

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de la Construction

Département du Génie Civil



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master 2 Académique

Spécialité : hydraulique

Option : Ouvrages hydrauliques.

Thème :

**Approche probabiliste appliqué à la
gestion de risque dans un barrage en
béton.**

Rédigé par :

BENABDELAZIZ Meriem

FENANE Manel

Encadrée par :

Mr DEHMOUS. H

Promotion 2021-2022

REMERCIEMENTS

*Avant tout nous remercions **DIEU** le tout puissant de nous
Avoir accordé la force et la patience nécessaire pour finir cette
Etude dans le cadre de mémoire de fin de cycle master 2 en
Ouvrages Hydrauliques.*

*Nous tenons à exprimer notre profonde reconnaissance ainsi
Nos tout sincères remerciement à notre promoteur,
Monsieur **DEHMOUS HOCINE**, Maître de conférences
Professeur au département de Génie civil, pour sa patience, sa
Disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont
Contribué à alimenter notre réflexion, et pour la qualité de
Son suivi et la confiance qu'il nous a accordé en acceptant de
Rapporter ce travail.*

*Nous tenons également à remercier les membres du jury qui
Feront l'honneur de jugé notre travail.*

*Nous remercions nos familles pour les sacrifices qu'elles ont
Faits pour que nous terminions nos études.*

*Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les
Enseignants et les travailleurs du département de Génie-Civil.*

*Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur
patience, leur compréhension et leur encouragement.*

DÉDICACE

Je dédie ce travail à :

A mes chers parents Aucune dédicace ne saurait exprimer mon
Respect, mon amour éternel et ma considération pour les
Sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon
Bien être.

A mes chères frères mes adorables sœurs Assia et Amina
En témoignage de mon affection fraternelle, de ma profonde
tendresse et reconnaissance, je vous souhaite une vie pleine de
bonheur et de succès et que Dieu, le tout puissant, vous
protège et vous garde.

A mon fiancé karim et a toutes la famille Hamitouche et à mes
amies Amira, Lylia, Melissa, Cylia, Sarah, Amina, Salma

A ma binôme Manel et toute sa famille, et mes camarades de la
promotion OH

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce
projet soit possible,

je vous dis merci

MERIEM

Je dédie ce travail à :

A mes chers parents Aucune dédicace ne saurait exprimer mon
Respect, mon amour éternel et ma considération pour les
Sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon
Bien être.

A mon chère frère Aimen et mon adorable sœur Basma,
En témoignage de mon affection fraternelle, de ma profonde
tendresse et reconnaissance, je vous souhaite une vie pleine de
bonheur et de succès et que Dieu, le tout puissant, vous
protège et vous garde.

A mes grands-parents, mes oncles et mes tantes, cousins et
cousines et a toutes la famille MALEK et à mes amies Assia,
Meriem et warda .

A la mémoire de mon grand-père, j'aurais souhaité sa
présence pour partager ma joie, que son âme repose en paix.

A ma binôme Meriem et toute sa famille, et mes camarades de
la promotion OH

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce
projet soit possible,

je vous dis merci

MANEL

Table des matières

Remerciements

Dédicace

Introduction générale10

Chapitre 1 : Etat de l'art sur les risques des barrages poids

Introduction	12
Généralités sur les barrages.....	12
1.1. L'évolution des barrages Algériens	12
1.2. Définition.....	13
1.3. Rôle des barrages	13
1.4. Types de barrages	14
1.4.1. Barrages souples (en remblai).....	14
1.4.1.1. Barrages en terre.....	14
b) Barrage à masque amont :.....	15
c) Barrage en terre hétérogène ou zoné :.....	16
1.4.1.2. Barrages en enrochements	17
1.4.2. Barrages rigide (en béton).....	18
1.4.2.1. Barrages - poids.....	19
a) Qualités requises et traitement de la fondation	20
b) Méthodes de construction	21
1.4.2.2. Barrages – voûte	21
A. Barrages en voûte à angle constant.....	23
B. Barrages en voûte à rayon constant	23
C. Barrages en voûte à double courbure.....	23
1.4.2.3. Barrages à contreforts.....	23
2.1. Définitions	25
2.1.1. Qu'est-ce qu'un risque ?	25
2.1.2. Qu'est-ce qu'un aléa ?.....	25
2.1.3. Qu'est-ce qu'une vulnérabilité ?	25
2.2. Typologie des risques	26

2.2.1. Risques naturels	26
2.2.2. Risques d'origine anthropique	27
2.2.3. Risques et milieu urbain	27
2.2.4. Risque projet	27
2.3. Les risques liés aux barrages en béton.....	28
2.3.1. Analyse de stabilité des barrages en béton poids (Analyse déterministe)	28
2.3.1.1. Les types de charge	29
2.3.1.2. Hypothèse : Corps est rigide parfaitement	30
a) Stabilité au glissement	30
a) Stabilité au renversement.....	31
2.3.1.3. Hypothèse : En réalité le corps du barrage n'est pas parfaitement rigide (La présence de la flexibilité limite cette rigidité).	31
a) Stabilité interne.....	31
❖ Application des règles de résistances des matériaux RDM.....	31
2.3.1.4. Amélioration de la sécurité du barrage	34
2.4. Définition du cadre de l'analyse des risques.....	34
2.4.1 Analyse des risques	35
2.4.2. Estimation du risque	37
2.4.3. Évaluation du risque.....	39
2.4.4. Prise de décision.....	42
2.5. Contrôle du risque.....	42
2.5.1. Traitement des risques.....	42
2.5.2. Surveillance et suivi.....	43
a. Inspection visuelle	43
b. Auscultation	43
c. Essais périodiques.....	43
Conclusion	44

Chapitre 2 : Généralités sur les approches probabilistes et la fiabilité des structures

Introduction	46
2.1. Approche Fiabiliste	46
2.2. Fiabilité d'une structure	46
2.3. Problématique	47
2.4. Variables aléatoires et loi de distribution	48
2.4.1. Principales caractéristiques des variables aléatoires	48
2.4.2. Choix de variables aléatoires	49
2.4.3. Lois de distribution	50
2.5. Critère de défaillance et fonction de performance	51
2.5.1 probabilité de défaillance	52
2.5.1.1. Indicateurs de fiabilité	52
2.5.2. Méthode de Monte Carlo	53
2.5.2.1. Étapes de la méthode Monte-Carlo	53
2.5.3. Définition de la simulation probabiliste	55
2.5.3.1. Présentation du logiciel Matlab	55
2.5.3.2. Estimation de la probabilité de défaillance	55
2.5.3.3. Génération de nombres aléatoires	56
2.5.3.4. Choix des variables aléatoires	56
Conclusion	56

Chapitre 3 Analyse déterministe de la stabilité d'un barrage en béton poids

Introduction	58
3.1. Analyse de la stabilité d'un barrage en béton poids	58
3.1.1. Description du barrage étudié	58
a) Ouvrages annexes	59
b) Géométrie du profil (Moulay Elboudkhili 2014)	59
c) Calcul des sections transversales	59
d) Caractéristiques des sollicitations	60
3.1.2. Vérification de stabilité du barrage	60

3.1.2.1. Barrage à retenue pleine avec fondations sans traitement.....	60
a) Sans charge sédimentaire	60
Vérification de stabilité au glissement	61
Sans cohésion des fondations (c=0):	61
Calcul du coefficient de sécurité au glissement	61
Avec cohésion des fondations (c ≠ 0):	62
Calcul du coefficient de sécurité au glissement	62
Vérification de la sécurité au renversement	63
b) Avec charge sédimentaire.....	63
Vérification de stabilité au glissement.....	64
Sans cohésion des fondations (c=0):	64
Calcul du coefficient de sécurité au glissement	64
Avec cohésion des fondations (c ≠ 0) :	64
Calcul du coefficient de sécurité au glissement	65
Vérification de la sécurité au renversement	65
3.1.2.2. Barrage à retenue pleine avec fondations et intégration de voile d’injection	66
Vérification de stabilité au glissement	66
Sans cohésion des fondations (c=0):	66
Calcul du coefficient de sécurité au glissement	66
Avec cohésion des fondations (c≠0) :	67
Calcul du coefficient de sécurité au glissement	67
Vérification de la sécurité au renversement	68
3.1.2.3. Barrage à retenue pleine avec fondations et intégration de voile dedrainage....	68
Vérification de stabilité au glissement	69
Sans cohésion des fondations (c=0):	69
Calcul du coefficient de sécurité au glissement	69
Avec cohésion des fondations (c≠0) :	69
Calcul du coefficient de sécurité au glissement	70
Vérification de la sécurité au renversement :	70
3.1.2.4. Barrage à retenue pleine avec fondations et intégration de voile d’injection et voile de drainage.....	71
Vérification de stabilité au glissement	71

Sans cohésion des fondations ($c=0$):	71
Calcul du coefficient de sécurité au glissement	71
Avec cohésion des fondations ($c \neq 0$) :	72
Calcul du coefficient de sécurité au glissement	72
Vérification de la sécurité au renversement	72
3.1.3. Interprétation des résultats	73
Conclusion	74

Chapitre 4 : Analyse fiabiliste de la stabilité d'un barrage en béton poids

Introduction	76
4.1. Variation des différents paramètres du barrage.....	76
4.1.1. Variabilité des paramètres d'entrée	76
4.1.2. Variabilité des paramètres de sortie	80
4.2. Mise en place d'un outil de calcul	82
4.2.1. Organigramme de calcul	82
4.3. Résultats de l'analyse fiabiliste de la stabilité du barrage	83
4.3.1. Estimation de la probabilité de défaillance du barrage	83
Interprétation de résultats.....	84
4.3.2. Effets de la variation du nombre de tirages sur la probabilité de défaillance du barrage	85
4.3.3. Effets de la variation du coefficient de variation sur la probabilité de défaillance du barrage	86
4.4. Optimisation topologique du barrage.....	87
4.4.1. Résultats de la simulation (projection d'un pré-radier).....	88
4.4.2. Résultats de la simulation (élargissement de la base de barrage).....	89
Analyse des résultats	90
Conclusion	90

Conclusion générale.....92

Références bibliographiques.....94

Liste des figures

Chapitre 1

Figure I.1 : Barrage en terre (www.Google image.com)	15
Figure I.2: Barrage en terre homogène. (Gramme 2006).....	15
Figure I.3: Barrage en terre à masque amont (LeDellou,2003).....	16
Figure I.5: Coupe transversale d'un barrage en enrochement	17
Figure I.7 : Barrage poids de Djorf Torba wilaya de Béchar (wikipedia.org).....	20
Figure I.8: Profil d'un barrage poids(www.eulglod.fr)	21
Figure I.9 : Photo d'un barrage-voûte (encyclopedie-energie.org).....	23
Figure I.10: Coupe transversale d'un barrage en voûte (Schliess et Pougatch, 2011).....	23
Figure I.11: Photo d'un barrage poids à contreforts de Plan à Amont (Aussois). (Photo Juillard).....	25
Figure I.12: Coupe transversale d'un barrage à contreforts	25
Figure I.13: Schéma des actions agissantes sur un barrage poids	30
Figure I.14: Phénomènes de glissement et renversement d'un barrage rigide.....	31
Figure I.15 : Processus de management du risque selon l'ISO 31000 : 2009.....	37
Figure I.16 : Hiérarchie des démarches Type de technique et niveau d'information (selon Kreuzer, 2000).....	40
Figure I.17 : Niveau de risque et ALARP (selon Faber et Stewart, 2001).	41
Figure I.18: Exemple de diagramme F/N (Selon ANCOLD).	43
Figure I.19 : Concept global de l'organisation de la surveillance et de l'entretien	46

Chapitre 2

Figure II.1 : Diagramme de fréquence d'un événement donné et fonctions de densité de probabilité [Lemaire2005]	50
Figure II.2 : Domaine de défaillance, état limite et domaine de sécurité (Selon Lemaire, 2009).	53
Figure II.3 : Schéma d'illustration de la méthode de Monte-Carlo (Selon Maynadier, 2003).	55

Chapitre 3

Figure III.1 : Barrage Brezina (le guide touristique).....	60
Figure III.2: Profil type du barrage de Brezina.....	60
Figure III.3: Schéma de principe -1 ^{er} cas, influence de la charge d'eau	62
Figure III.4: Schéma de principe – 1 ^{er} cas, influence de la charge des sédiments	65
Figure III.5 : Schéma de principe – 2 ^{eme} cas	67
Figure III.6: Schéma de principe – 3 ^{eme} cas.....	70
Figure III.7 : Schéma de principe – 4 ^{eme} cas	72

Chapitre 4

Figure IV.1: Histogramme de la distribution de la cohésion du sol.....	78
Figure IV.2 : Histogramme de la distribution de l'angle de frottement.	78
Figure IV.3: Histogramme de la distribution de la hauteur des sédiments.....	79
Figure IV.4: Histogramme de la distribution de la masse volumique des sédiments.	79
Figure IV.5: Histogramme de la distribution des sous pressions.	80
Figure IV.6: Histogramme de la distribution du coefficient de sécurité au glissement	81
Figure IV.7 : Histogramme de la distribution du coefficient de sécurité au renversement.....	82
Figure IV.8: Organigramme de calcul	82
Figure IV.9: Schéma statique de la première solution	88
Figure IV.10: Schéma statique de la deuxième solution	89

Liste des tableaux

Chapitre 1

Tableau I.1. Charges prisent en compte pour la vérification des barrages.....	29
Tableau I.2 : Normes de F_s vis-à-vis au glissement et au renversement sans tenir compte de la cohésion.	31
Tableau I.3: Sources des incertitudes (Kreuzer, 2000).....	37

Chapitre 2

Tableau II.1 : Principales lois de distribution (Selon Schneider, 1997).	51
---	----

Chapitre 3

Tableau III.1: Caractéristiques des sollicitations sur le barrage	61
Tableau III.2: Cas de vérification de stabilité.....	61
Tableau III.3: résultats de calcul- cas 1, influence de la charge d'eau, $c = 0$	63
Tableau III.4: résultats de calcul- cas 1, influence de la charge d'eau, $c \neq 0$	64
Tableau III.5 : résultats de calcul du coefficient de sécurité au renversement - cas 1, influence de la charge d'eau	64
Tableau III.6: Calcul des sollicitations - cas 1, influence des sédiments, $C = 0$	65
Tableau III.7 : résultats de calcul des sollicitations - cas 1, influence des sédiments, $c \neq 0$	66
Tableau III.8: résultats de calcul du coefficient de sécurité au renversement - cas 1, influence des sédiments	67
Tableau III.9 : Résultats de calcul des sollicitations - cas 2, $C = 0$	68
Tableau III.10 : Résultats de calcul des sollicitations – cas 2, $C \neq 0$	69
Tableau III.11 : Calcul du coefficient de sécurité au renversement - cas 2	69
Tableau III.12: Résultats de calcul des sollicitations - cas 3, $C = 0$	71
Tableau III.13 : Résultats de calcul des sollicitations – cas 3, $C \neq 0$	71
Tableau III.14 : Calcul du coefficient de sécurité au renversement - cas 3	72
Tableau III.15 : résultats de calcul des sollicitations - cas 4, $C = 0$	73
Tableau III.16: Résultats de calcul des sollicitations – cas 4, $C \neq 0$	74
Tableau III.17: Calcul du coefficient de sécurité au renversement - cas 4	74
Tableau III.18: Tableau récapitulatif des résultats obtenus	74

Chapitre 4

Tableau IV.1 : Variables aléatoires et loi de distribution des paramètres adoptés.	77
Tableau IV.2 : Valeurs de la probabilité de défaillance du barrage pour $F_s > 1$	84
Tableau IV.3 : Valeurs de la probabilité de défaillance du barrage pour $F_s > 1.5$	84

Tableau IV.4: Effets de la variation de nombre de tirages sur la probabilité de défaillance du barrage.....	85
Tableau IV.5: Effets de la variation de coefficient de variation sur la probabilité de défaillance du barrage	86
Tableau IV.6: Niveaux de probabilité de défaillance acceptés par secteurs industriels.	87
Tableau IV.7: Résultats de la simulation de la solution 1.....	88
Tableau IV.8: Résultats de la simulation de la solution 2.....	89



Introduction générale



Introduction générale

L'eau tient une place importante dans notre vie. En effet, elle joue un rôle primordial dans tous les phénomènes physiques et biologiques qui entourent l'être humain. Il se trouve que l'eau est une ressource qui devient de plus en plus rare due au changement climatique qui a créé l'irrégularité des précipitations. Beaucoup de situations stipulent qu'il faut la stocker. Pour ce faire, beaucoup d'efforts sont déployés par l'homme pour inventer la construction, sur les cours d'eau, d'ouvrages appelés « **barrages** » qui sont considérés dans le domaine du génie civil, comme étant des ouvrages d'arts hydrauliques destinés à retenir l'eau, la stocker puis la distribuer pour son utilisation ou alors pour s'en protéger.

La réalisation de ces ouvrages a posé d'innombrables problèmes techniques qui induisent de forts risques. C'est pourquoi la réglementation relative à la sûreté des ouvrages hydrauliques prévoit la réalisation de l'étude des dangers dans lesquelles les démarches d'analyse de risques sont requises. Par ailleurs, les méthodes de la sûreté de fonctionnement et de fiabilité ont fait l'objet de développements importants ces dernières années, et conduit à trouver à chaque problème, une ou des solutions en prenant en compte plusieurs paramètres.

Parmi les problèmes à résoudre, le problème de leurs stabilités. Par conséquent, les scientifiques ont élaborés et appliqués de nombreuses théories. On peut citer :

- L'approche fiabiliste qui est un nouveau concept basé sur une modélisation probabiliste, le risque est évalué sous forme de probabilité de défaillance. Cette approche s'appuie sur un modèle déterministe dans lequel les différentes sources d'incertitudes sont introduites sous formes des variables aléatoires.
- L'approche déterministe consiste à déterminer une valeur fixe, le facteur de sécurité global déterminé est basé sur les valeurs moyennes des paramètres de calcul.

Notre étude sera concrétisée sur l'approche probabiliste appliquée à la gestion de risque dans un barrage en béton poids. Elle s'articule, en plus d'une conclusion, autour de quatre chapitres dont le premier chapitre est consacré à l'état de l'art des risques des barrages poids. Le deuxième chapitre ; sera consacré aux généralités sur les approches probabilistes et la fiabilité de structures, le troisième chapitre comporte une analyse déterministe de la stabilité de barrage en béton et le quatrième chapitre sera consacré à l'analyse fiabiliste de la stabilité du barrage en béton.



Chapitre I :

Etat de l'art sur les risques des barrages poids.

Introduction

Les barrages - souvent appelés « pyramides utiles » - font partie des plus grands ouvrages du génie civil réalisés par l'homme ; depuis des milliers d'années. Ils présentent les caractéristiques de pouvoir affectés à différentes fonctions. Cependant, les barrages jouent deux rôles principaux pour l'homme puisqu'ils lui permettent d'assurer ses besoins vitaux en eau, en nourriture et en énergie, tout en respectant l'environnement et en garantissant la gestion durable des ressources.

Ces ouvrages peuvent entraîner des dégâts sévères et un danger en cas de rupture sur la vie humaine et les biens, également sur l'environnement. Par conséquent, une analyse de risque des barrages doit être conduite à tous les stades du projet à travers une révision des programmes de contrôle et de surveillance établis ainsi qu'une révision des analyses réalisés antérieurement.

L'objectif de ce chapitre vise dans un premier temps à rappeler des généralités sur ces ouvrages combien sont utiles voir indispensables à l'humanité, et dans un second temps nous allons parler sur les aléas et les risques des barrages.

Généralités sur les barrages

1.1. L'évolution des barrages Algériens

En Algérie, aujourd'hui, les concurrences s'aiguisent entre les différents utilisateurs de l'eau et partout l'accroissement de la demande en eau potable et industrielle. Ces problèmes de l'eau ne se sont imposés que durant ces dernières décennies en raison des besoins domestiques et publics, agricoles et industriels qui se sont accrus considérablement alors que le stock d'eau facilement prélevable était gravement dénaturé par les phénomènes de rareté.

Le début des années 90 ; les autorités algériennes ont décidé de mettre en place une politique de réalisation des barrages qui permet d'entreprendre dans l'accroissement de l'économie du pays. Selon l'agence nationale des barrages et transfert (ANBT) ; l'Algérie compte un total de 94 barrages d'une capacité globale de 8 milliards de m³, dont Les réserves emmagasinées sont **de 4,08 milliards de m³** correspondant à un taux de remplissage de 44,52%.

Projet réalisé

- ✓ 14 barrages réalisés antérieurement à 1962, d'une capacité totale de 556,44 hm³.
- ✓ 32 barrages réalisés entre 1962-1999, d'une capacité totale de 3 264,14 hm³.
- ✓ 26 barrages réalisés entre 2000- 2014, d'une capacité totale de 3 631,79 hm³.
- ✓ 03 barrages achevés en 2015, d'une capacité totale de 425 hm³

- ✓ 09 transferts (interconnexion entre barrages) d'une longueur totale de 497,21 km
- ✓ 09 adductions d'une longueur totale de 794,60 km

Projets en cours de réalisation

- ✓ 09 barrages en cours de réalisation d'une capacité de 519 hm³
- ✓ 05 transferts en cours de réalisation d'une longueur totale de 240,656 km
- ✓ 01 Galerie d'une longueur de 13,42 km

1.2. Définition

Un barrage est un ouvrage d'art artificiel (ou naturel), établi en travers d'un cours d'eau et destiné à entretenir l'eau. La géologie (nature des roches sur lesquelles sera édifié le barrage, agrégats extraits sur place) et la topographie (large de la vallée) construisent un ensemble indissociable pour la réalisation d'un barrage. Selon la commission internationale des grands barrages (CIGB) si la hauteur du barrage est **supérieure ou égale à 20 m** et **la retenue d'eau supérieure à 15 millions de m³**, il est appelé « grand barrage » sinon c'est un « petit barrage ».

Les barrages sont constitués de :

- ✓ D'une fondation étanche en amont, perméable en aval,
- ✓ D'un corps de forme variable,
- ✓ D'ouvrages annexes évacuateurs de crue, vidanges de fond, prises d'eau ...etc.

On rencontre deux familles primordiales de barrages qui sont :

- ✓ **Les barrages rigides** (Barrage en béton)
- ✓ **Les barrages souples** (Barrage en remblai).

1.3. Rôle des barrages

Par la construction de barrages, l'homme influence de manière prépondérante l'écoulement naturel des eaux de ruissellement. Quatre raisons principales peuvent justifier cette action. Ce sont : La création d'une retenue, la régulation de l'apport, la surélévation du plan d'eau d'une rivière, la création d'un plan d'eau.

- ✓ **Création d'une retenue** : selon le volume utile de la retenue, le débit des apports et le mode d'utilisation de l'eau stockée, on distinguera les accumulations journalières, hebdomadaires, saisonnières ou inters saisonnières.

- ✓ **Régulation des apports** : dans la plupart des régions du monde, les précipitations sont concentrées sur des périodes courtes. Ces apports sont souvent très irréguliers d'une année à l'autre alors que les besoins en eau sont répartis de manière plus homogène sur l'année. Il s'ensuit donc une succession de périodes de pénurie et d'excès que seule la réalisation d'une retenue permet de compenser. Par ailleurs, la régulation permet de prévenir des inondations en cas de crue.
- ✓ **Surélévation du plan d'eau d'une rivière** : la mise en place d'un barrage en travers d'un cours d'eau a pour effet de surélever le plan d'eau à l'amont. Cet effet ; est bien entendu utilisé pour la production hydroélectrique, mais également pour gérer la dérivation des eaux d'une rivière vers une prise d'eau, puis un canal d'amenée pour l'irrigation ou l'alimentation en eau potable.
- ✓ **Création d'un plan d'eau** : la réalisation d'un lac artificiel permet de disposer d'une surface qui peut, entre autres, être destinée aux loisirs, au tourisme, à la pisciculture, à la navigation, à la protection incendie (Schleiss et al., 2011).

1.4. Types de barrages

1.4.1. Barrages souples (en remblai)

Les barrages en remblai sont constitués essentiellement de matériaux granulaires naturels meubles prélevés à proximité immédiate de l'ouvrage.

On appelle barrages en remblai tous les barrages constitués d'un matériau meuble, qu'il soit très fin (argile) ou très grossier (enrochement), cette famille regroupe plusieurs catégories, très différentes, Selon les types de matériaux utilisés, et de la méthode employée pour assurer l'étanchéité. (A.Schleiss et all).

1.4.1.1. Barrages en terre

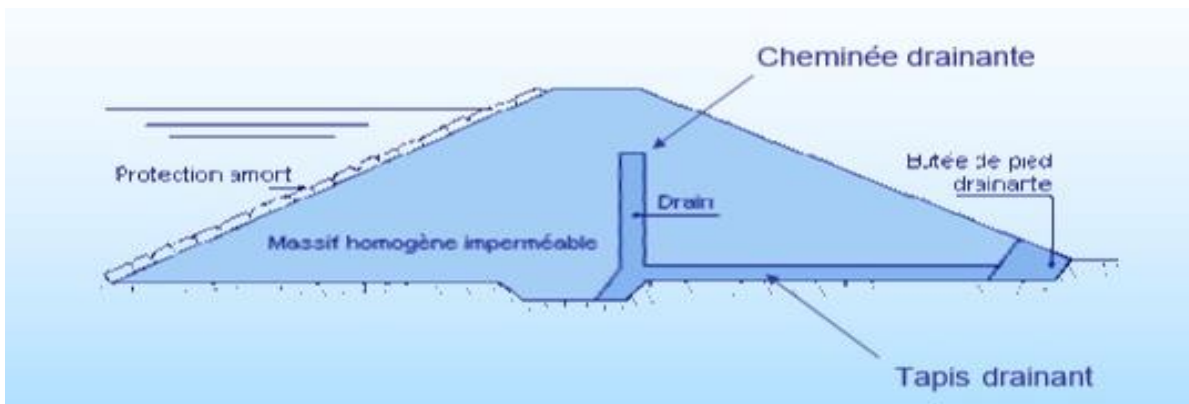
Les barrages en terre sont des murs de retenue d'eaux suffisamment étanches construits avec la terre et les matériaux du site suivant des mélanges et des proportions bien définies. (Mr. Heragmi, 2009).



Figure.I.1 : Barrage en terre (www.Google image.com)

a) Barrages en terre homogène :

Ce sont des barrages constitués d'un remblai homogène en terre suffisamment imperméable et compactée, équipé d'un procédé de drains dans sa partie aval et d'un dispositif de protection mécanique contre le battillage dans sa partie amont. (MR CHABBI, 2010)



FigureI.2:Barrage en terre homogène. (Gramme 2006)

b) Barrage à masque amont :

Les barrages en terre à masque amont sont des remblais perméables avec un écran imperméable appelé masque placé sur le parement amont. Le corps du barrage est construit avec un matériau quelconque pour autant qu'il soit peu déformable et pouvant assurer la stabilité au glissement de l'ensemble de l'ouvrage. Le masque qui assure l'étanchéité peut être en béton, en produits bitumineux ou en géo-membrane. La présence de ce masque sur le parement amont présente un

double avantage de pouvoir faire des réparations en cas de dégradation du masque et de permettre de faire des vidanges rapides sans risque de glissements.

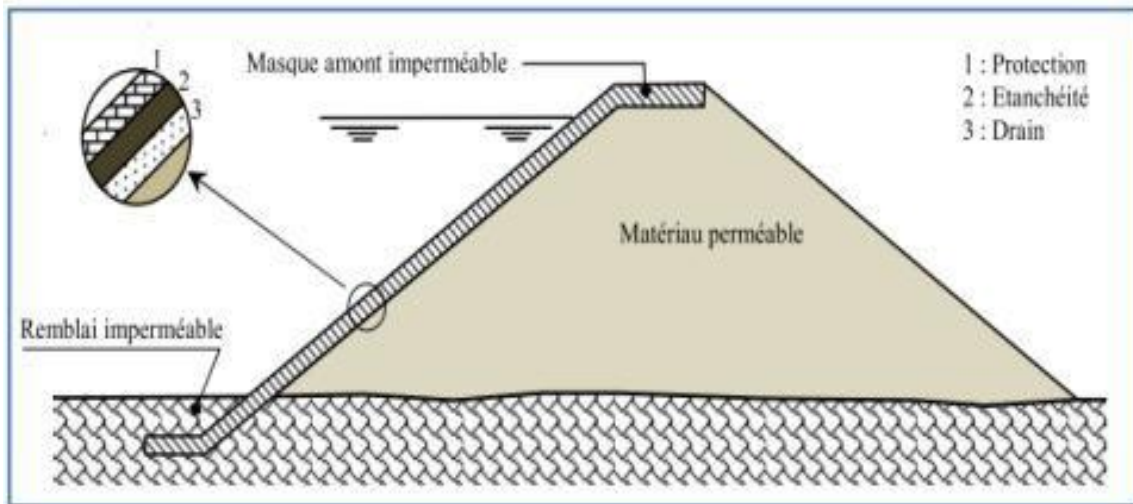


Figure I.3: Barrage en terre à masque amont (LeDelliou, 2003)

c) Barrage en terre hétérogène ou zoné :

Ces barrages sont constitués de zones de caractéristiques variables réalisées autour d'un noyau en matériau imperméable en argile. Le noyau est le plus souvent vertical mais il peut aussi être incliné. En général, les zones ont des perméabilités et des granulométries de plus en plus élevées à partir du noyau ce qui leur confère le rôle de filtres et de drains. De plus cette disposition permet de réduire les effets des gradients hydrauliques sur la stabilité des talus et donc d'avoir de plus fortes pentes (Le Delliou, 2003).

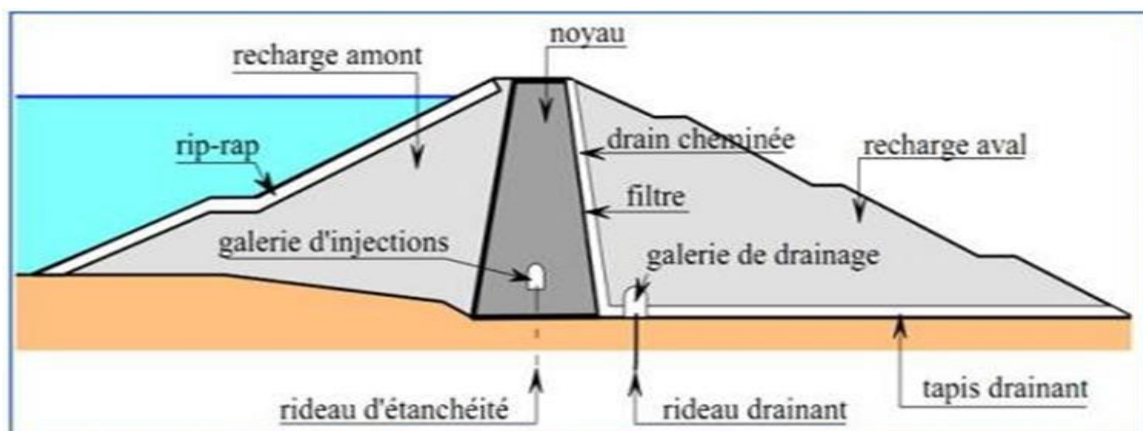


Figure I.4: Barrage en terre à noyau (LeDelliou, 2003).

1.4.1.2. Barrages en enrochements

Un barrage en enrochement n'est pas autre chose qu'un tas de cailloux à grande échelle, qui résiste par sa masse aux efforts auxquels il est soumis. Mais n'étant pas étanche par lui-même, il faut lui adjoindre un organe d'étanchéité qui constitue la partie la plus délicate, aussi bien au stade du projet qu'à celui de la réalisation (Djemili, 2006).

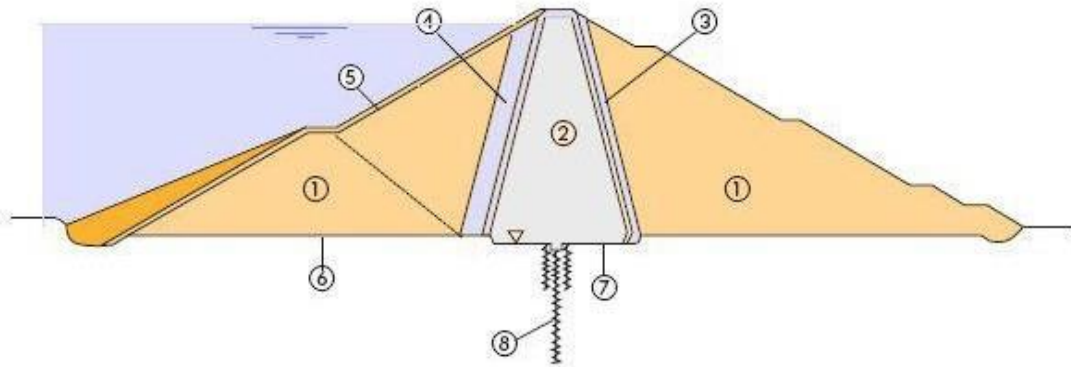


Figure I.5: Coupe transversale d'un barrage en enrochement

Légende

- 1) Enrochement, taille maximale 1000 mm ;
- 2) Noyau étanche en matériau limoneux et argileux ;
- 3) Filtres-drains en matériau grossier et en matériau fin, de 2,0 m chacun ;
- 4) Zone de transition, granulométrie maximale du matériau 150 mm ;
- 5) Rip-rap ;
- 6) Fondation en blocaille naturelle ;
- 7) Fondation sur terrain en place ;
- 8) Voile d'étanchéité

Avantages et inconvénients des barrages souples:

➤ Avantages

- Utilisation des matériaux locaux pour la construction du barrage.
- Ils s'adaptent à peu près à n'importe quelle fondation.
- Structure très peu sensible aux tassements et au séisme.
- Contraintes très faibles sur le sol de fondation.
- Excavations limitées.

➤ Inconvénients

- Impossibilité de conduire le débit de crue à travers l'ouvrage.
- Gradient hydraulique important sous la fondation de la plinthe. (Cas barrage en masque)
- Disponibilité de matériau argileux en grande quantité à proximité du site. (à noyau)
- Mise en place du noyau argileux impossible lors de conditions météorologiques défavorables. (à noyau).

1.4.2. Barrages rigide (en béton)

Les barrages en béton sont le plus souvent fondés sur une fondation rocheuse, de module de déformation élevé. Comme l'illustre la (**Figure I.6**), on distingue trois grandes familles de barrages en béton, chacune comportant un certain nombre de sous-familles. Les trois types de barrages en béton se distinguent par leur forme, la nature de leur système statique et leur manière de s'opposer à la poussée de l'eau (par leurs poids ou par leur forme ou bien par la combinaison des deux).

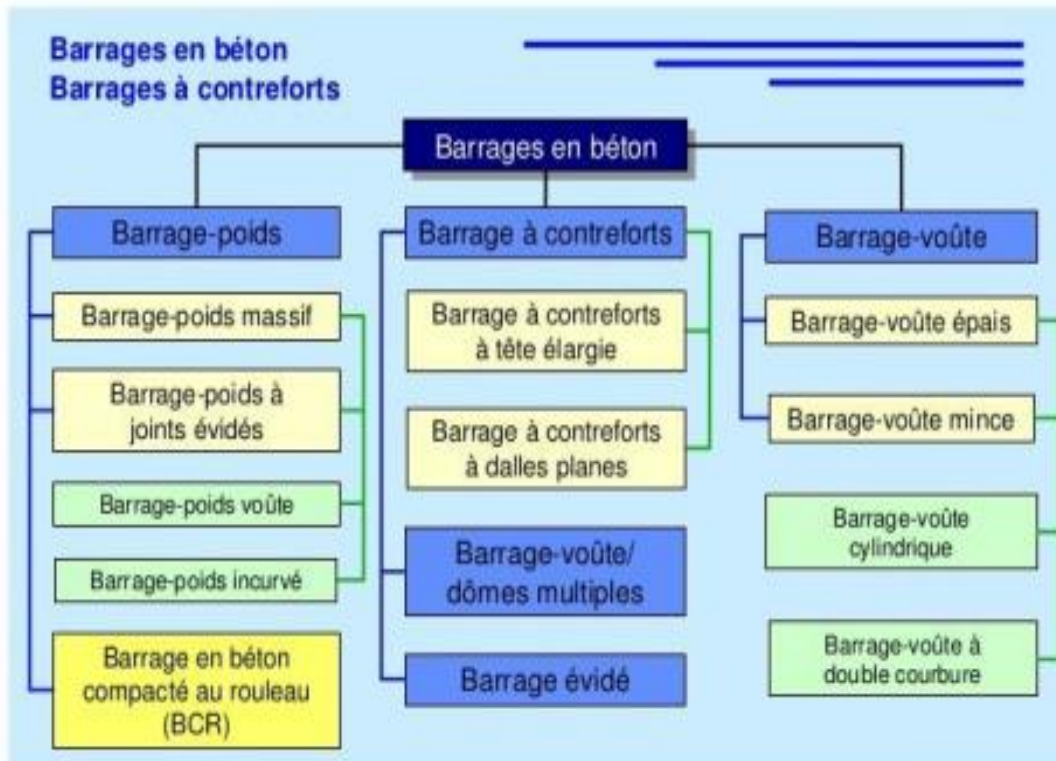


Figure I.6 : Schéma donnant les différents types de barrage en béton (SelonSchleiss, 2011).

1.4.2.1. Barrages - poids

Le barrage poids est l'un des types les plus anciens et il en existe un grand nombre dans les pays industrialisés. Construits en maçonnerie jusqu'au XIXe siècle, puis en béton au début du XXe (**Figure I.7**), ils ont connu une certaine désaffection en raison de leur volume et de leur coût relatif, jusqu'au développement récent de la technique du béton compacté au rouleau (BCR) qui leur a donné une nouvelle jeunesse depuis 1980.

Les barrages poids sont des ouvrages rigides et en conséquence leur conception sera aussi conditionnée par la qualité des fondations. On voit sur la (**Figure I.8**) un exemple de barrages poids.



Figure I.7 : Barrage poids de Djorf Torba wilaya de Béchar (wikipedia.org)

Les barrages -poids résistent à la poussée de l'eau par leur poids et par leur section trapézoïdale.

Ce type de barrage résiste uniquement par leur poids :

- ✓ A la poussée hydrostatique,
- ✓ A la poussée des sédiments,
- ✓ Aux sous-pressions.

Toutes ces poussées ont une action déstabilisatrice très importante et il conviendra de les diminuer à l'aide de dispositifs tels que rideaux d'injection et galeries de drainage (**Heragmi, 2009**).

Ils sont conçus de telle sorte que chaque section de barrage est stable, indépendamment de toute autre section de barrage. Ils ont un profil en travers triangulaire. Le parement amont est vertical ou légèrement incliné moins de 5% et le parement aval est incliné avec un fruit de 75% à 80%, lorsqu'ils se trouvent dans les conditions courantes, notamment pour ce qui concerne la qualité de fondation et la sismicité ; le parement amont est vertical ou à très forte pente. (Alain carrère, 1994).

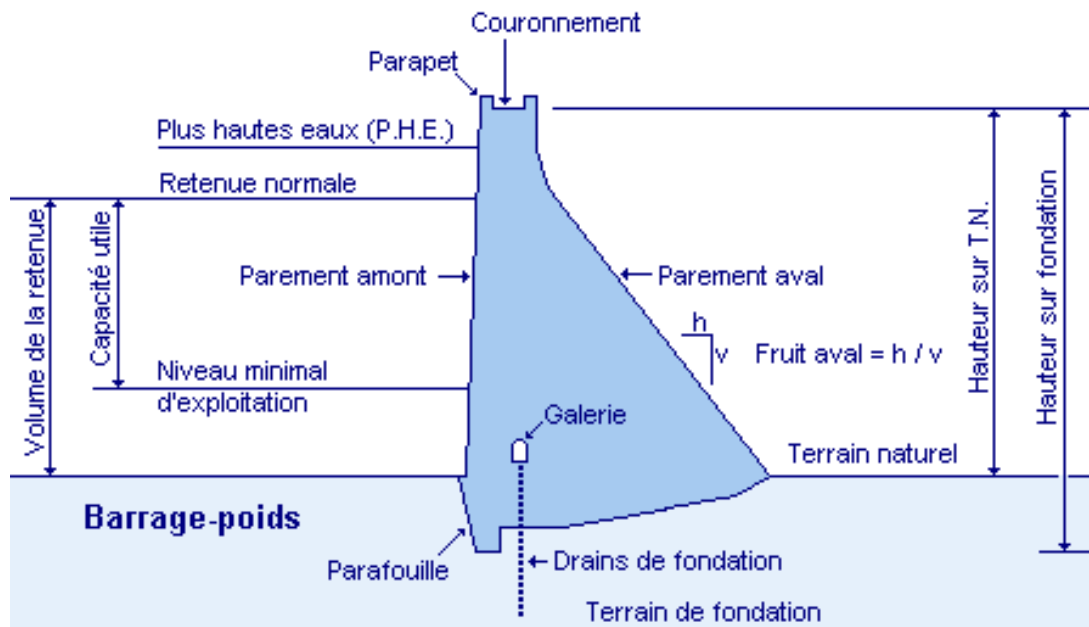


Figure I.8: Profil d'un barrage poids(www.eulglod.fr)

a) Qualités requises et traitement de la fondation

Les problèmes potentiels sont de trois ordres : déformabilité, résistance, étanchéité.

Si le sol est trop **déformable**, les tassements sous le poids de l'ouvrage et ensuite les mouvements sous la poussée horizontale seront difficilement supportés par la structure monolithique d'un barrage poids, même équipé de joints, d'où un risque de fissures anarchiques ; cela exclut pratiquement les fondations non rocheuses, voire même les roches faibles (craies, marnes),

En matière d'**étanchéité**, il s'agit d'une part de réduire les fuites en fondations susceptibles de diminuer la rentabilité de l'aménagement, mais surtout de réduire autant que possible le risque de sous-pressions déstabilisatrices. On y parvient en plaçant sous le barrage :

- ✓ Au pied amont, un organe artificiel d'étanchement, qui peut être soit une paroi moulée en béton (béton normal ou béton plastique plus déformable), soit un écran d'injection.
- ✓ À l'aval de l'écran étanche, une première ligne de drains forés, éventuellement tubés et munis de crépines, destinés à recueillir le débit résiduel et à neutraliser les sous-pressions.
- ✓ On draine généralement aussi la masse de fondation située sous la surface d'appui jusqu'au pied aval du barrage.

Dans les fondations rocheuses, la **résistance mécanique** est la plupart du temps limitée par la présence de discontinuités, comme des failles ou des joints, qui découpent le massif en blocs ; les discontinuités les plus dangereuses sont celles qui sont remplies par des produits argileux de décomposition de la roche, car la résistance au cisaillement de ces joints est celle, faible, de leur remplissage ; c'est la raison pour laquelle les reconnaissances géotechniques doivent pouvoir identifier à coup sûr la présence de surfaces de faiblesse en fondation, surtout celles orientées horizontalement ou peu inclinées, et pouvant donc déboucher sur l'aval. (**Alain carrère, 1994**)

b) Méthodes de construction

Les barrages poids en béton ont été construits en béton ; le dosage en ciment y est modulé, maximal près des parements (pour une bonne étanchéité et une bonne résistance aux agressions extérieures) et près de la base, plus sollicitée mécaniquement ; l'intérieur est dosé moins richement par souci d'économie et aussi pour réduire les échauffements liés à l'exothermie d'hydratation du ciment. Malgré ces précautions, il était nécessaire de construire l'ouvrage par plots indépendants, séparés par des joints verticaux dans la direction amont-aval, tous les 15 m environ. Ces joints, qui s'ouvrent en général lorsque le barrage a trouvé son équilibre thermique (au bout de quelques mois à quelques années, selon la taille de l'ouvrage), doivent être équipés de systèmes d'étanchéité près du parement amont. (**Alain carrère, 1994**)

1.4.2.2. Barrages – voute

La construction barrage voûte est envisagée lorsque la vallée est étroite et rocheuse dont l'épaisseur de la base est inférieure à 0.6 fois sa hauteur. Il est d'une structure dont la forme est dessinée de façon à transmettre les efforts de poussée de la retenue vers les rives, dans un très simplifié, la poussée de l'eau appliquée au point d'intersection de deux éléments se répartit selon le rapport de leurs rigidités respectives. Il apparaît évident dans ce contexte que les arcs sont des éléments beaucoup plus rigides que les consoles (par leur hyperstaticité), et que les efforts dus à

la poussée de l'eau sont par conséquent guidés de manière préférentielle vers les flancs de la vallée. Il faut relever que les efforts verticaux sont également transférés de la zone centrale vers les appuis latéraux par l'effet des arcs plongeurs et d'un basculement d'ensemble du barrage. En outre, la poussée de l'eau engendre des efforts tranchants intenses, auxquels il est essentiel de porter une attention particulière lors de l'analyse de la résistance de la base des consoles.



Figure I.9 : Photo d'un barrage-voûte (encyclopedie-energie.org).

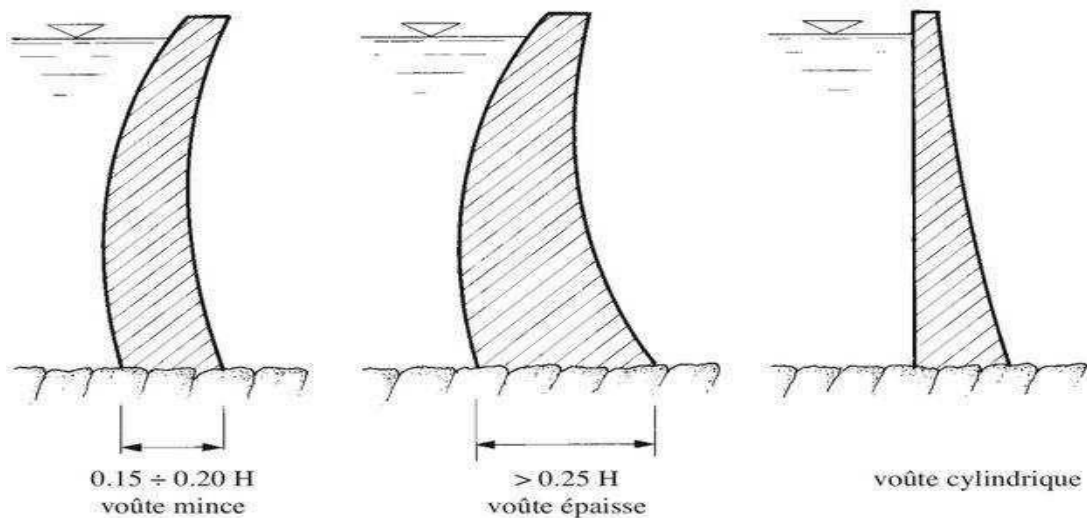


Figure I.10: Coupe transversale d'un barrage en voûte (Schliess et Pougatch, 2011)

Les barrages en voûte sont classifiés en trois groupes :

A. Barrages en voûte à angle constant

Ce sont des barrages en voûte dont l'angle sous-jacent d'une section horizontale reste constant du haut vers le bas.

B. Barrages en voûte à rayon constant

Ce sont des barrages en voûte où chaque segment d'une section horizontale du barrage a un même rayon de courbure.

C. Barrages en voûte à double courbure

Ce sont des barrages en voûte qui ont une courbure horizontalement et verticalement.

1.4.2.3. Barrages à contreforts

Un barrage à contreforts consiste en une structure étanche supportée à des intervalles réguliers par une série de contreforts, leur utilisation est idéale dans le cas des terrains dont les fondations sont perméables. Ce sont des barrages économiques car ils demandent moins de béton que les barrages poids et ils sont généralement construits dans un délai plus court. Les endroits critiques où les déformations sont susceptibles d'apparaître sont les joints qui séparent les différents blocs de béton (**Boussaad, 1998**). Dans ce type de barrages ; la poussée de l'eau est transmise à la fondation. La (**Figure I.11**) nous en montre un exemple.

- ✓ L'étanchéité est assurée par le voile en béton armé situé en amont,
- ✓ La stabilité vis à vis de la poussée de l'eau par les contreforts (**Heragmi, 2009**).

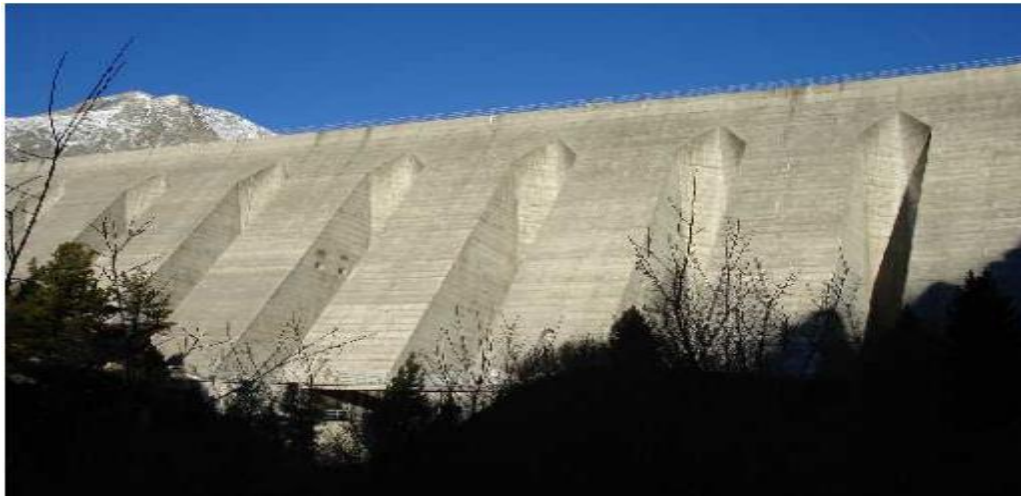
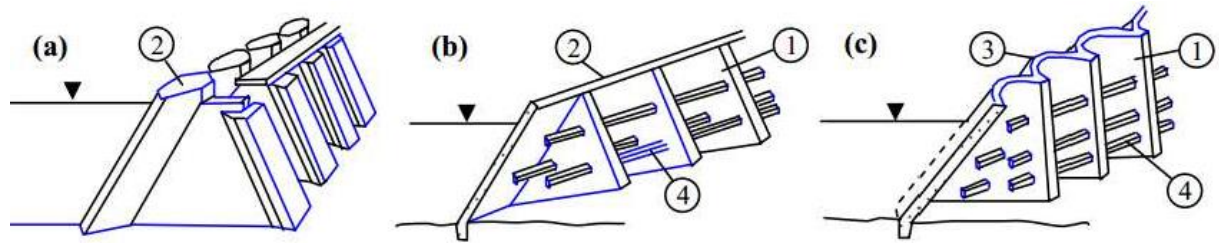


Figure I.11: Photo d'un barrage poids à contreforts de Plan à Amont (Aussois). (Photo Juillard).



Légende :

1) contre fort; 2) recouvrement à dalle plane; 3) recouvrement à voûte; 4) poutre de rigidité

Figure I.12: Coupe transversale d'un barrage à contreforts

Avantages et inconvénients des barrages rigides :

- Les avantages du barrage poids sont les suivants: faibles contraintes dans le béton, peu sensible aux variations de températures.
Les inconvénients du barrage poids sont : une forte sous pression dans les fondations, risque de tassement, forte quantité de béton, sensible aux séismes.
- Les barrages à contreforts possèdent les avantages suivants : risques de tassements moyens, volume de béton faible.
Les inconvénients sont: sensibles aux séismes, la pression sous fondation et les contraintes aux glissements sont importantes, sensibles aux gradients de températures aux niveaux des jonctions des contreforts.
- Les avantages des barrages voutes sont les suivants : optimisation de la matière, faibles quantités de terrassement.
Les barrages voutes présentes les inconvénients suivants: très sensibles aux séismes, report de fortes pression sur les terres ce qui peut générer des glissements d'appuis, contraintes importantes, fragiles.

2. Concept de risque et définitions

Avec le développement technique, économique et social du 19ème et 20ème siècle, le risque à envahi notre quotidien avec son lot de catastrophes et occupe aujourd'hui une place sans précédent dans la décision publique. Enfin, l'impact des catastrophes naturelles et industrielles n'ayant cessé de croître, la prise en compte des risques et de leur gestion n'en a été que de plus en plus nécessaire dans les sociétés modernes.

2.1. Définitions

2.1.1. Qu'est-ce qu'un risque ?

« Possibilité, probabilité d'un fait, d'un événement considéré comme un mal ou un dommage. Danger, inconvénient plus ou moins probable auquel on est exposé. » **selon le dictionnaire Larousse.**

« Un risque est l'effet de l'incertitude sur l'atteinte des objectifs » **Selon la norme ISO 31000, 2009.** C'est-à-dire la possibilité qu'il y ait un écart positif (opportunité) ou négatif (menace) par rapport à une attente.

Le risque est parallèlement lié aux conséquences de l'événement. Celles-ci sont évidemment multiples. Elles se décrivent d'abord en termes de vies humaines, mais aussi en termes économique (y compris les pertes d'exploitation), social, environnemental...

L'objectif est alors de définir des priorités d'intervention, en vue de diminuer la probabilité d'occurrence d'événements indésirables.

2.1.2. Qu'est-ce qu'un aléa ?

« Un phénomène dangereux, une substance, activité humaine ou condition pouvant causer des pertes de vies humaines, des blessures ou d'autres effets sur la santé, des dommages aux biens, des pertes de moyens de subsistance et des services, des perturbations socio-économiques, ou des dommages à l'environnement. » **selon UNISDR**

2.1.3. Qu'est-ce qu'une vulnérabilité ?

« Les caractéristiques et les circonstances d'une communauté ou d'un système qui le rendent susceptible de subir les effets d'un danger. » **selon UNISDR**

La norme ISO définit la vulnérabilité comme suite : « Propriétés intrinsèques de quelque chose entraînant une sensibilité à une source de risque pouvant induire une conséquence. » **(ISO Guide 73/2009).**

Les expressions suivantes pour définir le risque, sont souvent rencontrées :

Risque = probabilité(p) x Conséquence(C).

➤ Dans le domaine industriel.

Risque= Probabilité x Gravité

➤ Pour les risques naturels :

Risque = Aléa x Vulnérabilité

Le risque total d'un système correspond à la somme de tous les risques individuels en relation avec les causes primaires (événements initiateurs).

Il faut relever que différents concepts ont été proposés pour caractériser le risque. À titre d'exemple, en associant le risque à des conditions de charges particulières (tels que les crues, séisme, ou statique), le risque peut être exprimé par :

$$\text{Risque} = (p1 \times p2) \times (\text{conséquences})$$

Avec

p1: Probabilité d'occurrence de l'évènement initiateur,

p2: Probabilité de rupture si l'évènement initiateur se produit.

Dans le cadre de la gestion du risque, nous ne pouvons pas intervenir pour modifier la probabilité d'occurrence d'un évènement naturel, il faut chercher à réduire :

- ✓ D'une part, les chances d'occasionner des effets néfastes (par exemple, la rupture d'un barrage en cas de crue extrême),
- ✓ D'autre part, les conséquences en mettant en place des mesures adéquates pour atténuer les effets dommageables (par exemple, concept d'urgence) (**Schleiss et Pougatsch, 2011**).

2.2. Typologie des risques

2.2.1. Risques naturels

Les risques naturels sont de deux ordres :

- Les risques climatiques (tempêtes, cyclones et tornades mais aussi inondations et sécheresses) qui déterminent des risques hydrologiques ;
- Les risques lithosphériques appelés aussi des risques d'origine géophysique comme les séismes, glissements de terrain, les risques volcaniques et les tsunamis engendrés par séismes sous-marins.

2.2.2. Risques d'origine anthropique

Les risques provoqués par l'être humain sont multiples mais les plus importants sont les risques toxiques, risques d'incendie, risques d'explosion. Il faut en connaître l'aléa (produits, procédés, contexte) et l'enjeu (humain, environnemental, économique). Par leur origine, on distingue :

- *Risques technologiques et environnementaux* : qui sont la conséquence directe et perverse d'une industrialisation peu réglementée mais aussi des systèmes de transport de matières premières, de produits dangereux, d'endommagement de pipe-lines... etc.
- *Risques naturels aggravés par l'action humaine* : tels que la déforestation et désertification. Une grande partie des zones tropicales devient de plus en plus chaude et sèche.

2.2.3. Risques et milieu urbain

La ville génère des risques endogènes (technologiques, sociaux, sanitaires, sociétaux) et aggrave parfois les risques naturels. Le risque est accru en raison de la très forte concentration de masses humaines sur des surfaces réduites.

L'accroissement de la vulnérabilité par la rapidité de la croissance urbaine est lié à :

- *Extension des surfaces bâties* : Le bâti est non seulement de mauvaise qualité mais son extension, imperméabilisant les sols, accentue le ruissellement. En cas d'absence de canalisations, provoque soit des stagnations soit des écoulements à très forts débits pouvant provoquer des ravinements et l'artificialisation des lits fluviaux.
- *Menaces de pollutions multiples* : Gaz d'échappement et pollution de l'air : demande de transports publics et l'engouement pour les véhicules individuels dans les classes moyennes renferment un coût qui se traduit sur le plan sanitaire en termes de pollution de l'air. Mauvaise qualité de l'approvisionnement en eau. L'obsolescence et l'insuffisance des réseaux d'assainissement entraînent des problèmes de pollution des réseaux, de contamination des eaux.

2.2.4. Risque projet

Le risque du projet correspond à un événement ou une situation dont la concrétisation, incertaine, aurait un impact positif ou négatif sur au moins un objectif du projet tel que les délais, le coût, le contenu ou la qualité (**Guide PMBOK, 3ème édition, 2004**).

Pour un projet, les risques structurels induits par la mauvaise prise en compte des exigences, la mauvaise organisation ou une technologie insuffisante et les risques conjoncturels liés aux aléas

du déroulement et à la conduite du projet, peuvent contrarier l'atteinte de ses objectifs en termes de performances, coûts et délais.

2.3. Les risques liés aux barrages en béton

Quel que soit le type des actions ou des sollicitations sur un barrage, elles menacent sa sécurité et sa stabilité et par la suite on aura un grand risque, (**LE DELLIOU 2003**). On cite ici :

- ✓ Risque de rupture.
- ✓ Glissement de barrage.
- ✓ Tassement de barrage.
- ✓ Risque renversement.
- ✓ Sensibilité aux séismes.
- ✓ Développement des contraintes de traction
- ✓ La fissuration excessive,
- ✓ L'écrasement du béton en compression,

2.3.1. Analyse de stabilité des barrages en béton poids (Analyse déterministe)

La stabilité des barrages poids est normalement vérifiée par un calcul en deux dimensions. Ce n'est que lorsque l'ouvrage est suffisamment arqué, ou qu'il est enchâssé entre les deux rives (la longueur de la crête est comparable à la hauteur du barrage) qu'un effet tridimensionnel peut être pris en compte avec des méthodes de calcul beaucoup plus complexes de type élément finis. On étudie la stabilité du plot le plus haut, ou d'une tranche de 1m d'épaisseur de rive à rive. Le cas échéant, la stabilité de plots moins hauts mais allégés par le passage d'un évacuateur de crue doit être vérifiée.

Au cours de sa construction et pendant son exploitation, le barrage va être soumis à des charges (actions) qui vont entraîner des déformations et des contraintes. Ces charges entrant dans les calculs doivent bien cerner (**CFGB**). La **figure I.13** illustre les différentes sollicitations agissantes sur un barrage poids

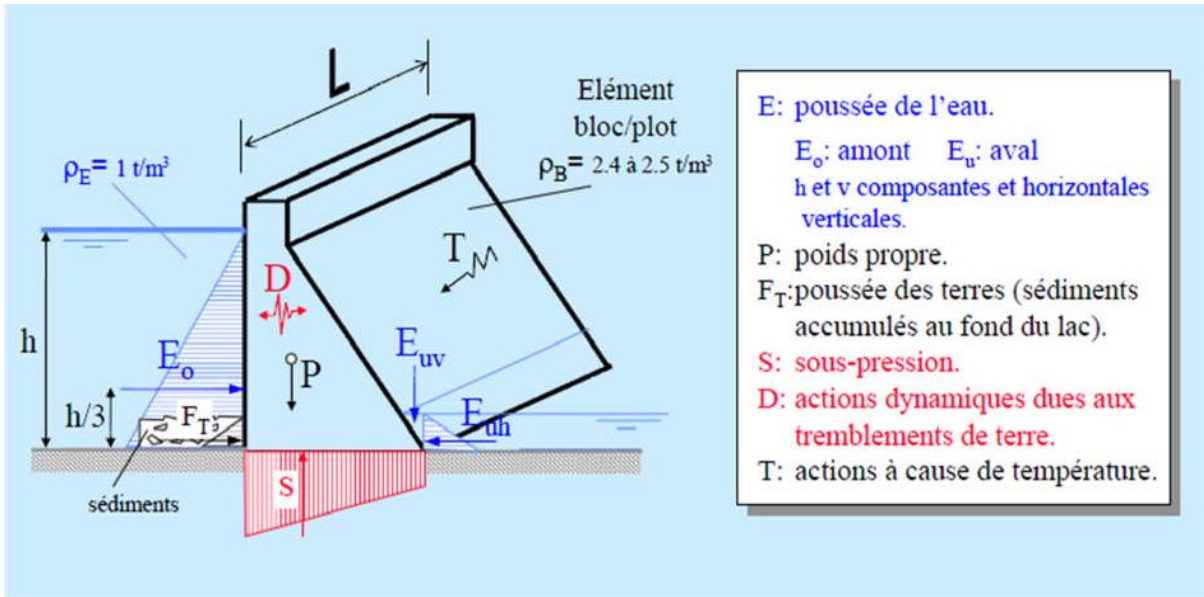


Figure II.13: Schéma des actions agissantes sur un barrage poids

2.3.1.1. Les types de charge

Selon leur mode d'application, les charges agissantes sur les barrages poids sont réparties en trois types comme suit:

- ✓ **Charges permanentes** : toujours présentes;
- ✓ **Charges variables** : varie en fonction des conditions d'exploitation, d'autre sont en fonction des conditions naturelles.
- ✓ **Les charges exceptionnelles** : surviennent en général suite à des événements naturels parfois violents

Tableau I.1. Charges présent en compte pour la vérification des barrages

Charges permanentes	Charges variables	Charges exceptionnelles
Poids propre	Poussée de l'eau	Crue
Poussée des terres (remblai)	Poussée des sédiments	Séisme
Forces d'ancrages	Température du béton	Avalanche
En présence permanente de l'eau	Neige	Lave torrentielle
Poussée de l'eau	Charges roulantes	(Chute d'aéronef)
Sous-pressions	Poussée des glaces	
Pressions interstitielles		

L'étude de stabilité consiste à évaluer la sécurité de l'ouvrage en béton vis-à-vis de trois conditions de stabilité :

- ✓ Le glissement,
- ✓ Le renversement,
- ✓ L'état de contraintes.

2.3.1.2. Hypothèse : Corps est rigide parfaitement

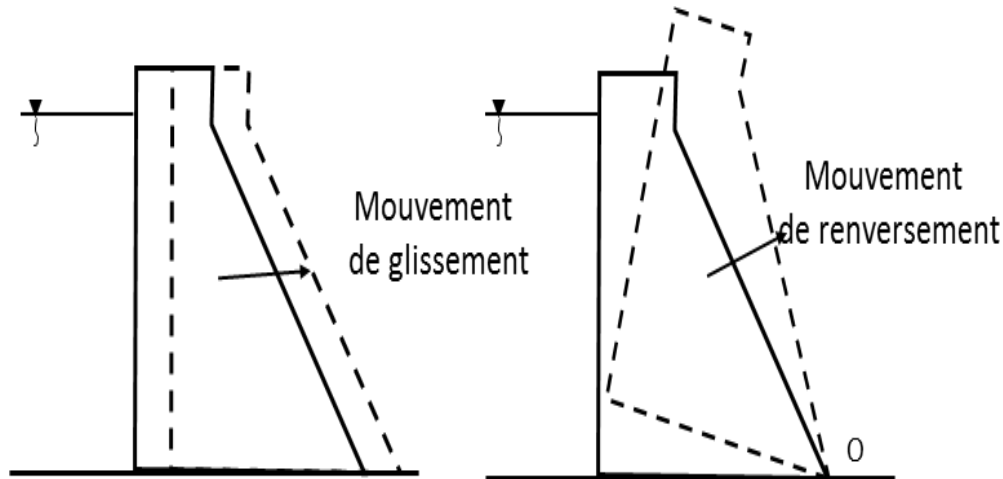


Figure II.14: Phénomènes de glissement et renversement d'un barrage rigide.

a) Stabilité au glissement

La stabilité au glissement du barrage (plot ou entièrement) est assurée si:

$$F_{s(\text{glissement})} = \frac{C \cdot b + \tan(\varphi) \cdot \Sigma F_v}{F_h} > 1.5 \rightarrow (\text{ex: etude normal})$$

φ : angle interne de frottement le plus faible entre béton sur béton ou béton sur rocher (fondation).

$\tan(\varphi) = 0,7$ fondation rocheuse

$\tan(\varphi) = 0,3 - 0,6$ fondation sableuse

$\tan(\varphi) = 0,2 - 0,25$ fondation argileuse

ΣF_h : Forces horizontales

ΣF_v : Forces verticales

B: Surface de contact entre le barrage et sa fondation

C : Coefficient de la cohésion

a) Stabilité au renversement

On ne s'intéressera ici qu'aux règles de dimensionnement qui garantissent la stabilité au renversement. Il conviendra donc de s'assurer également que l'ouvrage n'est pas susceptible de s'enfoncer, ni de glisser. (MOULAY.E ,2014)

En ce qui concerne la stabilité au renversement d'un barrage revient donc à comparer le moment stabilisateur ($\Sigma M/O_{rés}$) et le moment de renversement ($\Sigma M/O_{motr}$).

Le coefficient de sécurité au renversement devient:

$$F_s (\text{renversement}) = \frac{\Sigma M/O_{rés}}{\Sigma M/O_{motr}} > 1.5 \rightarrow (\text{ex: etude normal})$$

Tableau I.2 : Normes de F_s vis-à-vis au glissement et au renversement sans tenir compte de la cohésion.

Cas de charge		
normal	exceptionnel	extrême
1.5	1.3	1.1

2.3.1.3. Hypothèse : En réalité le corps du barrage n'est pas parfaitement rigide (La présence de la flexibilité limite cette rigidité).

a) Stabilité interne

❖ Application des règles de résistances des matériaux RDM

Elle consiste essentiellement d'assurer la stabilité de la partie de l'ouvrage située au-dessus d'un plan horizontal le coupant à la profondeur h , par vérification de la condition de MAURICE-LEVY la contrainte verticale σ_n doit toujours rester supérieure à la pression de l'eau au même niveau, soit : $\sigma_n > \gamma_w \cdot h$

En effet, cette exigence n'est de rigueur que si le béton est de mauvaise qualité. Pour la qualité que l'on est en droit d'attendre des bétons actuels, la condition de MAURICE LEVY peut n'être satisfaite qu'à 75%.

Ce critère est donc celui que l'on retiendra le plus couramment :

$$\sigma_n > 0,75 \cdot \gamma_w \cdot h$$

➤ **Calcul des contraintes transmises aux fondations**

$$\sigma_n = \frac{N}{S} \pm \frac{MY}{I}$$

Avec :

F_v : la somme des forces verticales,

M : la somme des moments appliqués sur l'ouvrage par rapport au centre de gravité de la base b ,

b : la surface de la section centrale,

I : le moment d'inertie, ($I = \frac{1(ml).b^3}{12}$).

y : distance du point où on calcule la contrainte du centre de gravité de la section.

- **Pour le pied amont:**

$$\sigma_{am} = \frac{N}{b} \left(1 - \frac{6e}{b}\right)$$

Avec:

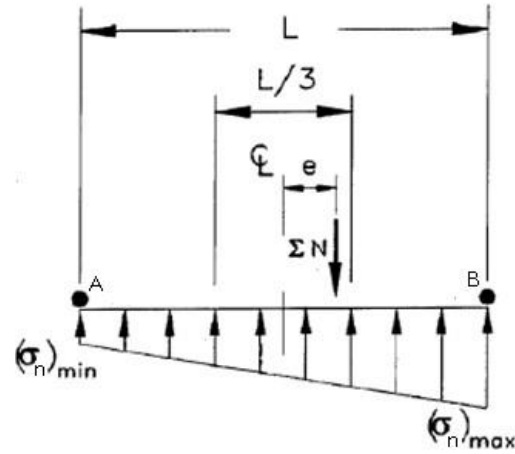
b : la longueur de contact de la section S

e : est l'excentricité de la résultante des efforts par rapport au centre de gravité de la surface S .

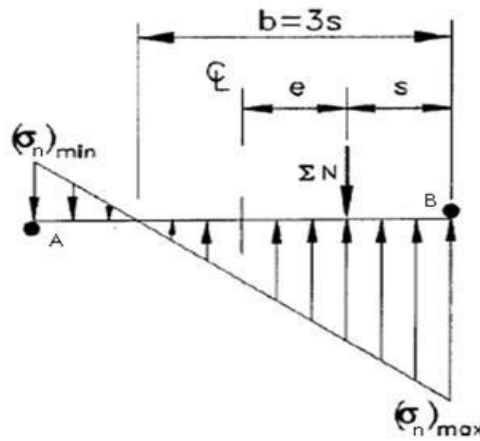
- **Pour le pied aval :**

$$\sigma_{av} = \frac{N}{b} \left(1 + \frac{6e}{b}\right)$$

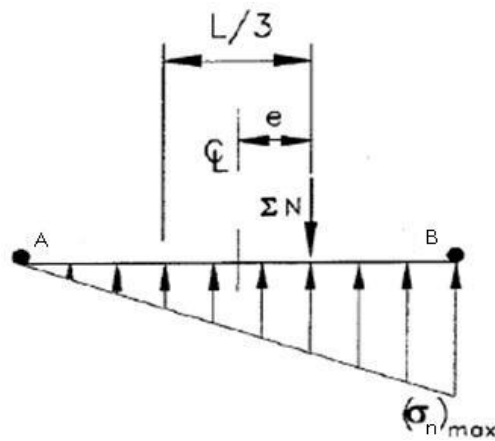
a)



b)



c)



L'ouvrage est stable lorsque le contact entre le béton et les fondations reste en compression. Ceci est vérifié tant que l'excentricité reste au niveau du tiers central (a) pour les conditions normales de charge (RN), au niveau de la moitié centrale pour les deux cas de conditions accidentelles (b) et au niveau de la base pour les conditions extrêmes de charges (c).

2.3.1.4. Amélioration de la sécurité du barrage

Si la vérification de la stabilité du barrage enregistre des insuffisances, l'amélioration de la stabilité est réalisée en :

- Augmenter les forces verticales, c'est-à-dire :
 - ✓ Réduire l'angle du parement aval,
 - ✓ Incliner le parement amont,
 - ✓ Réduire les sous pressions.
- Réduire les forces de poussée horizontales, c'est-à-dire :
 - ✓ Incliner la fondation vers l'amont.
- Augmenter la valeur de l'angle de frottement, c'est-à-dire :
 - ✓ Traitement des arrêts de bétonnage,
 - ✓ Redans coffrés,
 - ✓ Injection dans le rocher.

2.4. Définition du cadre de l'analyse des risques

Le risque étant inhérent à la gestion de projet, le management des risques dans un projet est maintenant reconnu comme l'une des missions du chef de projet et de son équipe. Le management des risques est un processus d'identification, d'analyse et de réponse aux risques susceptibles d'impacter un projet tout au long de sa vie afin de fournir une base de travail rationnelle pour l'anticipation et la prise de décision. Une bonne gestion des risques nécessite de manager des événements futurs possibles de façon proactive plutôt que réactive. Ce processus doit donc être intégré dans le processus de management du projet. Sa mise en œuvre doit permettre de réduire la probabilité d'un événement, mais aussi l'ampleur de son impact (NGUYEN T.H., 2011).

C'est l'équipe projet, sur la base des risques identifiés et de leur analyse, qui doit proposer des actions préventives adaptées. Cela nécessite d'identifier les points suivants :

- Les risques ou combinaisons de risques qui sont les plus dommageables pour le projet, (ceux qui entraînent les plus grandes perturbations).
- Les actions correctives à retenir pour réduire le plus possible les perturbations tout en respectant des objectifs du projet. Par exemple, le coût des actions correctives ne doit pas dépasser le gain total espéré par la mise en place de ces actions.

Pour cela, l'équipe projet doit être en mesure de répondre aux questions suivantes :

- ✓ Quelle est la durée maximale possible du projet ?
- ✓ Quelle est la probabilité qu'un scénario fictif de risque survienne ?
- ✓ Quel est le coût d'une stratégie adoptée ? Quel est l'impact de cette stratégie en termes de réduction du risque ?

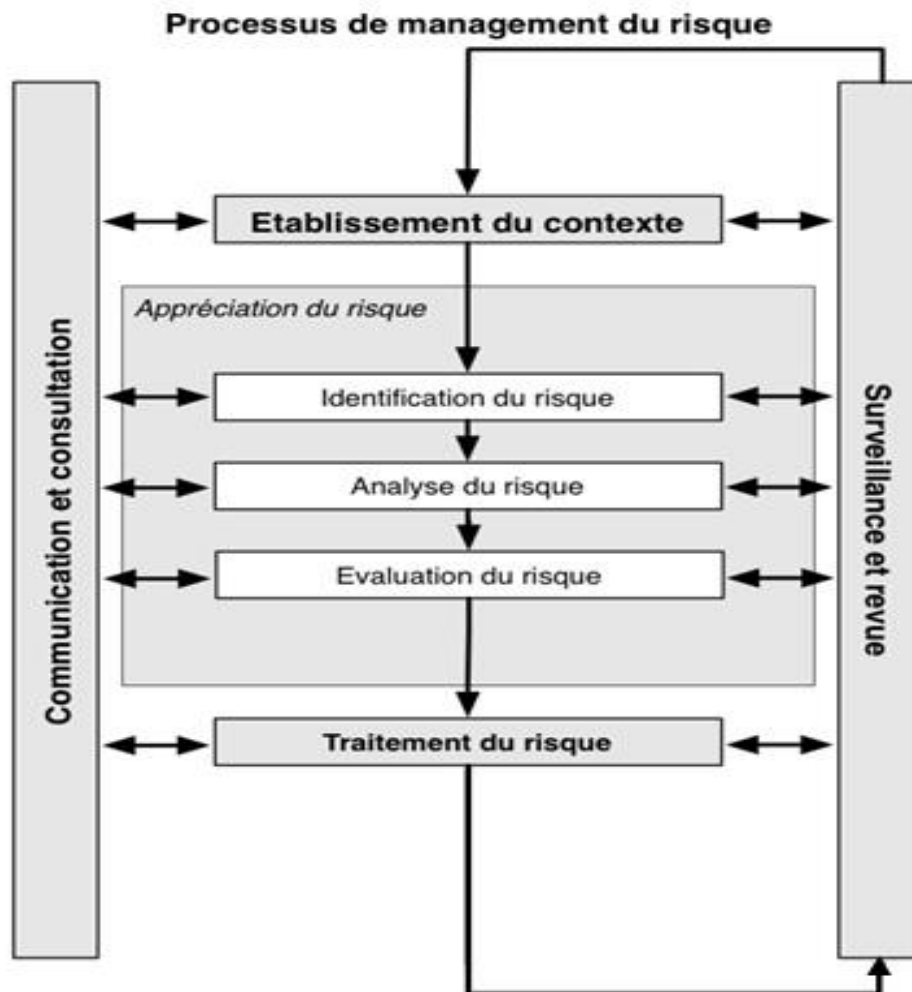


Figure I.15 : Processus de management du risque selon l'ISO 31000 : 2009

2.4.1 Analyse des risques

Pour réaliser une analyse de risque, il faudrait : Faire une identification des dangers et de leurs sources, une analyse par arbres logiques de défaillances et d'évènements et prendre en compte les incertitudes.

- **Identification des dangers et de leurs sources**

A la question « **que pourrait-t-il se passer ?** » correspond une étape d'identification de l'ensemble des dangers potentiels et de leur(s) source(s) dont les conséquences seront probablement néfastes aux populations, à l'économie, et à l'environnement. Les sources sont liées à des causes techniques, naturelles, ou humaines.

- **Analyse par arbres logiques de défaillances et d'évènements**

Un point fondamental de l'analyse de risque concerne l'établissement d'arbres logiques qui mettent en relation des évènements initiateurs (causes) et leurs conséquences (évènements conduisant à une condition critique).

Cette approche séquentielle offre la possibilité de préciser une suite d'évènements individuels aboutissant à des dommages indésirables, éventuellement à la rupture.

Une probabilité d'occurrence est assignée à chaque branche de l'arbre. Ces probabilités peuvent être obtenus par :

- ✓ Une analyse statistique (probabilité objective),
- ✓ Un jugement d'experts (probabilité subjective),
- ✓ Voire une combinaison des deux.

- **Prise en compte des incertitudes**

L'incertitude est la notion délicate et omniprésente dans le domaine des barrages. Une tâche consiste à examiner quelles sont leurs sources, dont les plus courantes, lorsqu'il s'agit de risques figurant dans le tableau **I.3 (Kreuzer, 2000)**.

Tableau I.3: Sources des incertitudes (Kreuzer, 2000).

Sources/Types	Exemple d'origine	Traitement analytique
Physique	Connaissances imparfaites de la géologie, de l'hydrologie, du comportement mécanique	Densité de probabilité bornée, simulation de Monte-Carlo
Statistique	Dispersion d'un échantillon à l'autre	Écart type, erreur moyenne, Limites de confiance
Épistémique	Modèles mathématiques simplifiés	Simulation de Monte-Carlo, théorie de Bayes, arbres d'événements
Décision	Idées humaines subjectives sur une condition cachée	Arbres d'événements, théorie de Bayes
Prédiction	Événement futur incertain	Arbres d'événements, Théorie de Bayes
Réaction du public	Manque de confiance, impossibilité De faire régner la confiance	Communication
Erreur humaine	---	Théorie des erreurs grossières

Le traitement des incertitudes est varié et peut être abordé de trois manières :

- ✓ Les cerner par un supplément d'information,
- ✓ Les éviter par une modification du projet voire la mise en œuvre d'actions,
- ✓ Les prendre des mesures préventives et de formation.

2.4.2. Estimation du risque

L'estimation des risques passe par l'analyse des conséquences et l'évaluation des probabilités.

- **Analyse des conséquences**

L'analyse des conséquences consiste à évaluer les dommages à l'aval suite à un écoulement incontrôlé consécutif à la rupture totale ou partielle d'un barrage voire un passage par-dessus le couronnement.

Les conséquences se mesurent :

- ✓ En termes d'unité monétaire pour les dommages sociaux, économiques et environnementaux qui ont été causés
- ✓ En termes de mise en danger de vies humaines. On a essayé de quantifier la valeur économique des victimes, ce qui ne va pas sans poser un problème d'éthique, car on admet que des vies sont en jeu (**Schleiss et Pougatsch, 2011**).

- **Évaluation des probabilités**

Les données utiles pour une analyse de risque sont obtenues à partir de base de données statistiques concernant les ruptures et les incidents, par des avis d'ingénieur expérimentés et par traitement analytique (**Kreuzer, 2000**).

L'évaluation des probabilités, d'occurrence, qui est présente à divers stades de l'analyse, dépend de la qualité des données disponibles, ce qui implique une recherche rigoureuse. Il est aussi recommandé de les examiner et de vérifier si leur niveau est approprié avec d'objectif fixé. Par ailleurs, il faut relever que le nombre des données nécessaires sera différent selon que la décision à prendre se situe à un niveau préliminaire ou définitif (**Figure I.15**).

Les statistiques sont utiles pour :

- ✓ Apprécier les probabilités utilisées pour les arbres logiques de défaillances et d'événement,
- ✓ Effectuer des analyses coûts-bénéfices de barrages moyens
- ✓ Calibrer les jugements.

La littérature offre passablement de données, toutefois le progrès passe par une meilleure qualité et une meilleure diffusion des informations (**Kreuzer, 2000**).

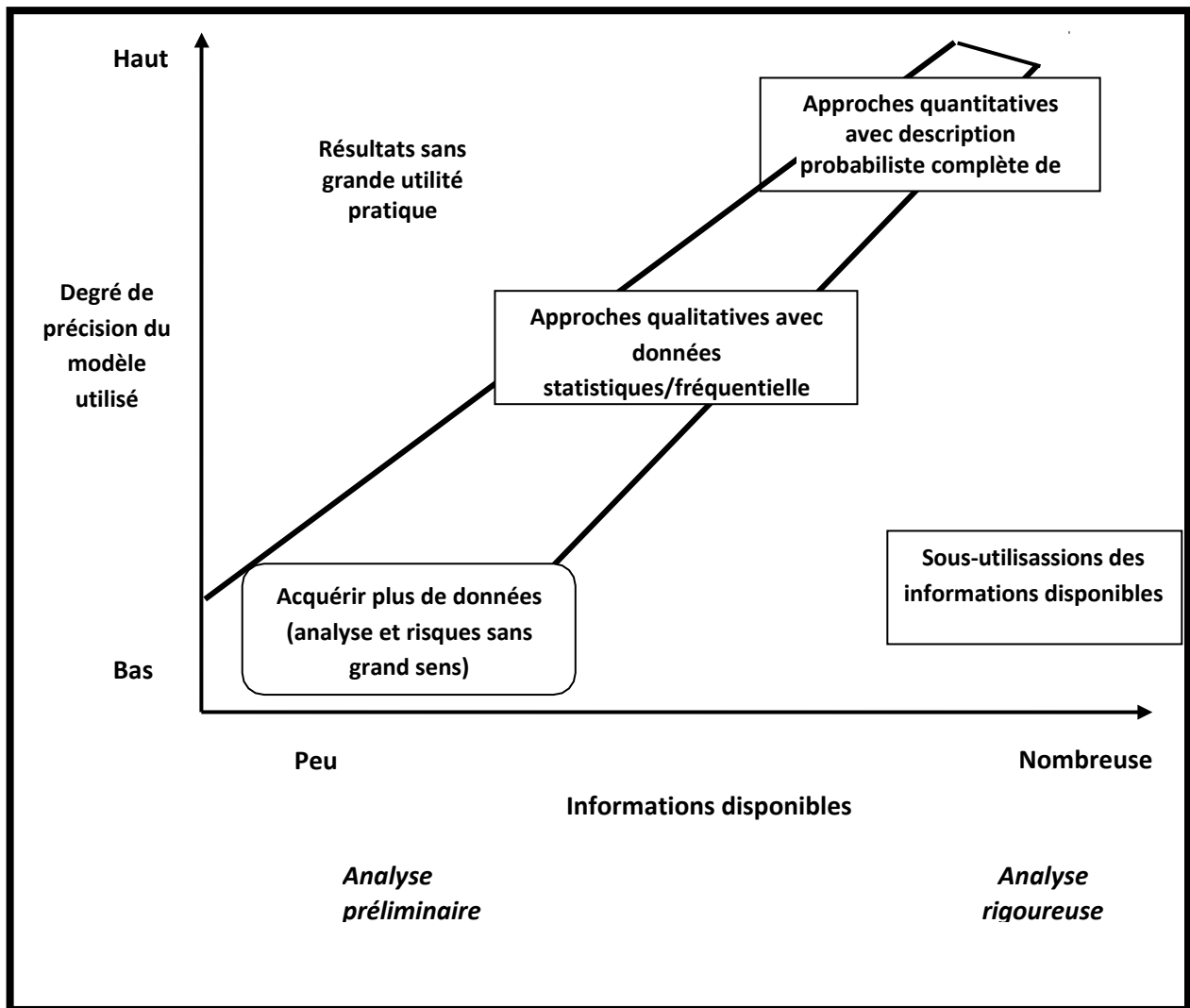


Figure I.16 : Hiérarchie des démarches Type de technique et niveau d'information (selon Kreuzer, 2000).

2.4.3. Évaluation du risque

« Evaluation: Action d'évaluer, de déterminer la valeur de quelque chose : Faire l'évaluation d'une fortune, d'une distance. » (Larousse).

L'évaluation du risque met en parallèle les risques calculés (probabilités d'événements x conséquences) et des niveaux des risques jugés admissibles par la société ou le maître d'ouvrage.

Le développement des critères de l'acceptation du risque fait appel à :

- ✓ La perception du risque (garantir un niveau de risque de système acceptable ou tolérable),
- ✓ L'analyse pour une décision formelle (technique d'analyse pour équilibrer et comparer le risque par rapport au bénéfice), et/ou

- ✓ Des objectifs pour une sécurité réglementée (cadre législatif, directives pour l'élaboration et l'exécution de critères d'acceptation du risque) (Faber et Stewart, 2001).

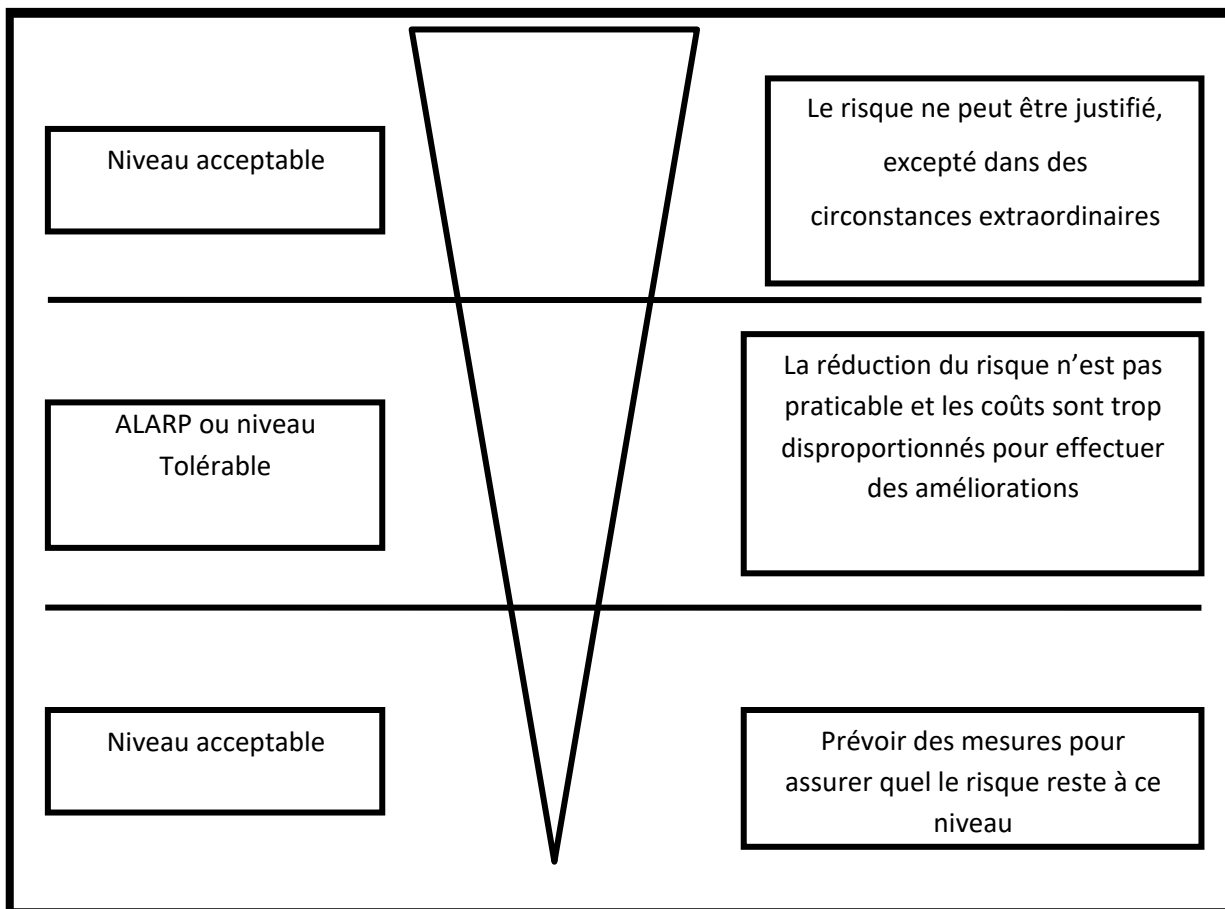


Figure I.17 : Niveau de risque et ALARP (selon Faber et Stewart, 2001).

Le critère de l'acceptation du risque généralement adopté par différentes autorités est que le risque doit rester :

- ✓ « aussi faible que raisonnablement possible » (*as Low as Reasonably Possible*, ALARP)
- ✓ ou « aussi faible que raisonnablement accessible » (*as Low as Reasonably Attainable*, ALARA).

Cela signifie que les mesures en vue de diminuer les risques peuvent être exécutées jusqu'à un niveau où toute réduction supplémentaire entraîne des dépenses fortement disproportionnées par rapport à celle déjà consenties.

Comme les termes « bas, raisonnable, possible et accessible » sont subjectifs, des tentatives ont été faites pour rendre ces critères plus concrets (**Figure I.17**).

On peut encore mentionner que les limites de tolérance et d'acceptabilité du risque sociétal sont généralement présentées sous forme d'un diagramme F/N, dans lequel F correspond généralement aux probabilités cumulées de défaillances dans les scénarios conduisant à des pertes en vie humaines et N le nombre des pertes en vie humaines (**Figure I.18**).

Les diagrammes du risque socialement acceptables sont basés sur des évaluations des statistiques relatives aux accidents et à la perception du risque dans chaque pays. Selon différentes recommandations, les limites tolérables se situent entre 10^{-4} et 10^{-5} ou 10^{-6} / an/ personne. Cependant, certains manifestent un certain scepticisme pour l'emploi de tels diagrammes ou signalent leur coté subjectif. De tels diagrammes sont disponibles notamment en Australie, aux Etats-Unis, en Afrique du sud, aux Pays-Bas et au Canada, en suisse.

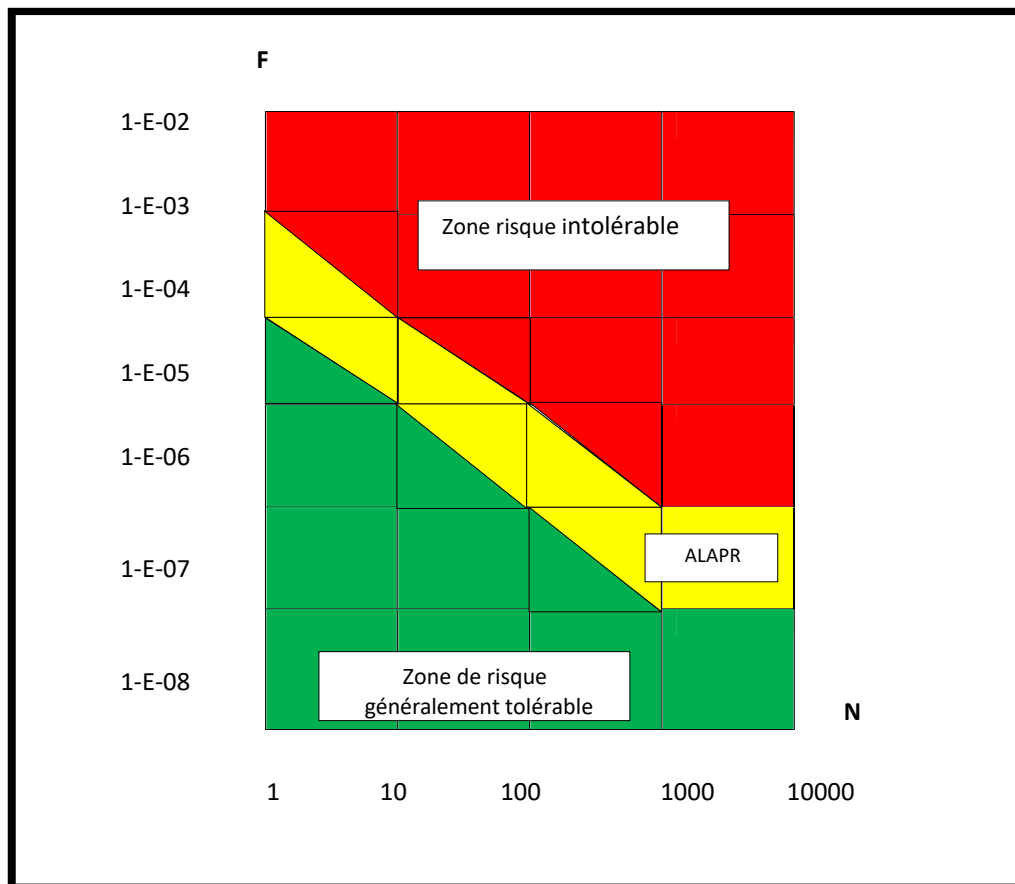


Figure I.18: Exemple de diagramme F/N (Selon ANCOLD).

F = probabilités cumulées de défaillance ; N = nombre de perte en vies humaines (selon ANCOLD) (ALAPR = « *as low as reasonably practicable* »).

2.4.4. Prise de décision

L'analyse des risques est étudiée dans le cadre de prise de décision et d'analyse d'option. Pour les spécialistes, elle peut être particulièrement utile s'agissant de l'aspect coût/bénéfices, car elle met en relation la recherche d'une réduction du risque et celle des coûts engendrés.

Au stade des études, cette méthode est une aide pour une comparaison entre différentes conceptions et les facteurs qui peuvent avoir une incidence sur la rupture. Elle offre la possibilité d'évaluer le risque à tout moment de la vie d'un ouvrage (Projet, construction, première mise en eau, exploitation) et en cas de besoin de préciser la nécessité d'entreprendre des études supplémentaires ou d'envisager des mesures d'amélioration de la sécurité. En outre, l'analyse de risque peut se révéler être une base pour fixer un programme des travaux et d'une stratégie d'investissement.

Enfin, l'analyse de risque pourrait également jouer un rôle dans le domaine des assurances responsabilités. Dans certains pays, un propriétaire a l'obligation de s'assurer par la loi. Il est parfois préconisé le recours à une analyse de risque au lieu de se référer à des paramètres simplifiés comme le volume de la retenue pour fixer les primes (**Lafitte 1996**).

2.5. Contrôle du risque

Le contrôle du risque, c'est son traitement sa surveillance et son suivi

2.5.1. Traitement des risques

Il est reconnu qu'un risque ne peut être entièrement éliminé. Une gestion intelligente des risques doit tendre à identifier les risques qui peuvent être atténués et ceux qui doivent être gérés. Par ailleurs, si une analyse de risques devait montrer que des risques calculés ne sont pas acceptables, il sera alors nécessaire de prendre des mesures adéquates. Diverses solutions sont à disposition pour pouvoir agir en conséquence. Une première mesure consiste à atténuer le risque en apportant des modifications au système. Un exemple serait la transformation d'un évacuateur de crue afin d'augmenter sa capacité ou l'adaptation du système de commande de vannes pour éviter toute manœuvre intempestive. Il est envisageable de réduire le risque en recherchant à limiter les conséquences, par exemple, par la réalisation de travaux de protection contre les crues de sites situés en aval.

Le transfert des risques est un élément courant des stratégies de la gestion des risques. Il peut être envisagé en contractant une assurance pour couvrir les conséquences d'un événement ou en trouvant d'autres arrangements financiers avec tiers après consultation et accord entre parties concernées. En principe, des risques qui n'ont pas d'implication financière ne sont pas transférables.

2.5.2. Surveillance et suivi

La surveillance du barrage à garantir, sur le long terme, d'une part la sûreté des ouvrages, et d'autre part la maîtrise des coûts par une maintenance qui peut être programmée et optimisée. L'aspect sécurité prime avant toute autre considération, mais il est évident que plus tôt une anomalie est détectée, moindres en sont les conséquences en termes de travaux ou de coût d'exploitation, la surveillance inclut trois composantes complémentaires :

a. Inspection visuelle

- ✓ Visites systématiques et formalisées (périodicité hebdomadaire à mensuelle selon les cas).
- ✓ Inspection visuelle si possible en crue et systématiquement post-crue
- ✓ Visites techniques : examen visuel approfondi du barrage et de ses abords, une fois par an avec un ingénieur spécialiste.

b. Auscultation

L'auscultation des barrages regroupe tous les dispositifs permettant de mesurer des grandeurs physiques susceptibles d'évoluer dans la vie du barrage, de façon à mettre en évidence son comportement et les phénomènes évolutifs significatifs de son vieillissement. Ainsi on mesure des déplacements, des déformations, des contraintes, des pressions, des débits...

c. Essais périodiques

Ils concernent les vannes et clapets, les capteurs et leurs liaisons avec les postes de commande, les moyens d'alimentation en énergie. La périodicité des essais doit être précisément définie ainsi que leurs conditions de réalisation. La sécurité en aval du barrage doit être prise en compte lorsque les essais conduisent à relâcher des volumes d'eau significatifs. On vérifie également le fonctionnement en mode dégradé.

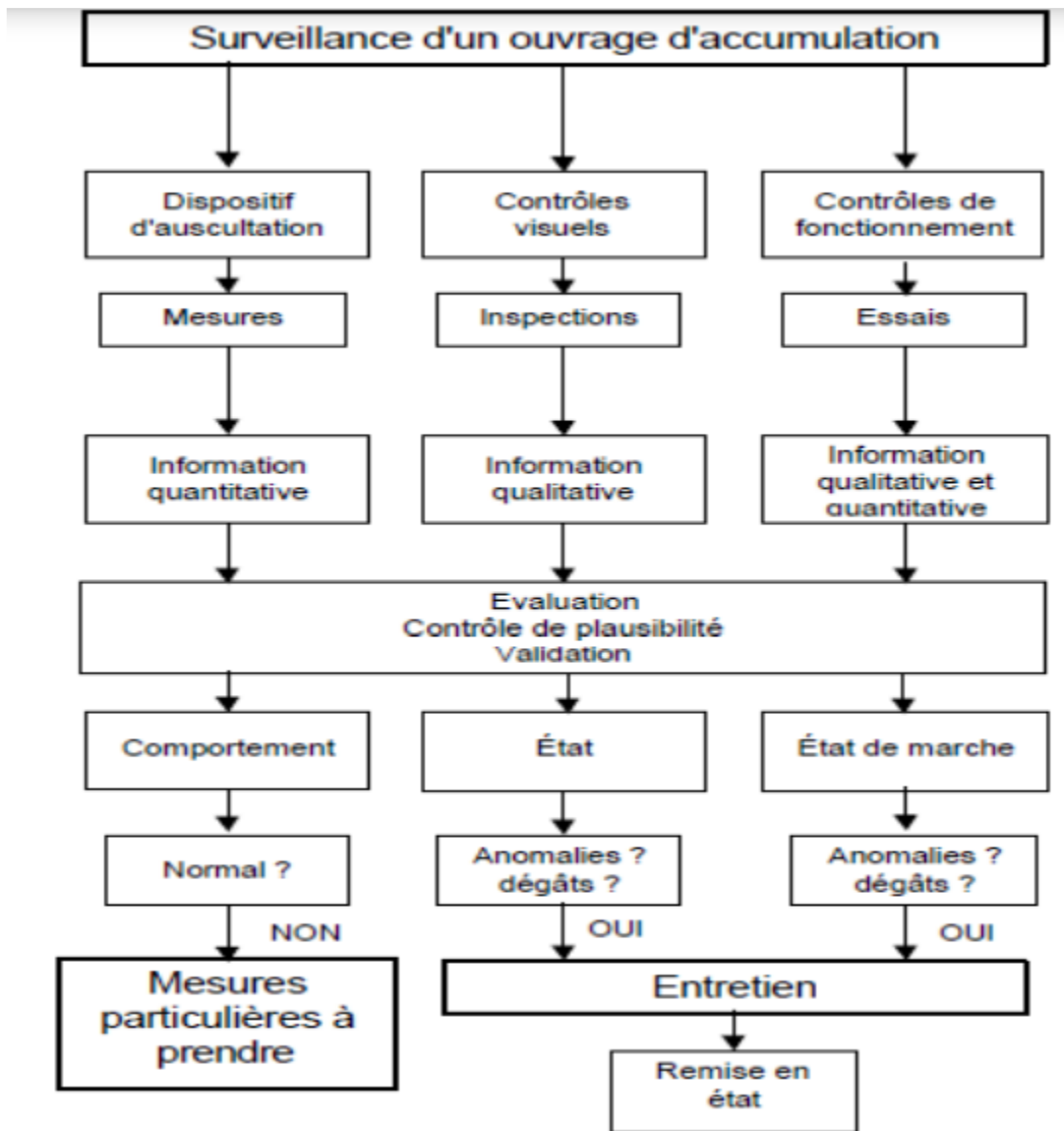


Figure I.19 : Concept global de l'organisation de la surveillance et de l'entretien

Conclusion

Nous avons pu voir à travers ce chapitre les différents types des barrages ; ainsi que L'étude de stabilité des barrages en béton poids et nous avons présenté aussi le concept de risque et les démarches pour faire une analyse des risques, qui permet d'identifier les causes et les conséquences potentielles d'évènements indésirables et met en lumière les barrières de sécurité existantes ou pouvant être envisagées au regard du risque.



Chapitre II :

Généralités sur les approches
probabilistes et fiabilité des structures

Introduction

La mécanique probabiliste est un domaine de fiabilité qui permet de tenir compte des incertitudes concernant un système physique, et d'étudier l'impact de ces incertitudes sur la réponse du modèle qui représente le système étudié. D'un point de vue scientifique, ce domaine est apparu au cours des années 70 dans des études de génie civil bien que les premières contributions soient apparues au cours de la première partie du 20ème siècle (**Lévi, 1949**).

La mécanique probabiliste correspond à un couplage entre d'une part, la modélisation d'un phénomène physique (Ex. génie civil, génie mécanique, etc.) d'autre part, les mathématiques appliquées (Ex : statistiques, théorie des probabilités et simulation numérique).

2.1. Approche Fiabiliste

L'approche fiabiliste tente une prise en compte de toutes les incertitudes affectant les propriétés des sols (**Magnan, 2000**) et permet de conférer à la décision de l'ingénieur une plus grande objectivité (**Cassan, 2000**). Elle suppose que les paramètres sont des échantillons statistiques définis par une moyenne, un écart type et une loi de distribution. L'analyse probabiliste des ouvrages comporte en pratique deux phases successives de traitement statistique des données puis de calcul probabiliste, suivies d'une phase d'examen des résultats et de décision. Le choix de l'interface entre les deux phases d'analyse, c'est-à-dire de la forme des données géotechniques qui serviront au calcul de l'ouvrage, a une importance primordiale pour la réussite de l'étude. Le champ des valeurs moyennes estimées de chaque propriété dans le massif de sol et le champ des erreurs d'estimation de ces mêmes propriétés en chaque point semblent constituer une bonne base de travail, dans l'état actuel de nos techniques d'analyse. (**Magnan, 2000**)

2.2. Fiabilité d'une structure

La fiabilité d'une structure se caractérise par la performance qu'une structure, soumise à des aléas (vibrations, température, chocs, fatigue, séisme, etc.), soit capable à remplir une fonction définie :

- ✓ Sous des conditions données,
- ✓ Pendant une durée fixée,
- ✓ Et en respectant le niveau de sécurité exigé.

La difficulté dans l'évaluation de la fiabilité provient de la nature incertaine, des phénomènes mis en jeu sur la structure considérée (variabilités des propriétés des matériaux, imprécisions

géométriques, aléas des chargements appliqués,). Malgré cela, on en tient compte, car ces phénomènes vont avoir un impact significatif sur les performances du système (**Lemaire, 2009 ; Ditlevsen et al. 1996**).

L'analyse fiabiliste se fait suivant les trois démarches suivantes :

- ✓ La sélection des variables, aléatoires de base, qui vont intégrer les incertitudes mises en jeu à travers leur loi de distribution,
- ✓ Le choix d'une fonction de performance définissant la défaillance du système,
- ✓ Le calcul des indicateurs, de fiabilité, qui vont fournir une évaluation quantitative et qualitative de la fiabilité de celui-ci (**Ameddah, 2015**).

2.3. Problématique

Traditionnellement, le dimensionnement des structures est fondé sur une démarche déterministe dans laquelle l'ensemble des paramètres, ci-dessus précités, prennent une valeur fixe.

Précisément, les paramètres incertains sont décrits par une valeur caractéristique défavorable. Associée à des coefficients de sécurité, l'analyse conduit alors à une réponse binaire ("**sûreté**" ou "**défaillance**") vis-à-vis d'un critère donné, qui traduit d'une certaine manière la confiance que l'on peut accorder à ce dimensionnement précis.

- L'approche déterministe utilise par conséquent une marge volontairement pessimiste conduisant le plus souvent à un surdimensionnement injustifié.
- L'approche fiabiliste en revanche, on construit une modélisation probabiliste dans laquelle, les données incertaines sont représentées par des variables aléatoires. On peut ensuite évaluer la probabilité de défaillance de la structure ainsi que mesurer la sensibilité de cette probabilité par rapport à chacune des variables aléatoires introduites.

Deux applications sont envisageables. Soit on :

- ✓ Connaît les caractéristiques de la structure et on vérifie que sa fiabilité est satisfaisante,
- ✓ Optimise le dimensionnement de celle-ci de façon à respecter un niveau de fiabilité donné.

Par un traitement plus rationnel des incertitudes, l'approche fiabiliste permet donc une meilleure appréciation des marges de sécurité à l'aide d'indicateurs de fiabilité objectifs et constitue en ce sens un outil adéquat pour l'aide à la décision en phases de conception et de maintenance.

2.4. Variables aléatoires et loi de distribution

Une variable aléatoire peut être sous forme continue ou discrète. Si l'ensemble des valeurs possibles pour cette variable est fini, c'est donc une variable discontinue, lorsque le nombre de valeur possibles est infini, la variable est dite continue. Définis comme aléatoires pour tenir compte des incertitudes qui planent sur leur valeur. On les appelle alors variables aléatoires et on leur affecte une loi de probabilité qui décrit leur variabilité. On caractérise généralement les lois de probabilité par leur valeur moyenne, leur écart-type et le coefficient de variation.

2.4.1. Principales caractéristiques des variables aléatoires

Les paramètres statistiques les plus importants liés à la variabilité de la couche de sol sont la valeur moyenne, l'écart-type, l'asymétrie et les coefficients de corrélation entre les propriétés du sol. Une autre caractéristique importante est la longueur d'auto corrélation, ou échelle de fluctuation, qui décrit la variabilité spatiale d'une propriété du sol dans la direction horizontale et verticale. Comme l'information sur ce paramètre est assez limitée dans la littérature, elle est ignorée dans cette étude. Toutefois, son examen peut contribuer à réduire l'incertitude du modèle. Pour définir tous ces paramètres, nous devons recueillir beaucoup de données expérimentales sur les propriétés du sol à l'aide de tests in situ et en laboratoire. La variabilité de ces données peut alors être tracée graphiquement sous forme d'histogrammes ou de diagrammes de fréquence, comme le montre la **Figure (II.1)**. L'utilisation des histogrammes, permet de vérifier la cohérence des données d'un certain événement et d'identifier les tendances, les biais dans les mesures, les erreurs dans les résultats et les valeurs aberrantes.

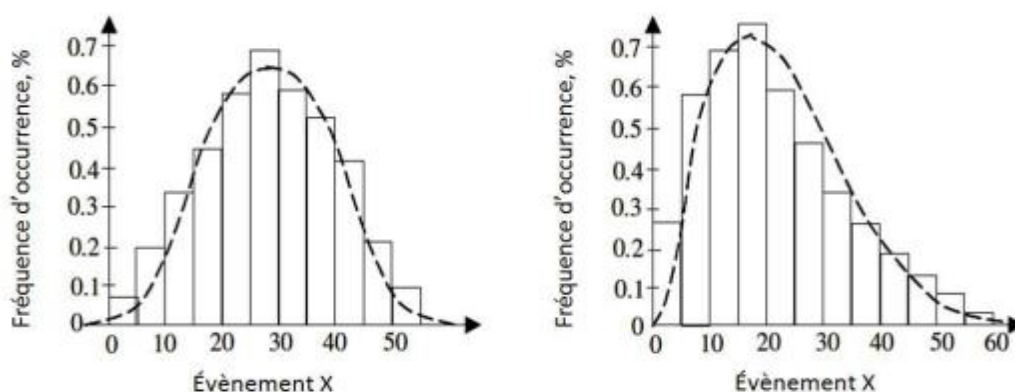


Figure II.1 : Diagramme de fréquence d'un événement donné et fonctions de densité de probabilité [Lemaire2005]

2.4.2. Choix de variables aléatoires

La sélection des variables aléatoires est une étape cruciale pour le modèle fiabiliste qui nécessite :

- ✓ Une connaissance fine du matériau étudié (origine, comportement mécanique)
- ✓ Une connaissance de la structure considérée (fabrication, actions).

Les enjeux, à ce stade, sont de :

- Préciser les paramètres incertains (appelés variables aléatoires de base ou variables de conception pouvant jouer un rôle significatif sur la fiabilité de la structure,
- Quantifier la variabilité de ces paramètres.

Ces incertitudes proviennent, le plus souvent, de variabilités liées :

- Au processus de fabrication,
- Aux imperfections des conditions d'essais de caractérisation,
- A des facteurs incontrôlés tels que les fluctuations du chargement ou simplement de la difficulté d'accéder à certaines données ou informations.

Ainsi le choix des variables aléatoires est guidé par plusieurs critères :

- L'objectif de l'étude fiabiliste.
 - ✓ Par exemple, l'utilisation des propriétés mécaniques suffira à évaluer la probabilité de défaillance d'un matériau donné ;
 - ✓ En revanche, pour la conception d'un nouveau matériau, le recours à des données supplémentaires sera plus pertinent,
- L'explication physique des aspects du comportement mécanique du matériau. C'est notamment le mode de défaillance et les causes de sa mise en place suivant la sollicitation envisagée,
- La disponibilité de résultats expérimentaux. En effet, les modèles probabilistes associés aux variables aléatoires doivent effectivement être physiquement justifiés pour aboutir à une représentation réaliste (**Ameddah, 2015**).

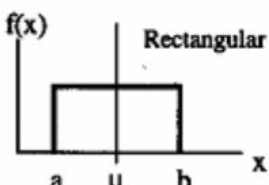
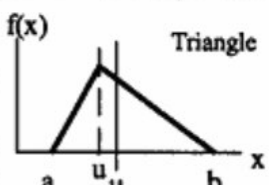
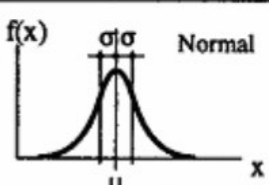
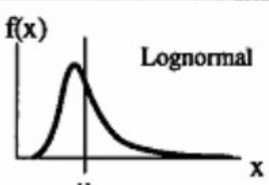
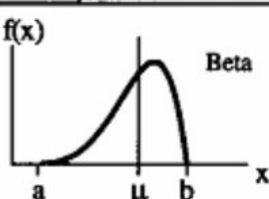
2.4.3. Loïs de distribution

On trouve, dans la littérature, un grand nombre de lois de distribution décrivant les variables aléatoires. Les plus utilisées pour décrire les incertitudes en génie civil sont :

- ✓ La loi normale,
- ✓ La loi log normale,
- ✓ La loi bêta.

Les caractéristiques, de ces lois, sont données dans le **tableau 2.1** ci-dessous.

Tableau II.1 : Principales lois de distribution (Selon Schneider, 1997).

 <p>Rectangular</p>	$-\infty < a < b < +\infty$ $\mu = \frac{a+b}{2}$ $\sigma = \frac{b-a}{\sqrt{12}}$	$a \leq x \leq b$ $f(x) = \frac{1}{b-a}$ $F(x) = \frac{x-a}{b-a}$	
 <p>Triangle</p>	$-\infty < a < b < +\infty$ $\mu = \frac{1}{3}(a+b+u)$ $\sigma = \sqrt{\frac{1}{18}(a^2+b^2+u^2-ab-au-bu)}$	$a \leq x \leq u$ $f(x) = \frac{2}{b-a} \left(\frac{x-a}{u-a} \right)$ $F(x) = \frac{x^2 - 2ax + a^2}{(b-a)(u-a)}$	$u \leq x \leq b$ $f(x) = \frac{2}{b-a} \left(\frac{b-x}{b-u} \right)$ $F(x) = 1 - \frac{x^2 - 2bx + b^2}{(b-a)(b-u)}$
 <p>Normal</p>	$-\infty < \mu < +\infty$ $\sigma > 0$ μ σ	$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right)$ $F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right) dx$	
 <p>Lognormal</p>	λ, ζ $\mu = \exp\left(\lambda + \frac{\zeta^2}{2}\right)$ $\sigma = \mu \sqrt{\exp(\zeta^2) - 1}$	$f(x) = \frac{1}{\zeta x \sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta}\right)^2\right)$ $F(x) = \int_0^x \frac{1}{\zeta x \sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta}\right)^2\right) dx$	
 <p>Beta</p>	$-\infty < a < b < +\infty$ $r, s \geq 1$ $\mu = a + (b-a) \cdot \frac{r}{r+s}$ $\sigma = \frac{b-a}{r+s} \sqrt{\frac{r \cdot s}{r+s+1}}$	$f(x) = \frac{\Gamma(r+s)}{\Gamma(r) \cdot \Gamma(s)} \cdot \frac{(x-a)^{r-1} (b-x)^{s-1}}{(b-a)^{r+s-1}}$ $F(x) = \frac{\Gamma(r+s)}{\Gamma(r) \cdot \Gamma(s)} \cdot \int_a^x \frac{(u-a)^{r-1} (b-u)^{s-1}}{(b-a)^{r+s-1}} du$	

2.5. Critère de défaillance et fonction de performance

L'évaluation de la sécurité structurale commence par la définition du mode de défaillance que l'on veut étudier, Il s'agit là de construire un scénario de défaillance de la structure (localiser l'élément de structure concerné, les propriétés mécaniques des matériaux, les sollicitations soumises ainsi que le model liant résistance et sollicitations) autrement dit : préciser l'état limite au-delà duquel cette structure n'est plus considérée comme fiable. Notons que le niveau de fiabilité obtenu dépendra donc du mode de défaillance choisi qui permet de définir la marge de sécurité ou fonction d'état limite à respecter.

Ces états limites correspondent principalement à des exigences en termes de tenue mécanique (la défaillance est associée à la rupture du matériau ou la ruine de la structure) ou d'aptitude au service (la défaillance est associée à des déformations ou un endommagement excessif) (**Lyonnet, 2006**).

La fonction d'état limite, notée G , fait intervenir différents paramètres géométriques ou physiques du système étudié. Notons :

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

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

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

En se plaçant dans l'espace physique, espace formé par R et S , on remarque que la fonction d'état limite permet de diviser l'espace physique de trois domaines (**Figure II.2**)

- ✓ $g(R, S) < 0$: domaine de défaillance.
 - ✓ $g(R, S) = 0$: état limite.
 - ✓ $g(R, S) > 0$: domaine de sécurité.
- Une valeur **positive** de G signifie que les réalisations des variables aléatoires conduisent à **une situation de sécurité**,
 - Une valeur **négative** signifie qu'elles conduisent à **une situation de défaillance**.
 - La courbe représentant $G = 0$ est appelée courbe d'état limite et que lorsque

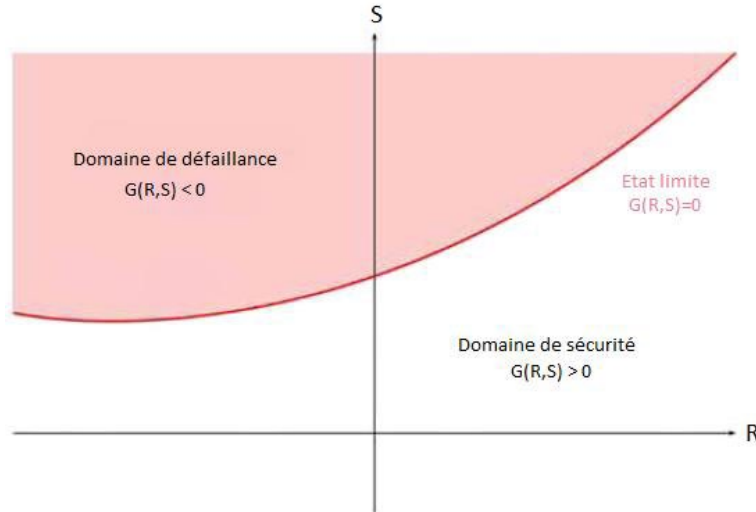


Figure II.2 : Domaine de défaillance, état limite et domaine de sécurité (Selon Lemaire, 2009).

2.5.1 probabilité de défaillance

2.5.1.1. Indicateurs de fiabilité

La fiabilité R (en anglais, reliability) d'une structure est conventionnellement définie de la façon suivante : $R=1-Pf$

Où Pf probabilité de défaillance (probability of failure) correspond à la probabilité d'avoir une valeur négative d'une réalisation de la fonction d'état G .

On a donc : $Pf = P(G(\{X\}) \leq 0)$

La théorie de la fiabilité permet donc, à partir d'une fonction d'état limite et des lois de probabilité associées à ces variables aléatoires, de connaître la probabilité de la défaillance Pf de la structure. En considérant une structure de résistance R soumise aux sollicitations S , on peut définir un critère d'état limite tel que : $R \geq S$

La fiabilité R qui est donc un indicateur, de confiance, constitue le résultat essentiel d'un calcul fiabiliste.

Si on introduit, la densité de probabilité conjointe $f\{X\}$ des variables aléatoires $\{X\}$ du modèle, la probabilité de défaillance s'écrit alors comme suit :

$$Pf = \int_{Df} f\{X\}(\{x\}) Df \prod_{i=1}^k dx_i$$

Il est très rare que cette intégrale puisse être étudiée analytiquement voire numériquement. Dans la pratique, on ne dispose pas généralement de la densité de probabilité conjointe du vecteur. Aussi, on

doit se contenter le plus souvent des lois marginales relatives à chaque variable et à certaines informations sur leur corrélation. De plus, le domaine d'intégration peut être défini de façon implicite et complexe selon le modèle mécanique retenu. (Dehmous. H ,2007)

Plusieurs méthodes de résolution ont ainsi été développées pour pallier ces difficultés (Madsen et al., 1986). Classiquement, on distingue deux grandes familles de méthodes :

- Les méthodes basées sur des simulations,
- Les méthodes recourant à une approximation.

Dans notre étude nous avons choisi d'utiliser les méthodes basées sur des simulations (Simulation de Monte Carlo) qui nous paraissent donner une précision raisonnable, et elle est plus répandue dans le calcul de la fiabilité.

2.5.2. Méthode de Monte Carlo

Les méthodes Monte-Carlo désignent une famille de méthodes algorithmiques visant à évaluer une quantité déterministe à l'aide de l'utilisation de tirages aléatoires c'est-à-dire des techniques probabilistes. C'est de cette idée que vient la dénomination « **Monte-Carlo** », qui fait allusion aux jeux de hasard pratiqués à Monte-Carlo, a été inventé en 1947 par Nicholas Metropolis, et publié pour la première fois en 1949 dans un article coécrit avec Stanislaw Ulam. Il s'agit là, de la technique la plus ancienne et la plus intuitive d'évaluation de la probabilité de défaillance. Basée sur l'application de la loi des grands nombres, elle consiste à déterminer un estimateur de la probabilité de défaillance par succession de tirages aléatoires indépendants. L'avantage de cette méthode est qu'elle n'impose aucune condition de continuité ni de dérivabilité de la fonction d'état. Elle permet en plus d'estimer la précision de la valeur de la probabilité de défaillance obtenue. Toutefois, elle conduit à des temps de calcul très élevés dès qu'il s'agit d'évaluer de faibles probabilités avec une précision raisonnable.

2.5.2.1. Étapes de la méthode Monte-Carlo

- ✓ Définir les fonctions d'état limites ;
- ✓ Associer à chaque paramètre variable une distribution adéquate (normale, log-normal, Gumbel.. etc.) ;
- ✓ Générer N_t tirages pour chaque paramètre ;
- ✓ Évaluer la valeur de la fonction d'état limite, et selon le cas :

- S'il y a défaillance, incrémenter le compteur des cas défaillants par rapport au nombre de tirage effectués.
 - S'il n'y a pas de défaillance, il n'y a pas d'incrémentation.
- ✓ Répéter 1 à N_t jusqu'à ce qu'un nombre suffisant de tirage soit atteint (courbe de convergence) ;
- ✓ Estimer la probabilité en fonction du nombre des cas de défaillants par rapport au nombre total des tirages effectués ; et déduire la probabilité de défaillance. **(Dehmous. H ,2007)**

On en déduit, alors, la probabilité de défaillance par un traitement statistique direct concrétisé par la formule et le schéma de la figure suivants :

$$P_f = \frac{N_{t,f}}{N_t}$$

Avec :

N_t est le nombre de tirages des variables aléatoires

$N_{t,f}$ est le nombre de tirages dénombrés

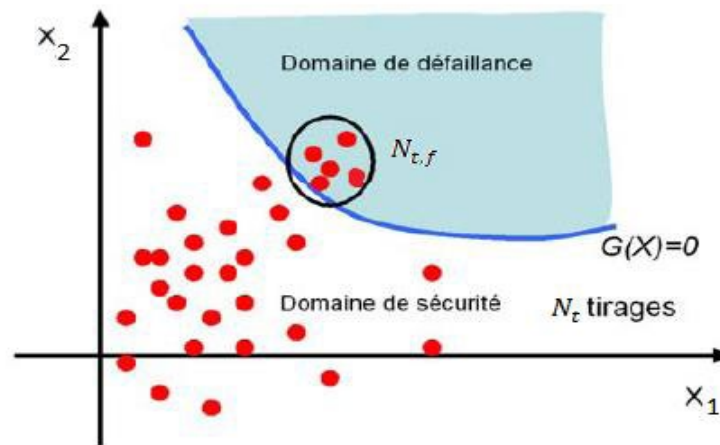


Figure II.3 : Schéma d'illustration de la méthode de Monte-Carlo (Selon Maynadier, 2003).

Une attention particulière doit être portée à la :

- Stabilité de la valeur de P_f et ce quel que soit le nombre de tirage N_t . Pour des valeurs de P_f de l'ordre de 10^{-k} avec $k \geq 5$, il est nécessaire de réaliser un minimum de N_t pour assurer cette stabilité. Pour l'assurer, il faut $N_{t,\min} = 10^{k+2}$ simulations de tirages. Par ailleurs, il faut veiller également à l'indépendance de la probabilité d'une éventuelle

défaillance vis-à-vis de la génération de l'échantillonnage en effectuant pour cela des mesures de P_f pour un nombre de tirages croissant allant de N_t jusqu'à t, \min .

- Convergence des résultats obtenus,

2.5.3. Définition de la simulation probabiliste

« **La simulation** » est une méthode de mesure et d'étude consistant à remplacer un phénomène ou un système par un modèle plus simple mais ayant un comportement analogue. Le système ou phénomène analysé peut être schématisé sous forme d'un modèle mécanique.

L'objectif d'un modèle de simulation peut être simplement descriptif et consiste à :

- ✓ Étudier le comportement d'un système sous différentes hypothèses d'évolution de l'environnement,
- ✓ Choisir la meilleure décision ou la moins mauvaise, en simulant plusieurs décisions envisagées.

Dans le cas de la simulation probabiliste, les événements qui apparaissent, lors de l'évolution du système, ne sont pas connus avec certitude mais on est capable de probabiliser cette apparition.

En résumé, la simulation probabiliste est un outil important pour traiter des expériences aléatoires. Elle permet d'expliquer le déroulement de celles-ci et d'aborder des problèmes compliqués par le biais d'une démarche expérimentale.

2.5.3.1. Présentation du logiciel Matlab

Matlab est un logiciel de calcul interactif. Il permet de réaliser des simulations numériques basées sur des algorithmes d'analyse numérique. Il peut donc être utilisé pour la résolution approchée d'équations différentielles, d'équations aux dérivées partielles, etc.... Matlab est constitué d'un noyau relativement réduit, capable d'interpréter puis d'évaluer les expressions numériques matricielles qui lui sont adressées. Il est très utilisé dans les universités comme dans le monde industriel.

2.5.3.2. Estimation de la probabilité de défaillance

Pour la simulation, nous avons mis en place un outil de calcul, sous Matlab, qui nous permettra d'effectuer tous les calculs nécessaires afin d'aboutir à la probabilité de défaillance de barrage.

2.5.3.3. Génération de nombres aléatoires

Pour les besoins de la simulation, nous utilisons un générateur de variables aléatoire. Aussi plusieurs échantillons sont ainsi obtenus pour chaque paramètre de notre talus choisi comme variable aléatoire. Chaque paramètre suit une loi de distribution avec une moyenne et un écart type.

2.5.3.4. Choix des variables aléatoires

La modélisation, du comportement des barrages, est affectée par de nombreuses incertitudes, dont il est difficile d'estimer quantitativement les variabilités associées. Les sources d'incertitudes, retenues dans notre étude, sont relatives aux propriétés physiques et mécaniques du sol. Reste donc à préciser leur loi de distribution. Étant donné que l'on travaille avec des données issues de la littérature qui portent sur des valeurs moyennes, il semble plus pertinent de recourir à la loi normale qui fournit les proportions de valeurs comprises dans des intervalles centrés sur la moyenne.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les différentes étapes à suivre pour réaliser une analyse probabiliste, et ainsi obtenir la valeur de la probabilité de défaillance du barrage. Cette présentation est nécessaire puisqu'elle servira de base lors de l'analyse fiabiliste de la stabilité de notre barrage.



Chapitre III :

Analyse déterministe de la stabilité d'un barrage poids

Introduction

La sûreté statique des barrages poids est un souci continu dû aux processus de vieillissement changeant leur force et rigidité, aussi bien que des prévisions révisées des charges maximum associées aux graves inondations. La vérification de stabilité de ce genre d'ouvrage réside dans le calcul de stabilité aux glissements au niveau du plan de contact du barrage avec sa fondation ainsi que le renversement par rapport au pied aval.

Dans ce chapitre, nous présentons la méthode de calcul qui permet d'évaluer la stabilité d'un barrage en béton en utilisant les coefficients de sécurité. Il faut cependant être conscient que l'approche du coefficient de sécurité réel est très délicate. Toute étude de stabilité doit être précédée d'une reconnaissance géologique profonde qui permet souvent de mettre en évidence des facteurs pas toujours quantifiables, influant sur le coefficient de sécurité réel.

3.1. Analyse de la stabilité d'un barrage en béton poids

3.1.1. Description du barrage étudié

Remarque : pour réaliser cette étude compte tenu de la non disponibilité de la documentation détaillée sur un barrage en béton, nous avons considéré le barrage de Brezina dans la wilaya d'el Bayadh (**Moulay Elboudkhili, 2014**) et nous avons effectué une modification de la conception.

Le barrage de Brezina le plus grand barrage de la steppe occidentale, est situé dans la commune du même nom à 80 km au sud d'El Bayadh. Il est destiné à l'irrigation de la palmeraie et du périmètre de Brezina d'une superficie de 800 Km² pour un volume régularisé annuel de 11,5 millions de m³.



Figure III.1 : Barrage Brezina (le guide touristique)

a) Ouvrages annexes

L'évacuateur de crues : est incorporé à l'ouvrage dans sa partie centrale. Il a un seuil de 80 mètres permettant d'évacuer en crue décennale d'un débit de 2345 m³/s.

La galerie de dérivation : relie la tour de prise et l'ouvrage de sortie : elle abrite la conduite de vidange de fond et sert d'accès pour le passage du tuyau d'adduction. Cette galerie a une longueur de 105.15 m.

La vidange de fond : est réalisée dans le massif de la rive droite, sur une longueur de 120 m et une section de 376.99 m² permettant d'évacuer un débit de 55 m³/s pour un barrage plein.

La tour de prise : de type circulaire, elle est placée au-dessus de l'ouvrage d'entrée de la vidange de fond. Elle commence au niveau 878.10 NGA et culmine à 915.00 NGA.

b) Géométrie du profil (Moulay Elboudkhili 2014)

Brezina est un barrage-poids en forme de voûte, réalisé en béton conventionnel. Il est composé de 7 plots indépendants les uns des autres, il possède les caractéristiques suivantes :

- ✓ Hauteur totale : $H_b=42$ m
- ✓ Charge d'eau : $h=40$ m
- ✓ Profil : trapézoïdal
- ✓ Largeur en crête : $B_1=5$ m
- ✓ $B_2=44,1$ m
- ✓ $B_3=10$ m
- ✓ $B_4=2$ m

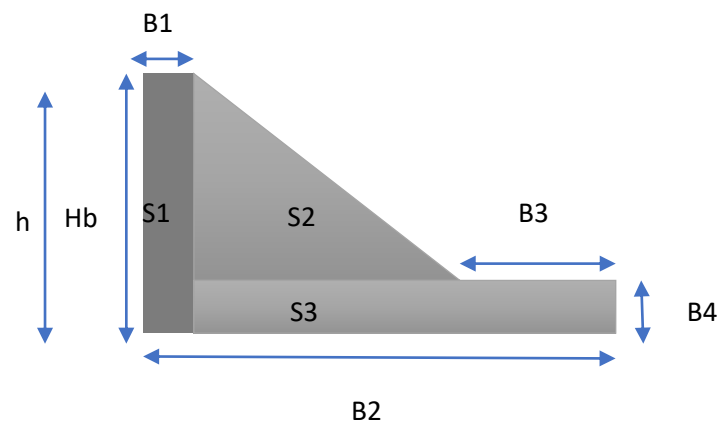


Figure III.2: Profil type du barrage de Brezina

c) Calcul des sections transversales

$$S_1 = h \times B_1 = 200 \text{ m}^2$$

$$S_2 = \frac{(h - B_4) \times (B_2 - B_1 - B_3)}{2} = 552,9 \text{ m}^2$$

$$S_3 = B_4 \times (B_2 - B_1) = 78,2 \text{ m}^2$$

d) Caractéristiques des sollicitations

Les caractéristiques des sollicitations sont récapitulées dans le tableau III.1.

Tableau III.1: Caractéristiques des sollicitations sur le barrage

	Masse volumique(kg/m ³)	Poids volumique(KN/m ³)
Béton	2 370	23,25
Charged'eau	1 000	9,81
Charge des sédiments	1 600	15,7

3.1.2. Vérification de stabilité du barrage

Les cas de vérification de stabilité du barrage sont consignés sur le tableau III.2 :

Tableau III.2: Cas de vérification de stabilité

Cas	Conditions de vérification
Cas 1	Barrage à retenue pleine (sans et avec sédiments), avec fondations sans traitement.
Cas 2	Barrage à retenue pleine avec fondations et intégration de voile d'injection.
Cas 3	Barrage à retenue pleine avec fondations et intégration de voile de drainage.
Cas 4	Barrage à retenue pleine avec fondations et intégration de voile d'injection et voile de drainage.

3.1.2.1. Barrage à retenue pleine avec fondations sans traitement

a) Sans charge sédimentaire

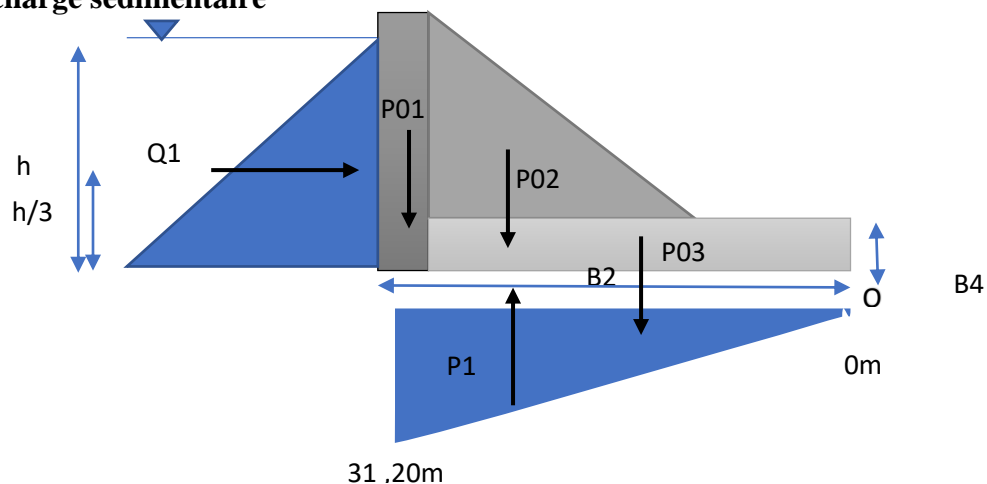


Figure III.3: Schéma de principe -1^{er} cas, influence de la charge d'eau

Dans tout ce qui suit nous adoptons les notations suivantes :

Q_1 : la force de pression hydrostatique due à l'eau.

P_{01}, P_{02}, P_{03} : Les forces due au poids de chaque section du barrage respectivement S1, S2, S3.

P_1 : la force due aux sous pressions.

Vérification de stabilité au glissement

Sans cohésion des fondations (c=0):

$$Q_1 = \frac{1}{2} \rho_e \cdot g \cdot h^2 = 7848 \text{ KN}$$

$$P_1 = \frac{(31,20)B^2}{2} \cdot \gamma_w = 6879,6 \text{ KN}$$

$$P_{01} = S1 \times 23,25 = 4650 \text{ KN}$$

$$P_{02} = S2 \times 23,25 = 12854,925 \text{ KN}$$

$$P_{03} = S3 \times 23,25 = 1818,15 \text{ KN}$$

$$(P_{01} + P_{02} + P_{03} - P_1) \cdot \text{tg}\varphi = 8710,433 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 7848 \text{ KN}$$

$Q_1 < (P_{01} + P_{02} + P_{03} - P_1) \cdot \text{tg}\varphi$; la stabilité interne est vérifiée.

Calcul du coefficient de sécurité au glissement

$$F_s(\text{glissement}) = \frac{c \cdot B + f \cdot \Sigma F_v}{\Sigma F_h} > 1.5 \rightarrow (\text{ex: étude normal})$$

f = tgφ = 0,7 fondation rocheuse

ΣF_h Forces horizontales

ΣF_v: Forces verticales

B2: Surface de contact entre le barrage et sa fondation

c: Coefficient de la cohésion

$$\Sigma F_H = Q_1 \rightarrow \Sigma F_H = 7848 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_V = P_{01} + P_{02} + P_{03} - P_1 = 19323,075 - 6879,6 \rightarrow \Sigma F_V = 12443,475 \text{ KN}$$

$$F_s(\text{glissement}) = \frac{0,7 \cdot 10459}{7848} = 1,11$$

Tableau III.3: résultats de calcul- cas 1, influence de la charge d'eau, $c = 0$

Paramètres	Poids du barrage total P0 (KN/ml)	Charge hydrostatique (m)	Force de pression hydrostatique Q1 (KN)	Force de sous pression P1 (KN)	Angle de frottement interne (°)	Cohésion (KN/m ²)	F _s (glissement)
Module	19323,075	40	7 848	6879,6	35	0	1,11

Avec cohésion des fondations ($c \neq 0$):

La cohésion doit être inférieure à 100 KPa pour les sols rocheux, pour notre cas on prend une valeur de $C = 80 \text{ KN/m}^2$.

B2: la surface de contact du barrage avec sa fondation (par mètre linéaire),

$$B2 = 44,1 \text{ m}^2$$

$$c.B2 = 80 \cdot 44,1 \rightarrow c.B2 = 3 528 \text{ KN}$$

$$(P_{01} + P_{02} + P_{03} - P_1) \cdot \text{tg}\phi + c.B2 = 12238,433 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 7 848 \text{ KN}$$

$Q_1 < (P_0 - P_1) \cdot \text{tg}\phi + c.B2$; la stabilité interne est vérifiée.

Calcul du coefficient de sécurité au glissement

$$F_s(\text{glissement}) = \frac{c.B2 + f \cdot \Sigma F_v}{\Sigma F_h} > 1.5 \rightarrow (\text{ex: étude normal})$$

$$\Sigma F_H = Q_1 \rightarrow \Sigma F_H = 7 848 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_V = P_{01} + P_{02} + P_{03} - P_1 = 19323,075 - 6879,6 \rightarrow \Sigma F_V = 12443,475 \text{ KN}$$

$$F_s(\text{glissement}) = \frac{3528 + 0,7 \cdot 12443,475}{7 848} = 1,55$$

Tableau III.4: résultats de calcul- cas 1, influence de la charge d'eau, $c \neq 0$

Paramètres	Poids du barrage total P0 (KN/ml)	Charge hydrostatique (m)	Force de pression hydrostatique Q1 (KN)	Force de sous pression P1 (KN)	Angle de frottement interne (°)	Cohésion (KN/m ²)	F _s (glissement)
Module	19323,075	40	7 848	6879,6	35	80	1,55

Vérification de la sécurité au renversement

$$F_{s(\text{renversement})} = \frac{\Sigma M/o_{\text{rés}}}{\Sigma M/o_{\text{motr}}} > 1.5 \rightarrow (\text{ex: étude normal})$$

$$F_{s(\text{renversement})} = \frac{MP_{01}/O + MP_{02}/O + MP_{03}/O}{MP_{1}/O + MQ_{1}/O}$$

$$M_{Q1}/O = Q_1 \cdot \frac{h}{3} = 104\ 640\ \text{KN.m}$$

$$M_{P_{01}}/O = P_{01} \cdot (B_2 - \frac{B_1}{2}) = 193440\ \text{KN.m}$$

$$M_{P_{02}}/O = P_{02} \cdot (B_2 - B_1 - \frac{B_2 - B_1 - B_3}{3}) = 377934,795\ \text{KN.m}$$

$$M_{P_{03}}/O = P_{03} \cdot (\frac{B_2 - B_1}{2}) = 35544,833\ \text{KN.m}$$

$$M_{P_1}/O = P_1 \cdot \frac{2B_2}{3} = 202260,24\ \text{KN.m}$$

$$F_{s(\text{renversement})} = \frac{35544,833 + 377934,795 + 193440}{202260,24 + 104\ 640} = 1,97$$

Tableau III.5 : résultats de calcul du coefficient de sécurité au renversement - cas 1, influence de la charge d'eau

Paramètres	ΣM_{motr}	$\Sigma M_{\text{rés}}$	$F_{s(\text{renversement})}$
Module	3069900,24	606919,628	1,97

b) Avec charge sédimentaire

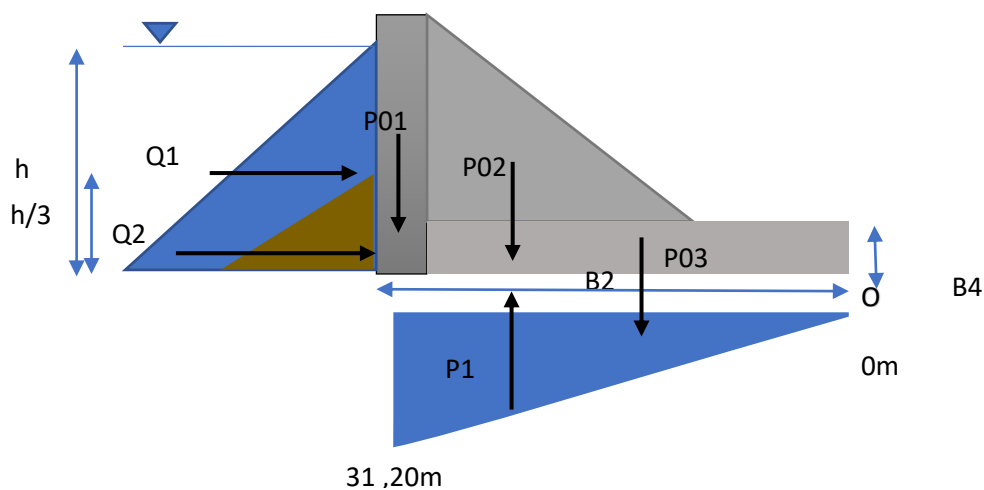


Figure III.4: Schéma de principe – 1er cas, influence de la charge des sédiments

Q₂ : La force de pression due aux sédiments.

Vérification de stabilité au glissement**Sans cohésion des fondations (c=0):**

$$Q_2 = \frac{1}{2} \rho_s \cdot g \cdot (h/3)^2 = 1395.2 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 7848 \text{ KN}$$

$$P_1 = 6879,6 \text{ KN}$$

$$P_{01} = 4650 \text{ KN}$$

$$P_{02} = 12854,925 \text{ KN}$$

$$P_{03} = 1818,15 \text{ KN}$$

$$(P_{01} + P_{02} + P_{03} - P_1) \cdot \text{tg}\varphi = 8710,433 \text{ KN}$$

$$Q_1 + Q_2 = 9243,2 \text{ KN}$$

$Q_1 + Q_2 > (P_0 - P_1) \cdot \text{tg}\varphi$; la stabilité interne est non vérifiée.

Calcul du coefficient de sécurité au glissement

$$F_s(\text{glissement}) = \frac{c \cdot B + f \cdot \Sigma F_v}{\Sigma F_h} > 1.5 \rightarrow (\text{ex: étude normal})$$

$$\Sigma F_H = Q_1 + Q_2 \rightarrow \Sigma F_H = 9243,2 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_V = P_{01} + P_{02} + P_{03} - P_1 = 19323,075 - 6879,6 \rightarrow \Sigma F_V = 12443,475 \text{ KN}$$

$$F_s(\text{glissement}) = \frac{0,7 \cdot 12443,475}{9243,2} = 0,94$$

Tableau III.6: Calcul des sollicitations - cas 1, influence des sédiments, C = 0

Paramètres	Poids du barrage total P0 (KN/ml)	Charge hydrostatique (m)	Force de pression hydrostatique Q1 (KN)	Force de pression due aux sédiments Q2	Force de sous pression P1 (KN)	Angle de frottement interne (°)	Cohésion (KN/m ²)	F _s (glissement)
Module	19323,075	40	7 848	1 395,2	6879,6	35	0	0,94

Avec cohésion des fondations (c ≠ 0) :

$$(P_{01} + P_{02} + P_{03} - P_1) \cdot \text{tg}\varphi + c \cdot B = 12238,433 \text{ KN}$$

$$Q_1 + Q_2 = 9243,2 \text{ KN}$$

$Q_1 + Q_2 < (P_0 - P_1) \cdot \text{tg}\varphi + c \cdot B$; la stabilité interne est vérifiée.

Calcul du coefficient de sécurité au glissement

$$F_{s(\text{glissement})} = \frac{c \cdot B_2 + f \cdot \Sigma F_v}{\Sigma F_h} > 1.5 \rightarrow (\text{ex: étude normal})$$

$$\Sigma F_H = Q_1 + Q_2 \rightarrow \Sigma F_H = 9243,2 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_V = P_{01} + P_{02} + P_{03} - P_1 = 19323,075 - 6879,6 \rightarrow \Sigma F_V = 12443,475 \text{ KN}$$

$$F_{s(\text{glissement})} = \frac{3528 + 0,7 \cdot 12443,475}{9243,2} = 1,32$$

Tableau III.7 : résultats de calcul des sollicitations - cas 1, influence des sédiments, $c \neq 0$

Paramètres	Poids du barrage total P0 (KN/ml)	Charge hydrostatique (m)	Force de pression hydrostatique Q1 (KN)	Force de pression due aux sédiments Q2 (KN)	Force de sous pression P1 (KN)	Angle de frottement	Cohésion (KN/m ²)	F _s (glissement)
Module	19323,075	40	7 848	1 395,2	6879,6	35	80	1,32

Vérification de la sécurité au renversement

$$F_{s(\text{renversement})} = \frac{\Sigma M_{\text{rés}}}{\Sigma M_{\text{motr}}} > 1.5 \rightarrow (\text{ex: étude normal})$$

$$F_{s(\text{renversement})} = \frac{MP_{01/O} + MP_{02/O} + MP_{03/O}}{MP_1/O + MQ_1/O + MQ_2/O}$$

$$MQ_2/O = Q_2 \frac{h}{3} = 6\,200,89 \text{ KN.m}$$

$$MQ_1/O = Q_1 \frac{h}{3} = 104\,640 \text{ KN.m}$$

$$MP_{01/O} = P_{01} \cdot B_2 - \frac{B_1}{2} = 193440 \text{ KN.m}$$

$$MP_{02/O} = P_{02} \cdot B_2 - B_1 - \frac{B_2 - B_1 - B_3}{3} = 377934,795 \text{ KN.m}$$

$$MP_{03/O} = P_{03} \frac{B_2 - B_1}{2} = 35544,833 \text{ KN.m}$$

$$MP_1/O = P_1 \frac{2B_2}{3} = 202260,24 \text{ KN.m}$$

$$F_{s(\text{renversement})} = \frac{35544,833 + 377934,795 + 193440}{202260,24 + 104\,640 + 6\,200,89} = 1,94$$

Tableau III.8: résultats de calcul du coefficient de sécurité au renversement - cas 1, influence des sédiments

Paramètres	ΣM_{motr}	$\Sigma M_{\text{rés}}$	$F_s(\text{renversement})$
Module	313101,43	606919,628	1,94

3.1.2.2. Barrage à retenue pleine avec fondations et intégration de voile d'injection

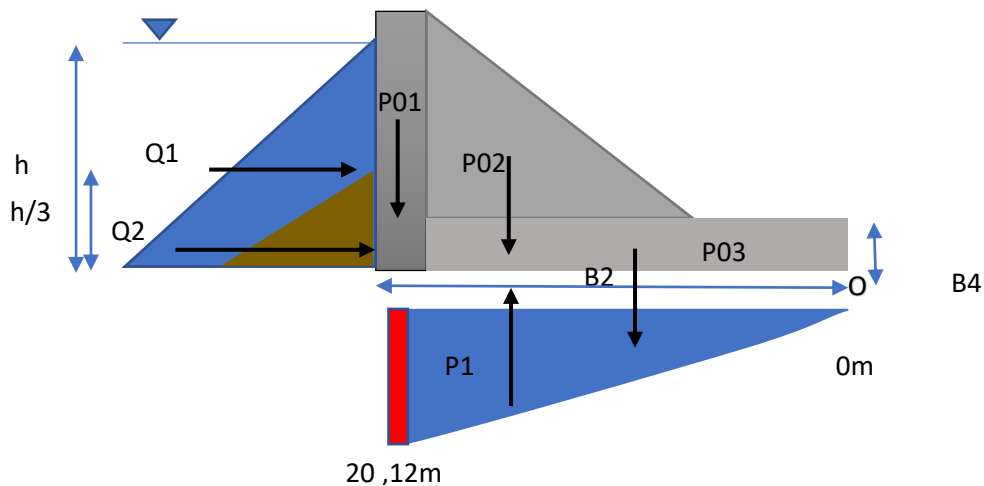


Figure III.5 : Schéma de principe – 2^{ème} cas

Vérification de stabilité au glissement

Sans cohésion des fondations ($c=0$):

$$P_1 = \frac{(20,12)B_2}{2} \cdot \gamma_w = 4436,46 \text{ KN}$$

$$P_{01} = 4650 \text{ KN}$$

$$P_{02} = 12854,925 \text{ KN}$$

$$P_{03} = 1818,15 \text{ KN}$$

$$Q_2 = 1395,2 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 7848 \text{ KN}$$

$$(P_{01} + P_{02} + P_{03} - P_1) \cdot \text{tg}\varphi = 10420,63 \text{ KN}$$

$$Q_1 + Q_2 = 9243,2 \text{ KN}$$

$Q_1 + Q_2 < (P_0 - P_1) \cdot \text{tg}\varphi$; la stabilité interne est vérifiée.

Calcul du coefficient de sécurité au glissement

$$F_s(\text{glissement}) = \frac{c \cdot B_2 + f \cdot \Sigma F_v}{\Sigma F_h} > 1.5 \rightarrow (\text{ex: étude normal})$$

$$\Sigma FH = Q_1 + Q_2 \rightarrow \Sigma FH = 9243,2 \text{ KN}$$

$$\Sigma FV = P_{01} + P_{02} + P_{03} - P_1 = 19323,075 - 4436,46 \rightarrow \Sigma FV = 14886,615 \text{ KN}$$

$$F_{s(\text{glissement})} = \frac{0,7 \cdot 14886,615}{9243,2} = 1,13$$

Tableau III.9 : Résultats de calcul des sollicitations - cas 2, C = 0

Paramètres	Poids du barrage total P0 (KN/ml)	Charge hydrostatique (m)	Force de pression hydrostatique	Force de pression due aux sédiments Q2 (KN)	Force de sous pression P1 (KN)	Angle de frottement interne (°)	Cohésion (KN/m ²)	F _s (glissement)
Module	19323,075	40	7 848	1 395,2	4436,46	35	0	1,13

Avec cohésion des fondations (c≠0) :

$$(P_{01} + P_{02} + P_{03} - P_1) \cdot \text{tg}\varphi + c \cdot B_2 = 13948,63 \text{ KN}$$

$$Q_1 + Q_2 = 9243,2 \text{ KN}$$

$Q_1 + Q_2 < (P_0 - P_1) \cdot \text{tg}\varphi + c \cdot B_2$; la stabilité interne est vérifiée.

Calcul du coefficient de sécurité au glissement

$$F_{s(\text{glissement})} = \frac{c \cdot B_2 + f \cdot \Sigma F_V}{\Sigma F_h} > 1,5 \rightarrow (\text{ex: étude normal})$$

$$\Sigma FH = Q_1 + Q_2 \rightarrow \Sigma FH = 9243,2 \text{ KN}$$

$$\Sigma FV = P_{01} + P_{02} + P_{03} - P_1 = 19323,075 - 4436,46 \rightarrow \Sigma FV = 14886,615 \text{ KN}$$

$$F_{s(\text{glissement})} = \frac{3528 + 0,7 \cdot 14886,615}{9243,2} = 1,5$$

Tableau III.10 : Résultats de calcul des sollicitations – cas 2, C ≠ 0

Paramètres	Poids du barrage total P0 (KN/ml)	Charge hydrostatique (m)	Force de pression hydrostatique Q1 (KN)	Force de pression due aux sédiments Q2 (KN)	Force de sous pression P1 (KN)	Angle de frottement interne (°)	Cohésion (KN/m ²)	F _s (glissement)
Module	19323,075	40	7 848	1 395,2	4436,46	35	80	1,5

Vérification de la sécurité au renversement

$$F_{s(\text{renversement})} = \frac{\Sigma M/o_{\text{rés}}}{\Sigma M/o_{\text{motr}}} > 1.5 \rightarrow (\text{ex: étude normal})$$

$$F_{s(\text{renversement})} = \frac{MP_{01/O} + MP_{02/O} + MP_{03/O}}{MP_{1/O} + MQ_{1/O} + MQ_{2/O}}$$

$$MQ_{2/O} = Q_2 \frac{h}{3} = 6\,200,89 \text{ KN.m}$$

$$MQ_{1/O} = Q_1 \frac{h}{3} = 104\,640 \text{ KN.m}$$

$$MP_{01/O} = P_{01} \cdot B_2 - \frac{B_1}{2} = 193\,440 \text{ KN.m}$$

$$MP_{02/O} = P_{02} \cdot B_2 - B_1 - \frac{B_2 - B_1 - B_3}{3} = 377\,934,795 \text{ KN.m}$$

$$MP_{03/O} = P_{03} \frac{B_2 - B_1}{2} = 355\,44,833 \text{ KN.m}$$

$$MP_{1/O} = P_1 \frac{2B_2}{3} = 130\,431,924 \text{ KN.m}$$

$$F_{s(\text{renversement})} = \frac{35544,833 + 377934,795 + 193440}{130431,924 + 104\,640 + 6\,200,89} = 2,5$$

Tableau III.11 : Calcul du coefficient de sécurité au renversement - cas 2

Paramètres	ΣM_{motr}	$\Sigma M_{\text{rés}}$	$F_{s(\text{renversement})}$
Module	241272,814	606919,628	2,5

3.1.2.3. Barrage à retenue pleine avec fondations et intégration de voile de drainage

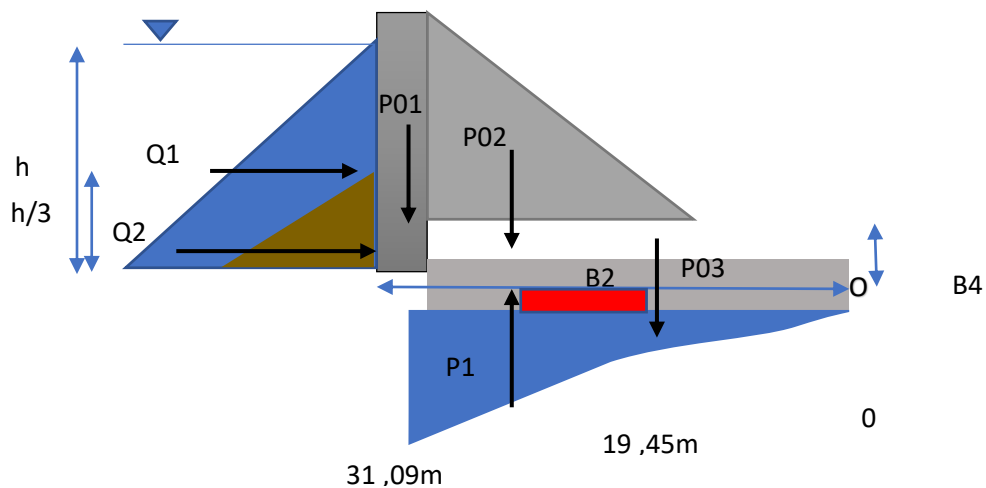


Figure III.6: Schéma de principe – 3^{ème} cas

Vérification de stabilité au glissement**Sans cohésion des fondations (c=0):**

$$P1 = \left(\frac{(19,45)B2}{2} + \frac{(31,09+19,45)B2}{2} \right) \cdot \gamma_w = 7716,4 \text{ KN}$$

$$P01 = 4650 \text{ KN}$$

$$P02 = 12854,925 \text{ KN}$$

$$P03 = 1818,15 \text{ KN}$$

$$Q2 = 1395,2 \text{ KN}$$

$$Q1 = 7848 \text{ KN}$$

$$(P01 + P02 + P03 - P1) \cdot \text{tg}\varphi = 8124,9 \text{ KN}$$

$$Q1 + Q2 = 9243,2 \text{ KN}$$

$Q1 + Q2 > (P0 - P1) \cdot \text{tg}\varphi$; la stabilité interne est non vérifiée.

Calcul du coefficient de sécurité au glissement

$$F_{s(\text{glissement})} = \frac{c \cdot B2 + f \cdot \Sigma F_v}{\Sigma F_h} > 1.5 \rightarrow (\text{ex: étude normal})$$

$$\Sigma F_H = Q1 + Q2 \rightarrow \Sigma F_H = 9243,2 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_V = P01 + P02 + P03 - P1 = 19323,075 - 7716,4 \rightarrow \Sigma F_V = 11607 \text{ KN}$$

$$F_{s(\text{glissement})} = \frac{0,7 \cdot 11607}{9243,2} = 0,88$$

Tableau III.12: Résultats de calcul des sollicitations - cas 3, C = 0

Paramètres	Poids du barrage total P0 (KN/ml)	Charge hydrostatique (m)	Force de pression hydrostatique Q1 (KN)	Force de pression due aux sédiments Q2 (KN)	Force de sous pression P1 (KN)	Angle de frottement interne (°)	Cohésion (KN/m ²)	F _s (glissement)
Module	19323,075	40	7 848	1 395,2	7716,4	35	0	0,88

Avec cohésion des fondations (c≠0) :

$$(P01 + P02 + P03 - P1) \cdot \text{tg}\varphi + c \cdot B2 = 11652,9 \text{ KN}$$

$$Q1 + Q2 = 9243,2 \text{ KN}$$

$Q1 + Q2 < (P0 - P1) \cdot \text{tg}\varphi + c \cdot B2$; la stabilité interne est vérifiée.

Calcul du coefficient de sécurité au glissement

$$F_{s(\text{glissement})} = \frac{c \cdot B_2 + f \cdot \Sigma F_v}{\Sigma F_h} > 1.5 \rightarrow (\text{ex: étude normal})$$

$$\Sigma F_H = Q_1 + Q_2 \rightarrow \Sigma F_H = 9243,2 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_V = P_{01} + P_{02} + P_{03} - P_1 = 19323,075 - 7716,4 \rightarrow \Sigma F_V = 11607 \text{ KN}$$

$$F_{s(\text{glissement})} = \frac{3528 + 0,7 \cdot 11607}{9243,2} = 1,26$$

Tableau III.13 : Résultats de calcul des sollicitations – cas 3, C ≠ 0

Paramètres	Poids du barrage total P0 (KN/ml)	Charge hydrostatique (m)	Force de pression hydrostatique Q1 (KN)	Force de pression due aux sédiments Q2 (KN)	Force de sous pression P1 (KN)	Angle de frottement	Cohésion (KN/m ²)	F _s (glissement)
Module	19323,075	40	7 848	1 395,2	7716,4	35	80	1,26

Vérification de la sécurité au renversement :

$$F_{s(\text{renversement})} = \frac{\Sigma M_{\text{rés}}}{\Sigma M_{\text{mot}}} > 1.5 \rightarrow (\text{ex: étude normal})$$

$$F_{s(\text{renversement})} = \frac{M_{P01/O} + M_{P02/O} + M_{P03/O}}{M_{P1/O} + M_{Q1/O} + M_{Q2/O}}$$

$$M_{Q2/O} = Q_2 \cdot \frac{h}{3} = 6 200,89 \text{ KN.m}$$

$$M_{Q1/O} = Q_1 \cdot \frac{h}{3} = 104 640 \text{ KN.m}$$

$$M_{P01/O} = P_{01} \cdot B_2 - \frac{B_1}{2} = 193440 \text{ KN.m}$$

$$M_{P02/O} = P_{02} \cdot B_2 - B_1 - \frac{B_2 - B_1 - B_3}{3} = 377934,795 \text{ KN.m}$$

$$M_{P03/O} = P_{03} \cdot \frac{B_2 - B_1}{2} = 35544,833 \text{ KN.m}$$

$$M_{P1/O} = P_1 \cdot \frac{2 \cdot B_2/2}{3} + \frac{B_2}{2} + \frac{2 \cdot B_2/2}{3} = 311940 \text{ KN.m}$$

$$F_{s(\text{renversement})} = \frac{35544,833 + 377934,795 + 193440}{311940 + 104 640 + 6 200,89} = 1,5$$

Tableau III.14 : Calcul du coefficient de sécurité au renversement - cas 3

Paramètres	ΣM _{mot}	ΣM _{rés}	F _s (renversement)
Module	422780,89	606919,628	1,5

3.1.2.4. Barrage à retenue pleine avec fondations et intégration de voile d'injection et voile de drainage

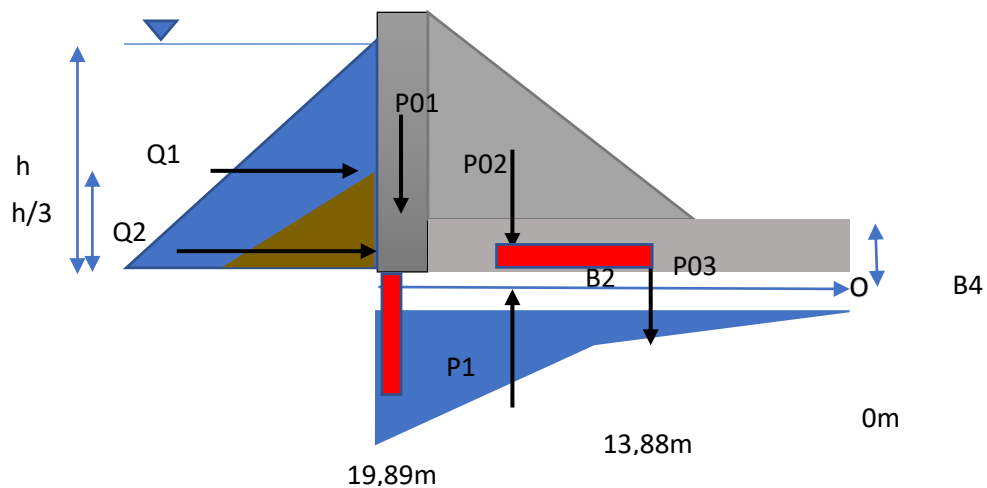


Figure III.7 : Schéma de principe – 4^{ème} cas

Vérification de stabilité au glissement

Sans cohésion des fondations ($c=0$):

$$P1 = \left(\frac{(19,89+13,88)B2}{2} + \frac{(13,88)B2}{2} \right) \cdot \gamma_w = 5253,4 \text{ KN}$$

$$P01 = 4650 \text{ KN}$$

$$P02 = 12854,925 \text{ KN}$$

$$P03 = 1818,15 \text{ KN}$$

$$Q2 = 1395,2 \text{ KN}$$

$$Q1 = 7848 \text{ KN}$$

$$(P01 + P02 + P03 - P1) \cdot \text{tg}\varphi = 10455,9 \text{ KN}$$

$$Q1 + Q2 = 9243,2 \text{ KN}$$

$Q1 + Q2 > (P0 - P1) \cdot \text{tg}\varphi$; la stabilité interne est non vérifiée.

Calcul du coefficient de sécurité au glissement

$$F_{s(\text{glissement})} = \frac{c \cdot B2 + f \cdot \Sigma F_v}{\Sigma F_h} > 1,5 \rightarrow (\text{ex: étude normal})$$

$$\Sigma F_H = Q1 + Q2 \rightarrow \Sigma F_H = 9243,2 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_V = P01 + P02 + P03 - P1 = 19323,075 - 5253,4 \rightarrow \Sigma F_V = 14070 \text{ KN}$$

$$F_{s(\text{glissement})} = \frac{0,7 \cdot 14070}{9243,2} = 1,07$$

Tableau III.15 : résultats de calcul des sollicitations - cas 4, C = 0

Paramètres	Poids du barrage total P0 (KN/ml)	Charge hydrostatique (m)	Force de pression hydrostatique Q1 (KN)	Force de pression due aux sédiments Q2 (KN)	Force de sous pression P1 (KN)	Angle de frottement interne (°)	Cohésion (KN/m ²)	F _s (glissement)
Module	19323,075	40	7 848	1395,2	5253,4	35	0	1,07

Avec cohésion des fondations (c≠0) :

$$(P_{01} + P_{02} + P_{03} - P_1).tg\phi + c.B2 = 13377KN$$

$$Q_1 + Q_2 = 9243,2 KN$$

$Q_1 + Q_2 < (P_0 - P_1).tg\phi + c.B2$; la stabilité interne est vérifiée.

Calcul du coefficient de sécurité au glissement

$$F_s(\text{glissement}) = \frac{c.B2 + f.\Sigma F_v}{\Sigma F_h} > 1.5 \rightarrow (\text{ex: étude normal})$$

$$\Sigma F_H = Q_1 + Q_2 \rightarrow \Sigma F_H = 9243,2 KN$$

$$\Sigma F_V = P_{01} + P_{02} + P_{03} - P_1 = 19323,075 - 5253,4 \rightarrow \Sigma F_V = 14070KN$$

$$F_s(\text{glissement}) = \frac{3528 + 0,7.14070}{9243,2} = 1,45$$

Tableau III.16: Résultats de calcul des sollicitations – cas 4, C ≠ 0

Paramètres	Poids du barrage total P0 (KN/ml)	Charge hydrostatique (m)	Force de pression hydrostatique Q1 (KN)	Force de pression due aux sédiments Q2 (KN)	Force de sous pression P1 (KN)	Angle de frottement interne (°)	Cohésion (KN/m ²)	F _s (glissement)
Module	19323,075	40	7 848	1 395,2	4385,7	35	80	1,45

Vérification de la sécurité au renversement

$$F_s(\text{renversement}) = \frac{\Sigma M_{orés}}{\Sigma M_{omotr}} > 1.5 \rightarrow (\text{ex: étude normal})$$

$$F_{s(\text{renversement})} = \frac{MP_{01/O} + MP_{02/O} + MP_{03/O}}{MP_{1/O} + MQ_{1/O} + MQ_{2/O}}$$

$$M_{Q2/O} = Q_2 \frac{h}{3} = 6\,200,89 \text{ KN.m}$$

$$M_{Q1/O} = Q_1 \frac{h}{3} = 104\,640 \text{ KN.m}$$

$$M_{P01/O} = P_{01} \cdot B_2 - \frac{B_1}{2} = 193\,440 \text{ KN.m}$$

$$M_{P02/O} = P_{02} \cdot B_2 - B_1 - \frac{B_2 - B_1 - B_3}{3} = 377\,934,795 \text{ KN.m}$$

$$M_{P03/O} = P_{03} \frac{B_2 - B_1}{2} = 355\,44,833 \text{ KN.m}$$

$$M_{P1/O} = P_1 \frac{2B_2/2}{3} + \frac{B_2}{2} + \frac{2B_2/2}{3} = 212\,370 \text{ KN.m}$$

$$F_{s(\text{renversement})} = \frac{35544,833 + 377934,795 + 193440}{212370 + 104\,640 + 6\,200,89} = 1,88$$

Tableau III.17: Calcul du coefficient de sécurité au renversement - cas 4

Paramètres	ΣM_{motr}	$\Sigma M_{\text{rés}}$	$F_s(\text{renversement})$
Module	323210,89	606919,628	1,88

Le tableau III.18 résume tous les coefficients de sécurité calculés :

Tableau III.18: Tableau récapitulatif des résultats obtenus

Valeurs du coefficient de sécurité au glissement					
	Cas1		Cas2	Cas3	Cas4
	Charge d'eau	Eau + sédiments			
C = 0	1,11	0,94	1,13	0,87	1,07
C ≠ 0	1,55	1,32	1,5	1,26	1,45
Valeurs du coefficient de sécurité au renversement					
	1,97	1,94	2,5	1,5	1,88

3.1.3. Interprétation des résultats

L'interprétation de l'analyse paramétrée est abordée sous plusieurs aspects :

1) Influence de la poussée des sédiments

On remarque dans le tableau III.18 en ce qui concerne la stabilité du barrage contre le glissement que la poussée des sédiments a engendré une chute des critères de

stabilité.

2) Influence de la cohésion des fondations

La considération de la cohésion des fondations intégrée sur la surface d'emprise du barrage a engendré une augmentation moyenne des critères de stabilité au glissement d'environ.

3) Influence de traitement des fondations

Le traitement des fondations par l'injection semble (cas2) offrir plus de sécurité vis-à-vis au glissement par rapport au drainage (cas3).

4) Les valeurs de coefficient de sécurité au glissement sont inférieures à 1,5 contrairement aux valeurs de coefficient de sécurité au renversement.

Conclusion

L'ensemble des cas de figures analysés sont fondés sur une démarche déterministe dans laquelle l'ensemble des paramètres, prennent une valeur fixe. Précisément, les paramètres incertains Cette approche est illustrée dans cette étude à travers la valeur du coefficient de sécurité limite **F_s** supérieur à **1.5** vis-à-vis du glissement et du renversement. Autrement dit, afin de considérer les incertitudes sur les différents paramètres on introduit un coefficient de sécurité de l'ordre de 0,5 c'est-à-dire 1+0,5.

L'analyse paramétrée engagée a débouché sur un certain nombre de conclusions fortes intéressantes en l'occurrence :

- Réduction de des critères de stabilité sous l'effet de la poussée des sédiments dont la hauteur représente 30 % de la hauteur du barrage,
- Influence significative de de la nature des fondations, notamment la cohésion,
- Efficacité du traitement des fondations par l'injection par rapport au drainage,
- Les valeurs de coefficient de sécurité au glissement ne sont pas vérifiées donc le barrage n'est pas stable dans ce cas.

Dans la démarche fiabiliste qui fera l'objet du prochain chapitre, comme déjà indiqué on construit une modélisation probabiliste dans laquelle, les données incertaines sont représentées par des variables aléatoires. On peut ensuite évaluer la probabilité de défaillance. Contrairement à la première approche, la probabilité de défaillance sera définie par la probabilité que le coefficient de sécurité soit inférieur à 1.



Chapitre IV :

Analyse fiabiliste de la stabilité d'un barrage poids

Introduction

L'analyse paramétrique consiste à étudier l'effet de la variabilité des paramètres d'entrée d'un système mécanique sur sa réponse : flèche, contrainte, effort, tassement, rupture.....etc. Les données relatives aux structures de Génie Civil (Actions appliquées, propriétés des matériaux, géométrie) présentent des incertitudes de nature aléatoire. De même, les hypothèses simplificatrices retenues dans la conception de ces structures, les approximations nécessaires à leur modélisation et les coefficients de sécurité conduisent à des incertitudes qui amplifient celles liées aux données et au comportement du système mécanique. Ces données constituent donc des variables aléatoires.

Dans cette étude, une analyse fiabiliste sera réalisée et qui permettra l'estimation de la probabilité de défaillance d'un barrage en béton poids.

4.1. Variation des différents paramètres du barrage.

4.1.1. Variabilité des paramètres d'entrée

Le choix des variables aléatoires est une étape cruciale dans l'analyse fiabiliste d'un système mécanique. Ce choix nécessite une connaissance aussi précise que possible et une compréhension de phénomène physique étudié.

Dans notre cas, nous allons considérer comme variable aléatoire les paramètres que nous jugeons non maîtrisable par l'homme.

Ainsi nous adaptons comme variables aléatoires : la cohésion notée c l'angle de frottement notée φ , les sous pression notée $P1$ ainsi que la hauteur des sédiments notée hs et leur densité notée Mvs . En absence des résultats expérimentaux, nous adoptons pour tous les paramètres une loi normale avec une moyenne correspondant aux données du projet.

Concernant l'écart type il sera déterminé à partir du coefficient de variation CV admis généralement de l'ordre de **10%**.

Le tableau **IV.1** résulte les données concernant les variables aléatoires considérées dans cette étude.

Tableau IV.1 : Variables aléatoires et loi de distribution des paramètres adoptés.

Paramètres	Loi de distribution	Moyenne
Cohésion du sol : C (Kn/m ²)	Loi normale	0 80
Angle de frottement interne : ϕ (°)	Loi normale	35°
hauteur des sédiments: hs(m)	Loi normale	13,33
Masse volumique des sédiments : Mvs (kg /m ³)	Loi normale	1600
Force des sous pressions :P1 (KN)	Loi normale	Cas1=8864.1 Cas2=5867.505 Cas3=8735.108 Cas4=6649.2

Comme indiqué précédemment, nous considérons que toutes les variables aléatoires suivent une loi normale de moyenne comme indiquée dans le tableau **IV.1** et un coefficient de variation $CV = 10\%$.

Les figures **IV.1.2.3.4.5** représentent les histogrammes des tirages pour les paramètres pris comme variable aléatoires

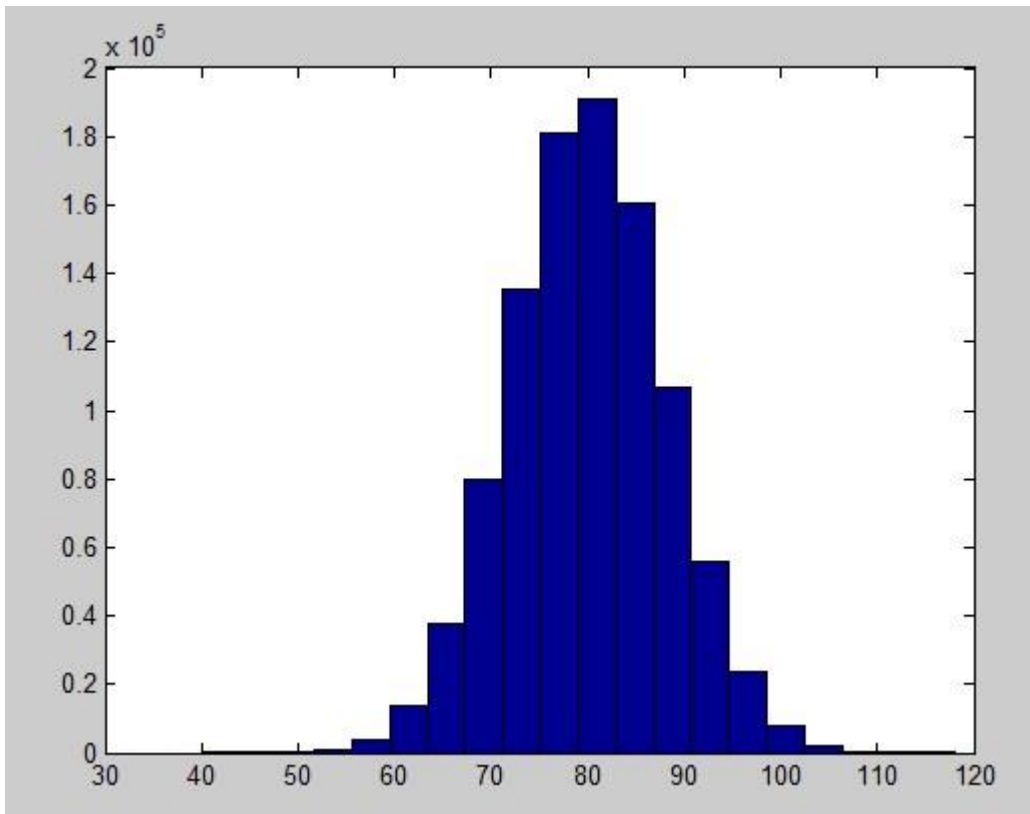


Figure IV.1: Histogramme de la distribution de la cohésion du sol.

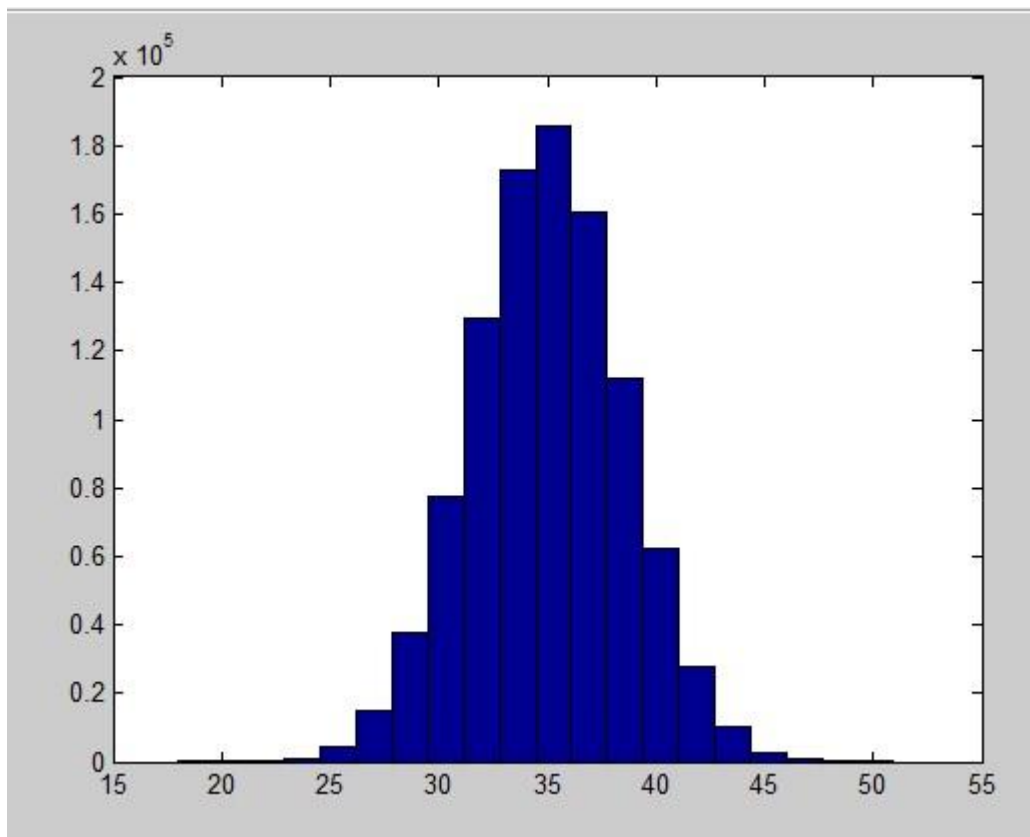


Figure IV.2 : Histogramme de la distribution de l'angle de frottement.

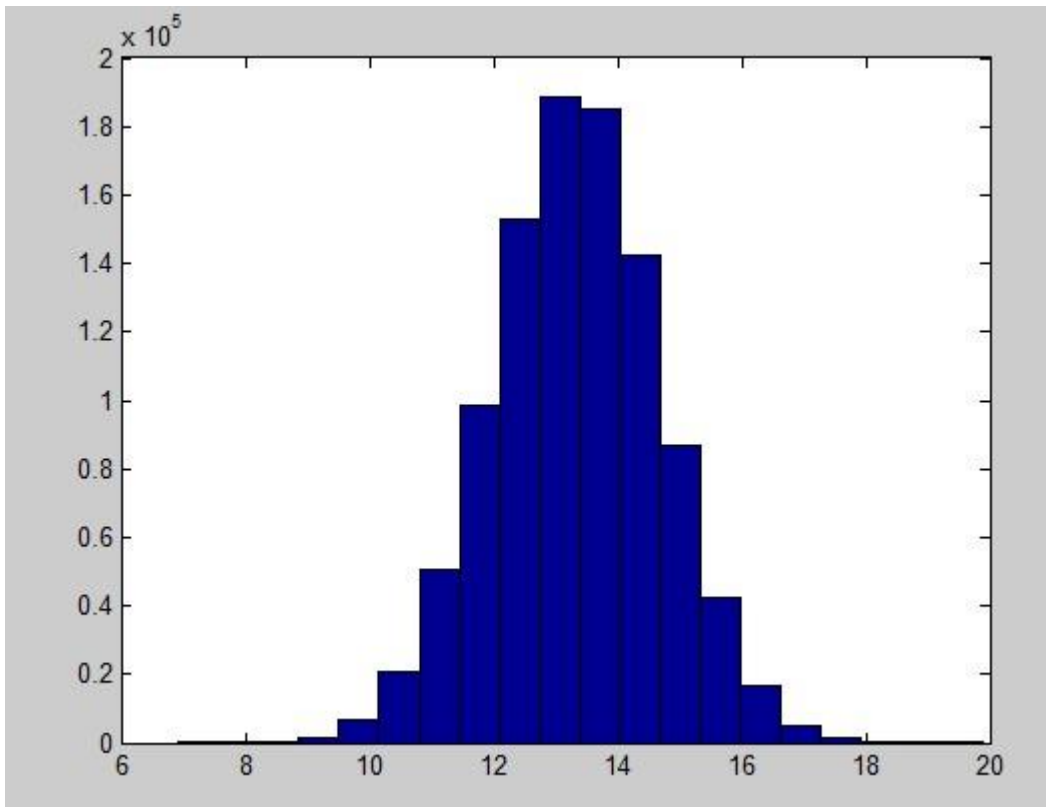


Figure IV.3: Histogramme de la distribution de la hauteur des sédiments.

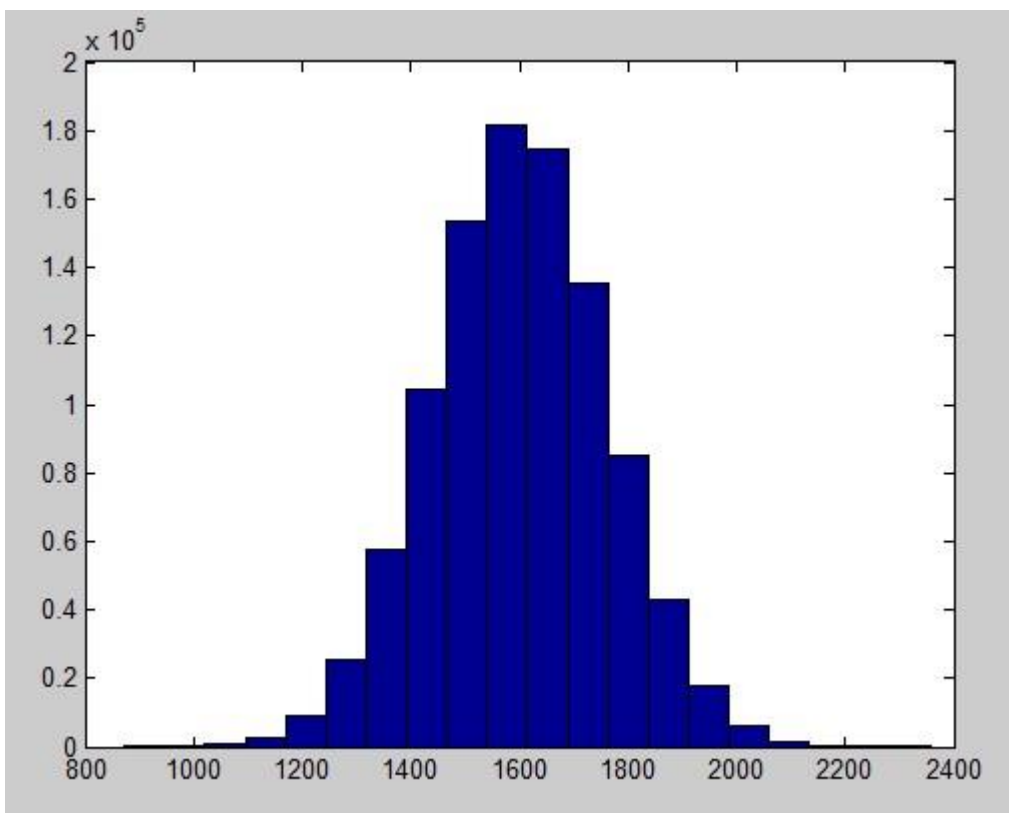


Figure IV.4: Histogramme de la distribution de la masse volumique des sédiments.

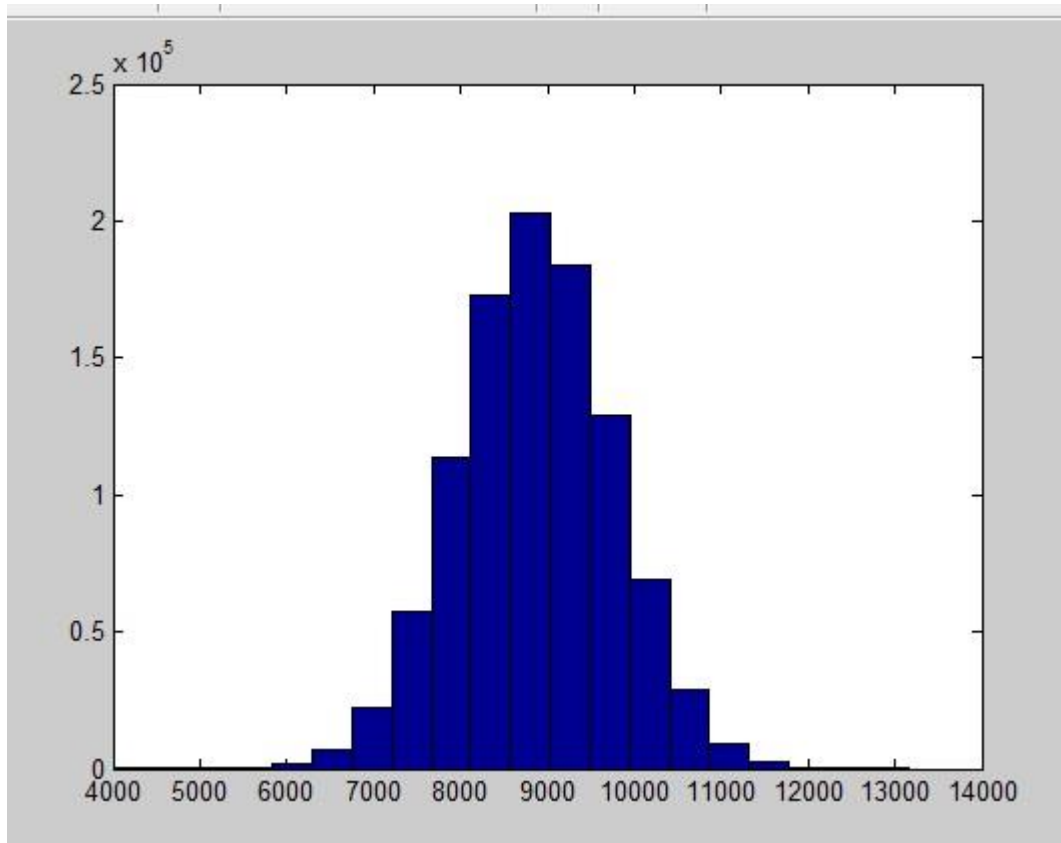


Figure IV.5: Histogramme de la distribution des sous pressions.

Nous constatons qu'effectivement, les tirages effectués correspondent à des distributions normales. En effet, il est indispensable de vérifier le tirage aléatoire réalisé. En d'autre terme vérifier si notre générateur de variable aléatoire est correct.

4.1.2. Variabilité des paramètres de sortie

Afin d'illustrer l'effet de la variabilité des trois paramètres d'entrée présentés ci-dessus, nous présentons dans **les figures IV.6 et IV.7**. La variabilité des paramètres de sortie. Nous rappelons que les paramètres de sortie dans notre cas sont les coefficients de sécurité au glissement et au renversement.

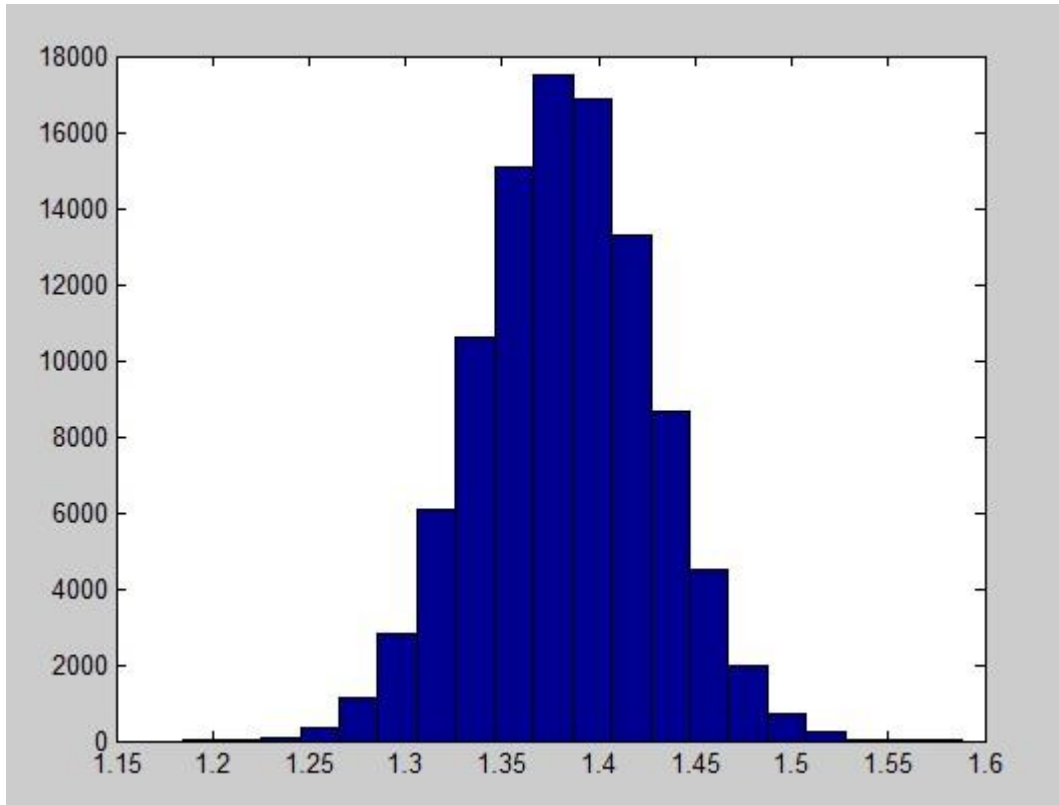


Figure IV.6: Histogramme de la distribution du coefficient de sécurité au glissement

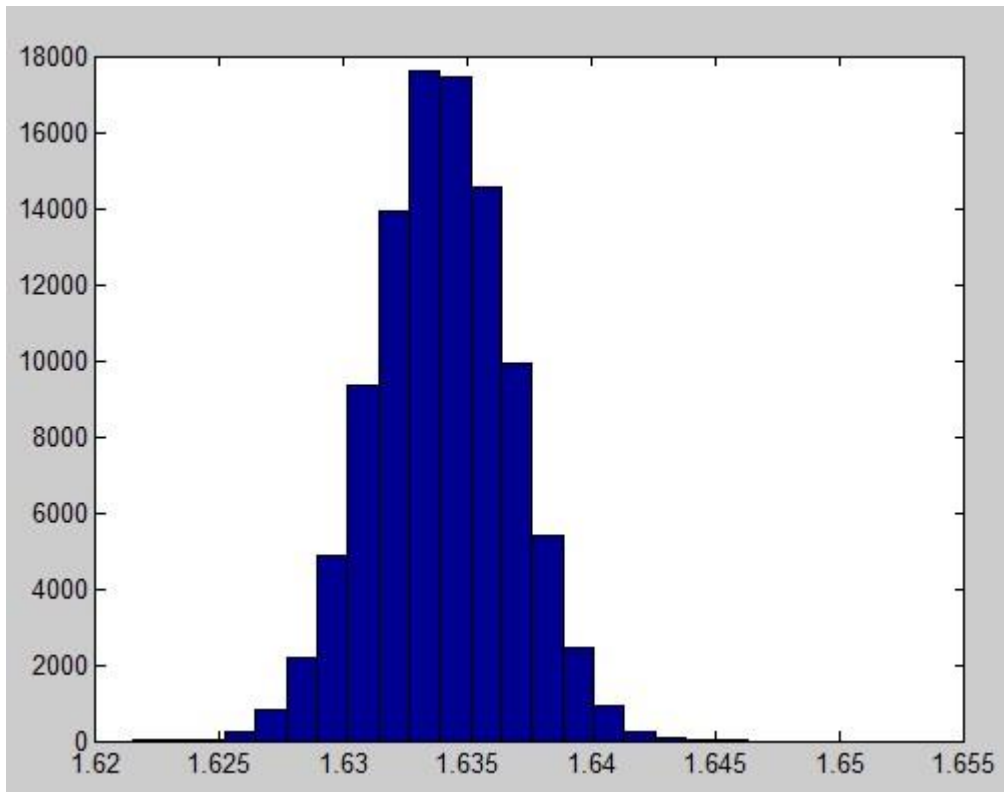


Figure IV.7 : Histogramme de la distribution du coefficient de sécurité au renversement

A partir des deux figures IV.6 .7 nous constatons que les paramètres de sortie suivent l'allure d'une loi normale.

4.2. Mise en place d'un outil de calcul

Toutes les étapes de calcul sont programmées avec un script Matlab. Ce scripte permet l'estimation par la méthode de Monté Carlo la probabilité de défaillance.

4.2.1. Organigramme de calcul

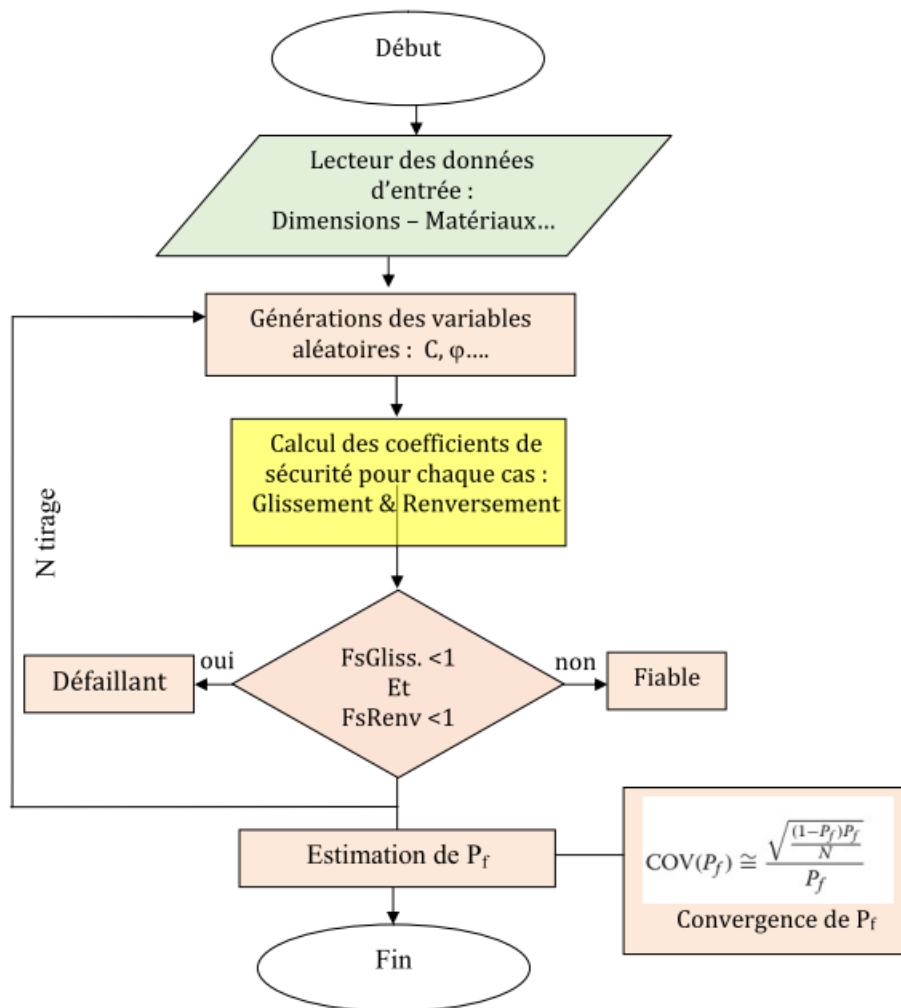


Figure IV.8: Organigramme de calcul

Cet organigramme, illustre la procédure de calcul de la probabilité de défaillance par la méthode de Monte Carlo. Après lecture des données géométriques et mécanique du barrage, nous introduisons les propriétés des différents matériaux, le programme génère des variables aléatoires selon les lois définies pour chaque paramètre. Ainsi en considérant le modèle mécanique qui calcul les deux coefficients de sécurité de glissement et de renversement, pour chaque tirage un test de rupture est effectué pour déterminer les cas défaillances.

Enfin le programme peut ainsi estimer la probabilité de défaillance.

4.3. Résultats de l'analyse fiabiliste de la stabilité du barrage

La simulation probabiliste est incontournable lorsqu'il s'agit de gérer des phénomènes aléatoires. Elle permet d'aborder cette discipline (l'analyse probabiliste), réputée théorique et ardue, par la voie de l'expérimentation.

4.3.1. Estimation de la probabilité de défaillance du barrage

Dans le cadre de cette étude, nous considérons que le barrage est stable s'il résiste au glissement et au renversement. Ainsi nous adaptons les deux fonctions d'états limite suivantes :

Fonction de stabilité au glissement

$$G1 = \frac{c \cdot B + f \cdot \Sigma F_v}{\Sigma F_h} > 1$$

Fonction de stabilité au renversement

$$G2 = \frac{\Sigma M / o_{rés}}{\Sigma M / o_{motr}} > 1$$

Les règlements en vigueur stipulent que le barrage est stable au renversement et au glissement si $F_s > 1.5$. D'un point de vue mécanique (physique), le barrage est stable au glissement et au renversement si $F_s > 1$. Autrement dit dans le cas de renversement le rapport des moments résistants et les moments moteur doit être supérieur à 1. Dans le cas de glissement le rapport des forces résistantes sur les forces motrices doit être supérieur à 1.

Dans la suite de ce travail, nous considérons $G > 1$ comme la fonction d'état limite de référence.

Les tableaux IV.2 et IV.3 récapitulent les résultats de la simulation en considérant les critères $F_s > 1$ et $F_s > 1.5$. Le nombre de tirage considéré est $N=100000$

Tableau IV.2 : Valeurs de la probabilité de défaillance du barrage pour $F_s > 1$

F_s > 1 , N=100000 , CV=10%					
Valeurs de la probabilité de défaillance pour le coefficient de sécurité au glissement					
	Cas1		Cas2	Cas3	Cas4
	Charge d'eau	Eau + sédiments			
C = 0	0,705	0,966	0,440	0,958	0,622
C = 80	$6,2 \cdot 10^{-4}$	0,049	$7,4 \cdot 10^{-4}$	0,04	0,002
Valeurs de la probabilité de défaillance pour le coefficient de sécurité au renversement					
	0	0	0	0	0

Tableau IV.3 : Valeurs de la probabilité de défaillance du barrage pour $F_s > 1.5$

F_s > 1.5 , N=100000 , CV=10%					
Valeurs de la probabilité de défaillance pour le coefficient de sécurité au glissement					
	Cas1		Cas2	Cas3	Cas4
	Charge d'eau	Eau + sédiments			
C = 0	1	1	1	1	1
C = 80	0,809	0,996	0,754	0,994	0,872
Valeurs de la probabilité de défaillance pour le coefficient de sécurité au renversement					
	0	0	0	0	0

Interprétation de résultats

On remarque qu'il existe des cas de rupture de barrage quand on considère $F_s > 1.5$, ceci est toute à fait logique puisque dans ce cas le critère est plus sévère.

Les résultats obtenus montrent que la probabilité de défaillance la plus élevée est obtenue lorsque nous considérons que le sol des fondations ne présente aucune cohésion. Dans ce cas nous avons une rupture par glissement.

En ce qui concerne le renversement, le barrage est stable. En effets les probabilités de défaillance sont nulles.

Si l'on considère, les conditions de stabilité dictées par la réglementation, les probabilités de défaillance sont très importantes dans le cas de glissement. Concernant, le renversement, le barrage est stable. Par conclure notre barrage présente une vulnérabilité au glissement.

4.3.2. Effets de la variation du nombre de tirages sur la probabilité de défaillance du barrage

L'analyse de l'effet du nombre de tirage permet de déterminer la valeur de référence de la probabilité de défaillance. En effet pour valider les résultats des simulations il faut d'abord vérifier la convergence de la méthode de « Monté-Carlo ».

Le tableau IV.4; ci-dessous, montre la probabilité de défaillance en fonction du nombre de tirages effectués

Tableau IV.4: Effets de la variation de nombre de tirages sur la probabilité de défaillance du barrage.

Fs>1 , N=100000 , CV=10%					
Valeurs de la probabilité de défaillance pour le coefficient de sécurité au glissement					
	Cas1		Cas2	Cas3	Cas4
	Charge d'eau	Eau + sédiments			
C = 0	0,705	0,966	0,440	0,958	0,622
C =80	6,2.10 ⁻⁴	0,049	7,4.10 ⁻⁴	0,04	0,002
Valeurs de la probabilité de défaillance pour le coefficient de sécurité au renversement					
	0	0	0	0	0
Fs>1 , N=1000000 , CV=10%					
Valeurs de la probabilité de défaillance pour le coefficient de sécurité au glissement					
	Cas1		Cas2	Cas3	Cas4
	Charge d'eau	Eau + sédiments			
C = 0	0,705	0,967	0,442	0,959	0,622
C =80	5,64.10 ⁻⁴	0,049	6,8.10 ⁻⁴	0,041	0,002
Valeurs de la probabilité de défaillance pour le coefficient de sécurité au renversement					
	0	0	0	0	0

À partir du tableau IV.4 nous constatons qu'à partir d'un nombre de tirages de 1000000 la probabilité de défaillance tend à se stabiliser (on obtient la même valeur). Ainsi pour tous les calculs qui vont suivre nous retenons le nombre de tirage de 100000.

4.3.3. Effets de la variation du coefficient de variation sur la probabilité de défaillance du barrage

L'analyse de cette variabilité permet d'identifier les paramètres dont il faudra contrôler au mieux la valeur. Pour se faire, on a augmenté le coefficient de variation **CV** des variables aléatoires de 20 % et 30 % puis on a calculé la probabilité de défaillance du barrage.

Remarque : Le coefficient de variation **CV** pris est le même pour chacun des paramètres Il augmente à chaque fois de 10% dans les limites de 20 et 30.

Tableau IV.5: Effets de la variation de coefficient de variation sur la probabilité de défaillance du barrage.

N=100000		Fs>1, CV=20%					Fs>1 , CV=30%				
		Valeurs de probabilité de défaillance pour le coefficient de sécurité au glissement									
		Cas1		Cas2	Cas3	Cas4	Cas1		Cas2	Cas3	Cas4
Charge d'eau	Eau+ sédiments	Charge d'eau	Eau + sédiments								
C = 0	0,607	0,812	0,471	0,808	0,563	0,570	0,728	0,479	0,716	0,540	
C =80	0,051	0,204	0,055	0,192	0,077	0,135	0,286	0,140	0,276	0,170	
Valeurs de probabilité de défaillance pour le coefficient de sécurité au renversement											
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	

Nous constatons que l'augmentation de la valeur de coefficient de variation **CV**, autrement dit la variabilité des paramètres, augmente la probabilité de défaillance pour le coefficient de sécurité au glissement lorsque on considère la cohésion **C=80** d'une manière générale l'augmentation de l'écart type conduit assez souvent à l'augmentation de la probabilité de défaillance. Il faut noter que lorsque les valeurs de la probabilité de défaillance sont élevées, la variation autrement dit l'augmentation de CV, produit le phénomène inverse c'est-à-dire la probabilité de défaillance diminue et c'est le cas lorsque la cohésion **C=0**.

Afin d'évaluer le risque encouru par le barrage, nous comparons les valeurs de la probabilité de défaillance obtenus au valeurs des probabilités défaillance admises. Nous allons considérer en particulier les probabilités de défaillance admises en génie civil comprises entre 10^{-3} et 10^{-8} (voir le tableau IV.6)

Tableau IV.6: Niveaux de probabilité de défaillance acceptés par secteurs industriels.

secteur industriel	P_f
structures marines	$10^{-2} - 10^{-4}$
génie civil	$10^{-3} - 10^{-8}$
aérospatial	$10^{-4} - 10^{-10}$
composants nucléaires	$10^{-6} - 10^{-12}$

La probabilité de défaillance maximale calculée de $F_s > 1$ (critère de glissement) est de l'ordre de **0,966** pour $C=0$, de **0,049** pour $C=80$ et elle est égale à **0** pour $F_s > 1$ (critère de renversement). Compte tenu des gammes de probabilité de défaillance présentées dans le **tableau IV.6**. Nous constatons que ces valeurs ne rentrent pas dans l'intervalle indiqué pour les structures de Génie Civil dont la probabilité de défaillance acceptée est entre 10^{-3} à 10^{-8} .

Afin de ramener les valeurs de probabilités de défaillance de notre barrage dans la gamme des ouvrages de Génie Civil nous proposons d'une optimisation de forme du barrage. Ainsi nous proposons les modifications suivantes :

- ✓ Construction d'un pré-radier,
- ✓ Elargissement de la base du barrage.

Tout cela dans le but d'augmenter la sécurité vis-à-vis du glissement du barrage.

4.4. Optimisation topologique du barrage

L'optimisation topologique est une méthode mathématique (et logicielle) qui permet de trouver la répartition de matière optimale dans un volume donné soumis à des contraintes. Elle se distingue notamment de l'optimisation de forme qui ne fait varier que la frontière de la pièce (**wikipedia**).

Dans notre étude nous allons faire une optimisation paramétrique de la forme du barrage en utilisant le script sur Matlab. C'est-à-dire nous allons faire varier un seul paramètre afin d'avoir une probabilité de défaillance qui rentre dans l'intervalle des gammes dictées par la réglementation (**voir le tableau IV.6**).

Afin d'illustrer cette partie nous ne considérons que le premier cas et on ne prend pas considération de la charge sédimentaire.

Analyse de la première solution

La figure IV.9 représente le schéma statique de la première solution. Autrement dit la réalisation d'un pré radier au niveau de la base amont du barrage.

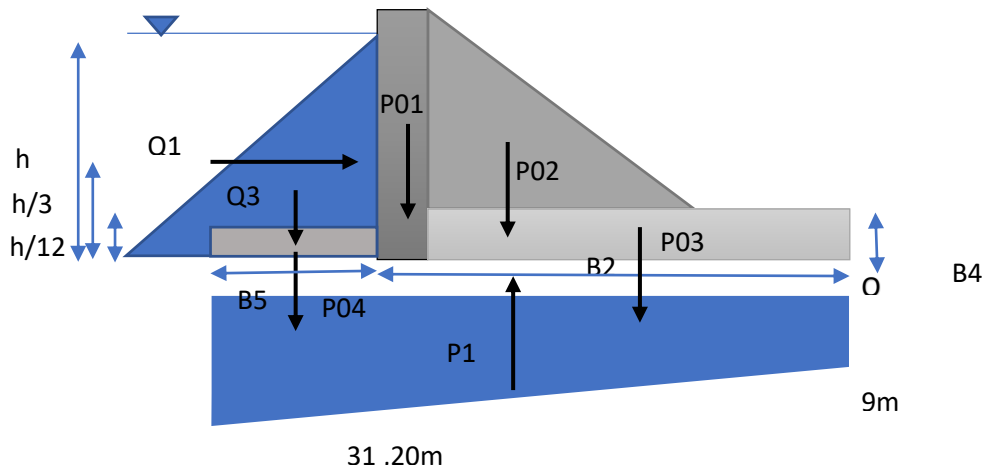


Figure IV.9: Schéma statique de la première solution

P₀₄ : La force due au poids de près radier

Q₃ : La force de pression hydrostatique au-dessus de pré radier

B₅=5 m

B₂'=B₂+B₅= 49,1

4.4.1. Résultats de la simulation (projection d'un pré-radier)

Le tableau IV.7 récapitule les résultats de la simulation en considérant la réalisation d'un pré-radier d'une largeur de 5m.

Tableau IV.7: Résultats de la simulation de la solution 1

F_s>1 , N=100000 , CV=10%	
Valeurs de probabilité de défaillance pour le coefficient de sécurité au glissement	
Cas1	
Influence de la charge d'eau	
C = 0	0,782
C =80	2,7.10 ⁻⁴
Valeurs de probabilité de défaillance pour le coefficient de sécurité au renversement	
0	

Analyse de la deuxième solution :

La figure IV.10 représente le schéma statique de la deuxième solution. Autrement dit l'élargissement de la base du barrage.

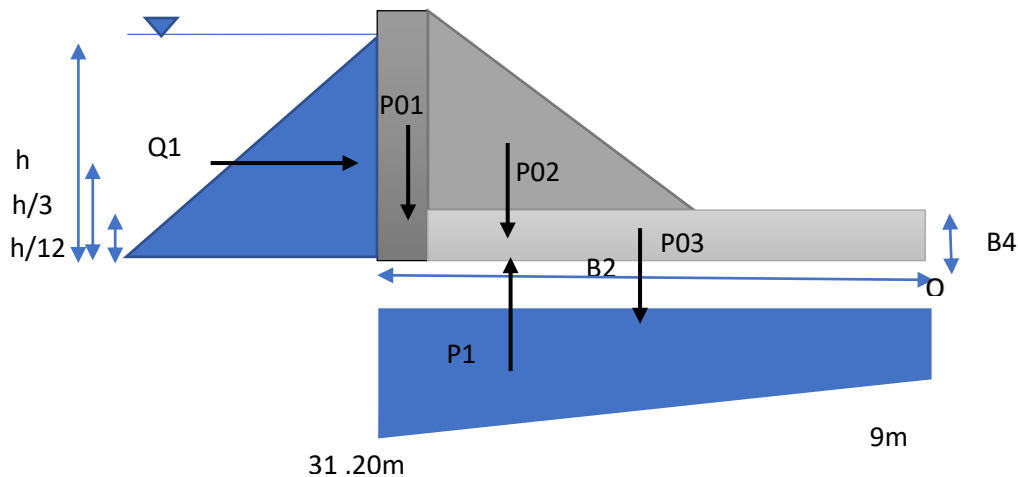


Figure IV.10: Schéma statique de la deuxième solution

$B2=47$

4.4.2. Résultats de la simulation (élargissement de la base de barrage)

Le tableau IV.8 récapitule les résultats de la simulation en considérant l'élargissement de la base du barrage qui devient 47m

Tableau IV.8: Résultats de la simulation de la solution 2

Fs>1 , N=100000 , CV=10%	
Valeurs de probabilité de défaillance pour le coefficient de sécurité au glissement	
Cas1	
Influence de la charge d'eau	
C = 0	0,479
C =80	2.10^{-5}
Valeurs de probabilité de défaillance pour le coefficient de sécurité au renversement	
0	

Analyse des résultats on remarque que les probabilités de défaillance obtenue pour un tirage de 100000 ont diminué c'est à dire la projection de pré-radier amont ou bien l'élargissement de la base offre une meilleure sécurité vis-à-vis du glissement, le barrage est plus stable. Cependant il y a lieu de noter que pour $C=0$, la probabilité de défaillance reste assez élevée malgré l'élargissement de la base et la projection d'un pré-radier. Ceci nous amène à réfléchir à d'autre solution pour diminuer la valeur élevée de p_f .

Nous proposons par exemple l'ancrage du barrage dans le sol en créant une butée de part et d'autre ce qui va empêcher le glissement.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons appliqué la théorie de l'approche probabiliste pour l'analyse de la stabilité au cas réel d'un barrage en béton. Ce dernier a été inspiré du barrage de Brézina. au terme de ce chapitre, l'approche probabiliste nous a permis d'obtenir les résultats suivants :

- Estimer la probabilité de défaillance du barrage,
- Appliqué la méthode de Monté-carlo,
- Estimer le risque pris par les concepteurs de cet ouvrage,
- Faire l'optimisation topologique de notre barrage.



Conclusion générale



Conclusion générale

Dans le cadre de cette étude nous avons appliqué une démarche fiabiliste ainsi nous avons montré que celle-ci permet d'évaluer la probabilité de défaillance d'une structure. Deux approches ont été utilisées à savoir, une méthode déterministe et une méthode probabiliste. La méthode déterministe a permis de calculer un coefficient de sécurité F_s que nous avons comparé au coefficient de sécurité limite utilisé par les ingénieurs et dicté par la réglementation, à savoir $F_s 1.5$. La méthode fiabiliste nous a permis la détermination de la probabilité de défaillance du barrage étudié qui est définie par la probabilité que le coefficient de sécurité soit inférieure à 1. Ainsi ; elle nous a permis de mettre en place un outil de calcul facile d'utilisation par les ingénieurs et qui constitue une aide pour bien finaliser l'étude et interpréter les résultats.

Nous avons pu mettre en évidence à travers cette étude que :

- Les méthodes fiabilistes restent complémentaires aux méthodes déterministes.
- Les méthodes fiabilistes détermine et communique le risque encourut dans la stabilité d'un barrage.

L'évaluation de la fiabilité des ouvrages en génie civile s'avère intéressante de plusieurs points de vue :

- Elle nous permet d'estimé la fiabilité de l'ouvrage en fonction des données physiques et mécaniques des sols et de constater même l'effet de la variabilité des sols sur la stabilité de ces ouvrages.
- Elle nous permet d'identifier les paramètres de la conception d'un ouvrage à réaliser.



Références Bibliographiques

Références Bibliographiques

A.Schleiss et H.Pougatsch. (2011) *Traité de Gini civil, volume 17 : les barrages, du projet a la mise enservice 2011.*

Alain carrère,(1994)*Directeur Technique, Bureau d'Ingénieurs Conseils*

Ameddah S. (2015). *Approche fiabiliste appliquée à la stabilité des talus. Mémoire de master recherche Spécialité : Génie Civil, Option : Géotechnique et environnement. Université MMTO.*

Cassan, 2000.*Utilisation de la statique descriptive en géotechnique . Revue française*

Chabbi Hsaine. (2010). *Contribution à l'étude de l'influence des facteurs géométriques et géotechniques et hydrauliques sur la stabilité des barrages en terre homogènes pg 27. 28. 34.*

CIGB (Commission internationale des grands barrages). (2016). *Petits barrages : Conception, Surveillance et Réhabilitation .Bulletin 157 Comité français des grands barrages, Recommandations pour la justification de géotechnique.*

Coyne et Bellier (2007). « contribution à la planification de projet : proposition d'un modèle d'évaluation des scénarios de risque-projet», *Thèse de Doctorat, institut national polytechnique de Toulouse [France]. 2007.*

Dehmous.(2007). *Fiabilité et micromécanique des matériaux composites Application à la passerelle de Laroin. Thèse de Doctorat, de l'Institut National Polytechnique de Toulouse,*

Ditlevsen O.D. et Madsen H.O. (1996).*Structural ReliabilityMethods. John Wiley& Sons Inc.*

Djemili. L . *Critères de choix de projet des barrages en terre « étanchéité par le masque en bétonbitumineux », thèse de Doctorat, 2006.*

Faber M.H., Stewart M.G. (2001). *Riskanalysis for Civil EngieneeringFacilities : Overviewand Discussion. Discussion Paper for the Joint Committee on Structural Safety. August (2001).*

Gramme (2006): *les barrages Pg 11, 13, 15.*

Heragmi, (2009) *mémoire Choix et conception de l'organe de l'étanchéité des barrages en terre barrage EL - Agram Jijel Université Badji Mokhtar*

Hergmi A. (2009). *Choix et conception de l'organe de l'étanchéité des barrages en terre (Barrage El-Agrem Jijel). Mémoire de Magister. Faculté des Science de l'Ingénieur,*

Département d'Hydraulique, Option Hydraulique urbaine et construction hydraulique, Université Badji Mokhtar Annaba.

Kreuzer H. (2000). *The use of risk analysis to support dam safety decision and management.*

Lafitte R. (1996). *Classis of risk for dams. Hydropowers and dams. Issue 6.*

Le Delliou, P. (2003). *Les barrages: conception et maintenance. Presses Universitaires Lyon.*

Lemaire M. (2005). *Fiabilité des structures : couplage mécano-fiabiliste statique.* Ed. Hermès-Lavoisier, Paris.

Lemaire M. (2009). *Structural Reliability.* ISTE/Wiley.

Lévi R. (1949). *Calculs probabilistes de la sécurité des constructions, Annales des Ponts et Chaussées 26. Ltd, 278 p.*

Lyonnet P. (2006). *Ingénierie de la fiabilité.* Ed. Tec & Doc, Lavoisier, Paris.

Madsen H.O., Krenk S and Lind N.C. (1986). *Methods of structural safety, Dover Publications.*

Magnan, (2000) *quelque spécificités du problème des incertitudes en géotechnique.*

Maynadier J.(2003). *Approches statistiques et fiabilistes en dynamique des structures. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse.*

Mortureux Y. (2005) « *La sureté de fonctionnement : méthodes pour maîtriser les risques*», *Techniques de l'Ingénieur, (bm5008).* [France].

Moulay Elboudkhili (2014) *Abdelhakim, mémoire de Master en Génie Civil<<Etude paramétrée de la stabilité des barrages poids>> , Université Abou BekrBelkaid, telmcen, 23 Juin 2014.*

NGUYEN T.H. (2011). *Ponts et Chaussées.Rapport général Q. 76. Compte rendu du XX^e Congrès CIGB, Beijing. Revue française de géotechnique.*

Rubinstein, Reuven. 1981. *Simulations and the Monte Carlo Method.* John Wiley and Sons

Schneider J.(1997). *Introduction to Safety and Reliability of Structures, Structural Engineering Documents 5.*

Torterotot, J.-P,1993 : *Le coût des dommages dus aux inondations : estimation et analyse des incertitudes. CERGRENE. Thèse de Doctorat - PARIS, Ecole Nationale des*