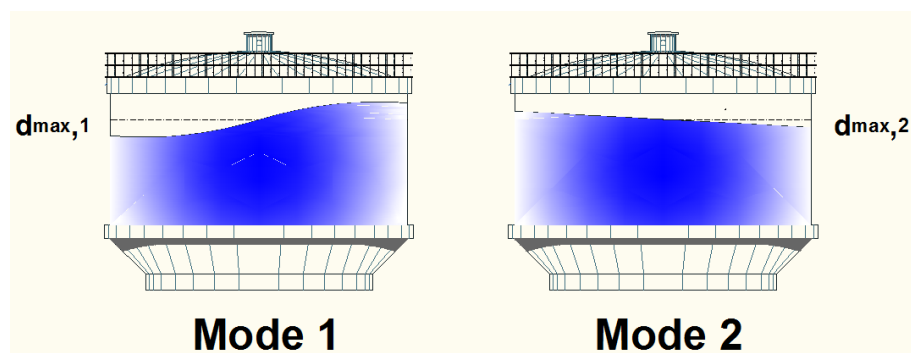


Figure II.2. 7 : Hauteur maximale des vagues dans la cuve pour chaque mode de vibration.

Tableau II.2. 10: Evaluation de la hauteur maximale des vagues

Les modes propres	θ_i	$d_{\max,i}$ (m)	$d_{\max}$ (m)
Mode 1	0,0604	0,094	0,096
Mode 2	- 0,0006	- 0,016	

Pour la stabilité au renversement du réservoir, nous devons vérifier l'inégalité donnée par la relation (II.2.46). Les calculs numériques consignés dans le tableau II.2.11, montrent que la stabilité au renversement du réservoir face au séisme est assurée.

Tableau II.2. 11: Evaluation de la stabilité au renversement

Masse du réservoir lorsqu'il est plein	539,043	tonnes
Rayon extérieur du radier de fondation du château d'eau	5,60	m
Moment stabilisant	29 612 870,83	Nm
Moment de renversement	10 138 846,26	Nm
Coefficient de sécurité	2,92	

La résistance au glissement est calculée sous les combinaisons à l'état limite ultime, en utilisant l'inégalité (II.2.48). Les calculs numériques consignés dans le tableau II.2.12, montrent que la stabilité au glissement du réservoir face au séisme est assurée.

Tableau II.2. 12: Evaluation de la stabilité au glissement

F_0 , résultante maximale de la force sismique sur la masse M_0	36 692,27	N
F_1 , résultante maximale de la force sismique sur la masse M_1	536 236,66	N
Force vertical ultime N_u	7 433 849,13	N
Angle de frottement interne du sol de fondation	20,00	°
Cohésion de frottement interne du sol de fondation	5 000,00	N/m ²
Diamètre du radier général du château d'eau	11,20	m
Surface du radier général du château d'eau	98,52	m ²
Résultante de la force horizontale	572 928,93	N
Résultante de la force verticale	2 583 150,99	N

Les contraintes normales de compression et de traction qui se développent sur les fibres extrêmes du fût sont estimées par les relations (II.2.49 à II.2.53). Les calculs numériques consignés dans le tableau II.2.13, montrent que les contraintes admissibles en compression et en traction ne sont pas dépassées.

Tableau II.2. 13: Analyse des contraintes dans le fût sous sollicitation sismique

Poids du réservoir plein à la base de la tour	N	4 079 906,91	N
Moment total de flexion du à l'action sismique	M	9 737 796,01	Nm
Moment d'inertie de la tour par rapport à l'axe horizontal	I	11,06	m ⁴
Distance de l'axe du réservoir jusqu'à la fibre extrême du support v		2,70	m
Surface horizontale totale de la tour de support	Ω	3,27	m ²
Contrainte normale de compression sur la fibre supérieure		3,63	Mpa
Contrainte limite admissible de compression		6,25	Mpa
Contrainte normale de traction sur la fibre inférieure		1,13	Mpa
Contrainte limite admissible de traction		3,85	Mpa

II.2.4. Conclusion

Sur un exemple réel, ce chapitre simule l'excitation sismique par l'intermédiaire de l'analyse modale spectrale, telle que présenté dans le RPA, en introduisant l'effet hydrodynamique exposé dans le modèle d'Housner. Nous montrons que la démarche de résolution proposée n'est pas complexe d'utilisation, et s'accommode aisément d'une programmation avec Matlab. Dans ce chapitre, nous avons montré que la négligence du phénomène hydrodynamique sous estimait

considérablement les contraintes de traction normales verticales agissant dans le support. Contrairement à ce qui est énoncé dans le RPA, la prise en compte de l'effet hydrodynamique dans les calculs des réservoirs, quelque soit leur capacité de stockage et la zone sismique, n'est pas un non-sens. Selon les travaux de Blume et Boyce, l'effet hydrodynamique peut majorer l'effort tranchant à la base du réservoir de façon importante (d'une valeur supérieure à environ 20 %).

Traditionnellement, la conception des réservoirs surélevés en béton s'appuie sur une analyse déterministe qui fait appel à des coefficients de sécurité recommandés par les codes de dimensionnement comme nous l'avons vu dans ce chapitre. Ces coefficients sont appliqués pour tenir compte des incertitudes liées aux approximations des modèles, aux aléas sur les propriétés du matériau et des chargements. Toutefois, cette démarche ne permet pas d'évaluer les risques liés à la défaillance de la structure et donc sa fiabilité. Aussi, elle conduit le plus souvent à des surcoûts induits par des surdimensionnements injustifiés, lorsqu'elle ne mène pas à un manque de robustesse de la structure.

Dans le chapitre qui va suivre, nous exploiterons ce modèle déterministe afin de proposer une approche probabiliste, basée sur les simulations de Monte Carlo, pour analyser les fonctions de défaillance liées à la stabilité d'ensemble d'un réservoir surélevé. Cette approche fiabiliste tiendra compte principalement de deux paramètres, d'abord la charge hydraulique dans la cuve du réservoir qui est une fonction du temps puis l'accélération sismique considérée comme une variable aléatoire dépendant de la zone sismique et du type de site d'implantation.

Chapitre II.3 : Analyse de la fiabilité des réservoirs surélevés en béton sous sollicitation sismique

II.3.1. Introduction

Dans le chapitre précédent une formulation déterministe du comportement dynamique d'un réservoir surélevé a été présentée. Cette méthode vise à obtenir un dimensionnement suffisamment sûr en s'appuyant sur les coefficients partiels de sécurité, afin de pallier aux nombreuses incertitudes de calcul liées aux approximations des modèles, aux aléas sur les données d'entrée. Cependant, cette manière de faire ne permet pas d'évaluer les risques liés à la défaillance d'une structure et donc sa fiabilité. Un dimensionnement déterministe conduit souvent à une marge volontairement pessimiste vis-à-vis des différents modes de ruine possible et engendre des surdimensionnements injustifiés ; ce qui se traduit par des surcoûts (Peyras et al, 2012). Devant la nécessité de concevoir des structures plus fiables et économiques, une nouvelle méthodologie basée sur la théorie des probabilités est développée, permettant d'établir de nouvelles méthodes pour l'évaluation de la fiabilité. Cette méthode probabiliste prend en considération la nature incertaine des paramètres et des phénomènes mis en jeu dans la conception des structures. Le lecteur intéressé peut consulter les références ci-après (Lemaire, 2005) ; (Breysse, 2009) ; (Cremona, 2003, 2011) ; (JCSS, 2001).

Dans le présent chapitre, en se basant sur le modèle déterministe développé par (Housner, 1963) dont les lignes principales sont exposées dans le chapitre II.2, une approche probabiliste est développée pour analyser les fonctions de défaillance liées à la stabilité d'ensemble d'un réservoir de stockage surélevé. Les fonctions d'état considérées sont présentées en section II.3.2.2, et sont celles liées au glissement, au renversement à l'état limite ultime et la vérification des contraintes (traction et compression) dans le support ainsi que l'effet de ballotement de la surface libre de l'eau à l'état limite de service.

Pour tenir compte du caractère incertain de la réponse d'un réservoir surélevé, deux types de variables sont considérées : la charge hydraulique qui est une fonction du temps et l'accélération sismique considérée comme une variable aléatoire (voir section II.3.2.3). Pour les besoins de l'analyse de la fiabilité, la méthode des simulations de Monte Carlo est utilisée comme nous le verrons en section II.3.3.2.

Un exemple numérique est présenté en section II.3.3, permettant d'illustrer la méthode de calcul exposée avec une analyse et discussion des résultats obtenus.

II.3.2. Analyse probabiliste du risque de défaillance d'un réservoir surélevé

II.3.2.1. Contexte probabiliste

Pour quantifier le risque de défaillance d'un réservoir surélevé en béton, par perte de stabilité à l'état limite ultime (ELU) et par perte de résistance à l'état limite de service (ELS), il convient de définir les différentes fonctions d'état limite $G(\{X\})$ qui définissent son comportement. Ces fonctions, délimitent le domaine de bon fonctionnement ainsi que celui de la défaillance de l'ouvrage. Comme nous l'avons souligné au chapitre II.1, une fonction d'état limite $G(\{X\})$ peut s'écrire sous la forme suivante (Lemaire, 2005) :

$$G(\{X\}) = R(\{X\}) - S(\{X\}) \quad (\text{II.3. 1})$$

La ruine d'un ouvrage est liée directement au dépassement de l'état limite $G(\{X\}) = 0$, et l'analyse de la fiabilité revient au calcul de la probabilité de défaillance de l'ouvrage définie par :

$$P_f = P(G(\{X\}) \leq 0) \quad (\text{II.3. 2})$$

En se basant sur la définition précédente, la probabilité de défaillance est définie par :

$$P_f = \int_{D_f} f_X(x) dx \quad (\text{II.3. 3})$$

D_f est le domaine de ruine défini par: $D_f = \{x \in R / G(x) \leq 0\}$

$f_X(x)$ est la fonction conjointe de densité de probabilité du vecteur aléatoire $\{X\}$ constitué des variables aléatoires x_i , dont les réalisations sont $\{X\} = \{x_1, x_2, \dots, x_n\}^t$.

II.3.2.2. Modes de ruine et fonctions des états limites d'un réservoir surélevé

Le modèle déterministe présenté dans le chapitre II.2 permet d'évaluer le comportement dynamique d'un réservoir surélevé en béton sous une excitation sismique. La structure est considérée comme un pendule inverse où la masse est concentrée au niveau de la partie supérieure. Sa stabilité est affectée par le mouvement du sol à la base. Le comportement de son système de contreventement (support) peut atteindre ses capacités ultimes avant que les autres composants (coupole, paroi, ...etc.) ne soient défaillants à leur tour. Selon l'Eurocode, la stabilité d'un réservoir, sous l'action sismique, doit être vérifiée vis-à-vis de l'ELU et l'ELS. Nous présenterons dans ce qui suit les cinq fonctions d'état limites à analyser dans notre étude.

II.3.2.2.1. État limite ultime de stabilité d'ensemble au renversement

Selon l'Eurocode, sous l'effet de l'action sismique à l'ELU, la stabilité d'ensemble du réservoir peut être perdue par renversement. Le moment de renversement M_r (relation II.2.47), qui peut

être causé par l'action sismique, doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. Le moment stabilisant M_s sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la structure, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai sur les fondations. Le critère de justification vis-à-vis de cet état limite, consiste à vérifier que le moment stabilisant de l'ouvrage est supérieur au moment renversant. La fonction de performance G_1 associée à cet état limite est représentée par la condition de stabilité suivante :

$$G_1 : M_s - M_r \quad (\text{II.3. 4})$$

II.3.2.2.2. État limite ultime de stabilité d'ensemble au glissement

Toujours selon l'Eurocode, sous l'effet de l'action sismique à l'ELU, la stabilité d'ensemble du réservoir peut aussi être perdue par glissement. La résistance au glissement est calculée en admettant que la rupture se produit dans le sol et non pas à l'interface fondation - sol. Pour ce mode de ruine, la fonction d'état limite correspondante est donnée par :

$$G_2 : N_u \cdot \tan \varphi + c \cdot A - F_h \quad (\text{II.3. 5})$$

N_u est la composante verticale ultime des sollicitations en considérant le poids total du réservoir, le poids des fondations et éventuellement le poids du remblai sur les fondations. c et φ sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement interne du sol de fondation. A , désigne l'aire de la partie de la fondation au contact du sol, et F_h désigne la résultante des forces horizontales dues au séisme.

II.3.2.2.3. Etat limite de service de limitation de la contrainte de traction dans les aciers

Les contraintes de traction dans les aciers σ_{st} dépendent de l'état d'ouverture des fissures dans le béton. Pour l'analyse du support du réservoir surélevé, les fissures sont considérées comme très préjudiciables selon le Fascicule 74. Il y'a lieu de s'assurer que les contraintes dans les armatures tendues vérifient l'inégalité suivante :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 0,80 \cdot \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \right\} \quad (\text{II.3. 6})$$

Pour la défaillance par perte de résistance en traction, correspondant à l'apparition des fissures sur le support du réservoir, la fonction d'état limite est donnée comme suit :

$$G_3 : \bar{\sigma}_{st} - \sigma_{st} \quad (\text{II.3. 7})$$

II.3.2.2.4. Etat limite de service de limitation de la contrainte de compression dans le béton

Sous combinaison à l'état limite de service, la contrainte de compression du béton σ_{bc} est limitée à la plus petite des valeurs suivantes selon le Fascicule 74.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min \left\{ \frac{e+0,55}{3} \cdot f_{c28} ; \frac{130 \cdot e}{D_{int}} \cdot f_{c28}^{1/3} ; 0,60 \cdot f_{c28} \right\} \quad (II.3. 8)$$

Où e désigne l'épaisseur de la paroi du support en tour (fût).

Pour la défaillance par perte de résistance du béton à la compression, la fonction d'état limite est donnée par la relation :

$$G_4 : \bar{\sigma}_{bc} - \sigma_{bc} \quad (II.3. 9)$$

II.3.2.2.5. Effet de ballotement

Sous l'effet de l'action sismique, dans les réservoirs partiellement remplis, une partie du fluide se met en mouvement ; ce qui conduit à la formation de vagues en surface, entraînant la naissance de contraintes ce qui entraîne un endommagement de certains de ses composants (paroi et coupole). A cet effet, un franc bord doit être prévu afin de prévenir les dommages à la coupole dus à l'effet de vague, ou pour prévenir le débordement du liquide lorsque le réservoir n'a pas de toit rigide. Selon l'Eurocode, la contribution prédominante pour la hauteur de l'onde de ballotement est assurée par le premier mode fondamental, et l'expression du pic du bord peut être évaluée par :

$$d_{max} = 0.84 \frac{S_{ai}}{g} R \quad (II.3. 10)$$

La hauteur de la paroi de la cuve du réservoir sera donnée par :

$$H_p = H_{TP} + H_0 \quad (II.3. 11)$$

Comme illustré dans la Figure II.3.1, H_{TP} désigne la hauteur d'eau dans la cuve jusqu'au niveau du trop-plein, quant à H_0 , elle représente la hauteur comprise entre le trop plein et le niveau de la ceinture supérieure de la cuve. H est la hauteur comprise entre le niveau libre du plan d'eau et la coupole de couverture. Cette hauteur varie en fonction de la hauteur d'eau $H_e(t)$ utile dans la cuve du réservoir à un instant t donné. Elle peut s'écrire comme suit :

$$H = H_p - H_e(t) + H_{cs} \quad (II.3. 12)$$

Où H_{cs} désigne la hauteur de la ceinture supérieure de la cuve.

La défaillance de la fonction d'état limite par ballotement est donnée par la relation :

$$G_5 : H - d_{max} \quad (II.3. 13)$$

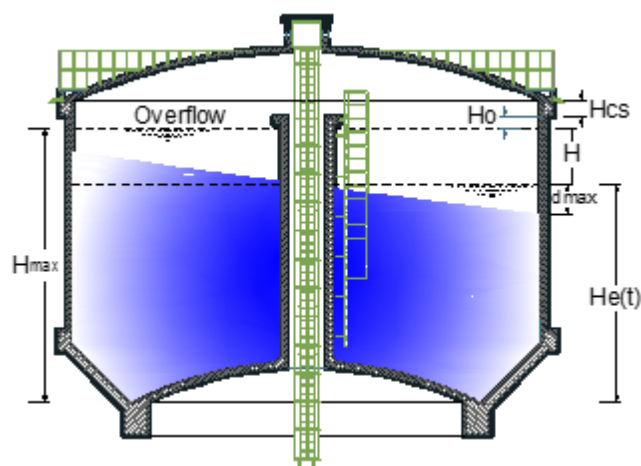


Figure II.3. 1: Désignation des différentes hauteurs dans la cuve du réservoir.

II.3.2.3. Identification des variables considérées

Les composantes du modèle déterministe de Housner sont affectées par de nombreuses incertitudes. Nous nous intéressons dans notre étude à deux variables désignant les actions extérieures auxquelles la structure est soumise, le chargement sismique et le chargement hydraulique.

II.3.2.3.1. Chargement sismique aléatoire

Dans les codes parasismiques, le dimensionnement des structures et l'étude de leur réponse aux effets des séismes est conduit en utilisant des méthodes basées sur la notion du spectre de réponse. La construction d'un spectre de réponse à partir d'un accélérogramme est entachée par de nombreuses incertitudes liées à la méconnaissance de l'accélérogramme qui sera mesuré à un endroit donné lors du prochain séisme. Dans le but de cerner ces incertitudes, les règlements parasismiques (RPA, Eurocode8, ASCE ...) se basent sur le retour d'expérience des séismes passés pour la construction du spectre de dimensionnement. Pour étudier le comportement sismique des réservoirs de stockage, il est important de tenir compte des incertitudes liées aux accélérations sismiques S_a tirées à partir des spectres de dimensionnement. Ce paramètre est modélisé par une variable aléatoire obéissant à une loi de distribution de probabilité.

Pour déterminer le type de distribution des accélérations, nous effectuons une analyse statistique, en se basant sur des tests de type Chi-2 (Ahmadi et al, 2015). Ces derniers sont réalisés à partir d'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 (Voir Figure II.3.2). Nous donnons en figure II.3.3, un exemple d'accélérogramme, enregistré sur le site du barrage de Kheddara (50 Kms à l'Est d'Alger) et utilisé pour l'analyse statistique.

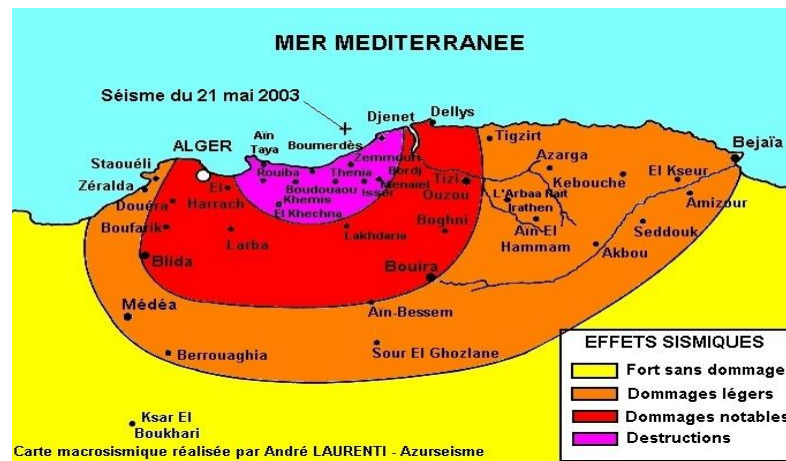


Figure II.3. 2: Carte macrosismique de la zone centre de l'Algérie (par André Laurenti, Azurseisme.com)

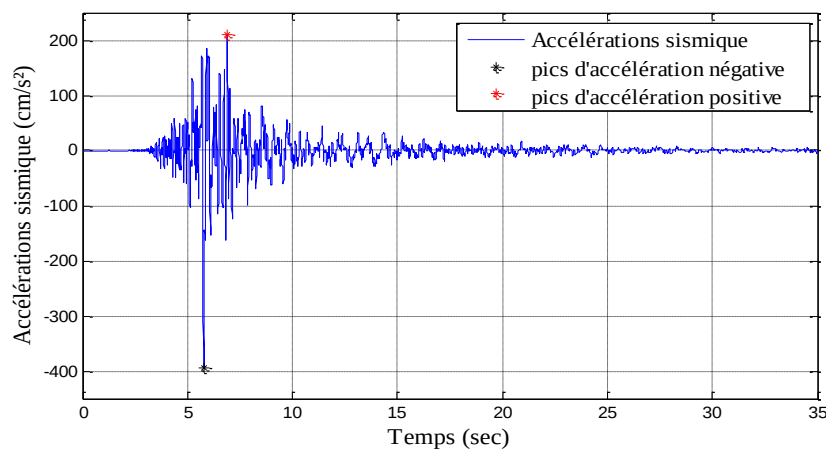


Figure II.3. 3: Accélérogramme enregistré sur le site du barrage de Kheddara (CGS).

Nous cherchons à ajuster une loi de distribution à nos données, ce qui revient à tester l'hypothèse H_0 (voir annexe B.2) selon laquelle l'échantillon des pics d'accélération sismique de la zone centre de l'Algérie relève d'une des lois de probabilité considérées. La figure II.3.4, montre l'histogramme des pics d'accélération sismique, sur lequel nous avons superposé quatre types de distribution (log normale, Gamma, Gumbel et Exponentiel) .

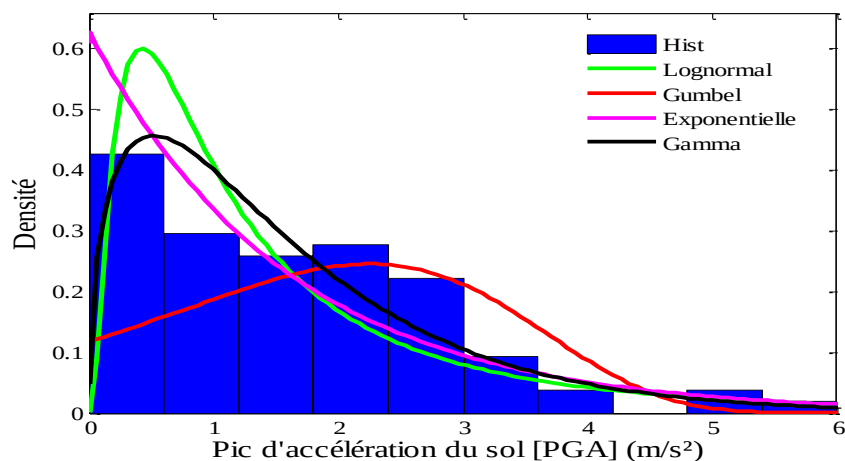


Figure II.3. 4 : Histogramme des pics d'accélérations.

Le principe du test d'adéquation de Chi-2 (Ahmadi et al, 2015) consiste à comparer les effectifs observés et les effectifs théoriques (ou calculés). On définit ainsi la fonction discriminante χ^2 qui s'écrit comme suit :

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (\text{II.3. 14})$$

Où O_i et E_i désignent respectivement des effectifs observés et les effectifs théoriques.

Pour vérifier ou infirmer cette hypothèse, la valeur de χ^2 calculée sera comparée à la valeur lue dans la table du Chi-2 (Annexe B.2). Les résultats du test d'ajustement, consignés dans le tableau II.3.1, montrent que la loi de Gumbel est la mieux adaptée pour modéliser la distribution des pics d'accélération sismiques de la zone du centre de l'Algérie.

Tableau II.3.1: Analyse du degré d'ajustement des lois de distribution par le test d'adéquation chi-2

Lois de distribution	Paramètres	Test statistique	Valeur critique	Test résultat
		$\chi^2_{\text{observé}}$	$\chi^2_{\text{théorique}}$	
log normal	$\mu = 0.0894$ $\sigma = 0.976$	18.73	7.81	Rejeté
Gumbel	$\mu = 2.254$ $\sigma = 1.497$	6.30		Accepté
Gamma	A=1.4771 B=1.0774	8.10		Rejeté
Exponentiel	$\mu = 1.591$	13.61		Rejeté

La figure II.3.5 représente la courbe de probabilité de la distribution de Gumbel qui confronte les pics d'accélération empirique du séisme considéré aux pics théoriques de la loi considérée. Le résultat obtenu nous montre que la majorité des points s'alignent le long de la droite, à l'exception de certains points au niveau de l'extrémité inférieure qui représentent les petites accélérations pouvant être considérées comme des valeurs aberrantes, dont l'influence est moins importante.

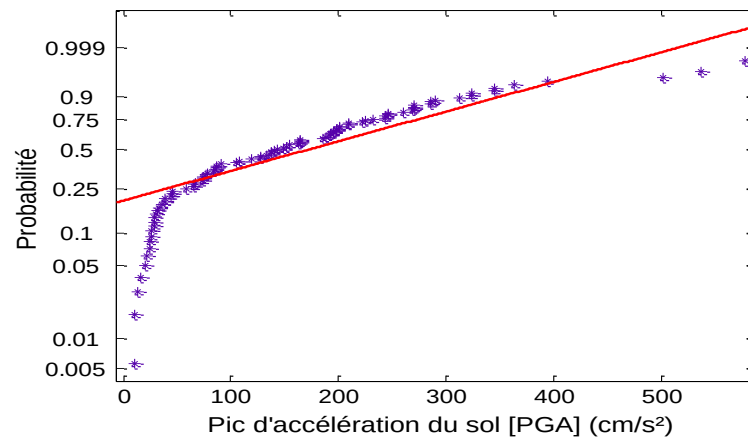


Figure II.3. 5 : Confrontation des pics d'accélération empirique du séisme considéré aux pics théoriques de la loi de distribution de Gumbel.

II.3.2.3.2. Chargement hydraulique

Les réservoirs d'eau présentent une capacité de stockage dont la hauteur stockée varie au cours de la journée en fonction de la répartition du débit d'adduction à l'entrée du réservoir et le débit de consommation horaire, lié à l'importance de l'agglomération desservie. Si l'on considère une adduction continue avec un débit horaire moyen de distribution Q_h et que les débits de consommation sortant varient en fonction de l'heure de la journée (Tableau II.3.2), ainsi pour une ville peu importante, la répartition journalière maximale des débits de distribution peut se mettre sous la forme du diagramme de capacité de la Figure II.3.6 (Dupont, 1979). Nous constatons, que le volume d'eau stocké dans la cuve varie en fonction de l'instant de la journée et il atteint un volume maximal théorique de $10Q_h$.

Tableau II.3. 2 : Débits de consommation horaire à différentes heures de la journée.

Tranche horaire	Débit de consommation horaire
De 6 ^h à 7 ^h	Q_h
De 7 ^h à 11 ^h	$3.5Q_h$
De 11 ^h à 16 ^h	$0.4Q_h$
De 16 ^h à 18 ^h	$2Q_h$
De 18 ^h à 22 ^h	$0.5Q_h$
De 22 ^h à 6 ^h	$0.125Q_h$

Si nous considérons que Ω est la section transversale interne de la cuve du réservoir, nous déduisons que la variation journalière de la hauteur d'eau $H_e(t)$ dans le réservoir peut se mettre en fonction de la capacité $V(t)$ du réservoir à différents instants de la journée, sous la forme :

$$H_e(t) = \frac{V(t)}{\Omega} \quad (\text{II.3. 15})$$

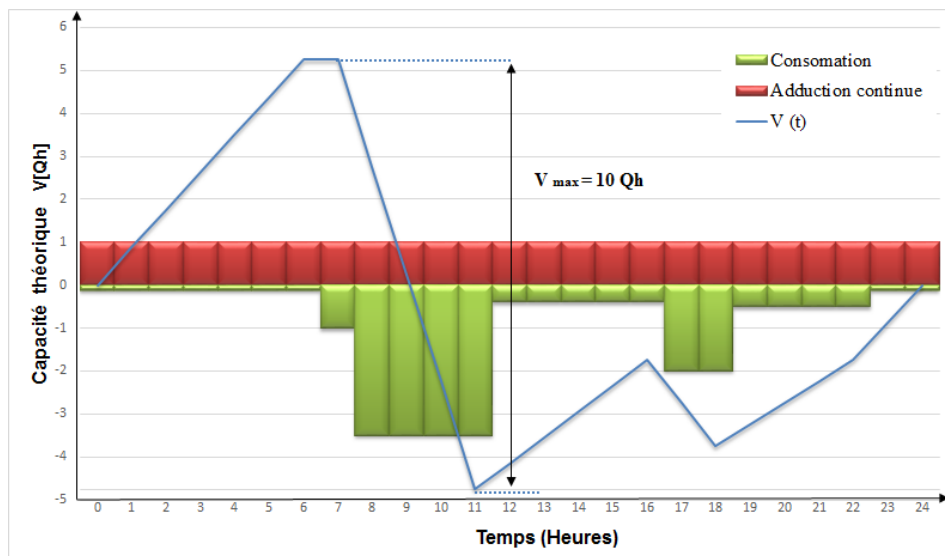


Figure II.3. 6 : Capacité théorique en adduction continue.

II.3.2.4.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®, qui nous permet d'évaluer la probabilité de défaillance d'un réservoir surélevé en béton armé sous sollicitations sismiques.

La figure (II.3.7), illustre de manière simplifiée l'organigramme de fonctionnement global du programme de calcul développé.

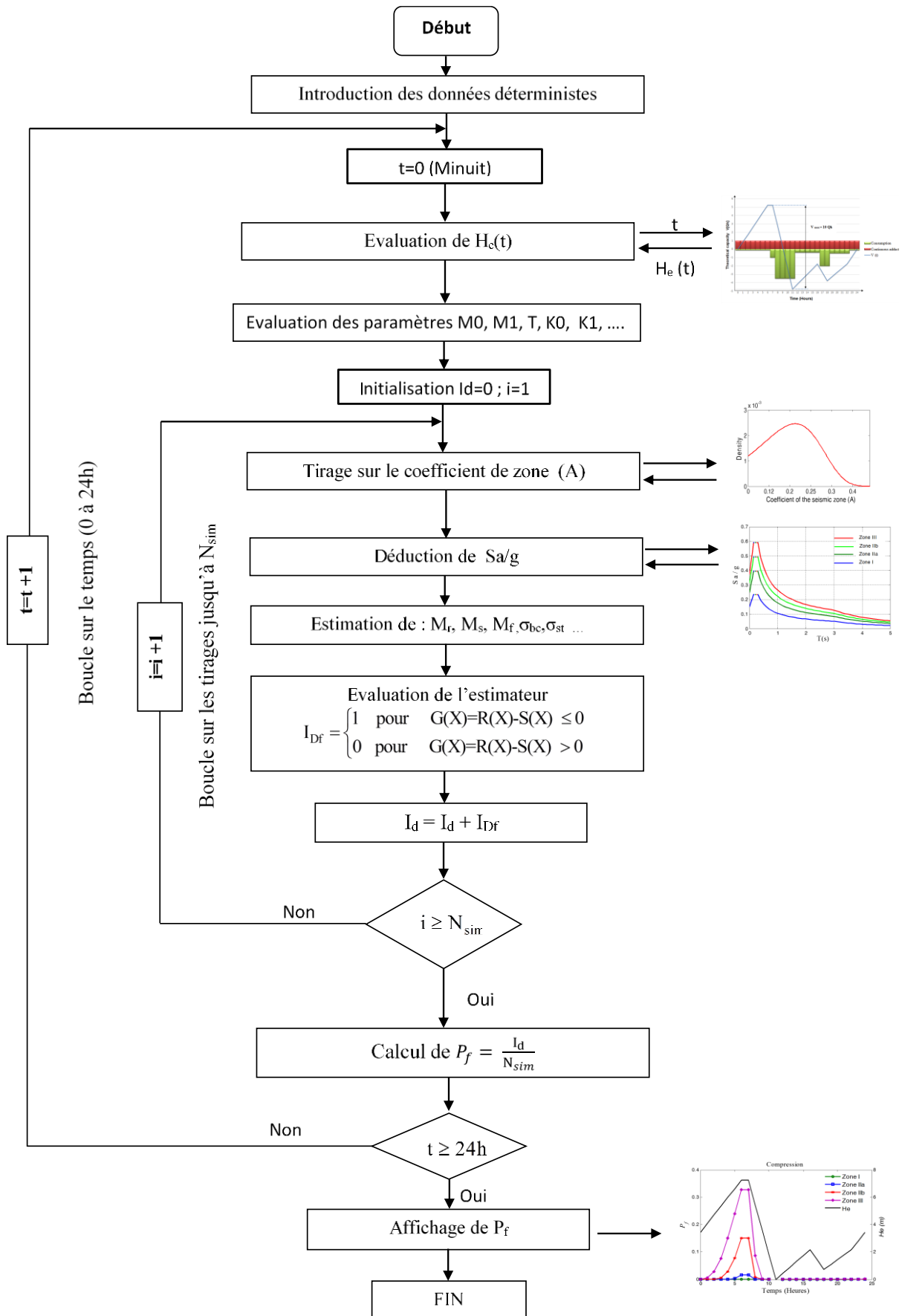


Figure II.3. 7 : Organigramme du couplage mécano-fiabiliste par la méthode de Monte Carlo.

II.3.3. Application pratique

Comme application pratique, pour illustrer l'analyse de la fiabilité d'un réservoir surélevé en béton, nous considérons un château d'eau de capacité 1000 m^3 posé sur un support en pilotis (voir Figure II.3.8), implanté sur un sol meuble, désigné site S_3 par le RPA. Les caractéristiques géométriques du réservoir sont résumées dans le tableau II.3.3 (AGC, 2014).

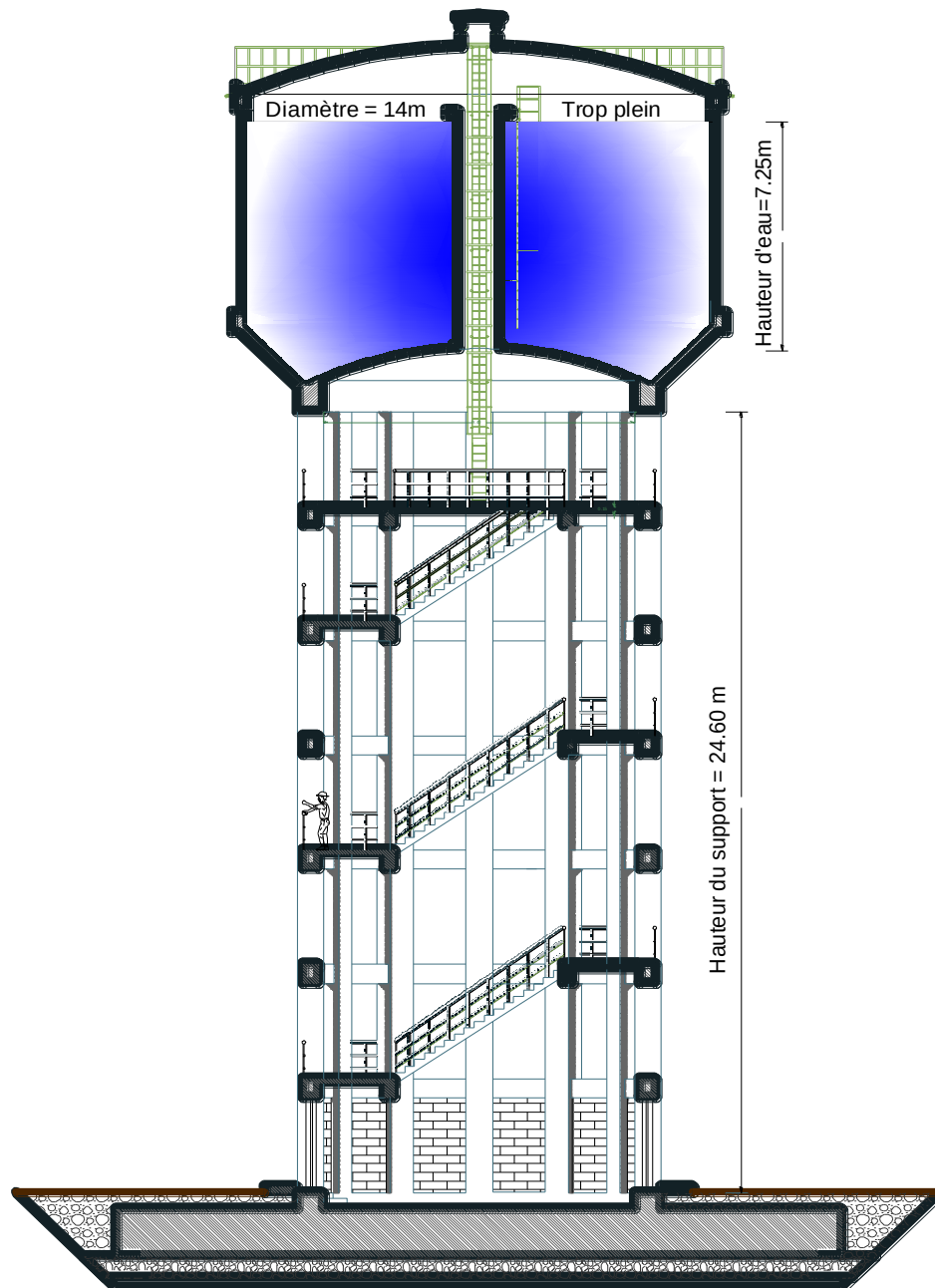


Figure II.3. 8 : Vue et coupe du réservoir surélevé de 1000 m^3 (AGC, 2014).

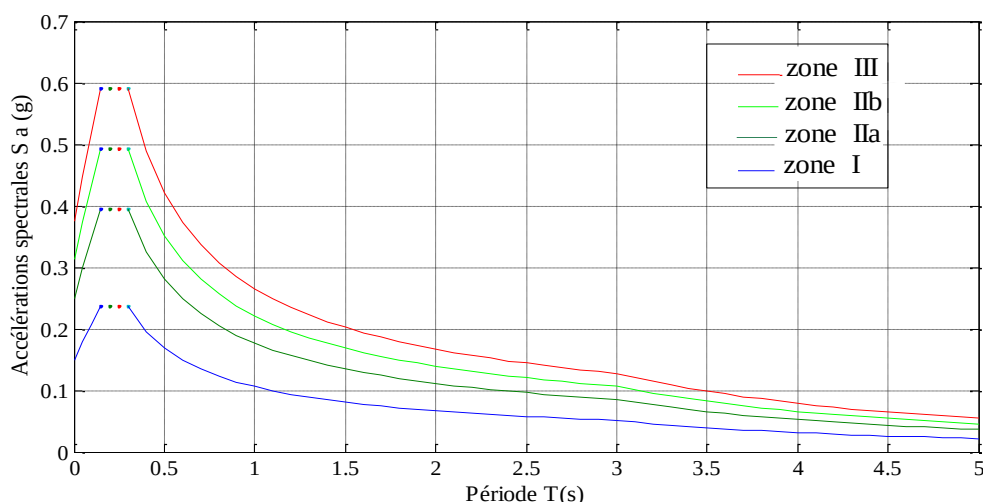
Tableau II.3. 3 : Caractéristiques géométriques du réservoir surélevé.

Diamètre intérieur de la cuve du réservoir	14.00	m
Hauteur d'eau moyenne dans la cuve H_e	7.25	m
Hauteur du support du réservoir (fût)	24.60	m
Nombre de poteaux	12	
Dimensions des poteaux	0,80 x 0,80	m ²
Volume réel du réservoir	1000,00	m ³

II.3.3.1. Spectres de réponse

Dans le code parasismique Algérien, la réponse sismique d'une structure est décrite par un spectre de réponse de dimensionnement (voir Figure II.3.9), dont la formulation est donnée par la relation (II.2.39)

Plusieurs spectres de réponse de dimensionnement seront générés pour chaque zone sismique tenant compte de la loi de distribution de Gumbel en utilisant les paramètres de la génération donnés au tableau II.3.4.

**Figure II.3. 9 : Spectres de réponse des différentes zones sismiques.**

II.3.3.2. Évaluation de la probabilité de défaillance du réservoir surélevé

L'évaluation analytique de la probabilité de ruine d'un réservoir de stockages à partir de l'intégrale (II.3.3) est très difficile voire impossible, notamment pour les modes de ruine définis dans notre étude. Plusieurs approches numériques basées sur des intégrations et des approximations numériques sont suggérées dans la littérature (Abdel Massih, 2010), telles que la méthode de simulation de Monte Carlo, les méthodes d'approximations FORM et SORM ainsi que la méthode de surface de réponse (voir chapitre II.1). Pour notre étude, le calcul de la probabilité de défaillance P_f est mené avec la méthode de Monte Carlo classique, pour sa simplicité et la précision de ses résultats. Le principe de cette méthode repose sur la génération d'un grand nombre de tirages aléatoires que nous noterons N_{sim} . Le logiciel MATLAB® est

utilisé pour la génération de ces tirages. Ainsi, un indicateur de ruine I_G est utilisé pour définir l'état de défaillance du système pour la fonction d'état G donnée ; tel que :

$$I_{Df} = \begin{cases} 1 & \text{si } G \leq 0 \\ 0 & \text{si } G > 0 \end{cases} \quad (\text{II.3. 16})$$

La probabilité de défaillance P_f est donnée, pour chaque mode de ruine, par la relation suivante (Mébariki et al, 2003).

$$P_f = \frac{\sum_{i=1}^{N_{sim}} I_{Df}}{N_{sim}} \quad (\text{II.3. 17})$$

II.3.3.2.1. Paramétrage du nombre de tirages

Le coefficient de variation qui représentera le mieux la distribution des réalisations de la variable aléatoire S_a , est tiré directement à partir des paramètres de l'analyse statistique de la section (II.3.2.3.1) par la relation suivante :

$$CV = \frac{\sigma}{\mu} = \frac{1.497}{2.254} = 0.664 \quad (\text{II.3. 18})$$

Les paramètres de la génération de la variable aléatoire S_a sont résumés dans le tableau II.3.4, pour chaque zone sismique.

Tableau II.3. 4 : Paramètres de génération de la variable aléatoire S_a .

Variable aléatoire	Loi de distribution	Valeurs moyenne du coefficient (A) de zone	Coefficient de variation CV
S_a	Gumbel	Zone de faible sismicité I	0.12
		Zone de moyenne sismicité IIb	0.20
		Zone de moyenne sismicité IIa	0.25
		Zone de forte sismicité III	0.30

Pour garantir une bonne précision des résultats de calcul de la probabilité de défaillance P_f ; laquelle dépend fortement du nombre total de tirages ; des tests de convergence ont été effectués pour les différentes fonctions d'états limite, en considérant la zone de forte sismicité et la hauteur maximale de l'eau dans la cuve. Les figures II.3.10 et II.3.11. montrent la convergence obtenue, respectivement, pour le coefficient de variation de l'estimateur et de la probabilité de ruine, en fonction du nombre de tirages. Ce coefficient de variation de l'estimateur est évalué à partir de la relation suivante (Lemaire, 2005) :

$$C_v = \sqrt{\frac{1 - P_f}{N_{sim} \cdot P_f}} \approx \sqrt{\frac{1}{N_{sim} \cdot P_f}} \Big|_{P_f \rightarrow 0} \quad (\text{II.3. 19})$$

Les résultats montrent que pour un coefficient de variation de l'estimateur de 0.01, la convergence et la stabilité des calculs de la valeur de la probabilité de défaillance P_f sont obtenues à partir d'un nombre de simulations supérieur ou égal à 4.10^5 . En définitive, pour la suite de nos travaux, le nombre 5.10^5 tirages sera retenus pour effectuer les simulations.

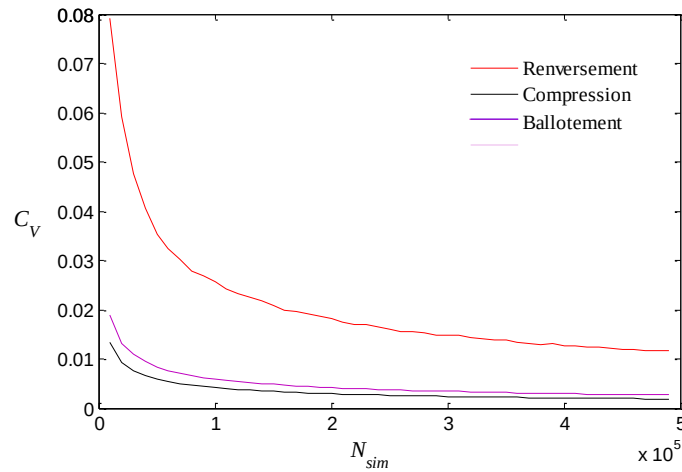


Figure II.3. 10: Convergence et stabilité du Coefficient de Variation de l'estimateur en fonction du nombre de tirages.

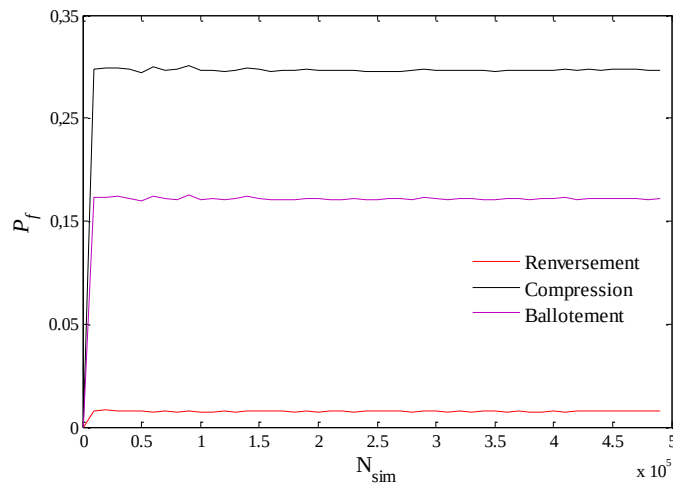


Figure II.3. 11: Convergence et stabilité des probabilités de ruine en fonction du nombre de tirages.

II.3.3.2.2. Évolution de P_f en fonction de la hauteur d'eau dans la cuve

Les courbes présentées dans les Figures II.3.12 à II.3.16 montrent l'évolution de la probabilité de défaillance P_f pour chaque mode de ruine, en fonction de la hauteur d'eau dans la cuve, en considérant les différentes zones sismiques.

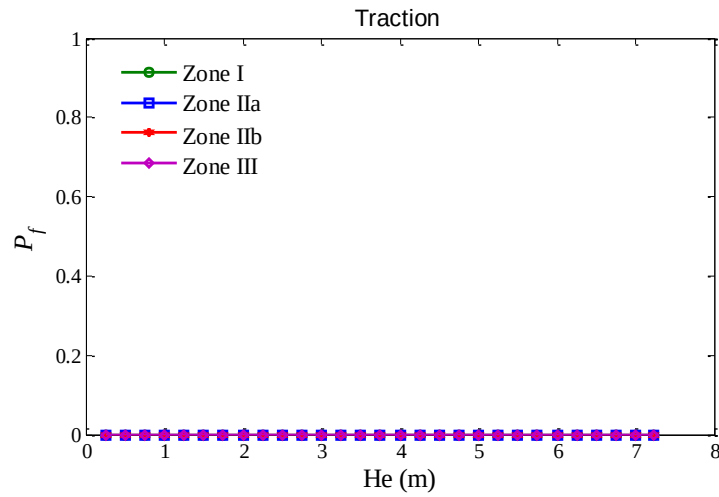


Figure II.3. 12: Evolution de P_f en fonction de la hauteur H_e , pour les différentes zone sismique (I, IIa,IIb et III) : cas du mode de ruine par Traction.

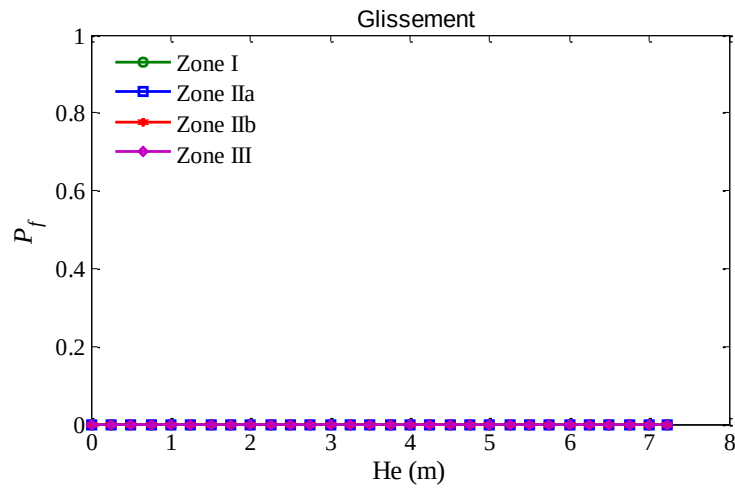


Figure II.3. 13: Evolution de P_f en fonction de la hauteur H_e , pour les différentes zone sismique (I, IIa,IIb et III) : cas du mode de ruine par Glissement.

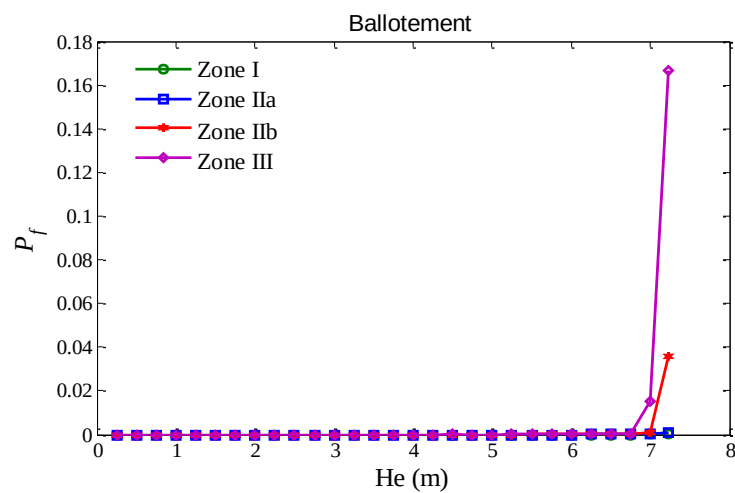


Figure II.3. 14: Evolution de P_f en fonction de la hauteur H_e , pour les différentes zone sismique (I, IIa,IIb et III) : cas du mode de ruine par Ballotement.

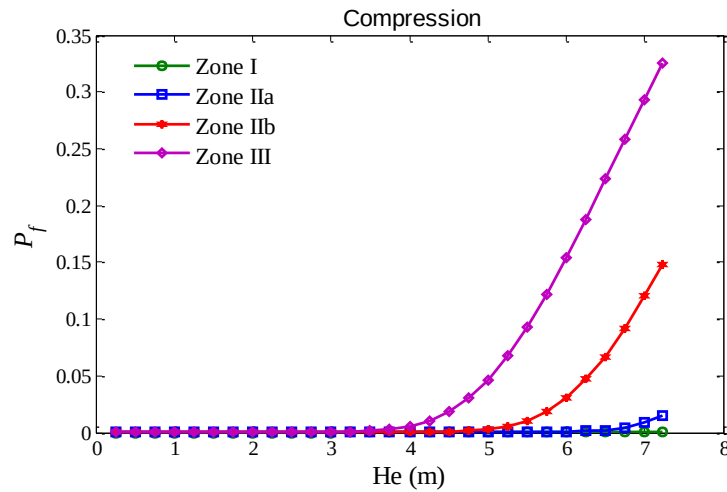


Figure II.3. 15: Evolution de P_f en fonction de la hauteur H_e , pour les différentes zone sismique (I, IIa, IIb et III) : cas du mode de ruine par Compression.

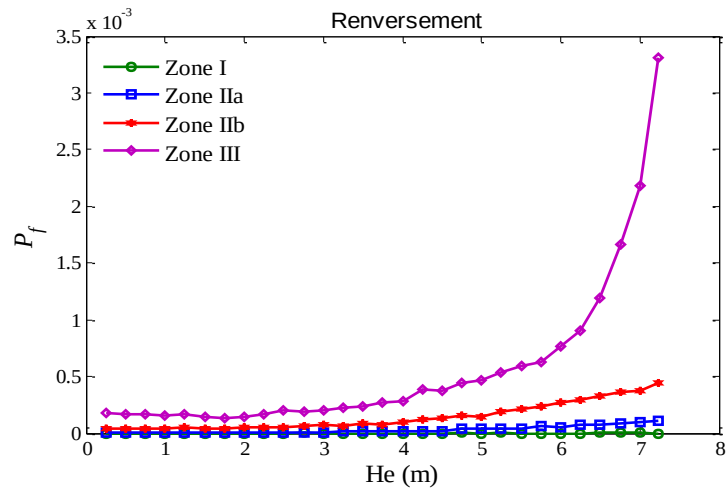


Figure II.3. 16: Evolution de P_f en fonction de la hauteur H_e , pour les différentes zone sismique (I, IIa, IIb et III) : cas du mode de ruine par Renversement.

Il ressort que la probabilité de défaillance est nulle pour les modes de ruine par glissement et traction (Figures II.3.12 et II.3.13) , quelque soit la hauteur de l'eau dans la cuve et quelque soit la zone sismique.

Concernant le mode de défaillance par ballotement (Figure II.3.14), jusqu'à une hauteur qui avoisine le niveau du trop-plein (à environ 50 cm), la probabilité de ruine est nulle. La défaillance par ballotement est constatée lorsque la hauteur de l'eau dans la cuve est à son maximum, où les valeurs des probabilités, dépassent les valeurs admissibles pour toutes les zones sismiques.

Quant aux modes de défaillance par compression et renversement (Figure II.3.15 et II.3.16), le risque de ruine augmente en fonction de la hauteur d'eau et de la zone sismique. Nous donnons

dans le tableau II.3.5, les valeurs maximales enregistrées de P_{f-max} , en fonction de la zone sismique, pour une hauteur d'eau égale à 50% de H_{max} . Ces résultats montrent qu'il n'y a aucun risque de ruine par renversement, pour n'importe quelle zone sismique. En revanche, pour le mode de ruine par compression, s'il n'y a pas de risque de ruine pour les zones de faible et moyenne sismicité, il y'a visiblement un risque en zone de forte sismicité à en juger par le P_{f-max} qui dépasse les valeurs des probabilités admissibles pour un ouvrage de génie civil, qui devraient être comprises entre 10^{-3} et 10^{-8} (Dehmous, 2007).

Tableau II.3. 5: Evolution de P_{f-max} en fonction de la zone sismique pour $H_e = 50\%$ de H_{max} .

	Zone sismique	Compression	Renversement	$P_{f-admissible}$	Observation
P_{f-max}	Zone I	2.10^{-6}	1.10^{-6}	$10^{-8} < P_f < 10^{-3}$	Acceptable
	Zone IIa	$1,08.10^{-4}$	$1,2.10^{-5}$		Acceptable
	Zone IIb	$4,02.10^{-4}$	$7,6.10^{-5}$		Acceptable
	Zone III	$2,77.10^{-3}$	$2,67.10^{-4}$		Inacceptable

Lorsque la hauteur d'eau dans la cuve atteint la hauteur maximale, les résultats consignés dans le tableau II.3.6 montrent que pour les différentes zones sismiques, le mode de ruine par écrasement du béton en compression du support représente la fonction d'état la plus critique. Les valeurs des probabilités, dépassent les valeurs admissibles, dans les zones de moyenne et forte sismicité.

La seconde fonction d'état la plus critique est le mode de ruine par ballotement, dont les valeurs des probabilités dépassent les valeurs admissibles dans les zones de moyenne et forte sismicité. La fonction d'état de défaillance par renversement vient en troisième position, dont les valeurs des probabilités critiques sont enregistrées dans la zone de forte sismicité.

Tableau II.3. 6: Evolution de P_{f-max} en fonction de la zone sismique pour $H_e = H_{max}$.

	Zone sismique	Compression	Ballotement	Renversement	$P_{f-admissible}$	Observation
P_{f-max}	Zone I	$1,02.10^{-4}$	8.10^{-6}	2.10^{-6}	$10^{-8} < P_f < 10^{-3}$	Acceptable
	Zone IIa	$1,515.10^{-2}$	$9,69.10^{-4}$	$1,14.10^{-4}$		Inacceptable
	Zone IIb	0,1475	$3,60.10^{-2}$	$4,4.10^{-4}$		Inacceptable
	Zone III	0,326	0,166	$3,3.10^{-3}$		Inacceptable

II.3.3.2.3. L'effet du site sur l'évolution de P_f

Pour juger de l'influence du site de d'implantation de l'ouvrage sur sa probabilité de ruine, nous avons mené une analyse pour chaque mode de ruine en considérant le réservoir implanté dans la zone de forte sismicité, étant donné qu'il a été démontré plus haut qu'elle générerait un risque de ruine majeur. Les résultats de la probabilité de défaillance en fonction de la hauteur de remplissage de la cuve, sont consignés dans les courbes des figures II.3.17 à II.3.21.

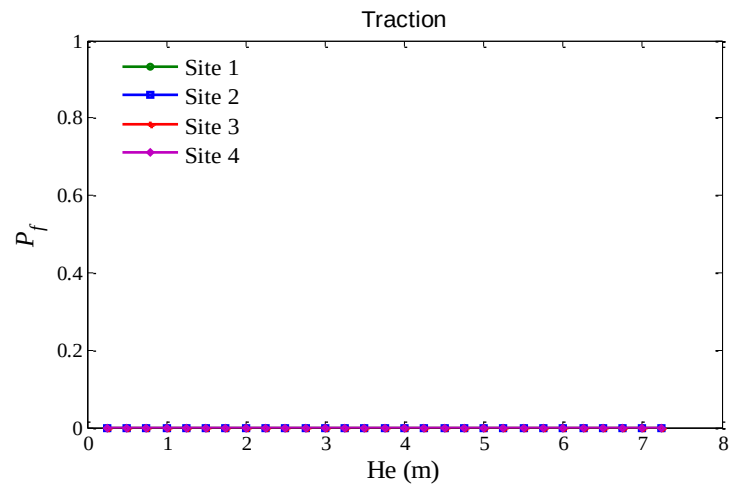


Figure II.3. 17: Effet du site sur l'évolution de P_f par Traction.

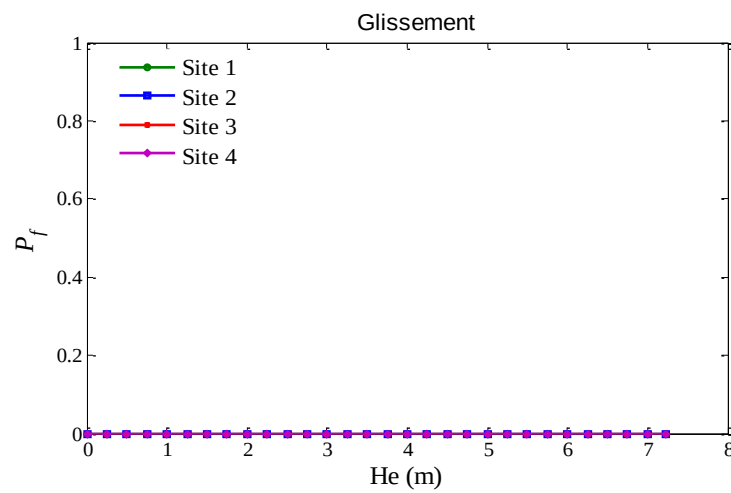


Figure II.3. 18: Effet du site sur l'évolution de P_f par Glissement.

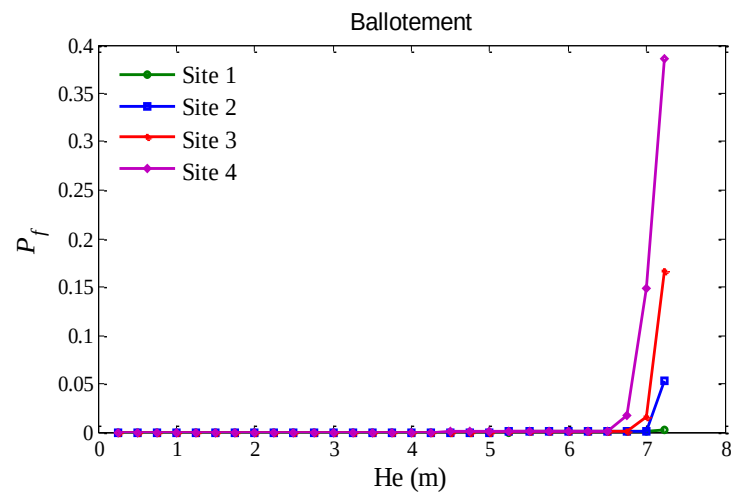


Figure II.3. 19: Effet du site sur l'évolution de P_f par Ballotement.

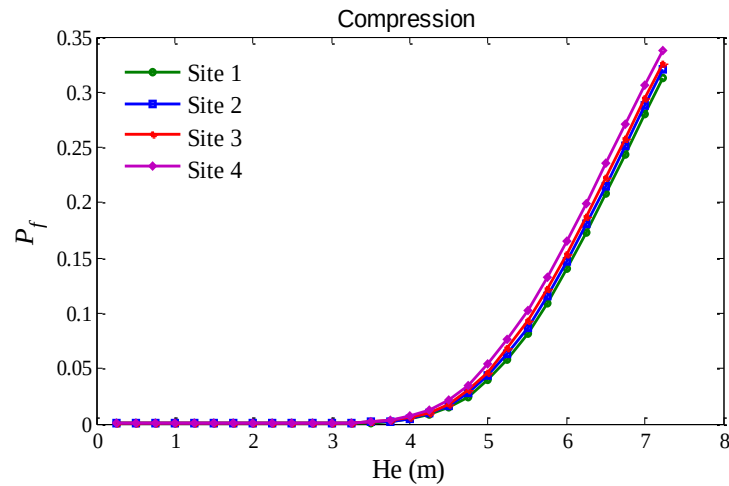


Figure II.3. 20: Effet du site sur l'évolution de P_f par Compression.

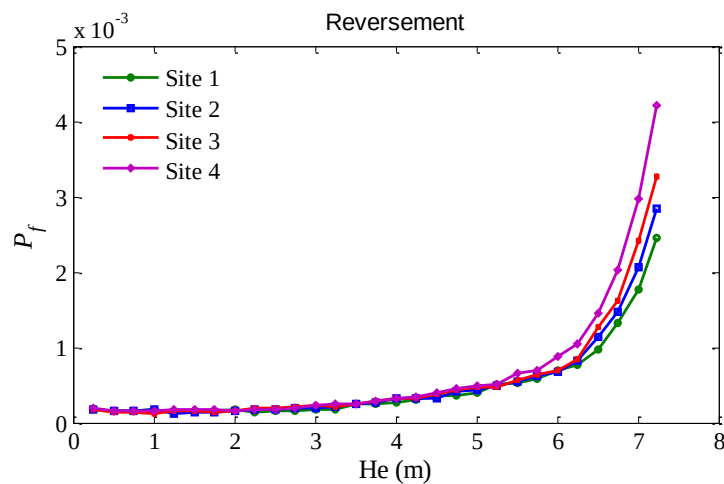


Figure II.3. 21: Effet du site sur l'évolution de P_f par Renversement.

Il ressort que la probabilité de défaillance est nulle pour les modes de ruine par glissement et traction (Figures II.3.17 et II.3.18), quelque soit la hauteur d'eau dans la cuve et quelque soit le type du sol du site. Jusqu'à une hauteur qui avoisine le niveau du trop-plein (à environ 50 cm), la probabilité de défaillance est nulle pour le mode de ruine par ballotement (Figure II.3.19). Le risque de ruine par ballotement est constaté lorsque la hauteur de l'eau dans la cuve est à son maximum, où les valeurs des probabilités, dépassent les valeurs admissibles pour tous les sites (Tableau II.3.7). Quant aux modes de défaillance par compression et renversement (Figures II.3.20 et II.3.21), les probabilités de ruine augmentent en fonction de la hauteur d'eau dans la cuve et du site en passant du site S_1 (rocheux) au site S_4 (très meuble). Les résultats consignés dans le tableau II.3.7 montrent que pour les différents sites d'implantation, le mode de ruine par écrasement du béton en compression du support représente la fonction d'état la plus critique, suivi par le mode de ruine par Ballotement. Les valeurs des probabilités, dépassent les valeurs admissibles pour les différents sites.

Tableau II.3. 7: Evolution de $P_{f\text{-max}}$ en fonction du site d'implantation pour $H_e = H_{\text{max}}$.

	Type de sol	Compression	Ballotement	Renversement	$P_{f\text{-admissible}}$	Observation
$P_{f\text{-max}}$	Site S ₁	0,3120	$2,63.10^{-3}$	$2,45.10^{-3}$	$10^{-8} < P_f < 10^{-3}$	Inacceptable
	Site S ₂	0,3205	$5,2.10^{-2}$	$2,84.10^{-3}$		Inacceptable
	Site S ₃	0,3260	0,1660	$3,27.10^{-3}$		Inacceptable
	Site S ₄	0,3370	0,3851	$4,207.10^{-3}$		Inacceptable

Les résultats consignés dans le tableau II.3.8 montrent que pour les différents sites d'implantation, le mode de ruine par écrasement du béton en compression du support représente la fonction d'état la plus critique, dont les valeurs des probabilités, dépassent les valeurs admissibles pour les différents sites. La seconde fonction vulnérable demeure le mode de ruine par renversement, dont les valeurs des probabilités, restent dans les plages admissibles pour les différents sites d'implantation.

Tableau II.3. 8: Evolution de $P_{f\text{-max}}$ en fonction du site d'implantation pour $H_e = 50\%$ de H_{max} .

	Type de sol	Compression	Renversement	$P_{f\text{-admissible}}$	Observation
$P_{f\text{-max}}$	Site S ₁	$3,43.10^{-3}$	$2,48.10^{-4}$	$10^{-8} < P_f < 10^{-3}$	Inacceptable
	Site S ₂	$2,73.10^{-3}$	$2,60.10^{-4}$		Inacceptable
	Site S ₃	$2,48.10^{-3}$	$2,84.10^{-4}$		Inacceptable
	Site S ₄	$2,19.10^{-3}$	$2,88.10^{-4}$		Inacceptable

II.3.3.2.4. Courbes de fragilité

Pour juger de l'influence de l'accélération sismique en fonction du site d'implantation de l'ouvrage sur sa probabilité de ruine, nous avons mené une analyse pour chaque mode de ruine en considérant le réservoir rempli jusqu'au trop plein, étant donné qu'il a été démontré plus haut qu'elle générerait un risque de ruine majeur. Les résultats de la probabilité de défaillance en fonction du coefficient sismique de zone, sont consignés dans les courbes des figures II.3.22 à II.3.26.

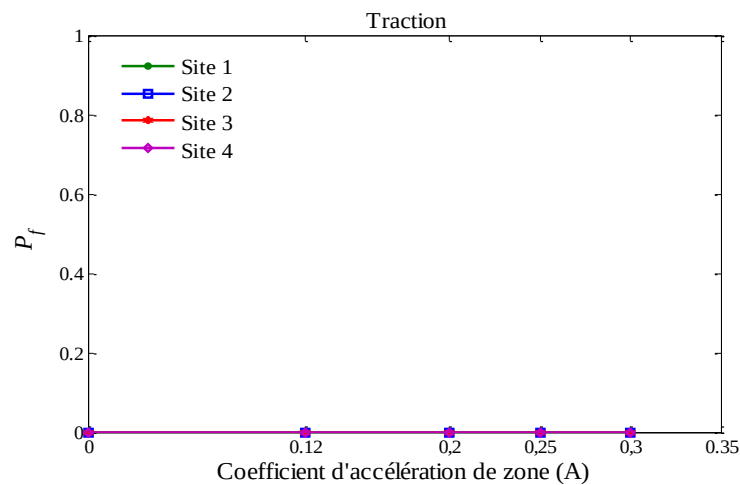


Figure II.3. 22: Courbes de fragilité donnant la probabilité de ruine (P_f) par Traction en fonction du coefficient sismique et du site.

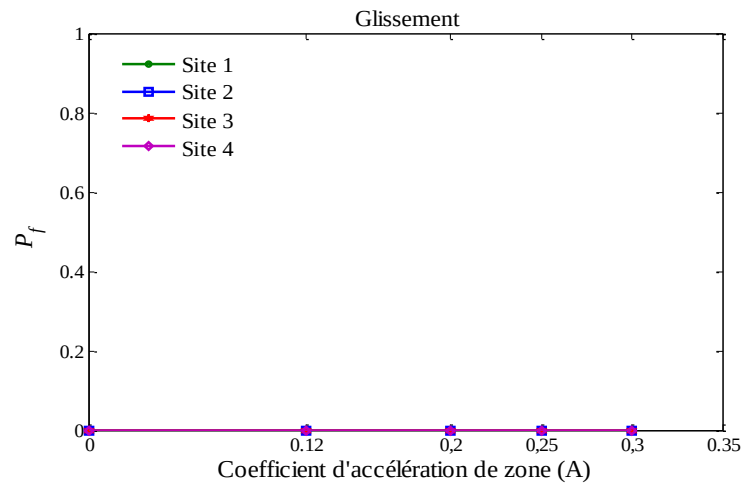


Figure II.3. 23: Courbes de fragilité donnant la probabilité de ruine (P_f) par Glissement en fonction du coefficient sismique et du site.

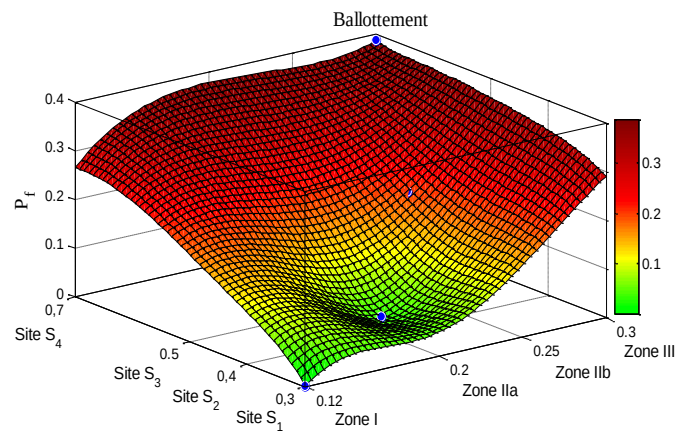
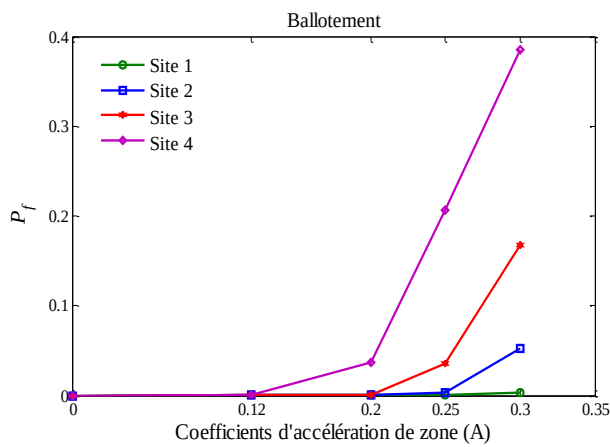


Figure II.3. 24: Courbes de fragilité donnant la probabilité de ruine (P_f) par Ballotement en fonction du coefficient sismique et du site.

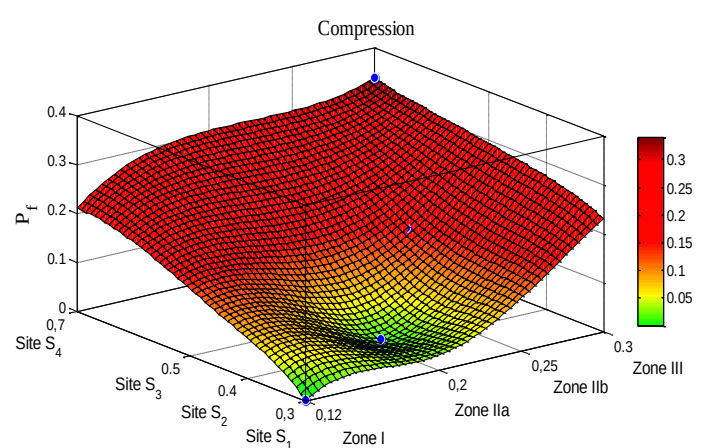
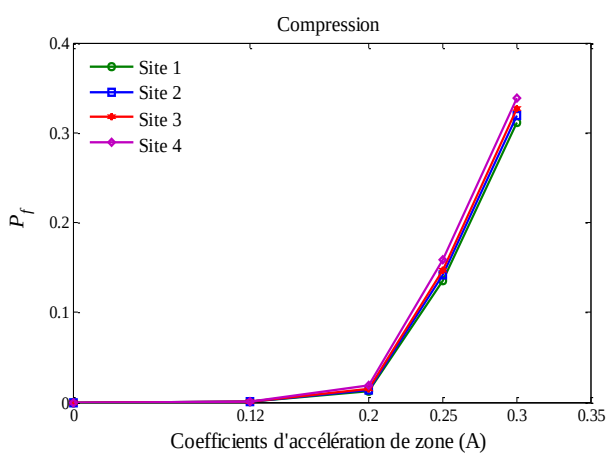


Figure II.3. 25: Courbes de fragilité donnant la probabilité de ruine (P_f) par Compression en fonction du coefficient sismique et du site.

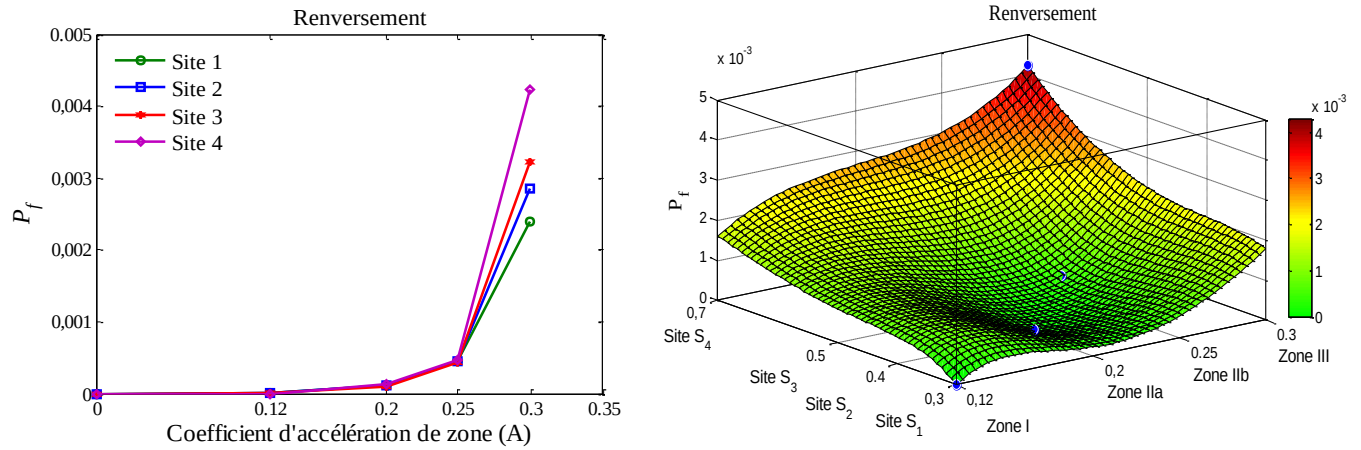


Figure II.3. 26: Courbes de fragilité donnant la probabilité de ruine (P_f) par Renversment en fonction du coefficient sismique et du site.

Ces courbes de fragilité (Figure II.3.22 à II.3.26) mettent en évidence que la probabilité de défaillance augmente en fonction de l'accélération sismique (zone sismique) pour un même site. Pour une zone sismique donnée, cette probabilité est aggravée par l'effet de site, qui est croissant en partant du site type S_1 (rocheux) vers le site type S_4 (très meuble).

II.3.3.2.4.Évolution de P_f en fonction du temps

Les courbes des Figures II.3.27 à II.3.31 montrent, l'évolution de la probabilité de ruine P_f obtenue à différents instants de la journée, pour différents modes de ruine et différentes zones sismiques. Il ressort que la probabilité de ruine est nulle pour les modes de ruine par glissement et traction (Figures II.3.27 et II.3.28) et ce à n'importe quelle heure de la journée.

Pour les modes de ruine par compression et renversement (Figure II.3.30 et II.3.31), les valeurs des probabilités de ruine P_f augmentent en fonction de la zone sismique dans la tranche horaire allant de minuit à 9^H du matin, correspondant aux tranches horaires où la hauteur d'eau dans la cuve est supérieure à 50 % de $H_{\max}$.

Le risque de défaillance par mode de ruine au ballotement (Figure II.3.29) est constaté en zone de forte et très forte sismicité pour la hauteur maximale de l'eau dans la cuve correspondant à la tranche horaire allant de 6^H à 7^H où la consommation est la plus faible (le réservoir stocke plus qu'il distribue).

Le risque de défaillance par écrasement du béton en compression est le plus critique à notre ouvrage surtout en zone de forte sismicité à partir d'une hauteur supérieure ou égale à 50% de $H_{\max}$, correspondant à la tranche horaire allant de minuit à 9^H du matin. Ce risque de ruine du même mode est étendu à la zone de moyenne sismicité lorsque la hauteur d'eau dans la cuve atteint le trop plein entre 6^H à 7^H du matin.

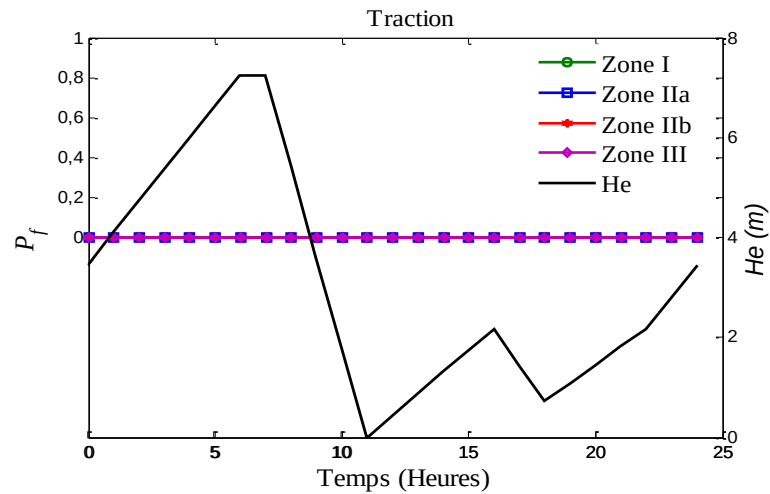


Figure II.3. 27: Evolution de la probabilité de ruine (P_f) par Traction en fonction temps (t).

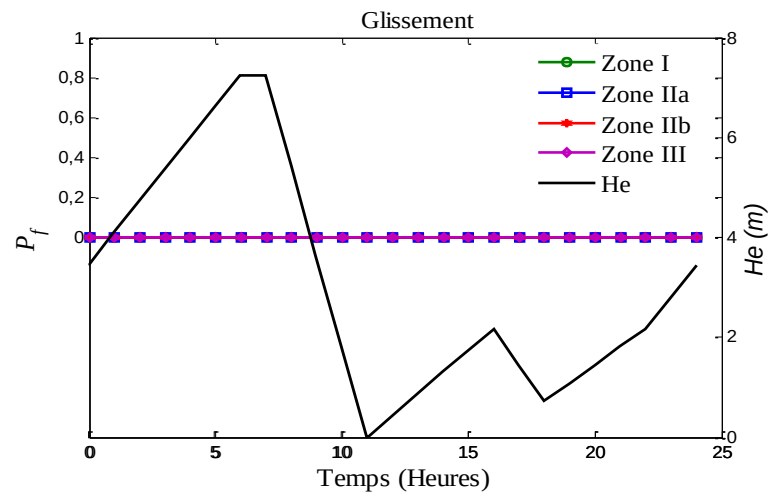


Figure II.3. 28: Evolution de la probabilité de ruine (P_f) par Glissement en fonction temps (t).

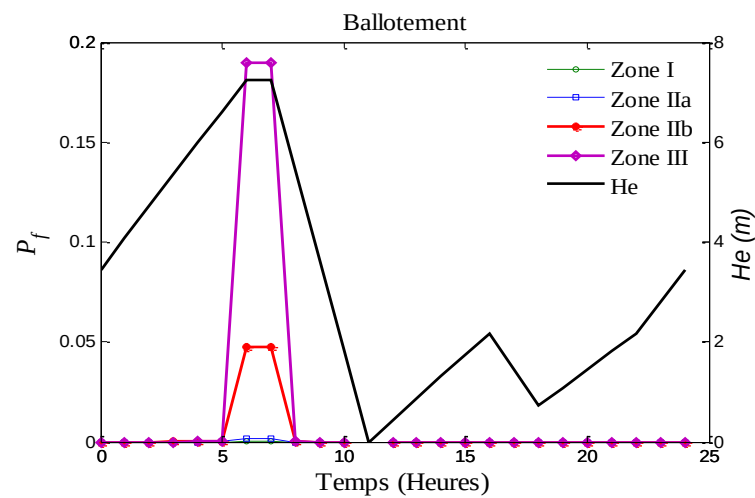


Figure II.3. 29: Evolution de la probabilité de ruine (P_f) par Ballotement en fonction temps (t).

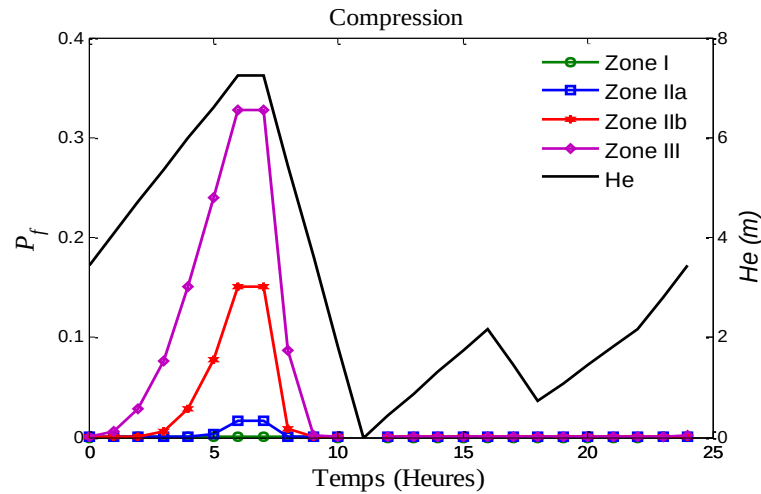


Figure II.3. 30: Evolution de la probabilité de ruine (P_f) par Compression en fonction temps (t).

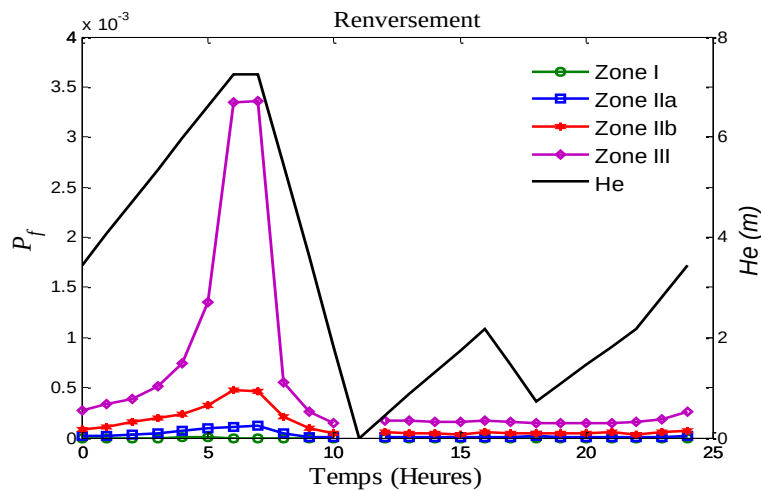


Figure II.3. 31: Evolution de la probabilité de ruine (P_f) par Renversement en fonction temps (t).

II.3.3.3. Discussions et interprétations

Le risque de ruine de l'ouvrage par glissement et par traction est nul, quel que soit la zone sismique et quel que soit le site d'implantation de l'ouvrage. Par conséquent, l'effet de la zone sismique et du site n'ont aucune influence sur ces modes de ruine à n'importe quel moment de la journée.

Le mode de ruine par ballotement est avéré uniquement pour une hauteur d'eau dans la cuve au voisinage du trop-plein. Ce risque de ruine est influencé par l'effet de zone sismique et puis aggravé par l'effet de site. La défaillance de l'ouvrage selon ce mode de ruine est mise en évidence en zones de forte (zone IIb) et très forte (zone III) sismicité et enfin aggravée par l'effet de site en passant d'un sol rocheux type S_1 à un sol très meuble type S_4 .

Le risque de défaillance de l'ouvrage par renversement reste dans les mêmes proportions pour une même zone sismique quel que soit la hauteur de l'eau dans la cuve. Ce risque demeure dans la proportion supérieure de la plage admissible. La ruine par basculement du réservoir surélevé

est avérée en zone de forte sismicité pour la hauteur maximale de l'eau dans la cuve aggravée encore une fois par l'effet de site.

Incontestablement, le mode de ruine par écrasement du béton par compression reste la fonction d'état la plus critique pour un réservoir surélevé. Ce risque va en augmentant en fonction de la hauteur et puis aggravé par l'effet de la zone sismique et l'effet de site. La ruine, pour ce mode de défaillance, est déjà observée très tôt en zone de très forte sismicité pour un remplissage égal à 50% de $H_{\max}$ et un peu plus tard en zone de moyenne sismicité pour la hauteur maximale de l'eau. Sans compter que ce risque est encore décuplé par l'effet du site d'implantation de l'ouvrage.

Pour tenir compte de l'effet du temps, les résultats plus haut montrent clairement que notre réservoir surélevé est vulnérable dans la tranche horaire allant de minuit à 9^H du matin dans les zones de moyenne et forte sismicité avec un effet de site en allant du site S_1 vers le site S_4 .

Un des résultats importants que nous avons mis en évidence, à travers cette analyse, est que le risque de ruine de notre structure est d'autant plus important que le sol est plus meuble (site S_3) ou même très meuble (site S_4). A en juger par la période fondamentale de notre ouvrage qui est de l'ordre de ($T=4.07s > 0.5s$), le réservoir surélevé de notre étude peut être considéré comme étant une structure souple (Hassoun, 2000). Par conséquent, nous venons de mettre en évidence le phénomène de résonance de notre structure, déjà constaté par Zacek (2004) pour les structures de bâtiment, qui consiste à dire qu'une structure souple convenait plutôt à un sol rocheux et qu'à l'inverse une structure rigide convenait plutôt à un sol meuble. Nous pouvons alors conclure, qu'étant donné que notre structure est souple, elle conviendrait plutôt à un sol rocheux (site type S_1) où la probabilité de défaillance P_f serait la plus basse.

Du fait que le réservoir travaille comme une console verticale avec une grande masse concentrée en son sommet et que son support subit une flexion sous sollicitations horizontales, on se serait attendu à avoir une ruine de l'ouvrage par traction. Mais paradoxalement, ce mode de ruine n'inquiète pas la stabilité de l'ouvrage. L'explication qui nous semble la plus plausible, est que les contraintes de traction qui se développent dans les fibres extrêmes du support, induites par la flexion, sont masquées par le poids propre de l'ouvrage à mesure qu'il se remplit d'eau. Du fait que la section transversale du support est comprimée uniformément en situation normale, tout se passe comme si les fibres tendues du support subissent une décompression lors d'une sollicitation sismique. Dans le même ordre d'idées, les fibres opposées subissent une compression supplémentaire sous sollicitation sismique, qui se retrouve alors plus comprimée, risquant même l'écrasement du béton. Cette contrainte est d'autant plus importante que l'effort du séisme est plus important pour les zones les plus sismiques (IIb, III). Ce phénomène est bien

traduit par la Figure II.3.15, qui montre que la probabilité de ruine en compression augmente avec l'accélération sismique.

II.3.4. Conclusion

L'influence du niveau de sismicité sur la probabilité de défaillance a été mise en évidence par les courbes de fragilité. Nous avons pu démontrer que la fonction d'état la plus préjudiciable à notre ouvrage est le mode de défaillance par écrasement du béton en compression du support lorsque la cuve est remplie à plus de 50% de sa capacité maximale. Et que, la fonction d'état la plus critique à notre ouvrage est le mode de défaillance par ballotement lorsque la hauteur d'eau dans la cuve est au voisinage du trop-plein. Le risque de ruine de l'ouvrage atteint une valeur maximale durant l'heure de faible consommation qui coïncide avec la tranche horaire comprise entre 6^H et 7^H du matin, pendant que le réseau d'eau potable est le moins sollicité par les abonnés. Le réservoir analysé dans le cadre de cette étude a fait l'objet d'une analyse déterministe (AGC, 2014), dont les coefficients de sécurité ont été trouvés supérieurs à ceux admis par les codes de dimensionnement. Alors que notre analyse a démontré le niveau de fiabilité très faible de notre ouvrage. Nous pouvons conclure que, devant la complexité du comportement hydrodynamique des réservoirs surélevés, la prise en compte dans les calculs d'ingénierie ; dès la phase de conception en bureau d'études ; des incertitudes par une analyse fiabiliste s'avère aujourd'hui indispensable pour mieux appréhender les risques de défaillance.

Les résultats obtenus à travers l'analyse hydrodynamique du réservoir surélevé étudié sont très encourageants. Le modèle proposé, tenant compte des deux variables, dont les choix ont été dictés par le phénomène physique (séisme) et le phénomène sociologique (consommation en eau potable) mis en jeu, rend très bien compte du niveau de fiabilité de ce type de structure.

Conclusion générale

Conclusion générale

Nous avons vu dans ce travail de recherche que, pour évaluer le comportement d'un réservoir d'eau en service, nous pouvons adopter deux démarches : une première démarche globale qui pourrait être adoptée en phase préliminaire permettant l'évaluation de l'évolution de la vulnérabilité de la structure dans le temps, et une seconde démarche plus fine pour l'analyse de la fiabilité structurale de l'ouvrage en phase d'étude approfondie. A cet effet, deux modèles ont été développés, un pour chaque démarche.

Le premier modèle développé dit « prédictif » permet de prédire l'évolution du phénomène du vieillissement à tout instant du cycle de vie de l'ouvrage. Ce modèle validé à partir des données d'expertise d'un parc de réservoirs de la wilaya de Tizi-Ouzou, permet une meilleure gestion de ce patrimoine. Il est vraie que les relations implémentées dans ce modèle sont applicables uniquement sur les ouvrages implantés dans le parc étudié, néanmoins cette approche reste transportable à d'autres wilayates ou régions, et son application peut être étendue à d'autres entités d'ouvrages tels que les retenues collinaires, les ponts,...etc. Dans ce cas, il serait nécessaire de baser la démarche sur des méthodes d'analyses de risque adaptées au type d'ouvrages étudié ; ce qui laisse présager un meilleur avenir pour cette approche. Etant donné que l'Algérie est un pays jeune, l'âge moyen des réservoirs du parc est d'environ 40 ans. Le domaine connu sur lequel a été analysé le modèle est relativement court comparé à la durée de vie de ce type d'ouvrage. Le domaine inconnu sur lequel a été appliquée l'extrapolation du modèle exponentiel est plus important. Ceci implique qu'il sera continuellement perfectible dans le futur, à mesure que nous enregistrerons des retours d'expériences accumulés par les ingénieurs experts. Dans le même ordre d'idée, une autre méthode mériterait d'être traitée dans le but de perfectionner à l'avenir ce modèle prédictif. Il s'agit de la méthode des moindres carrés. Cette dernière fait appel à la notion de corrélations qui n'a de sens que si notre échantillon est supérieur ou égal à 30 réservoirs. Ce nombre de réservoirs à l'échelle d'un parc serait en état actuel difficile à atteindre tant le nombre de critères communs entre les réservoirs est faible.

L'un des intérêts du module prédictif, qui a été mis en évidence dans cette recherche, est qu'il est capable de nous donner à quel instant du cycle de vie le gestionnaire doit intervenir sur l'ouvrage pour pouvoir effectuer des réparations. A travers l'analyse présentée, il est capable de prédire le gain du cycle de vie de ce dernier.

Le second modèle dit « mécano-fiabiliste » est développé dans le but d'analyser le comportement sismique d'un réservoir surélevé en béton armé. Ce modèle basé sur les simulations de Monté Carlo intègre la variabilité aléatoire de la sollicitation sismique et la variabilité temporelle de la charge hydraulique. L'application de ce modèle a permis l'analyse de la probabilité de défaillance du réservoir en fonction de la zone sismique, du site d'implantation et de la charge

hydraulique, à différentes heures de la journée. L'analyse a mis en évidence les résultats importants suivants :

Le risque de ruine de l'ouvrage par glissement et traction est nul quelque soit la zone sismique et le site d'implantation considéré. Le mode de ruine par ballotement est avéré uniquement pour une hauteur d'eau dans la cuve au voisinage du trop-plein. Le risque de ruine de l'ouvrage atteint une valeur maximale durant l'heure de faible consommation. Ce risque de ruine est influencé par l'effet de la zone sismique est aggravé par l'effet de site (S_1 à S_4). Incontestablement, le mode de ruine par écrasement du béton du support reste la fonction d'état la plus critique pour un réservoir surélevé. Ce risque est augmenté en fonction de la hauteur et puis aggravé par l'effet de site et de zone sismique.

Cette thèse est un premier travail de recherche consacré au domaine de l'analyse fiabiliste des réservoirs surélevés. Plusieurs perspectives peuvent être envisagées :

Il serait très intéressant d'étendre l'efficacité du modèle de fiabilité à une autre forme de réservoirs tels que les réservoirs rectangulaires. Cette opération peut être concrétisée en implémentant dans la méthode déterministe l'approche de Housner appliquée aux réservoirs de forme rectangulaires avec la prise en compte de l'effet hydrodynamique, telle qu'elle est exposée par (Davidovici et al, 1982).

Un second aspect lié au type de réservoirs peut aussi à l'avenir être pris en charge par le modèle, tels que les réservoirs au sol où même enterrés. Dans ce cas, l'hypothèse de base serait que les réservoirs subissent directement l'accélération du sol, contrairement à un réservoir surélevé qui subit une flexion du support. Sans compter que l'analyse de la fiabilité serait appliquée à la paroi qui doit assurer la fonction d'étanchéité. Les équations de base de cette méthode déterministe sont déjà posées par (Hammoum et al, 2010).

Nous savons que le Règlement Parasismique Algérien exige de prendre en compte l'effet hydrodynamique à partir d'une capacité supérieure ou égale à 1500 m³. Ce modèle pourrait aussi approcher avec une grande précision cette capacité. L'idée étant de faire une analyse plus fine sur la capacité au-delà de laquelle l'effet hydrodynamique est prépondérant, en s'appuyant sur des valeurs de probabilité cibles admissibles pour ce type d'ouvrages, en faisant varier cette capacité.

Plusieurs incertitudes, autres que celles prises en compte dans ce modèle, peuvent être introduites telles que celles liées à la qualité du béton des éléments résistants. Effectivement, des études antérieures ont fait état de la qualité médiocre du béton utilisé sur nos chantiers et surtout sur l'aspect aléatoire du niveau de résistance caractéristique de ce matériau. L'idée serait de définir la loi de distribution de cette variable aléatoire, en s'appuyant sur les données des valeurs caractéristiques du béton à 28 jours, issues des essais d'écrasement des éprouvettes sur nos différents chantiers de ce type d'ouvrages.

Bien entendu, si plusieurs variables aléatoires sont introduites dans ce modèle, nous devrions troquer la méthode Monté Carlo classique par une autre méthode probabiliste, telles que FORM et SORM déjà exposées au chapitre II.1. Sans compter qu'un second problème risque de surgir, qui serait le couplage des différents modes de ruines. Même si les variables sont intrinsèquement indépendantes, elles peuvent provoquer simultanément les mêmes modes de ruine sur les mêmes composants de la structure. L'idée serait de développer un couplage entre la méthode de sureté de fonctionnement (AMDEC) où des scénarios de défaillance d'un réservoir surélevé sont déjà établis (Hammoum et al, 2012), avec la méthode fiabiliste.

Pour l'évaluation de l'accélération sismique nécessaire pour le calcul de la réponse de ce type d'ouvrage, le RPA introduit un paramètre noté R et qui représente le coefficient de comportement globale de la structure. Sa valeur unique est donnée en fonction du système de contreventement. Dans le cas d'un réservoir surélevé, le RPA préconise de le considérer d'une manière réaliste comme un pendule inverse. Or des études récentes (Masoudi et al, 2012) et (Ghateh et al, 2015) font état d'une variation de ce coefficient R en fonction de la hauteur du support, de la capacité du réservoir en fonction de la zone sismique et du site d'implantation de l'ouvrage. Dans le cadre d'une étude future, il serait bénéfique d'estimer d'une manière réaliste ce coefficient R et de l'introduire dans notre modèle tenant compte du système de contreventement, comme variable paramétrique.

Comme nous l'avons cité auparavant, les incertitudes qui entachent les modèles mécaniques sont prises en considération dans les études déterministe par la notion des coefficients partiels de sécurité. Or, l'une des conclusions que nous avons tirées à partir de notre étude et que sous l'effet d'une action sismique, l'ouvrage étudié atteint des niveaux de défaillance qui sort des plages des valeurs acceptables ; ce qui rend ces coefficient incapable de refléter le niveau de fiabilité de l'ouvrage. Pour remédier à ce problème, il serait intéressant de procéder dans les études futures au calibrage de ces coefficients, en les déduisant à partir des niveaux de fiabilité cibles, tenant compte de l'aspect économique.

Dans l'analyse déterministe, seul l'effet hydrodynamique, représentant l'interaction fluide-structure est pris en considération. Or, l'un des résultats les plus pertinents tirés de notre recherche réside dans l'influence du site d'implantation sur la fiabilité de l'ouvrage. L'idée serait alors de faire une analyse plus approfondie dont l'objectif est de développer un modèle qui sera capable d'intégrer d'une part l'effet de l'interaction sol-structure, dont un modèle déterministe est déjà proposé par (Livaoglu, 2008), et d'intégrer d'autre part les vérifications du phénomène de résonance déjà constaté par Zacek (2004) dans le domaine du bâtiment, et que nous avons mis en évidence dans cette étude, tout en prenant en considération l'aspect aléatoire des caractéristiques mécaniques du sol (coefficient de cohésion C et l'angle de frottement ϕ) (Abdel, 2010).

Références Bibliographiques

- Abdel, D. M. Y., & Soubra, A. H. (2010). Analyse et dimensionnement fiabiliste des fondations superficielles filantes avec ou sans prise en compte des efforts sismiques pseudo-statiques. *Revue Française de Géotechnique* N° 130, 25 - 39.
- AGC-Egis. (2014). Etude d'exécution d'un réservoir surélevé circulaire en béton de capacité 1000 m³ de la ville d'El Menea. Rapport interne (pp. 45). Algérie.
- Ahmadi, H., Mohammadi, A. H., & Yeganeh, A. (2015). Probability density functions of SCFs in internally ring-stiffened tubular KT-joints of offshore structures subjected to axial loading. *Thin-Walled Structures*, 94, 485-499.
- Ait L'Hadj, L., Hammoum, H., & Bouzelha, K. (2015). Nonlinear Analysis of an Apartment Building surmounted with a Reinforced Concrete Water Tank. Paper presented at the Proceedings of the Fifteenth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing.
- Andreou, S. A. (1986). Predictive models for pipe break failures and their implications on maintenance planning strategies for water distribution systems. PhD Thesis, department of civil engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, USA.
- Andreou, S. A., Marks, D. H., & Clark, R. M. (1987). A new methodology for modeling break failure patterns in deteriorating water distribution systems: Applications. *Advance in Water Resources*, 10, 11-20.
- Aoues, Y. (2008). Optimisation fiabiliste de la conception et de la maintenance des structures. Thèse Doctorat, Université BLAISE PASCAL-CLERMONT II, France.
- Augusti, G., Ciampoli, M., & Giovenale, P. (2001). Seismic vulnerability of monumental buildings. *Structural Safety*, 23(3), 253-274.
- Basheer, P. A. M., Chidiact, S. E., & Long, A. E. (1996). Predictive models for deterioration of concrete Structures. *Construction and Building Materials*, 10, 27-37.
- Bayem, H. (2009). Apport des méthodes probabilistes aux études d'insertion des énergies renouvelables dans les systèmes électriques. Thèse doctorat en PHYSIQUE, Université Paris-Sud 11, France.
- Bayem, H., & al, e. (2009). Probabilistic study of the maximum penetration rate of renewable energy in an island network. Paper presented at the IEEE Conference PowerTech. 2009.
- Belhouene, F. I. (2006). Détermination de l'indice de vulnérabilité pour les bâtiments en béton armé. Mémoire de Magister en génie civil, Université de Blida, Alérie.
- Benedetti, D., Benzoni, G., & Parisi, M. A. (1988). Seismic vulnerability and risk evaluation for old urban nuclei. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 16(2), 183-201.
- Benedetti, D., & Petrini, V. (1984). On seismic vulnerability of masonry buildings: proposal of an evaluation procedure. *L'industria delle Costruzioni*, 18(2), 66-74.
- Berahman, F., & Behnamfar, F. (2009). Probabilistic seismic demand model and fragility estimates for critical failure modes of un-anchored steel storage tanks in petroleum complexes. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 24 (4) 527-536.
- Bezzazi, M., Khamlichi, A., & Gonzalez, J. R. A. (2008). Vulnérabilité sismique des constructions de type béton armé aux Nord du Maroc. *revue canadienne de génie civil*, 35, 600-608.
- Boero, J., SCHOEFS, F., Capra, B., & ROUXEL, N. (2009). Technical management of French harbour structures-Part 1: Description of built assets. *Revue Paralia*, 2, 6.1-6.11.
- Bouzelha K., Hammoum H., Saradouni F., Fernane M., & Lounnas S. (2013). Vulnerability of small dams to natural hazards through a GIS. In Strauss A., Frangopol D. M. & B. K. (Eds.), *Life-Cycle and Sustainability of civil Infrastructure Systems*. (Taylor and Francis Group CRC Press, London, United Kingdom ed., pp. 649-656).

- Boyd, J. P. (2005). Trouble with Gegenbauer reconstruction for defeating Gibbs phenomenon: Runge phenomenon in the diagonal limit of Gegenbauer polynomial approximations. *Journal of Computational Physics* 204, 253-264. doi: 10.1016/j.jcp.2004.10.008
- Boyd, J. P., & Ong, J. R. (2011). Exponentially-convergent strategies for defeating the Runge Phenomenon for the approximation of non-periodic functions, part two: Multi-interval polynomial schemes and multidomain Chebyshev interpolation. *Applied Numerical Mathematics*, 61(4), 460-472.
- Breitung, K. W. (1994). *Asymptotic approximations for probability integrals*, Springer.
- Breysse, D. (2009). *Maîtrise des risques en génie civil 3* (Lavoisier, Paris ed.).
- Calgaro, J.-A. (1996). *Introduction aux Eurocodes: Presses de l' écol. nat. des Ponts et Chaussées*.
- Carlton. M. A., & Devore. J. L. (2014). *Probability with Applications in Engineering, Science, and Technology* (Springer ed.). USA.
- Carvajal, C., Philip, G., & Bécue, J.-P. (2011). Apport des méthodes de la sureté de fonctionnement et de la fiabilité dans le cadre des études de dangers : exemple d'application sur le barrage du XOLDOCOAINA Paper presented at the Pratiques des Etudes De Dangers des barrages, INSA LYON. Colloque (CFBR / AFEID) retrieved from
- Clark, C. M., Stafford, C. L., & Goodrich, J. A. (1982). Water distribution systems: A spatial and cost evaluation. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 108(3), 243-256.
- Cremona, C. (2003). *Application des notions de fiabilité à la gestion des ouvrages existants: Presses de l'École nationale des ponts et chaussées*.
- Cremona, C. (2011). *Structural Performance: Probability-based Assessment*. (John Wiley & Sons, Inc. ed.). USA.
- D.T.U. (1984). *Règles parasismiques 1969 révisées 1982 et annexes*, (Eyrolles ed.). Paris.
- Dang, C.-T. (2014). *Méthodes de construction des courbes de fragilité sismique par simulations numériques*. Thèse doctorat, Université BLAISE PASCAL- Clermont II.
- Daniotti, B., Lupica Spagnolo, S., Hans, J., & Chorier, J. (2008). Service Life Estimation using Reference Service Life Databases and Enhanced Factor Method. Paper presented at the 11DBMC International Conference on Durability of Building Materials and Components.
- Dauphiné, A. (2001). *Risques et catastrophes : Observer, Spatialiser, Comprendre, Gérer* (Armand Colin ed.). Paris, France.
- Davidovici, V., & Haddadi, A. (1982). Calcul pratique de réservoirs en zone sismique. *Annales de l'ITBTP*, N° 409.
- Dehmous H. (2007). *Fiabilité et micromécanique des matériaux composites – Application à la passerelle de Laroin*. Ph.D Thesis, INP Toulouse, France.
- Demouy, Y. (2003). *Le renouvellement du patrimoine réseau d'eau potable et d'assainissement. Perspectives techniques et financières*. France: Rapport de mission en entreprise.
- Désenfant, M., Fischer, N., Blanquart, B., & Bédia, N. (2007). Évaluation de l'incertitude en utilisant les simulations de Monte Carlo. Paper presented at the 13ème Congrès International de Métrologie, Lille (France).
- Ditlevsen, O., & Madsen, H. O. (2005). *Structural Reliability Methods* (John Wiley & Sons Ltd ed.).
- DTR B-C. 2-48. (2003). *Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 - addenda 2003)*, CGS, Alger.
- DTR B-C. 2-4.7. (1999). *Règlement neige et vent (RNV 1999)*, Ministère de l'habitat, Alger.
- Dubart, G., Fayoux, D., Mathieu, G., & Savoye, D. (1999). Application des géomembranes aux ouvrages hydrauliques en béton. *Ingénieries*, 61-69.

- Duby, C., & Robin, S. (2006). *Analyse en Composantes Principales* (pp. 58): Institut National Agronomique Paris - Grignon.France,
- Ducrot B., Fraceot B., & Mathieu G. (1999). L'étanchéité des ouvrages en béton de stockage et de transport de l'eau, partie 2. *Annales du BTP*, Edition Eska., N°04.
- Dunn, W. L., & Shultis, J. K. (2011). *Exploring Monte Carlo Methods*: Elsevier.
- Dupont, A. (1979). *Hydraulique urbaine*. (Eyrolles ed.). Paris.
- Epstein, H. I. (1976). Seismic design of life liquid storage tanks. *Journal of the Structural Division*, 102, 1659-1673.
- Eurocode-8. (2003). Design of structures for earthquake resistance—Part 4 (Draft No:2): silos, tanks and pipelines. European Committee for Standardization, 65.
- Favre, J.-L., Brugnot, G., Gresillon, J.-M., & Jappiot, M. (1998). Évaluation des risques naturels - Une approche probabiliste ? les sélections Techniques de l'Ingénieur, Bâtiment et travaux neufs, 37.
- Fscicule74. (1998). texte officiel, construction des réservoirs en béton - cahier des clauses techniques générales, Ministère de l'équipement des transports et du logement, Paris, mars 1998.
- Gaspar, P., & Brito, J. d. (2005). Assessment of the overall degradation level of an element, based on field data. Paper presented at the 10th international conference on durability of building material and components. Paper TT8–68, Lyon, France.
- Gent Franch, K. A., Giuliano Morbelli, G. M. G., Inostroza, M. A. A., & Gori, R. E. (2008). A seismic vulnerability index for confined masonry shear wall buildings and a relationship with the damage. *Engineering Structures*, 30, 2605-2612.
- Ghateh, R., . , Kianoush, M. R., . , Pogorzelski. W, & Topping, B. H. V., . (2015). Seismic response factors of reinforced concrete pedestal in elevated water tanks. *Engineering Structures*, 87, 32-46.
- Gholizad, A., Golafshani, A. A., & Akrami, V. (2012). Structural reliability of offshore platforms considering fatigue damage and different failure scenarios. *Ocean Engineering*, 46, 1-8.
- Giffel, M. C., & Zwietering, M. H. (1999). Validation of predictive models describing the growth of *Listeria monocytogenes*. *Int. J. Food Microbiol*, 46, 135-149.
- Gleyze, J.-F. (2002). *Le risque* (pp. 256): Institut Géographique National Laboratoire COGIT
- Goyet, J., Jacob, B., Lemaire, M., & Mathieu, H. (1998). Fiabilité des constructions. *Revue française de génie civil*, 2(5), 527-610.
- Graham, E. W., & Rodriquez, M. (1952). Characteristics of fuel motion which affect airplane dynamics. *Journal of Applied Mechanics*, 19.
- Hamitouche S, Hammoum H, Bouzelha K, & NE, H. (2013). Expertise of an apartments building surmounted by a tank with a container capacity of 1000 m3 in Algiers, . Paper presented at the Recent advances in Integrity reliability failure, Porto, Portugal: Ed. INEGI.
- Hammoum, H. (2012). Diagnostic et analyse de risques lies au vieillissement des reservoirs en beton arme. Developpement de methodes d'aide a l'expertise. thèse doctorat, université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Algérie.
- Hammoum, H., Bouzelha, K., Hannachi, N., & Serre, D. (2011). Vulnerability assessment of the concrete tanks storage at natural hazards. *Concrete Solutions* 2011, 45.
- Hammoum, H., Bouzelha, K., & Hannachi, N. E. (2010). Analyse hydrodynamique d'un réservoir circulaire en béton arme, posé au sol. *Annales du BTP*, Edition Eska, N° 2-3, Paris, 13-22.
- Hammoum, H., Bouzelha, K., & Hannachi, N. E. (2012). Analyse d'un scénario de vieillissement de deux réservoirs jumelés par un calcul aux états limites. *Annales du BTP*, Edition Eska, N° 5, Paris, 1-10.

- Hammoum, H., Bouzelha, K., & Slimani, D. (2014). Prioritizing repairs to reinforced concrete water storage elevated tanks regarding seismic risk. Paper presented at the Concrete solutions.
- Hammoum, H., Bouzelha, K., & Slimani, D. (2015). Seismic risk of RC water storage elevated tanks: Case study. In A. S. H. Makhoulf & M. Aliofkhaezrai (Eds.), *Handbook of Materials Failure Analysis with Case Studies from the Chemicals, concrete and Power industries* (Elsevier ed., pp. 187-217).
- Hammoum, R. (2015). Cours de probabilités et statistiques - DUT QLIO. IUT de Cergy-Pontoise.
- Haroun, M. A. (1980). Dynamic analyses of liquid storage tanks. *Earthquake Engineering Research Laboratory, EERL80-04, California Institute of Technology, Pasadena.*, 288.
- Haroun, M. A. (1983). Vibration Studies and Tests of Liquid Storage Tanks. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 11 (2), 179-206.
- Haroun, M. A. (1984). Stress analysis of rectangular walls under seismically induced hydrodynamic loads. *Bulletin Of The Seismological Society Of America*, 74, 1031-1041.
- Haroun, M. A., & Badawi, H. S. (1988). Seismic behavior of unanchored ground-based cylindrical tanks. *proceedings of ninth world conference on earthquake engineering, August 2-9, 1988, Tokyo-Kyoto, Japan, vol VI*, 643-648.
- Haroun, M. A., & Tayel, M. A. (1985). Response of tanks to vertical seismic excitations. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 13 (5), 583 - 595.
- Hasofer, A. M., & Lind, N. C. (1974). Exact and invariant second-moment code format. *Journal of the Engineering Mechanics division.*, 100(1), 111-121.
- Hoskin, L. M., & Jacobsen, L. S. (1934). Water pressure in a tank caused by a simulated earthquake. *Bulletin Seism. Soc. America*, 24,, 1-32.
- Housner, G. W. (1957). Dynamic pressures on accelerated fluid containers. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 47 (1), 15-35.
- Housner, G. W. (1963). The dynamic behavior of water tanks. *Bulletin Of The Seismological Society Of America*, 53 (2), 381-387.
- Hunt, B., & Priestley, M. J. N. (1978). Seismic water waves in a storage tank. *Bulletin Of The Seismological Society Of America*, 68 (2), 487-499.
- Igor, R., & Jesper, R. (2006). *Probability and Risk Analysis, An Introduction for Engineers* (Springer ed.). Germany.
- Jacobsen, L. S. (1949). Impulsive hydrodynamics of fluid inside a cylindrical tank and of fluids surrounding a cylindrical pier. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 39 (3), 189-204.
- Jacobsen, L. S., & Ayre, R. S. (1951). Hydrodynamic experiments with rigid cylindrical tanks subjected to transient motions. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 41, 313-346.
- Jaiswal, O. R. (2007). Review of seismic codes on liquid- containing tanks, . *Earthquake spectra*, 23(1).
- JCSS. (2001). *Probabilistic Model Code*. Joint Committee on Structural Safety, Zurich.
- Jung, J.-H., & Stefan, W. (2011). A simple regularization of the polynomial interpolation for the resolution of the Runge phenomenon. *Journal of Scientific Computing*, 46(2), 225-242.
- Khenane, A. (2013). *Introduction to Finite Element Analysis Using MATLAB and Abaqus*. (Taylor and Francis Group Edition, London. ed.).
- Laurencelle, L. (2001). *Hasard, Nombres aléatoire et methode Monte Carlo* (Presses de l'Université du Québec ed.). Canada.

- Lemaire, M. (2008). Approche probabiliste du dimensionnement - Modélisation de l'incertain et méthodes d'approximation. . Techniques de l'ingénieur, France, 1-14.
- Lemaire, M., Chateauneuf, A., & Mitteau, J. C. (2005). fiabilité des structures (Lavoisier ed.). France.
- Leone, F., & Vinet, F. (2005). La vulnérabilité des sociétés et des territoires face aux menaces naturelles : Analyses géographiques (Publication de l'université Paul-Valéry Montpellier 3 ed.). France.
- Livaoglu, R. (2008). Investigation of seismic behavior of fluid–rectangular tank–soil/foundation systems in frequency domain. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28 (2), 132-146.
- Livaoglu, R., & Dogangun, A. (2007). Effect of foundation embedment on seismic behavior of elevated tanks considering fluid–structure–soil interactio. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27 (9), 855-863.
- Livaoglu, R., & Doğangün, A. (2006). Simplified seismic analysis procedures for elevated tanks considering fluid–structure–soil interaction. *Journal of Fluids and Structures*, 22 (3), 421-439.
- Lupoi, A., & Callari, C. (2011). A probabilistic method for the seismic assessment of existing concrete gravity dams. *Structure and Infrastructure Engineering*, 8 (10), 985-998.
- Majdouba S. (2011). Le patrimoine des canalisations d'eau potable : caractérisation, historique et pathologies. Institut des sciences et industries du vivant et de l'environnement. France.
- Mansour, A. K., Romdhane, N. B., & Boukadi, N. (2013). An inventory of buildings in the city of Tunis and an assessment of their vulnerability. *Bull. Earthquake Eng.*, 11, 1563-1583.
- Masoudi, M., ., Eshghi, S., . , & Ghafori-Ashtiany, M., . (2012). Evaluation of response modification factor (R) of elevated concrete tanks. *Engineering Structures*, 39, 199-209. doi: 10.1016/j.engstruct.2012.02.015
- Mathieu, G. (1996). Pathologie et réparation des ouvrages en béton de stockage et de transport des liquides. *Annales du BTP, Numéro Spécial*.
- Mathieu, G. (2003). Méthodologie d'évaluation des ouvrages hydrauliques en béton appliquée un patrimoine. Paper presented at the Annales du BTP.
- Matlab. (2009). User's Guide - MathWorks - version 7.8. Inc, U.S.Patents.
- Mattrand, C. (2011). Approche probabiliste de la tolérance aux dommages. Thèse de doctorat., Université Blaise Pascal-Clermont-Ferrand II, France.
- Mebarki, A., & Valencia, N. (2003). Vulnérabilité sismique des ouvrages en maçonnerie. *Revue Française de Génie Civil*, 7 (4), 471-498.
- Mehta, P. K. (1994). Concrete technology at the crossroads – problems and opportunities. Concrete technology - past, present and future. Proc., V. Mohan, Malhotra Symposium, P. Kumar Mehta, ed., ACI, SP 144.
- Mendenhall, W., Beaver, R. J., & Beaver, B. M. (2006). Introduction to Probability and Statistics (Brooks/Cole, Cengage Learning ed.). USA.
- Miloudi, N, Hammoum, H, Bouzelha, K, Metna, B, & Pantet, A. (2015). Principal Component Analysis of the Vulnerability Index for the Natural Hazards of Water Storage Tanks. Paper presented at the Proceedings of the Fifteenth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing.
- Möller, O., & Rubinstein, M. (1992). Reliability-based design of R/C water tank structures under seismic action. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 21, 665-678.
- Orcesi, A. (2008). Etude de la performance des réseaux d'ouvrages d'art et détermination des stratégies de gestion optimales. Thèse doctorat, université Paris-Est, France.

- Park, J. H., Koh, H. M., & Kim, J. (1990). Fluid-structure interaction analysis by coupled boundary element-finite element method in time domain. 7th Int. Conf. on Boundary Element Technol. Computational Mechanics Publ. Southampton, England, 89-92.
- Peyras, L. (2003). Diagnostic et analyse de risques liés au vieillissement des barrages développement de méthodes d'aide à l'expertise. Thèse doctorat université Blaise Pascal – Clermont II France.
- Peyras, L., Carvajal, C., Felix, H., Bacconnet, C., Royet, P., Becue, J.-P., & Boissier, D. (2012). Probability-based assessment of dam safety using combined risk analysis and reliability methods – application to hazards studies. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 16 (7), 795-817.
- Peyras, L., Royet, P., & Boissier, D. (2006). Dam ageing diagnosis and risk analysis: Development of methods to support expert judgment. *Canadian geotechnical journal*, 43(2), 169-186. doi: 10.1139/T05-096
- Peyras, L., Royet, P., Boissier, D., & Vergne, A. (2002). Development of a scenario-based DSS for dam ageing diagnosis. *Journal of decision systems*, 11(3-4), 445-458.
- Philippeau G. (1986). Comment interpréter les résultats d'une analyse en composantes principale (Vol. 63): Université Claude Bernard Lyon 1.
- Priestley, M. J. N., Davidson, B. J., Honey, G. D., Hopkins, D. C., Martin, R. J., Ramsey, G., & Wood, J. H. (1986). Seismic design of storage tanks. Recommendations of a study group of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 17.
- Rohatgi, V. K., & Saleh, A. M. M. E. (2001). Introduction to Probability and Statistics. (JOHN WILEY & SONS, INC. ed. Vol. Second Edition).
- Rubino, G., & Tuffin., B. (2007). Simulations et méthodes de Monte Carlo. Ed. Techniques Ingénieur.
- Ruge, A. C. (1938). Earthquake resistance of elevated water towers. *Trans. Am. Soc. Civil Engineers*, 30, 889-938.
- Sanaa, M. (2002). Microbiologie prévisionnelle : principaux modèles de croissance utilisés en appréciation quantitative des risques. *Epidémiol. et santé anim.*, 41, 169-177.
- Sani, J. E., Nwadiogbu, C. P., & L., Y. G. (2014). Reliability Analysis of an Underground Reinforced Concrete Rectangular Water Tank. *IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering (IOSR-JMCE)*, 11(1), 58-68.
- Schröder, J. (1989). Zustandsbewertung grosser Gebäudeteile. *Schweizer Ingenieur und Architekt.* April 1998, Nr 17, 449-459.
- Seltzer, P., Lasserre, A., Grandjean, A., Auberty, R., & Fourey, A. (1946). Le climat de l'Algérie: Impr." La Typo-litho" et J. Carbonel.
- Serre, D., Peyras, L., Curt, C., Boissier, D., & Diab, Y. (2007). Evaluation des ouvrages hydrauliques de génie civil. *Canadian geotechnical journal*, 44(11), 1298-1313.
- Serre, D., Peyras, L., Maurel, P., Tourment, R., & Diab, Y. (2009). A Spatial Decision Support System Aiding Levee Managers in their Repair and Maintenance Planning. *Journal of Decision Systems*, 18(3), 347-373.
- Serre, D., Peyras, L., Tourment, R., & Diab, Y. (2008). Levee performance assessment methods integrated in a GIS to support planning maintenance actions. *Journal of Infrastructure System, ASCE*, 14(3), 210-213.
- Sezen, H., Livaoglu, R., & Dogangün, A. (2008). Dynamic analysis and seismic performance evaluation of above-ground liquid-containing tanks. *Engineering structures*, 30, 794-803.
- Shamir, U., & Howard, C. D. D. (1979). An analytic approach to scheduling pipe replacement. *American Water Works Association*, 71, 5, 248-258.

- Shi, P., Qiao, X., Chen, X., Zhou, M., Qu, S., Ma, X., & Zhang, Z. (2014). Spatial distribution and temporal trends in daily and monthly precipitation concentration indices in the upper reaches of the Huai River, China. *Stoch Environ Res Risk Assess*, 28, 201-212. doi: 10.1007/s00477-013-0740-z
- Standard, B. (2005). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance—.
- Talon, A. (2005). Temporal quantification method of degradation scenarios based on FMEA. Paper presented at the In: 10th international conference on durability of building materials and components (10dbmc), Lyon, France 17-20 april 2005. CSTB : Lyon, France.
- Talon, A., Boissier, D., & Peyras, L. (2009). Analyse des risques : Identification et estimation, démarches d'analyses des risques, méthodes qualitatives d'analyse de risque., université numérique ingénierie et technologie, mars 2009.
- Talon, A., Chevalier, J.-L., & Hans, J. (2006). Failure Modes Effects and Criticality tAnalysis, Research for and Application to the Building Domain - State of the art Report. Rotterdam : CIB W080 Prediction of Service Life for Buildings and Components, CIB Report 310, 254.
- Tebbi, O. (2005). Estimation des lois de fiabilité en mécanique par les essais accélères. Thèse doctorat., A l'Institut des Sciences et Techniques de l'Ingénieur d'Angers
- Tutti, K. (1982). Corrosion of Steel in Concrete. Swedish Cement and Concrete Research Institute, Research Report FO 4, Stockholm.
- Vicente, R., Parodi, S., Lagomarsino, S., Varum, H., & Mendes Silva J.A.R. (2011). Seismic vulnerability and risk assessment: case study of the historic city centre of Coimbra, Portugal. *Bull. Earthquake Eng.*, 9, 1067-1096.
- Walpole, R. E., Myers, R. H., Myers, S. L., & Ye, K. (2012). Probability & Statistics for Engineers & Scientists (Pearson. ed. Vol. N I N T H E D I T I O N). USA.
- Werner, P. W., & Sundquist, K. (1949). On hydrodynamic earthquake effects. *Trans. Amer. Geophysical Union*, 30, 636–657.
- Westergaard, H. M. (1933). Water pressures on dams during earthquakes. *Transactions, ASCE*, 98,, 418–472.
- Yamijala, S. (2007). Statistical estimation of water distribution system pipe break risk. Master of science Thesis, departement of civil engineering, Texas A&M University
- Yusuf, F., Martins, J. M., & Swanson, D. A. (2014). Methods of demographic analysis (Springer Science+Business Media Dordrecht ed.). New Yourk, USA.
- Zacek, M. (2004). Guide d'évaluation de la présomption de vulnérabilité aux séismes des bâtiments existants, collection conception parasismique: France.
- Zhou, J., Xu, Z., & Chen, S. (2013). Simulation and prediction of the thuringiensin abiotic degradation processes in aqueous solution by a radius basis function neural network model. *Chemosphere*, 91(4), 442-447.
- Zurbrugg, P. (2010). Simulation des phénomènes de dégradation d'éléments de construction. Application d'une méthode basée sur la modification des performances de matériaux et la propagation des contraintes. Thèse doctorat ES Sciences école polytechnique fédérale de Lausanne.
- Zwingelstein, G. (1995). Diagnostic des défaillances - théorie et pratique pour les systèmes industriels. Paris: Ed. Hermès.
- Zwingelstein, G. (1995). Diagnostic des défaillances: Théorie et pratique pour les systèmes industriels: Hermès.
- Zwingelstein, G. (1996). La maintenance basée sur la fiabilité, guide pratique d'application de la RCA, Edition Hermès: ISBN 2-86601-545-2, Paris.

Annexes

Annexe A

Résultats de l'indice de vulnérabilité du parc expertisé

A.1. ouvrages expertisés

En vue de l'application de la méthode d'indice de vulnérabilité, nous avons choisi d'expertiser un parc de 24 réservoirs de stockage d'eau potable dans deux daïras : Draa Ben Khedda et Larbaa Nath Irathen, et dans la commune de Mekla, rajoutés au parc de réservoir déjà expertisés par (Bouhadoun et *al*, 2011) dans la daïra de Larbaa Nath Irathen, pour avoir un total de 54 réservoirs (tableau A.1).

Notons que la fiche d'enquête que nous avons utilisée, lors de notre expertise, est celle développée par (Bouhadoun et *al*, 2011).

A.2. évaluation de l'indice I_v des réservoirs expertisés

Par procédé analogue, que celui décrit dans le chapitre I.2, nous avons déterminés les indices de vulnérabilité des différents réservoirs expertisés. Les résultats sont donnés dans le tableau A.1 :

Tableau A.1 : Résultats de l'indice de vulnérabilité des réservoirs expertisés.

Daira	N°	Lieu-dit	Capacité (m3)	Date mise en service	Date expertise	Age de l'ouvrage	I_{v0}	I_{vi}	Type de sol	Type de réservoir
LNI	1	Adeni	150	1976	2010	34	50	60,5	Ferme	Semi enterré
	2	Ait Hague	100	1976	2010	34	45,5	53	Ferme	Semi enterré
	3	Ait Halli	100	1976	2010	34	53	64,5	Meuble	Au sol
	4	Ait Yacoub	150	1976	2010	34	42	53	Rocheux	Semi enterré
	5	Boudjellil	500	1993	2010	17	44,5	52	Rocheux	Au sol
	6	Ibahlal	500	1993	2010	17	47	58,5	Ferme	Au sol
	7	Mehriz	100	2002	2010	8	46,5	51,5	Rocheux	Au sol
	8	Mestiga	50	1974	2010	36	46,5	57,5	Ferme	Semi enterré

	9	Monobloc 1	500	2001	2010	9	52	52	Meuble	Au sol
	10	Monobloc 2	500	2001	2010	9	51	52	Meuble	Au sol
	11	SR1 Irdjen	1000	1994	2010	16	50,5	53,5	Ferme	Au sol
	12	SR2 Irdjen	1000	1994	2010	16	51	52	Ferme	Au sol
	13	SR3 Irdjen	1000	1994	2010	16	49	52,5	Ferme	Au sol
	14	Taghanimt	100	1972	2010	38	47,5	60,5	Ferme	Au sol
	15	Taksebt	500	2000	2010	10	43	48,5	Rocheux	Au sol
	16	Tala amara (Irdjen)	200	1983	2010	27	47,5	49,5	Rocheux	Au sol
	17	Tansaout	500	1992	2010	18	45,5	48,5	Rocheux	Au sol
	18	Tamazirth 1	500	1976	2010	34	44	57	Rocheux	Semi enterré
	19	Tamazirth 2	200	2003	2010	7	44,5	49,5	Rocheux	Au sol
	20	Zone Industrielle	2X1500	1972	2010	38	58	79	Meuble	Au sol
	21	Station de Reprise N°1 de Taksebt	1000	1994	2010	16	51,5	53,5	ferme	Au sol
DBK	22	Mouldiouane Village	100	1988	2014	26	52	75,5	meuble	Au sol
	23	Mouldiouane Zone	1000	2010	2014	4	49,5	51,5	ferme	Semi enterré
	24	Touares	1000	1965	2014	49	60,5	77,5	meuble	Au sol
	25	Touares	1000	1980	2014	34	61	72	meuble	Au sol
	26	Sidi Namane SR1	1000	1999	2014	15	53,5	59,5	meuble	Au sol
	27	Sidi Namane SR2	1000	2012	2014	2	53,5	54,5	meuble	Au sol
	28	chef lieu (Sidi Naaman)	200	1960	2014	54	52,5	71,5	Meuble	Au sol
	29	Sidi Namane Maassal	1000	1999	2014	15	52,5	64	ferme	Au sol
	30	Chef lieu 1 (Tadmait)	1000	1986	2014	28	52	68,5	meuble	Au sol
	31	Chef lieu 2 (Tadmait)	1500	2011	2014	3	55	61	meuble	Au sol
	32	Kaf Laagab	200	1988	2014	26	56	65	meuble	Au sol
	33	Baghdad (Tadmait)	200	1986	2014	28	49	59	meuble	Au sol
	34	Ait Saada ouarezki (Tadmait)	100	1987	2014	27	52	68	meuble	Au sol

	35	Ait Saada bas (Tadmait)	200	1986	2014	28	46	60	ferme	Au sol
	36	Ait Saada haut (Tadmait)	300	2007	2014	7	48,5	50,5	ferme	Au sol
	37	Tighilt Tigarfiouine	1000	1985	2014	29	56	66	meuble	Au sol
	38	Telta 1 (Tadmait)	100	1986	2014	28	58,5	72,5	meuble	Au sol
	39	Telta 2 (Tadmait)	1500	2004	2014	10	62,5	65,5	meuble	Au sol
	40	Adjaba	250	1973	2014	41	44,5	63,5	rocheux	Au sol
	41	Avarrane 1	500	1972	2014	42	56,5	75,5	meuble	Au sol
	42	Avarrane 2	1500	2011	2014	3	55	61	meuble	Semi enterré
	43	Herrouka 1	500	1972	2014	42	48,5	63,5	rocheux	Au sol
	44	Herrouka 2	100	1984	2014	30	46	56,5	rocheux	Au sol
	45	Behalil 2	200	2010	2014	4	48	48	ferme	Au sol
	46	Behalil 1	100	1996	2014	18	46	53	ferme	Au sol
	47	Megdoule 2	500	2008	2014	6	45	49,5	rocheux	Au sol
	48	Megdoule1	500	2008	2014	6	54	56,5	ferme	Au sol
	49	Mennacera	100	2008	2014	6	44,5	47,5	rocheux	Au sol
MEKLA	50	chef lieu 1 (Mekla)	500	1958	2014	56	49	69	meuble	Semi enterré
	51	Mekla (Chaïb) SR1	500	1975	2014	39	54,5	71,5	meuble	Au sol
	52	Mekla Chef-Lieu SR2	500	1975	2014	39	50,5	64	meuble	semi enterré
	53	Djemaa Saharidj	1000	2008	2014	6	49,5	65,5	ferme	Au sol
	54	Djemaa Saharidj	500	1975	2014	39	47	62	ferme	semi enterré

Annexe B

Lois de probabilité et tests statistiques

B.1. Lois de probabilité usuelles en fiabilité

Nous présentons, dans ce qui suit les lois de probabilités les plus utilisées dans les études de Génie Civil, à savoir la loi normale, log-normale, Weibull, Gumbel, la loi exponentielle et la loi de Gamma.

B.1.1. Loi normale

La loi normale est parmi les lois de distribution les plus utilisées dans les études probabilistes, celle-ci s'applique dans plusieurs domaines à de nombreux phénomènes. La loi de distribution normale, notée $X \rightarrow N(\mu, \sigma^2)$ est définie par la moyenne μ , et l'écart type $\sigma^2 > 0$. Elle est caractérisée par :

- la fonction de Densité de probabilité définie pour tout nombre réel x par la relation (B.1) (Walpole, 2006) :

$$f_X(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right] \quad (\text{B. 1})$$

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 $[\mu, +\infty]$, elle vérifie $f(\mu+x) = f(\mu-x)$ et (Carlton et al, 2014) , (Walpole, 2006):

$$\frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{+\infty} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right] dx = 1 \quad (\text{B. 2})$$

$$\frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{+\infty} x \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right] dx = \mu \quad (\text{B. 3})$$

$$\frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{+\infty} (x-\mu)^2 \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right] dx = \sigma^2 \quad (\text{B. 4})$$

La fonction de répartition de la loi normale est donnée par la formule :

$$F_X(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_0^x \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right] \quad (\text{B. 5})$$

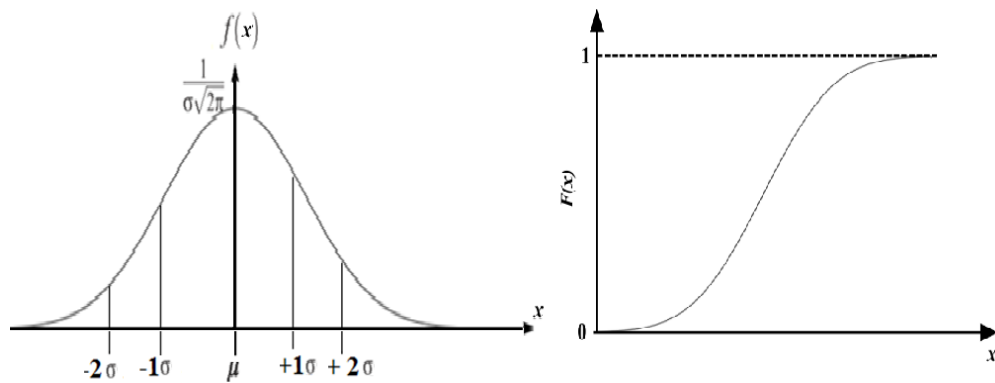


Figure B. 1: La densité de probabilité (gauche) et la fonction de répartition (droite) de la loi normale.

La loi normale est assez simple puisqu'elle est caractérisée totalement par deux paramètres : son espérance (sa moyenne) et sa variance (ou l'écart-type). Plus σ est petit plus la probabilité se concentre vers la moyenne.

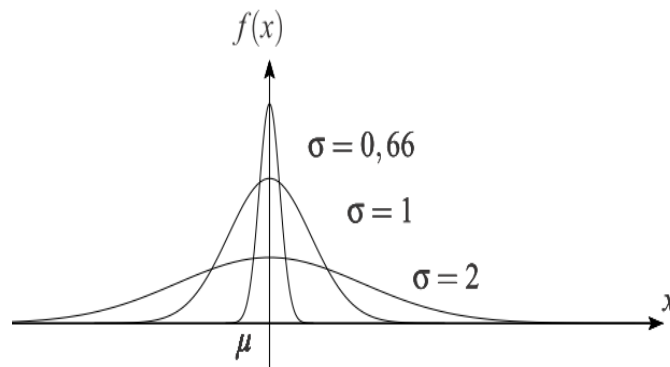


Figure B. 2: Variation de la concentration autour de la moyenne en fonction de σ .

B.1.2. Loi log-normale

Une variable aléatoire X suit une loi log-normale si et seulement si son logarithme suit une loi normale. C'est-à-dire que $Y = \ln X$ obéit elle-même à une loi normale (X étant défini sur $]0, +\infty[$). La particularité de la loi log-normale est qu'elle n'est pas définie de façon univoque par ses moments (moyenne et écart type).

Ainsi, la densité de probabilité de cette loi prend la forme (Walpole, 2006), (Rohatgi, 2001):

$$f_X(x) = \frac{1}{x \sigma_Y \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \mu_Y}{\sigma_Y} \right)^2 \right] \quad (\text{B. 6})$$

Avec μ_Y la moyenne et σ_Y l'écart-type de Y (on note $Y = \ln X \rightarrow N(\mu_Y, \sigma_Y)$).

La fonction de répartition s'écrit (Dehmous, 2007) :

$$F_X(x) = \frac{1}{\sigma_Y \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\ln x} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln t - \mu_Y}{\sigma_Y} \right)^2 \right] dt \quad (\text{B. 7})$$

De façon analogue à la loi normale, on peut introduire une variable $U = \frac{Y - \mu_Y}{\sigma_Y}$ centrée et réduite. D'autres parts, on peut établir un certain nombre de relations entre la moyenne μ_X et l'écart-type σ_X de la variable X et la moyenne μ_Y et l'écart-type σ_Y de la variable Y donnée par la relation $Y = \ln X$ (Dehmous, 2007) :

$$\mu_X = \exp \left[\mu_Y + \frac{\sigma_Y^2}{2} \right] \quad (\text{B. 8})$$

$$\sigma_X = \exp \left[\mu_Y + \frac{\sigma_Y^2}{2} \right] \sqrt{\exp[\sigma_Y^2] - 1} \quad (\text{B. 9})$$

On montre enfin que le mode ($\exp[\mu_Y - \sigma_Y^2]$) et la médiane ($\exp \mu_Y$) différents dans ce modèle.

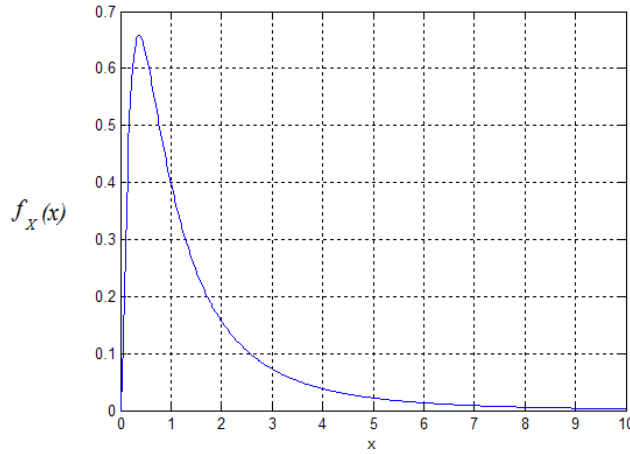


Figure B. 3: Allure de la fonction de densité de la loi log-normale.

B.1.3. Loi de weibull

La loi de weibull est l'une des lois les plus utilisées en ingénierie. Cette loi a la capacité de caractériser le comportement d'un produit durant son cycle de vie, selon le paramètre de forme α : période de jeunesse ($\alpha < 1$), période de vie utile ($\alpha = 1$) et période de dégradation ou de vieillissement ($\alpha > 1$). Cette loi est définie par deux paramètres (Carlton et al, 2014)):

- le paramètre d'échelle β , qui comme son nom l'indique, nous renseigne sur l'étendue de la distribution ;
- le paramètre de forme α , qui est associé à la cinétique du processus observé.

Elle est caractérisée par :

- la fonction densité de probabilité, est donnée par (Carlton et al, 2014) :

$$f(x, \alpha, \beta) = \frac{\alpha}{\beta} \left(\frac{x}{\beta} \right)^{\alpha-1} \exp \left(- \left[\frac{x}{\beta} \right]^\alpha \right) \quad (\text{B. 10})$$

La fonction de répartition est donnée par :

$$F(x) = P(X \geq x) = 1 - \exp\left(-\frac{x}{\beta}\right)^\alpha \quad X \geq 0 \quad (\text{B. 11})$$

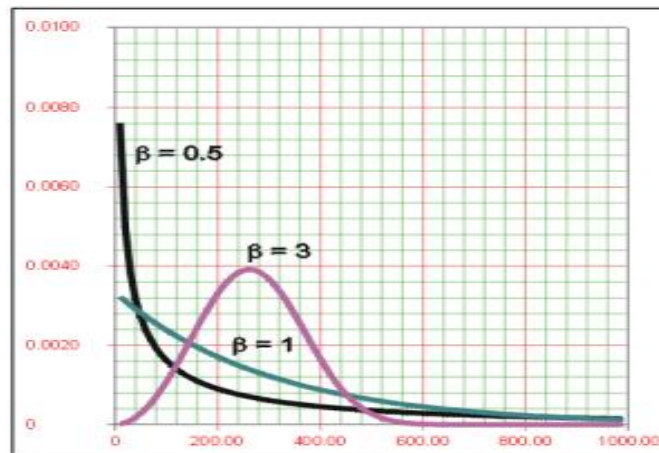


Figure B. 4: Allure de la fonction de densité de la loi de Weibull.

B.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 (le débit de crue annuel max, les accélérations sismiques données sous forme d'un accélérogramme ...). Cette loi a l'instar de la loi de Weibull est définie avec deux paramètres : un paramètre de position λ et un paramètre de dispersion η . La fonction de densité de probabilité de la loi de Gumbel s'écrit comme suit (Dang, 2014) :

$$f(x) = \frac{1}{\eta} \exp\left(-\frac{x-\lambda}{\eta}\right) \exp\left[-\exp\left[-\frac{x-\lambda}{\eta}\right]\right] \quad (\text{B. 12})$$

La fonction de répartition est obtenue aisément :

$$F(x) = \int_{-\infty}^x f(x) dx = \exp\left[-\exp\left[-\frac{x-\lambda}{\eta}\right]\right] \quad (\text{B. 13})$$

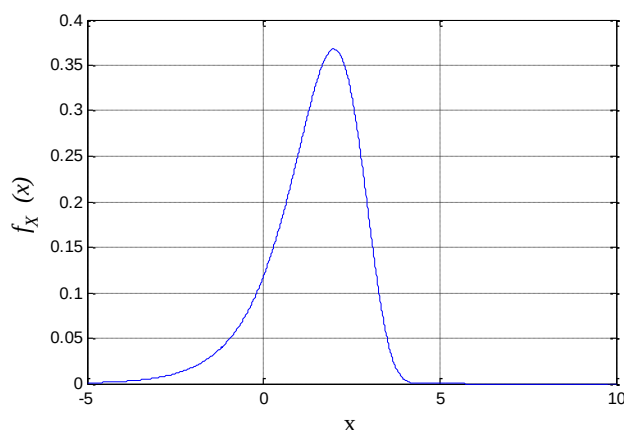


Figure B. 5: Allure de la fonction de densité de la loi de Gumbel.

B.1.5. loi exponentielle

La loi exponentielle est une loi appliquée dans plusieurs domaines (économie, biologie, agronomie, mécanique,...). Elle décrit l'évolution d'un échantillon de bactérie, le développement d'une population et elle décrit aussi la vie des matériels qui subissent des défaillances. La loi exponentielle est définie par un seul paramètre appelé le taux de défaillance, noté γ . Elle est caractérisée par (Dunn et al, 2011):

- la fonction de densité de probabilité :

$$f(x) = \gamma \exp(-\gamma \cdot x) \quad (\text{B. 14})$$

La moyenne μ et l'écart-type σ sont reliés de la manière suivante :

$$\mu = \frac{1}{\gamma}, \sigma^2 = \frac{1}{\gamma^2}$$

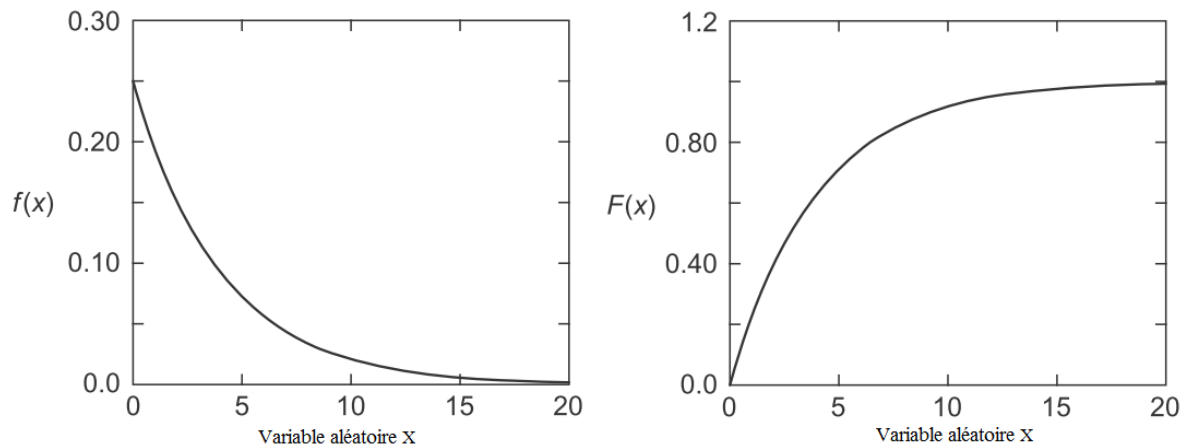


Figure B. 6: Allure de la fonction de densité et de répartition de la loi exponentielle.

B.1.5. Loi de gamma

La loi de gamma est une généralisation de la loi exponentielle. Cette loi est définie par deux paramètres κ et θ strictement positifs, où κ est le paramètre d'échelle tandis que θ représente le paramètre de forme. Cette loi est caractérisée par (Rohatgi et al, 2001), (Dunn et al, 2011) :

- une fonction densité de probabilité qui prend la forme :

$$f(x) = \frac{1}{\kappa \Gamma(\theta)} \cdot \left(\frac{x}{\kappa}\right)^{\theta-1} \cdot \exp\left(-\left[\frac{x}{\kappa}\right]\right) \quad (\text{B. 15})$$

avec :

- $x \geq 0$ et $\kappa, \theta > 0$.
- $\Gamma(\theta) = \int_0^{\infty} x^{\theta-1} \cdot \exp(-x) \cdot dx$

Pour $1 \leq \theta < 2$, $\Gamma(\theta)$ est donné par la table de la fonction gamma. Pour les autres valeurs de θ la relation $\Gamma(\theta)$ est donnée par la relation de récurrence suivante :

$$\Gamma(\theta) = (\theta - 1)\Gamma(\theta - 1)$$

- La fonction de répartition de cette loi de distribution prend la forme suivante :

$$F(x) = \int_0^x f(x) = \frac{1}{\Gamma(\theta)} \int_0^x \frac{1}{\kappa} \left(\frac{x}{\kappa}\right)^{\theta-1} \cdot \exp\left(-\left[\frac{x}{\kappa}\right]\right) dx$$

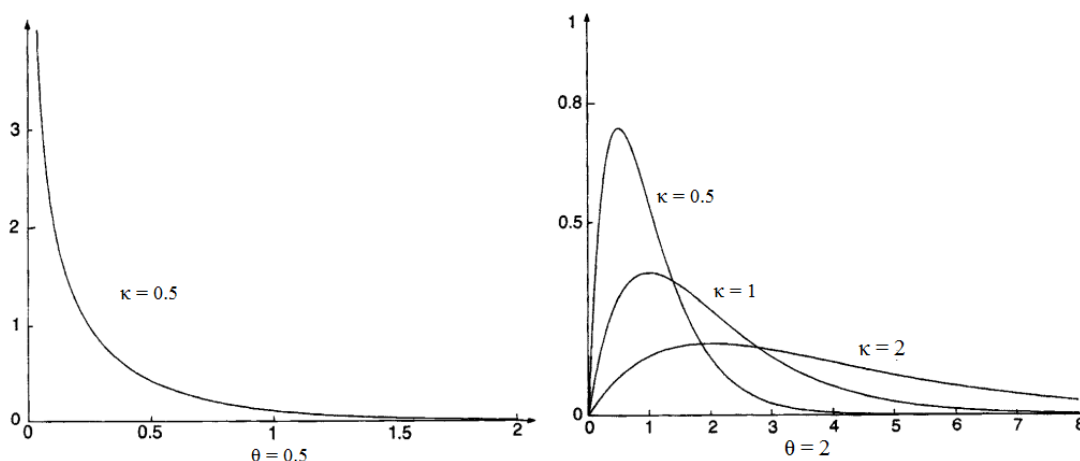


Figure B. 7: Allure de la fonction de densité de la loi de gamma.

B.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 de hypothèses statistique, à savoir l'hypothèse nulle (H_0) et l'hypothèse alternative (H_1) (Mendenhall et al, 2006), (Rohatgi et al, 2001). 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 semblent 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 test de Kolmogorov- Smirnov et le test de chi 2, considéré comme les principaux tests dits d'ajustement (Laurencelle, 2001).

B.2.1. Test d'adéquation de Kolmogorov- Smirnov

Le test d'adéquation de **Kolmogorov- Smirnov** (K-S), tend à comparer la distribution de n réalisations ($x_1, \dots, x_n$) d'une variable aléatoire X , caractérisé par sa fonction de répartition $F(X)$ à une distribution théorique f caractérisée par sa fonction de répartition F . Les hypothèses H_0 et H_1 correspondant à ce cas d'étude sont les suivantes:

- H0 : La distribution observée est identique à la distribution théorique (X suit la loi F),
- H1 : La distribution observée est différente de la distribution théorique (X suit une autre loi).

Pour vérifier l'hypothèse nulle, **Kolmogorov- Smirnov** propose d'utiliser la statistique de test suivante (Rohatgi et al, 2001) :

$$D_n = \sup_{x \in \mathbb{R}} |F_n(x) - F(x)| \quad (\text{B. 16})$$

La statistique de test est basée sur la distance entre les fonctions F et une estimation de la fonction de répartition de X, obtenue à partir des observations.

B.2.2. Test d'adéquation de chi 2

Le test de d'adéquation de chi 2 est utilisé lorsqu'on cherche à comparer une distribution observée d'une variable aléatoire X à une distribution théorique connue (normale, gamma, gumbel, ...).

Dans le cas d'utilisation du test de chi 2, les n observations de la variables aléatoire X ($x_1, \dots, x_n$) sont, dans un premier temps, classées et réparties dans un ensemble de k intervalles ou catégories (Laurencelle, 2001). Par la suite, nous tenons à comparer la série des fréquences (O_i) de valeurs observées dans les k classes de la variable à la série correspondante des fréquences théoriques (E_i) (Rohatgi et al, 2001).

$$X^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (\text{B. 17})$$

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 si ils sont dus aux fluctuations d'échantillonnages. Pour ce faire nous procédons comme suit :

- **Etape 1**

Dans cette étape, les hypothèses H0 et H1 sont construites.

- **Etape 2**

A ce niveau, la fonction de discriminante du test et de sa distribution de probabilité est déterminée.

- **Etape 3**

A cette étape, les valeurs critiques de X^2 délimitant les zones d'acceptations et de rejet sont déterminées. La zone d'acceptation de l'hypothèse H0 concernant la valeur X^2 doit être un intervalle dont 0 et la borne inférieure (X^2 est toujours positif). A partir de la table de chi 2 il y a lieu de déterminer la valeur maximale $X^2_{\alpha, v}$ de l'écart entre les deux distribution imputable

aux variations d'échantillonnage au seuil de signification α , c'est-à-dire vérifiant : $P(X^2 > X^2_{\alpha, \nu}) = \alpha$.

$X^2_{\alpha, \nu}$ représente donc la valeur critique pour un test sur la concordance entre deux distributions. α désigne le seuil de signification tandis que ν désigne le nombre de degré de liberté évalué en utilisant la relation

$$\nu = k - 1 \quad (\text{B. 18})$$

Pour les conditions d'application du test chi 2, ce test est d'une part sensible aux petits effectifs, et d'autres parts il est considéré comme applicable lorsque les effectifs théoriques (E_i) sont supérieurs ou égaux à 5, avec un nombre total d'observation supérieure à 50. Dans le cas contraire, il y a lieu de regrouper deux ou plusieurs classes adjacentes (les classes aux extrémités de la distribution).

• **Etape 4 : Interprétation du test du Chi 2**

Pour le test d'ajustement, 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 alors on conserve 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 accepte l'hypothèse alternative (H_1).

Le tableau B.1 donne x tel que $P(k > x) = p$

Tableau B. 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

Résumé

Dans le domaine du génie civil, les réservoirs de stockage d'eau en béton sont considérés comme des ouvrages d'arts hydrauliques occupant une place particulière parmi les constructions. Dans la réalité, ces réservoirs, soumis aux conditions naturelles très rudes et aux sollicitations hydrodynamiques, vieillissent et se dégradent. Afin de prédire le niveau de dégradation et de vieillissement pouvant survenir dans ces structures, une méthode déterministe dite de diagnostic, basée sur l'évaluation de l'indice de vulnérabilité I_V aux aléas naturels est utilisée. Pour assurer la continuité de l'exploitation de ces ouvrages, la prévision de l'état du comportement au vieillissement de ces structures, dans leur cycle de vie, constitue un élément essentiel d'aide à la décision quant aux choix stratégiques, techniques et économiques à opérer. Dans ce contexte, nous nous sommes intéressées la construction d'une fonction approchée $I_V(t)$ qui va traduire l'évolution de la vulnérabilité à tout instant dans le cycle de vie d'un réservoir. Deux méthodes numériques sont utilisées, l'approximation par éléments finis et l'approche exponentielle. Cette modélisation a été appliquée à un parc de réservoir dans la wilaya de Tizi-Ouzou (Algérie).

Traditionnellement, les méthodes déterministes utilisées pour la conception et l'analyse de risque des réservoirs en béton font appel à des coefficients de sécurité recommandés par les codes de dimensionnement. Ces coefficients sont appliqués pour tenir compte des incertitudes liées aux approximations des modèles, aux aléas sur les propriétés du matériau et des chargements. Toutefois, cette démarche ne permet pas d'évaluer les risques liés à la défaillance de la structure et donc sa fiabilité. Aussi, elle conduit le plus souvent à des surcoûts induits par des surdimensionnements injustifiés, lorsqu'elle ne mène pas à un manque de robustesse de la structure. Dans cette étude, nous proposons une approche probabiliste, basée sur les simulations de Monte Carlo, pour analyser les fonctions de défaillance liées à la stabilité d'ensemble d'un réservoir surélevé. Cette approche fiabiliste tient compte principalement de deux paramètres, d'abord la charge hydraulique dans la cuve du réservoir qui est une fonction du temps puis l'accélération sismique considérée comme une variable aléatoire dépendant de la zone sismique et du type de site d'implantation.

Mots clés: vulnérabilité, aléas naturels, réservoirs en béton, éléments finis, approche exponentielle, modèle prédictif, approche fiabiliste, sollicitation sismique, défaillance.

Abstract

In the field of civil engineering, concrete water storage tanks are considered as hydraulic structures. They take a special place among constructions. In reality, these tanks subjected to harsh natural conditions and to hydrodynamic loads, age and deteriorate. In order to predict the degradation and ageing level that can occur in these structures, the concept of vulnerability to natural hazards, based on the assessment of vulnerability index (I_V), is used. Predicting the state of the ageing behaviour of these structures, in their life cycle, is an essential element of decision aid about strategic, technical and economical choices, made in order to provide exploitation continuity of these structures. So, in the context of our research, we develop an approximate function $I_V(t)$ who will reflect the evolution of vulnerability at any time in the life cycle of a tank. Two numerical methods are used, which are the finite element approximation and the exponential approach. The predictive model obtained has been applied to tanks of Tizi-Ouzou region (northern Algeria), and results showed that it could simulate and predict well the vulnerability index.

Traditionally, the design of concrete elevated water tanks is based on a deterministic analysis which must satisfy safety coefficients recommended by design codes. These coefficients are applied to take account uncertainties related to approximations models, with the hazard on material properties and loadings. However, this approach does not allow evaluating risks related to the structure failure and consequently its reliability. Therefore, it generally leads to overcoats induced by unjustified over-dimensioning, when it does not lead to a lack of structure robustness. In this study, we propose a probabilistic approach, based on Monte Carlo simulations, to analyse the failure functions related to the overall stability of a concrete elevated tank. This reliability approach, takes into account mainly two parameters, firstly the hydraulic load in the tank container which is a function of time, secondly the seismic acceleration which is considered as a random variable depending on the seismic zone and site conditions.

Keywords : Vulnerability; natural risks; concrete tank; finite element; exponential approach; predictive model, reliability approach, seismic acceleration, hydraulic load, failure.