



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE



THESE DE DOCTORAT ES-SCIENCES DE L'ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE

Présentée par

Monsieur **Kerkar Mohamed Es-saddik**

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE L'ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE

En :

Hydraulique

Sujet de la thèse :

**Étude de stabilité structurale d'un barrage poids en béton par
approche d'optimisation fiabiliste**

Présentée pour soutenance à Blida, le 11/02/2024 devant le jury composé de :

❖ Mr / KHETTAL Tahar	Prof-(ENSH)	President
❖ Mr / MIHOUBI Mustapha Kamel	Prof-(ENSH)	Directeur de thèse
❖ Mr / BENLAOUKLI Bachir	Prof-(ENSH)	Examineur
❖ Mr / ZEROUAL Ayoub	MCA-(ENSH)	Examineur
❖ Mme / BENMAMAR Saida	Prof-(ENP)	Examinatrice
❖ Mr / DJILLALI Amar Bouzid	Prof-(Univ-Blid)	Examineur

Année Universitaire 2023/2024



Remerciements

Ce travail a été réalisé à l'Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique ARBAOUI ABD ELLAH (ENSH-Blida). J'adresse mes remerciements d'abord à mon Dieu, tout puissant de m'avoir donné la volonté, le courage et la santé pour réaliser ce travail de recherche.

*J'exprime ma reconnaissance à mon encadreur Monsieur le Professeur **Mustapha Kamel MIHOUBI**, qui a proposé et accepté de diriger ce travail. Je le remercie très chaleureusement pour sa confiance, sa disponibilité, son soutien moral, ses connaissances scientifiques et la qualité de son encadrement. Je lui garde toute mon respect et amitié. Merci beaucoup, **Mr Mustapha Kamel MIHOUBI**, de croire en moi.*

Je remercie très chaleureusement mes deux sources de lumière, ma mère et ma femme qui m'ont, et qui continuent à m'éclairer. Je tiens à les remercier profondément pour leur amour et leurs sacrifices.

Que le Tout Puissant me les garde autant que possible. Sans oublier mes frères et ma sœur pour le soutien qu'ils m'ont tous et toutes accordé.

Finalement, mes vifs remerciements à toutes les personnes ayant aidé de près ou de loin à l'élaboration et la réussite de ce travail.

KERKAR MOHAMED ESSADDIK



Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect à :

- ❖ La mémoire de mon père*
- ❖ Ma mère*
- ❖ Ma femme et mes enfants*
- ❖ Mes frères et ma sœur*

*Toute ma famille KERKAR et les familles DRISSI et AIT
MEBARAK.*

Mon ami Bouziane Abdel Krim.

*Mes collègues de la direction des ressources en eau de la wilaya
de Blida : Haddad AEK, Djarboua Sammir, Ghachi Mourad, Meddi
M'hammed, Alouch Abdel Krim, Harnafi Houria, Khatab Naouel et à
Yasmine.*

*Finalement, mes vifs remerciements à toutes les personnes ayant
aidé de près ou de loin à l'élaboration et la réussite de ce travail.*

KERKAR MOHAMED ESSADDIK



تعتبر سلامة السدود أولوية على المستوى الدولي، وهي تأخذ في الاعتبار تقديرات المخاطر المرتبطة مع النظام السد-الخران بناءً على الحجم الواسع من البيانات، مما يسمح للمحللين بإجراءات مثلى لاستقراره الهيكلي، ويستند هذا الأخير على تقدير احتمالية الفشل من آثار الضغوط والمقاومات التي تعمل على نظام السد-الخران. في هذا التحقيق، يتعلق الأمر بوضع منهجية من أجل تحسين سلامة السد الجاذبية الخرساني أثناء الخدمة، من خلال إجراء تحليل لخطر الانزلاق على طول الواجهة السد-القاعدة و على مستوى الخرسانة حيث يتضمن هذا التحليل تحديد مصادر الخطر من حيث السيناريوهات التي يمكن أن تحدث نتيجة المخاطر الطبيعية (الفيضانات والزلازل) والحوادث التقنية مثل عطل صمام السد، صمام الصرف، نظام الصرف أو ترسب كمية كبيرة من الطمي. توفر طرق الموثوقية أساسًا تقييمًا احتماليًا للسلامة الهيكلية للسد، حيث أنها تجعل من الممكن أخذ بعين الاعتبار عدم اليقين بشأن البيانات المرتبطة بمعلمات الحساب المستخدمة في مبررات الاستقرار الهيكلي وتجعل من الممكن تقدير السلامة الجوهرية لسد الجاذبية الخرسانية بأكثر قدر ممكن.

الكلمات الرمزية : سد الجاذبية - الانزلاق - الاحتمالية - سيناريوهات الفشل - موثوقية - محاكاة Hypercube Latin - محاكاة مونتيكارلو - طريقة FORM .

Résumé

La sécurité des barrages constitue une priorité au niveau international, elle prend en considération l'estimation des risques associés au système barrage-réservoir sur la base d'un grand nombre de données permettant aux analystes de faire une optimisation sur sa sécurité structurale, cette dernière est basée sur l'estimation de la probabilité de défaillance à partir des effets de sollicitation et de résistance qui agissent sur le système barrage-réservoir. Dans cette enquête, il s'agit de développer une méthodologie afin d'améliorer la sécurité du barrage-poids en béton en service, en réalisant une analyse du risque de glissement le long de l'interface barrage-base et au niveau du béton, dont cette analyse comprend l'identification des sources de danger en termes de scénarios qui peuvent survenir en raison des risques naturels (inondations et séismes) et incidents techniques tels que dysfonctionnement de la vanne de barrage, de la vanne de vidange, du système de drainage ou dépôt d'une grande quantité de sédimentation. Les méthodes de fiabilité fournissent essentiellement une évaluation probabiliste de la sécurité structurale d'un barrage, elles permettent de prendre en compte l'incertitude des données associées aux paramètres de calcul utilisés dans les justifications de stabilité structurale et permettant d'estimer la stabilité intrinsèque d'un barrage-poids en béton le plus près possible.

Mots-clés : Barrage poids - glissement - probabiliste - fiabilité - scénarios de défaillance - simulations de Monte Carlo - simulations Hypercube Latin - méthode FROM.

Summary

The safety of dams is a priority at the international level, based on a large amount of data from a dam-reservoir allows analysts to make an optimization on its structural stability; the latter is based on the estimation of the probability of failure from the effects of stress and resistance acting on the dam-reservoir system. This investigation is to establish a methodology in order to optimize the safety of a concrete gravity dam in operation by carrying out a risk analysis which includes the identification of the sources of danger in terms of scenarios that can occur due to a failure on the dam-reservoir system on an implication of natural hazards (floods, earthquakes) and technical accidents such as malfunction of a spillway gate, drain valve, drainage system or important silting. Reliability methods provide a basis for the probabilistic assessment of the structural safety of a dam, they make it possible to take into account in a probabilistic context, the uncertainties in the data associated with the calculation parameters used in the justifications of structural stability and make it possible to assess as closely as possible the intrinsic safety of a concrete gravity dam.

Keywords: Concrete dam - sliding - probability - reliability – scenarios of failure - Monte Carlo simulation - Hypercube Latin sampling.

NOTATIONS ET SYMBOLES

A	(-)	Événement
A	(-)	Section de glissement
A ^c	(-)	Événement contraire de A
A _r	(-)	Zone de distribution des résistances
A _s	(-)	Zone de distribution des charges
B	(ML)	Largeur de la base du barrage
B	(-)	Événement
B	(ML)	Longueur de la section horizontale étudiée
C	(-)	Conséquences attendues associées à un risque
C	(ML ⁻¹ T ⁻²)	Cohésion
C	(ML ⁻¹ T ⁻²)	Cohésion de béton
C _{fond}	(ML ⁻¹ T ⁻²)	Cohésion de la fondation
C _{interfa}	(ML ⁻¹ T ⁻²)	Cohésion à l'interface béton fondation
C _i	(-)	Scénario
C _b	(ML ⁻¹ T ⁻²)	Cohésion du corps du barrage
C ₄₇	(-)	Scénario 47
E	(-)	Événement
E _i	(-)	Événement de défaillance de l'élément « i »
F	(-)	Domaine de définition de la probabilité
F _i	(-)	Fonction de fiabilité
F _R	(-)	Fonction de distribution d'un variable aléatoire.
F _r	(-)	Fonction de distribution d'un variable aléatoire.
G	(MLT ⁻²)	Gravité
H	(ML)	Hauteur du barrage poids
H _{barrage}	(ML)	Hauteur du barrage poids
H _e	(ML)	Hauteur d'eau dans la retenue
H _{sédiments}	(ML)	hauteur des sédiments dans le barrage
K	(-)	Paramètre de classement des barrages
K	(-)	Facteur d'augmentation de la résistance au cisaillement
L	(ML)	Longueur de la base
L	(ML)	Longueur à la fondation
M	(-)	Fonction de performance.
M	(-)	Marge de sécurité.
M _s	(ML ² T ⁻²)	Moment stabilisateur
M _r	(ML ² T ⁻²)	Moment de renversement
N	(ML T ⁻²)	Composante normale des forces extérieures agissant sur la digue
N	(-)	Nombre total de cycles de simulation
N _A	(-)	Nombre d'expériences où A s'est produite
N _f	(-)	Nombre de cycles de simulation dans laquelle la structure est en défaillance
N _{Pf Probable}	(-)	Nombre de scénario donnant une probabilité probable
P	(ML T ⁻²)	Charge totale de pression de l'eau perpendiculairement à la direction de glissement

P	(-)	Probabilité d'événements qui se produisent
$P_g(X) < 0$	(-)	Probabilité de défaillance
P_f	(-)	Probabilité de défaillance.
P_{fCi}	(-)	Probabilité de défaillance d'un scénario i
P_{fFORM}	(-)	Probabilité de défaillance calculée par la méthode <i>FORM</i>
P_{fHL}	(-)	Probabilité de défaillance calculée par la méthode <i>HL</i>
P_{fMC}	(-)	Probabilité de défaillance calculée par la méthode <i>MC</i>
$P_{fd'optimisation}$	(-)	Probabilité de défaillance optimisée
P_s	(-)	Probabilité de sécurité.
Q_{df}	($ML^3 T^{-1}$)	Débit à un site particulier causé par la défaillance de barrage
Q_1	($ML T^{-2}$)	Poussée hydrostatique amont
Q_2	($ML T^{-2}$)	Action des sous-pressions
$Q_{2.33}$		Débit annuel moyen sur le même site, indicateur de la capacité du canal sécurisé.
Q_3	($ML T^{-2}$)	Poussée hydrostatique aval
R	($ML^{-1}T^{-2}$)	Résistance du matériau constitutif de la structure
R	(-)	Risque associé à une structure.
$R_{Probable}$	(-)	Rapport qui donne le taux des P_f probable dans un barrage
S	($ML^{-1}T^{-2}$)	Sollicitation, charge
T	($ML T^{-2}$)	Composante tangentielle des forces extérieures agissant sur la digue
T	(s)	Temps d'échec
U	($ML T^{-2}$)	Composante des forces de soulèvement sous la digue (sous-pressions)
U	(-)	Variable aléatoire
V	(ML^3)	Volume d'eau dans le barrage
V	(-)	Volume dont lequel la fonction d'état limite $G < 0$
Var (M)	(-)	Variance de la fonction de performance M
Var (P_f)	(-)	Variance de la probabilité de défaillance
W	($ML T^{-2}$)	Poids mort de la structure
W_{df}	(ML)	Largeur maximale de l'inondation causée par la défaillance de barrage
W_i	($ML T^{-2}$)	Approximation
X	(-)	Variable aléatoire
X_i	(-)	Variable aléatoire
X_m	(-)	Variable aléatoire
Y	(-)	Variable aléatoire transformée
c	(-)	Niveau de confiance
ds	($ML^{-1}T^{-2}$)	Valeur de charge supplémentaire
f_C	($ML^{-1}T^{-2}$)	Résistance à la compression
$f_{R,s}$	(-)	fonctions d'articulation de densité de probabilité
$f_R(r)$	(-)	Fonction de densité de probabilité de résistance.
$f_S(s)$	(-)	Fonction de densité de probabilité de sollicitation.
f_t	($ML^{-1}T^{-2}$)	Résistance à la traction
$f(x, y)$	(-)	Distribution de probabilité de la fonction de fiabilité
g	(-)	Fonction d'état limite
g	(MLT^{-2})	Accélération de gravité

$g_L(y)$	(-)	L'équation tangente de l'hyperplan de la surface de défaillance transformée
$g(x)$	(-)	Fonction d'état limite
h	(ML)	Hauteur d'eau au point où est calculée la contrainte
h	(ML)	Profondeur de voile d'injection
K	(-)	Fiabilité de structure.
n_{exp}	(-)	Nombre total d'expériences
p	(-)	Coefficient de réduction tenant compte du système de drainage
$\tan\varphi$	(-)	Coefficient de frottement
x	(ML)	Abscisse de voile d'injection par rapport au pied amont
x_i	(-)	Variable aléatoire
x^*	(-)	Point de conception dans l'espace normal
y_i	(-)	Transformation de x_i vers une variable normale standard
y^*	(-)	Point de conception dans l'espace transformé
n_{Tot}	(-)	Nombre total de cas également probables dans l'expérience
n	(-)	Événement
n	(-)	Nombre des variables de la fonction d'état limite
n	(-)	Nombre d'intervalles de probabilité égales
n_A	(-)	Nombre de cas également probables qu'une expérience peut conduire à A
β	(-)	Indice de fiabilité.
β_c	(-)	Indice de fiabilité de Cornell.
β_{HL}	(-)	Indice de fiabilité de Hasofer-Lind.
B_G	(-)	Indices de fiabilité Généralisé
f	(ML ⁻¹ T ⁻²)	Contrainte de rupture du matériau
s_l	(ML T ⁻²)	Résistance au cisaillement
g_w	(ML ⁻² T ⁻²)	Poids volumique de l'eau
σ	(-)	L'écart-type
σ^2	(ML ⁻¹ T ⁻²)	Variance
σ_A	(ML ⁻¹ T ⁻²)	Contrainte normale du parement amont de barrage suivant l'axe OY
σ_n	(ML ⁻¹ T ⁻²)	Contraintes normales
σ'_n	(ML ⁻¹ T ⁻²)	Contraintes normales pour BCR et BCV
Φ	(-)	distribution normale standard
Ω	(-)	Ensemble dont les éléments représentent tous les résultats possibles
δ_c	(-)	Ecart-type de la cohésion
δ_f	(-)	Ecart-type de l'angle de frottement
$\delta(\bar{P}_f)$	(-)	Coefficient de variation
φ	(-)	Angle de frottement
φ_n	(-)	Densité Gaussienne standard
ϕ_{fond}	(-)	Angle de frottement au niveau de fondation
v	(-)	Coefficient global de sécurité
λ	(-)	Coefficient de rabattement
$\vec{\alpha}$	(-)	Vecteur unitaire
α_R	(-)	Composante directrice de vecteur unitaire
α_S	(-)	Composante directrice de vecteur unitaire
μ	(-)	Moyenne arithmétique.

μ^*	(-)	Limite de l'état de fonction
μ	(-)	Coefficient de frottement admissible
μ_c	(-)	Moyenne de cohésion
μ_f	(-)	Moyenne de l'angle de frottement
∇^*	(ML ⁻¹ T ⁻²)	Gradient
t_f	(ML ⁻¹ T ⁻²)	Contrainte de cisaillement disponible à l'échec
t	(ML ⁻¹ T ⁻²)	Contrainte de cisaillement nécessaire pour l'équilibre
ΣF_H	(ML T ⁻²)	Somme des forces horizontales
ΣH	(ML T ⁻²)	Somme des forces horizontales par rapport au plan de glissement
ΣM_s	(ML ² T ⁻²)	Somme des moments de stabilisation autour de l'aval ou de l'amont
ΣV	(ML T ⁻²)	Somme de toutes les charges verticales, y compris les sous-pressions
ΣV	(ML T ⁻²)	Somme des forces verticales par rapport au plan de glissement

LISTE DES ACRONYMES

AFEID	:	Association française pour l'eau, l'irrigation et le drainage.
AMDE	:	Analyse des Modes de Défaillances, de leurs Effets et de leur Criticité
AMDEC	:	Analyse des Modes de Défaillances, de leurs Effets et de leur Criticité
ANBT	:	Agence National des Barrages et Transfert
APD	:	Analyse Préliminaire de Danger
APR	:	Analyse Préliminaire de Risque
ASCE	:	<i>American Society Of Civil Engineers</i>
BCR	:	Béton compacté au rouleau
BCV	:	Béton conventionnel vibré
CADAM	:	<i>Computer Analysis of Dams</i>
CC	:	Classes de Conséquences
CFBR	:	Comité Français des barrages et réservoirs
CFGB	:	Comité Français des grands barrages
CIGB	:	Comité International des Grands Barrages
DFR	:	Conception pour la fiabilité (<i>Design for Reliability</i>)
DHS	:	<i>Department of Homeland Security</i>
DV	:	<i>Depth times Velocity</i>
DI	:	<i>Department of Interior</i>
DNV	:	<i>Det Norske Veritas</i>
DEAL	:	Direction régionale de l'Environnement, de l'Aménagement et du Logement
DRM	:	Départemental des Risques Majeurs
DSS	:	Dam Safety Section
ELS	:	État Limite de Service
ELU	:	État Limite Ultime
FMEA	:	<i>Failure Modes and Effects Analysis</i>
FOM	:	<i>Force Of Mortality</i>
FORM	:	Méthode de fiabilité de premier ordre (<i>First Order Reliability Method</i>)
HAZOP	:	<i>HAZard and OPerability review</i>
HSEB	:	<i>Health and Safety Executive Britannique</i>
ICI	:	<i>Imperial Chemical Industries</i>
JCSS	:	Comité mixte sur la sécurité structurale (<i>Joint Committee on Structural Safety</i>)
MCS	:	<i>Monte Carlo Simulations</i>
MDEAC	:	Modes de Défaillance, Effets et l'Analyse de Criticité
MEF	:	Méthodes numériques Eléments Finis
MRL	:	<i>Mean residual life</i>
MTBF	:	<i>Mean Time Between Failures</i>
MTTF	:	<i>Mean Time To Failure</i>
NASA	:	<i>National Aeronautics and Space Administration</i>
NNR	:	Cote de retenue normale
NPHE	:	Cote de plus hautes eaux
NTPC	:	Société nationale d'énergie thermique (<i>National Thermal Power Corporation</i>)
PRAISE	:	<i>Piping Reliability Analysis Including Seismic Events</i>
ROCOF	:	<i>Rate Of Occurrence Of Failures</i>
RPA	:	Règles parasismiques Algériennes

SBE	:	Séisme de base d'exploitation
SCET	:	Société centrale pour l'équipement du territoire
SES	:	Séisme d'évaluation de sécurité
SFF	:	Facteur de cisaillement (<i>Shear Friction Factor</i>)
SMC	:	Simulations de Monte Carlo
SNBPE	:	Syndicat du béton prêt à l'emploi
SORM	:	Méthode de fiabilité de seconde ordre (<i>Second Order Reliability Method</i>)
SSF	:	Facteur de sécurité au glissement (<i>Sliding Safety factor</i>)
USA	:	<i>United State of America</i>
USACE	:	<i>United States Army Corps of Engineers</i>
USBR	:	<i>United States Bureau of Reclamation</i>
USSD	:	<i>United States Society on Dams</i>
VIH	:	Virus de l'immunodéficience humaine
WMG	:	Warwick Manufacturing Group

Sommaires

pages

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE I

CONCEPTS GENERAUX SUR LA FIABILITE DES SYSTEMES

Introduction	5
I.1. APERÇU SUR LA FIABILITE STRUCTURALE	5
I.1.1. Que veut-dire la sécurité ?.....	5
I.1.2. Principe de sécurité des systèmes.....	6
I.1.3. Que veut-dire risque ?	7
I.2. ANALYSE DES RISQUES	7
I.2.1. Analyse préliminaire des risques.....	8
I.2.2. Risque de défaillance d'un barrage	8
I.2.3. Risques liés à l'exploitation	8
I.2.4. Pratiques d'ingénieurs en matière d'évaluation des risques.....	9
I.2.5. Caractéristiques d'une analyse de risques	9
I.2.6. Gestion des risques.....	10
I.2.7. Traitement des risques.....	10
I.3. COMMUNICATION DU RISQUE.....	10
I.3.1. Mesures de réduction des risques.....	10
I.4. LA QUESTION DES INCERTITUDES	11
I.4.1. Incertitudes dans la modélisation stochastique	11
I.5. FIABILITE D'UNE STRUCTURE	11
I.5.1. Ingénierie de fiabilité	13
I.5.2. Théorie de fiabilité	13
I.5.3. Principes d'évaluation structurale	14
I.5.4. Sécurité structurelle et facilitation de maintenance.....	14
I.5.4.1. Minimisation des coûts.....	14
I.5.5. Méthodes d'analyse structurale	14
a- Méthodes simples	15
b- Méthodes complexes	15
I.6. HISTORIQUE SUR LA DEFAILLANCE DES BARRAGES	15
I.6.1. Barrage d'Austin, Pennsylvanie (États-Unis)	15
I.6.2. Barrage Upper Stillwater aux Etats Unis, Duchesne.....	16

I.6.3. Barrage Fergoug en Algérie	16
I.7. EMERGENCE DE L'ANALYSE DU RISQUES DANS LE DOMAINE DES BARRAGES	16
I.7.1. Évaluation des risques pour la gestion de la sûreté des barrages en exploitation	17
I.7.2. Effets et causes du risque	17
Conclusion.....	18

CHAPITRE II

THEORIE DE LA PROBABILITE DE DEFAILLANCE AUX OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

Introduction	19
II.1. CONCEPTION PROBABILISTE ET PROCÉDURES D'ÉVALUATION.....	19
a. Définition de la probabilité.....	20
II.1.2. Échelle de probabilité de défaillance et classification en gravité	20
II.2. THEORIE DE BASE DE PROBABILITE.....	22
II.2.1. Terminologie des événements et règles de base de probabilité :	23
II.2.2. Choix de la distribution de la probabilité.....	24
II.2.3. Espace d'analyse probabiliste	25
II.3. APERÇU SUR ANALYSE FIABILISTE.....	25
II.3.1. Temps moyen de défaillance	27
II.3.2. Fonction de fiabilité.....	28
II.3.3. État de variable et temps de défaillance.....	28
II.3.4. Fonction de taux de défaillance	29
II.3.5. Erreurs humaines et grossières.....	29
II.3.6. Contrôle d'erreurs dans une conception déterminée	30
II.3.7. Modèle de défaillance	30
II.3.8. Vie moyenne résiduelle.....	32
II.4. GENERALITE SUR LES BARRAGES POIDS	32
II.4.1. Définition de barrage	33
II.4.2. Construction des barrages en béton	33
II.4.3. Barrage-poids en béton	33
Conclusion.....	34

CHAPITRE III

ANALYSE FIABILISTE STRUCTURALES DES BARRAGES POIDS RESERVOIRS

Introduction	36
III.1 PRINCIPE D'UNE ANALYSE DE FIABILITE.....	36
III.1.1. Théorie de fiabilité structurale.....	38
III.1.2. Classes de fiabilité.....	40

III.1.3. Classe de conséquences de fiabilité.....	40
III.2. CALCUL DE L'INDICE DE FIABILITE	41
III.2.1. Indice de Cornell	43
III.2.2. Indice de Hasofer-Lind (1974)	44
III.2.3. Indice de Fiabilité Généralisé.....	44
III.3. METHODES DE CALCUL DE FIABILITE DE DEUXIEME NIVEAU	45
III.3.1. Méthode de fiabilité du premier Ordre / First Order Reliability Method (FORM)	45
III.3.1.1. Transformation vers l'espace normale (Gaussien) standard et linéarisation de la fonction d'état limite	47
III.3.2. Méthode d'approximation du Second Ordre / Second Order Reliability Method (SORM)	47
III.4. METHODES DE CALCUL DE FIABILITE DE TROISIEME NIVEAU	49
III.4.1. Simulation de Monte Carlo (MCS)	50
III.4.2. Mode de fonctionnement de la méthode MCS	50
III.4.3. Composantes d'une simulation de Monte Carlo (algorithme générique).....	52
III.4.4. Méthode de l'échantillonnage d'Hyper Cube Latin	53
III.5. METHODES D'ANALYSE DU RISQUE	54
III.5.1. Analyse Préliminaire des Risques (APR).....	54
III.5.2. AMDE et AMDEC	55
III.5.3. HAZOP (Hazard Operability)	55
III.5.4. Arbre de l'événement.....	55
A- Initiation de l'événement	56
B- Fonctions de sécurité	57
C- Construction de l'arbre de l'événement.....	57
D- Description des séquences d'événement.....	58
E- Évaluation quantitative	58
III.5.5. Arbre de Faute	59
Conclusion.....	59

CHAPITRE VI

ETUDE DES SCENARIOS DE DEFAILLANCE DES BARRAGES-RESERVOIRS TYPE POIDS EN BETON

Introduction	61
IV.1. STABILITE DES BARRAGES POIDS	61
IV.1.1. Justification au non cisaillement	63
IV.1.2. Justification de non extension du parement amont.....	64
IV.1.3. Règle du tiers central.....	65
IV.1.4. Justification au non renversement	65
IV.1.5. Justification au non glissement du barrage sur sa fondation	66

IV.2. METHODES DE RESISTANCE AU GLISSEMENT	66
IV.2.1. Principe surface de glissement est leur résistance.....	66
IV.2.2. Méthode de frottement de cisaillement	67
IV.2.3. Méthode d'équilibre limite	69
IV.2.4. Enjeux humains, matériels et environnementaux de rupture brusque brus	70
Un tel événement a des conséquences directes :	70
IV.2.5. Optimisation du cycle de vie.....	70
IV.3. MODES DE DEFAILLANCE DES BARRAGES	70
IV.3.1. Définition	70
IV.3.2. Enquêtes sur la défaillance des barrages	71
IV.3.3. Evolution de la réglementation.....	72
IV.3.4. Modes de défaillance potentielle des barrages en béton.....	72
IV.3.5. Etapes d'estimation des pertes de vie causées par la défaillance des barrages	73
IV.4. SCENARIOS DE RUPTURE DES BARRAGES POIDS EN BÉTON EN ALGERIE.....	79
IV.4.1. Envasement	79
IV.4.1.1. Impacts de la sédimentation sur la sécurité de barrage	79
IV.4.2. Séisme	80
IV.4.3. Crues.....	80
IV.5. INSPECTION DES BARRAGES EN BETON	85
IV.5.1. Surveillance des barrages	86
IV.5.2. Évaluations de sécurité des barrages	87
Conclusion.....	87

CHAPITRE V

APPROCHE FIABILISTE DE CALCUL DE PROBABILITE DE DEFAILLANCE D'UN BARRAGE RESERVOIR

Introduction	88
V.1. Méthodologie.....	88
V.2. Application des modèles.....	90
V.2.1. Modèle de FORM par l'approximation des séries de Taylor	90
V.2.2. Modèles de Monte Carlo et Hyper cube Latin.....	91
V.3. Résultats et discussion	98
Conclusion.....	100
Conclusion Générale	101

Liste des figures

CHAPITRE I

CONCEPTS GENERAUX SUR LA FIABILITE DES SYSTEMES

Figure I.1 : Populations impactées dans les limites de sécurité (NASA, 2011).	6
Figure I.2 : Diagramme de Farmer support de la cartographie traditionnelle des risques (Beaudouin, 2016)	9 9
Figure I.3 : Photo sur l'état de barrage et de la ville d'Austin après la défaillance par un glissement (Anderson et al, 1998).	15
Figure I.4 : Relation entre risque (danger), barrage et population (Laloux et al, 2011).	18

CHAPITRE II

PRINCIPES THEORIQUES DE LA PROBABILITE DE DEFAILLANCE DES OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

Figure II.1 : Comportement et actions en fonction de la probabilité de défaillance (Eddleston et al, 2014).	21
Figure II.2 : Espace d'analyse structurale de fiabilité des barrages (Altarejos-García et al, 2012).	25
Figure II.3 : Distribution de la charge et la résistance (Rausand, 2004).	26
Figure II.4 : Temps de défaillance et relation entre charge et la résistance (Rausand, 2004).	27
Figure II.5 : Etat de variable et temps de défaillance d'un élément (Rausand, 2004).	28
Figure II.6 : Influence de facteur de sécurité sur la probabilité de défaillance (Bomel, 2001).	30
Figure II.7 : Fonction de distribution F(t), fonction de densité de probabilité f(t) et la fonction de fiabilité Fi (t) (Rausand, 2004).	31

CHAPITRE III

ANALYSE FIABILISTE STRUCTURALES DES BARRAGES POIDS RESERVOIRS

Figure III.1 : Illustration de la démarche générale d'une analyse de fiabilité (Carvajal et al, 2016).	38 38
Figure III.2: Domaine de défaillance, état limite et domaine de Sécurité en 2D (Ballière et al, 2012) et (Westberg, 2010).	39 39
Figure III.3: Fiabilité différentielle d'une structure fondée sur les distributions de charges et de résistances (Estes, 1997).	40
Figure III.4: Représentation géométrique de l'indice de fiabilité β , du point de fonctionnement z_0 et des cosinus directeurs (Ballière et al, 2012).	41

Figure III.5 : Distribution de M avec la probabilité de défaillance P_f où $M = 0$. La distance entre le point de défaillance, $M = 0$ et la moyenne valeur (μ) est de σ en unités de standard écart type (Moss, 2013).	42
Figure III.6 : Courbe de la probabilité de défaillance P_f en fonction de l'indice de fiabilité β (Ballière et al, 2012).....	43
Figure. III.7 : Graphe d'illustration de l'intégration de probabilité (Du, 2005).....	46
Figure. III.8 : intégration de probabilité dans l'espace X (Du, 2005).....	46
Figure III.9 : Cosinus de direction α_i du point de fonction d'état limite (Westberg, 2010).....	48
Figure III.10: Illustration de l'intégration de Monte Carlo (Reeve, 2010).....	49
Figure III.11 : Coefficient de variation de la probabilité de défaillance en fonction de nombre de simulations pour la méthode de Monte Carlo (Beser, 2005).	52
Figure III.12 : Concept de base de la méthode Hyper cube Latin avec deux variables.....	54
(Choi et al 2007).....	54
Figure III.13 : Exemple d'un scénario d'incendie (Sørensen, 2004).....	56
Figure III.14 : Analyse par arbre événementiel pour un barrage (Sørensen, 2004).....	58
Figure III.15 : Exemple simple d'un arbre de faute (Bomel, 2001).	59

CHAPITRE VI

ETUDE DES SCENARIOS DE DEFAILLANCE DES BARRAGES-RESERVOIRS TYPE POIDS EN BETON

Figure IV.1 : Diagramme indicatif des sous pressions (a) sans injection ni drain, (b) avec voile d'injection, (c) avec drainage (Degoutte et al, 1998).	62
Figure IV.2 : L'effet de localisation de voile d'injection sur les forces des sous pressions (Milad et al, 2022)	63
Figure IV.3 : Droite de Coulomb approchant la relation de Hoek et Brown pour déterminer C_{fond} et ϕ_{fond} .(CFBR, 2006).....	63
Figure IV.4 : Surfaces de glissement potentielles avec ces caractéristiques	66
(Schleiss et Pougatsch, 2011).	66
Figure IV.5 : Résistance au glissement (Robert B, 1988).	68
Figure IV.6 : Résistance au glissement avec base horizontale faible (Robert B, 2011).	68
Figure IV.7 : Courbe en baignoire (Baroth et al, 2011).....	70

CHAPITRE V

APPROCHE FIABILISTE DE CALCUL DE PROBABILITE DE DEFAILLANCE D'UN BARRAGE RESERVOIR

Figure V.1 : Scénarios d'études suivant la combinaison de charge de fiabilité structurale et fonctionnelle.....	89
Figure V.2 : Organigramme de calcul de la probabilité de défaillance d'un barrage.	90

Figure V.3 : Probabilités de défaillance pour les scénarios de calculs : Cas normal sans tenir en compte l'effet des voiles d'injection.....	94
Figure V.4 : Probabilités de défaillance pour les scénarios de calculs : Cas exceptionnel sans tenir en compte l'effet des voiles d'injection.	95
Figure V.5 : Probabilités de défaillance pour les scénarios de calculs : Cas extrême sans tenir en compte l'effet des voiles d'injection.....	95
Figure V.6 : Probabilités de défaillance pour les scénarios de calculs : Cas normal avec l'effet des voiles d'injection.....	96
Figure V.7 : Probabilités de défaillance pour les scénarios de calculs : Cas exceptionnel avec l'effet des voiles d'injection.....	96
Figure V.8 : Probabilités de défaillance pour les scénarios de calculs : Cas extrême avec l'effet des voiles d'injection.....	97
Figure V.9 : Représentation de la probabilité probable en fonction du nombre total des scénarios avec et sans l'effet des voiles d'injection	98
Figure V.10 : Évolution de la probabilité probable en fonction du rapport longueur de fondation/hauteur de barrage avec et sans voiles d'injection selon le nombre de scénarios	100

Liste des tableaux

CHAPITRE II

PRINCIPES THEORIQUES DE LA PROBABILITE DE DEFAILLANCE DES OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

Tableau II.1 : Relation entre classes de probabilité note et probabilité de défaillance (Eddleston et al, 2014).	21
Tableau II.2 : Résultats de quelques expériences utilisant la théorie de probabilité.	22
Tableau II.3 : Relations entre opérations logiques sur événements et opérations ensemblistes (Suquet, 2003).	23
Tableau II.4 : Valeurs guides du poids volumique des barrages poids en béton (DRM, 2010).	34

CHAPITRE III

ANALYSE FIABILISTE STRUCTURALES DES BARRAGES POIDS RESERVOIRS

Tableau III.1 : Valeurs minimales recommandées pour l'indice de fiabilité (Eurocode, 1990)	40
Tableau III.2 : Définition des classes de conséquences (Eurocode, 1990).....	41
Tableau III.3 : Relation entre l'indice de fiabilité et la probabilité de défaillance Pf (Eurocode, 1990).....	44

CHAPITRE VI

ETUDE DES SCENARIOS DE DEFAILLANCE DES BARRAGES-RESERVOIRS TYPE POIDS EN BETON

Tableau IV.1 : Variation des forces des sous pressions en fonction de x et h (Milad et al, 2022).....	62
Tableau IV.2 : Valeurs de SFF en fonction des combinaisons de charges (Département des Risques Majeurs, 2010).....	64

Tableau IV.3 : Valeurs du coefficient de frottement en fonction de surface de glissement (Schleiss et Pougatsch, 2011).	66
Tableau IV.4 : Typologie des incertitudes et moyens d'actions (Baroth et al, 2011).....	71
Tableau IV.5 : Mécanismes de défaillance des barrages (Gregory, 1980).....	72
Tableau IV.6 : Causes secondaires liées aux problèmes de qualité des ruptures des barrage-poids (Zang et al, 2016).....	73
Tableau IV.7 : Guide pour estimer quand est les avertissements seront déclenchés lorsqu'une défaillance de barrage serait initiée (DHS, 2011).....	76
Tableau IV.8 : Taux de mortalité recommandés pour l'estimation des pertes de vie résultant d'une défaillance d'un barrage (DHS, 2011).	78
Tableau IV.9: Principaux séismes d'Algérie entre 1365 et 2020 (Yelles-Chaouche et al, 2005) et (Mezouar et al, 2021).....	80
Tableau IV.10 : Scénarios de défaillance proposés pour les barrages en Algérie.....	82

CHAPITRE V

APPROCHE FIABILISTE DE CALCUL DE PROBABILITE DE DEFAILLANCE D'UN BARRAGE RESERVOIR

Table V.1 : Pf de barrage Beni Harroun lors des scénarios ; C1, C2,.....C18. (Cas d'exploitation normale).....	92
Table V.2 : Pf de barrage Beni Harroun lors des scénarios ; C19, C20,...C46. (Cas d'exploitation exceptionnelle).	92
Table V.3 : Pf de barrage Beni Harroune lors des scénarios ; C19, C20,...C46, C47. (Cas d'exploitation extrême).....	93
Table V.4 : Caractéristiques géométriques et l'âge de service des barrages à étudier.	94
Table V.5 : Nombre de scénarios portants un Pf probable et le rapport R pour chaque barrage à étudier avec et sans voiles d'injection.	97
Table V.6: scénarios vulnérables avec et sans tenir en compte l'effet des voiles d'injection.	98

INTRODUCTION GENERALE

Le risque est considéré souvent comme un sujet incitateur du refus de certaines technologies, depuis l'antiquité les êtres humains ont toujours cherché à lutter contre les risques de la nature. À travers l'histoire on remarque bien que l'homme s'est servi de la science comme moyen de défiance.

Le concept de risque a une multitude de définitions et d'approches, et la confusion porte souvent sur les pourcentages de probabilité, à la fois dans le langage courant et dans les références techniques. Pour cela, l'industrie a développé et utilise pendant des années des techniques pour identifier, analyser et gérer les risques. Ces techniques sont regroupées en termes de fiabilité, qui est définie comme la science des défaillances, comprenant leur connaissance, leur évaluation, leur prévision et leur contrôle.

Au cours du cycle de vie d'un ouvrage hydrotechnique, le taux de défaillance suit la courbe convexe, après une phase de défaillance précoce due aux erreurs de conception, le taux de défaillance est pratiquement constant pour une grande partie de la durée de vie, tant que les mécanismes de dégradation ne sont pas manifestés. Après un certain temps, le phénomène de dégradation se met en marche, conduisant à l'augmentation du taux de défaillance ; c'est durant cette phase que la maintenance préventive peut améliorer la fiabilité structurale et prolonger sa durée de vie. La stabilité des ouvrages du génie civil est placée dans un contexte incertain, en réalité il est impossible de savoir ou prédire avec certitude la valeur des paramètres de calcul entrant dans les méthodes de vérification des ouvrages, ces paramètres peuvent correspondre à des paramètres géométriques, de résistance ou de sollicitations de charge.

D'après Larousse, on utilise les termes "structurelle" et "structural" de manière interchangeable pour décrire des concepts ou des caractéristiques liés à la structure physique des objets ou des systèmes. Une évaluation rigoureuse de la fiabilité structurale implique de prendre en compte les sources d'incertitude pouvant affecter la défaillance du composant ou du système. Cela implique clairement de prendre en compte tous les paramètres fondamentaux entrants dans le problème, et aussi les incertitudes qui découlent du manque de connaissances.

Dans ce contexte, les méthodes d'analyse de fiabilité apportent une information supplémentaire par rapport à une approche déterministe classique, le principe de base dans ces codes est d'utiliser les équations déterministes et appliquer des distributions statistiques aux quantités incertaines. Au préalable d'une analyse de fiabilité, il convient d'analyser tous les modes de défaillance possibles afin d'identifier les causes de défaillance et les variables élémentaires (matériaux, géométrie, liaisons, actions), les composants et les systèmes de l'ouvrage en jeu.

La sécurité des barrages n'est pas seulement un problème fédéral, étatique ou local, elle peut affecter les personnes et les biens à travers les lieux, l'état et même les frontières nationales. Un incident dans un barrage peut affecter le commerce, la navigation, la génération d'énergie et ruissellement d'eau, comme il peut causer des dommages graves dans une autre zone. Selon le

caractère aléatoire de la plupart des facteurs qui influent sur la stabilité de barrages type poids, la théorie des probabilités est devenue un moyen permettant d'analyser le risque de sa défaillance. Cependant, il existe une transition de logique confuse à partir de l'état de stabilité en état d'échec, donc le processus de rupture de stabilité est étudié comme un événement probable.

L'évaluation quantitative de la sécurité structurale d'un barrage est fondamentale dans une démarche d'analyse de risques ou d'évaluation de sûreté de fonctionnement, dans laquelle on cherche à prendre en charge la sécurité d'un ouvrage non plus par un coefficient global ou des coefficients partiels, mais par une probabilité d'occurrence.

Selon le caractère aléatoire de la majorité des facteurs affectant la stabilité d'un barrage-poids, la théorie des probabilités est devenue un moyen pour analyser son risque de rupture. Cependant, il existe une transition logique chaotique de l'état stable à l'état de défaillance, de sorte que le processus de déstabilisation est étudié comme un événement probable. L'évaluation quantitative de la sécurité structurale d'un barrage est la base du processus d'analyse des risques ou d'évaluation de la sécurité opérationnelle, dans laquelle on essaie de prendre en charge la sécurité de l'ouvrage non plus par un coefficient global ou des coefficients partiels, mais par des occurrences probabilistes.

On sait que la preuve de défaillance d'un barrage est sa détérioration ou son dysfonctionnement avec ou sans avertissement au préalable et que l'incertitude peut toucher plusieurs paramètres qui s'incluent dans le calcul de stabilité, habituellement, ces calculs sont fondés sur une démarche déterministe dans laquelle les paramètres prennent une valeur fixe. L'analyse de la fiabilité des barrages est exécutée pour quantifier la fréquence des défaillances possibles, ces dernières sont groupées selon le type de barrage, la hauteur, le type de fondation, le type de dégradation et l'âge du barrage.

Les scénarios de défaillance sont toujours un ou plusieurs enchaînements de circonstances internes ou externes au barrage exposé à l'étude pouvant conduire à un ou plusieurs phénomènes dangereux, cela peut être la combinaison d'un mode de rupture et d'une circonstance.

Dans cette thèse, l'hypothèse c'est que le calcul de la fiabilité s'effectue par rapport à des variables aléatoires qui sont ; l'angle de frottement et la cohésion, d'une part correspondant le long de l'interface barrage-fondation, on suppose que l'incertitude est produite par le changement de l'espace la ou il a été pris des échantillons (fondation hétérogène) et par erreurs relatives au laboratoire lors des essais de cisaillement, d'autre part dans le corps de la digue (béton-béton) la variation se produit par le phénomène de dégradation de béton durant la vie de barrage, il y a lieu de supposer une distribution gaussienne aux lois qui régissent ces caractéristiques physiques. Pour optimiser la sécurité d'un barrage, il indispensable de prendre en considération le cas normal d'exploitation et les cas ultimes naturels (fortes crues, séisme) donc l'analyse de fiabilité sera faite en fonction des différentes situations de combinaisons de charges à savoir ; cas normal, exceptionnel et extrême, ce type d'optimisation on l'appelle fiabilité structurale.

Un autre type d'optimisation qu'on l'appelle fiabilité fonctionnelle, il regroupe les taux de fonctionnement des outillages d'exploitation; vannes de vidange, de déversoirs, système de drainage et le degré d'envasement dans le barrage (l'élévation des sédiments), ces facteurs

influent directement sur la stabilité d'un barrage et la combinaison entre ces paramètres et les cas d'exploitations suscités se conjugue en différents scénarios (C_i) qu'on les appelle scénarios d'exploitation possibles qui peuvent rencontrer un barrage pendant la vie de son service.

Les probabilités de défaillance obtenues sont les résultats de calcul par la méthode de fiabilité de deuxième niveau ; *FORM (First Order Reliability Methode)* et les méthodes de fiabilité de troisième niveau ; Simulation Monte Carlo (MCS) et Hyper Cube Latin (LH), elles donnent une estimation sur la fiabilité de barrage pour chaque scénario C_i par rapport au phénomène de glissement, on accepte P_f la plus probable entre ces méthodes qui soit l'approche d'optimisation fiabiliste de barrage étudiée.

Donc la quantification des risques est nécessaire pour avoir une analyse de fiabilité bien détaillée. Ils existent nombreux facteurs différents qui influencent sur la sécurité d'un barrage, le plus commun parmi tous est la pression de l'eau horizontale combinée avec les forces de soulèvement due aux sous pressions. Ces deux facteurs sont considérés comme critiques en cas de panne d'un barrage en glissement. Il se produit généralement le long du plan de faible résistance au cisaillement qui implique en outre deux paramètres mécaniques ; la cohésion et l'angle frottement sachant que l'échec peut se produire soit dans la fondation elle-même ou dans le corps de barrage, dans notre contexte l'objectif est de montrer les différentes méthodes d'analyse pour estimer la probabilité conditionnelle d'échec de six barrages algériens : Boussiaba, Oued Fodda, Beni Haroun, Koudiat Acerdoun, Hamiz et Tichy Haf ; En faisant glisser le long du contact barrage-fondation et au cœur du béton au niveau de la digue, en tenant compte les relations entre les différents scénarios dont chaque scénario présente un événement de charges combinées d'un phénomène naturel (forte crue, tremblement de terre) et une panne ou anomalie fonctionnelle dans l'équipement de l'exploitation (dysfonctionnement des vannes de vidange ou les portes de déversoir, taux de rentabilité du système de drainage, présence ou absence des voiles d'injection et le taux d'envasement dans le barrage) avec une probabilité d'arrivage égale à 1.

La première partie porte l'état des connaissances relatif à la fiabilité des systèmes structuraux et un aperçu historique sur la défaillance des barrages.

La deuxième partie porte la théorie de base de la probabilité en tenant compte les lois de distribution, les propriétés et les principes théoriques de la probabilité de défaillance.

La troisième partie, traite les modèles probabilistes employés au calcul de stabilité d'un barrage-poids qui se résume aux calculs de fiabilité par la méthode d'approximation de Taylor (*FORM*) en faisant calculer l'indice de fiabilité et les simulations Monte-Carlo et hyper-cube latin en passant par les méthodes d'analyses de risque.

La quatrième partie s'intéresse aux développements des barrages poids au cours de l'histoire et aux règles de stabilité structurale au glissement ainsi à l'étude des scénarios de défaillance des barrages-réservoirs type poids en béton.

La cinquième et dernière partie est consacrée aux applications de la méthode probabiliste et analyses de barrages étudiés, il s'agit d'examiner la stabilité en optimisant la fiabilité pour différents scénarios qu'on a proposés qui peuvent rencontrer un barrage lors de sa vie de service.

Enfin du travail, des enseignements et une conclusion générale sont formulés et destinés aux études et le confortement des travaux de barrages en béton. Protagonistes à savoir : Ingénieurs

d'études et exploitants gestionnaires pour une meilleure compréhension des problèmes de Monitoring et de maintenance par l'application de l'approche fiabiliste. Également, des propositions relatives ainsi que relève de la gouvernance des ouvrages d'art suivant des réflexions et contours pour des futures pistes de recherches qui seront envisagées par l'application de l'Intelligence Artificielle (I.A) en faisant appel aux techniques de programmation et d'apprentissage tels que : machine learning (ML) ou les réseaux neurons convolutifs par une analyses de données du système en temps réel afin de déterminer les signes de pannes et les dégradation structurelles vieux barrages en exploitations.

CHAPITRE I

CONCEPTS GENERAUX SUR LA FIABILITE DES SYSTEMES

Introduction

Le maintien de la sécurité des ouvrages de génie civil évoque l'importance de développement de méthodes et d'outils d'aide à la décision qui permettent d'évaluer leurs performances et leur sécurité. La mobilisation des eaux de surface par les barrages réservoirs constitue un élément décisif et essentiel pour assurer la sécurité hydrique et alimentaire d'un pays, les barrages réservoirs doivent donc répondre aux critères spécifiques sur le plan technique et administratif afin de garantir une sécurité et fiabilité économique.

I.1. APERÇU SUR LA FIABILITE STRUCTURALE

Inversement aux approches déterministes traditionnelles, les méthodes probabilistes sont de plus en plus reconnues pour leurs incertitudes face aux problèmes d'ingénierie structurale, elles sont indispensables pour étudier l'influence de l'incertitude dans les données d'entrée sur la stabilité des systèmes structuraux (Abdollahi et al, 2020)

I.1.1. Que veut-dire la sécurité ?

Les exigences procédurales de l'Administration Nationale d'Aéronautique et de l'Espace (*Procedural Requirement of National Aeronautics and Space Administration*) définissent la sécurité comme la liberté de ces conditions qui peuvent causer la mort, les blessures, les maladies professionnelles, les dommages ou la perte de matériel ou de biens, ou dommages à l'environnement, ce concept de sécurité est inclusif de la sécurité humaine, qui comprend les travailleurs directement impliqués dans les interactions du système, les travailleurs ne sont pas directement impliqués dans le système interactions, ainsi que des membres du grand public.

Bien que cette définition soit large, elle se concentre exclusivement sur la santé physique, plutôt que fonctionnelle, cependant pour les systèmes tels que engins spatiaux non valorisables, dommage ou perte d'équipement peut avoir de sens que dans la mesure où elle se traduit par la dégradation ou la perte de la mission ou objectifs. Par conséquent, pour les besoins de ce guide, la liberté de conditions qui peuvent causer la perte de la mission est également incluse dans la définition de la sécurité. La figure 1 illustre la portée des populations susceptibles d'être touchées à laquelle le concept de sécurité peut demander (NASA, 2011).

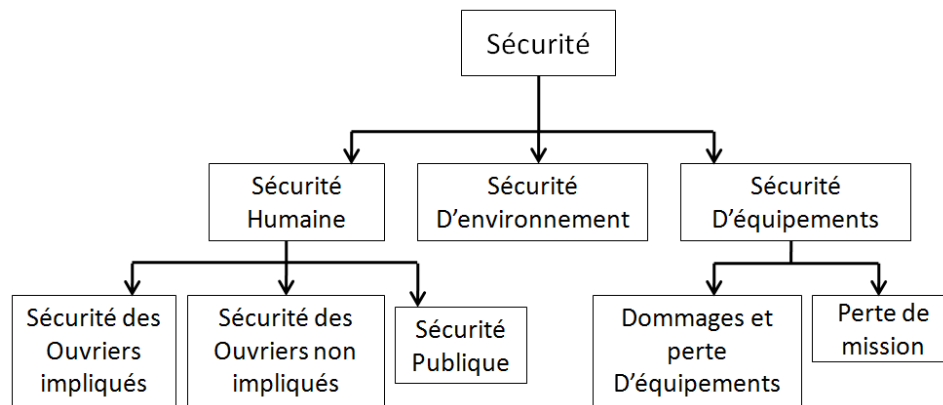


Figure I.1 : Populations impactées dans les limites de sécurité (NASA, 2011).

Dans le cas des barrages, la sécurité des barrages n'est pas seulement un problème fédéral, étatique ou local, elle peut affecter les personnes et les biens à travers les lieux, l'état et même les frontières nationales. Un incident dans un barrage peut affecter le commerce, la navigation, la génération d'énergie et distribution d'eau, comme il peut causer des dommages graves dans une autre zone. En conséquence, il existe un rôle fédéral raisonnable à coordonner les efforts fédéraux, étatiques et locaux pour assurer la sécurité des barrages aux citoyens (DHS, 2009).

I.1.2. Principe de sécurité des systèmes

Les exigences procédurales de l'Administration Nationale d'Aéronautique et de l'Espace (*Procedural Requirement of National Aeronautics and Space Administration*) définissent la sécurité de système comme l'application d'ingénierie et des principes de gestion, des critères et des techniques pour optimiser la sécurité dans les contraintes d'efficacité opérationnelle, le temps et coûter partout dans toutes les phases du cycle de vie de système, le terme système se réfère à une entité intégrée qui exécute une fonction indiquée et inclut le matériel, le logiciel, des éléments humains et la considération de l'environnement dans lequel le système opère.

La sécurité de système est une poursuite raisonnable de sécurité dans une perspective de systèmes; celui dans lequel le système est traité, représentant des interactions parmi ses parties constitutives. Le besoin de la sécurité de système et les méthodes qu'il emploie est conduit par beaucoup de facteurs, y compris :

- le haut coût de test, que limite la capacité de compter sur des stratégies "le test laisse tomber la réparation de développement de système sûr et la confiance aux résultats analytiques.
- la complexité de système croissante, lequel fait nécessaire d'aller au-delà des mécanismes d'évaluation de danger traditionnels (par exemple, FMEA, HAZOP) parce qu'ils sont limités dans leur capacité d'identifier des interactions de système dangereuses.
- le développement des systèmes qui fonctionnent au bord de capacité d'ingénierie, exigeant un haut degré de discipline dans la réalisation de système (NASA, 2011).

I.1.3. Que veut-dire risque ?

L'origine du mot risque peut-être associer aux préoccupations d'ordre économique et notamment à tentative pouvoir contrôler des pertes financières liées à des incertitudes lors de transport des marchandises (Jacques et al, 2014). Dans le cadre de l'ingénierie hydraulique et côtière, est plus conventionnel de définir le risque que la combinaison du risque et les conséquences du danger se produisant.

$$\text{Risque} = \text{Danger} \times \text{Conséquence} \quad (\text{I.1})$$

Où le danger est défini comme la probabilité de dépassement de la charge à la résistance, et la conséquence est définie en termes d'argent ou de décès (Reeve, 2010).

Le risque est parfois appelé la probabilité d'échec ou de défaillance, les conséquences peuvent être mesurées sous plusieurs formes mais souvent converti en valeur monétaire, donc le risque comporte des unités de taux de dépenses (\$/mois, trimestre, ou année).

Selon la Commission internationale des Grands Barrages (CIGB/ICOLD) (CIGB, 2005) implique une certaine forme d'action en face des incertitudes, il a une signification universelle, mais pouvant être interprété de différentes manières.

L'évaluation des risques permet de faire un examen structuré et systématique de la probabilité d'évènements préjudiciables et de leurs conséquences, est l'élément essentiel servant de base à tout le processus de gestion de la sécurité (CIGB, 2005).

Le risque dénommé R est défini comme les conséquences C attendues associées à une activité donnée (considérant qu'une activité avec un seul événement avec des conséquences potentielles) multipliée par la probabilité P que cet événement sera se produit (Bomel, 2001) et (Sørensen, 2004).

Pour une activité avec n événements le risque est défini par :

$$R = \sum_{i=1}^n P_i \cdot C_i \quad (\text{I.2})$$

avec, P_i et C_i sont la probabilité et les conséquences de l'événement.

I.2. ANALYSE DES RISQUES

C'est une procédure qualitative ou quantitative qui identifie les modes potentiels de défaillance, les conditions et les événements qui doivent avoir lieu pour ne pas se produire, elle utilise des informations disponibles pour estimer les risques concernant des individus ou des populations, des biens ou l'environnement, entraînés par des phénomènes dangereux. L'analyse des risques comprend en général les étapes suivantes : définition du domaine d'application, identification des phénomènes dangereux et évaluation des risques. En cohérence avec la définition courante du dictionnaire du mot analyse (à savoir, « examen détaillé d'un phénomène complexe effectué pour comprendre sa nature et déterminer ses caractéristiques principales »), l'analyse des risques implique une décomposition du système étudié et des sources de risques en composants élémentaires (Brandon et al, 2010).

Pour les barrages, l'analyse d'un risque quantitatif donne une estimation numérique en multipliant la probabilité de chargement fois la probabilité de défaillance du barrage étant donné le temps de chargement de l'ampleur de conséquence défavorable due à une défaillance du barrage. Il est possible de définir deux types de risques principaux (DEAL, 2013):

- les risques de défaillance partielle ou totale de l'ouvrage;
- les risques liés directement ou indirectement à l'exploitation courante de l'ouvrage.

I.2.1. Analyse préliminaire des risques

L'analyse préliminaire des risques est un processus à deux étapes :

- 1- une analyse préliminaire des événements redoutés et des phénomènes dangereux,
- 2- une cotation du risque pour chaque phénomène dangereux.

La première étape est une analyse exhaustive de l'installation, découpée en sous-ensembles de fonctionnement.

Ainsi pour chaque sous-ensemble, l'évaluation préliminaire des risques permet de :

- caractériser l'événement redouté (exemple : une perte de confinement), définir pour chaque événement redouté, les causes et les conséquences (le phénomène dangereux et ses effets),
- déterminer la gravité (G) des phénomènes qui correspond à la combinaison de l'intensité des effets et de la vulnérabilité des cibles potentiellement exposées,
- évaluer la probabilité (P) d'occurrence de chaque événement redouté qui correspond à la fréquence d'occurrence future estimée sur l'installation considérée (Varin et Mazeau, 2015).

I.2.2. Risque de défaillance d'un barrage

La défaillance d'un barrage peut causer sa destruction partielle ou totale (rupture d'une vanne, effondrement de la structure, défaillance de l'évacuateur de crues,..etc) et entraîner la formation d'une onde de submersion se traduisant par une élévation brutale du niveau de l'eau à l'aval, voire un gigantesque torrent. Les causes de rupture peuvent être diverses:

- Techniques: vices de conception, de construction ou de matériaux, vieillissement, ...
- Naturelles : séismes, crues exceptionnelles, glissements de terrain...
- Humaines : insuffisances d'études techniques, mauvais contrôle d'exécution, erreurs d'exploitation, surveillance ou entretien insuffisants, malveillance,..etc (DEAL, 2013).

I.2.3. Risques liés à l'exploitation

Les risques liés à l'exploitation sont tous les risques induits par l'existence du barrage, par son fonctionnement, par ses ouvrages annexes, notamment, les risques de chute, d'aspiration, de noyade, imputables à la configuration du site et/ou à l'insuffisance de protections, d'informations et des sensibilisations des populations. Il s'agit également des risques induits par les variations de débit, liés à l'exploitation de l'aménagement, appelés couramment "le risque aval" (DEAL, 2013).

I.2.4. Pratiques d'ingénieurs en matière d'évaluation des risques

Le gestionnaire de risques est confronté à des questions redoutables lorsqu'il s'agit de construire une cartographie des zones à traiter sur un ouvrage de génie civil qui représente le siège de phénomènes multifactoriels, complexes en raison de la diversité des mécanismes de dégradation et des pathologies affectant le béton ; le praticien est mal outillé pour estimer les probabilités associées aux risques et celles-ci sont sujettes à caution du fait de la rareté des événements. Parfois, l'ampleur de l'ouvrage (remblais, barrage, galerie) rend, de surcroît l'évaluation fastidieuse et peu robuste. Dans ce contexte, recourir à une approche probabiliste classique rend un tel traitement inopérant (Beaudouin, 2016). Afin de communiquer sur les risques, l'ingénieur « gestionnaire de risques » recourt à la construction classique d'une cartographie « gravité x fréquences » comme il est illustré dans la figure I.2.

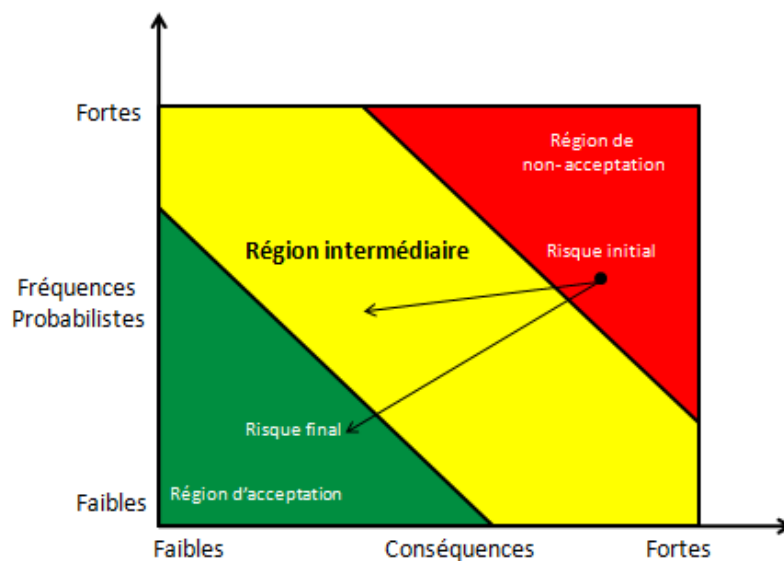


Figure I.2 : Diagramme de Farmer support de la cartographie traditionnelle des risques (Beaudouin, 2016)

I.2.5. Caractéristiques d'une analyse de risques

Une analyse de risques devrait respecter plusieurs exigences fondamentales :

1. l'auditabilité : le modèle doit permettre l'examen critique des résultats, des valeurs d'entrées, des paramètres et des hypothèses retenues.
2. l'aptitude à la révision en fonction des connaissances nouvelles : le modèle doit intégrer aisément tout élément de connaissance nouvelle et le répercuter sur les données et hypothèses qui modifieront les résultats.
3. l'adéquation du modèle à l'état de la connaissance sur les phénomènes et la capacité de l'expertise à les appréhender sous la forme choisie.
4. l'équilibre entre robustesse et précision des résultats, ces deux attentes conflictuelles devant faire l'objet d'un compromis.

Le respect de ces impératifs constitue la motivation essentielle pour recourir aux modèles décisionnels.

Les exigences 3 et 4 conditionneront ensuite le choix de telle ou telle modélisation décisionnelle au regard du contexte. C'est notamment parce qu'elle permet d'intégrer explicitement et rigoureusement le jugement vis-à-vis du risque. Que la modélisation décisionnelle peut enrichir les analyses de risques.

La norme ISO 31000 l'étape d'évaluation du risque dans les termes suivants: « Processus de comparaison des résultats de l'analyse du risque avec les critères de risque afin de déterminer si le risque et/ou son importance sont acceptables ou tolérables ». Ainsi, nous montrerons comment la modélisation décisionnelle peut apporter des réponses opérationnelles à la question de l'évaluation du risque au sens de cette norme (Beaudouin, 2016).

I.2.6. Gestion des risques

Actions mises en œuvre pour communiquer les risques et accepter, éviter, transférer ou contrôler les risques à un niveau acceptable en considérant les coûts associés et les avantages de toute action prise (DI, 2015).

I.2.7. Traitement des risques

C'est la comparaison entre les risques qui sont calculés et les risques acceptés initialement énoncés dans les critères d'acceptation des risques. Principalement on distingue quatre façons pour traiter les risques :

- Atténuation des risques: réduction des risques est mise en œuvre par la modification du système de telle sorte que la source de risque est éliminée.
- Réduction des risques : réduction des risques peut être mis en œuvre par la réduction des conséquences et / ou la probabilité d'occurrence. Dans la pratique, la réduction des risques est normalement effectuée par une modification physique de système considéré.
- Transfert du risque : il peut être effectué par exemple assurance ou autres arrangements financiers.
- Acceptation du risque: si les risques ne sont pas conformes aux critères d'acceptation et d'autres approches de traitement du risque ne sont pas efficaces alors l'acceptation du risque peut être une option (Rojas, 2008).

I.3. COMMUNICATION DU RISQUE

La communication des risques est un élément essentiel d'un processus efficace de décision éclairé par le risque. Ce n'est pas une composante distincte du processus, elle doit être intégrée à tous les aspects du processus, elle est essentielle dans une organisation propriétaire ou régulatrice et avec d'autres individus ou organisations qu'ont un intérêt dans le barrage ou seraient touchés par sa défaillance (DI, 2015).

I.3.1. Mesures de réduction des risques

Les mesures de réduction des risques sont de différentes sortes :

- actions à court terme peuvent être définies, telles que par exemple l'inspection et le maintien en condition de fonctionnement de drains, la mise à jour de consignes

d'exploitation, la réparation de dispositifs de prévention antichute de pierres protégeant des organes de sécurité ou des investigations et études à engager sans tarder.

- mesures de réduction des risques qui demandent plus de temps pour être mises en œuvre, telles que par exemple des travaux de rehausse de bajoyers de bassin de dissipation.
- mesures de surveillance et auscultation, telles que par exemple l'auscultation de versants instables susceptibles d'endommager des ouvrages annexes.

Les actions à entreprendre à court terme sont des actions qui peuvent réduire la probabilité d'occurrence du mode potentiel de rupture ou réduire ses conséquences, telles qu'une modification de consigne d'exploitation, une formation spécifique, l'achat d'un équipement de sécurité, l'amélioration du système d'alerte (Noret et al, 2016).

I.4. LA QUESTION DES INCERTITUDES

Dans toute évaluation des résistances et des charges, il y aura des incertitudes dont l'historique de la performance de structure peut être utilisé pour construire une image de la fiabilité. Dans le cas de l'ingénierie hydraulique et côtière, de nombreuses structures sont uniques en fonction des caractéristiques du chargement, des matériaux utilisés et de la méthode de construction. Des incertitudes apparaissent également dans la définition des variables de charge. Il est probable qu'il y ait des erreurs dans l'enregistrement de telles données, des inexactitudes dans les instruments et même des modifications dans le comportement d'enregistrement si la méthode d'enregistrement change.

La qualité et la durée du registre d'observation ont également une influence sur toute analyse statistique utilisée pour estimer des valeurs extrêmes correspondant à des périodes de retour particulières. Cela peut affecter la qualité d'une distribution statistique particulière et des extrapolations réalisées (Reeve, 2010).

I.4.1. Incertitudes dans la modélisation stochastique

Lors de l'établissement d'une équation d'état limite, différentes variables aléatoires sont introduites, comme les propriétés géométriques de la structure, les propriétés des matériaux et les charges. Christensen (2001a) décompose les incertitudes en physique et les incertitudes en statistique, les premiers sont liés aux valeurs réelles des propriétés de matérielles, de charges et de dimensions. Comme ces incertitudes sont mesurables, elles donnent une naissance aux incertitudes statistiques (Jeppsson, 2003). Un troisième groupe d'incertitudes, selon Thoft-Christensen, c'est l'incertitude du modèle, qui décrit comment un modèle mathématique correspond au résultat des tests. Cette incertitude peut être décrite par une variable aléatoire X_m définie comme suit :

$$X_m = \frac{\text{Réponse}}{\text{Réponse prévue à l'aide du modèle}} \quad (\text{I.3})$$

I.5. FIABILITE D'UNE STRUCTURE

La fiabilité est associée à des pannes inattendues de produits ou de services et de compréhension. Pourquoi ces pannes se produisent est une clé pour améliorer la fiabilité.

Les principales raisons pour lesquelles les échecs se produisent comprennent :

- Le produit n'est pas adapté au but ou plus précisément la conception est intrinsèquement incapable.
- L'élément peut être surestimé d'une manière ou d'une autre.
- Les défaillances peuvent être causées par l'usure et par une variation.
- Les mauvaises spécifications peuvent provoquer des pannes.
- Une mauvaise utilisation de l'objet peut provoquer une défaillance.
- Les éléments sont conçus pour un environnement d'exploitation spécifique et s'ils sont utilisés en dehors de cet environnement, l'échec peut se produire.
- Il y a plusieurs raisons pour lesquelles les éléments ne sont pas répertoriés, la liste ci-dessus est une liste générique.
- La charge et la force d'un élément peuvent être généralement connues, mais il y aura toujours un élément d'incertitude. Les valeurs de résistance réelles de toute population de composants varieront, il y en a qui sont relativement forts, d'autres qui sont relativement faibles (WVG, 2007).

C'est la capacité d'un élément pour accrocher une fonction requise, dans des conditions environnementales et opérationnelles données et pendant une période exposée de temps (ISO8402, 1994).

- Le terme " élément " est utilisé ici pour dénoter n'importe quel composant, sous-système, ou le système qui peut être considéré comme une entité.
- Une fonction requise peut être une fonction seule ou une combinaison des fonctions qu'est requise de fournir un service indiqué.

Tous éléments techniques (des composants, des sous-systèmes, des systèmes) sont conçus pour fonctionner un ou des fonctions nécessaires, certaines de ces fonctions sont actives et quelques fonctions sont passives. La retenue de liquide dans un pipeline est un exemple d'une fonction passive. Les systèmes complexes (par exemple, une automobile) ont d'habitude une vaste gamme de fonctions requises. Pour évaluer la fiabilité (par exemple, d'une automobile), nous devons d'abord spécifier les fonctions requises que nous considérons (Rausand, 2004).

Dans la fiabilité et les études de sécurité des systèmes techniques, on toujours travaille avec les modèles des systèmes, ces modèles peuvent être graphiques (les réseaux de types différents) ou mathématiques.

Un modèle mathématique indispensable pour pouvoir apporter des données et d'utiliser les méthodes mathématiques et statistiques qu'estiment la fiabilité, la sécurité ou le risquer. La fiabilité d'un système d'ingénierie peut être définie comme la capacité de remplir son but de conception pour une période de temps spécifiée. Cette capacité peut être mesurée en utilisant la théorie probabiliste qu'il accomplisse la fonction pour laquelle il a été conçu, dans des conditions données et pendant une durée donnée (Kitapcigil, 2010).

Pour définir la fiabilité, nous revenons à l'idée d'une structure conçue à respecter les conditions particulières de la vie de conception. Les structures peu fiables sont souvent plus faciles à identifier que celles fiables, car la défaillance capture souvent les titres. Une définition répandue de la fiabilité est: «La fiabilité est la probabilité de la structure ou du

«système effectuant sa fonction requise de manière adéquate pour une période spécifiée dans les conditions énoncées». Cette définition est basée sur le concept de niveau de service et reconnaît que la responsabilité tombe sur l'organisme de mise en service et le concepteur pour convenir de ce que l'on entend par ; «Fonction requise», «adéquatement», «vie de conception» et «conditions de conception». Une clé de la définition de la fiabilité est le mot «probabilité» (Reeve, 2010).

I.5.1. Ingénierie de fiabilité

L'évaluation des structures en vieillissement, bâtiments, ponts, tunnels, barrages et les structures industrielles deviennent de plus en plus importantes, les codes structuraux ont été développés pour une nouvelle conception, mais ils ne sont souvent pas appropriés pour l'évaluation depuis il existe des différences importantes entre la conception et l'évaluation. Les incertitudes d'une conception survenir de la prédiction des paramètres de charge et de résistance, ces incertitudes représentent la variabilité d'une grande population de structures causée par les qualités inégales du matériel, les différentes pratiques de construction et la variabilité des charges vivantes spécifiques au site. De plus, un design conservateur n'entraîne pas une augmentation significative du coût structural alors qu'une évaluation conservatrice peut entraîner réparation ou remplacement inutile et coûteux (Rücker et al, 2006).

La plupart des gens auront un concept de fiabilité de la vie quotidienne, par exemple, les gens peuvent discuter de la fiabilité de leur machine à laver sur la durée qu'ils l'ont possédé. De même, une voiture qui n'a pas besoin d'aller au garage pour des réparations souvent, pendant sa durée de vie. On peut dire que la fiabilité de la qualité est supérieure au temps. La qualité est associée à la fabrication, par conséquent, si un produit ne fonctionne pas ou se casse dès que vous l'achetez, vous le considérez comme étant de mauvaise qualité. Cependant, si au fil du temps, certaines parties de l'usure du produit avant que vous les attendiez, cela serait appelé une fiabilité médiocre. La différence entre qualité et fiabilité s'intéresse au temps et plus précisément à la durée de vie du produit (WMG, 2007).

I.5.2. Théorie de fiabilité

La théorie de la fiabilité est apparue dans la pratique de l'essai et de l'erreur de l'ingénieur, avant que les théories de la statique et de la dynamique ne soient développées, les structures étaient conçues et construites en fonction de l'expérience, étant informées par l'exécution de structures. Après le travail de Newton sur les forces et la dynamique, un cadre cohérent pour la conception de structures évoluée qu'était basé sur les principes de la mécanique, les structures n'étaient pas encore parfaites en raison de plusieurs facteurs. Tout d'abord, le comportement et la performance des matériaux tels que le bois, le béton, la pierre et la brique dépendent de leur produit chimique et la microstructure physique, qui peut varier entre les faisceaux individuels ou blocs. Aucun faisceau de bois n'est identique, car les taux de croissance et la structure interne des fibres diffèrent. De même, aucun bloc de pierre n'est identique au micro échelle parce que l'agencement de la structure cristalline n'est pas répété exactement d'un bloc à l'autre. Donc la théorie de fiabilité concerne la définition des charges et les résistances, c'est à dire de quantifier comment un objet peut résister à une charge (Reeve, 2010).

I.5.3. Principes d'évaluation structurale

En général, l'évaluation structurale est un processus à déterminer le point auquel la structure est capable de supporter des charges actuelles et futures et d'assumer sa tâche pour un temps ou une période donnée. La première étape du processus d'évaluation doit toujours être la spécification claire de l'objectif d'évaluation, ceci est essentiel pour identifier les états limites les plus significatifs.

Ces dernières sont les variables structurales à étudier avec la procédure d'évaluation à appliquer.

Il existe deux objectifs principaux pour évaluer les structures existantes :

- Assurer la sécurité et faciliter l'entretien de la construction.
- Minimiser le frais.

I.5.4. Sécurité structurelle et facilitation de maintenance

La principale tâche de l'évaluation est de s'assurer que la structure ou ses parties ne perdent pas sous le chargement. L'évaluation est effectuée pour les états limites ultimes, qui sont :

- Perte d'équilibre de la structure ou de ses parties en tant que corps rigide ou instabilité de la structure d'une partie.
- Changement soudain du système structural supposé vers un nouveau système.
- Une réduction de la facilité d'entretien peut entraîner une limitation de l'utilisation et donc une maintenance évaluation pourrait devenir nécessaire.
- Dommages locaux qui peuvent réduire la durée de vie de la structure.
- Effets de la détérioration qui sont spécifiques à la structure et au site.

I.5.4.1. Minimisation des coûts

Au cours des dernières décennies, les systèmes de gestion de structures individuelles telles que les ponts ou les stocks ont été développés pour minimiser le coût global en optimisant l'inspection, travaux de maintenance et de réparation. Le processus est l'évaluation des conditions structurales pour déterminer l'état actuel et d'assumer les performances futures d'une structure en fonction de son objectif et de fournir des informations sur l'état structural pour l'optimisation dans le temps et l'étendue de l'inspection, entretien et réparation.

Il doit être atteint pour minimiser les pertes économiques et les résultats de l'évaluation devraient être disponibles sous une forme, utilisables dans la gestion de la structure. Les valeurs d'entrée, les calculs et les résultats doivent être archivés pour future référence (Rücker et al 2006).

I.5.5. Méthodes d'analyse structurale

Les performances structurales doivent être analysées à l'aide de modèles qui représentent de manière fiable, les chargements sur la structure, le comportement de la structure et la résistance de ses composants. De point de vue d'application on peut distinguer de type de méthodes d'analyse structurale (Rücker et al 2006).

a- Méthodes simples

Pour des faibles niveaux d'évaluation, il est souvent efficace de calculer les effets de charge avec méthodes conservatrices pour modèles structuraux simples, à condition qu'une grande incertitude soit considérée comme une mesure de sécurité adéquate. Les méthodes typiques d'analyse simples sont combinées à une simple répartition de charge et à un comportement de matériau élastique et linéaire, qui aboutit à une solution d'équilibre de limite faible.

b- Méthodes complexes

Dans le cas où l'évaluation de faible niveau a échoué, les méthodes de calcul d'effet de charge délicates doivent être accomplies. Les méthodes raffinées incluent principalement l'analyse des éléments finis et des méthodes non linéaires, particulièrement une spécifique modélisation du comportement d'un matériel (par exemple, traction, compression...ect) et la prise en compte des interactions entre les composants du matériau. En appliquant une vérification de sécurité à pleine probabilité, des éléments finis stochastiques peuvent être utilisés pour modéliser la structure (Rücker et al 2006).

I.6. HISTORIQUE SUR LA DÉFAILLANCE DES BARRAGES

L'histoire de défaillance des barrages est destinée à aider les équipes d'analyse des risques dans l'estimation de probabilité, elle fournit des informations sur ce qui est arrivé à d'autres barrages.

I.6.1. Barrage d'Austin, Pennsylvanie (États-Unis)

Le barrage Austin a été construit en béton sur une fondation en grès désagrégé et en schiste, il a eu 13,1 m d'hauteur et 162,8 m de longueur, il a été mis en service en décembre 1909.

La pluie et la fonte rapide des neiges au cours d'une brève période, en suite un très froid et neigeux Décembre a rempli le réservoir et provoqué un flux de l'évacuateur de crues, une épaisseur indéterminée de glace recouvrait encore le réservoir.

Le 22 janvier, un glissement de terrain a chuté d'environ 2,4 m sur la rive orientale de l'aval de barrage, des eaux en grande quantités ont commencé à venir à travers le sol. Le 23 Janvier 1910, la partie centrale du barrage glissé horizontalement sur la base, l'eau du barrage voyagé à la ville en environ 11 minutes, elle a balayé tout emporter sauf quelques bâtiments de brique. Il y avait un total d'environ 78 accidents mortels (Anderson et al, 1998).

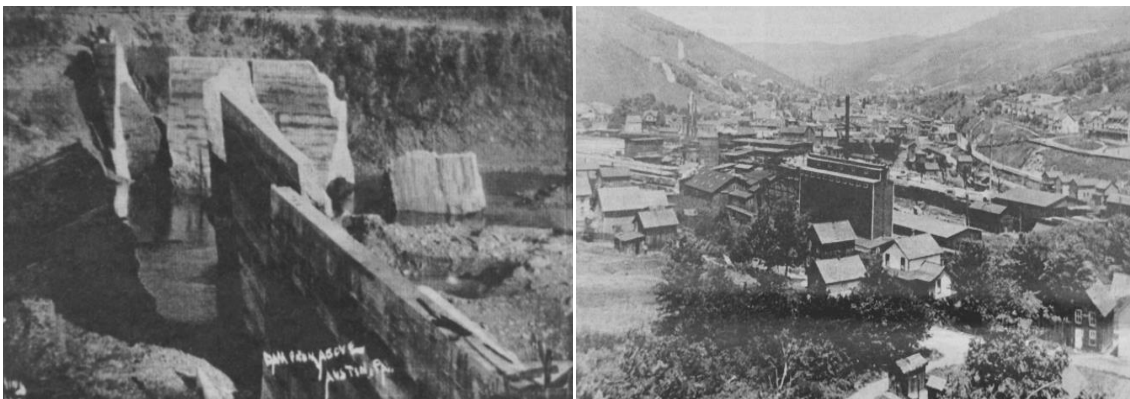


Figure I.3 : Photo sur l'état de barrage et de la ville d'Austin après la défaillance par un glissement (Anderson et al, 1998).

I.6.2. Barrage Upper Stillwater aux Etats Unis, Duchesne

Au Nord de l'Utah, Etats-Unis, et à l'automne du 1987, le barrage Upper Stillwater a été construit en béton compacté au rouleau (BCR) avec une hauteur maximale de 88,4 m, il a été fondé sur le grès et l'argilite du Précambrien Uinta.

Un déplacement horizontal de la fondation sur la couche d'argilite a été enregistré après au premier remplissage en Juin 1988.

I.6.3. Barrage Fergoug en Algérie

Les premiers barrages Algériens ont connu des problèmes de conception du fait que les techniques de réalisations des barrages n'étaient pas alors maîtrisées. La construction du barrage débuta en 1865, le 10 mars 1872 : une crue exceptionnelle estimée à 700 m³/s provoqua la rupture du déversoir (qui oblige pour créer une brèche). Le 15 décembre 1881, une crue de 850 m³/s emporta 125 mètres du barrage sur la rive droite. 250 personnes furent noyées, ponts, et maisons emportées par les flots déchainés.

Le 25 novembre 1927, le niveau de l'eau ne cessait de monter obligeant les responsables du barrage à ouvrir les vannes d'évacuation à leur débit maximum. Cette opération ne suffit pas à diminuer la pression qui s'exerçait sur le barrage poids. En 22 heures et 20 minutes, le plan d'eau s'éleva de 27m.

Le samedi matin, à 10 h. 45, le barrage de l'Oued Fergoug, de 32 m de hauteur, se mettait à vibrer. Soudain le barrage fléchissait dans son milieu, s'ouvrait, et une énorme trombe d'eau jaillissait au point de rupture. Trois quart d'heure après l'annonce de rupture. Les flots torrentiels déferlaient dans les rues de Perrégaux, dans un vacarme assourdissant et angoissant. La vague, puissante et dévastatrice, emporte sur son passage le pont métallique du chemin de fer, le dépôt des chemins de fer de l'état, les locomotives et leurs wagons sont soulevés, renversés, transportés jusque dans les rues de la ville. Les routes coupées, les vergers arrachés, les récoltes anéanties. L'eau submerge et dégrade la route Perrégaux Oran.

Dans la ville, une cinquantaine de maisons n'ont pas résisté et de sont effondrées sous le choc et la poussée de cette force naturelle que l'on avait essayé de maîtriser. Dans les rues, la hauteur des eaux boueuses atteint deux mètres. Grâce à l'appel téléphonique de l'ingénieur du barrage, mais aussi du fait que la catastrophe se soit déroulée de jour, il n'y eut pas de victime à Perrégaux. On dénombra cependant quelque noyé dans la plaine (CTPB, 1998).

I.7. EMERGENCE DE L'ANALYSE DU RISQUES DANS LE DOMAINE DES BARRAGES

L'intérêt porté aux approches basées sur le risque aux États-Unis remonte à 1973, suite à la parution d'un rapport de l'ASCE (*American Society Of Civil Engineers*) sur la réévaluation des évacuateurs de crue de barrages existants. Ce rapport montrait un besoin très important de travaux de mise en conformité et une analyse coûts bénéfiques avait été entreprise pour prioriser ces investissements (Anderson et al, 1998).

Les conclusions de ce rapport furent controversées, car les auteurs avaient affecté une valeur à la vie humaine pour déterminer en suite un optimum sur des bases purement économiques.

Suite aux ruptures du barrage de Teton en 1976 et de Taccoa Falls, le gouvernement fédéral demanda aux agences fédérales d'explorer le degré d'utilisation des probabilités ou des analyses de risques dans les processus de choix du site, de conception, de construction et d'exploitation.

De même, l'ASCE publia un rapport en 1988 sur l'évaluation de la sûreté hydrologique des barrages tenant partiellement compte des conséquences sur les personnes par le biais des indemnités à verser aux victimes.

Le Comité australien des grands barrages (1994) qui furent les premiers à développer des critères de risque tolérable, basés sur les pratiques d'autres industries et mentionnant explicitement des critères en fonction du risque de pertes de vies humaines. Dans la foulée, USBR mit au point des procédures méthodologiques pour la conduite d'analyse de risques, qui ont été largement utilisées depuis par cette agence. Début des années 2000, l'USSD (*United States Society on Dams*) a mandaté un groupe de travail pour évaluer l'état des pratiques d'appréciation du risque, donner des avis sur les méthodes appropriées et les moyens pour faciliter et renforcer leurs usages (Poupart, 2011).

I.7.1. Évaluation des risques pour la gestion de la sûreté des barrages en exploitation

Le bulletin de la CIGB relatif à l'utilisation de l'analyse de risques dans le domaine débarrages, édités en 2005, vise à établir une introduction aux principes et à la terminologie de l'évaluation du risque. Son ambition était également défavorisée le dialogue sur ces techniques nouvelles, il ne propose pas de méthode globale mais décrit plutôt les différents outils existants et leur emploi possible dans le domaine des barrages. Il est important de noter que l'évaluation des risques fournit un outil pour quantifier le degré de surdimensionnement inhérent au jugement technique, et les sources principales d'incertitude qui peuvent influencer les décisions d'investissement pour la sécurité des barrages.

L'évaluation des risques utilise mieux la fourchette de valeur des paramètres qui affectent la sécurité que la démarche traditionnelle basée sur la normalisation. Pour effectuer une évaluation des risques, l'analyste doit connaître le projet en détail, ainsi que les principes d'ingénierie sous-jacents utilisés pour mesurer la performance actuelle et prévoir la performance future. Concernant les barrages existants, ceci implique de réexaminer soigneusement les concepts de construction, les caractéristiques des matériaux, les sources de dégradation des performances (fatigue, érosion, cycle gel/dégel), les modes de défaillance possibles et les conséquences des niveaux de performance, l'un des grands bénéfices de l'évaluation des risques est une meilleure connaissance des performances du barrage/projet (CIGB, 2005).

I.7.2. Effets et causes du risque

Il y a souvent confusion entre danger, risque et dommage, même dans leur définition livresque, dans le domaine de la sécurité industrielle, le risque se définit comme l'existence d'une probabilité de voir un danger se concrétiser dans un ou plusieurs scénarii, associée à des conséquences dommageables sur des biens ou des personnes. Dans le cadre des études de danger de barrage, il ne s'agit pas de regarder les risques techniques ou financiers, mais uniquement les risques qui entraînent des dommages sur les hommes, le danger est donc une

situation qui impacte le barrage qui, de ce fait, risque de créer des dommages sur les populations.

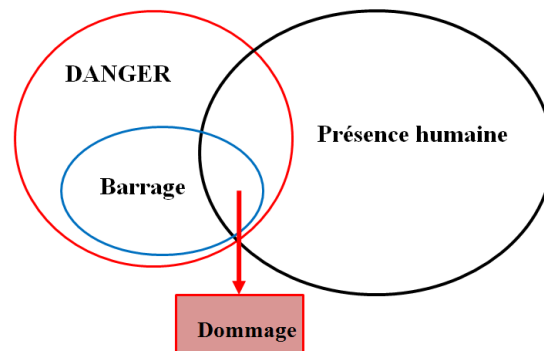


Figure I.4 : Relation entre risque (danger), barrage et population (Laloux et al, 2011).

I.7.3. Sensibilisation des hommes

La plupart des professionnels intervenant sur les barrages, leur hiérarchie doit être sensibilisée aux dangers et méthodologies d'analyse des risques, cette information de chacun devrait permettre à tous les acteurs de contribuer en complétant l'analyse par les informations dont ils disposent, par leur pertinence due à leur connaissance des lieux, leur pratique opérationnelle, à leur retour d'expérience.

Il est recommandé de présenter l'étude de dangers des barrages à une fréquence déterminée aux personnels de l'exploitation, de la maintenance, à leur hiérarchie, et de recueillir leur avis et recommandation, la sensibilisation est aussi une mesure de prévention. C'est ce que nous faisons depuis une vingtaine d'années dans nos réunions de retour d'expérience.

Conclusion

L'application de l'analyse des risques aux barrages, se présente un moyen de gestion prometteur en pleine évolution au niveau international. Le résultat de cette analyse, repose sur une construction mathématique claire de l'incertitude concernant la performance future d'un barrage en exploitation ou en maintenance (travaux confortement), dont l'incertitude s'exprimant en règle générale en termes de probabilités.

Les développements théoriques de modélisation des phénomènes complexes, par exemple la modélisation probabiliste des résistances et de sollicitations et la constitution de bases de données d'incidents permettant une approche empirique des probabilités constituent donc des axes importants pour améliorer la qualité des analyses de risques.

CHAPITRE II

THEORIE DE LA PROBABILITE DE DEFAILLANCE AUX OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

Introduction

La sécurité est une préoccupation constante des professionnels des barrages que ce soient les pouvoirs publics, porteurs des attentes de la société, les maîtres d'ouvrages, les exploitants et les bureaux d'études. Généralement, la défaillance globale d'un barrage est rare, sauf lors d'une catastrophe naturelle majeure ou d'erreurs humaines manifestes. D'une part, la vision de la sécurité est liée aux caractères exceptionnels de la défaillance globale ou locale du barrage, qui ne doit pas être occulté. D'autre part, la communauté technique est généralement perplexe devant des calculs de probabilité de défaillance du fait que l'ingénieur conçoit le plus souvent la probabilité de défaillance comme une mesure fréquentielle, c'est-à-dire comme le nombre de cas observés sur le nombre total de cas possibles. Cette section est donc orientée vers la théorie de base de probabilité et son but dans l'analyse de fiabilité structurale des barrages.

II.1. CONCEPTION PROBABILISTE ET PROCEDURES D'ÉVALUATION

L'analyse probabiliste, basée sur des méthodes d'analyse de fiabilité structurale, est une extension de l'analyse déterministe depuis des quantités déterminées peut être interprétée comme les variables aléatoires. La variation dans les valeurs de paramètres de charges et de résistances qui représentent les paramètres d'ingénierie de base qui sont en résulte :

- Variabilité naturelle ou physique,
- Faibles informations,
- Implication d'événements accidentelles et les erreurs humaines.

Les systèmes structuraux pratiques, exposent le comportement qui est dans une certaine mesure non-linéaire et dynamique et avoir les propriétés qui sont dépendantes de temps, d'où charges et résistances se présentent dans un espace non uniforme.

En outre, les structures les plus pratiques sont statiquement indéterminées et contiennent les hauts niveaux de forces résiduelles (et par conséquent des tensions) résultant de la fabrication particulière et l'ordre adopté d'installation ; de plus, ils contiennent souvent les composants non-structuraux prétendus qui sont normalement ignorés dans l'analyse, mais qui contribue souvent d'une façon significative, particulièrement à la rigidité. Ces différences entre le comportement réel et prévu peuvent être nommées l'incertitude.

En général cette dernière, est extrêmement difficile de la quantifier, les évaluations de l'ampleur de ce type d'incertitude peuvent être obtenues par des comparaisons utilisant des outils d'analyse plus raffinés et des études de sensibilité.

La variabilité dans la charge et les paramètres de résistance (incluant l'incertitude) résultant de la variabilité physique et des inadéquations dans le modelage est tenue compte dans la

conception déterminé et les procédures d'évaluation par un choix approprié de facteurs de sécurité et par un degré approprié de pré jugement (Bomel, 2001).

a. Définition de la probabilité

La définition fréquente de la probabilité est l'interprétation typique de la probabilité de l'expérimentateur, dans cette interprétation la probabilité $P(A)$ est simplement la fréquence d'occurrence relative de l'événement A observée dans un expérimentateur avec n essais, c'est-à-dire la probabilité d'un événement A est définie comme le nombre de fois où l'événement A survient divisé par le nombre d'expériences réalisées.

$$P(A) = \lim_{n_{\text{exp}} \rightarrow \infty} \frac{N_A}{n_{\text{exp}}} \quad \text{pour } n_{\text{exp}} \rightarrow \infty \quad (\text{II.1})$$

N_A : nombre d'expériences où A s'est produite

n_{exp} : nombre total d'expériences.

La définition classique se réfère aux jours que le calcul de probabilité a été fondé en 1654 par *Pascal* et *Fermat* (Genin, 2000), l'inspiration pour cette théorie a été trouvée dans les parties de cartes et les dés, la définition classique de la probabilité d'un événement A peut-être formulé comme suit:

$$P(A) = \frac{n_A}{n_{\text{Tot}}} \quad (\text{II.2})$$

n_A : nombre de cas également probables qu'une expérience peut conduire à A

n_{Tot} : nombre total de cas également probables dans l'expérience.

II.1.2. Échelle de probabilité de défaillance et classification en gravité

La Probabilité de défaillance est considérée comme une note sur une échelle, elle est basée sur s'évaluation détaillée et normalisée à une échelle de 1 à 5. Les notes sont converties à une probabilité théorique de défaillance, comme indiqué dans le tableau II.1.

Tableau II.1 : Relation entre classes de probabilité note et probabilité de défaillance (Eddleston et al, 2014).

Classes de probabilité	Description	Valeur indicative de la probabilité de défaillance annuelle P_f
Probable (5)	Menace peut s’attendre à se produire ou un très mauvais état des connaissances s’été établi sur la menace.	10^{-2}
Très commune (4)	Menace sera assez fréquente à se produire ou un mauvais état des connaissances a été établi sur la menace.	10^{-3}
Improbable (3)	Menace peut se produire occasionnellement ou un état modéré de la connaissance a été établi sur la menace.	10^{-4}
Inhabituel (2)	Menace peut se produire rarement ou un bon état des connaissances a été établi sur la menace.	10^{-5}
Rare (1)	Menace peut se produire que dans des circonstances exceptionnelles ou d'un très bon état de la connaissance a été établi sur la menace.	10^{-6}

Selon l’organe Britanique (HSEB) « *Health and Safety Executive* », ces valeurs de probabilité de défaillance peuvent être utilisées pour donner une indication de la nécessité éventuelle des travaux de réparation à entreprendre par référence aux lignes directrices dans la réduction du risque (figure II.1).

En effet une probabilité théorique de défaillance supérieure à 10^{-4} ou disant 1 sur 10 000 pour un danger identifié pourrait conduire à la perte de la vie ou de risque de grave sur la société. Une valeur limite inférieure de 1 à 1000 parfois signale des situations à faible risque où aucune perte de vie potentielle n’est identifiée et les conséquences sont mineures (Eddleston et al, 2014).

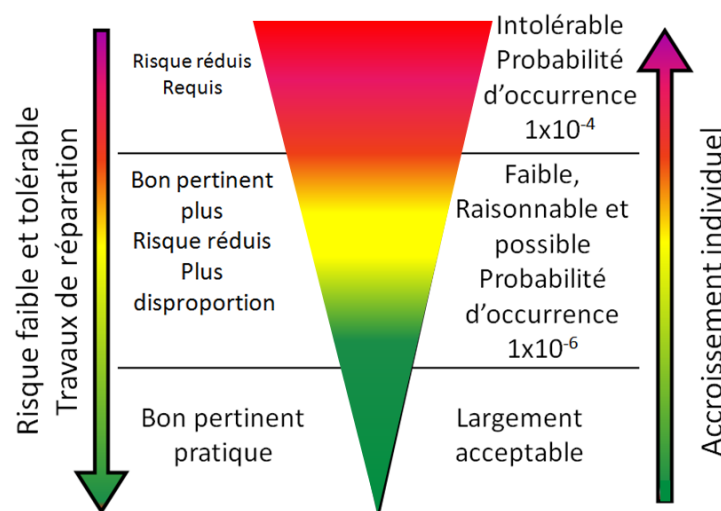


Figure II.1 : Comportement et actions en fonction de la probabilité de défaillance (Eddleston et al, 2014).

Puisque des facteurs de sécurité croissants sont inefficaces dans la réduction des effets d'erreurs humaines, la confiance doit être placée sur des mesures de contrôle pour réduire les risques à un niveau acceptable. Il est souvent assumé que la fréquence d'erreurs non détectées est réduite à un niveau acceptable par l'inspection, le contrôle de qualité et des mesures de bonne qualité. Étant donné la signification d'erreurs humaines et des événements imprévus, il y a une raison forte de concevoir la structure pour être des dégâts tolérants ou robustes. La robustesse est la capacité d'une structure pour absorber l'énergie et est souvent définie comme la capacité d'une structure pour résister aux accidents et des événements imprévus sans subir des dégâts disproportionnés à la cause.

II.2. THEORIE DE BASE DE PROBABILITE

La théorie des probabilités fournit des modèles mathématiques permettant l'étude d'expériences dont le résultat ne peut être prévu avec une totale certitude. Le niveau d'incertitude peut être exprimé comme les déclarations purement qualitatives comme "la chance est bonne" ou "la probabilité est basse" mais peut aussi être quantifié en termes de numéros ou de pourcentages. Lorsqu'on effectue un très grand nombre de fois d'expérience aléatoire, la fréquence de réalisation d'un événement se rapproche d'une fréquence théorique appelée probabilité, donc la probabilité d'un événement A est la proportion probable, parmi tous les cas possibles, des cas où A sera réalisé si on répète un grand nombre de fois l'expérience, la probabilité de l'événement A se note $P(A)$.

D'autres parts lorsque les résultats d'une expérience aléatoire ont tous la même probabilité alors la probabilité d'un événement est au quotient :

$$\frac{\text{Nombre de résultats favorables à l'événement}}{\text{Nombre de résultats possibles}} \quad (\text{II.3})$$

D'une façon générale la probabilité d'une issue est un nombre compris entre 0 et 1, et la somme des probabilités issues d'une expérience aléatoire est égale à 1 (Henry, 2008). En voici quelques exemples :

Tableau II.2 : Résultats de quelques expériences utilisant la théorie de probabilité.

Expérience	Résultat observable
Expérience Lancer d'un dé	Un entier $k \in \{1, \dots, 6\}$
Prélèvement de n objets en sortie d'une chaîne de production.	Nombre d'objets défectueux dans l'échantillon.
Questionnaire à 100 questions binaires.	Suite ω de 100 réponses avec $\omega \in \{\text{oui}, \text{non}\}$.
Lancer d'une pièce jusqu'à la première obtention de pile.	Un entier $k \in \mathbb{N}$: le temps d'attente du premier succès.
Mise en service d'une ampoule.	Durée de vie $T \in \mathbb{R}$.
Lancer d'une flèche sur une cible.	Point d'impact.
Mouvement d'un grain de pollen dans un liquide.	Une fonction continue : la trajectoire.
Mélange de deux gaz.	Répartition spatiale de deux types de molécules.

Le but de la théorie de la probabilité est :

- permet de modéliser des phénomènes aléatoires et d'y effectuer des calculs théoriques,
- concerne les populations : on ne peut donc pas faire de mesures (Geffray, 2008).

II.2.1. Terminologie des événements et règles de base de probabilité :

La théorie moderne des probabilités utilise le langage des ensembles pour modéliser une expérience aléatoire. Nous noterons Ω un ensemble dont les éléments représentent tous les résultats possibles ou événements élémentaires d'une expérience aléatoire donnée. Les événements (ou événements composés) seront représentés par des parties (sous-ensembles) de Ω (Suquet, 2003).

- Si $P(A) = 0$, l'événement A est dit négligeable.
- Si $P(A) = 1$, il est dit presque sûr.
- On appelle événement contraire de A et on note A^c événement $\Omega \setminus A$.
- Si $A, B \subset \Omega$, l'événement A et B (réalisé lorsque A et B le sont) est noté $A \cap B$.
- L'événement A ou B (réalisé lorsque A ou B le sont) est noté $A \cup B$ (Jourdain, 2013).

Les opérations logiques sur les événements : « et », « ou », « négation » se traduisent par des opérations ensemblistes : intersection, réunion, passage au complémentaire. Voici un tableau de correspondance entre les deux langages.

Tableau II.3 : Relations entre opérations logiques sur événements et opérations ensemblistes (Suquet, 2003).

Notations	Vocabulaire ensembliste	Vocabulaire probabiliste
\emptyset	ensemble vide.	événement impossible
Ω	ensemble plein élément de Ω sous-ensemble de Ω .	événement certain
E	élément de Ω .	événement élémentaire
A	sous-ensemble de Ω .	Événement
$E \in A$	E appartient à A .	Le résultat E est une des réalisations possibles de A
$A \subset B$	A inclus dans B réunion de A et B .	A implique B
$A \cup B$	réunion de A et B .	A ou B
$A \cap B$	intersection de A et B .	A et B
A^c	complémentaire de A dans Ω	événement contraire de A
$A \cap B = \emptyset$	A et B sont disjoints	A et B sont incompatibles

Un événement E est défini comme un sous-ensemble de l'espace de l'échantillon (tous les résultats possibles d'une quantité aléatoire) Ω .

L'événement d'échec de E par exemple un élément de structure peut être modélisé par :

$$E = R \leq S \quad (\text{II.4})$$

R est la résistance et S est la charge.

La probabilité de défaillance P_f est illustrée comme suit :

$$P_f = P(E) = (R = S) \quad (\text{II.5})$$

Si un système est modélisé par un certain nombre d'événements de défaillance, une défaillance du système peut être définie par une caisse ou une intersection des événements de défaillance unique (Sørensen, 2004).

Si la défaillance d'un élément donne une défaillance du système, puis une union (système de série) est utilisée pour modéliser la défaillance du système on aura :

$$E = E_1 \cup E_2 \cup E_3 \dots \dots \cup E_n = \bigcup_{i=1}^n E_i \quad (\text{II.6})$$

E_i : est un événement de défaillance de l'élément « i » et « n » est le nombre des événements.

Si les défaillances de tous les éléments sont nécessaires pour obtenir une défaillance du système, puis une intersection (parallèle système) est utilisée pour modéliser la défaillance du système on aura :

$$E = E_1 \cap E_2 \cap E_3 \dots \dots E_n = \bigcap_{i=1}^n E_i \quad (\text{II.7})$$

Ces opérations logiques sur des suites d'événements sont très utiles pour analyser des événements complexes à l'aide d'événements plus simples et, comme nous le verrons plus tard, calculer ainsi des probabilités.

II.2.2. Choix de la distribution de la probabilité

La distribution de la probabilité pour une variable aléatoire représente l'incertitude de cette variable, elle est très commodément donnée en termes de type de distribution standard avec quelques paramètres de distribution. Les régressions des observations disponibles d'une quantité ne donnent pas toujours suffisamment d'informations pour permettre l'interprétation du type de distribution pour la quantité incertaine, et un choix du type de distribution doit être fait (DNV, 1992).

Les distributions normales ou log normales doivent normalement être utilisées lorsqu'aucune information détaillée n'est disponible, la distribution log-normale est requise pour les variables de charge, tandis que la distribution normale est requise pour les variables de résistance. Cependant, une variable dont on sait qu'elle ne prend jamais de valeurs négatives doit normalement se voir attribuer une distribution log-normale plutôt qu'une distribution normale.

Les valeurs moyennes et les écarts-types doivent normalement être obtenus à partir de sources de données reconnues. Les distributions de probabilité les plus utilisés dans les applications de génie civil sont : uniforme, normale et log-normale (Beser, 2005) et (Kitapcigil, 2010).

II.2.3. Espace d'analyse probabiliste

La méthodologie pour l'estimation des probabilités de défaillance proposées, exige une clarification préliminaire de durée qui s'appelle "espace d'analyse " c'est à dire, l'état actuel des connaissances dans les deux suivants domaines :

- Des méthodes (déterministes) d'analyse structurale des barrages et d'autre part, les mathématiques des modèles d'analyse structurale de fiabilité.
- Un espace d'analyse peut être défini pour les barrages en béton sur la base de deux vecteurs à savoir (figure II.2): Modèles de fiabilité structurale (axe X) et Modèles déterministes (axes Y).

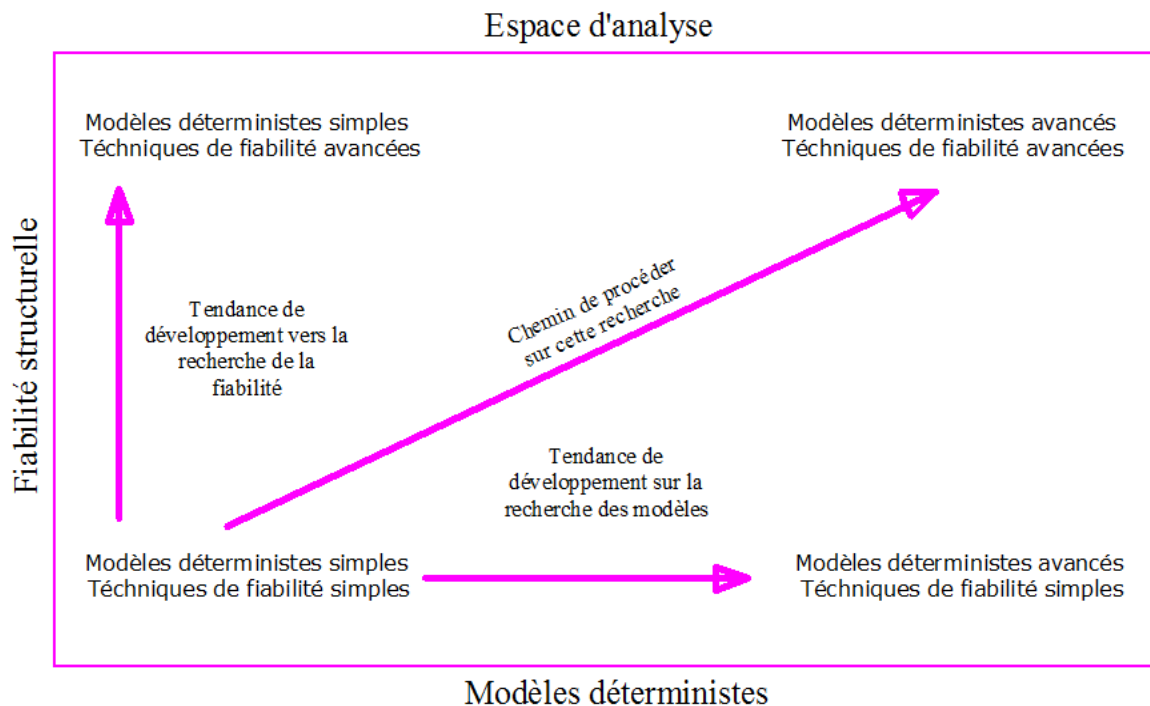


Figure II.2 : Espace d'analyse structurale de fiabilité des barrages (Altarejos-García et al, 2012).

Les flèches horizontales et verticales dans la figure précédente présentent les tendances de développement suivies par la connaissance dans chacun de ses domaines à titre individuel correspondant et une flèche indique le sens diagonal suivi dans cette recherche combinant des méthodes d'analyse avancées pour le comportement de barrages en béton avec des méthodes de fiabilité structurale, afin d'obtenir de meilleures estimations de la probabilité de défaillance dans le contexte de l'analyse des risques (Altarejos-García et al, 2012).

II.3. APERÇU SUR ANALYSE FIABILISTE.

On peut distinguer trois branches principales de la fiabilité :

- Fiabilité du matériel.
- Fiabilité du logiciel.
- Fiabilité d'humain.

Dans notre contexte on base sur la première de ces branches ; la fiabilité du matériel technique et de système. Beaucoup de systèmes techniques impliqueront aussi ceux de la marchandise et des humains, comme des concepteurs, des opérateurs et le personnel de maintenance. Les interactions entre le système technique, le logiciel et des humains sont très importantes, dans la fiabilité de matériel nous pouvons utiliser deux différentes approches :

- approche physique.
- approche actuarielle.

Dans l'approche physique la résistance d'un élément technique est modélisée comme une variable aléatoire R , l'élément est exposé à une charge S qu'est aussi modélisée comme une variable aléatoire (Rausand, 2004).

Les distributions de la résistance et la charge à un temps spécifique t sont illustrées dans la figure II.3. Un échec arrivera aussitôt que la charge est plus haute que la résistance, la fiabilité F_i de l'élément est définie comme la probabilité que la résistance est plus grande que la charge.

$$F_i = P(R > S) \quad (\text{II.8})$$

Où $P(A)$ dénote la probabilité d'événement A .

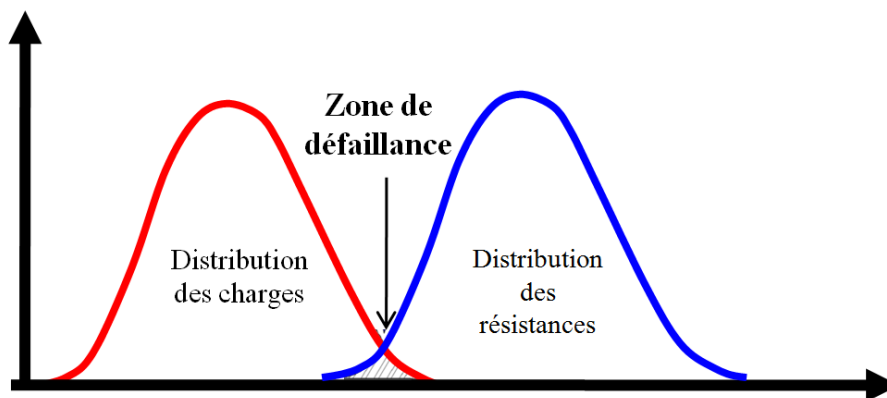


Figure II.3 : Distribution de la charge et la résistance (Rausand, 2004).

La charge variera d'habitude avec le temps et peut être modélisée comme une variable dépendante de temps $S(t)$, l'élément se détériorera avec le temps en raison des mécanismes d'échec comme la corrosion, l'érosion et la fatigue, la résistance de l'élément sera donc aussi une fonction de temps $R(t)$. Une réalisation possible de $R(t)$ et $S(t)$ est illustrée dans la figure II.4. Le temps de défaillance T de l'élément est le temps (le plus court) jusqu'à $R(t) < S(t)$ (Rausand, 2004).

$$T = \min\{t; S(t) > R(t)\} \quad (\text{II.9})$$

La fiabilité $F_i(t)$ de l'élément peut être définie comme :

$$F_i(t) = P(T > t) \quad (\text{II.10})$$

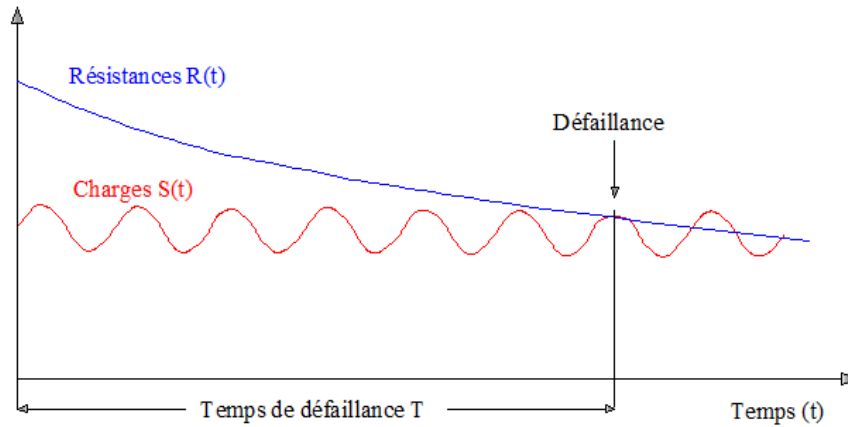


Figure II.4 : Temps de défaillance et relation entre charge et la résistance (Rausand, 2004).

L'approche physique est principalement utilisée pour analyses de fiabilité des éléments structuraux, comme les poutres et des ponts, elle est donc souvent appelée fiabilité d'analyse structurale.

Un élément structural, comme une jambe sur une plate-forme offshore, peut être exposé aux charges de vagues, le courant et le vent. Les charges peuvent venir de différentes directions et elles doivent donc être modélées comme un vecteur $S(t)$, de la même façon, la résistance dépendra aussi de la direction et elle doit être modélisée comme un vecteur $R(t)$, les modèles et l'analyse peuvent donc devenir plutôt complexe.

Dans l'approche actuarielle, nous décrivons toutes nos informations sur les charges d'exploitation et la résistance du composant dans la fonction de distribution de probabilité $F(t)$ du temps à la défaillance T .

II.3.1. Temps moyen de défaillance

Le temps moyen de défaillance *MTTF* (*Mean Time To Failure*) d'un élément est défini par :

$$MTTF = \int_0^{\infty} t f(t) dt \tag{II.11}$$

Lorsque le temps nécessaire pour réparer ou remplacer un élément en défaillance est très court comparé à *MTTF*, *MTTF* représente aussi le temps moyen entre les défaillances *MTBF* (*Mean Time Between Failures*).

Depuis $f(t) = -F_i'(t)$ on aura :

$$MTTF = -\int_0^{\infty} t F_i'(t) dt \tag{II.12}$$

Par intégration partielle :

$$MTTF = -[t F_i(t)]_0^{\infty} + \int_0^{\infty} t F_i(t) dt \tag{II.13}$$

Si $MTTF < \infty$, on peut montrer que $[t \cdot F_i(t)]_0^{\infty} = 0$, dans ce cas :

$$MTTF = \int_0^{\infty} t F_i(t) dt \quad (\text{II.14})$$

Il est souvent plus facile de déterminer MTTF par (II.30) que par (II.33). Le temps moyen de défaillance d'un élément peut aussi être tiré en utilisant la transformation de Laplace de la fonction de fiabilité $F_i(t)$.

II.3.2. Fonction de fiabilité

Une fonction de fiabilité d'un élément est définie comme suite :

$$F_i(t) = 1 - F(t) = \Pr (T > t) \quad \text{pour } t > 0 \quad (\text{II.15})$$

Aucune modélisation explicite de charges et de résistances n'est effectuée. Les caractéristiques de fiabilité comme le taux d'échec et le temps moyen à l'échec sont déduits directement de la fonction de distribution de probabilité $F(t)$, des approches diverses peuvent être utilisées pour modéliser la fiabilité des systèmes de plusieurs composants et inclure maintenance et remplacement de composants. Quand plusieurs composants sont combinés dans un système, l'analyse est appelée une analyse de fiabilité de système.

II.3.3. État de variable et temps de défaillance

L'état d'un élément au temps t peut être représenté par l'état d'un variable $X(t)$ avec :

$$X(t) = \begin{cases} 1 & \text{si l'élément fonctionne au temps } t \\ 0 & \text{si l'élément est en défaillance au temps } t \end{cases} \quad (\text{II.16})$$

Au moment d'une défaillance d'un élément, on veut dire le temps s'écoulant lorsque cet élément est mis dans l'opération jusqu'à ce qu'il échoue pour la première fois, on met $t = 0$ comme le point de départ. Au moins dans une certaine mesure le temps de défaillance est soumis aux variations fortuites, il est donc naturel d'interpréter le temps de défaillance comme une variable aléatoire, T . Le rapport entre la variable d'état $X(t)$ et le temps de défaillance T est illustré dans l'image II.5.

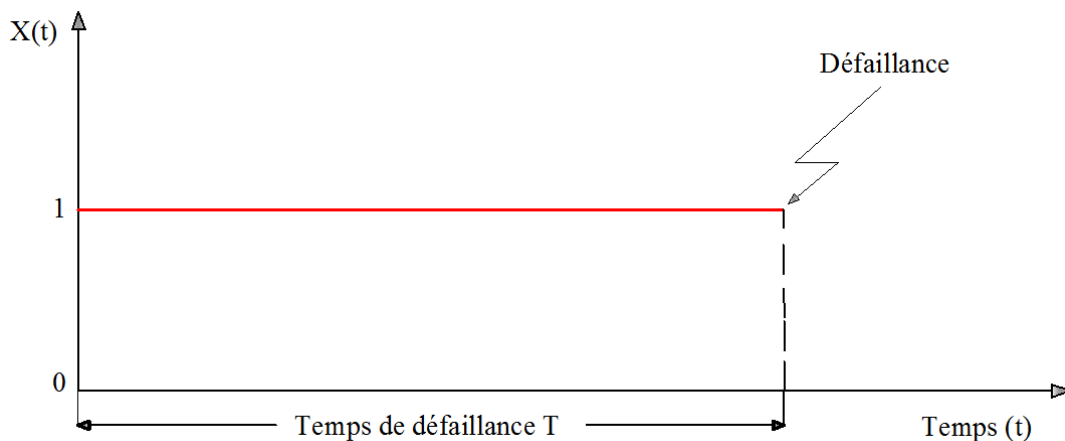


Figure II.5 : Etat de variable et temps de défaillance d'un élément (Rausand, 2004).

Notez que le temps à l'échec T n'est pas toujours mesuré dans le temps de calendrier. Il peut aussi être mesuré par des concepts de temps plus indirects, comme :

- Période de temps pour laquelle un commutateur est opéré.
- Nombre de kilomètres conduits par une voiture.
- Nombre des rotations d'un comportement.
- Nombre de cycles pour un élément périodiquement marchant.

Le temps de défaillance peut souvent être une variable discrète, une variable discrète peut cependant, être rapprochée par une variable continue. Ici, à moins que n'exposé autrement, nous supposons que le temps de défaillance T est continuellement distribué avec la fonction de densité de probabilité $f(t)$ et la fonction de distribution $F(t)$.

$$F(t) = \Pr(T \leq t) = \int_0^t f(u)du \quad \text{pour } t > 0 \quad (\text{II.17})$$

$F(t)$ indique ainsi la probabilité que l'élément échoue dans l'intervalle de temps $(0, t]$. La fonction de densité de probabilité $f(t)$ est définie comme :

$$f(t) = \frac{d}{dt} F(t) = \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{F(t + \Delta t) - F(t)}{\Delta t} = \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{\Pr(T < T \leq t + \Delta t)}{\Delta t} \quad (\text{II.18})$$

II.3.4. Fonction de taux de défaillance

La probabilité qu'un élément échouera dans l'intervalle de temps $(t, t + \Delta t]$ lorsqu'on sait que cet élément fonctionne au temps t est :

$$\Pr(t < T \leq t + \Delta t \mid T > t) = \frac{\Pr(t < T \leq t + \Delta t)}{\Pr(T > t)} = \frac{F(t + \Delta t) - F(t)}{F_i(t)} \quad (\text{II.19})$$

Lorsqu'on divise cette probabilité par la longueur de l'intervalle du temps Δt et si Δt tend vers 0, on peut avoir la fonction de taux de défaillance $z(t)$ de l'élément.

$$\begin{aligned} z(t) &= \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{\Pr(t < T \leq t + \Delta t)}{\Delta t} = \frac{\Pr(t < T \leq t + \Delta t)}{\Pr(T > t)} = \frac{F(t + \Delta t) - F(t)}{F_i(t)} \\ &= \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{F(t + \Delta t) - F(t)}{\Delta t} \frac{1}{F_i(t)} = \frac{f(t)}{F_i(t)} \end{aligned} \quad (\text{II.20})$$

Cela implique que lorsque Δt est petit :

$$\Pr(t < T \leq t + \Delta t) \approx f(t) \cdot \Delta t \quad (\text{II.21})$$

$$\Pr(t < T \leq t + \Delta t \mid T > t) \approx z(t) \cdot \Delta t \quad (\text{II.22})$$

II.3.5. Erreurs humaines et grossières

L'expérience dans beaucoup de domaines, y compris la construction des structures a montré que l'erreur brute est la cause dominante d'échec structural, la compréhension de la contribution humaine aux défaillances a grandi considérablement par les études d'accidents majeurs, le travail de Matousek, par exemple, basé sur l'enquête de 800 cas de dégâts majeurs à la construction de structures, a montré que des erreurs humaines et des erreurs brutes ont

contribué à 75-90 % d'accidents; la contribution des échecs qui peuvent être attribués à causes normalement couvertes par des analyses de fiabilité était seulement 10-25 %.

Une erreur brute peut être définie comme une erreur majeure ou fondamentale dans un certain aspect des processus de planification, la conception, l'analyse, la construction, l'utilisation ou le maintien d'une structure qui a le potentiel pour causer la défaillance (Bomel, 2001).

Des erreurs humaines peuvent être des actes individuels et peuvent être :

- actes délibérés ; procédés malhonnêtes, fraude, vol, sabotage, ..etc
- actes non-délibérés ; évident, inexpérience, négligence
- subtil ; nouveau matériel, nouveau type structural, nouvelle procédure de construction.
- faible communication, ..etc.

II.3.6. Contrôle d'erreurs dans une conception déterminée

En principe, il devrait être possible de représenter des erreurs humaines ou des erreurs brutes dans la conception en augmentant les facteurs de sécurité, on a largement montré que des petits rajustements aux facteurs de sécurité sont inefficaces dans l'atténuation des effets d'erreur humaine. L'interaction entre le facteur de sécurité et la probabilité de défaillance est illustrée dans la figure II.6, elle montre que les facteurs de sécurité sont plus grands qu'un certain niveau X, la probabilité de défaillance est en grande partie indépendante du facteur de sécurité. Il est généralement admis que la pratique courante se trouve à droite de X, comme il y a peu de preuves que les niveaux très différents de sécurité dans des pays différents mènent aux taux différents de défaillance.

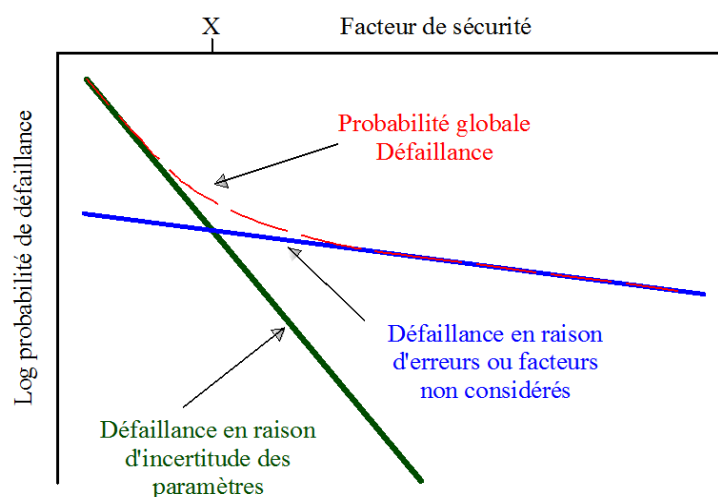


Figure II.6 : Influence de facteur de sécurité sur la probabilité de défaillance (Bomel, 2001).

II.3.7. Modèle de défaillance

Lorsque nous classifions un élément comme étant non réparable, nous sommes seulement intéressés par l'étude de l'élément jusqu'à ce que la première défaillance arrive. Dans quelques cas l'élément peut être littéralement non réparable, signifiant qu'il sera jeté par le premier échec.

Dans d'autres cas l'élément peut être réparé, plus nous ne sommes pas intéressés par ce qui se passe avec l'élément après la première défaillance. D'abord nous proposons quatre mesures importantes pour la fiabilité d'un élément non renouvelable ;

- Fonction de fiabilité $F_i(t)$
- Fonction de taux de défaillance $z(t)$
- Temps moyen de défaillance (MTTF)
- Vie moyenne résiduelle (MRL).

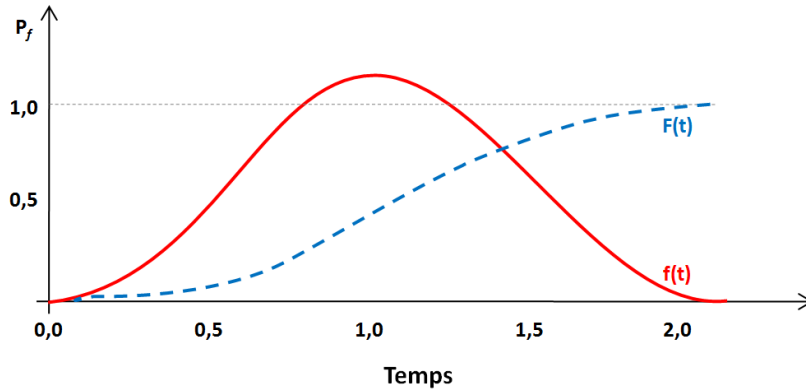


Figure II.7 : Fonction de distribution $F(t)$, fonction de densité de probabilité $f(t)$ et la fonction de fiabilité $F_i(t)$ (Rausand, 2004).

Lorsque qu'on commence avec un nouvel élément au temps $t=0$ et à ce temps $t=0$ on pose la question "Quelle est la probabilité pour que cet élément échouera dans l'intervalle $(t, t + \Delta t)$?" selon (II.21) la probabilité est approximativement égale à la fonction de densité de probabilité $f(t)$ au temps t multipliée par la longueur de l'intervalle Δt . On considère ensuite un élément qui a survécu jusqu'à le temps t et on pose la question "Quelle est la probabilité pour que cet élément échouera dans le prochain intervalle $(t, t + \Delta t)$?" cette probabilité selon (II.22) est approximativement égale à la fonction de taux de défaillance $z(t)$ au temps t multiplié par la longueur de l'intervalle Δt .

Si on met un grand nombre d'éléments identiques dans l'opération au temps $t=0$, donc $z(t)$ multipliée par Δt va nous représenter grossièrement la proportion relative des éléments fonctionnant toujours au temps t , échouant dans $(t, t + \Delta t)$.

Depuis:

$$f(t) = \frac{d}{dt} F(t) = \frac{d}{dt} [1 - F_i(t)] = -F_i'(t) \tag{II.23}$$

$$z(t) = -\frac{F_i'(t)}{F_i(t)} = -\frac{d}{dt} \ln F_i(t) \tag{II.24}$$

Lorsque $F_i(0)=1$ on aura :

$$\int_0^t z(u)du = -\ln F_i(t) \tag{II.25}$$

$$F_i(t) = \exp[-\int_0^t z(u)du] \tag{II.26}$$

La fonction de fiabilité $F_i(t)$ et la fonction de distribution $F(t) = 1 - F_i(t)$ sont donc uniquement déterminées par la fonction de taux de défaillance $z(t)$. D'après les équations (II.22) et (II.28) on peut voir que la fonction de densité de probabilité $f(t)$ peut être exprimée par :

$$f(t) = z(t) \cdot \exp\left[-\int_0^t z(u) du\right] \quad \text{pour } t > 0 \quad (\text{II.27})$$

Dans la statistique actuarielle la fonction de taux de défaillance est appelée la force de mortalité FOM (*Force Of Mortality*), ce terme a aussi été adopté par plusieurs auteurs dans les manuels de fiabilité pour éviter la confusion entre la fonction de taux de défaillance et le taux de sa présence ROCOF (*Rate Of Occurrence Of Failures*) d'un élément réparable.

II.3.8. Vie moyenne résiduelle

Considérant un élément avec temps de défaillance T , exposé à une opération dans le temps $t=0$ et qu'il se fonctionne en temps t , la probabilité de l'élément d'âge t pour qu'il se vive dans l'intervalle de longueur « x » est :

$$R(x|t) = \Pr(T > x+t | T > t) = \frac{\Pr(T > x+t)}{\Pr(T > t)} = \frac{R(x+t)}{R(t)} \quad (\text{II.28})$$

$R(x|t)$ est appelée fonction de vie conditionnelle de l'élément d'âge t , la vie moyenne résiduelle (MRL) de l'élément d'âge t est :

$$MRL(t) = u(t) = \int_0^{\infty} R(x|t) dx = \frac{1}{R(t)} \int_t^{\infty} R(x) dx \quad (\text{II.29})$$

Lorsque $t=0$, l'élément devient neuf et on va avoir $u(0) = u = MTTF$.

II.4. GENERALITE SUR LES BARRAGES POIDS

Les barrages-réservoirs poids ont une origine des plus anciennes, les premiers barrages poids étaient des murs et leur profil ressemblait à un rectangle.

- Entre XVI^{ème} et XVII^{ème} le profil des barrages Espagnols en maçonnerie se développent rapprochant du rectangle, un parement amont vertical, gradins sur le parement aval.
- Entre 1830 et 1850 des barrages d'une vingtaine de mètres de hauteur furent construits en France avec des profils divers, un parement amont était incliné et parement aval soutenu par des contreforts (Wieland et al, 2006).
- Après 1860 des profils concaves à l'aval, vertical à l'amont et une légère concavité au pied amont. Une série retentissante d'accidents (Bouzey 1884 et 1895 ; Perregaux 1927) attira l'attention des ingénieurs sur le phénomène insoupçonné des sous-pressions.

La prise en compte de cette force extérieure, conduisit à renforcer le profil jusqu'à 100 m de hauteur, le parement amont est vertical ou quasi vertical (fruit jusqu'à 5 %), pour une densité de maçonnerie ou de béton normale avoisine la valeur 2,35. Au-delà de 100 m de hauteur, et si l'on ne bénéficie d'aucun effet de voûte, des calculs poussés sont effectués (CIGB, 2000).

II.4.1. Définition de barrage

Selon le dictionnaire le Petit Larousse, le barrage comme étant un ouvrage artificiel coupant le lit d'un cours d'eau et serve à assurer la régularisation, soit à pouvoir à l'alimentation en eau des villes ou à l'irrigation des cultures, ou bien à produire de l'énergie, on opte deux types de barrages : les barrages rigides et les barrages remblai.

Un barrage rigide ou barrage-poids est une structure en béton ou en maçonnerie (selon les principes de la résistance des matériaux et la mécanique des corps déformable) de forme triangulaire (profil théorique), qui résiste à la pression de l'eau du fait de son poids (Marche, 2004). On distingue deux types de barrages selon leur principe de stabilité :

1- **Barrages poids**, résistant à la poussée de l'eau par leur seul poids. Ils peuvent être en remblais ou en béton ;

2- **Barrages voûte**, dans lesquels la plus grande partie de la poussée de l'eau est reportée sur les rives par des effets d'arc. Ils sont construits exclusivement en béton.

3- **Barrages contre fort**, est réalisé en béton, a une forme triangulaire et ses faces amont et aval sont incliné. Les contreforts conduisent les efforts jusqu'aux fondations, qui doivent être de qualité afin de supporter des sollicitations en générales élevées. Les contreforts sont construits côte à côte et sont séparés par un joint vertical. La surface de coffrage est plus importante et la mise en place du béton est ardue (Mihoubi, 2014).

4- **Barrages poids vidés**,

II.4.2. Construction des barrages en béton

La construction des barrages en béton nécessite des installations importantes qui permettent la mise en œuvre de grosses quantités de béton au minimum de temps. Souvent les installations mécaniques partiellement ou automatiquement préparant un béton de qualité très régulière.

La qualité et la durée d'un barrage dépendent avant tout de la qualité du liant et des sables et graviers utilisés, ainsi que de soins apportés à la fabrication et à la mise en place du béton, il faut par conséquent procéder avant tout à des contrôles sévères des matériaux et du béton fini, ces contrôles se font sur le chantier en étroite collaboration avec les laboratoires de l'industrie des liants (Gruner, 1944).

II.4.3. Barrage-poids en béton

C'est une structure en béton qui peut se résister aux forces imposées principalement par son propre poids contre le glissement et le renversement (Jansen, 1988). Les barrage-poids réservoirs sont souvent droits, bien qu'ils puissent parfois être incurvés pour s'adapter aux conditions du site.

Le barrage est souvent construit en blocs séparés par des joints monolithiques et des waterstops. Les joints monolithiques sont verticaux et normaux à l'axe de barrage, coupant à travers toute sa section, par conséquent, lors de l'analyse de la sécurité d'un barrage-poids en béton, un ou plusieurs blocs peuvent être supposés échoués simultanément (Zang et al, 2016).

Deux méthodes de construction pour les Barrages poids en béton sont :

- Barrage-poids en béton conventionnel (BCV)

Des barrages par convention placée de béton non armé sont caractérisés par une construction utilisant des matériaux et des techniques utilisés dans le proportionnement, le mélange, le placement, le traitement, et le contrôle de température du béton non armé. Cette technique de construction des barrages s'est développée à partir de la deuxième décennie du XX^e siècle. Elle a donné lieu à un très grand nombre d'ouvrages de toute taille et pour toutes sortes d'usages. Elle met en œuvre des bétons de granulométrie importante (jusqu'à 80 millimètres) et des dosages en ciment de l'ordre de 200 à 250 kg/m.

Les barrages en BCV sont construits par plots réalisés sous forme de blocs en béton de dimensions horizontales courantes 15 x 15 mètres nécessitant la mise en œuvre de nombreux joints de contraction, transversaux et longitudinaux à cause de la réaction d'hydratation du béton conduit pendant la prise à de fortes augmentations de température du béton et à un risque de fissuration lors du refroidissement. (Rhouzlane et Aboulhassane, 2014).

- Barrage-poids compacté au rouleau (BCR)

L'utilisation du BCR dans la construction des barrages peut être établie à partir de l'adoption du béton compacté au rouleau dans la construction de routes et comme matériau de remplissage, en passant par la première utilisation du BCR dans les barrages jusqu'au développement ultérieur de la technologie. La technique du béton compacté au rouleau s'est beaucoup développée dans les pays du nord au cours des années quatre-vingt.

Les techniques du B.C.R sont essentiellement des bétons étalés en couches minces (en pratique toujours par des bulldozers) et compactés plus énergiquement par des rouleaux vibrants que par les aiguilles de vibration classiques. Par ailleurs, le passage des rouleaux ne peut s'effectuer que sur un produit très sec. Ces deux éléments permettent d'obtenir un béton qui, à qualité et quantité égales d'agrégats et de liants a de meilleures caractéristiques mécaniques, est plus étanche dans la masse et présente moins de retrait.

Ce procédé qui permet la construction des barrages avec un mode de réalisation proche de celui utilisé pour les remblais en terre, offre en effet de nombreux avantages, le principal étant la rapidité d'exécution (Mihoubi, 1994) ; (Degoutte et al, 1998); (Goubet, 1986) et (CIGB, 2003).

Tableau II.4 : Valeurs guides du poids volumique des barrages poids en béton (DRM, 2010).

Matériau	Type de béton	Poids volumique (KN/m ³)
BCV	béton conventionnel vibré	24
BCR riche	dosé à environ 200Kg de liant/m ³	23
BCR	dosé à environ 100Kg de liant/m ³	22

Conclusion

Il est impératif qu'un projet d'ingénierie structurale doive répondre aux différents critères de performance, de bon fonctionnement, de durabilité et de sécurité. Habituellement les projets utilisent des informations de nature déterministe comme les dimensionnements, les propriétés des matériaux et les charges externes.

Actuellement et avec les outils de simulations numériques, des modèles sont appliqués sur les systèmes structuraux pour avoir des traitements complexes des différents types et niveaux d'incertitudes. L'évaluation des risques par le calcul probabiliste permet de fournir des informations utiles permettant de déterminer et quantifier le degré de fatigue d'un ouvrage sur dimensionnement inhérent d'un examen technique, et les principales sources d'incertitude qui peuvent influencer sur les décisions d'investissement sur la sécurité des ouvrages, notamment les barrages.

CHAPITRE III

ANALYSE FIABILISTE STRUCTURALES DES BARRAGES POIDS RESERVOIRS

Introduction

Une évaluation rigoureuse de la fiabilité structurale implique de prendre en compte les sources d'incertitude pouvant affecter la défaillance du composant ou du système. Cela implique clairement de prendre en compte des paramètres fondamentaux entrant dans le problème, et aussi les incertitudes qui en découlent du manque de connaissances et d'idéalisation la modélisation.

L'analyse de la fiabilité des barrages est exécutée pour quantifier la fréquence des défaillances possibles, ces dernières sont groupées selon le type de barrage, la hauteur, le type de fondation, le type de dégradation et l'âge du barrage.

Le but de l'étude de fiabilité d'un barrage est d'exécuter une évaluation quantitative de sa sécurité en termes de probabilité d'échec exprimée comme des échecs/l'année, la communauté technique est généralement perplexe devant des calculs de probabilité de défaillance du fait que l'ingénieur conçoit le plus souvent la probabilité de défaillance comme une mesure fréquentielle.

En conséquence, ce chapitre vise différentes approches par modèles fiabilistes permettant la détermination de la probabilité de défaillance d'un barrage.

III.1 PRINCIPE D'UNE ANALYSE DE FIABILITE

La stabilité des ouvrages du génie civil est placée dans un contexte incertain. En réalité, il est impossible de savoir ou prédire avec certitude la valeur des paramètres de calcul entrant dans les méthodes de vérification des ouvrages, ces paramètres peuvent correspondre à des paramètres géométriques, de résistance ou de sollicitation. Dans ce contexte, les méthodes d'analyse de fiabilité apportent une information supplémentaire par rapport à une approche déterministe classique.

Les méthodes d'analyse de fiabilité permettent de prendre en compte dans un contexte probabiliste les incertitudes associées aux données de calcul utilisées dans les justifications de la stabilité structurale des ouvrages, elles ont atteint un niveau important de développement et d'application dans le domaine industriel et dans quelques domaines du génie civil. En préalable d'une analyse de fiabilité, il convient d'analyser tous les modes de défaillance possibles afin d'identifier les causes de défaillance et les variables élémentaires (matériaux, géométrie, liaisons, actions), les composants et les systèmes de l'ouvrage en jeu. Les méthodes fiabilistes sont constituées classiquement des phases d'analyse suivantes ;

- Phase A : Choix du modèle représentatif du système ou de l'ouvrage

Cette phase est analogue à une analyse déterministe classique, elle consiste à sélectionner et modéliser les états-limites dont on veut évaluer la probabilité qu'ils soient dépassés. Cette modélisation peut être réalisée par des méthodes de stabilité à l'équilibre limite ou par des méthodes numériques aux éléments finis (MEF) ou méthodes aux différences finies. Selon l'état-limite, le résultat recherché du modèle (ou variable de sortie) peut s'exprimer en termes de contraintes, déplacements, facteur de sécurité...etc.

Une fonction de performance est finalement adoptée pour définir le critère de défaillance en fonction de la variable de sortie (par exemple : supposer la défaillance si le facteur de sécurité est inférieur à 1) ;

- Phase B : Quantification des sources d'incertitudes

Cette phase consiste à identifier les variables d'entrée du modèle de la phase précédente considérées comme incertaines et leur attacher un modèle probabiliste. Il s'agit d'analyser et caractériser, par des lois de probabilité, des variables aléatoires intervenant dans chacun de ces états-limites : les variables de sollicitation et de résistance. Par exemple, pour l'état-limite de résistance à l'effort tranchant d'un barrage-poids, on peut considérer comme incertain et modéliser comme variable aléatoire : le niveau de la retenue en période de crue, le coefficient d'efficacité du dispositif de drainage, le poids volumique et les paramètres de résistance au cisaillement des matériaux ;

- Phase C : Propagation des incertitudes

Cette phase vise à évaluer l'aléa de la réponse (ou paramètres de sortie) du modèle vis-à-vis du critère de défaillance considéré, elle consiste à prendre les variables aléatoires déterminées en phase B (variables d'entrée) et les introduire dans le modèle d'évaluation d'état-limite de phase A de manière à obtenir une distribution probabiliste de la variable de sortie du modèle d'état-limite (par exemple : une distribution probabiliste du facteur de sécurité).

Les méthodes généralement utilisées pour cette étape se basent sur des méthodes de simulations de Monte-Carlo ou sur des méthodes d'approximation de la surface d'état-limite, telles que les méthodes *FORM*, *SORM* (Carvajal et al, 2016).

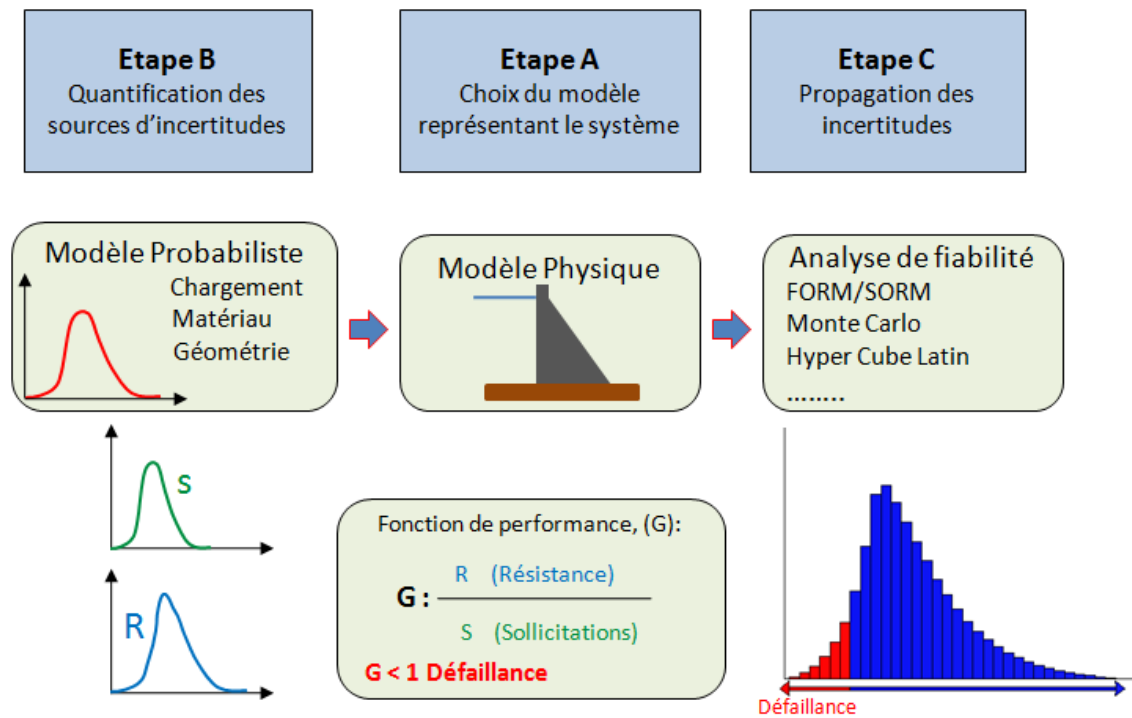


Figure III.1 : Illustration de la démarche générale d’une analyse de fiabilité (Carvajal et al, 2016).

III.1.1. Théorie de fiabilité structurale

L'analyse de la sécurité d'un élément de structure nécessite de fixer un critère qui permet de séparer deux volets à savoir :

- Le domaine de ruine ou de défaillance (F) ;
- Le domaine de sécurité (S).

Pour préciser ces deux espaces, il faut définir le mode de défaillance de l'élément, celui-ci peut être un déplacement excessif, une contrainte supérieure à une valeur de référence, ou plus simplement lorsque la sollicitation S est supérieure à la résistance R. Dans tous les cas cela passe par la définition d'un état limite, puisque le mode de défaillance s'exprime en termes d'écart entre une réalisation d'un état mécanique de l'élément et une réalisation d'un état ultime de résistance (Duprat et Schoefs, 2009).

La fiabilité structurale est formulée en termes d'un vecteur de variables aléatoires de système structural, $X = \{X_1, X_2, \dots, X_n\}$, où $\{X_1, X_2, \dots, X_n\}$ sont les variables aléatoires de base qui peuvent décrire les charges, les dimensions structurales de système, matières et ces caractéristiques et les propriétés de la section (Broniatowski et HermannKom, 2014) et (Thoft-Christensen et Baker, 1982) et (Raj, 1995). Une fonction d'état limite, $g(X) = 0$ décrit le fonctionnement du système en termes des variables aléatoires de base X, soit R la résistance du matériau constitutif de la structure et S les sollicitations (charges) exercées sur la structure. On peut écrire la marge de sécurité M et g la fonction d'état limite sous la forme générale :

$$M = g(X) = g(R, S) \tag{III.1}$$

Lorsqu'en se plaçant dans l'espace physique, espace formé par R et S, on remarque que la fonction d'état limite permet de diviser l'espace physique en trois domaines (voir figure III.2) :

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

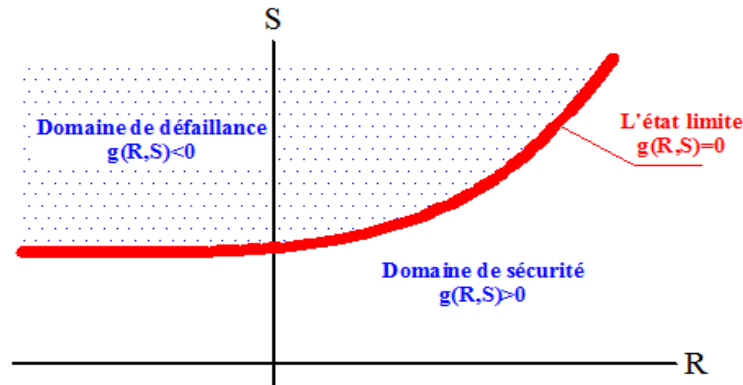


Figure III.2: Domaine de défaillance, état limite et domaine de Sécurité en 2D (Ballière et al, 2012) et (Westberg, 2010).

La fiabilité d'une structure est définie comme suite :

$$P_s = 1,0 - P_f \tag{III.2}$$

Où P_f et P_s sont respectivement, la probabilité de défaillance et de sécurité d'un événement. Pour un format plus favorable, la fiabilité est généralement exprimée en termes d'un indice de fiabilité (parfois appelé indice de sécurité) β (Bomel, 2001).

A partir d'une fonction d'état limite et des lois de probabilité associées aux variables aléatoires, on peut connaître la probabilité P_f de se trouver dans le domaine de défaillance selon la formule (III.3) :

$$P_f = P[g (R , S) < 0] = P(R - S < 0) \tag{III.3}$$

$$\Rightarrow P_f = P[g (X) < 0] = P(X < 0)$$

Si les fonctions de densité de probabilité sont connues ou peuvent être estimées avec précision, la fiabilité ou la probabilité de la performance et de sécurité (P_s) qui peut être exprimée par :

$$P_s = 1,0 - P_f = P(R > S)$$

$$= P(R - S > 0) = \iint_{R>S} f_{R,S}(r,s) dr ds \tag{III.4}$$

On donne :

$f_R(r)$ et $f_S(s)$ sont respectivement les fonctions de densité de probabilité de R et de S et $f_{R,S}(r,s)$ est leurs fonctions d'articulation de densité de probabilité (Estes, 1997).

Si une valeur de charge supplémentaire ds est considérée, la probabilité de la valeur de charge pour tomber dans l'intervalle ds et la probabilité de la valeur de résistance supérieure à la valeur de la charge donne la fiabilité de ces segments dP_s qui peuvent être exprimés comme suite :

$$\begin{aligned}
 dP_S &= f_S(s) ds \int_S^\infty f_R(r) dr \\
 &= f_S(s) d[1 - F_R(s)]
 \end{aligned}
 \tag{III.5}$$

F_R fonction de répartition de R et $f_R(r)$ est représentée comme la zone A_r sur la figure III.3. Le terme $f_S(s)ds$ est représenté par la zone A_s (figure III.3). Étant donné que la fiabilité d'un composant implique la probabilité de résistance d'être supérieure à la charge, la sécurité totale P_S est exprimée en tant que :

$$\begin{aligned}
 P_S &= \int dP_S = \int_{-\infty}^\infty f_S(s) \left[\int_S^\infty f_R(r) dr \right] ds \\
 &= \int_{-\infty}^\infty f_S(s) [1 - F_R(s)] ds
 \end{aligned}
 \tag{III.6}$$

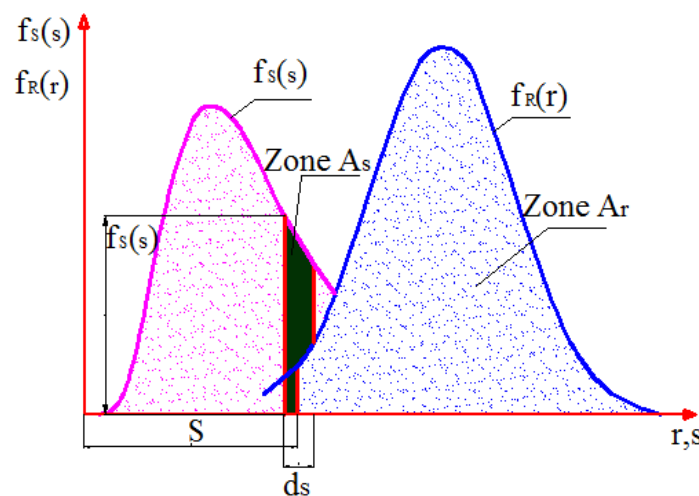


Figure III.3: Fiabilité différentielle d'une structure fondée sur les distributions de charges et de résistances (Estes, 1997).

III.1.2. Classes de fiabilité

Le tableau III.1, présente les classes de fiabilité (RC) peuvent être définies par le concept d'indice de fiabilité. Trois classes de fiabilité RC1, RC2 et RC3 peuvent être associées aux trois classes de conséquences CC I, CC2 et CC3.

Tableau III.1 : Valeurs minimales recommandées pour l'indice de fiabilité (Eurocode, 1990)

Classes de fiabilité	Valeurs minimales de l'indice de fiabilité	
	Période de référence de 1 an	Période de référence de 50 ans
RC3	5,2	4,3
RC2	4,7	3,8
RC1	4,2	3,3

III.1.3. Classe de conséquences de fiabilité

Aux fins de la différenciation de la fiabilité, les classes de conséquences (CC) peuvent être établies en considérant les conséquences d'une défaillance ou d'un dysfonctionnement de la structure comme indiqué ci-contre :

Tableau III.2 : Définition des classes de conséquences (Eurocode, 1990)

Classes de conséquences	Description	Exemples de bâtiments et de civils
CC3	Haute conséquence pour la perte de vie humaine ou économique, sociale ou environnementale, les conséquences de défaillance sont élevées	Conséquences très grandes par exemple ; salle de concert.
CC2	Conséquence moyenne pour la perte de vie humaine, économique, sociale ou environnementale, les conséquences de défaillance sont considérables et de taille moyenne	Conséquences moyennes par exemple ; résidence, immeubles de bureaux.
CC1	Faible conséquence pour la perte de vie humaine ou économique, sociale ou environnementale, conséquences petites ou négligeables.	Conséquences négligeables bâtiments agricoles où les gens font ne font pas une partie de stockage par exemple ; bâtiment agricole, serres

III.2. CALCUL DE L'INDICE DE FIABILITE

L'interprétation géométrique de l'indice de fiabilité β , lorsqu'en se plaçant dans un espace normalisé correspondant à l'espace physique, on peut alors représenter géométriquement β comme la distance entre l'origine O de l'espace normalisé et la courbe d'état limite. Le point de l'état limite ainsi identifier est appelé point de fonctionnement Z (Ballière et al, 2012).

En effet, plus l'indice de fiabilité est élevé, plus la probabilité de défaillance est faible et par conséquent, plus la structure est fiable (figure III.4).

B étant la distance entre la moyenne et le point de défaillance (M = 0) en unités d'écart type (figure III.5) donc c'est la valeur la plus probable de défaillance (Moss, 2013).

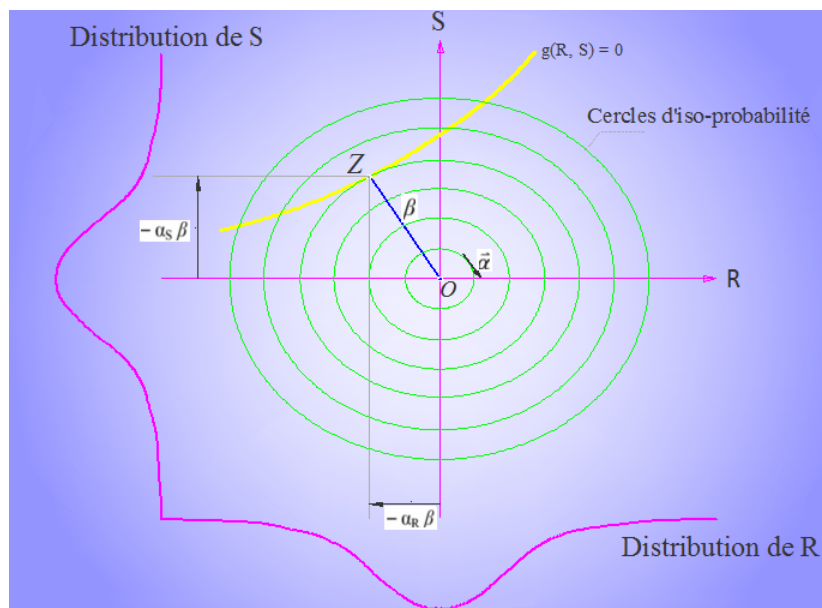


Figure III.4: Représentation géométrique de l'indice de fiabilité β , du point de fonctionnement zo et des cosinus directeurs α (Ballière et al, 2012).

On note $\vec{\alpha}$ le vecteur unitaire portant (zo) :

$$ZO = \beta \vec{\alpha} = \begin{pmatrix} \beta & \alpha_R \\ \beta & \alpha_S \end{pmatrix} \quad (III.7)$$

Les composantes α_R et α_S de $\vec{\alpha}$ sont appelées cosinus directeurs, elles donnent le poids relatif de chacune des variables sur l'indice de fiabilité β .

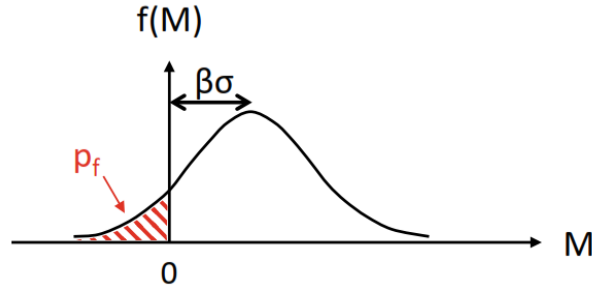


Figure III.5 : Distribution de M avec la probabilité de défaillance P_f où $M \leq 0$. La distance entre le point de défaillance, $M = 0$ et la moyenne valeur (μ) est de β en unités de standard écart type (Moss, 2013).

On peut également mesurer la sensibilité de cet indice aux variations de la moyenne μ (respectivement de l'écart-type σ) de R ou de S en étudiant leur coefficient de sensibilité S_m (Ditlevsen et Madsen, 2005).

$$S_m = \frac{\mu \partial \beta}{\beta \partial \mu}, S_s = \frac{\sigma \partial \beta}{\beta \partial \sigma} \quad (III.8)$$

La formule générale de cet indice au point de conception est :

$$\beta = \left[\frac{\nabla^*}{|\nabla^*|} \right] \mu^* \quad (III.9)$$

μ^* : limite de l'état de fonction ;

∇^* : Gradient.

L'ordre de grandeur de la probabilité de défaillance étant très faible, on traduit généralement cette valeur en β , que l'on calcule à partir de la probabilité de défaillance selon :

$$\begin{aligned} P_s &= 1,0 - P_f \\ &= 1,0 - \Phi \frac{\mu_R - \mu_s}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_s^2}} \\ &= 1,0 + \Phi (-\beta) \\ \Rightarrow \beta &= -\Phi^{-1} P_f \end{aligned} \quad (III.10)$$

avec :

σ^2 : est la variance.

Φ : distribution normale standard.

On représente en figure III.6, la relation entre la probabilité de défaillance P_f et l'indice de fiabilité β .

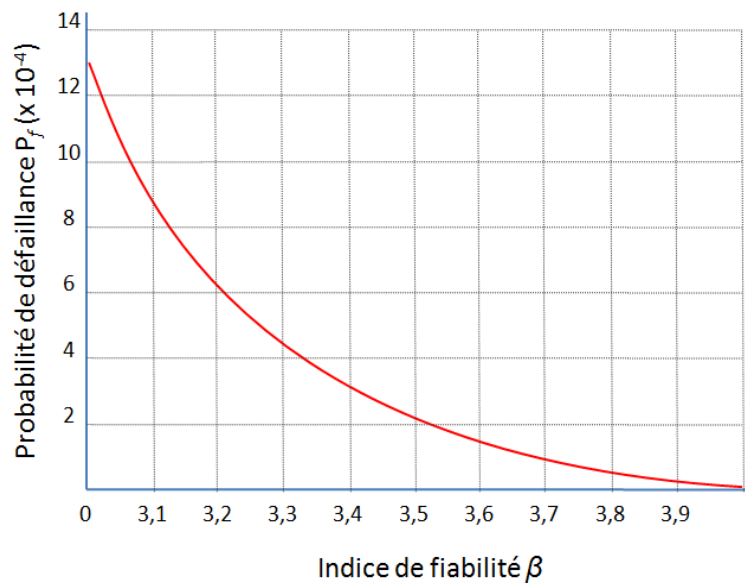


Figure III.6 : Courbe de la probabilité de défaillance P_f en fonction de l'indice de fiabilité β (Ballière et al, 2012).

L'indice de fiabilité β est alors donné par la distance entre l'origine O de l'espace normalisé et cette surface, on en déduit la probabilité de défaillance :

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (\text{III.11})$$

Il existe de ce fait plusieurs indices adaptés à différents types de surface de défaillance.

III.2.1. Indice de Cornell

Cet indice a été introduit par Cornell (1969), il est adapté à une surface de défaillance hyperplan, il est défini en termes de marge de sécurité M à partir de la valeur moyenne $E[M]$ et de l'écart type $Var(M)$, $M = (X)$ ou X est le vecteur des variables de base, g la fonction de défaillance du modèle étudié et $Var(M)$ est la variance de la marge de sécurité. On fixe comme critère de défaillance $M = g(X) \leq 0$.

L'indice de Cornell est défini par :

$$\beta_c = \frac{E(M)}{\delta(M)} \quad (\text{III.12})$$

Si la fonction d'état limite $g(X)$ est linéaire, alors $E(M)$ et $Var(M)$ peuvent être calculées facilement en fonction des caractéristiques des variables de base. Dans le cas où $g(X)$ n'est pas linéaire, Cornell suggère de l'approcher par son développement de Taylor au premier ordre au point moyen, cette évaluation ne nécessite pas la connaissance des deux premiers moments des variables aléatoires.

On peut également avoir recours aux simulations de Monte-Carlo pour des formes complexes et non explicites de la fonction de défaillance $g(X)$. Pour un nombre relativement restreint de simulations, on obtient en général de bonnes estimations de $E(M)$ et de $Var(M)$ (Broniatowski et HermannKom, 2014).

III.2.2. Indice de Hasofer-Lind (1974)

Cet indice a été introduit en 1974 par Hasofer et Lind, ils ont proposé une définition basée sur l’interprétation géométrique de β_C ; En effet, l’indice de Hasofer-Lind est considéré comme la plus petite distance de l’origine jusqu’à la surface de défaillance dans l’espace standard, l’espace des variables normales, centrées, réduites et indépendantes. Dans ce nouvel espace, la transformation s’écrit alors $Y = A (X - E(X))$ ou A est déterminée par $AC_x A^t = Id$ d’après des techniques d’algèbre linéaire, avec $E(Y) = 0$ et $C(Y) = Cov (Y, Y^t) = Id$ et x^t est la variable transformée. On a donc :

$$\beta_{HL} = \frac{Min}{g(x) = 0} (x^t x)^{1/2} \tag{III.13}$$

$$\beta_{HL} = \frac{Min}{g(y) = 0} \left[(y - E(Y))^t C_Y^{-1} (y - E(Y)) \right]^{1/2} \tag{III.14}$$

Il est à noter que le point x^* solution du problème $Min (x^t x)^{1/2}$ est fondamental dans l’étude des méthodes FORM et SORM, il est appelé *Design point* ou point de conception de la structure, il s’agit du point appartenant à la surface de défaillance pour lequel la densité conjointe des variables est la plus élevée, c’est le point de défaillance le plus probable de la structure (Broniatowski et HermannKom, 2014).

III.2.3. Indice de Fiabilité Généralisé

La principale fonctionnalité d’un indice de fiabilité est de permettre la comparaison en termes de fiabilité de différentes structures, ou l’indice de Hasofer-Lind ne prend pas en compte les courbures de la surface de défaillance au point de conception. Cette négligence peut ainsi mener à des comparaisons erronées et non satisfaisantes.

C’est pourquoi un nouvel indice de fiabilité généralisé β_G a été développé, il est beaucoup plus précis. Il s’agit en effet d’une fonction de la probabilité de défaillance exacte lorsque les variables sont indépendantes, centrées et réduites. Pour cela, on calcule une mesure de la fiabilité K en intégrant une fonction de poids (choisie comme étant la densité gaussienne standard φ_n) sur le domaine de la fiabilité S du modèle.

$$K = \int_S \varphi_n dS \tag{III.15}$$

L’indice de fiabilité β_G est ainsi une fonction monotone croissante de la fiabilité avec une probabilité P_f est égale à $1-K$.

$$\beta_G = \varphi^{-1}(K) = -\varphi^{-1}(P_f) \tag{III.16}$$

La relation entre l’indice de fiabilité et la probabilité de défaillance peut être estimée par le tableau suivant :

Tableau III.3 : Relation entre l’indice de fiabilité β et la probabilité de défaillance P_f (Eurocode, 1990)

β	1	1,28	2,32	3,09	3,5	3,72	4	4,27	4,5	4,75	5,20
P_f	0,16	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	$2,3 \times 10^{-4}$	10^{-4}	$3,2 \times 10^{-5}$	10^{-5}	$3,4 \times 10^{-6}$	10^{-6}	10^{-7}

III.3. METHODES DE CALCUL DE FIABILITE DE DEUXIEME NIVEAU

Pour résoudre un problème de fiabilité, une approche peut être mise en avant, ils existent les méthodes de niveau II dans lequel la forme de l'état limite est essentielle, ce qui implique de disposer l'écriture explicite de cet état limite, où par défaut par approximation. Cette probabilité peut être estimée par des méthodes analytiques du type *FORM* (*First Order Reliability Method*) et *SORM* (*Second Order Reliability Method*). Comme on a vu, la fiabilité est définie comme la probabilité d'une fonction de performance $g(X)$ supérieure à zéro, c'est-à-dire $P_{g(X) > 0}$, en d'autres termes, la fiabilité est la probabilité que les variables aléatoires $X = (X_1, X_2, \dots, X_n)$ seront dans la région sûre et qu'elle est définie par $g(X) > 0$.

La probabilité de défaillance est définie comme la probabilité $P_{g(X) < 0}$, c'est-à-dire la probabilité que les variables aléatoires $X = (X_1, X_2, \dots, X_n)$ seront dans la région d'échec et qu'elle est définie par $g(X) < 0$ (Amini et al, 2021), (Du, 2005) et (Moss, 2013).

Si le conjoint de X est $f_s(X)$, la probabilité de défaillance est évaluée avec l'intégrale :

$$P_f = [P(g(X) < 0)] = \int_{g(x) < 0} f_x(x) dx \quad (\text{II.17})$$

La fiabilité est calculée par :

$$F_i = 1 - P_f = [P(g(X) > 0)] = \int_{g(x) > 0} f_x(x) dx \quad (\text{II.18})$$

L'idée de base de méthode de fiabilité de premier ordre *FORM* et méthode de fiabilité de deuxième ordre *SORM* est d'atténuer les difficultés de calcul en simplifiant l'intégrale $f_x(X)$ et approximant la fonction de performance $g(X)$. Par une simplification et l'approximation, des solutions aux formules II.16 et II.17 seront facilement obtenu (Du, 2005).

III.3.1. Méthode de fiabilité du premier Ordre / *First Order Reliability Method* (*FORM*)

Le nom de la méthode de fiabilité de premier ordre (*FORM*) vient du fait que la fonction de performance $g(X)$ est approximée par l'expansion de Taylor de premier ordre (linéarisation) (Du, 2005). Elle simplifie la relation fonctionnelle et atténue la complexité du calcul de la probabilité de défaillance, comme cela est implicite, les entrées et les sorties sont exprimées sous forme de moyenne et d'écart-type (Choi et al 2007).

Les intégrations de probabilités dans les formules II.16 et II.17 sont visualisés avec un bidimensionnel cas de la Fig. III.7 qui montre le conjoint de X représenté par $f_x(X)$, et ses contours, qui sont des projections de la surface de $f_x(X)$ sur le plan X_1 - X_2 . Tous les points sur le contour ont les mêmes valeurs de $f_x(X)$ ou la même densité de probabilité.

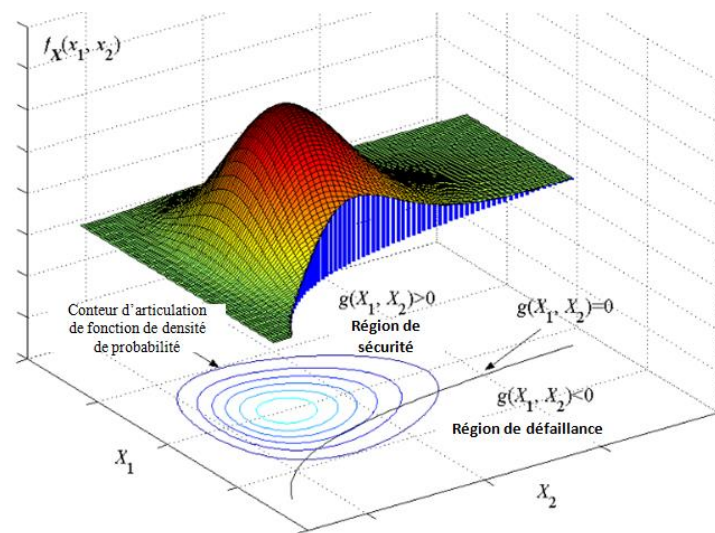


Fig. III.7 : Graphe d'illustration de l'intégration de probabilité (Du, 2005).

Imaginant que la surface de l'intégrale $f_x(X)$ forme une colline, si cette dernière étant coupée par un couteau qui a une lame en forme de courbe $g(X) = 0$, la colline serait divisée en deux parties. Si la partie du côté de $g(X) < 0$ a été enlevé, la partie gauche serait du côté de $g(X) > 0$ comme le montre la figure III.6 Le volume gauche est l'intégration de probabilité dans la formule III.16, ce qui représente la fiabilité, en d'autres termes, la fiabilité est le volume en dessous $f_x(X)$ du côté de la région sûre $g(X) > 0$. Bien sûr, la probabilité de défaillance sera le volume en dessous de $f_x(X)$ sur le côté de la région d'échec $g(X) < 0$, la partie supprimée.

Pour bien expliquer la région d'intégration, les contours de l'intégrale $f_x(X)$ et les frontières d'intégration $g(X) = 0$ sont reportées dans l'espace des variables aléatoires (espace X) sur la figure III.8, qu'est le plan X_1 - X_2 , l'intégration pour la fiabilité est effectuée dans la région où $g(X) > 0$ tandis que l'intégration de la probabilité de défaillance est effectuée dans la région où $g(X) < 0$.

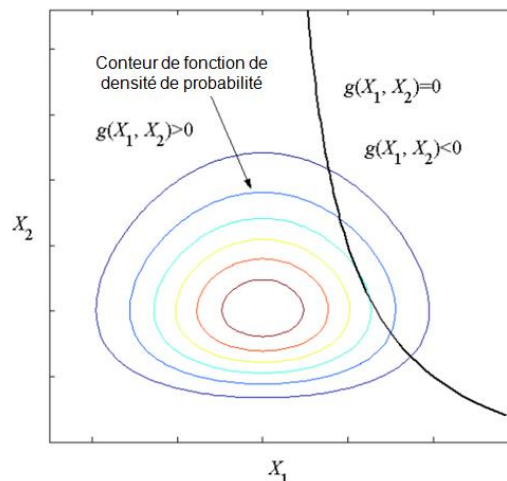


Fig. III.8 : intégration de probabilité dans l'espace X (Du, 2005).

La procédure de fiabilité de premier ordre est décrite par trois (03) étapes qui sont comme suit :
 1^{er} étape : il faudrait transformer l'espace d'origine des variables de base en un espace gaussien standard, appelé le U-espace.

2^{ème} étape : il faut ensuite rechercher le fameux point de conception (*Design Point*) dans le nouvel espace.

3^{ème} étape : il faut enfin approcher la surface de défaillance en ce point pour obtenir une approximation de la probabilité recherchée (Broniatowski et HermannKom, 2014).

III.3.1.1. Transformation vers l'espace normale (Gaussien) standard et linéarisation de la fonction d'état limite

La définition de l'indice de sécurité par Hasofer–Lind (1974) considère que toutes les variables doivent être indépendantes de variables normales standard. Pour les distributions normales la transformation de x_i vers une variable normale standard y_i est donnée par :

$$y_i = \frac{x_i - \mu_{x_i}}{\sigma_{x_i}} \quad (\text{III.19})$$

Cette transformation affecte également la fonction d'état limite qui devient :

$$M = g(x) = 0 \rightarrow g(y) = 0 \quad (\text{III.20})$$

La simplification est réalisée en transformant les variables aléatoires de leur espace d'origine aléatoire vers un espace normal standard. L'espace contenant des variables aléatoires $X = (X_1, X_2, \dots, X_n)$ est appelé espace-X.

L'espace transformé est appelé espace-Y, toutes il contient les variables aléatoires transformés $Y = (Y_1, Y_2, \dots, Y_n)$ suivant une distribution normale standard (Du, 2005).

Les méthodes qui utilisent uniquement les informations des deux premiers moments (la valeur moyenne et l'écart type) sont généralement dénommées méthodes de deuxième moment.

Dans cette méthode, la distribution non normale est incluse dans l'analyse, cela peut être obtenu par transformation de la distribution non normale à une distribution normale équivalente, le réel et l'approximatif de la fonction de densité et la cumulative de distribution sont donnés par les formules suivantes :

$$\begin{aligned} F_x(x^*) &= \Phi\left(\frac{x^* - \mu_y}{\sigma_y}\right) \\ f_x(x^*) &= \frac{1}{\sigma_y} \varphi\left(\frac{x^* - \mu_y}{\sigma_y}\right) \end{aligned} \quad (\text{III.21})$$

avec ;

Φ : distribution normale standard

φ : fonction de densité de probabilité normalisée.

III.3.2. Méthode d'approximation du Second Ordre / *Second Order Reliability Method (SORM)*

Les problèmes liés à cette approche c'est que l'indice de fiabilité va dépendre du choix de point de linéarisation qu'il n'est pas encore invariant. Hasofer et Lind (1974) ont suggéré la linéarisation de la fonction d'état limite dans le soi-disant « **Point de conception** » dans l'espace normal standard. Dans cet espace normal standard, chaque variable à zéro moyenne et écart-type. L'indice de fiabilité est donc défini comme :

$$\beta = \min \left(\sum_{i=1}^n y_i^2 \right)^{1/2} \tag{III.22}$$

avec,

y_i : coordonnées de n'importe quel point appartient à la fonction d'état limite dans l'espace normal (Westberg, 2010) (Zang et al, 2016).

Le point donnant le minimum de l'indice de fiabilité β est le point de conception y^* est donné par la formule (III.22) :

$$y^* = -\alpha_i \beta \tag{III.23}$$

Ce point de conception représente le point de plus grande densité de probabilité de défaillance et la zone de la surface de défaillance la plus proche de y^* donne la plus grande contribution à contenu la probabilité totale de la région défaillante.

$$(\alpha_1^2 + \alpha_2^2 + \dots + \alpha_n^2)^{1/2} = 1 \tag{III.24}$$

α_i sont les cosinus directeurs pour le point de conception (figure III.9)

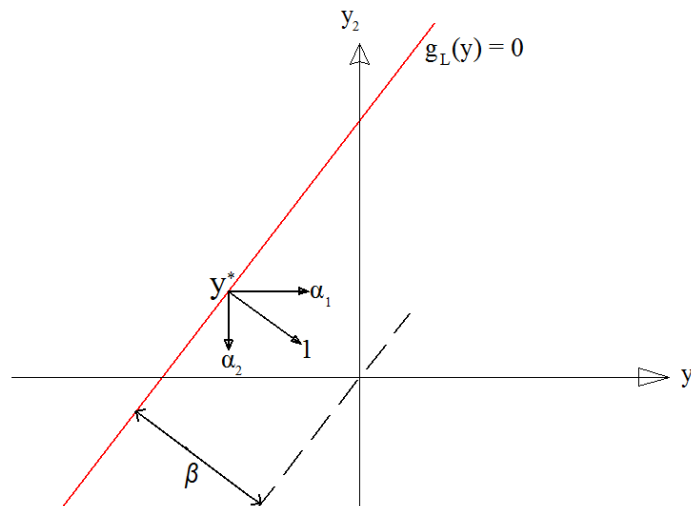


Figure III.9 : Cosinus de direction α_i du point de fonction d'état limite (Westberg, 2010).

Lorsque la fonction d'état limite est différentiable, les facteurs de sensibilité peuvent être calculés comme suite :

$$\alpha_i = \frac{\frac{\delta g}{\delta y_i}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{d g}{\delta y_i} \right)^2}} \tag{III.25}$$

avec :

n : nombre des variables de la fonction d'état limite

$\delta g / \delta y_i$: est la dérivée partielle de la fonction d'état limite transformée $g(y)$ pour variable normalisée.

y_i : étant un processus itératif est effectué pour déterminer l'indice de sécurité et les facteurs de sensibilités.

Tout d'abord, d'un point de conception est supposé. Ensuite, les facteurs de sensibilité sont déterminés par la formule (III.9) et l'indice de sécurité est calculé à partir :

$$g(\beta \cdot \alpha_1, \beta \cdot \alpha_2, \dots, \beta \cdot \alpha_n) = 0 \quad (\text{III.26})$$

Ensuite, le nouveau point de conception est donné par : $y^* = \beta \cdot \alpha$ et l'itération continue jusqu'à ce qu'il converge. L'indice de sécurité de Hasofer-Lind est invariant à la définition de la fonction d'état limite. D'après la description ci-dessus, β est la distance minimum à partir de l'origine à l'hyperplan $g(y)$ et α_i donne la direction de la normale à l'hyperplan au point de conception y^* .

L'équation tangente de l'hyperplan $g_L(y)$ de la surface de défaillance transformée $g(y)$ par le point de conception est donc donné par :

$$g_L(y) = \beta + \sum_{i=1}^n y_i \alpha_i \quad (\text{III.27})$$

III.4. METHODES DE CALCUL DE FIABILITE DE TROISIEME NIVEAU

Comme on a vu, les méthodes pour mesurer la fiabilité d'une structure peuvent être divisées en quatre niveaux, le niveau III englobe une analyse complète du problème et impliquant une intégration de la fonction de densité de probabilité, les variables aléatoires sont étendues au domaine de sécurité.

Les méthodes de niveau III sont les plus générales dans les techniques de fiabilité. L'approche consiste à obtenir une estimation de l'intégrale par des moyens numériques. La complexité de l'intégrale signifie que des méthodes numériques, plutôt qu'analytiques, sont utilisées (Reeve, 2010). Il existe deux techniques largement utilisées :

- 1- Intégration de Monte-Carlo (MCI).
- 2- Simulation de Monte-Carlo (MCS).

La première technique peut être utilisée s'il existe une forme analytique fermée, la distribution de probabilité de la fonction de fiabilité et une région de défaillance qui est bien définie en termes de variables de base. Comme illustré à la figure III.10 pour le cas bidimensionnel, l'intégration de Monte-Carlo évalue la fonction à un échantillon aléatoire de points, et estime son intégrale basée sur cet échantillon aléatoire.

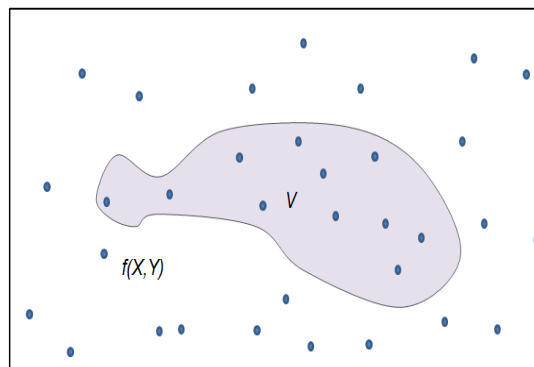


Figure III.10: Illustration de l'intégration de Monte Carlo (Reeve, 2010).

La fonction $f(x, y)$ est évaluée à des points espacés de manière aléatoire dans un volume « V » défini dans l'espace x, y . Seuls les points situés dans le volume V pour lequel $G < 0$ sont utilisés.

Le choix du volume dans ce cas pourrait être considérablement réduit à améliorer l'efficacité du processus.

x_i pour $i=1, 2, \dots, N$, sont des points aléatoires uniformément répartis dans le volume multidimensionnel V pour lequel $G < 0$ (Reeve, 2010).

La deuxième technique de Monte Carlo offre un moyen puissant pour évaluer la fiabilité d'un système, grâce à la flexibilité de modélisation qu'il offre indifféremment du type et dimension de problème. Elle est basée sur la répétition d'échantillonnage du système, toutefois le nombre des réalisations à simuler est grand dans la commande, une précision acceptable pour estimer la probabilité de défaillance (Zio, 2012).

III.4.1. Simulation de Monte Carlo (MCS)

La simulation Monte Carlo est une technique mathématique informatisée qui permet de tenir compte du risque dans l'analyse quantitative et la prise de décision. L'application de cette technique sur des problèmes d'analyse structurale est relativement récente, elle était qu'avec l'avènement des ordinateurs numériques. C'est un puissant outil mathématique pour déterminer la probabilité approximative d'un événement spécifique qui est le résultat d'une série de processus stochastiques (Choi et al 2007).

Depuis son inauguration durant la Deuxième Guerre mondiale, la simulation Monte Carlo a servi à modéliser toute une variété de systèmes physiques et conceptuels.

III.4.2. Mode de fonctionnement de la méthode MCS

La simulation Monte Carlo procède à l'analyse du risque par élaboration de modèles de résultats possibles, en substituant une plage de valeurs (une distribution de probabilités) à tout facteur porteur d'incertitude.

Dans cette méthode on procède par un calcul et recalcul, suivant le nombre d'incertitudes et les plages spécifiées pour les représenter, une simulation Monte Carlo peut impliquer pour être complète des milliers ou même des dizaines de milliers de calculs et recalculs.

Grâce aux distributions de probabilités, les variables peuvent avoir différentes probabilités d'issues distinctes. Les distributions de probabilités décrivent l'incertitude de manière beaucoup plus réaliste dans les variables d'une analyse de risque.

Ce type de méthode dépend généralement d'un nombre de paramètres d'entrée, qui, lorsqu'ils sont traités dans le modèle des formules mathématiques, résulte en un ou plus de sorties (Raychaudhuri, 2008).

Considérons par exemple le problème de l'intégration numérique. Il s'agit d'approcher :

$$I = \int_0^1 g(x) dx \quad (\text{III.28})$$

Diverses méthodes classiques de type déterministe existent : rectangles, trapèzes, Simpson et I est approximé par une somme de la forme :

$$\sum_{i=0}^n W_i g(x_i) \quad (\text{III.29})$$

Avec :

$$\sum_{i=0}^n W_i = 1, \text{ et } (x_i)_{0 \leq i \leq n} \text{ est bien choisie dans } [0,1]$$

La méthode de Monte-Carlo consiste à écrire cette intégrale sous la forme :

$$I = E [g(U)] \quad (\text{III.30})$$

Où U est une variable aléatoire suivant une loi uniforme sur $[0; 1]$ et à utiliser la loi des grands nombres : si (U) est une suite de variables aléatoires indépendantes et de loi uniforme sur $[0; 1]$ (Elie et Lapeyre, 2001), alors:

$$\frac{1}{n} \sum_{i=0}^n g(U_i) \quad (\text{III.31})$$

En d'autres termes, si $u_1, u_2, u_3, u_4, \dots, u_n$ sont des nombres tirés au hasard dans $[0; 1]$,

$$\frac{1}{n} [g(u_1) + g(u_2) + g(u_3) + \dots + g(u_n)], \text{ est une approximation de } I = \int_0^1 g(x) dx.$$

Donc des tirages aléatoires sont effectués et l'évaluation de la réponse de la structure est effectuée pour chaque jeu de données. Il existe plusieurs variantes de ces méthodes, visant à optimiser les stratégies de tirs dans le but de réduire le coût de calcul lié essentiellement au nombre d'appels du code de calcul aux éléments finis (Shali, 2007).

Cette technique reproduit le fonctionnement d'un système réel par le biais d'une méthode analytique et analyse les effets des variations des entrées sur les sorties du système. Elle comprend six éléments clés (Zwingmann, 2005) et (Choi et al 2007):

- 1- définir le problème en termes de variables aléatoires de conception ;
- 2- identifier les caractéristiques probabilistes de toutes les variables aléatoires en termes de fonction de densité de probabilité et des paramètres associés (moyenne et écart type) ;
- 3- générer des valeurs pour ces variables aléatoires ;
- 4- évaluer le problème déterministe pour chaque ensemble de données ;
- 5- conclure sur la probabilité de défaillance du produit, c'est-à-dire, évaluer la probabilité de défaillance et déterminer la moyenne et l'écart type des variables de sortie du problème
- 6- déterminer la précision de la simulation.

Ces méthodes sont essentiellement les processus qui sont utilisés pour estimer l'échantillonnage de la probabilité de défaillance d'une structure.

La méthode est utile pour obtenir des solutions numériques pour les problèmes compliqués à résoudre analytiquement. L'échantillonnage de l'hyper cube latin peut être considéré comme une alternative à la simulation Monte-Carlo.

N_f : nombre de cycles de simulation dans laquelle la structure est en défaillance et N : est le nombre total de cycles de simulation, la probabilité de défaillance P_f est exprimée par :

$$P_f = \frac{N_f}{N} \tag{III.32}$$

La variance de cette probabilité est :

$$\text{Var}(\overline{P}_f) = \frac{(1-\overline{P}_f) \overline{P}_f}{N} \tag{III.33}$$

Le coefficient de variation est :

$$\delta(\overline{P}_f) = \frac{1}{\overline{P}_f} \sqrt{\frac{(1-\overline{P}_f) \overline{P}_f}{N}} \tag{III.34}$$

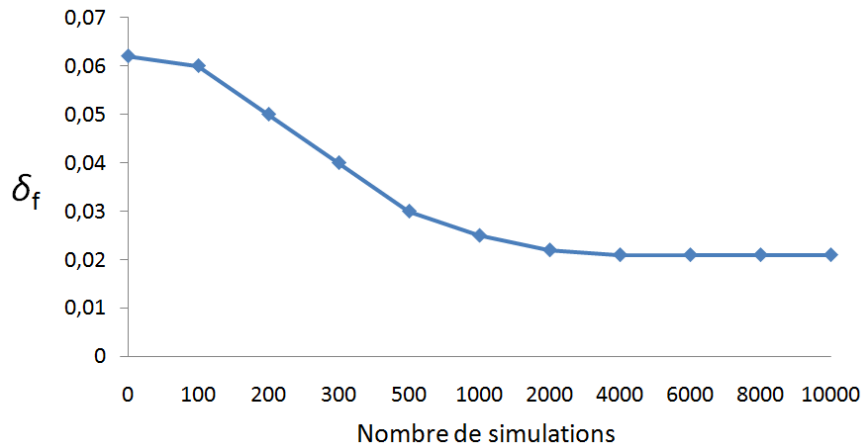


Figure III.11 : Coefficient de variation de la probabilité de défaillance en fonction de nombre de simulations pour la méthode de Monte Carlo (Beser, 2005).

Plusieurs formules sont présentées par Melchers (1999) pour estimer le nombre nécessaire de simulations.

Une estimation de la probabilité de défaillance de système analysé est assurée avec une bonne convergence.

La formule la plus simple est proposée par Broding et al, 1964 et (Beser, 2005):

$$N > \frac{-\ln_{\overline{P}_f}(1-c)}{P_f} \tag{III.35}$$

avec :

N : nombre de simulations pour un niveau de confiance,

c: niveau de confiance et P_f probabilité de défaillance.

III.4.3. Composantes d'une simulation de Monte Carlo (algorithme générique)

- Fonction de densité de probabilité: Le modèle physique-mathématique sous examen doit être décrit statistiquement.

- Générateur de nombres aléatoires: la plupart des logiciels mathématiques ou langages de programmation ont des générateurs aléatoires uniformes.

- Règle d'échantillonnage: Génération d'échantillons avec la fonction de densité de probabilité souhaitée.
- Scoring (pointage): Compter le nombre d'occurrences d'événements d'intérêt.
- Estimation d'erreur: Estimation de l'erreur en fonction du nombre d'essais.
- Expérience Hit-and-miss : Considérons un cercle de rayon unité, centré à l'origine qui est entourée par un carré dont chaque côté de longueur deux unités. Maintenant, un hasard point (x, y) à l'intérieur de ce carré est choisi, alors la probabilité que ce hasard point se trouve à l'intérieur du cercle est donnée par Uysal, 2003 :

$$P(x^2 + y^2 < 1) = \frac{\text{Surface}_{\text{cercle}}}{\text{Surface}_{\text{carré}}} = \frac{\pi r^2}{(2r)^2} = \frac{\pi}{4} \quad (\text{III.36})$$

Maintenant, supposons que N points aléatoires à l'intérieur du carré sont ramassés et M de ces points se situent à l'intérieur du cercle, alors la probabilité précédente peut être approximée par:

$$P(x^2 + y^2 < 1) = \frac{M}{N} \Rightarrow \pi = 4 \frac{M}{N} \quad (\text{III.37})$$

La procédure qui calcule π pour la simulation de Monte-Carlo est la suivante :

- Générer x et y des variables aléatoires uniformes dans l'intervalle $[-1,1]$,
- Compter le nombre de ces résidus à l'intérieur du cercle ; ce sont les "hits", dont le rapport de hits sur toutes les affaires rend $\pi / 4$.

III.4.4. Méthode de l'échantillonnage d'Hyper Cube Latin

S'il existe un tableau de symboles ou de chiffres et que chacun n'apparaît qu'une seule fois, le tableau est appelé un «carré latin», le terme «Hyper cube» représente l'extension de ce concept à des dimensions plus élevées pour de nombreuses variables de conception. Par conséquent, cette méthode, également connue sous le nom de «technique d'échantillonnage stratifié» (Choi et al 2007) et (Ronald et Conover, 2007).

Chaque variable aléatoire peut être subdivisée en n intervalles ou intervalles de probabilités égales, il y a n points d'analyse, mélangés au hasard, donc chacun des n compartiments a $1/n$ de la probabilité de distribution (Choi et al 2007).

Les étapes générales de cette méthode sont :

- 1) Divisez la distribution de chaque variable en n intervalles sans chevauchement sur la base d'une probabilité égale.
- 2) Sélectionnez une valeur au hasard dans chaque intervalle par rapport à sa densité de probabilité.
- 3) Répétez les étapes 1) et 2) jusqu'à ce que vous ayez sélectionné des valeurs pour variables, telles que x_1, x_2, \dots, x_k .
- 4) Associez les n valeurs obtenues pour chaque x_k avec les n valeurs obtenues pour l'autre au hasard $x_{j \neq i}$ voir (figure III.12).

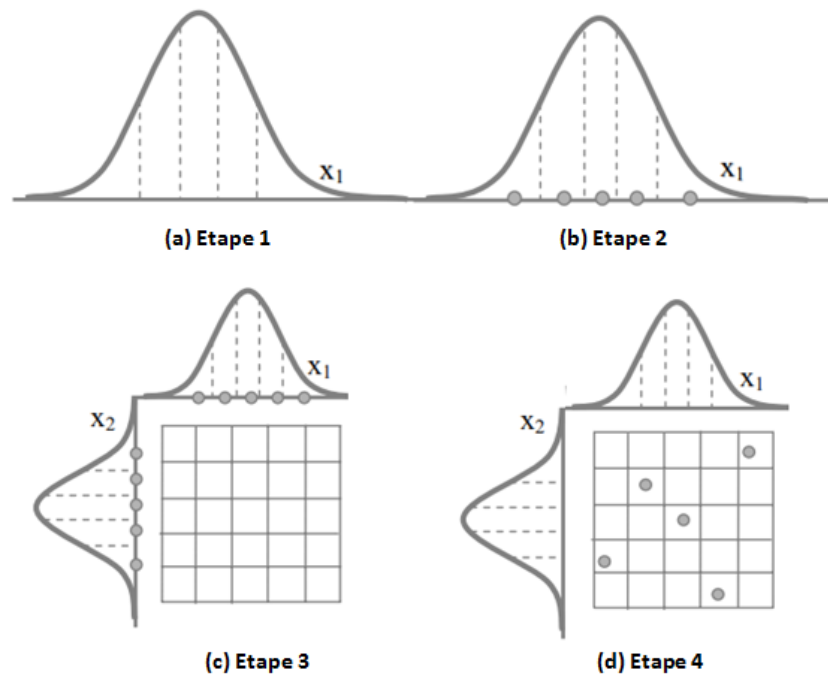


Figure III.12 : Concept de base de la méthode Hyper cube Latin avec deux variables
(Choi et al 2007).

III.5. METHODES D'ANALYSE DU RISQUE

Les principaux outils d'analyse des risques d'accidents utilisés dans l'industrie sont les suivants :

- Analyse Préliminaire des Risques (APR).
- Analyse des Modes de Défaillances, de leurs Effets et de leur Criticité (AMDEC).
- Analyse des risques sur schémas type HAZOP
- Analyse par arbres d'évènements.
- Analyse par arbres des défaillances.
- Nœud Papillon.

III.5.1. Analyse Préliminaire des Risques (APR)

L'Analyse Préliminaire des Risques (APR) ou l'Analyse Préliminaire des Dangers (APD) a été développée au début des années 1960 dans les domaines aéronautiques et militaires. Depuis, elle est utilisée dans plusieurs autres domaines. L'APR est une méthode couramment utilisée pour l'identification des risques au stade préliminaire de la conception d'une installation ou d'un projet, cette méthode ne nécessite généralement pas une connaissance approfondie et détaillée de l'installation étudiée.

L'APR/APD nécessite dans un premier temps d'identifier les éléments dangereux de dans le système, puis elle vise à identifier pour chaque élément dangereux une ou plusieurs situations de dangers, elle est élaborée par un groupe de travail qui doit déterminer les causes et les conséquences de chacune des situations de dangers identifiés.

Le principal avantage de l'APR est de permettre un examen relativement rapide des situations dangereuses. En revanche, l'APR ne permet pas pour les systèmes complexes de caractériser

finement l'enchaînement des événements susceptibles de conduire à un accident majeur. Il s'agit d'une méthode préliminaire qui permet d'identifier les points critiques devant faire l'objet d'études plus détaillées (Bukowski et Delaruelle, 2011).

III.5.2. AMDE et AMDEC

L'Analyse des Modes de Défaillance et de leurs Effets (AMDE) a été développée pour l'industrie aéronautique durant les années 1960, son utilisation s'est depuis largement répandue à d'autres secteurs d'activités tels que l'industrie chimique, pétrolière ou le nucléaire. L'AMDE est une méthode inductive d'analyse qui permet :

- D'évaluer les effets et la séquence d'évènements provoqués par chaque mode de défaillance des composants d'un système sur les diverses fonctions de ce système ;
- Déterminer l'importance de chaque mode de défaillance sur le fonctionnement normal du système et en évaluer l'impact sur la fiabilité, la sécurité du système considéré ;
- Hiérarchiser les modes de défaillances connus suivant la facilité que l'on a à les détecter et les traiter.

Lorsqu'il est nécessaire d'évaluer la criticité d'une défaillance (probabilité et gravité), l'Analyse des Modes de Défaillance, de leurs Effets et de leur Criticité (AMDEC) apparaît comme une suite logique à l'AMDE. L'AMDEC reprend en effet les principales étapes de l'AMDE et y ajoute une évaluation semi-quantitative de la criticité (Bukowski et Delaruelle, 2011).

III.5.3. HAZOP (*Hazard Operability*)

La méthode HAZOP, pour *Hazard Operability*, a été développée par la société Imperial Chemical Industries (ICI) au début des années 1970, elle a depuis été adaptée dans différents secteurs d'activité. La méthode HAZOP est dédiée à l'analyse des risques des systèmes thermo hydrauliques pour lesquels il est primordial de maîtriser des paramètres comme la pression, la température, le débit...etc.

L'HAZOP ne considère plus des modes de défaillances mais les dérives potentielles (ou déviations) des principaux paramètres liés à l'exploitation de l'installation. De ce fait, elle est centrée sur l'installation à la différence de l'AMDE qui est centrée sur les composants. L'HAZOP est élaborée par un groupe de travail qui doit déterminer les causes et les conséquences potentielles de chacune de ces dérives. Il s'agit également d'identifier les moyens existants permettant de détecter cette dérive, d'en prévenir l'occurrence ou d'en limiter les effets (Bukowski et Delaruelle, 2011).

III.5.4. Arbre de l'événement

Un arbre d'événementiel est utilisé pour développer les conséquences d'un événement, cette méthode a été appliquée pour la première fois dans *The Wash 14 "Rasmussen Report"* en 1974 afin de représenter les scénarios d'accidents nucléaires au niveau de l'usine et pour recueillir les résultats obtenus du système d'urgence (Sørensen, 2004).

Cette technique est construite en définissant un événement initial et les conséquences possibles qui découlent lorsque les systèmes d'urgence fonctionnent ou non. L'événement initial est généralement placé sur la gauche et les branches sont dessinées à droite, chaque branche représente différentes séquences d'événements et se termine par un résultat. Les principaux

éléments de l'arbre sont les définitions d'événements et les points de branche, ou les sommets logiques.

L'événement initial est généralement exprimé en fréquence (événements/année) et les divisions suivantes comme probabilités (événements/demande) de sorte que les résultats finaux sont également exprimés en fréquence (événement/année).

Chaque branche de l'arbre d'événement représente un scénario particulier, un exemple d'arbre d'événement simple est illustré dans la figure III.13. La protection contre l'incendie est assurée par un système de gicleurs et un détecteur qui détecte du fumé, si ce dernier fonctionne au contrôle, la boîte de système se travaille correctement (Sørensen, 2004).

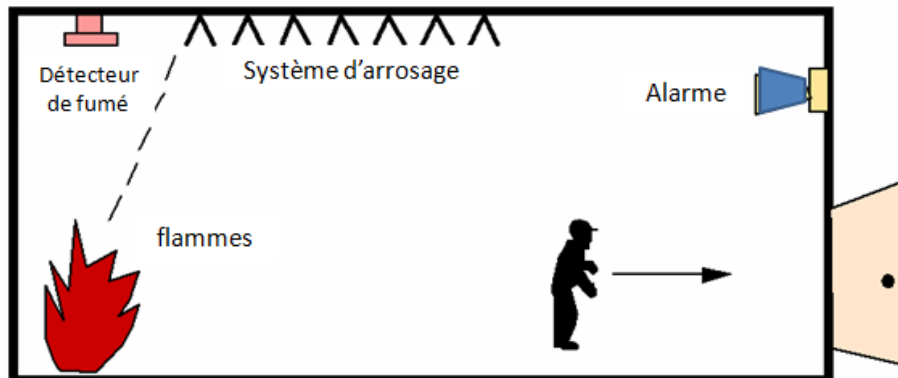


Figure III.13 : Exemple d'un scénario d'incendie (Sørensen, 2004).

L'analyse par l'arbre d'événement peut être qualitative, quantitative ou les deux, en fonction de l'objectifs de l'analyse.

Dans l'application de l'évaluation quantitative des risques, les arbres d'événements peuvent être développés indépendamment où suivre une analyse des arbres de défauts. En généralement une analyse d'arbre d'événement est effectuée en six étapes :

1. Identification d'un événement d'initiation pouvant donner lieu à conséquences indésirables.
2. Identification des fonctions de sécurité conçues pour traiter le départ d'un événement.
3. Construction de l'arbre de l'événement.
4. Description des séquences d'événement pour accidents résultantes.
5. Calcul des probabilités / fréquences pour les conséquences identifiées.
6. Compilation et présentation des résultats de l'analyse.

A- Initiation de l'événement

La sélection d'un événement d'initiation est très importante pour une analyse, elle est habituellement définie comme la première déviation significative de la situation normale qui peut entraîner une panne du système ou un accident.

L'initiation de l'événement peut être une défaillance technique ou une erreur humaine et peut avoir été identifiée par d'autres techniques d'analyse des risques comme ; MDEAC (Modes de Défaillance, Effets et l'Analyse de Criticité) l'analyse préliminaire des dangers (APD) ou analyse de risque et d'opérabilité (HAZOP), pour être intéressant pour une analyse plus approfondie, l'événement d'initiation doit donner lieu à plusieurs séquences de conséquences.

Si l'événement d'initiation ne donne lieu qu'à une seule séquence de conséquence, l'analyse des arbres de défauts est une technique plus adaptée pour analyser le problème. L'événement initiateur est souvent identifié et anticipé comme un événement critique déjà possible dans la phase de conception.

Divers analystes légèrement différents peuvent définir des événements initiaux, pour une analyse de sécurité par exemple, un réacteur d'oxydation, un analyste peut choisir "perte d'eau de refroidissement au réacteur" comme un événement d'initiation. Un autre analyste peut, par exemple, choisir "rupture du pipeline d'eau de refroidissement" comme événement initiateur, les deux sont également corrects (Rausand, 2004).

B- Fonctions de sécurité

Les fonctions de sécurité qui répondent à l'événement initiateur peuvent être considérées comme défense du système contre la survenance de l'événement initiateur, elles peuvent être classées dans les groupes suivants :

- Systèmes de sécurité qui répondent automatiquement à l'événement d'initiation (par exemple système d'arrêt automatique)
- Alarmes qui alertent l'opérateur lorsque l'événement d'initiation se produit (par exemple, systèmes d'alarme incendie)
- Procédures d'opérateur suite du déclenchement d'une alarme
- Barrières ou méthodes de confinement qui sont destinées à limiter les effets de l'événement initiateur.

L'analyste doit identifier les fonctions de sécurité qui ont un impact sur les conséquences d'un événement d'initiation.

C- Construction de l'arbre de l'événement

L'arbre de l'événement affiche le développement chronologique des chaînes d'événements, en commençant par l'événement d'initiation et en réussissant et / ou des pannes des fonctions de sécurité qui répondent à l'événement d'initiation.

Les conséquences sont clairement définies et résultent l'événement initiateur, le diagramme est habituellement dessiné de gauche à droite, à partir de l'événement d'initiation. Chaque fonction de sécurité ou facteur contribuant au danger est appelée nœud dans l'arbre d'événement et est formulée soit comme une description d'événement, soit comme une question, généralement avec deux possibles résultats (vrai ou faux / oui ou non). À chaque nœud, l'arbre se divise en deux branches :

- branche supérieure signifie que la description de l'événement dans la zone située au-dessus de ce nœud est vrai ;
- branche inférieure signifiant qu'elle est fausse.

Si on formule la description de chaque nœud de sorte que le pire résultat soit toujours sur la branche supérieure, les conséquences seront classées dans un ordre décroissant, avec la pire conséquence plus haut dans la liste, les sorties d'un événement conduisent à d'autres événements, le développement se poursuit jusqu'à les conséquences qui en découlent.

Si le diagramme est trop grand pour être dessiné sur une seule page, il est possible d'isoler des branches et les dessiner sur différentes pages ces dernières peuvent être liées ensemble par des symboles de transfert.

Notez que pour une séquence de n événements, il y aura 2 branches de l'arbre. Cependant, le nombre peut dans certains cas être réduit en éliminant les branches impossibles.

D- Description des séquences d'événement

La dernière étape du processus qualitatif une partie de l'analyse consiste à décrire les différentes séquences d'événements découlant de l'événement d'initiation. Une ou plusieurs des séquences peuvent représenter une récupération sûre et un retour à un fonctionnement normal ou à un arrêt ordonné. Du point de vue de la sécurité, les séquences d'importance, ce sont des accidents.

Parfois, nous pouvons trouver avantageux de diviser les conséquences finales de l'analyse de l'arbre d'événementiel dans diverses catégories de conséquences, comme illustre la Figure III.14, exemple pour un barrage lors des inondations

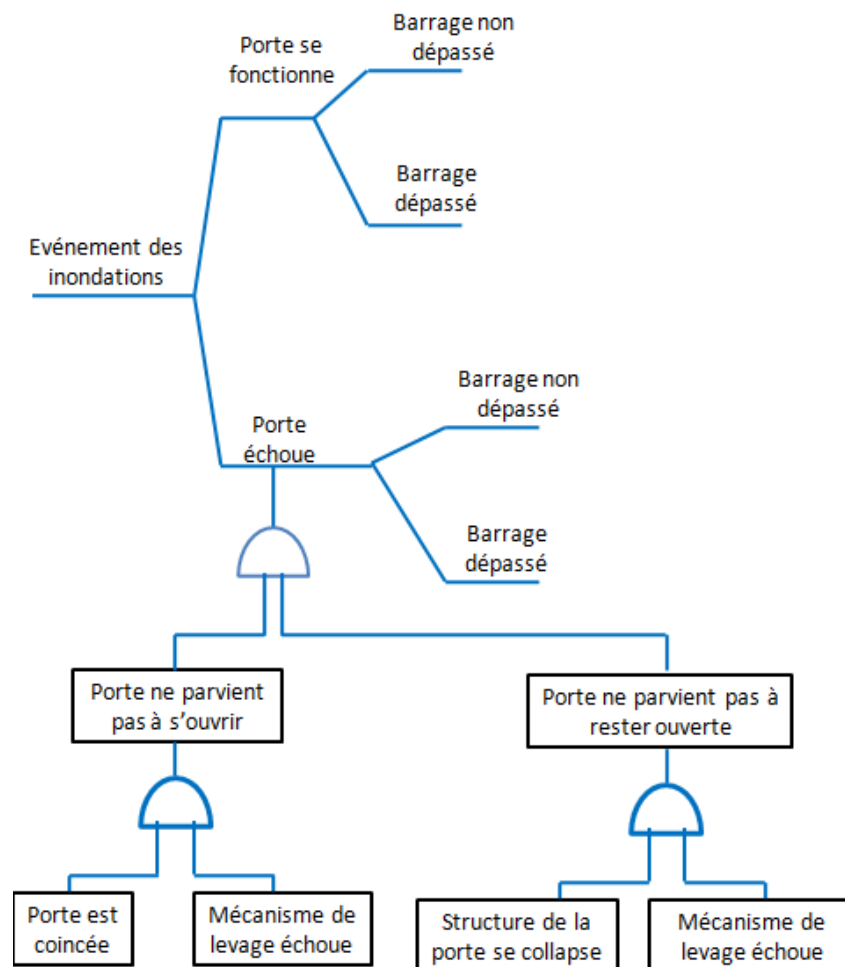


Figure III.14 : Analyse par arbre événementiel pour un barrage (Sørensen, 2004).

E- Évaluation quantitative

Si des données d'expérience sont disponibles pour l'événement d'initiation et toutes les fonctions de sécurité pertinentes et les facteurs contribuant au danger, l'analyse quantitative de

l'arbre d'événement peut être effectuée pour donner des fréquences ou des probabilités de conséquences qui en découlent. Les occurrences de l'événement d'initiation sont généralement modélisées par un homogène processus de Poisson avec la fréquence qui est mesurée comme le nombre d'occurrences par an (Rausand, 2004).

III.5.5. Arbre de Faute

Un arbre de faute est basé sur la procédure opposée à un arbre d'événement, en commençant d'un certain événement d'échec, il est analysé comment ceci peut avoir été causé. Les arbres de faute sont construits dans un ordre de portes de logique descendant par des événements subsidiaires résultant les événements de base au fond de l'arbre. Après l'identification étape par étape du fonctionnement indésirable du système à des niveaux de système successivement inférieurs, on obtient le niveau de système souhaité, qui est habituellement le mode de défaillance du composant ou de l'élément. (Bomel, 2001) et (Desmond et Gregory, 2004).

Dans l'élaboration d'un arbre de faute, les symboles **ET** comme des portes et **OU** sont utilisés l'ET est la porte correspond à un arrangement parallèle et l'OU la porte à un arrangement de série. Un exemple simple pour la partie d'un arbre de faute pour la rupture de pipeline est illustré dans la Figure III.15 (Bomel, 2001).

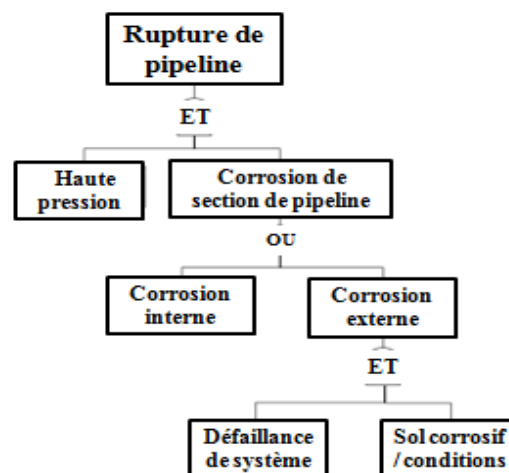


Figure III.15 : Exemple simple d'un arbre de faute (Bomel, 2001).

Conclusion

Ce chapitre a pour objectif la démonstration de la maîtrise des risques par utilisation des méthodes permettant d'évaluer la sécurité structurale des ouvrages dans un format probabiliste. Une analyse de fiabilité des structures consiste à modéliser par variables aléatoires les incertitudes liées aux chargements et aux résistances d'un ouvrage et à les intégrer dans les calculs de stabilité afin d'évaluer leur impact sur la sécurité structurale du système soit par les méthodes de niveau II ; *FORM*, *SORM* ou par les méthodes de niveau III la SMC.

D'autres analyses de risque, permettent de traiter les scénarios d'accident et d'estimer leur probabilité, elles décrivent les séquences d'évènements depuis un évènement initiateur jusqu'à un accident, on peut citer ; l'analyse par arbres d'évènements et par arbres des défaillances.

Une évaluation rigoureuse de la fiabilité structurale implique de prendre en compte les sources d'incertitude pouvant affecter la défaillance du composant ou du système. Cela implique clairement de prendre en compte toutes les paramètres fondamentaux entrant dans le problème et aussi les incertitudes qui découlent du manque de connaissances.

En commençant par l'événement supérieur, les causes possibles ou les modes de défaillance au niveau fonctionnel inférieur sont identifiés. Après l'identification étape par étape du fonctionnement indésirable du système à des niveaux de système successivement inférieurs, on obtient le niveau de système souhaité, qui est habituellement le mode de défaillance du composant ou de l'élément.

CHAPITRE IV

ETUDE DES SCENARIOS DE DEFAILLANCE DES BARRAGES-RESERVOIRS TYPE POIDS EN BETON

Introduction

Un barrage étant un ouvrage hydrotechnique soumis à plusieurs sollicitations forces qui peuvent être à l'origine d'une défaillance hypothéquant la stabilité partielle ou totale de l'ouvrage. Les sollicitations de forces sont actives tout au long de la vie du barrage, et le fait qu'un barrage se soit tenu en sécurité pendant des années n'est pas nécessairement une indication qu'il n'échouera pas en cas de circonstances ou accidents majeurs.

Les scénarios de défaillance sont toujours un ou plusieurs enchaînements de circonstances internes ou externes au système exposé à un ou plusieurs phénomènes dangereux. L'analyse des risques doit permettre d'identifier les scénarios susceptibles d'être directement ou par effet domino, à l'origine d'une libération non maîtrisée des eaux de la retenue ou du cours d'eau en crue en cas d'une rupture totale ou partielle du barrage, d'une défaillance d'un organe mobile tels que ; un clapet une ou vanne).

IV.1. STABILITE DES BARRAGES POIDS

Les méthodes actuelles de justification des barrages poids reposent sur le principe déterministe, sous l'effet d'une combinaison d'actions choisie de façon plus ou moins sécuritaire, les contraintes développées dans la structure $\sigma (\sum F_i)$ restent inférieures à la contrainte maximale admissible, c'est-à-dire la contrainte de rupture du matériau (f) divisée par un coefficient global de sécurité ν (Départemental des Risques Majeurs, 2010). La condition d'état limite s'écrit alors :

$$\sigma (\sum F_i) < f / \nu \quad (\text{IV.1})$$

Action des sous-pressions

Les sous-pressions Q_2 sont systématiquement liées à Q_1 et Q_3 et en situation sismique, on pourra admettre que le diagramme des sous pressions n'est pas affecté par les accélérations liées aux séismes compte tenu de leur caractère transitoire rapide, tandis que les poussées hydrostatiques sont majorées des pressions hydrodynamiques.

En l'absence de dispositifs de drainage dans les fondations et dans le corps du barrage, on adopte, en première approche, une répartition linéaire des sous-pressions, donnant un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous-pression en amont et une sous-pression égale au niveau d'eau en aval. La répartition de la sous pression sous la fondation dépend du gradient de percolation de l'écoulement souterraine et ce gradient a une relation directe avec la perméabilité, on peut distinguer plusieurs formes typiques (figure IV.1).

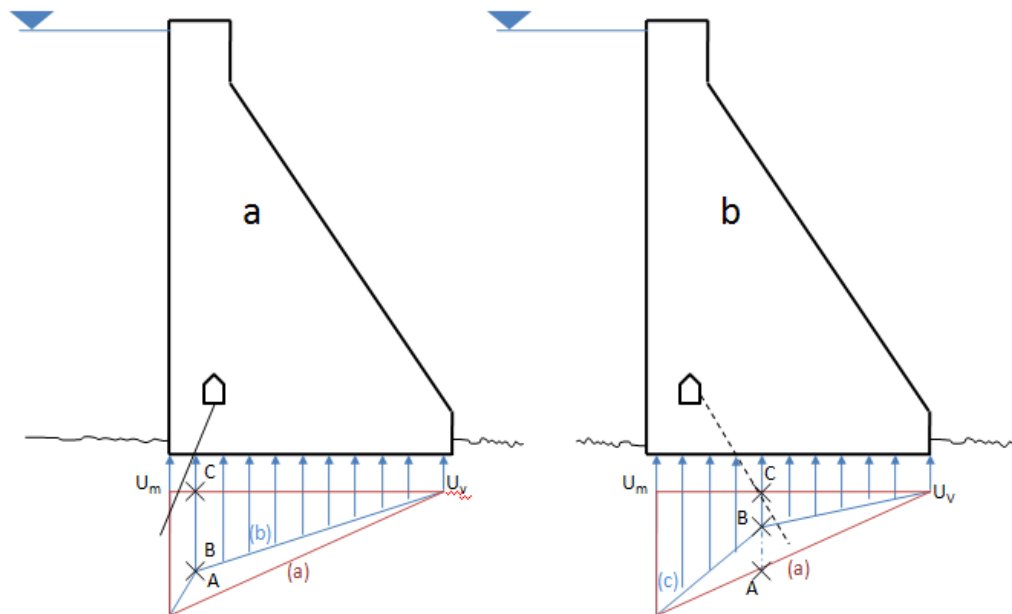


Figure IV.1 : Diagramme indicatif des sous pressions (a) sans injection ni drain, (b) avec voile d'injection, (c) avec drainage (Degoutte et al, 1998).

Voiles d'injection

Selon les travaux de Milad et al, 2022, dont le contexte est l'étude de 56 modèles de barrage par la méthode des éléments infinis, un modèle de référence avec l'absence de voile injecté ($x=0$ et $h=0$), contrairement à tous les 55 autres cas. Deux paramètres ont été étudiés, la profondeur et l'emplacement du voile injecté.

Les résultats obtenus montrent les variations de la force de pression de soulèvement et de l'écoulement des eaux souterraines sous le barrage (voir tableau IV.1). Sachant que, x est la distance entre le bord gauche du barrage et l'emplacement de voile et, h est la profondeur du voile injecté (figure IV.2).

Tableau IV.1 : Variation des forces des sous pressions en fonction de x et h (Milad et al, 2022).

	$x(m)$ $h(m)$	0	3	6	9	12	15	18	21
Sans voile d'injection	0	240	200	160	160	180	180	160	120
Avec voile d'injection	5	140	140	140	140	100	120	100	160
	10	120	120	120	120	80	100	80	140
	15	100	100	100	100	60	80	60	120
	20	80	80	80	80	40	60	40	100
	25	60	60	60	60	20	40	20	80
	30	40	40	40	40	0	20	0	60

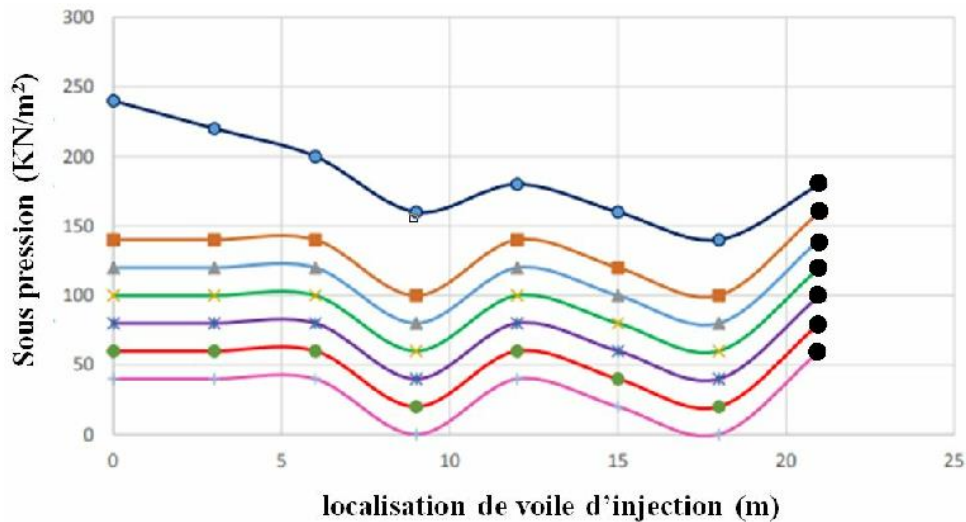


Figure IV.2 : L'effet de localisation de voile d'injection sur les forces des sous pressions (Milad et al, 2022)

IV.1.1. Justification au non cisaillement

L'évaluation des paramètres de résistance est nécessaire pour toute suspicion de faiblesse dans le massif de fondations, à la surface de contact barrage-rock et dans le corps du barrage. Les paramètres de résistance des matériaux intervenant dans la justification des barrages poids pour les trois cas précédents sont : la cohésion, l'angle de frottement interne, la résistance à la traction et à la compression (CFBR, 2006).

- **Pour le massif de fondations :** pour déterminer la cohésion (C_{fond}) et de l'angle de frottement interne de la fondation (ϕ_{fond}), la méthode la plus satisfaisante consiste à examiner les courbes intrinsèques des matériaux constituant la roche. Sur le principe de calcul, que ce soit pour un joint de fondation ou dans la masse rocheuse, la courbe intrinsèque de la fondation peut être approchée par une droite dont la pente ($\tan \phi_{\text{fond}}$) et l'ordonnée à l'origine (C_{fond}) varient en sens inverse en fonction de la gamme de contraintes considérée (loi parabolique) (Département des Risques Majeurs, 2010).

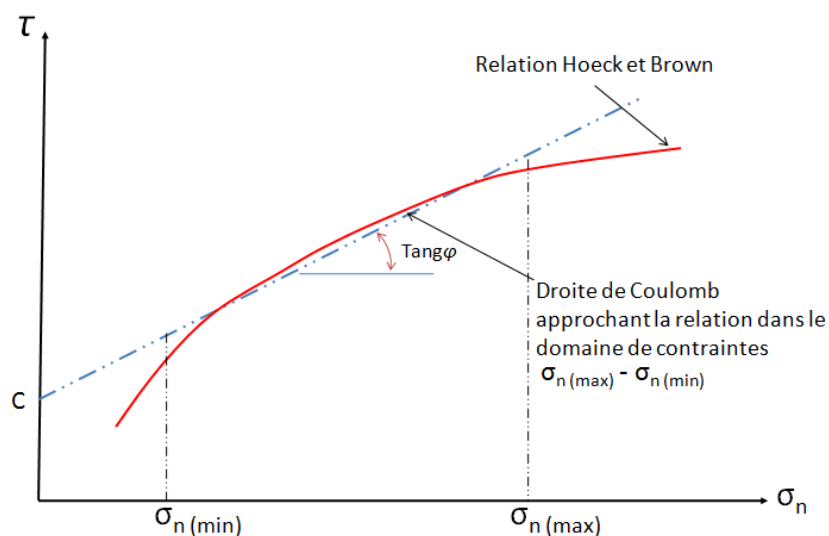


Figure IV.3 : Droite de Coulomb approchant la relation de Hoek et Brown pour déterminer C_{fond} et ϕ_{fond} . (CFBR, 2006).

- **Pour l'interface barrage-fondation :** Dans une première approche conservatrice, la cohésion d'interface est prise en tant que zéro, en tenant compte les perturbations du sol au moment des excavations, si des spécifications de travaux particuliers ont été prévues pour la réalisation de l'interface (réalisation soignée et fondations non altérées), on peut retenir une valeur pour le paramètre : $C_{\text{interfa}} = \min(C_b; C_{\text{fondation}})$. Selon CFGB l'angle de frottement peut être pris comme 45° (pour une interface saine de roche-barrage).

- **Pour le corps du barrage :** Pour le béton compacté au rouleau (BCR), se sont les joints qui imposent la cohésion à introduire éventuellement dans les calculs. Les corrélations entre la résistance à la compression (f_c) et à la traction (f_t) et la cohésion de béton (C_b) valable dans la masse du matériau ne sont plus applicables et les essais des matériaux en laboratoire ne sont pas forcément représentatifs des paramètres à l'interface des couches de BCR.

Pour la maçonnerie, les paramètres f_t et C_b sont généralement considérés comme nuls. Pour les bétons traditionnels, la cohésion du béton peut être obtenue à partir d'essais en laboratoire (à partir des courbes intrinsèques du matériau). On peut alors utiliser les corrélations entre f_c , f_t et C_b valables dans la masse du matériau et applicables au barrage.

La résistance sur l'ensemble de la section permet d'exprimer le critère de dimensionnement à partir du coefficient *SFF* (*Shear Friction Factor*) :

$$SFF = \frac{CB + (N - U) \tan \varphi}{T} \quad (\text{IV.2})$$

avec,

B : longueur de la section horizontale étudiée ;

U : forces interstitielles ;

N et T les composantes normale et tangentielle des forces extérieures agissant sur la partie supérieure de la section étudiée.

Selon CFGB les valeurs de *SFF* pour chaque combinaison de charge sont données dans le tableau ci-après :

Tableau IV.2 : Valeurs de *SFF* en fonction des combinaisons de charges (Département des Risques Majeurs, 2010).

Section de contact	Usuelles	Exceptionnelles	Extrêmes
Corps du barrage	> 3,0	> 2,0	> 1,0
Interface (fondation-barrage)	> 3,0	> 2	> 1,0
Fondation	> 4,0	> 2,7	> 1,3

IV.1.2. Justification de non extension du parement amont

Deux catégories de matériaux sont distinguées :

a. Maçonnerie

Aucune traction n'est admise et la règle de Maurice Levy (qui est la même que la règle du tiers central) est préconisée :

$$\sigma_n \geq 0 \quad (\text{IV.3})$$

b. Béton

Le matériau est supposé avoir une certaine résistance à la traction (Royet et al, 2002). Ce dernier est pris en compte par le critère (75% de la condition de Maurice Levy) :

$$\sigma_n' > 0,75 \gamma_w H \quad (IV.4)$$

Si le critère de Maurice Lévy est satisfait à au moins 75%, en considérant qu'il n'y a pas ouverture de fissure (Royet et al, 2002). Afin d'éliminer les dangers dues aux sous pressions, il ne suffit pas que la condition élastique en A (ou sur un point du parement amont) soit positive ; il faudrait que cette contrainte $\sigma >$ à la pression hydrostatique régnante en A de façon à refermer toute fissure horizontale qui produirait au pied du parement amont. Cette condition s'écrit alors :

$$\sigma_A > \gamma_w y \quad (IV.5)$$

Les mesure *in situ* le rapport de la condition de Maurice Levy (rapport de la contrainte élastique en un point du parement amont, à retenue pleine, à la pression hydrostatique au même point) varie de 0,43 à 0,40 le long du parement amont, sans tenir compte des sous pressions.

IV.1.3. Règle du tiers central

L'excentricité e du point d'application de la résultante des actions doit être inférieure à $B/6$, B étant la largeur de la base du barrage. Ce critère doit être strictement vérifié pour les combinaisons d'actions fréquentes ou quasi-permanentes (retenue normale).

Les critères exprimés à partir de la contrainte effective normale σ_n' sont les suivants :

- charges usuelles : $\sigma_n' > \max \{ (p-1) \gamma_w \cdot h - f_t / 3 ; - \gamma_w \cdot H_e \}$
- charges exceptionnelles : $\sigma_n' > (p-1) \gamma_w \cdot h - f_t / 2$
- charges extrêmes : l'apparition de fissure est admise ; on évalue la longueur de la fissure et on vérifie la résistance au cisaillement sur la section non fissurée à partir du critère *SFF*.

avec ;

f_t : résistance à la traction du matériau du barrage ;

H_e : hauteur d'eau dans la retenue ;

p : coefficient de réduction tenant compte du système de drainage ; en absence de dispositif de drainage, $p=1$; si non, $p=0,4$ en première approche.

h : hauteur d'eau au point où est calculé la contrainte.

IV.1.4. Justification au non renversement

Cette vérification consiste à étudier la possibilité de basculement du barrage par rapport à son pied aval, un facteur de sécurité contre le renversement est défini comme le rapport du moment stabilisateur pour les moments de renversement autour du pied (Le Delliou, 2003).

$$F_s = \frac{\sum \text{Moment stabilisateur}}{\sum \text{Moment de renversement}} = \frac{\sum M_s}{\sum M_r} \quad (IV.6)$$

Selon le comité français du grand barrage le facteur de sécurité contre le renversement est donné pour chaque combinaison de charge :

- pour les charges usuelles : $M_s / M_r > 1,5$

- pour les charges exceptionnelles : $M_s / M_r > 1,25$

- pour les charges extrêmes : $M_s / M_r > 1,1$

IV.1.5. Justification au non glissement du barrage sur sa fondation

Le critère de base pour l'évaluation de la sécurité contre le glissement est le rapport entre les forces motrices et les forces de résistance le long de la surface de glissement considérée. L'évaluation de la sécurité est basée sur le simple rapport [T/N] forces parallèles (T) et la perpendiculaire (N) à la surface de glissement (Giovanni, 2004). Dans les lignes directrices suédoises le maximum autorisé valeur T/N dépend de la combinaison de chargement.

- ✓ charges usuelles : 0,75 ;
- ✓ charges exceptionnelles : 0,90 ;
- ✓ charges extrêmes : 0,95.

IV.2. METHODES DE RESISTANCE AU GLISSEMENT

IV.2.1. Principe surface de glissement est leur résistance

Pour déterminer l'angle de frottement interne effectif de la surface de glissement, il est important de déterminer les surfaces de glissement potentielles et les paramètres liées aux ces surfaces.

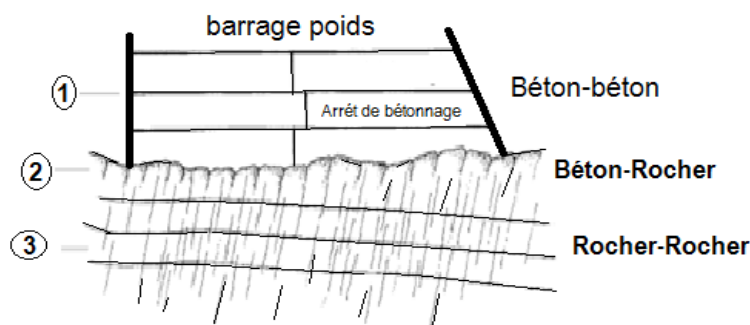


Figure IV.4 : Surfaces de glissement potentielles avec ces caractéristiques (Schleiss et Pougatsch, 2011).

Tableau IV.3 : Valeurs du coefficient de frottement en fonction de surface de glissement (Schleiss et Pougatsch, 2011).

Nature du glissement	Localisation du plan de glissement	Coefficient de frottement $tg\phi$
Béton - Béton	Fissure en pleine masse de béton	2,0 -- 3,0
	Reprise de bétonnage soignée	1,5 -- 2,1
Béton - Rocher	Rocher de bonne qualité	1,5 – 1,9
	Rocher de mauvaise à moyenne qualité	0,5 -1,9
Rocher – Rocher	Bonne qualité et faiblement diaclase	1,0-1,9
	Moyenne qualité et fortement diaclase	0,5-1,0

Le premier critère pour évaluer la sécurité contre le glissement est la résistance au glissement, ce procédé calcule un coefficient de frottement $tg\phi$. Ce coefficient a été calculé en divisant la somme des forces parallèles au plan de glissement, ΣH , par la somme des forces verticales au plan de glissement, ΣV . Ce coefficient de frottement devrait être plus petit que celui admissible μ_{admi} .

$$F_s = \frac{\sum H}{\sum V} \leq F_{s_{adm}} \quad (IV.7)$$

Cette méthode est une commande à l'encontre glissement sur la base de l'expérience, à la fois pour le matériau de base non rocheuse, et l'interface entre fondation et béton (Fredrik, 2009).

F_s : coefficient de sécurité égale $\text{tg}\varphi$.

$F_{s_{adm}}$: coefficient de sécurité admissible.

IV.2.2. Méthode de frottement de cisaillement

L'équation de cisaillement de frottement a été largement utilisée pour évaluer la stabilité au glissement depuis les années trente, sa forme générale est comme suit:

$$S_{s-f} = \frac{R}{\sum H} \quad (IV.8)$$

Avec :

S_{s-f} : facteur de sécurité

R : force motrice horizontale maximale pouvant être restituée (résistance au glissement).

H = forces horizontales.

La résistance au glissement R , peut être obtenue auprès des principes de la statique en résolvant les forces parallèles et perpendiculaires au plan de glissement (Figure IV.5), en donnant l'explication suivante :

$$R = \sum V \tan(\varphi + \alpha) + \frac{CA}{\cos \alpha (1 - \tan \varphi \tan \alpha)} \quad (IV.9)$$

Avec :

V = forces verticales.

φ = angle de frottement interne.

C = cohésion.

A = zone de rupture potentielle du plan développant la cohésion C

α = angle entre plan de glissement incliné et l'horizontal (positif pour le glissement vers le haut).

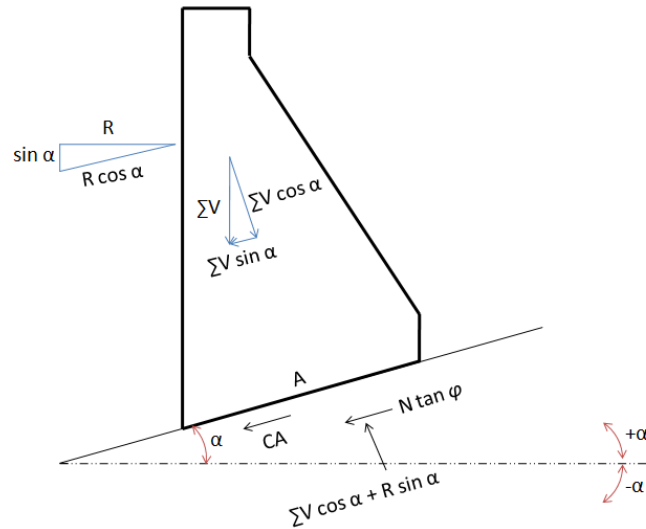


Figure IV.5 : Résistance au glissement (Robert B, 1988).

Pour un plan de glissement horizontal, l'équation (IV.9) devient comme suit :

$$R = \sum V \tan \varphi + CA \tag{IV.10}$$

Lorsque la base de la structure est encastrée dans la fondation, ou le plan de défaillance se situe en dessous, la magnitude de la résistance en aval est déterminée par le plan donnant le chemin le plus faible vers le haut. On peut calculer avec l'équation (IV.9) en remplaçant P_p (résistance passive) pour R et W (poids du coin rocheux au-dessus du support du plan de glissement plus toutes charges superposées) pour $\sum V$. Lorsque le coin passif aval contribue à la résistance au glissement, la formule du facteur de sécurité au frottement devient :

$$S_{s-f} = \frac{R + P_p}{\sum H} \tag{IV.11}$$

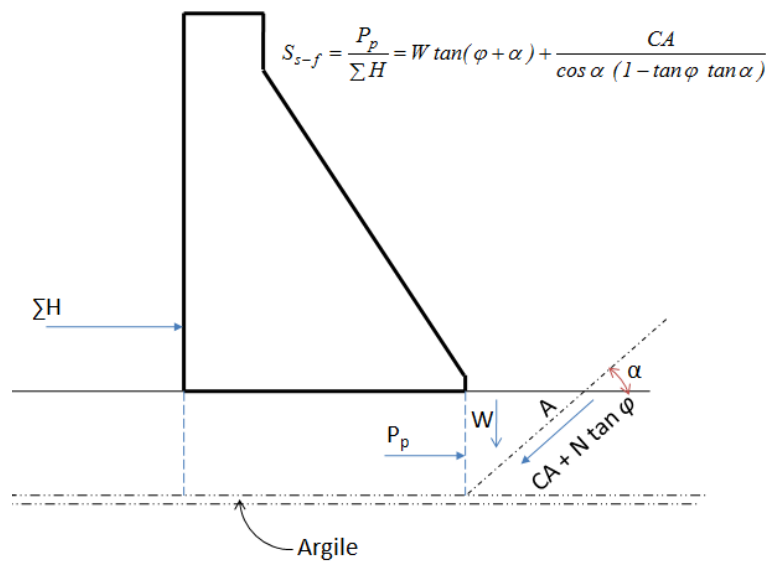


Figure IV.6 : Résistance au glissement avec base horizontale faible (Robert B, 2011).

Dans les cas tels qu'illustrés sur la Figure IV.6, où une couture d'argile ou un faible cisaillement sous-tend le barrage, R doit être égal à zéro et le facteur de sécurité de glissement déterminé par le rapport de P_p en $\sum H$. Cette forme de la formule est souvent utilisée pour déterminer si une excavation pour la base d'une structure doit progresser à une profondeur inférieure à une couture faible.

Certains organismes de conception, en particulier en Europe, attribuent des facteurs de sécurité différents à la cohésion et à la résistance au cisaillement. Ils estiment qu'il convient d'utiliser un facteur de sécurité plus important pour la cohésion que pour le $\tan \varphi$ en raison des variations et des incertitudes inhérentes à la cohésion par rapport au frottement.

Aujourd'hui, le cisaillement par la méthode de friction a généralement la forme suivante :

$$F_s = \frac{C A + \sum V \tan \varphi}{\sum H} \quad (\text{IV.12})$$

avec :

C : cohésion du plan de glissement ;

A : section de glissement ;

φ : angle de frottement.

La forme la plus simple de la défaillance d'un barrage par glissement sur sa fondation et au niveau d'un joint horizontal dans la masse rocheuse par cette méthode, 1 mètre de large bande de fondation est généralement supposé. Ce mode de défaillance est décrit par es travaux de Underwood et Dixon en 1976 (Fredrik, 2009).

$$F_s = \frac{C B + \sum V \tan \varphi}{\sum H} \quad (\text{IV.13})$$

B : longueur du plan de glissement considéré.

Les hypothèses de base nécessaires à cette méthode sont :

- ✓ la définition du coefficient de sécurité est correcte,
- ✓ analyse bidimensionnelle est applicable,
- ✓ le mode de défaillance est analysé cinématiquement possible.

Il y a lieu de mentionner que l'équation ci-dessus (IV.13) est utilisé, Underwood et Dixon (1976) soulignent que, si le calcul se fait après les déformations qui sont produites dans le joint, la résistance au cisaillement résiduelle peut doit être considéré et la cohésion peut être absent.

IV.2.3. Méthode d'équilibre limite

Dans cette méthode, le facteur de sécurité contre le glissement est défini selon l'équation :

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau} \quad (\text{IV.14})$$

τ_f : contrainte de cisaillement disponible à la rupture ;

τ : contrainte de cisaillement nécessaire pour l'équilibre.

IV.2.4. Enjeux humains, matériels et environnementaux de rupture brusque

Un tel événement a des conséquences directes :

- **sur les populations** : noyade, ensevelissement, personnes blessées, isolées, déplacées
- **sur les biens** : destruction, détérioration et dommages aux habitations, aux ouvrages (ponts, routes), au bétail, aux cultures
- **sur l'environnement** : destruction de la faune et de la flore, sol emporté, pollutions diverses, dépôts de déchets, boues, débris, sur accidents technologiques du fait de l'implantation d'entreprises (déchets toxiques, explosions par réaction avec l'eau) (**Départemental des Risques Majeurs, 2010**).

IV.2.5. Optimisation du cycle de vie

Au cours du cycle de vie d'un ouvrage le taux de défaillance suit la courbe convexe illustrée sur la figure IV.5, après une phase de défaillance précoce due aux erreurs de conception, le taux de défaillance est pratiquement constant pour une grande partie de la durée de vie, tant que les mécanismes de dégradation ne sont pas manifestés. Après un certain temps, le phénomène de dégradation se met en marche, conduisant à l'augmentation du taux de défaillance ; c'est durant cette phase que la maintenance préventive peut améliorer la fiabilité structurale et prolonger sa durée de vie.

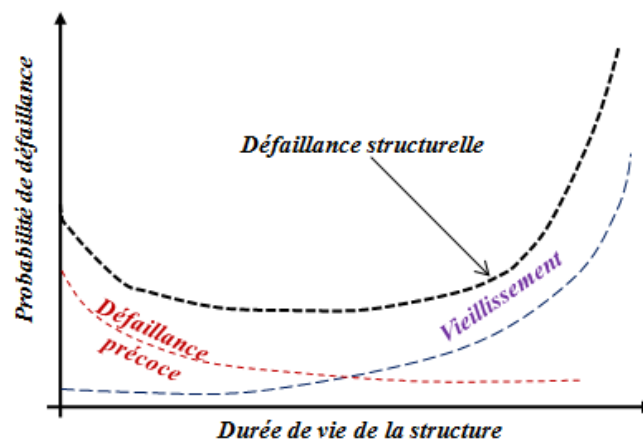


Figure IV.7 : Courbe en baignoire (**Baroth et al, 2011**).

Du point de vue plus global, l'optimisation des structures doit tenir compte de l'ensemble des coûts mis en jeu pendant toute la durée de vie. La gestion de cette dernière doit aussi tenir compte du niveau de la fiabilité en fonction de l'âge de l'ouvrage, alors que la conception s'intéresse à l'optimisation de la répartition matière dans le système structural (**Baroth et al, 2011**).

IV.3. MODES DE DEFAILLANCE DES BARRAGES

IV.3.1. Définition

Le mode de défaillance est la forme observable du dysfonctionnement d'un produit ou d'une opération du système étudié, il doit répondre aux caractéristiques relatives à la fonction étudiée et à la manière dont le système ne remplit plus sa fonction. Il existe 5 modes génériques de défaillance : perte de la fonction, fonctionnement intempestif, démarrage impossible, arrêt impossible, fonctionnement dégradé. Les barrages peuvent tomber en panne graduellement ou instantanément, le type de défaillance dépend de la cause initiale et du type de barrage (**Vijay, 1996**).

Les barrage-poids en béton sont généralement construits à partir de nombreux monolithes, lorsqu'un barrage-poids en béton tombe en panne, un ou plusieurs monolithes sont emportés (Zang et al, 2016).

En 2022 Abdollah et al, ont proposé un travail sur l'incertitude dont le but est d'optimiser la forme dynamique des barrage-poids sous l'effet des charges stochastiques, ce travail d'optimisation de la conception basée sur la fiabilité (RBDO) est non seulement efficace pour intégrer les différentes sources d'incertitudes, mais garantit également la sécurité du système avec précision.

Tableau IV.4 : Typologie des incertitudes et moyens d'actions (Baroth et al, 2011).

Type d'incertitudes		Nature des incertitudes	Moyen de les réduire
Aléatoires	intrinsèques (naturelles)	paramètres environnementaux, variabilité spatiale ou temporelle des propriétés des matériaux	ne peuvent être ni réduire ni supprimées- elles peuvent seulement être quantifiées (développement de connaissances, acquisition de données) et prise en compte
Epistémiques	modèle : modèle physique	relations 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
	modèle : distribution statistique	liées au caractère limité des données disponibles (échantillonnage) au mode de collecte	peuvent être réduites en soignant la collecte des données (plus nombreuses, plus précieuses)
Ontologiques	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, formation)

La défaillance d'un barrage peut être naturelle ou artificielle, les défaillances accidentelles peuvent se produire en raison de la détérioration naturelle de la structure, d'événements naturels extraordinaires tels que les fortes pluies et les inondations extrêmes, les tremblements de terre, les tassements différentiels, les glissements de roches, problème de tuyauterie, les infiltrations, l'action des vagues... etc. Les causes artificielles comprennent le bombardement, le sabotage, la démolition pour le bien public, une mauvaise construction, une conception défectueuse, un mauvais fonctionnement du réservoir, un mauvais emplacement, et l'enfouissement des animaux (Vijay, 1996).

IV.3.2. Enquêtes sur la défaillance des barrages

Plusieurs enquêtes sur la défaillance des barrages et les accidents ont été compilées (CIGB, Middlebrooks. 1953; Tokose, 1967; Gruner. 1967), bien qu'aucune de ces revendications ne soit complète, ils représentent la meilleure information disponible. La plupart des enquêtes inclure les

défaillances datant de la fin du XIX^e siècle mais les premières inscriptions ont tendance à être incomplètes et à concerner les structures qui peut ou non avoir été basées sur la conception technique (Gregory, 1980).

Les informations sur les défaillances récents sont de meilleure qualité généralement, il comprend l'historique de l'ingénierie et l'historique du service. Néanmoins les défaillances des petits barrages sont souvent encore mal documentées.

Quand un barrage échoue, la preuve la plus directe du mécanisme de défaillance est sa détérioration, comme il est représenté dans le tableau IV.5 les défaillances se divisent en trois groupes d'environ égal fréquence : débordement ou déversement inadéquat, érosion interne, glissement et d'autres diapositives et causes diverses (mauvaise gestion, effets de tremblement de terre, déformation excessive...etc).

Tableau IV.5 : Mécanismes de défaillance des barrages (Gregory, 1980).

Mécanisme	Gruner (1967)	Guides moyens (1953)	Takase (1967)	USCOLD (1975)	Babb et Mermel (1968)
Évacuateur de crues ou déversoir	23	30	28	38	36
Tuyauterie ou infiltration	40	38	44	44	30
Glissement	02	15	10	09	15
Divers	35	17	18	09	19

IV.3.3. Evolution de la réglementation

Dans ce contexte, la dernière décennie a vu naître une réglementation européenne (les Eurocodes) permettant une prise en compte plus rigoureuse de la variabilité des matériaux, dans un formalisme déterministe qui repose sur des valeurs définies sur des bases probabilistes et des situations de défaillances formalisées, selon leurs conséquences sous formes d'états limites de service (ELS) et ultimes (ELU).

Le principe des Eurocodes peut se résumer à :

- Associer à chaque scénario de défaillance des états limites appropriés.
- Caractériser les paramètres influant sur les critères d'états limites considérés, en utilisant des outils statistiques puis probabilistes.
- Remplacer les distributions complètes des variables probabilisées par des valeurs moyennes, de dispersion ou caractéristiques.
- Négliger la dispersion de certaines données en considérant déterministes.
- Prendre en considérations les incertitudes négligées, en introduisant des coefficients forfaitaires (Baroth et al, 2011).

IV.3.4. Modes de défaillance potentielle des barrages en béton

La performance d'un barrage peut être menacée par des phénomènes naturels tels que les inondations, les éboulements, tremblements de terre, et la détérioration des fondations hétérogènes et les matériaux de construction.

Analyse des performances de différents types de barrages en béton montrent que certaines défaillances sont plus susceptibles de se produire en cas de tremblement de terre. Ceux-ci sont

brièvement discutés ci-dessous pour trois types courants de barrages en béton, suivis par des analyses et des procédures d'évaluation qui permettent à l'analyste d'évaluer la sécurité du barrage sur la base des modes de défaillance plutôt que les amplitudes des contraintes seules (Yusof, 2004). Trois principaux modes de défaillance potentiels pour barrage-poids sont :

- 1) la surcharge, un tremblement de terre capable de rompre la liaison entre la fondation et les ensembles de joints en béton.
- 2) le glissement le long des fissures de surfaces dans le barrage ou les plans de faiblesse dans la fondation.
- 3) glissement accompagné de rotation dans la direction aval.

Un barrage poids peut s'effondrer dans une ou plusieurs sections qui ont été trop sollicités ou leur résistance au glissement et / ou au renversement a été épuisée (Zang et al, 2016) et (Yusof, 2004).

Tableau IV.6 : Causes secondaires liées aux problèmes de qualité des ruptures des barrage-poids (Zang et al, 2016).

Causes secondaires	Nombre de cas	Pourcentages (%)
Érosion interne	19	39,6
Glissement / renversement	12	25
Problèmes de qualité dans le déversoir	2	4,2
Problèmes de qualité dans les structures intégrées	2	4,2
Inconnu	13	27
Somme	48	100

IV.3.5. Etapes d'estimation des pertes de vie causées par la défaillance des barrages

Selon la procédure dénommée DSO (*Dame Safety Office*), d'estimation des pertes de vie causées par la défaillance des barrages comporte sept étapes, en pratique, il est plus facile d'envisager la procédure comme ayant 11 étapes qui seront comme suit (DHS, 2011) et (Graham, 1999):

Étape 1 - Choisissez le scénario de défaillance

Les données historiques indiquent que la plupart des défaillances des barrages ont eu lieu au cours des premières années d'exploitation, ou à tout moment au cours des précipitations et de conditions d'inondation qui dépassent le stockage du réservoir et / ou la capacité déversement.

La perte de vie d'une rupture de barrage peut dépendre fortement du mécanisme de défaillance. Les scénarios de rupture de barrage peuvent inclure, sans s'y limiter (DHS, 2011):

- Panne causée par la tuyauterie dans des conditions météorologiques normales;
- Panne causée par un tremblement de terre dans des conditions météorologiques normales;
- Défaillance causée par une inondation qui entraîne des niveaux de réservoir élevés ou un débordement d'un barrage;
- Défaillance causée par des actions humaines intentionnelles sous les niveaux de réservoir les plus élevés raisonnables (les pires conditions raisonnables).

Étape 2 - Choisissez les catégories de temps

L'heure du jour, le jour de la semaine et le mois ou la saison au cours de laquelle la rupture de barrage peut fortement influencer sur les dégâts qui en résulte. Une défaillance de barrage au cours

de la nuit est moins susceptible d'être détectée, par conséquent, les avertissements d'inondation ne peuvent pas être délivrés aux personnes à proximité de barrage (DHS, 2011) et (Graham, 1999).

Le jour de la semaine au cours duquel une panne se produit doit être aléatoire (à moins d'être causé par des actes malveillants), une défaillance sur un week-end, selon la saison, peut avoir un impact sur les terrains de camping complets. À d'autres moments, ces terrains de camping peuvent être vides. Les catégories de temps choisies pour l'évaluation peuvent inclure, sans s'y limiter:

- Heure du jour où la panne se produit.
- Jour de la semaine où l'échec se produit.
- Moment de l'année où l'échec se produit.

Étape 3 - Évaluer les zones inondées pour chaque scénario de rupture de barrage

L'inondation en aval causée par la rupture de barrage est influencée par les caractéristiques du réservoir, on peut citer :

- Un stockage de grande quantité d'eau produira des débits de pointe plus élevés que les petits barrages.
- Les défaillances qui se forment rapidement et / ou dont les largeurs de brèche sont très importantes produiront des débits sortants plus importants que ceux qui ne le sont pas.
- La géométrie du chenal en aval et de la vallée a une influence sur les profondeurs d'inondation, la vitesse de l'eau de crue et les heures d'arrivée des crues à emplacements en aval (DHS, 2011) et (Graham, 1999).

Étape 4 - Estimer le nombre de personnes au risque pour chaque scénario de défaillance

Pour chaque scénario de défaillance identifié à l'étape 1, et pour chaque catégorie de temps identifiée à l'étape 2, le nombre de personnes exposé au risque doit être estimé, il est défini comme le nombre de personnes occupant le chemin d'inondation de rupture de barrage avant la délivrance de tout avertissement ou évacuation (DHS, 2011) et (Graham, 1999). Les zones inondées en aval de barrage devraient être divisées en plusieurs endroits ou tronçons de rivières, anticipées dans les situations suivantes :

- type d'occupation (ex : Tente dans un terrain de camping ou habitation à un étage);
- occupation variable en fonction de la saison, de l'heure de la journée ou d'autres facteurs (ex : Installations de fabrication, stations estivales, terrains de camping, aires de pique-nique);
- densité de la population (ex : Résidences dispersées, petite ville, grande ville);
- caractéristiques de l'inondation (Profondeurs d'inondation, vitesses) ;
- caractéristiques d'avertissement (Synchronisation, quantité et qualité).

Cette estimation peut être obtenue en utilisant les données d'inondation superposées aux données de recensement dans un système d'information géographique (SIG), les photographies aériennes de Google, bases de données de parcelles, inventaires de structure, visites sur le terrain.

Étape 5 - Estimer quand les avertissements lors de la rupture de barrage seraient déclenchés

L'heure à laquelle les avertissements de rupture de barrage sont déclenchés est définie comme l'heure à laquelle les responsables de la sécurité publique utilisent l'assistance des médias, et commencent à informer le public du danger imminent. Estimer quand un avertissement de rupture de barrage est déclenché est un élément important dans l'estimation de la perte de vie due à une rupture de barrage, si les avertissements ne précèdent pas la défaillance du barrage et que la

longueur du cours d'eau est courte (comme le tronçon de 4 milles du ruisseau Wailapa a été inondé le 14 mars 2006, lorsque le barrage Ka Loko a échoué sur l'île de Kauai à Hawaï), il est possible que personne à risque ne soit averti de la défaillance. Cela s'est produit le 15 juillet 1982, lorsque le barrage de Lawn Lake a échoué dans le parc national des Montagnes Rocheuses au Colorado.

Les systèmes d'alerte précoce traitent généralement les composants suivants:

- Détection (personnes, processus et équipements pour la collecte et la vérification des informations sur les événements en temps réel et la réponse des barrages);
- Prise de décision (processus de traduction des données en décisions concernant le besoin d'alertes et d'avertissements);
- Notification (communication d'informations sur l'état d'urgence aux autorités locales);
- Avertissement (processus, y compris l'utilisation des médias, pour informer le public du danger imminent et inciter les gens à risque de prendre des mesures de protection);
- Évacuation (les personnes à risque passent à la sécurité).

En prédisant l'avertissement associé à futures défaillances, il est nécessaire de conjecturer la chaîne des événements menant à la décision d'avertir la population en aval (DHS, 2011) et (Graham, 1999).

Les facteurs suivants vont influencer si les événements menant à une rupture de barrage sont détectés:

- La mécanique du mode de défaillance et à quelle vitesse il est susceptible de progresser;
- Fréquence et étendue des activités de surveillance des barrages:
 - Surveillé en permanence avec un tuteur ou un gardien sur place;
 - Visuellement observé quotidiennement;
 - Visuellement observé chaque semaine;
 - Visuellement observé rarement (tous les mois ou plus longtemps);
 - Surveillé à distance seulement.

Tableau IV.7 : Guide pour estimer quand est les avertissements seront déclenchés lorsqu'une défaillance de barrage serait initiée (DHS, 2011).

Cause de défaillance	Considérations Spécial	Temps de défaillance	Quand l'avertissement d'échec du barrage sera-t-il lancé ?	
			nombreux observateurs au barrage	aucun observateur au barrage
Dépassement	Évacuation des eaux de drainage à moins de 260 km ²	Jour	0,25 heure avant la défaillance de barrage	0,25 heure après que l'inondation atteint la zone peuplée
		Nuit	0,25 heure après la défaillance de barrage	1 heure après que l'inondation atteint la zone peuplée
	Évacuation des eaux de drainage à plus de 260 km ²	Jour	2 heures avant la défaillance de barrage	1 heure avant la défaillance de barrage
		Nuit	1 à 2 heures avant la défaillance de barrage	0 à 1 heure avant la défaillance de barrage
Tuyauterie (réservoir plein et cas normal)	-	Jour	1 heure avant la défaillance de barrage	0,25 heure après que l'inondation atteint la zone peuplée
		Nuit	0,5 heure après la défaillance de barrage	1 heure après que l'inondation atteint la zone peuplée
Séisme	Défaillance immédiate	Jour	0,5 heure après la défaillance de barrage	0,25 heure après que l'inondation atteint la zone peuplée
		Nuit	0,5 heure après la défaillance de barrage	1 heure après que l'inondation atteint la zone peuplée
	Défaillance retardée	Jour	2 heures avant la défaillance de barrage	0,5 heure après que l'inondation atteint la zone peuplée
		Nuit	2 heures avant la défaillance de barrage	0,5 heure après que l'inondation atteint la zone peuplée

Étape 6 - Estimer à quelle fréquence le temps d'alerte dans les zones en aval pourrait tomber dans la catégorie adéquate

Le temps d'avertissement pour un emplacement particulier en aval d'un barrage dépend non seulement de sa défaillance, mais aussi sur le temps nécessaire pour que l'eau de crue passe de barrage à l'endroit d'intérêt. Par exemple ; si un barrage est situé dans une zone urbaine, avec de nombreux observateurs à proximité, on peut supposer qu'un avertissement sera initié une heure avant la rupture du barrage, s'il faut deux heures pour que l'onde de crue passe de barrage à la zone peuplée.

En particulier, en aval de barrage, l'alerte est censée d'être déclenchée trois heures avant l'arrivée de l'inondation à la partie la plus risquée de la zone.

Étape 7 - Évaluer dans quelle mesure la gravité de l'inondation est bien comprise

Les avertissements d'inondation ou de rupture de barrage sont moins susceptibles d'entraîner la réponse d'évacuation souhaitée si le message est moins précis ou provisoire (par exemple ; le barrage peut échouer, ces types d'avertissements sont plus probables lorsque l'échec d'un barrage est possible, mais n'a pas encore eu lieu.

Les avertissements d'inondation ou de rupture de barrage sont plus susceptibles de provoquer la réponse d'évacuation souhaitée si le message est exact, fort, formulé avec force, et publié avec force. Les avertissements de ce type sont plus probables lorsque la rupture du barrage est survenue ou est certain à se produire dans l'avenir immédiat.

Étape 8 - Estimer la proportion de population exposée au risque pour chacune des trois catégories de gravité des inondations.

Les catégories de gravité de l'inondation en fonction des descripteurs sont :

- La gravité de l'inondation est faible quand aucun bâtiment n'est nettoyé de sa fondation, la plupart des structures sont exposées à des profondeurs d'inondation de moins de 03 mètres. Le paramètre DV (*Depth times Velocity*), décrit ci-dessous, est inférieur à 4,6 m²/s.
- La gravité de l'inondation moyenne se produit lorsque les maisons sont détruites, la plupart des structures sont exposées à des profondeurs d'inondation supérieures à 3 mètres. Le paramètre DV est supérieur à 4,6 m²/s.
- La gravité de l'inondation est élevée lorsque l'inondation balaye la zone et qu'il ne reste rien, l'événement se traduira des crues qu'atteint sa hauteur ultime en quelques minutes seulement.

Le paramètre DV a des unités de profondeur multipliées par la vitesse, bien que ce paramètre ne soit pas représentatif de la profondeur et de la vitesse à une structure particulière, il est représentatif du niveau général de destructivité qui serait causé par l'inondation. Il augmente avec l'accroissement du débit de pointe de la rupture du barrage ou de la diminution de la largeur de la crue.

La formule pour le paramètre DV calculer est égal:

$$DV = \frac{Q_{df} - Q_{2,33}}{W_{df}} \quad (IV.15)$$

Où ;

Q_{df} est le débit à un site particulier causé par la défaillance de barrage.

$Q_{2,33}$ est le débit annuel moyen sur le même site, il présente un indicateur de la capacité du canal sécurisé.

W_{df} est la largeur maximale de l'inondation causée par la défaillance de barrage sur le même site.

La vitesse à laquelle les niveaux d'inondation augmentent est un autre indicateur de la gravité des inondations.

Étape 9 - Sélectionnez un taux de mortalité approprié en fonction des caractéristiques d'inondation dans chaque zone

Les taux de mortalité ont été calculés à partir d'une analyse d'environ 40 inondations, dont la majorité a été causées par défaillance des barrages. La plupart des pertes de vie associées à la rupture du barrage résultent de l'impact direct des eaux de crue, des décès indirectement, tels que ceux causés par une blessure ou une maladie associée à l'évacuation, au nettoyage, à la réparation

ou à la perte de l'électricité a été enregistrée de manière incohérente dans les défaillances des barrages.

Le taux de mortalité recommandés pour l'estimation des pertes de vie causées par défaillances des barrages sont indiquées dans le tableau suivant.

Tableau IV.8 : Taux de mortalité recommandés pour l'estimation des pertes de vie résultant d'une défaillance d'un barrage (DHS, 2011).

Gravité d'inondation	Heure d'avertissement (minutes)	Gravité d'inondation compréhensive	Taux de mortalité (Fraction de personnes posées au risque de mourir)	
			Suggérée	Plage suggérée
Élevée	Pas d'avertissement	Non applicable	0.75	0.3 - 1.0
	15 - 60	Vague	Pas d'informations sont fournis sur combien de personnes rester dans la plaine inondée.	
		Précis		
	Plus de 60	Vague		
Précis				
Moyenne	Pas d'avertissement	Non applicable	0.15	0.03 – 0.35
	15 - 60	Vague	0.04	0.01 – 0.08
		Précis	0.02	0.005 – 0.04
	Plus de 60	Vague	0.03	0.005 – 0.06
Précis		0.01	0.002 – 0.02	
Faible	Pas d'avertissement	Non applicable	0.01	0.0 – 0.02
	16 - 60	Vague	0.007	0.0 – 0.015
		Précis	0.002	0.0 – 0.004
	Plus de 61	Vague	0.0003	0.0 – 0.0006
Précis		0.0002	0.0 – 0.0004	

Les estimations de la perte de vie d'un barrage devraient inclure à la fois les décès à impact direct et ceux à impact indirect. Pour les inondations de faible gravité accompagné d'un excellent avertissement, le tableau IV.6 suggère d'utiliser un taux de létalité de 0,0002, ce qui représente 1 décès pour 5 000. Lorsque la rupture de barrage entraîne une destruction importante dans l'aval de barrage, la perte de vie est possible à la fois, des impacts directs aux eaux de crue et des causes indirectes après la fin de l'inondation, il pourrait y avoir des décès associés avec le nettoyage et la réparation des installations endommagées, des morts naturelles (crises cardiaques, etc.) peuvent également survenir et être liées au stress supplémentaire causé par les pertes que les gens subissent en période de crise.

En basant sur des informations dérivées du second ouragan Américain le plus destructeur (l'ouragan Andrew) qui a frappé le sud de la Floride en 1992, les pertes indirectes de vies humaines ont été sévèrement endommagées par les inondations aux zones aval peuvent être estimées en utilisant une fatalité taux allant de 0,001 à 0,0001 (DHS, 2011).

Étape 10 - Déterminer les estimations de perte de vie

Une meilleure estimation de la perte de vie potentielle et une fourchette d'estimation peut être calculée pour chaque scénario de défaillance (identifié à l'étape 1), la catégorie de temps (identifiée à l'étape 2) et l'emplacement (identifié à l'étape 4). Pour chaque emplacement la perte de vie potentielle est basée sur des hypothèses concernant les avertissements de rupture de barrage (identifiés à l'étape 5), la durée et la qualité de l'alerte (identifiées aux étapes 6 et 7) ainsi que le danger d'inondation et le taux de mortalité associé (identifiés aux étapes 8 et 9).

Étape 11 - Évaluer comment les incertitudes dans divers paramètres affectent les incertitudes globales dans estimations de la perte de la vie

L'incertitude devrait être prise en compte dans les estimations de la perte de vie, des estimations devraient être élaborées pour divers scénarios afin de variabilité possible sur un site donné. Il faudrait envisager de varier :

- l'heure du jour et le jour de la semaine s'il y a des différences potentielles dans la population exposée au risque;
- l'élévation du réservoir au moment de la rupture;
- les caractéristiques de la violation,
- le temps de développement de la violation;
- le moment où les avertissements sont émis;
- le taux de mortalité de la perte de la vie.

Les estimations doivent inclure une fourchette reflétant l'incertitude, étant donné que les facteurs clés qui affectent la perte de vie sont intrinsèquement incertains, les décideurs devraient recevoir des informations concernant la nature et le degré de l'incertitude afin d'aider à décider s'il y a lieu de recueillir plus d'informations (DHS, 2011) et (Graham, 1999).

IV.4. SCENARIOS DE RUPTURE DES BARRAGES POIDS EN BÉTON EN ALGERIE

IV.4.1. Envasement

L'envasement est un phénomène naturel très compliqué, il est devenu actuellement un réel qui menace les barrages en Algérie, cette situation n'influence pas seulement sur la capacité de stockage mais aussi sur la sécurité de l'ouvrage lui-même notamment le problème de dysfonctionnement des vannes de vidange.

La retenue du barrage de l'Oued Fodda est soumise à une forte sédimentation en raison des volumes considérables d'apports solides transportés chaque année par les rivières surtout lors des fortes crues. C'est ainsi, qu'un volume de $103 \times 10^6 \text{ m}^3$ de vase s'est déposé réduisant ainsi sa capacité à moins de 45 % (Benasla et al, 2016).

IV.4.1.1. Impacts de la sédimentation sur la sécurité de barrage

Les modes potentiels de rupture sont recherchés selon qu'ils se développent en conditions normales, en conditions de crues telles qu'une vanne d'évacuateur bloquée par des embâcles, qu'ils soient liés à des phénomènes de vieillissement (alcali-réaction, corrosion, colmatage de drains, ...), à un séisme ou à d'autres facteurs comme les sédimentations. (Carvajal et al, 2016).

La sédimentation dans les barrages pose plusieurs problèmes au niveau du réservoir lui-même, elle entraîne la réduction de la capacité utile du barrage et même le blocage des organes de vidange de

fond par un amas de vase consolidé par un enchevêtrement de troncs d'arbres et de débris immergés ou par corrosions sévères sur les structures métalliques de la vanne et ses appareillages (Bruk, 1986).

IV.4.2. Séisme

De point de vue sismique, la majorité des barrages Algériens se trouve dans une zone tectoniquement active qu'est localisée dans la région nord du pays, essentiellement dans le Tell. Les accidents directs de barrages liés aux séismes sont rares, mais le dispositif de drainage et l'écoulement sous terrain peuvent être infectés.

Tableau IV.9: Principaux séismes d'Algérie entre 1365 et 2020 (Yelles-Chaouche et al, 2005) et (Mezouar et al, 2021).

Lieu	Date	Magnitude	Victimes
Alger	03/01/1365	/	Plusieurs
Alger	10/03/1673	/	Plusieurs
Mitidja	03/02/1716	/	20 000
Oran	09/10/1790	/	2000
Blida	02/03/1825	/	7000
Djidjelli	22/08/1856	/	–
Aurès	16/11/1869	/	30
Gouraya	15/01/1891	/	38
Aumale	24/06/1910	6,6	81
Orléans ville (Chlef)	09/09/1954	6,7	1243
El Asnam (Chlef)	10/10/1980	7,3	2633
Constantine	27/10/1985	6,0	10
Tipaza	29/10/1989	6,0	22
Boumerdes–Alger	21/05/2003	6,8	2300
Milla	07/08/2020	4,9	-

IV.4.3. Crues

Le 10 février 2012, le barrage de Beni Haroun a atteint un pic historique depuis sa mise en service avec une retenue d'un milliard de mètres cubes, dont la capacité théorique de ce barrage est de 960 millions de m³. Les premiers lâchers d'eau du barrage vers Oued El Kebir ont commencé vers 6h30, par l'évacuateur de crue «à seuil libre» aménagé dans la partie centrale de l'ouvrage, les services de la tutelle appellent les riverains à prendre les précautions de sécurité d'usage, notamment en s'éloignant des abords du barrage.

On déduit de ces déclarations que les barrages Algériens peuvent connaître des déversements en périodes exceptionnelles et que la majorité sont exposés aux séismes et ils sont touchés par le problème d'envasement. La combinaison entre les phénomènes qu'ont vu et l'état fonctionnel des équipements de barrage a créé 64 scénarios à étudier pour calculer la probabilité de défaillance au glissement à l'interface les scénarios portent un nombre impair et au béton dont les scénarios portent un nombre pair.

Barrage de Boussiaba

Si on parle du barrage Boussiaba de type BCR il se trouve sur l'oued du même nom à environ 5 Km, à vol d'oiseau, au Nord-Est de El Milia dans la wilaya de Jijel, selon le zonage établi par le règlement parasismique algérien (RPA), le site correspond à la zone IIa (Cf. Annexe A.4), supposant que :

- le niveau d'envasement atteint la moitié de la hauteur de barrage.
- l'arrive d'une forte crue.
- une complication dans le système d'ouverture des portes déversoirs.
- le système de drainage fonctionne à 90%.

Le scénario qui étudie cette situation au niveau de l'interface est C₄₃ et au niveau de corps de barrage est C₄₄ (Tableau IV.11).

Barrage Koudiate Acedoune

Le barrage est en BCR situe dans la région de Lakhdaria Wilaya de Bouira qui a connu une activité séismique caractérisée par des séismes relativement fréquents. Dans un rayon de 100 Km autour du site ; on notera également les séismes du parvenu :

- Le 24/06/2010 de magnitude 6,6 au nord de Djouab à 35 Km du site ;
- Le 31/10/1988 de magnitude 5,6 à l'est de Blida, à 78 Km du site.

Supposant qu'un séisme touche la région pendant la période estivale (NNR) et que le taux de fonctionnement de système de drainage est 50%, le scénario qui étudie cette situation au niveau de l'interface est C₄₉ et au niveau de corps de barrage est C₅₀ (Tableau IV.11).

Barrage Hamiz

C'est le plus ancien barrage Algérien, il est en maçonnerie, construit à 35 km au Sud-Est d'Alger, dans une zone tectonique des plus propices aux tremblements de terre. Supposant que le niveau d'envasement est deux tiers de la hauteur de barrage et que le taux de fonctionnement de système de drainage est 05%, si un séisme touche la région pendant la période estivale (NNR), le scénario qui étudie cette situation au niveau de l'interface est C₆₃ et au niveau de corps de barrage est C₆₄ (Tableau IV.10 et Figure IV.10).

Tableau IV.10 : Scénarios de défaillance proposés pour les barrages en Algérie.

Description de scenario	Hauteur d'envasement	Niveau d'exploitation	Présence de séisme	disfonctionnement des vannes de vidange et les portes de déversoir	Taux de fonctionnement de système de drainage			Scenarios
					90%	50%	5%	
cas d'exploitation normale sans problèmes techniques	actuelle	NNR	0	0	1	0	0	C ₁
	actuelle	NNR	0	0	0	1	0	C ₃
	actuelle	NNR	0	0	0	0	1	C ₅
	H _{barrage} /2	NNR	0	0	1	0	0	C ₇
	2H _{barrage} /3	NNR	0	0	1	0	0	C ₉
	H _{barrage} /2	NNR	0	0	0	1	0	C ₁₁
	2H _{barrage} /3	NNR	0	0	0	1	0	C ₁₃
	H _{barrage} /2	NNR	0	0	0	0	1	C ₁₅
	2H _{barrage} /3	NNR	0	0	0	0	1	C ₁₇
cas d'exploitation exceptionnelle	actuelle	NPEH	0	0	1	0	0	C ₁₉
	actuelle	NPEH	0	0	0	1	0	C ₂₁
	actuelle	NPEH	0	0	0	0	1	C ₂₃
	H _{barrage} /2	NPEH	0	0	1	0	0	C ₂₅
	2H _{barrage} /3	NPEH	0	0	1	0	0	C ₂₇
	H _{barrage} /2	NPEH	0	0	0	1	0	C ₂₉
	2H _{barrage} /3	NPEH	0	0	0	1	0	C ₃₁
	H _{barrage} /2	NPEH	0	0	0	0	1	C ₃₃
	2H _{barrage} /3	NPEH	0	0	0	0	1	C ₃₅
cas d'exploitation exceptionnelle avec problèmes techniques	actuelle	NPEH	0	1	1	0	0	C ₃₇
	actuelle	NPEH	0	1	0	1	0	C ₃₉
	actuelle	NPEH	0	1	0	0	1	C ₄₁
	H _{barrage} /2	NPEH	0	1	1	0	0	C ₄₃
	2H _{barrage} /3	NPEH	0	1	1	0	0	C ₄₅
cas d'exploitation extrême	actuelle	NNR	1	0	1	0	0	C ₄₇
	actuelle	NNR	1	0	0	1	0	C ₄₉
	actuelle	NNR	1	0	0	0	1	C ₅₁
	H _{barrage} /2	NNR	1	0	1	0	0	C ₅₃
	2H _{barrage} /3	NNR	1	0	1	0	0	C ₅₅
	H _{barrage} /2	NNR	1	0	0	1	0	C ₅₇
	2H _{barrage} /3	NNR	1	0	0	1	0	C ₅₉
	H _{barrage} /2	NNR	1	0	0	0	1	C ₆₁
	2H _{barrage} /3	NNR	1	0	0	0	1	C ₆₃

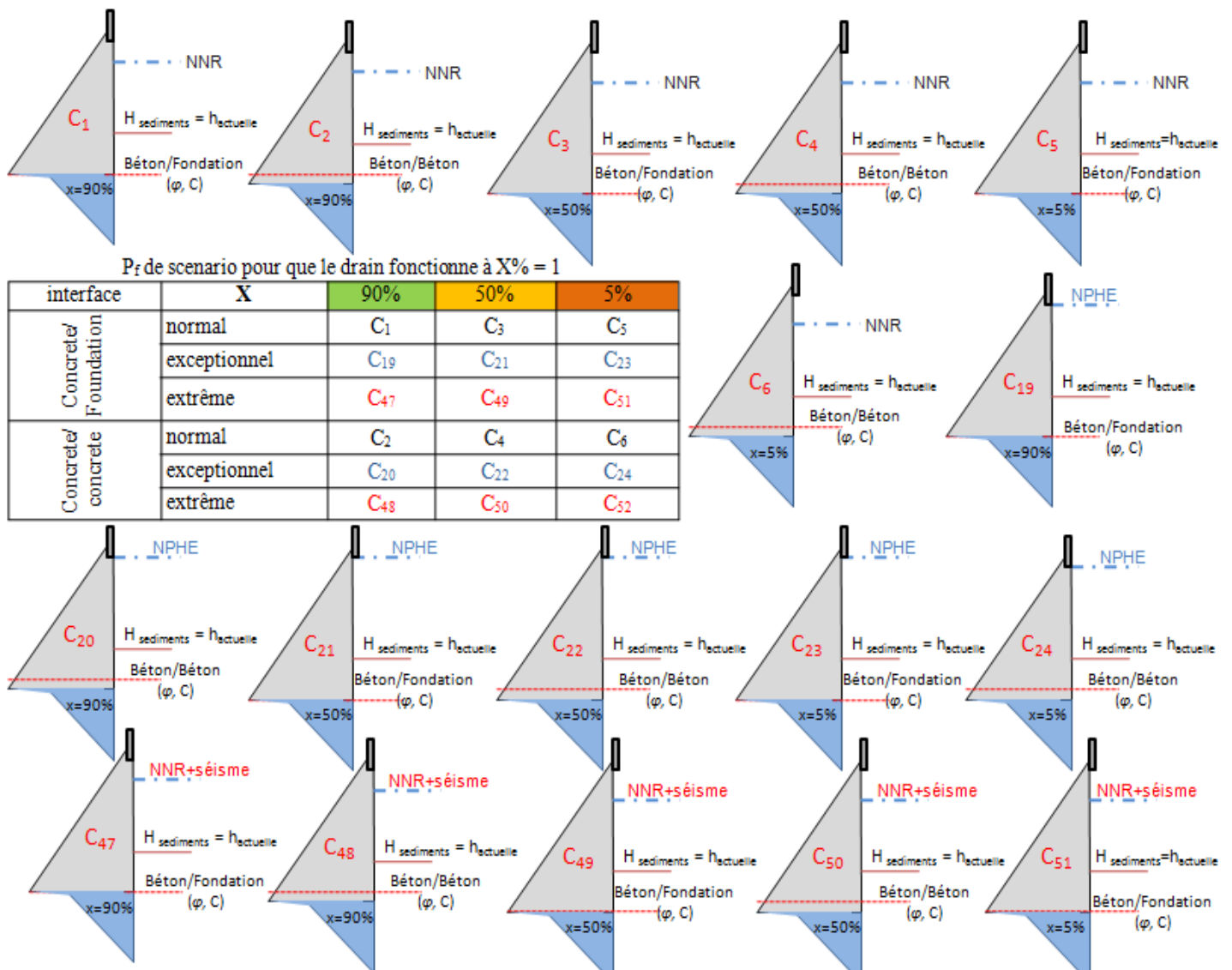


Figure IV.8 : Présentation des scénarios pour que le système de drainage fonctionne à ; 90%, 50% et 05%.

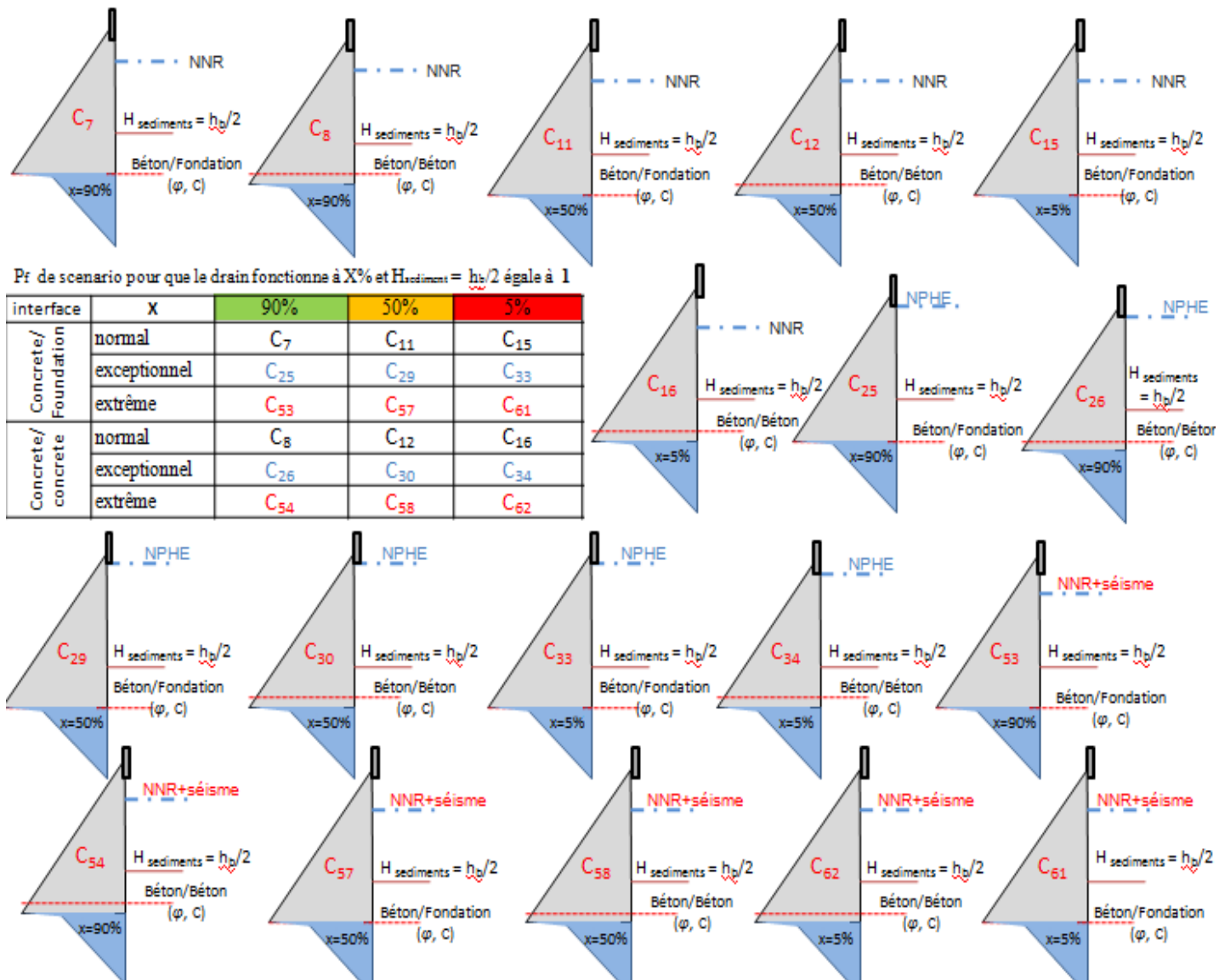


Figure IV.9 : Présentation des scénarios pour que la hauteur des sédiments égale à $h_{\text{barrage}}/2$ et le système de drainage fonctionne à ; 90%, 50% et 05%.

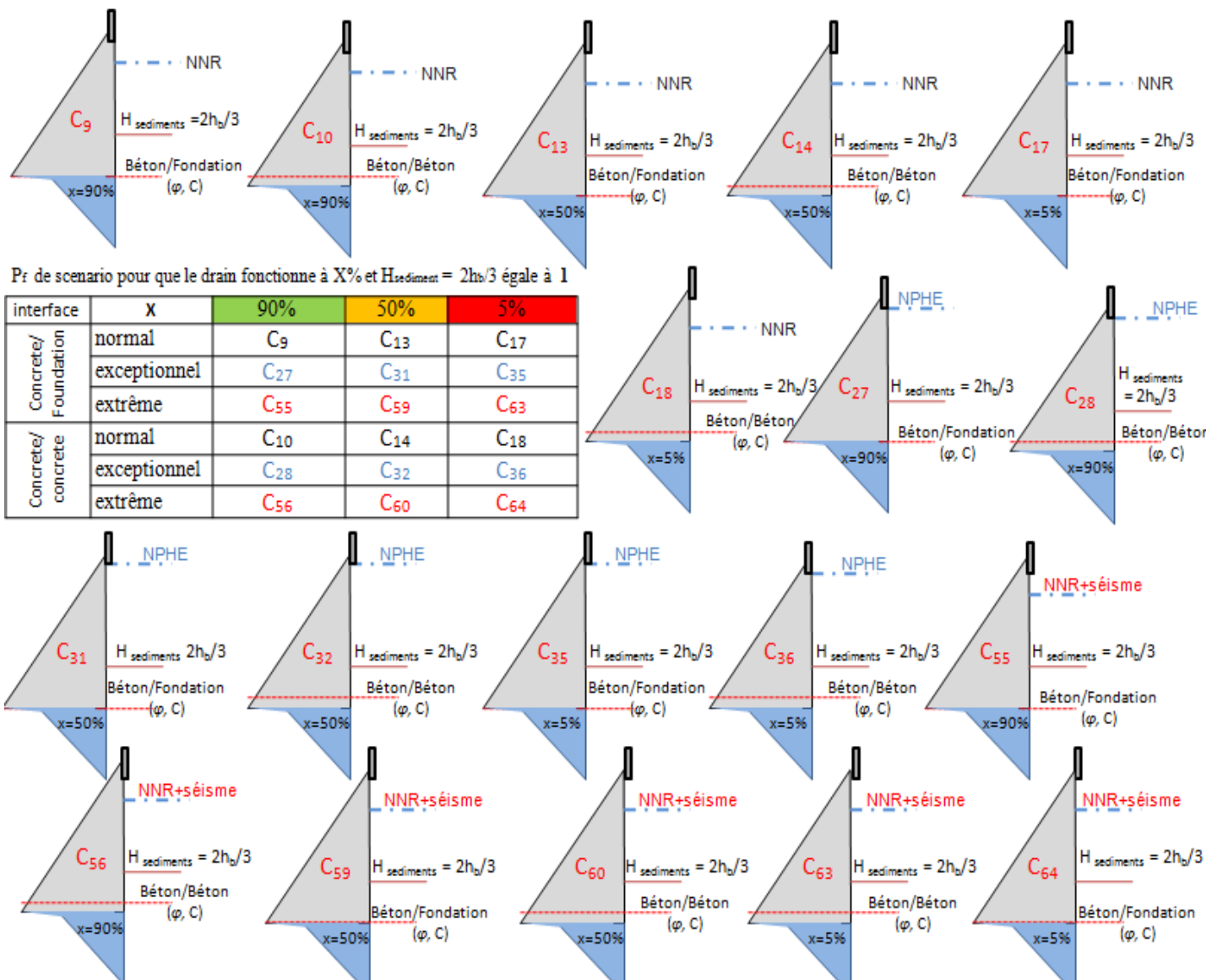


Figure IV.10 : Présentation des scénarios pour que la hauteur des sédiments égale à $2h_{barrage}/3$ et le système de drainage fonctionne à ; 90%, 50% et 05%.

IV.5. INSPECTION DES BARRAGES EN BETON

Les barrages en béton englobent une variété de structures inclure le poids, la dalle et le contrefort, les barrages en maçonnerie peuvent être considérés des structures gravitaires avec de nombreuses articulations. Ils sont souvent plus catastrophiques, ils ont des symptômes moins évidents avant la défaillance, s'effondrent peut-être très rapide, avec peu ou pas d'avertissement préalable (DSS, 2016).

En revanche, les défaillances de barrages en béton tombent généralement dans l'une des catégories suivantes :

- **Renversement** : Possibilité de basculement du barrage par rapport à son pied aval.
- **Glissement** : Il décrit le mouvement relatif entre deux couches de nature identique ou divers, il peut s'effectuer au corps de la digue, à l'interface et au niveau de fondation.

- **Fissuration structurales** : Les fissures causées par des contraintes excessives sur la digue de barrage est résultat :

- Conception inadéquate,
- Mauvaise construction technique,
- Qualité des matériaux défectueux.

La propagation des fissures est souvent irrégulière, ce qui signifie qu'elle court à un angle aux principaux axes du barrage et peut exposer un changement brusque de direction. Ces fissures ont aussi déplacement radial, transversal ou vertical notable.

- **Fondation ou faiblesse** : Les barrages en béton transfèrent une charge substantielle aux culées et fondation, bien que le béton de barrage soit durable, le terrain naturel peut se fissurer, s'effriter, ou se déplacer dans une glissière massive, si cela se produit, le soutien pour le barrage est perdu, ce qui le fait échouer. La défaillance de fondation ou des culées est difficile à détecter parce que les mouvements initiaux sont souvent très petits.

- **Vidange de fond** : L'installation d'une vidange de fond, sous forte charge est un problème très difficile, lorsqu'il s'agit en plus de s'en servir pour le réglage du débit durant une phase de la construction des ouvrages ou pour le contrôle de la mise en eau du barrage, le problème est de beaucoup plus complexe.

En outre, les sédiments déposés sont ensuite érodés et amenés vers l'admission d'une centrale hydro-électrique ou vers la vidange de barrage.

IV.5.1. Surveillance des barrages

La surveillance des barrages vise à gérer ce risque et réduire au mieux ses probabilités d'occurrence, en mobilisant les moyens nécessaires à l'identification précoce d'événements indésirables susceptibles d'engendrer une éventuelle défaillance ou rupture. Toute organisation d'un processus de surveillance devrait donc viser à faire en sorte que l'on réduise au maximum les probabilités de défaillance par :

- identification des modes de rupture et leur prise en compte dans un programme de surveillance,
- détection précoce de phénomènes avant-coureurs et évolutifs qui pourraient mener à ces mécanismes de rupture,
- connaissance, via des paramètres physiques, du comportement du barrage et de ses composantes.

La protection des personnes et des biens est en règle générale une responsabilité sociale de l'état qui doit, par des mesures législatives contraignantes, être en mesure d'imposer et de contrôler une surveillance effective et efficace des barrages. Pour cette raison, la surveillance des barrages doit s'appuyer sur un cadre légal et réglementaire définissant précisément les rôles et responsabilités des différents intervenants.

Il reste que le propriétaire est le premier responsable pour tous les aspects de la sécurité du barrage, y compris les conséquences d'une rupture. Donc pour assurer la sécurité d'un barrage, ou de tout autre ouvrage de retenue, il est nécessaire d'avoir un ensemble d'activités concomitantes, bien coordonnées et raisonnablement agencées, ces activités doivent être :

- complémentaires dans une chaîne d'actions successives menant à une garantie de sécurité ou de sûreté,

- dotées d'une certaine redondance, afin d'offrir une garantie allant au-delà des aléas de fonctionnement.

IV.5.2. Évaluations de sécurité des barrages

Selon le Règlement de la sécurité des barrages, l'évaluation de la sécurité d'un barrage à forte contenance doit comporter les éléments principaux suivants :

- inspection détaillée de chacune des composantes de barrage ;
- analyse des résultats des dernières inspections ;
- vérification de la fonctionnalité et de la fiabilité des appareils d'évacuation ;
- vérification des critères de conception, données sur l'hydrologie, l'hydraulique, la structure, la capacité d'évacuation et le laminage des crues ;
- vérification de la stabilité du barrage et du terrain de fondation, incluant des calculs de stabilité de la structure et du terrain de fondation du barrage et la caractérisation des matériaux constituant le barrage ;
- vérification des dispositifs de sécurité dont est muni le barrage;
- révision du classement accordé au barrage. (Saint-Pierre et al, 2010).

Conclusion

De ce qui précède, on peut conclure qu'un barrage poids en béton est une structure en béton ou en maçonnerie de forme théoriquement triangulaire, qui résiste à la pression de l'eau du fait de son poids. Au cours du cycle de vie de cet ouvrage une défaillance peut être due aux différentes causes qu'on les appelle les scénarios de défaillance, ces derniers sont causés par ; des actions humaines intentionnelles, naturelles (inondation, tremblement de terre) ou accidentelles dans les conditions météorologiques normales notamment les glissements, les reversements et le problème des vannes de vidange ou d'évacuation en cas de crue.

Lorsqu'un barrage poids échoue, la preuve la plus directe du scénario de défaillance est sa détérioration ou son dysfonctionnement partiel, il a des symptômes moins évidents avant la défaillance, s'effondre peut être très rapide, avec peu ou pas d'avertissement préalable, ce qui incite inéluctablement les gestionnaires chargés de l'exploitation de prévoir un plan de surveillance vise à gérer ce risque et réduire au mieux ses probabilités d'occurrence, en mobilisant les moyens nécessaires à l'identification et au calcul de la probabilité de défaillance, cette dernière sera l'objet du prochain chapitre.

CHAPITRE V

APPROCHE FIABILISTE DE CALCUL DE PROBABILITE DE DEFAILLANCE D'UN BARRAGE RESERVOIR

Introduction

Cette partie s'intéresse à l'application des méthodes de calculs fiabilistes développées dans chapitre III sur des barrages poids en béton ayant des caractéristiques différentes au point de vue structural : Géométrie profil transversal, la nature des matériaux du corps du barrage, les caractéristiques géotechniques des fondations et période d'exploitation des ouvrages et équipements électromécaniques y afférents.

L'examen de cette question sera abordé à partir d'une approche fiabiliste structurale et fonctionnelle selon la théorie d'approximation de Taylor basée sur le principe du calcul de la fonction de performance M et de l'indice de fiabilité β ensuite, procéder à un calcul probabiliste selon les méthodes ; Monte Carlo et hyper cube latin qui reposent sur le principe de générer des variables aléatoires en fonction du nombre de cycles auxquelles se prononce une défaillance.

V.1. Méthodologie

Dans le système barrage-réservoir l'incertitude peut toucher plusieurs paramètres qui s'incluent dans le calcul de stabilité, on peut citer ; poids volumique de béton, le poids volumique des sédiments, les niveaux de la retenue, la poussée des vagues et glaces (cf. annexe présentation des charges).

Les variables aléatoires inhérentes aux calculs fiabilistes en l'occurrence l'angle de frottement ' ϕ ' et la cohésion ' C ' d'une part, le long de l'interface barrage-fondation, on supposant que l'incertitude est produite par le changement d'espace de prospection des échantillons, en raison de l'hétérogénéité des fondations et aux erreurs relatives aux essais en laboratoire, lors des essais de cisaillement, d'autre part dans le corps de la digue (béton-béton) la variation de ' ϕ ' et ' C ' se produit par le phénomène de dégradation de béton durant la vie de barrage, il y a lieu de supposer une distribution gaussienne aux lois qui régissent ces caractéristiques physiques (figure V.1).

Afin d'optimiser la sécurité d'un barrage, il est indispensable de prendre en considération le cas normal d'exploitation et les cas ultimes naturels (fortes crues, séismes) donc l'analyse de fiabilité sera faite en fonction des différentes situations de combinaisons de charges à savoir ; cas normal, exceptionnel et extrême, ce type d'optimisation on l'appelle « fiabilité structurale ». Un autre type d'optimisation qu'on l'appelle « fiabilité fonctionnelle », il regroupe les taux de fonctionnement des outillages d'exploitation; vannes de vidange, de déversoirs, système de drainage et le degré d'envasement dans le barrage (l'élévation des sédiments), ces facteurs influent directement sur la stabilité d'un barrage et la combinaison entre ces paramètres et les cas d'exploitations suscités se conjugue en différents scénarios (C_i) qu'on les appelle scénarios d'exploitation possibles qui peuvent se produire dans un barrage durant la période d'exploitation son service.

Les probabilités de défaillances P_f obtenues sont les résultats de calcul par les méthodes ; *FORM*, Simulation Monte Carlo et Hyper Cube Latin qui donnent une estimation sur la fiabilité de barrage pour chaque scénario C_i par rapport au glissement produit suivant les différents scénarios explicités précédemment. Cependant, la méthode *SORM*, n'est pas valide pour $\beta_{kj} \leq -1$ et ne fonctionne pas bien pour courbures négatives (Choi et al 2007).

L'approche préconisée, admet une probabilité de défaillance la plus probable déduite sur la base des résultats obtenus, considéré comme une valeur d'optimisation fiabiliste correspondant à l'ouvrage examiné (figure V.2).

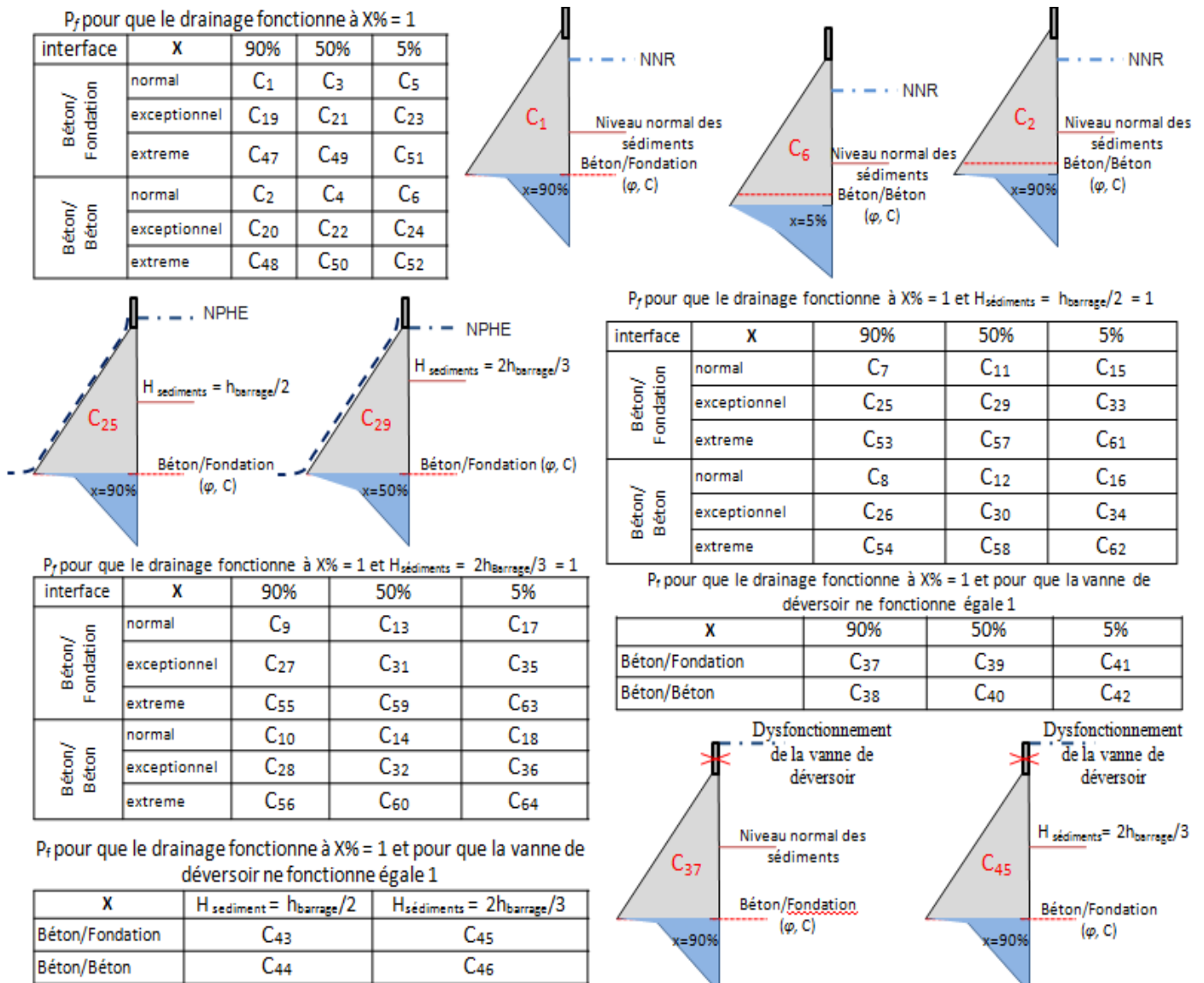


Figure V.1 : Scénarios d'études suivant la combinaison de charge de fiabilité structurale et fonctionnelle.

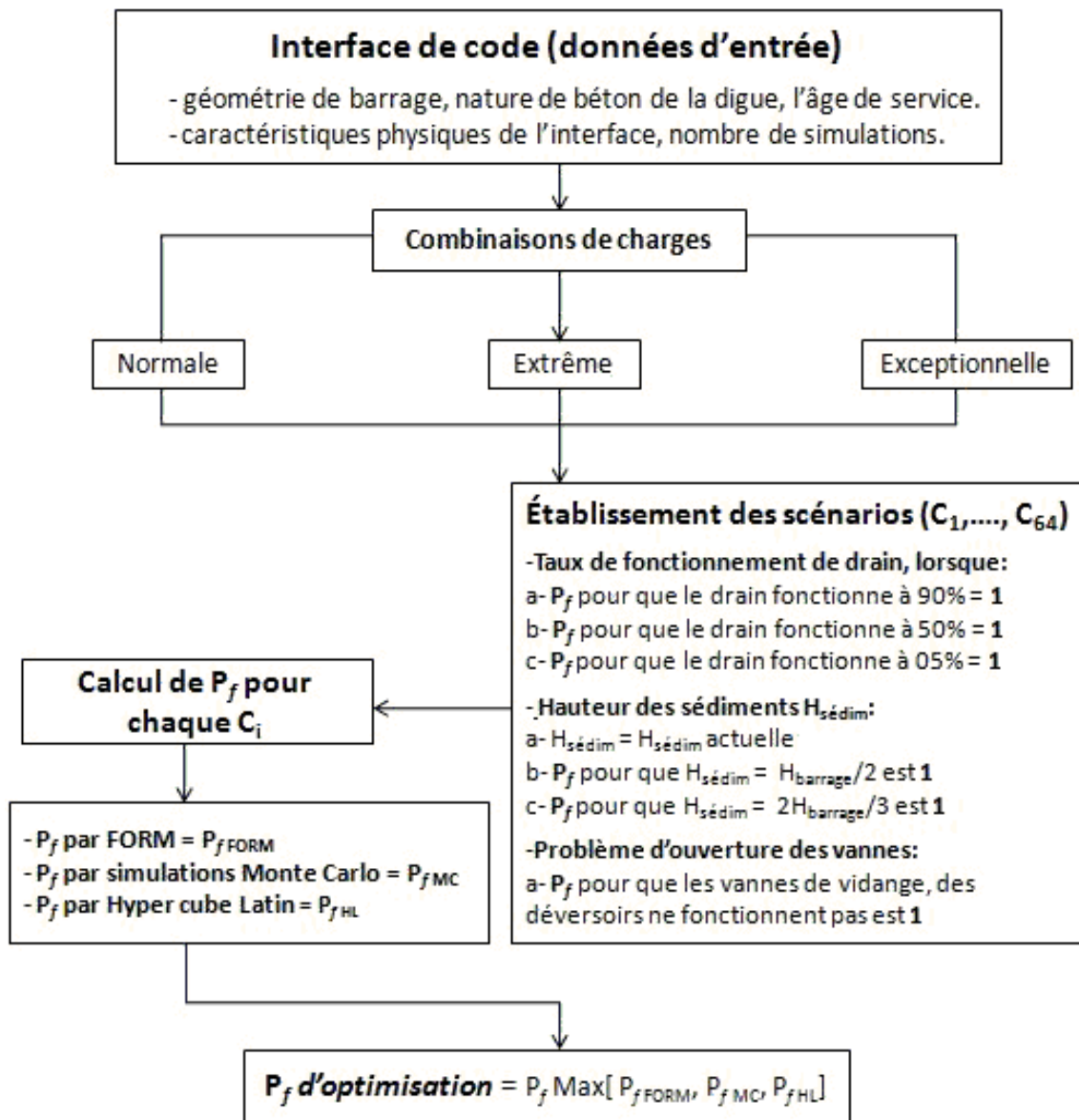


Figure V.2 : Organigramme de calcul de la probabilité de défaillance d'un barrage.

V.2. Application des modèles

Les tableaux 1, 2 et 3 donnent la probabilité de défaillance de barrage Beni Harroun lors des scénarios proposés dont chaque scénario correspondant à une combinaison de charge, exemple ; P_f estimée pour le scénario 47 (C_{47}) est la probabilité de défaillance au glissement par rapport à l'interface barrage-fondation lorsque ce barrage est soumis sous l'effet des sollicitations sismiques et lorsque la probabilité fonctionnelle pour que le système de drainage fonctionne à 95% est égale à 1. Le code de calcul garde la probabilité de défaillance la plus défavorable ($P_f = 3,51 \times 10^{-3}$) parmi les résultats de calcul par les trois méthodes fiabilistes qu'on a précédemment discuté.

V.2.1. Modèle de FORM par l'approximation des séries de Taylor

La fonction de performance M peut être évaluée en faisant varier la valeur moyenne de chaque variable en fonction de son écart-type.

La fonction de performance pour glissement est définie comme suit :

$$M = \frac{R}{H} - 1 = \frac{\sum F_V \cdot \tan g \varphi + C \cdot L}{\sum F_H} - 1 \quad (V.1)$$

La variation de la fonction de performance pour le glissement est donnée par les formules suivantes :

$$M_1(\mu_f + \delta_f, \mu_c) = \sum F_V \cdot \tan g (\mu_f + \delta_f) + L \cdot \mu_c \quad (V.2)$$

$$M_2(\mu_f - \delta_f, \mu_c) = \sum F_V \cdot \tan g (\mu_f - \delta_f) + L \cdot \mu_c \quad (V.3)$$

$$M_3(\mu_f, \delta_c + \mu_c) = \sum F_V \cdot \tan g (\mu_f) + L \cdot (\mu_c + \delta_c) \quad (V.4)$$

$$M_4(\mu_f, \delta_c - \mu_c) = \sum F_V \cdot \tan g (\mu_f) + L \cdot (\mu_c - \delta_c) \quad (V.5)$$

Prenant le barrage de Beni Harroun et pour le scénario 47 (C₄₇) ; M, M₁, M₂, M₃ et M₄ au niveau de l'interface sont comme suit :

$$M = \{[108\ 656,00 \times \tan (34,00) + 1500 \times 93] / 78\ 446,69\} - 1 = 2,601$$

$$M_1 = \{[108\ 656,00 \times \tan (34,00 + 5,33) + 1500 \times 93] / 78\ 446,69\} - 1 = 2,913$$

$$M_2 = \{[108\ 656,00 \times \tan (34,00 - 5,33) + 1500 \times 93] / 78\ 446,69\} - 1 = 2,536$$

$$M_3 = \{[108\ 656,00 \times \tan (34,00) + (1500 + 466,66) \times 93] / 78\ 446,69\} - 1 = 3,265$$

$$M_4 = \{[108\ 656,00 \times \tan (34,00) + (1500 - 466,66) \times 93] / 78\ 446,69\} - 1 = 2,160$$

La variance de la fonction de performance M est exprimée par :

$$\text{Var}(M) = [(2,913 - 2,536)/2]^2 + [(3,265 - 2,160)/2]^2 = 0,3408$$

En utilisant la formule d'indice de fiabilité, β est :

$$\beta = \frac{M}{\sqrt{\text{Var}(M)}} = 2,93$$

En revenant au tableau III.3 la probabilité de défaillance de barrage Beni Harroun au glissement à l'interface barrage-fondation lors de C₄₇ est :

$$P_f = 0,0032 = 3,2 \times 10^{-3}$$

V.2.2. Modèles de Monte Carlo et Hyper cube Latin

En utilisant logiciel de calcul Mathematica sous licence de Wolfram, on fait le calcul de probabilité de défaillance pour chaque scénario proposé suivant les codes programmés sur la méthode MC et la méthode HL illustrés respectivement dans les annexes B.1 et B.2, on prend 50 000 simulations pour chaque combinaison de charge et on lance le calcul.

Table V.1 : Pf de barrage Beni Harroun lors des scénarios ; C1, C2,....C18. (Cas d'exploitation normale)

Scénarios	Pf (Calculées)			Pf (Optimisée) = Max [Pf _{FORM} , Pf _{HL} , Pf _{MC}]
	Pf _{FORM}	Pf _{HL}	Pf _{MC}	
C1	2,00E-04	1,97E-04	1,96E-04	2,00E-04
C2	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C3	3,20E-04	3,26E-04	3,25E-04	3,26E-04
C4	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C5	4,10E-04	4,10E-04	4,09E-04	4,10E-04
C6	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C7	2,30E-04	2,30E-04	2,29E-04	2,30E-04
C8	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C9	3,20E-04	3,20E-04	3,19E-04	3,20E-04
C10	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C11	4,10E-04	4,10E-04	4,09E-04	4,10E-04
C12	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C13	5,10E-04	5,10E-04	5,08E-04	5,10E-04
C14	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C15	5,10E-04	5,10E-04	5,08E-04	5,10E-04
C16	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C17	6,00E-04	6,00E-04	5,98E-04	6,00E-04
C18	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07

Table V.2 : Pf de barrage Beni Harroun lors des scénarios ; C19, C20,...C46. (Cas d'exploitation exceptionnelle).

Scénarios	Pf (Calculée)			Pf (Optimisée) = Max [Pf _{FORM} , Pf _{HL} , Pf _{MC}]
	Pf _{FORM}	Pf _{HL}	Pf _{MC}	
C19	1,00E-03	1,05E-03	1,10E-03	1,10E-03
C20	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C21	2,10E-03	2,20E-03	2,30E-03	2,30E-03
C22	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C23	3,20E-03	3,35E-03	3,51E-03	3,51E-03
C24	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C25	1,00E-03	1,05E-03	1,10E-03	1,10E-03
C26	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C27	2,10E-03	2,20E-03	2,30E-03	2,30E-03
C28	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C29	2,10E-03	2,20E-03	2,30E-03	2,30E-03
C30	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C31	3,20E-03	3,35E-03	3,51E-03	3,51E-03
C32	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C33	3,20E-03	3,35E-03	3,51E-03	3,51E-03

C ₃₄	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₃₅	4,40E-03	4,61E-03	4,82E-03	4,82E-03
C ₃₆	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₃₇	1,00E-03	1,05E-03	1,10E-03	1,10E-03
C ₃₈	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₃₉	2,10E-03	2,20E-03	2,30E-03	2,30E-03
C ₄₀	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₄₁	3,20E-03	3,35E-03	3,51E-03	3,51E-03
C ₄₂	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₄₃	2,10E-03	2,20E-03	2,30E-03	2,30E-03
C ₄₄	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₄₅	2,10E-03	2,20E-03	2,30E-03	2,30E-03
C ₄₆	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07

Table V.3 : P_f de barrage Beni Harroune lors des scénarios ; C₁₉, C₂₀,...C₄₆, C₄₇. (Cas d'exploitation extrême).

Scénarios	P_f (Calculées)			P_f (Optimisée) = Max [P_{fFORM} , P_{fHL} , P_{fMC}]
	P_{fFORM}	P_{fHL}	P_{fMC}	
C ₄₇	3,20E-03	1,58E-03	3,47E-03	3,47E-03
C ₄₈	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₄₉	4,40E-03	4,61E-03	4,82E-03	4,82E-03
C ₅₀	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₅₁	5,56E-03	5,82E-03	6,09E-03	6,09E-03
C ₅₂	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₅₃	4,40E-03	4,61E-03	4,33E-03	4,61E-03
C ₅₄	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₅₅	4,40E-03	4,61E-03	4,82E-03	4,82E-03
C ₅₆	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₅₇	4,40E-03	4,61E-03	3,92E-03	4,61E-03
C ₅₈	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₅₉	1,00E-02	1,05E-02	1,10E-02	1,10E-02
C ₆₀	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₆₁	5,56E-03	5,82E-03	6,09E-03	6,09E-03
C ₆₂	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₆₃	6,70E-03	7,01E-03	6,63E-03	7,01E-03
C ₆₄	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07

L'application des modèles a été exécutée sur six (06) barrages Algériens, les caractéristiques de ces barrages sont motionnées dans le tableau suivant :

Table V.4 : Caractéristiques géométriques et l'âge de service des barrages à étudier.

Barrage	Nature de béton	Durée de service	Parement de talus		Hauteur de la digue (m)	Longueur de fondation (m)	Rapport longueur de fondation/ hauteur de la digue (R)
			amont	aval			
Boussiaba	BCR	< 50 ans	0	0,725	50,67	37,63	0,74
Oued Fodda	BCR	50 à 100 ans	0,1	0,675	101	67,5	0,67
Koudiate Acerdoune	BCV	< 50 ans	0,4	0,5	121	102	0,84
Beni Harroue	BCR	< 50 ans	0	0,8	118	93	0,79
Hamiz	Maçonnerie	> 100 ans	0,25	0,5	50	47	0,94
Tichy Haf	BCR	< 50 ans	0	0,5	83,5	40	0,48

La figure qui se suit représente l'histogramme de probabilité de défaillance des trois combinaisons de charge ; normale, exceptionnelle et extrême, elle nous donne probabilité de défaillance la plus probable pour chaque scénario supposé avec et sans l'effet des voiles d'injection.

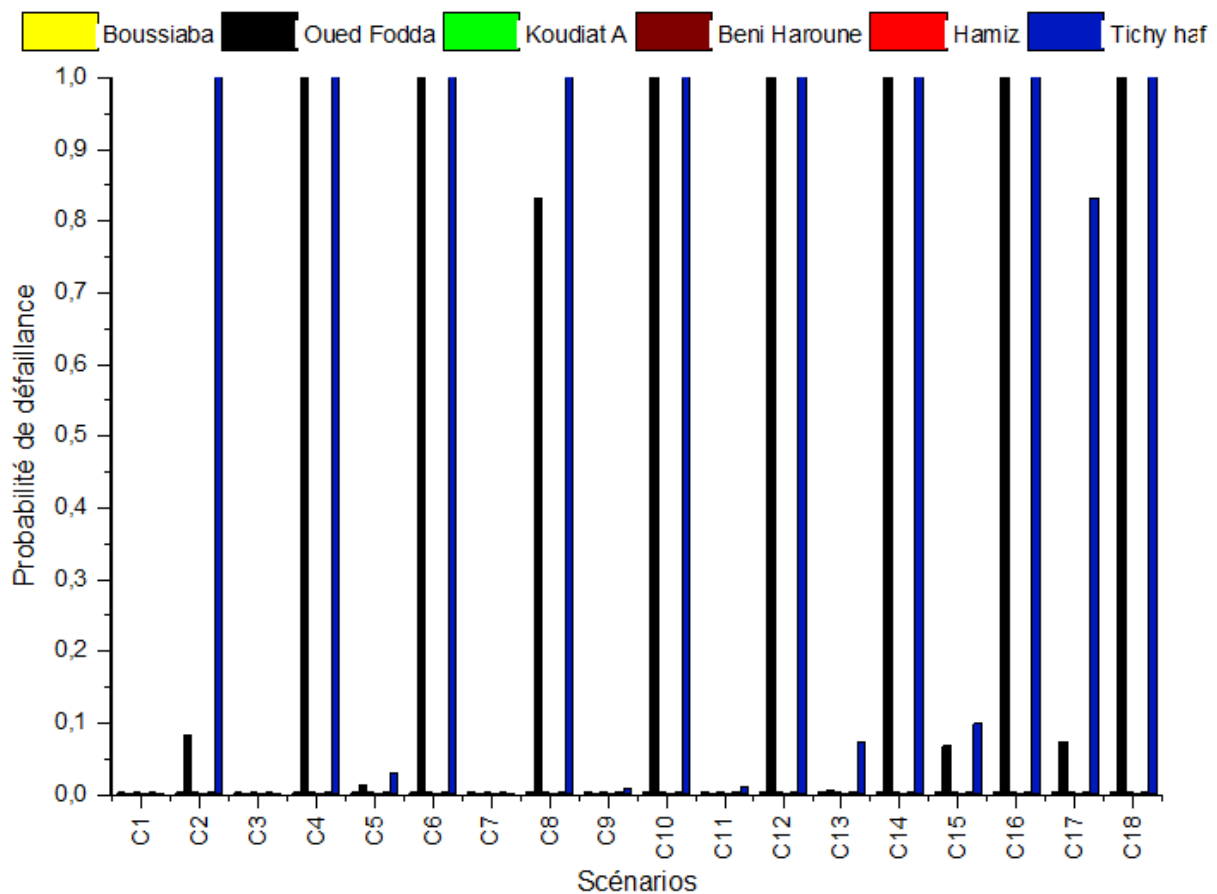


Figure V.3 : Probabilités de défaillance pour les scénarios de calculs : Cas normal sans tenir en compte l'effet des voiles d'injection

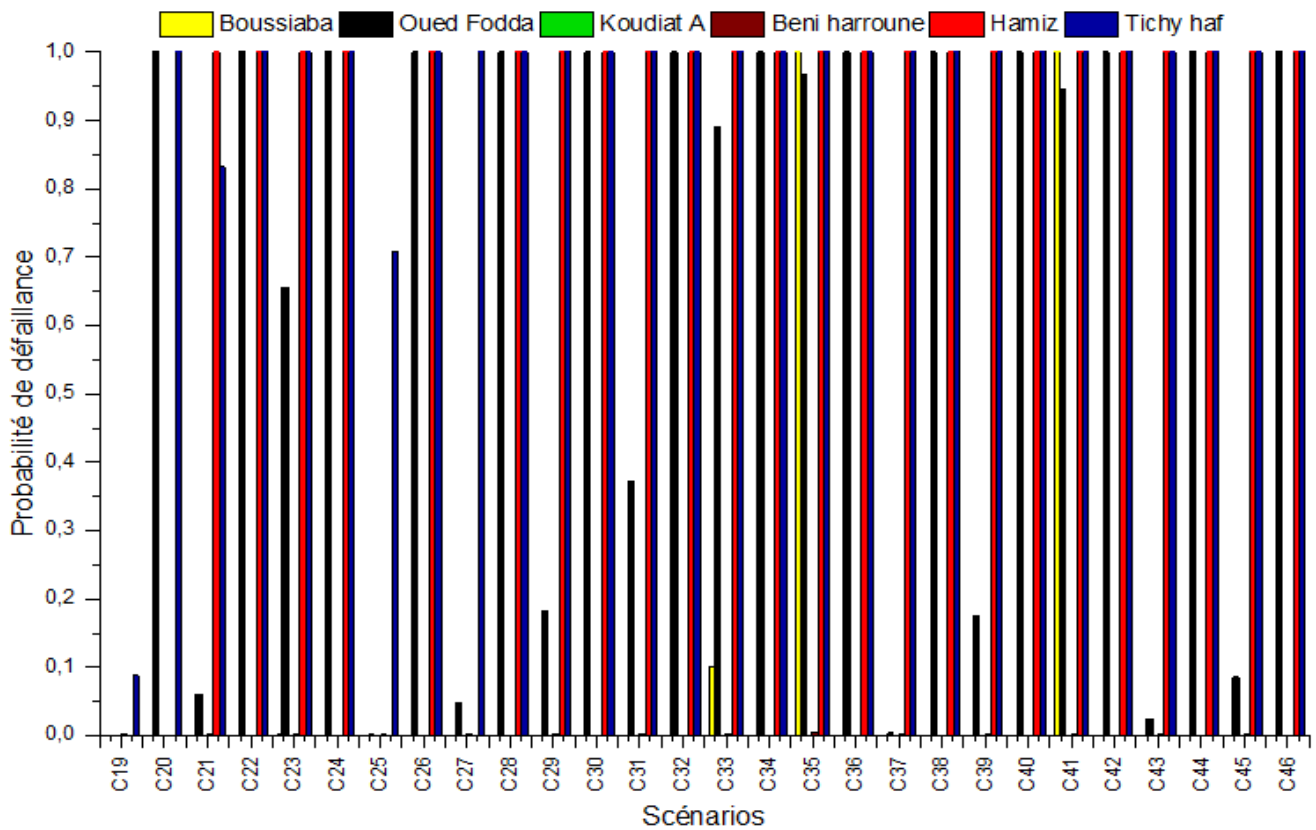


Figure V.4 : Probabilités de défaillance pour les scénarios de calculs : Cas exceptionnel sans tenir en compte l'effet des voiles d'injection.

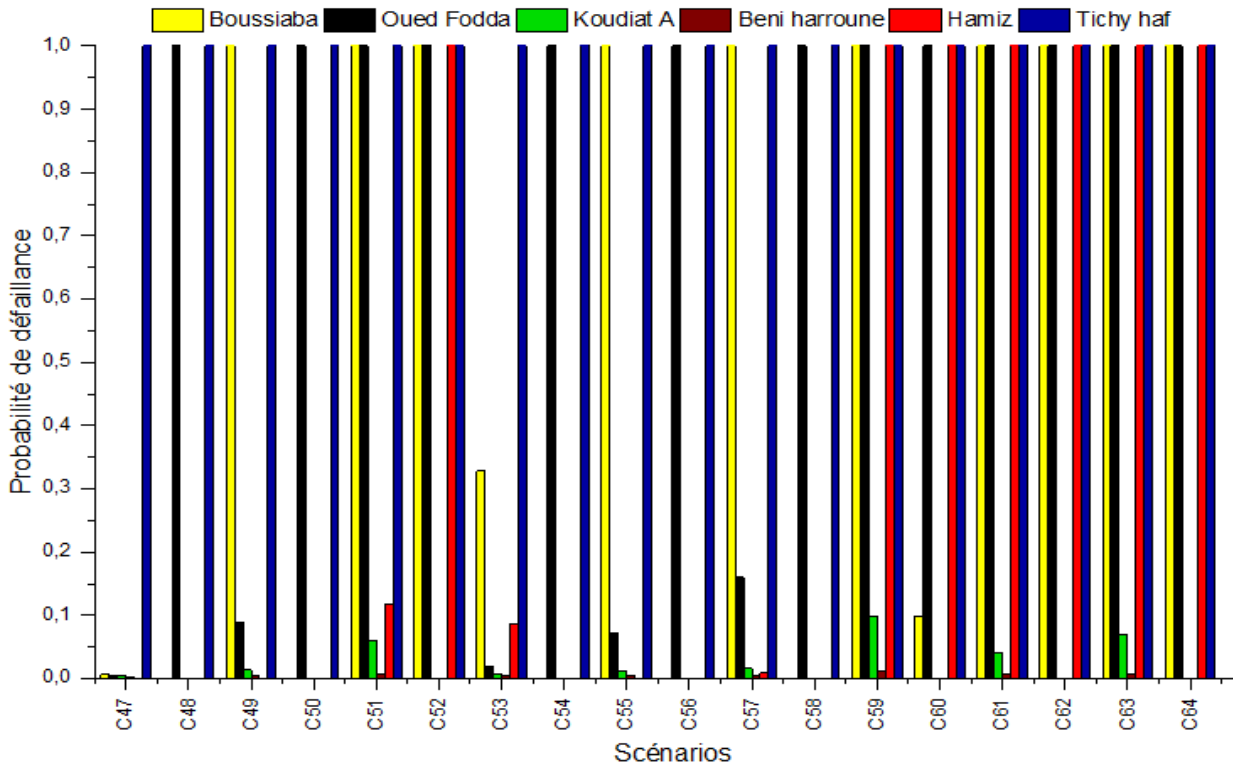


Figure V.5 : Probabilités de défaillance pour les scénarios de calculs : Cas extrême sans tenir en compte l'effet des voiles d'injection.

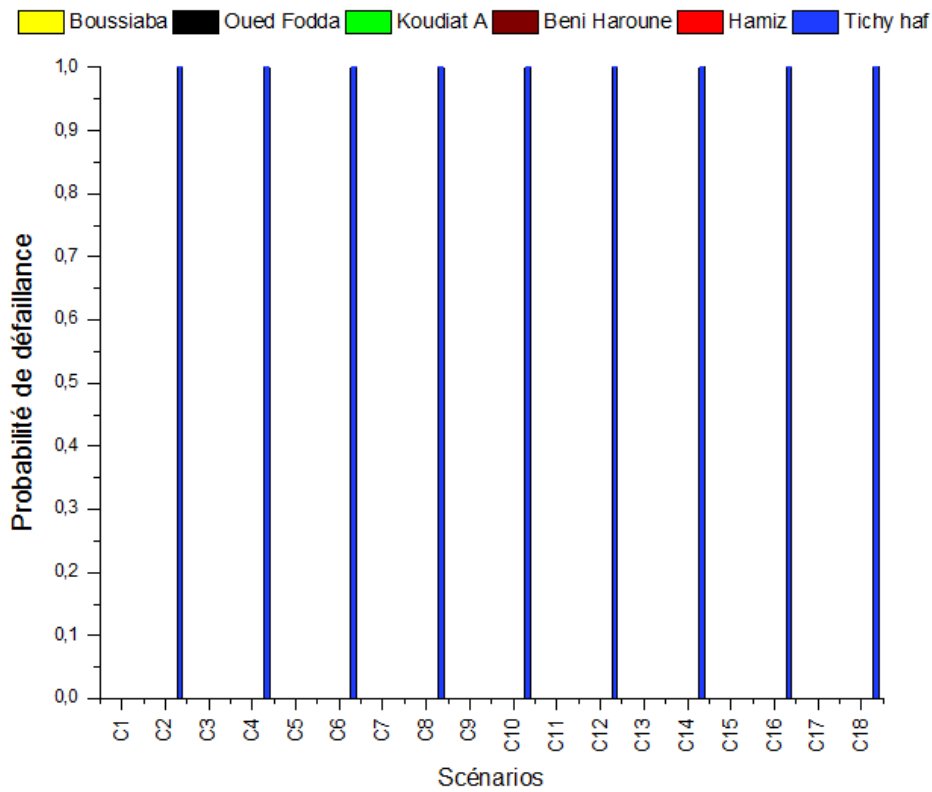


Figure V.6 : Probabilités de défaillance pour les scénarios de calculs : Cas normal avec l'effet des voiles d'injection.

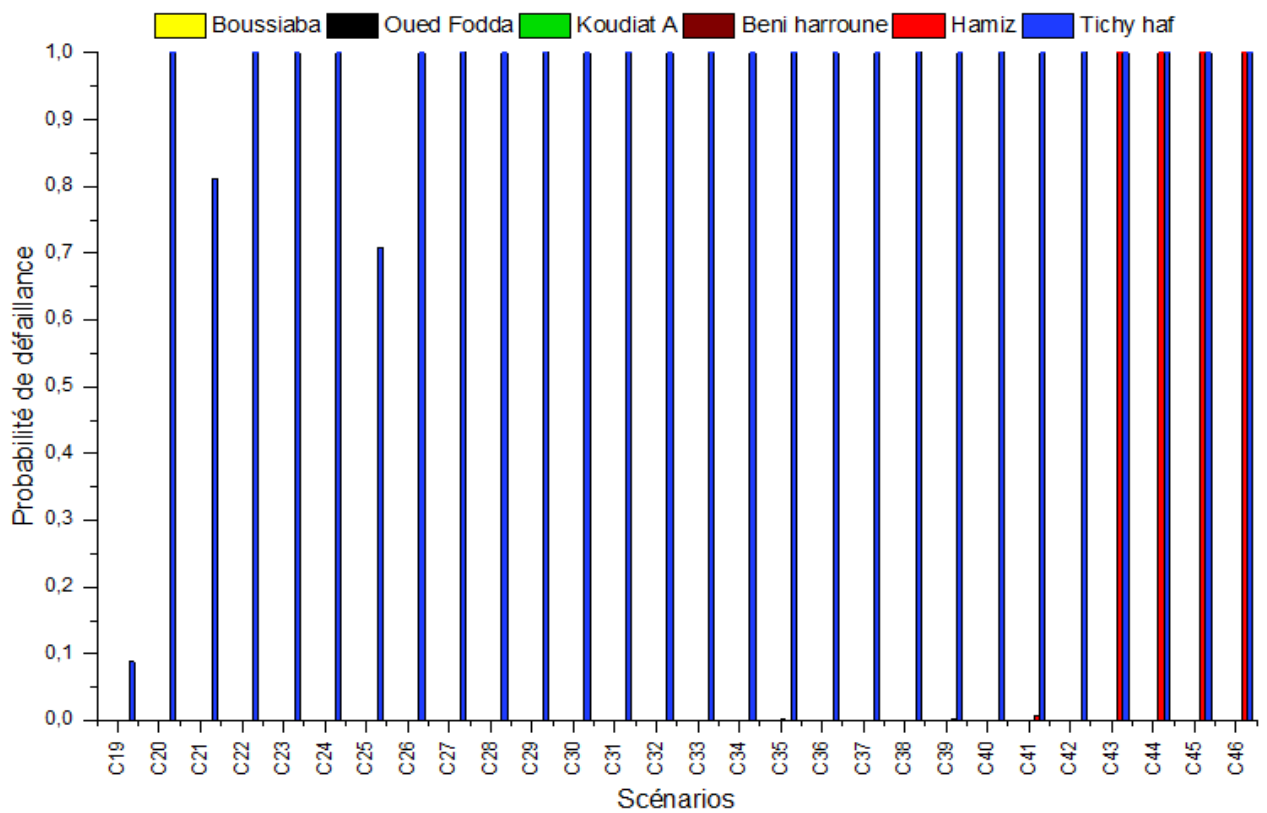


Figure V.7 : Probabilités de défaillance pour les scénarios de calculs : Cas exceptionnel avec l'effet des voiles d'injection.

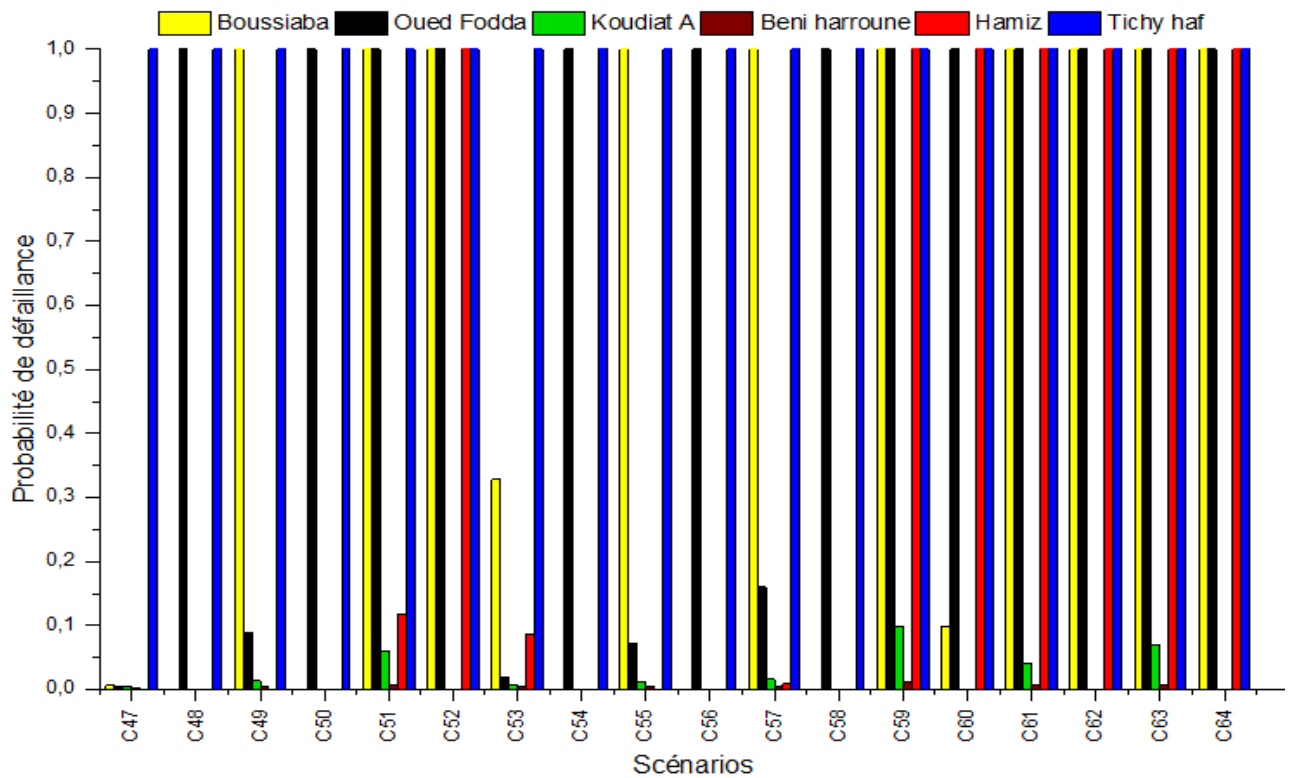


Figure V.8 : Probabilités de défaillance pour les scénarios de calculs : Cas extrême avec l’effet des voiles d’injection.

Si on considère que la probabilité pour que chaque scénario C_i (de C_1 à C_{64}) arrive est $P_{C_i} = 1$, le nombre des scénarios qui donnent une probabilité probable sera :

$$N_{P_f \text{ Probable}} = \sum_{i=1}^{64} (P_{f_{C_i}} > 0.01) \tag{V.6}$$

Le rapport entre N_{P_f} et les 64 scénarios est :

$$R_{\text{Probable}} = \frac{N_{P_f \text{ Probable}}}{64} \tag{V.7}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant.

Table V.5 : Nombre de scénarios portant un P_f probable et le rapport R pour chaque barrage à étudier avec et sans voiles d’injection.

Cas d’exploitation	Nombre de scénarios portant un P_f probable											
	Boussiaba		Oued Fodda		Koudiat-Acerdoune		Beni Harroun		Hamiz		Tichy haf	
	avec	sans	avec	sans	avec	sans	avec	sans	avec	sans	avec	sans
cas normal	0	0	0	13	0	17	0	9	0	0	10	15
cas exceptionnelle	0	4	0	27	0	0	1	14	6	24	28	28
cas extrême	1	13	11	18	1	9	9	9	1	10	18	18
Total	1	17	11	58	1	26	10	32	7	34	56	61
R_{Probable}	0,02	0,27	0,17	0,91	0,02	0,41	0,16	0,5	0,11	0,53	0,88	0,95

Table V.6: scénarios vulnérables avec et sans tenir en compte l'effet des voiles d'injection.

Sans voile d'injection	C ₂₁ , C ₂₃ , C ₂₉ , C ₃₀ , C ₃₂ , C ₃₃ , C ₃₄ , C ₃₅ , C ₃₇ , C ₃₉ , C ₄₀ , C ₄₁ , C ₄₂ , C ₄₄ , C ₅₁ , C ₅₂ , C ₅₃ , C ₅₄ , C ₅₅ , C ₅₇ , C ₅₉ , C ₆₀ , C ₆₁ , C ₆₂ , C ₆₃ , C ₆₄ .
Avec voiles d'injection	C ₅₉

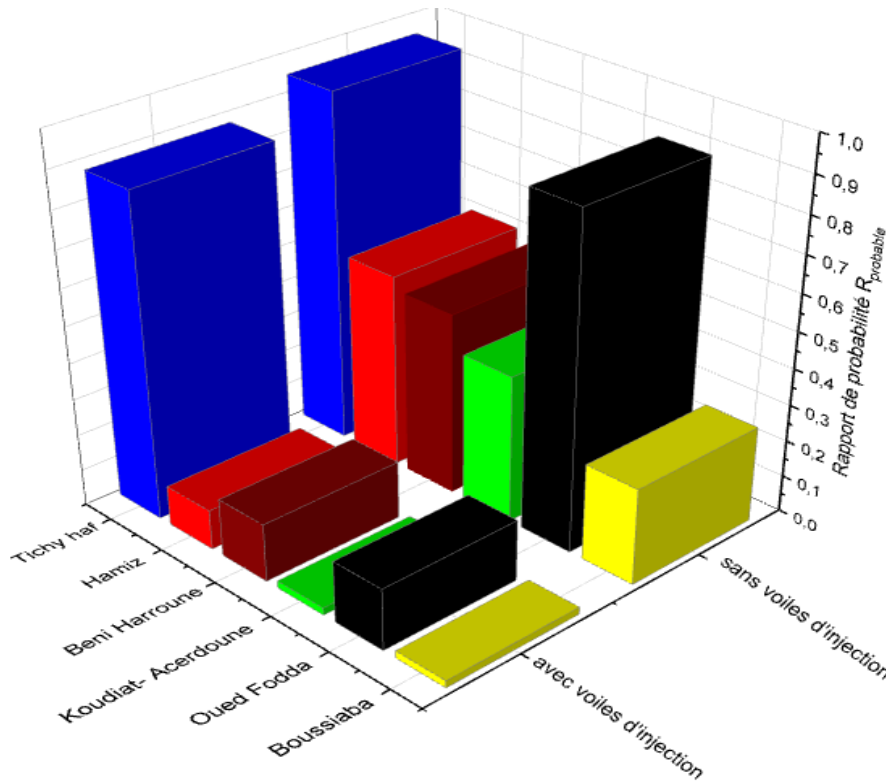


Figure V.9 : Représentation de la probabilité probable en fonction du nombre total des scénarios avec et sans l'effet des voiles d'injection

V.3. Résultats et discussion

D'après ces résultats on remarque que le rapport $R_{Probable}$ de barrage Tichy haf est 0.95, c'est la valeur la plus importante parmi les barrages étudiés, cette majorité est s'exprimée par le type de barrage (poids-voute) et que sa stabilité n'est pas assurée seulement par son propre poids qu'on a pris dans le calcul, mais elle est assurée ainsi par l'effet de transmission d'une partie des efforts aux rives.

Le barrage Oued Fodda se classe en deuxième position avec une valeur de 0.91 et en troisième classe on trouve barrage Hamiz avec la valeur de 0.53 (figure V.9), ces valeurs importantes sont causées par l'effet de dégradation des propriétés physiques (angle de frottement et cohésion) de matériau de barrage vu que la durée de service est importante plus de 90 ans.

Selon la relation entre classes de probabilité note et probabilité de défaillance (Tableau II.1), les P_f lors de combinaison de charge normale C_1, C_2, \dots, C_{18} sont strictement rares $P_f \leq 10^{-6}$ pour les barrages ; Boussiaba, Hamiz et Koudiate Acerdoune sauf $P_{fC17} = 9 \times 10^{-6}$ lorsque la probabilité fonctionnelle pour que $H_{sédim} = 2H_{barrage}/3$ et le drain fonctionne à 05% est égale 1

($P_{C17} = 1$) à ce moment les efforts tranchants et normaux déstabilisants sont élevés. Par contre elle est improbable au barrage Beni Haroun $P_f \geq 10^{-4}$ à l'interface barrage/fondation vue à la nature mixte de fondation (Calcaire avec zones fracturés, Marne décomprimée et Brèche de faille), cette variété incite une valeur étendue d'écart-type pour ' φ ' qui provoque l'improbabilité de défaillance.

Pour barrage Oued Fodda P_f est rare, inhabituelle et improbable dans C_1 , C_3 , C_7 , C_9 et C_{11} , elles correspondent à une combinaison de charge normale mais avec une probabilité fonctionnelle pour chaque scénario arrive égale à 1 ($P_{C_i} = 1$). P_{fC_1} c'est l'estimation de défaillance lorsque le drain fonctionne à 90%, même situation pour C_7 mais avec un envasement de $H_{\text{sédiments}}$ à la moitié de $h_{\text{barrage}}/2$ et pour C_9 $H_{\text{sédiments}} = 2h_{\text{barrage}}/3$. P_{fC_3} c'est l'estimation de défaillance lorsque le drain fonctionne à 50% et le même cas pour C_{11} mais avec $H_{\text{sédiments}} = h_{\text{barrage}}/2$. Pour le reste des scénarios, P_f est très connue et probable, cette valeur est causée par le dispositif de drainage, on note que le taux de fonctionnement de drain a une influence majeure sur la stabilité des barrages.

D'après ces résultats on remarque que P_f tends vers 1 avec la croissance des efforts tranchants dues aux forces hydrostatiques ; normale, exceptionnelle et ultime lorsqu'elle est occasionnée par dysfonctionnement des vannes de vidange et de déversoir en période de crue (C_{37}, \dots, C_{46}). Autres sollicitations de type tranchant peuvent arriver lors de séisme à cause de naissance d'une force d'inertie au sein de la digue et une force hydrodynamique additionnée aux forces hydrostatiques, ainsi les forces d'envasement qui seront proportionnelles à la hauteur des sédiments. L'impact de l'effort normal lié aux forces des suppressions sur la valeur de P_f est proportionnel au degré d'activité de drainage, on note pour barrage Boussiaba lors d'un séisme $P_{fC47} = 6,7 \times 10^{-3}$ lorsque le drain fonctionne à 90% et $P_{fC51} = 1$ lorsque qu'il fonctionne à 05%.

Il en ressort, que dans le cas de présence des rideaux d'injection les P_f sont réduits dans tous les barrages qu'on a vu, pour Bousiaba par exemple ; P_{fC23} (sans voiles d'injection) = 1×10^{-3} par contre cette valeur devient 1×10^{-7} lorsque les voiles sont injectés, la même remarque pour les barrages Hamiz et Beni Haroun dans le C_{41} , respectivement P_{fC41} (Hamiz) = 1 et P_{fC41} (Beni Haroune) = $3,51 \times 10^{-3}$ sans voile d'injection contrairement P_{fC41} (Hamiz) = $6,95 \times 10^{-3}$ et P_{fC41} (Beni Haroune) = $6,65 \times 10^{-4}$ avec voile d'injection, le taux de réduction de P_f entre les deux situations est illustré dans le tableau V.7.

Pour dire que tel scénario est vulnérable, méthodiquement on compte le nombre de répétitions de ce scénario qui donnent une P_f probable dans au moins quatre (04) barrages par rapport aux six (06) barrages qu'on a étudiés, par exemple les scénarios C_{59} , C_{60} et C_{64} ont donné une probabilité supérieure à 10^{-3} dans tous les barrages.

Les scénarios C_{39} , C_{40} , C_{41} et C_{42} se répètent avec une P_f probable dans quatre barrages avec l'absence des rideaux d'injection, cette répétition se diminue à 1 lorsque les voiles en béton sont injectées ce qui signifie que le rôle de ce système est important. Le tableau V.8 regroupe les scénarios qui peuvent présenter un risque pour les deux cas ; avec et sans tenir en compte l'effet des voiles d'injection.

Si on compare les résultats des barrages récemment en service pendant certains scénarios ultimes (hauteur des sédiments élevés); Koudiate Acerdoune nous a donné des faibles P_f par

rapport aux celles de Beni Haroun et Boussiaba, on peut justifier cette différence par la nature géométrique de profil en travers de la digue de Koudiate Acerdoune (0,4 amont et 0,5 aval) par contre Boussiaba et Beni Harroun ont un fruit amont nul avec respectivement 0,725 et 0,8 en aval. Un autre facteur de justificatif c'est le rapport R qu'est égale à longueur de fondation hauteur de barrage ($R = [L_{\text{fondation}} / h_{\text{barrage}}]$) $R_{\text{Boussiaba}}=0,74$ $R_{\text{Beni Harroun}}=0,79$ et $R_{\text{Koudiate Acerdoune}}=0,84$ donc dès que R tend vers 1 le barrage devient stable, voir la figure V.10.

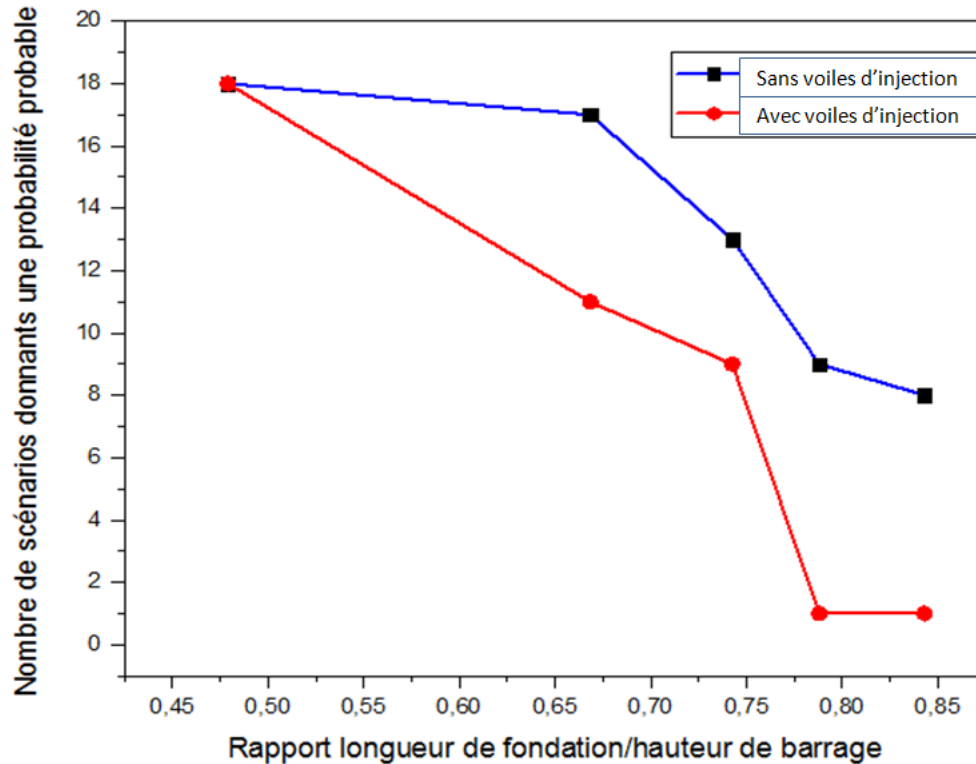


Figure V.10 : Évolution de la probabilité probable en fonction du rapport longueur de fondation/hauteur de barrage avec et sans voiles d'injection selon le nombre de scénarios

Conclusion

Dans ce chapitre, la probabilité de défaillance P_f a été calculée au glissement par l'emploi des méthodes d'approximation de Taylor, Simulation de Monte-Carlo (MCS) et Hyper cube Latin(LHS), l'analyse a été faite avec différents scénarios de défaillance tenant compte la fiabilité fonctionnelle pour bien illustrer le développement de P_f en passant par les trois cas de combinaison de charges ; cas usuel et cas exceptionnel, ainsi le cas sismique (NNR + séisme). Les scénarios de calculs ont donné des probabilités improbables d'une part et quasi probables, selon le scénario appliqué au barrage-réservoir étudié, pour le cas de disfonctionnement de drainage (selon un taux de fonctionnement est égal à 5%), une probabilité probable et un risque de défaillance intolérable dans la majorité des barrages étudiés, ce qui confirme l'impérieuse nécessité de présence du système de drainage pour la suppression des sous pressions dynamiques et même le recours parfois à l'appui du voile d'injection pour une atténuation impérative du gradient hydraulique sous les fondations.

CONCLUSION GENERALE

Il est impératif qu'un projet d'ingénierie structurale doive répondre aux différents critères de performance, de bon fonctionnement, de durabilité et de sécurité. Dans le domaine de traitement des risques, la défaillance d'un système signifie l'arrêt général ou partiel de fonctionnement de ce système, ou dégradation de ses performances.

L'application de l'analyse des risques aux barrages, offre un moyen de gestion prometteur en pleine évolution, les résultats de cette analyse reposent sur une construction mathématique claire de l'incertitude concernant la performance future d'un barrage en exploitation ou en maintenance (travaux confortement), dont l'incertitude s'exprimant en règle générale en termes de probabilités, ils fournissent des informations utiles permettant de déterminer et quantifier le degré de la fatigue et les sources principales d'incertitude qui peuvent influencer sur la sécurité de barrage.

Des méthodes de fiabilité structurale peuvent être utilisées lorsque la fonction d'état limite est formulée comme une différence entre la résistance structurale et l'effet de charge, les développements théoriques de modélisation probabiliste des résistances et de sollicitations donnent une approche empirique des probabilités qui constituent une base importante pour améliorer la qualité des analyses de risques.

Dans ce travail, on a présenté une méthodologie pour étudier la défaillance structurale de certains barrages en Algérie du type poids en béton par une approche d'optimisation fiabiliste, en tenant compte les cas ultimes naturels (fortes crues, séisme) et le degré de fonctionnement de matériel d'exploitation. On a considéré que l'incertitude touche l'angle de frottement ' ϕ ' et la cohésion 'C', d'une part correspondant le long de l'interface barrage-fondation, on a supposé qu'elle est produite par le changement de l'espace la ou il a été pris des échantillons (fondation hétérogène) et par erreurs relatives au laboratoire lors des essais de cisaillement. D'autre part dans le corps de la digue (béton-béton), la variation de ' ϕ ' et 'C' se produit par le phénomène de dégradation de béton durant la vie de service.

La combinaison entre les cas ultimes et les problèmes liés aux matériels d'exploitation ainsi que le taux d'envasement nous a donné une liste de scénarios C_i , dont l'hypothèse est la probabilité pour que chaque scénario arrive est $P_{C_i} = 1$, une loi de distribution gaussienne a été supposée pour le calcul, les P_f obtenues sont les résultats de calcul par la méthode ; FORM qui exige une connaissance préalable sur la fonction d'état limite séparant le domaine de sécurité et le domaine de défaillance, un facteur indice de fiabilité β qui donne un aperçu sur la sécurité de l'ouvrage, plus l'indice de fiabilité est élevé, plus la probabilité de défaillance est faible et par conséquent, plus la structure est fiable.

La méthode Monte Carlo et l'échantillonnage Hyper cube Latin sont des méthodes de troisième niveau, elles sont appliquées avec le code de calcul « Mathematica », en effet, la probabilité de défaillance augmente avec l'augmentation des sollicitations et la diminution de résistance notamment aux combinaisons de charges exceptionnelles, extrêmes et lorsque le

taux de drainage est faible ou avec une hauteur de sédiments importante, on accepte P_f la plus probable entre ces méthodes qui soit l'approche d'optimisation fiabiliste de barrage étudié

En conclusion cette étude est un moyen de contrôle pour la sécurité des barrages sachant que les scénarios proposés peuvent couvrir les événements qui peuvent rencontrer ce type d'ouvrage au cours de sa durée de vie.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AbdelKrim Yelles-Chaouche, Azzedine BoudiafHamou DjellitRabah Bracene. (2005). La tectonique active de la région nord-algérienne, Geoscience, Elsevier, p128.

Abdollahia. Ali, Amini. And Mohammad, Amin, Hariri-Ardebili (2022). An uncertainty-aware dynamic shape optimization framework: Gravity dam design. Science Direct, Reliability Engineering & System Safety journal, <https://doi.org/10.1016/j.ress.2022.108402>

Alexis Varin, Élodie Mazeau. (2015). Étude de dangers, SAFEGE ingénieur conseils, p21

Allen C Estes. (1997). A System Reliability Approach to the Life Time Optimization of Inspection and Repair of Highway Bridges. PhD thesis, l'université Colorado, Département de génie civil, environnement et génie architecturale, p166.

Amini, Ali. Kia Mehdi et Bayat Mahmoud. (2021). Seismic vulnerability macrozonation map of SMRFs located in Tehran via reliability framework. Structural Engineering and Mechanics, 78(3), 351-368. <https://doi.org/10.12989/sem.2021.78.3.351>

André Goubet. (1986). béton compacté au rouleau, revue française de géotechnique, 48-49.

Anne-Sophie Godfroy-Genin. (2000). Pascal : La géométrie du hasard, La doctrine des chances : sur le calcul des probabilités, Mathématiques et sciences humaines, p08, DOI : 10.4000/msh.2824

Anton J. Schleiss, Henri Pougatsch (2011). Les Barrages Du Projet A La Mise En Service, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, p14.

Azam, Abdollahi. Mehdi, Azhdary, Moghaddam. Seyed, Arman, Hashemi, Monfared. Mohsen, Rashki and Yong, Li. (2020). Subset simulation method including fitness-based seed selection for reliability analysis. Engineering with Computers, Springer, 01p.<https://doi.org/10.1007/s00366-020-00961-9>

Ballière. A, Ben Milad. Y, Anne-S-C, Christian .C, Denis. D, Jean-Bernard .H ; Le Quéré. C, Claire. M, Jérôme. M. (2012). Rapport d'études de la fiabilité. Application à l'évolution structurale des ouvrages d'art. Ministère de l'écologie, du développement durable, des transports et du logement. France, pp. 10-16

Benasla. M, Hadjel. M, Benamara. L et Ouhba. K (2016). Caractérisation de sédiments du barrage de l'Oued Fodda et leur valorisation comme un ajout artificiel dans le ciment, Matériaux & Techniques, Volume 104, N° 3, 2016, <https://doi.org/10.1051/mattech/2016025>.

Benjamin Jourdain. (2008). Probabilités et statistique, 2eme édition, Ellipses, p02.

Bomel. (2001). Probabilistic methods : Uses and abuses in structural integrity, contract research report, 398/2001, Her Majesty's Stationery Office, United Kingdom, 26-47.

Bourenane Hamid, Bensalem Rabah, Laouami Nasser, Oubaiche El Hadi, Braham Massinissa, Ait Benamar Lila, Bedr Samir, Bencharif Raouf, Azoug Kahina, Kouici Wafa, Tebouche Yacine. (2021). Investigations du Glissement de Terrain Induit Par le Seisme de Mila : Implication sur les Etudes de Microzonage. Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique Rue Kaddour Rahim prolongée (face à la poste) BP 252 Hussein-Dey – ALGER. p01.

Charles Suquet (2003). Introduction au Calcul des Probabilités, Université des Sciences et Technologies de Lille U.F.R. de Mathématiques Pures et Appliquées, F-59655 Villeneuve d'Ascq Cedex, 01-05.

Choi et al 2007: Seung-Kyum Choi, Ramana V. Grandhi, Robert A. Canfield (2007) : Reliability-based Structural Design, Springer-Verlag London, 60-81.

Chuck Anderson, Caroline Mohorovic, Larry Mogck, Bitsy Cohen, Gregg Scott. (1988). Concrete Dams Case Histories of Failures and Nonfailures with Back Calculations, Dams Safety Office, U.S Department of the Interior, USA, p11, p14, p62.

- Claude Marche. (2004):** Barrages, crues de rupture et protection civile, 2^{ème} édition, Presses internationales Polytechnique, Bibliothèque et Archives nationales du Québec, Canada, p09.
- Claudio Carvajal, Djibril Sow, Pierre Breul, Laurent Peyras, Patrice Rivard, Claude Bacconnet, Gérard Ballivy, Irstea, Ur-recover. (2016).** Fiabilité des Fondations Rocheuses de Barrages et Variabilité Spatiale de La Résistance au Cisaillement des Discontinuités, Colloque Chambéry, Edition CFBR, 31-32.
- Comité Français des Barrages et Réservoirs. (2006).** Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids, Groupe de Travail « Calcul des barrages-poids », 24, 25.
- Comité Français des Barrages et Réservoirs. (2012).** Classes de Barrages. <https://www.barrages-cfbr.eu/>
- Comité technique permanent des barrages. (1998).** Le barrage de oued Feroug, Perrégaux. l'illustration N° 4423 de 10.12.1927 les eaux déchainées en Oranie.
- Commission Internationale des Grands Barrages (2000).** Le barrage-poids un barrage d'avenir. Bulletin 117, 151 Bd Haussmann -PARIS -75008, p14.
- Commission Internationale des Grands Barrages (2005).** Barrages en béton compacté au rouleau technique actuelle et exemples. Bulletin 126, 151 Bd Haussmann -PARIS -75008, 26, 28.
- Commission Internationale des Grands Barrages (2005).** Évaluation Du Risque Dans La Gestion de la Sécurité du Barrage, Examen des bénéfices, des méthodes et des dernières applications. Bulletin 130, 151 Bd Haussmann -PARIS -75008, p42.
- Committee for Standardization. (1990).** Basis of structural design. Management Centre: rue de Stassart, 36 B-1050 Brussels, p87, p88, p93.
- Dam Safety Section. (2016).** Inspection and Maintenance of Dams, Water Management Branch, Province of British Columbia, version 03, 15-17.
- Degoutte Gérard, Duran. J-M, Roye P, Jensen M. (1998).** La technique du béton compacté au rouleau (B.C.R.) : possibilités d'application pour les barrages en Afrique, Revue sud-sciences et technologie, 57-59, 124.
- Département des Risques Majeurs. (2010).** Le risque Rupture de barrage en Haute-Vienne, 01, 02.
- Department of Homeland Security. (2009),** Dam Safety in the United States, A Progress Report on the National Dam Safety Program. USA, p07.
- Department of Homeland Security. (2009),** Dam Sector, Estimating Loss of Life for Dam Failure Scenarios. USA, 11-18.
- Department of Interior (2015).** Best practices in dam and levee safety risk analysis, Risk Guidelines, U.S Department of Interior, USA, p05.
- Desmond N. D. Hartford, Gregory B. Baecher. (2004).** Risk and uncertainty in dam safety, Thomas Telford Ltd, 1 Heron Quay, London, p18.
- Det Norske Veritas. (1992),** Structural Reliability Analysis of Marine Structures, Classification Notes. 30.6, Norway, 7-8.
- Direction régionale de l'Environnement, de l'Aménagement et du Logement (2013).** Surveiller et entretenir un barrage, Ministère de l'Écologie, du Développement durable et de l'énergie, France, p04,p05.
- Ditlevsen. O and Madsen. H. M (2005).** Structural Reliability Methods, Coastal, Maritime and Structural Engineering, Department of Mechanical Engineering, Technical University of Denmark, Nils Koppels All, Building 403, DK-2800 Kgs. Lyngby, Denmark, p95.
- Dominic Reeve. (2010).** Risk and Reliability. Coastal and Hydraulic Engineering, Spon Press 270 Madison Avenue, New York, NY 10016 USA, 126-151.

Eddleston. M, Rose. C, Gallagher. H, Hope. I, Sugden. P. (2014). Quantitative risk assessment applied to sludge lagoon embankments. Maintaining the Safety of Our Dams and Reservoirs Proceedings of the 18th Biennial Conference of the British Dam Society. Queen's University of Belfast, 257, 264-266

Enrico Zio. (2012). The Monte Carlo Simulation Method for System Reliability and Risk Analysis, Springer London Heidelberg New York Dordrecht, Library of Congress Control Number: 201290369, p03.

Eric Brandon, Patrick Le Delliou, Gérard Degoutte, Nicolas Monié (2010). Etude de dangers des digues de protection contre les inondations fluviales. Direction générale de la prévention des risques, Paris, France. p07contract research report, 398/2001, Her Majesty's Stationery Office, United Kingdom, 26-47.

François Beaudouin. (2016). Modèles décisionnels pour l'évaluation du risque lie aux barrages, Colloque Chambéry, sûreté des barrages et enjeux, Edition CFBR, 55-56

François Saint-Pierre, Alain Philibert, Bernard Turcotte. (2010). Auscultation des ouvrages hydrauliques par méthodes non destructives dans le cadre de l'évaluation de la sécurité des barrages, SMi inc., 740 rue Galt Ouest, Sherbrooke, Québec, Canada, p03.

Frédéric Duprat, Franck Schoefs. (2009). Analyse de risques : identification et estimation, partie 2 (Cyber risques : cyber ingénierie des risques en génie civil), p03. http://www.unit.eu/cours/cyberrisques/etage_3_frederic/co/Etage_3_web.html.

Gregory B, Baechier, Elisabeth Pate, Richard De Neufville. (1980). Risk of Dam Failure in Benefit-Cost Analysis, Water Resources Research. Vol 16. No.3, 454, 455.

Gruner, G. (1944). Barrages, Bulletin du ciment, ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, 08-09.

Henry Michel (2008). Emergence de la probabilité de la définition classique à l'approche fréquentiste, Recherches historiques de définitions Questionnements épistémologiques, Université de Franche-Comté, p02.

Jean Jacques Drosbeke, Myriam Maumy Bertrand, Cilbert Saporta, Christine Thomas Agnan (2014). Approches statistiques du risque, Edition TECHNIP 01 rue de Bac, 75 007 Paris, France, p04, p13

Jhonjan Enrique Rojas. (2008). Méthodologie d'analyse de fiabilité basée sur des techniques heuristiques d'optimisation et modèles sans maillage : applications aux systèmes mécaniques. Thèse de doctorat, Institut National de sciences appliquées (INSA) de Rouen, 76801 Saint Etienne de Rouvray cedex France, 22-23.

Joakim Jeppsson. (2003). Reliability-Based Assessment Procedures For Existing Concrete Structures. Thèse de doctort, Lund University Division of Structural Engineering P.O. Box 118 Se 221 00 Lund Sweden, p34

Johansson Fredrik. (2009). Shear Strength of Unfilled and Rough Rock Joints in Sliding Stability Analyses of Concrete Dams. Thèse Doctorat, Division du sol et mécanique des roches. Département de génie civil et d'architecture. Institut Royal, Stockholm, 14-23.

John Dalsgaard Sørensen. (2004). Structural Reliability Theory and risk analysis. Institute of Building Technology and Structural Engineering, Aalborg University, DK-9000 Aalborg, Denmark, p03, p08.

Julien Baroth, Franck Bchoefs, Deny Breyesse. (2011). Fiabilité des ouvrages sûreté, variabilité, maintenance, sécurité. 11 rue Lavoisier 75008 Paris, 33, 34.

Laure Elie, Bernard Lapeyre. (2001). Introduction aux Méthodes de Monte-Carlo, Cours "Méthodes de Monte-Carlo et Algorithmes Stochastiques, Ecole des Ponts et chaussées ParisTech, France, 05-06

Limin Zhang, Ming Peng, Dongsheng Chang, Yao Xu. (2016). Dam Failure mechanisms and risk assessment, John Wiley & Sons Singapore Pte. Ltd., 1 Fusionopolis Walk, 07-01 Solaris South Tower, Singapore 138628, p7, p53, p56, p248.

Luc Deroo et Boris Jimenez. (2011). Notes sur l'accidentologie des barrages-poids, Colloque organisé par le CFBR, Lyon, France, p129, p132

Luis Altarejos-García, Ignacio Escuder-Bueno, Armando Serrano-Lombillo, Manuel Gómez de Membrillera-Ortuño. (2012). Methodology for estimating the probability of failure by sliding in concrete gravity dams in the context of risk analysis, Journal Home Elsevier, Structural Safety, 1-3.

Martin Wieland, Qingwen Ren, John S.Y.Tan. (2006). New Developments in Dam Engineering, Taylor & Francis Group plc, London, UK, p899.

Marvin Rausand, Arnljot Hoyland. (2004). System Reliability Theory. Models, Statistical Methods and Applications, second edition . John Wiley and Sons, series in probability and statistics, Hoboken, New Jersey, 02-20.

Mehmet Resat Beser. (2005). A Study on the Reliability. Based Safety Analysis of Concrete Gravity Dams, Thèse de doctorat, Middle East Technical University. 36-48.

Michael Havbro Faber. (2010). Interpretation of Uncertainties and Probabilities in Civil Engineering Decision Analysis. Background Documents on Risk Assessment in Engineering, Swiss Federal Institute of Technology, Netherland, p02.

Michel Broniatowski, Gildas HermannKom. (2014). Méthode FORM et SORM, Laboratoire de Statistique Théorique et Appliquée, Université Pierre et Marie Curie, Paris VI, France, 75013, Paris, 175 rue du Chevaleret, 175, 02, 03, 08.

Michel Lejeune. (2010). Statistique La théorie et ses applications. Université de Grenoble, Deuxième édition, Département statistique BP 47 38040 cedex Grenoble Springer-Verlag France, Paris, 54-57.

Michel Poupart (2011). Analyse de Risques et Barrages éléments de Contexte International, Colloque organisé par le CFBR, Lyon, France, 04-05.

Mihoubi Mustapha Kamel. (1994). Intégration de la technique du (B.C.R) béton compacté au rouleau dans la construction des barrages poids Algérie Equipement No 16, 31- 34, Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique, 28-29.

Mihoubi Mustapha Kamel. (2014). Manuel De Dimensionnement D'un Barrage Réservoir En Béton, Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique, 28-29.

Milad Khatib, Melissa Loutfi, Hani Hamdan. (2022). Numerical Effect of Veil Injection on a Gravity Dam Using Grouting Intensity Number "GIN" Method, Water Practice and Technology journal, p10.

NASA, 2011: National Aeronautics and Space Administration (2011). NASA System Safety Handbook Volume 1, System Safety Framework and Concepts for Implementation, 03-06.

Nicholas Bukowski, Benjamin Delaruelle (2011). L'utilisation des méthodes de l'analyse de risques issues de l'industrie dans le domaine des barrages, Colloque organisé par le CFBR, Lyon, France, 18-20.

Noret et al, 2016 : Christine Noret, Nathalie Rosin-Corre, ylvain Lopez. (2016). Retours d'expérience de l'évaluation de la sûreté de deux grands barrages par l'analyse des modes potentiels de rupture, Colloque Chambéry, Edition CFBR, 154-155.

Palle Thoft-Christensen, Michael J Baker, (1982). Structural Reliability Theory and its Applications, Aalborg University, Department of Civil Engineering, Springer-Verlag Berlin Heidelberg New York, p21.

Patrick Le Delliou. (2003). Les Barrages : conception et maintenance, Presses Universitaire de Lyon, 80 Boulevard de la Croix-Rousse-BP 4371 69242 cedex 04, France, p67.

Raj, 1995 : Probabilistic Structural Mechanics Handbook, Theory And Industrial Application, Theory and Industrial Application, Springer Science+Business Media Dordrech, 09-12.

Rasool, Mehdizadeh. (2012). Dynamic and multi-perspective risk management of construction projects using tailor made Risk, Break dow Structures. Doctorate, University of Bordeaux1, France, 02

Rhouzlane, Aboulhassane. (2014). Conception de barrages, cours de barrages, Ecole Hassania des Travaux Publics, Rte d'El Jadida, Casablanca, Maroc, 18, 19.

Robb Eric S Moss. (2013). Applied Civil Engineering Risk Analysis, Second edition, Department of Civil and Environmental Engineering California Polytechnic State University San Luis Obispo, CA, USA, Springer Nature, 52, 90, 109.

Robert B. Jansen, (1988). Advanced dam engineering for design, construction, and rehabilitation. Van Nostrand Reinhold New York 1988 ? P 48-483

Robert B. Jansen. (1988). Advanced Dam Engineering for Design, Construction, and Rehabilitation, Van Nostrand Reinhold, 1st edition, 115 Fifth Avenue New York 10003 USA, p469.

Ronald L Iman, W.J Conover. (2007). Small sample sensitivity analysis techniques for computer models with an application to risk assessment. Tylor et Francis, p 1749. <https://doi.org/10.1080/03610928008827996>

Royet P. Laurent .P, Jean-Pierre. B. (2002). Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids, Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR), CEMAGREF, p117.

Ruggeri Giovanni. (2004). Working Group on Sliding Safety of Existing Gravity Dams, European, Working Group. Groupe de travail Européen (ICOLD). 06, 13,21.

Samik Raychaudhuri. (2008). Introduction to Monte Carlo Simulation, Proceedings of the 2008 Winter Simulation Conference, Broomfield, C.O. 80021, U.S.A. p91.

Segolen Geffray. (2008). Introduction à la théorie des probabilités et à la statistique. L'Institut Universitaire de Technologie (IUT) de Nantes, France, p03.

Soheil. M, Mohammadkhani-Shali. (2007). Contribution A L'étude de la Redondance Dans Les Ponts : Analyses des mécanismes de défaillance par surfaces de réponse, thèse de doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées et chaussées ParisTech, France, p16.

Solène Laloux, Yves Castel, Daniel Boubée. (2011). Analyse de risques : comment faire quand la statistique ne suffit plus, Colloque organisé par le CFBR, Lyon, France, p63.

Stevan Bruk. (1986). Méthodes de calcul de la sédimentation dans les lacs et les réservoirs, Unesco, Paris, 10, 28, 51, 87, 118

Sülen Nur Kitapcigil. (2010). A Study On The Reliability – Based Safety Analysis Of Hardfill Dams, these de Magister, The graduate school of natural and applied sciences of middle East technical university, 06-08, 11-14.

Vija Y P. Singh. (1996). Dam Breach Modeling Technology, Louisiana State University, Baton Rouge, U.S.A, Springer Science+Business Media Dordrecht, 27-28.

Warwick Manufacturing Group. (2007). An Introduction To Reliability Engineering, Section 07, Université de Warwick, Londre, 02-05.

Wayne J Graham. (1999). A Procedure for Estimating Loss of Life Caused by Dam Failure, Dam Safety Office, Sedimentation & River Hydraulics, Denver, Colorado, U.S.A, 11-24.

Westberg, 2010: Marie Westberg. (2010). Reliability-based assessment of concrete dam stability, Doctoral Thesis, Lund University Division of Structural Engineering, 221 00 Lund, Sweden, 33-39.

Xavier Zwingmann. (2005). Modèle d'évaluation de la fiabilité et de la maintenabilité au stade de la conception. Thèse de Doctorat, l'Université Laval, Québec, Canada, 62-63.

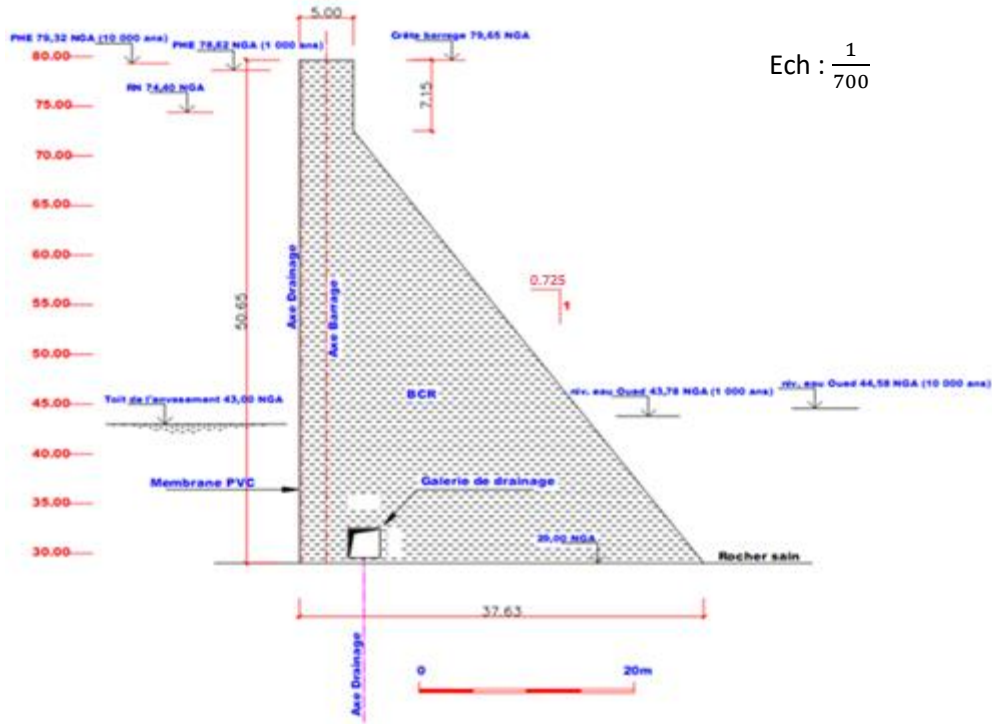
Xiaoping Du. (2005). Probabilistic Engineering Design. First Order and Second Reliability Methods, chapter 07. University of Missouri - Rolla, 01-03.

Yusof Ghanaat. (2004). Failure Modes Approach to Safety Evaluation of Dams, 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C, Canada August 1-6, 2004, Paper No. 1115, 12-18

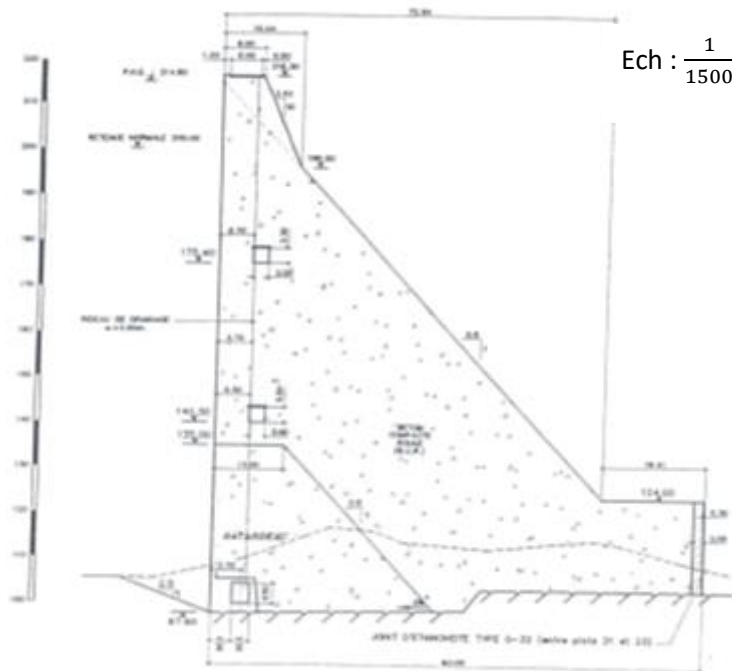
P]χκερ. Ω, Hille. F, Rohrmann. R. (2006). Guideline for the Assessment of Existing Structures, Federal Institute of Materials Research and Testing (BAM), Division VII.2 Buildings and Structures Unter den Eichen 87, 12205 Berlin, Germany. p04, p07, p15.

ANNEXES

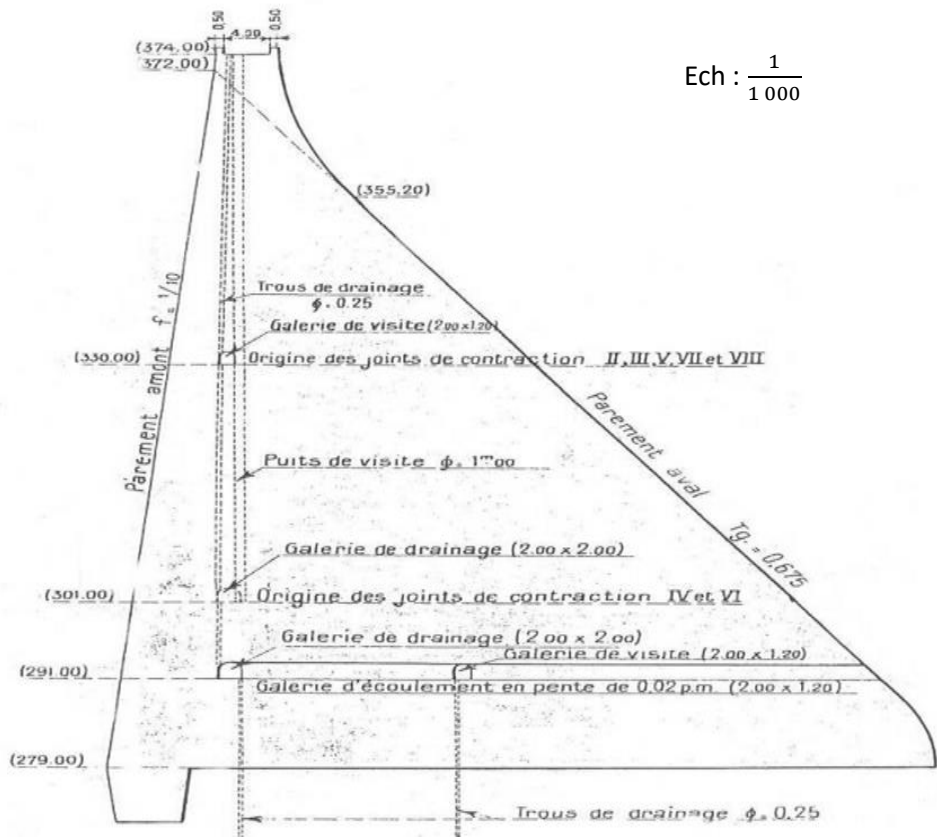
ANNEXE A.1 : Coupes transversales des barrages.



(a) BOUSSIABA

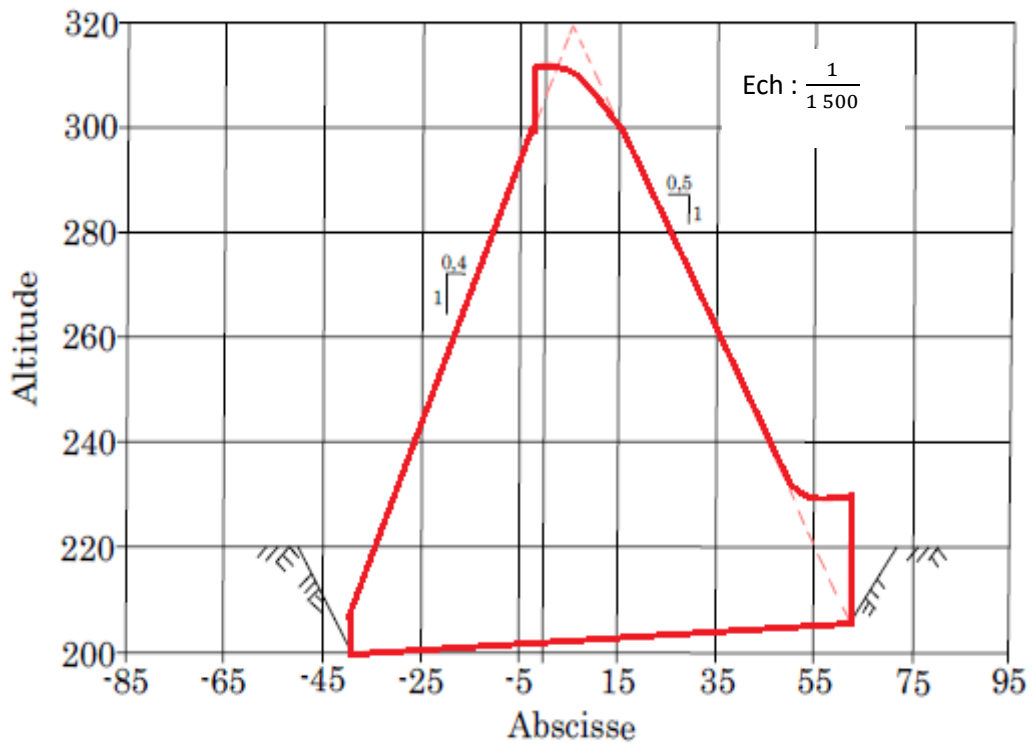


(b) BENI HAROUN

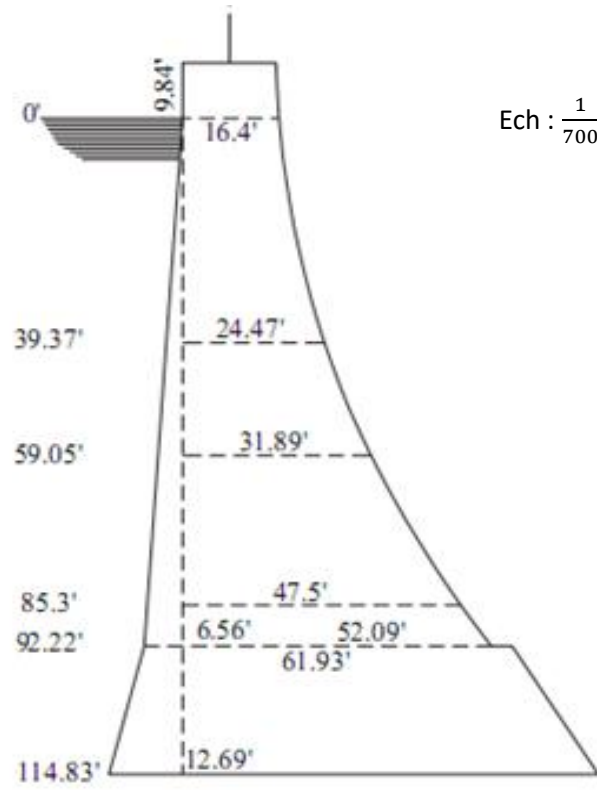


Ech : $\frac{1}{1000}$

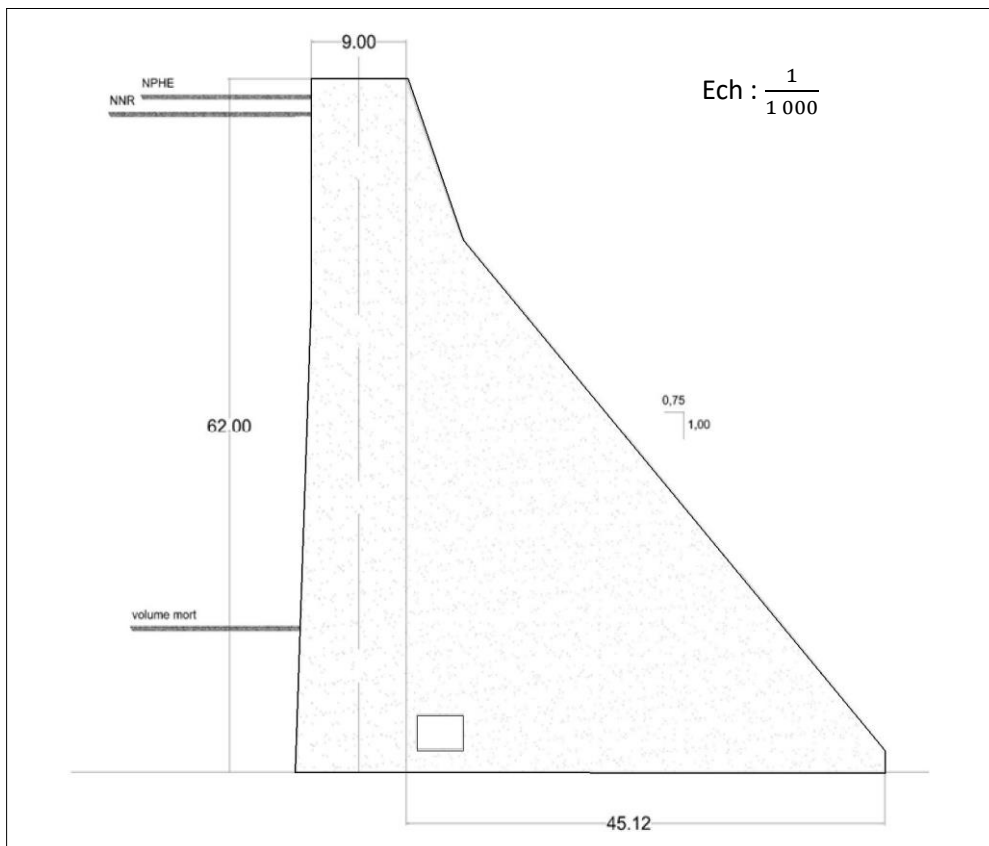
(c) OUED FODDA



(d) KOUDIAT ACERDOUNE



(e) HAMIZ



(f) Tichy Haf

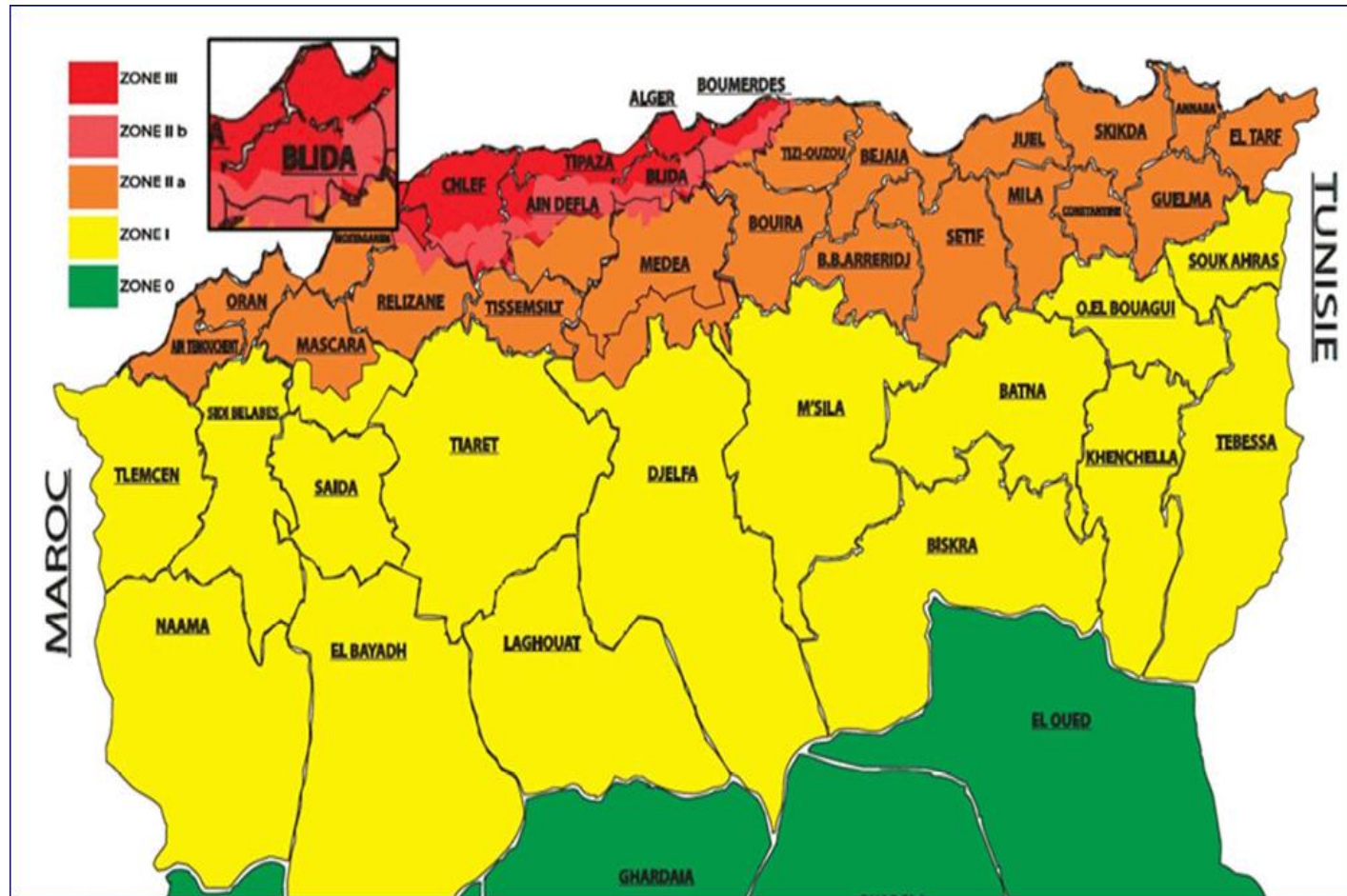
ANNEXE A.2 : Les données d'entées (D'après l'ANBT et Laboratoire de Mécanique des Roches LM).

Caractéristiques		Oued Fodda	Tichy Haf	Hamiz	Beni Harroun	Koudiat Acerdoune	Boussiaba	Unité
Accélération de gravité		9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	m /s ²
La masse volumique du béton		2400	2400	2400	2400	2400	2400	Kg/m ³
Cohésion C à l'interface	max	129.98	474.99	26.69	2898	29.98	40	Kpa
	min	0.02	275.01	20.51	102	2.02	10	Kpa
	moyenne	65	375	23.60	1500	16	25	Kpa
	écart-type	21.66	33.33	1.03	466	4.66	5	Kpa
Angle de frottement ϕ à l'interface	max	44	39.98	37.65	49.99	50.01	39.72	Deg
	min	38	33.02	31.95	18.01	33.99	38.28	Deg
	moyenne	41	36.50	34	34	42	39	Deg
	écart-type	1	1.16	0.95	5.33	2.67	0.24	Deg
Contrainte de compression normale		0	0	0	0	0	0	Kpa
Les joints de reprise		Béton	Béton	Maçonnerie	BCR	BCR	BCR	
Résistance de compression f_c		30000	300000	10000	10000	10500	10000	Kpa
Résistance de traction f_t		4500	4000	0	600.6	600.6	600.6	Kpa
Contrainte de compression minimale		0	0	0	0	0	0	Kpa
Résistance de compression f_c		40000	30000	30000	100000	400000	34000	Kpa
Résistance de traction f_t		7000	4000	2000	6000.6	2400.6	2040.6	Kpa
Contrainte de compression normale		0	0	0	0	0	0	Kpa
Poids volumique de l'eau		9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	KN/m ³
Niveau normale de la retenue	Amont	95.5	75.5	35	101.7	111	45.4	m
	Aval	0	4	3.04	19.5	25	14.78	m
Niveau de crue de la retenue	Amont	99.5	80	43	116.8	119.64	49.62	m
	Aval	0	4	3.04	19.5	25	15.58	m
La charge de la glace par unité de longueur		150	150	150	150	150	//	KN/m
Epaisseur de la glace		0.8	0.4	0.3	0.4	0.6	//	m
Elévation		30	13	20	34.7	66	13	m
Unité du poids efficace		16	16	16	16	16	16	KN/m ³
Angle de frottement interne		30	20	30	30	30	0	Deg

**ANNEXE A.3 : Récapitulatif des données d'entrées pour l'analyse pseudo-statique (D'après l'ANBT et RPA Séismicité de l'Algérie
Recommandations pour l'évaluation des charges sismiques. *Rapport Stanford University CSIC Juin 1978.***

Caractéristique	OUED FODDA	Tichy Haf	HAMIZ	BENI HARROUN	KOUDIAT ACERDOUNE	BOUSSIABA	Unité
Période de retour du séisme	500	500	500	500	100	500	année
Analyse de contrainte (accélération de pointe)							
Accélération de pointe horizontale du sol	0.35	0.3	0.25	0.25	0.25	0.16	g
Accélération de pointe verticale du sol	0.234	0.22	0.16	0.16	0.16	0.107	g
Analyse de stabilité (accélération résiduelle)							
Accélération de résiduelle horizontale du sol	0.175	0.15	0.125	0.125	0.125	0.08	g
Accélération de résiduelle verticale du sol	0.117	0.09	0.083	0.083	0.083	0.053	g

ANNEXE A.4 : Zonage sismique établi par le règlement parasismique algérien (RPA)



ANNEXE B.1 : Code de calcul de Pf pour C₄₇ par la méthode MCS en utilisant logiciel Mathematica.

```
cf[c_, i_] := 
$$\frac{(c * 93) + 108656 * \text{Tan}[i * \text{Pi} / 180]}{78446.69}$$
  
c = NormalDistribution[1500, 466.66]  
  [distribution normale]  
i = NormalDistribution[34, 5.33]  
  [distribution normale]  
NormalDistribution[1500, 466.66]  
NormalDistribution[34, 5.33]  
Mean[c]  
[valeur moyenne]  
1500  
StandardDeviation[c]  
[écart-type]  
466.66  
PDF[c, tttt]  
[fonction de densité de probabilité]  
0.000854889 e-2.29992x10-8 (-1500-ttttt)2  
Plot[PDF[c, t], {t, 10, 50}]  
[trac-- [fonction de densité de probabilité]  
Mean[cc]  
[valeur moyenne]  
1500.78  
ii = RandomVariate[i, 50000];  
  [variable aléatoire]  
results = cf[cc, ii];  
Histogram[results, 50000]  
[histogramme]  
Mean[results]  
[valeur moyenne]  
2.72374  
StandardDeviation[results]  
[écart-type]  
0.587119  
ddd = FindDistribution[results]  
  [trouve distribution]  
NormalDistribution[2.73643, 0.63559]  
CDF[ddd, 1] // N  
[fonction de distrib-- [valeur numérique]  
0.00314757
```

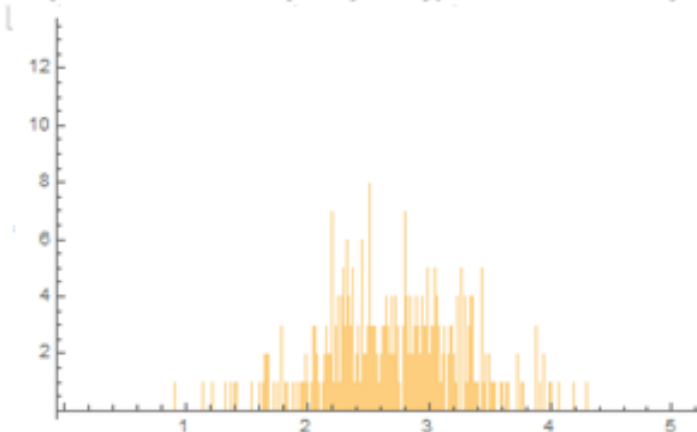
ANNEXE B.2 : Codes Code de calcul de Pf pour C₄₇ par la méthode HLS en utilisant logiciel Mathematica.

```

n = 50000;
(*NEI Nombre d'echantillons par intervalle*)
nei = 2;
(*Nombre total d'echantillons*)
nt = n*nei;
(*Dimensionnement de la méthode Hypercube Latins*)
fct[u_, i_, n_] := u (1 / (n)) + ((i - 1) / (n));
(*Listable permet a la fonction "fct", de s'appliquer systematiquement à une liste de données*)
SetAttributes[fct, Listable];
|aloue attributs |listable
(*Obtenir une liste de nombres aleatoires uniformes entre 0 et 1*)
un = RandomVariate[UniformDistribution[{0, 1}], nt];
|variable aléatoire |distribution uniforme
(*Obtenir une sequence d'entiers {1,1,1,...,n,n,n}*)
e = Flatten[Transpose[ConstantArray[Range[n], nei]], 1];
|aplatis |transposée |tableau constant |plage
cf[c_, i_] := 
$$\frac{(c * 93) + 108\,656 * \text{Tan}[i * \text{Pi} / 180]}{78\,446.69}$$

(*Facteur de securite*)
sfall = cf[rc, ri];
(*Histogramme du facteur de securite*)
Histogram[sfall, nt]
|histogramme
(*Deduire la distribution*)
FindDistribution[sfall];
|trouve distribution
(*Probabilite d'avoir un facteur de securite inferieur a 1*)
n = Count[sfall, x_ /; x < 1] / Length[sfall] // N
|compte |longueur |valeur numérique
(*Probabilite d'avoir un facteur de securite inferieur a 1 en utilisant une distribution normale*)
CDF[NormalDistribution[Mean[sfall], StandardDeviation[sfall]], 1]
|fo... |distribution normale |valeur moyenne |écart-type
(*Equation de la distribution normale obtenue*)
PDF[NormalDistribution[Mean[sfall], StandardDeviation[sfall]], x];

```



0.00158957

ANNEXE C.1 : Bilan des forces horizontales et verticales des barrages étudiés pour différents scénarios.

Scénarios	Boussiaba			
	Y compris les voiles d'injection		Sans voiles d'injection	
	$\sum F_v$	$\sum F_H$	$\sum F_v$	$\sum F_H$
C ₁	9 174,44	16 288,15	9 174,44	18 161,39
C ₃	9 174,44	15 182,03	9 174,44	17 926,24
C ₅	9 174,44	13 937,64	9 174,44	17 661,68
C ₇	9 554,81	16 288,15	9 554,81	18 161,39
C ₉	9 956,39	16 288,15	9 956,39	18 161,39
C ₁₁	9 554,81	15 182,03	9 554,81	17 926,24
C ₁₃	9 956,39	15 182,03	9 956,39	17 926,24
C ₁₅	9 554,81	13 937,64	9 554,81	17 661,68
C ₁₇	9 956,39	13 937,64	9 956,39	17 661,68
C ₁₉	11 022,14	15 826,95	11 022,14	17 874,31
C ₂₁	11 022,14	14 618,01	11 022,14	17 617,30
C ₂₃	11 022,14	13 257,96	11 022,14	17 328,15
C ₂₅	11 402,51	15 826,95	11 402,51	17 874,31
C ₂₇	11 804,09	15 826,95	11 804,09	17 874,31
C ₂₉	11 402,51	14 618,01	11 402,51	17 617,30
C ₃₁	11 804,09	14 618,01	11 804,09	17 617,30
C ₃₃	11 402,51	13 257,96	11 402,51	17 328,15
C ₃₅	11 804,09	13 257,96	11 804,09	17 328,15
C ₃₇	11 657,79	15 604,34	11 657,79	17 695,02
C ₃₉	11 657,79	14 369,82	11 657,79	17 432,57
C ₄₁	11 657,79	12 980,98	11 657,79	17 137,31
C ₄₃	12 038,16	12 980,98	12 038,16	17 137,31
C ₄₅	12 439,74	15 604,34	12 439,74	17 695,02
C ₄₇	13 570,06	16 316,59	13 570,06	18 189,83
C ₄₉	13 570,06	15 210,47	13 570,06	17 954,68
C ₅₁	13 570,06	13 966,08	13 570,06	17 690,12
C ₅₃	13 950,43	16 316,59	13 950,43	18 189,83
C ₅₅	14 352,01	16 316,59	14 352,01	18 189,83
C ₅₇	13 950,43	15 210,47	13 950,43	17 954,68
C ₅₉	16 223,25	14 651,76	16 223,25	17 651,04
C ₆₁	13 950,43	13 966,08	13 950,43	17 690,12
C ₆₃	14 352,01	13 966,08	14 352,01	17 690,12

Scénarios	Beni Harroun			
	Y compris les voiles d'injection		Sans voiles d'injection	
	$\sum F_v$	$\sum F_H$	$\sum F_v$	$\sum F_H$
C ₁	49 895,32	108 522,22	49 895,32	118 111,39
C ₃	49 895,32	102 398,48	49 895,32	116 662,76
C ₅	49 895,32	95 509,27	49 895,32	115 033,06
C ₇	51 726,86	108 522,22	51 726,86	118 111,39
C ₉	53 904,72	108 522,22	53 904,72	118 111,39
C ₁₁	51 726,86	102 398,48	51 726,86	116 662,76
C ₁₃	53 904,72	102 398,48	53 904,72	116 662,76
C ₁₅	51 726,86	95 509,27	51 726,86	115 033,06
C ₁₇	53 904,72	95 509,27	53 904,72	115 033,06
C ₁₉	66 078,63	103 679,89	66 078,63	114 692,82
C ₂₁	66 078,63	96 646,92	66 078,63	113 029,11
C ₂₃	66 078,63	88 734,83	66 078,63	111 157,43
C ₂₅	67 910,17	103 679,89	67 910,17	114 692,82
C ₂₇	70 088,03	103 679,89	70 088,03	114 692,82
C ₂₉	67 910,17	96 646,92	67 910,17	113 029,11
C ₃₁	70 088,03	96 646,92	70 088,03	113 029,11
C ₃₃	67 910,17	88 734,83	67 910,17	111 157,43
C ₃₅	70 088,03	88 734,83	70 088,03	111 157,43
C ₃₇	67 460,66	103 295,07	67 460,66	114 421,15
C ₃₉	67 460,66	96 189,84	67 460,66	112 740,34
C ₄₁	67 460,66	88 196,46	67 460,66	110 849,44
C ₄₃	69 292,20	88 196,46	69 292,20	110 849,44
C ₄₅	71 470,07	103 295,07	71 470,07	114 421,15
C ₄₇	78 446,69	108 656,00	78 446,69	118 245,18
C ₄₉	78 446,69	102 532,26	78 446,69	116 796,55
C ₅₁	78 446,69	95 643,05	78 446,69	115 166,84
C ₅₃	80 278,24	108 656,00	80 278,24	118 245,18
C ₅₅	82 456,10	108 656,00	82 456,10	118 245,18
C ₅₇	80 278,24	102 532,26	80 278,24	116 796,55
C ₅₉	98 845,61	96 821,87	98 845,61	113 204,06
C ₆₁	80 278,24	95 643,05	80 278,24	115 166,84
C ₆₃	82 456,10	95 643,05	82 456,10	115 166,84

Scénarios	Oued Fodda			
	Y compris les voiles d'injection		Sans voiles d'injection	
	$\sum F_v$	$\sum F_H$	$\sum F_v$	$\sum F_H$
C ₁	45 578,78	79 037,43	45 578,78	85 068,43
C ₃	45 578,78	74 863,74	45 578,78	83 986,36
C ₅	45 578,78	70 168,34	45 578,78	82 769,04
C ₇	46 906,24	79 037,43	46 906,24	85 068,43
C ₉	48 501,79	79 037,43	48 501,79	85 068,43
C ₁₁	46 906,24	74 863,74	46 906,24	83 986,36
C ₁₃	48 501,79	74 863,74	48 501,79	83 986,36
C ₁₅	46 906,24	70 168,34	46 906,24	82 769,04
C ₁₇	48 501,79	70 168,34	48 501,79	82 769,04
C ₁₉	49 404,68	78 489,00	49 404,68	84 772,61
C ₂₁	49 404,68	74 140,50	49 404,68	83 645,22
C ₂₃	49 404,68	69 248,43	49 404,68	82 376,91
C ₂₅	50 732,14	78 489,00	50 732,14	84 772,61
C ₂₇	52 327,69	78 489,00	52 327,69	84 772,61
C ₂₉	50 732,14	74 140,50	50 732,14	83 645,22
C ₃₁	52 327,69	74 140,50	52 327,69	83 645,22
C ₃₃	50 732,14	69 248,43	50 732,14	82 376,91
C ₃₅	52 327,69	69 248,43	52 327,69	82 376,91
C ₃₇	50 879,86	78 287,38	50 879,86	84 665,72
C ₃₉	50 879,86	73 873,33	50 879,86	83 521,34
C ₄₁	50 879,86	68 907,51	50 879,86	82 233,90
C ₄₃	52 207,32	68 907,51	52 207,32	82 233,90
C ₄₅	53 802,87	78 287,38	53 802,87	84 665,72
C ₄₇	65 507,18	79 151,21	65 507,18	85 182,22
C ₄₉	65 507,18	74 977,52	65 507,18	84 100,15
C ₅₁	65 507,18	70 282,12	65 507,18	82 882,82
C ₅₃	66 834,64	79 151,21	66 834,64	85 182,22
C ₅₅	68 430,18	79 151,21	68 430,18	85 182,22
C ₅₇	66 834,64	74 977,52	66 834,64	84 100,15
C ₅₉	72 304,83	74 264,01	72 304,83	83 768,74
C ₆₁	66 834,64	70 282,12	66 834,64	82 882,82
C ₆₃	68 430,18	70 282,12	68 430,18	82 882,82

Scénarios	Koudiat Acerdoune			
	Y compris les voiles d'injection		Sans voiles d'injection	
	$\sum F_v$	$\sum F_H$	$\sum F_v$	$\sum F_H$
C ₁	59 160,99	138 471,20	59 160,99	149 425,37
C ₃	59 160,99	131 140,66	59 160,99	147 592,73
C ₅	59 160,99	122 893,80	59 160,99	145 531,02
C ₇	60 403,18	138 471,20	60 403,18	149 425,37
C ₉	62 693,19	138 471,20	62 693,19	149 425,37
C ₁₁	60 403,18	131 140,66	60 403,18	147 592,73
C ₁₃	62 693,19	131 140,66	62 693,19	147 592,73
C ₁₅	60 403,18	122 893,80	60 403,18	145 531,02
C ₁₇	62 693,19	122 893,80	62 693,19	145 531,02
C ₁₉	68 935,32	139 342,10	68 935,32	151 148,91
C ₂₁	68 935,32	131 440,96	68 935,32	149 173,62
C ₂₃	68 935,32	122 552,18	68 935,32	146 951,43
C ₂₅	70 177,52	139 342,10	70 177,52	151 148,91
C ₂₇	72 467,53	139 342,10	72 467,53	151 148,91
C ₂₉	70 177,52	131 440,96	70 177,52	149 173,62
C ₃₁	72 467,53	131 440,96	72 467,53	149 173,62
C ₃₃	70 177,52	122 552,18	70 177,52	146 951,43
C ₃₅	72 467,53	122 552,18	72 467,53	146 951,43
C ₃₇	70 540,59	139 505,86	70 540,59	151 446,89
C ₃₉	70 540,59	131 514,91	70 540,59	149 449,15
C ₄₁	70 540,59	122 525,09	70 540,59	147 201,70
C ₄₃	71 782,78	122 525,09	71 782,78	147 201,70
C ₄₅	74 072,79	139 505,86	74 072,79	151 446,89
C ₄₇	90 253,01	138 632,72	90 253,01	149 586,88
C ₄₉	90 253,01	131 302,18	90 253,01	147 754,25
C ₅₁	90 253,01	123 055,32	90 253,01	145 692,53
C ₅₃	91 495,21	138 632,72	91 495,21	149 586,88
C ₅₅	93 785,22	138 632,72	93 785,22	149 586,88
C ₅₇	91 495,21	131 302,18	91 495,21	147 754,25
C ₅₉	103 684,09	131 627,34	103 684,09	149 360,00
C ₆₁	91 495,21	123 055,32	91 495,21	145 692,53
C ₆₃	93 785,22	123 055,32	93 785,22	145 692,53

Scénarios	Hamiz			
	Y compris les voiles d'injection		Sans voiles d'injection	
	$\sum F_v$	$\sum F_H$	$\sum F_v$	$\sum F_H$
C ₁	6 146,24	16 042,91	6 146,24	18 304,28
C ₃	6 146,24	14 977,84	6 146,24	18 163,78
C ₅	6 146,24	13 779,63	6 146,24	18 005,72
C ₇	6 513,04	16 042,91	6 513,04	18 304,28
C ₉	6 904,07	16 042,91	6 904,07	18 304,28
C ₁₁	6 513,04	14 977,84	6 513,04	18 163,78
C ₁₃	6 904,07	14 977,84	6 904,07	18 163,78
C ₁₅	6 513,04	13 779,63	6 513,04	18 005,72
C ₁₇	6 904,07	13 779,63	6 904,07	18 005,72
C ₁₉	9 206,96	15 511,56	9 206,96	18 289,81
C ₂₁	9 206,96	14 203,04	9 206,96	18 117,20
C ₂₃	9 206,96	12 730,96	9 206,96	17 923,01
C ₂₅	9 573,76	15 511,56	9 573,76	18 289,81
C ₂₇	9 964,79	15 511,56	9 964,79	18 289,81
C ₂₉	9 573,76	14 203,04	9 573,76	18 117,20
C ₃₁	9 964,79	14 203,04	9 964,79	18 117,20
C ₃₃	9 573,76	12 730,96	9 573,76	17 923,01
C ₃₅	9 964,79	12 730,96	9 964,79	17 923,01
C ₃₇	12 400,11	15 175,38	12 400,11	18 405,92
C ₃₉	12 400,11	13 653,85	12 400,11	18 205,20
C ₄₁	12 400,11	11 942,13	12 400,11	17 979,40
C ₄₃	12 766,92	11 942,13	12 766,92	17 979,40
C ₄₅	13 157,95	15 175,38	13 157,95	18 405,92
C ₄₇	10 258,26	16 058,31	10 258,26	18 319,68
C ₄₉	10 258,26	14 993,23	10 258,26	18 179,18
C ₅₁	10 258,26	13 795,03	10 258,26	18 021,12
C ₅₃	10 625,07	16 058,31	10 625,07	18 319,68
C ₅₅	11 016,09	16 058,31	11 016,09	18 319,68
C ₅₇	10 625,07	14 993,23	10 625,07	18 179,18
C ₅₉	14 115,81	14 226,23	14 115,81	18 140,39
C ₆₁	10 625,07	13 795,03	10 625,07	18 021,12
C ₆₃	11 016,09	13 795,03	11 016,09	18 021,12

Scénarios	Tichy Haf			
	Y compris les voiles d'injection		Sans voiles d'injection	
	$\sum F_v$	$\sum F_H$	$\sum F_v$	$\sum F_H$
C ₁	28 123,45	26 343,63	28 123,45	29 525,85
C ₃	28 123,45	24 388,30	28 123,45	29 085,91
C ₅	28 123,45	22 188,56	28 123,45	28 590,96
C ₇	29 363,36	26 343,63	29 363,36	29 525,85
C ₉	30 453,90	26 343,63	30 453,90	29 525,85
C ₁₁	29 363,36	24 388,30	29 363,36	29 085,91
C ₁₃	30 453,90	24 388,30	30 453,90	29 085,91
C ₁₅	29 363,36	22 188,56	29 363,36	28 590,96
C ₁₇	30 453,90	22 188,56	30 453,90	28 590,96
C ₁₉	31 555,72	25 722,95	31 555,72	29 094,85
C ₂₁	31 555,72	23 651,08	31 555,72	28 628,67
C ₂₃	31 555,72	21 320,22	31 555,72	28 104,23
C ₂₅	32 795,64	25 722,95	32 795,64	29 094,85
C ₂₇	33 886,17	25 722,95	33 886,17	29 094,85
C ₂₉	32 795,64	23 651,08	32 795,64	28 628,67
C ₃₁	33 886,17	23 651,08	33 886,17	28 628,67
C ₃₃	32 795,64	21 320,22	32 795,64	28 104,23
C ₃₅	33 886,17	21 320,22	33 886,17	28 104,23
C ₃₇	34 362,61	25 240,20	34 362,61	28 759,62
C ₃₉	34 362,61	23 077,69	34 362,61	28 273,05
C ₄₁	34 362,61	20 644,85	34 362,61	27 725,66
C ₄₃	35 602,52	20 644,85	35 602,52	27 725,66
C ₄₅	36 693,06	25 240,20	36 693,06	28 759,62
C ₄₇	35 822,30	26 414,95	35 822,30	29 597,17
C ₄₉	35 822,30	24 459,62	35 822,30	29 157,22
C ₅₁	35 822,30	22 259,87	35 822,30	28 662,28
C ₅₃	37 062,21	26 414,95	37 062,21	29 597,17
C ₅₅	38 152,75	26 414,95	38 152,75	29 597,17
C ₅₇	37 062,21	24 459,62	37 062,21	29 157,22
C ₅₉	41 628,76	23 731,13	41 628,76	28 708,72
C ₆₁	37 062,21	22 259,87	37 062,21	28 662,28
C ₆₃	38 152,75	22 259,87	38 152,75	28 662,28

ANNEXE C.2 : Probabilité de défaillance au glissement des barrages étudiés pour différents scénarios.

Scénarios	Boussiaba			
	P _f par la méthode			P _f Optimisée
	FORM	MCS	HLS	
C ₁	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₃	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₅	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₇	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₉	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₁₁	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₁₃	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₁₅	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₁₇	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₁₉	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₂₁	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₂₃	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₂₅	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₂₇	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₂₉	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₃₁	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₃₃	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₃₅	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₃₇	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₃₉	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₄₁	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₄₃	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₄₅	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₄₇	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₄₉	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₅₁	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₅₃	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₅₅	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₅₇	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₅₉	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00
C ₆₁	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₆₃	2,92E-05	3,41E-05	2,99E-05	3,41E-05

Scénarios	Beni Harroun			
	P _f par la méthode			P _f Optimisée
	FORM	MCS	HLS	
C ₁	1,20E-04	1,18E-04	1,18E-04	1,20E-04
C ₃	1,70E-04	1,73E-04	1,73E-04	1,73E-04
C ₅	1,70E-04	1,70E-04	1,69E-04	1,70E-04
C ₇	1,70E-04	1,70E-04	1,69E-04	1,70E-04
C ₉	2,00E-04	2,00E-04	1,99E-04	2,00E-04
C ₁₁	1,70E-04	1,70E-04	1,69E-04	1,70E-04
C ₁₃	2,00E-04	2,00E-04	1,99E-04	2,00E-04
C ₁₅	2,00E-04	2,00E-04	1,99E-04	2,00E-04
C ₁₇	2,30E-04	2,30E-04	2,29E-04	2,30E-04
C ₁₉	6,90E-04	7,22E-04	7,56E-04	7,56E-04
C ₂₁	6,90E-04	7,22E-04	7,56E-04	7,56E-04
C ₂₃	7,90E-04	8,27E-04	8,66E-04	8,66E-04
C ₂₅	7,90E-04	8,27E-04	8,66E-04	8,66E-04
C ₂₇	8,80E-04	9,21E-04	9,65E-04	9,65E-04
C ₂₉	7,90E-04	8,27E-04	8,66E-04	8,66E-04
C ₃₁	8,80E-04	9,21E-04	9,65E-04	9,65E-04
C ₃₃	8,80E-04	9,21E-04	9,65E-04	9,65E-04
C ₃₅	1,00E-03	1,05E-03	1,10E-03	1,10E-03
C ₃₇	7,90E-04	8,27E-04	8,66E-04	8,66E-04
C ₃₉	7,90E-04	8,27E-04	8,66E-04	8,66E-04
C ₄₁	8,80E-04	9,21E-04	9,65E-04	9,65E-04
C ₄₃	8,80E-04	9,21E-04	9,65E-04	9,65E-04
C ₄₅	8,80E-04	9,21E-04	9,65E-04	9,65E-04
C ₄₇	2,10E-03	2,20E-03	2,30E-03	2,30E-03
C ₄₉	2,10E-03	2,20E-03	2,30E-03	2,30E-03
C ₅₁	2,10E-03	2,20E-03	2,30E-03	2,30E-03
C ₅₃	2,10E-03	2,20E-03	2,07E-03	2,20E-03
C ₅₅	3,20E-03	3,35E-03	3,51E-03	3,51E-03
C ₅₇	3,20E-03	3,35E-03	2,85E-03	3,35E-03
C ₅₉	7,90E-03	8,27E-03	8,66E-03	8,66E-03
C ₆₁	3,20E-03	3,35E-03	3,51E-03	3,51E-03
C ₆₃	3,20E-03	3,35E-03	3,17E-03	3,35E-03

Scénarios	Oued Fodda			
	P _f par la méthode			P _f Optimisée
	FORM	MCS	HLS	
C ₁	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₃	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₅	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₇	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₉	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₁₁	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₁₃	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₁₅	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₁₇	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₁₉	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₂₁	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₂₃	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₂₅	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₂₇	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₂₉	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₃₁	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₃₃	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₃₅	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₃₇	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₃₉	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₄₁	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₄₃	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₄₅	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₄₇	9,13E-06	4,05E-06	3,81E-06	9,13E-06
C ₄₉	3,20E-05	9,50E-06	1,40E-05	3,20E-05
C ₅₁	2,05E-05	3,08E-05	1,79E-05	3,08E-05
C ₅₃	6,84E-05	1,03E-04	1,37E-04	1,37E-04
C ₅₅	6,00E-04	2,40E-04	1,90E-04	6,00E-04
C ₅₇	2,00E-04	7,80E-05	8,30E-05	2,00E-04
C ₅₉	7,23E-02	4,67E-02	4,81E-02	7,23E-02
C ₆₁	6,90E-04	2,50E-04	2,90E-04	6,90E-04
C ₆₃	5,56E-03	2,15E-03	2,20E-03	5,56E-03

Scénarios	Koudiat Acerdoune			
	P _f par la méthode			P _f Optimisée
	FORM	MCS	HLS	
C ₁	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₃	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₅	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₇	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₉	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₁₁	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₁₃	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₁₅	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₁₇	1,00E-07	1,50E-07	9,00E-07	9,00E-07
C ₁₉	1,00E-07	9,54E-08	1,05E-07	1,05E-07
C ₂₁	1,00E-07	9,54E-08	1,05E-07	1,05E-07
C ₂₃	1,00E-07	9,54E-08	1,05E-07	1,05E-07
C ₂₅	1,00E-07	9,54E-08	1,05E-07	1,05E-07
C ₂₇	1,00E-07	9,54E-08	1,05E-07	1,05E-07
C ₂₉	1,00E-07	1,10E-07	1,21E-07	1,21E-07
C ₃₁	3,50E-07	3,83E-07	4,23E-07	4,23E-07
C ₃₃	1,00E-07	1,10E-07	1,21E-07	1,21E-07
C ₃₅	6,10E-07	6,68E-07	7,38E-07	7,38E-07
C ₃₇	1,00E-07	1,00E-07	1,10E-07	1,10E-07
C ₃₉	1,00E-07	1,10E-07	1,21E-07	1,21E-07
C ₄₁	1,00E-07	1,10E-07	1,21E-07	1,21E-07
C ₄₃	1,00E-07	1,10E-07	1,21E-07	1,21E-07
C ₄₅	4,80E-07	5,26E-07	5,80E-07	5,80E-07
C ₄₇	1,70E-04	1,88E-04	2,11E-04	2,11E-04
C ₄₉	2,00E-04	2,21E-04	2,48E-04	2,48E-04
C ₅₁	3,20E-04	3,53E-04	6,64E-04	6,64E-04
C ₅₃	2,30E-04	2,54E-04	4,77E-04	4,77E-04
C ₅₅	5,10E-04	5,63E-04	6,33E-04	6,33E-04
C ₅₇	3,20E-04	3,53E-04	6,64E-04	6,64E-04
C ₅₉	7,90E-03	8,72E-03	9,81E-03	9,81E-03
C ₆₁	5,10E-04	5,63E-04	1,55E-04	5,63E-04
C ₆₃	8,80E-04	9,72E-04	4,40E-04	9,72E-04

Scénarios	Hamiz			
	P _f par la méthode			P _f Optimisée
	FORM	MCS	HLS	
C ₁	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₃	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₅	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₇	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₉	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₁₁	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₁₃	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₁₅	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₁₇	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₁₉	1,00E-07	9,80E-08	9,78E-08	1,00E-07
C ₂₁	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₂₃	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₂₅	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₂₇	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₂₉	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₃₁	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₃₃	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₃₅	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₃₇	6,90E-04	8,05E-04	8,63E-04	8,63E-04
C ₃₉	2,10E-03	2,45E-03	2,63E-03	2,63E-03
C ₄₁	5,56E-03	6,49E-03	6,95E-03	6,95E-03
C ₄₃	9,10E-03	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00
C ₄₅	7,23E-02	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00
C ₄₇	1,00E-07	1,04E-07	1,11E-07	1,11E-07
C ₄₉	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₅₁	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₅₃	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₅₅	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₅₇	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₅₉	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00
C ₆₁	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07
C ₆₃	1,00E-07	1,02E-07	1,09E-07	1,09E-07

Scénarios	Tichy Haf			
	P _f par la méthode			P _f Optimisée
	FORM	MCS	HLS	
C ₁	1,00E-07	1,11E-07	1,15E-07	1,15E-07
C ₃	1,00E-07	1,11E-07	1,15E-07	1,15E-07
C ₅	3,50E-07	3,89E-07	4,04E-07	4,04E-07
C ₇	2,44E-06	2,71E-06	2,82E-06	2,82E-06
C ₉	5,62E-05	6,24E-05	6,49E-05	6,49E-05
C ₁₁	6,27E-06	6,96E-06	7,24E-06	7,24E-06
C ₁₃	5,64E-05	6,26E-05	6,51E-05	6,51E-05
C ₁₅	1,57E-05	1,74E-05	1,81E-05	1,81E-05
C ₁₇	2,30E-04	2,55E-04	2,66E-04	2,66E-04
C ₁₉	2,10E-03	8,41E-02	8,83E-02	8,83E-02
C ₂₁	4,40E-03	7,72E-01	8,11E-01	8,11E-01
C ₂₃	6,70E-03	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00
C ₂₅	2,00E-02	6,75E-01	7,09E-01	7,09E-01
C ₂₇	7,23E-02	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00
C ₂₉	2,90E-02	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00
C ₃₁	8,96E-02	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00
C ₃₃	5,50E-02	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00
C ₃₅	1,39E-01	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00
C ₃₇	1,39E-01	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00
C ₃₉	3,28E-01	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00
C ₄₁	6,64E-01	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00
C ₄₃	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00
C ₄₅	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00
C ₄₇	8,32E-01	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00
C ₄₉	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00
C ₅₁	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00
C ₅₃	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00
C ₅₅	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00
C ₅₇	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00
C ₅₉	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00
C ₆₁	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00
C ₆₃	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00	1,00E+00