

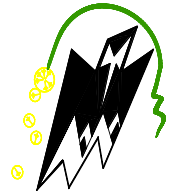
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme de Master professionnel en Génie civil.

Option : Constructions Hydrauliques et Aménagements.

THEME

Analyse Fiabiliste d'un Barrage-poids en béton



Etudié par: M^r LATTAB SALEM
M^r HAMAD ZAHIR

Dirigé par : M^r DEHMOUS H.

Année 2021/2022

REMERCIEMENTS

**En premier lieu, nous remercions Dieu
le tous puissant.**

**En second, nos chers parents de nous avoir aidé
pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit
de plusieurs années d'études.**

**Nous tenons encore à remercier notre promoteur
M^r DEHMOUS qui est le guide et l'exemple du sérieux
dans le travail et le savoir dans ce domaine, aussi pour son
aide, si efficace qu'il nous a apporté.**

**Nous sommes également très reconnaissants, à toute
personne ayant contribué à la limite du possible du près
ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail,
en particulier :**

Le corps enseignant du département de génie civil.

Le personnel de la bibliothèque de génie civil.

**Nous remercions aussi les membres du jury qui nous
ferons l'honneur de juger notre travail.**

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents à ceux que je dois tout.

A ma femme Thinhinane.

A mes soeurs : Djamila, Fariza, Nadia.

A mon frère : yahia.

A mon bébé : Amrane.

A toute la famille LATTAB.

A tous mes amis.

A tous mes camarades.

Salem
Salem

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents à ceux que je dois tout..

A toute la famille,

À tous mes amis,

À toute la promotion 2021-2022.

Zahir
Zahir

Conclusion générale

Au terme de cette étude dans laquelle nous avons utilisé, la démarche fiabiliste qui nous permis d'évaluer la probabilité de défaillance d'un barrage poids nous pouvons conclure :

L'intérêt d'introduire la notion de probabilité, se situe dans le fait que l'ingénieur détermine le risque encourut dans la stabilité d'un barrage.

Cette étude, nous, a permis, d'analyser l'effet de la variabilité du séisme et des paramètres du sol sur la réponse du barrage. En effet selon l'implantation du barrage, la probabilité de défaillance calculée est dans certains cas admise et dans d'autres non admise.

L'effet de la variabilité des limons n'a engendré aucune modification dans les valeurs des probabilités de défaillance. Ainsi, ce paramètre peut être considéré comme déterministe.

Ce projet de fin d'études est la première expérience qui nous à permis de mettre en application les connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation. Il nous a permis de voir d'autres méthodes utiles à l'ingénieur en génie civil en tenant compte des règlements en vigueur.

Nous souhaitons que ce travail soit bénéfique pour les promotions à venir.

Ce projet de fin d'études est la première expérience qui nous à permis de mettre en application les connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation.

Il nous a permis de voir d'autres méthodes utiles à l'ingénieur en génie civil en tenant compte des règlements en vigueur.

Nous souhaitons que ce travail soit bénéfique pour les promotions à venir.

Bibliographie

- **Cours et TD des années de spécialité.**
- **C.I.M. béton (2004)**, Les coulis et les bétons pour les fondations spéciales, documentation technique, T97, Paris.
- **Dehmous H. (2007)**. Fiabilité et micromécanique des matériaux composites Application à la passerelle de Lorraine. Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Toulouse Ecole Doctorale Matériaux - Structure – Mécanique.
- **Gouvenot. D. & Bourgoise. F. D. (1998)**, Traitement des fuites, nouvelles technologies
- **Gouvenot. D. & Chazot. L. (1998)**, Comportement et réhabilitation des digues anti-crue de rivières, Colloque Technique du comité Français des Grands Barrages.
- **Lemaire M. (2009)**. Structural Reliability. ISTE/Wiley.
- **Maynadier J. (2003)**. Approches statistiques et fiabilistes en dynamique des structures. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse.
- **Règle parasismique Algérienne (RPA 99 Version 2003).**
- **Schneider J. (1997)**. Introduction to Safety and Reliability of Structures, Structural Engineering Documents.
- **Schleiss. A. J. & Pougatsch. H (2011)**, Les barrages, du projet à la mise en service, Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, Vol 17.
- **Thèses d'ingénieur d'état en génie civil.**

Emplacement des tableaux

Tableau II.1 : Comparaison des caractéristiques mécaniques d'un béton courant et d'un béton plastique.....Page 40

Tableau II.2 : Pression d'injection par rapport à la profondeur (M. J. P. Stucky, 1975).....Page 42

Tableau II.3 : Nombre de rangée d'injection par rapport à la charge d'eau.....Page 43

Tableau III.4 : Les caractéristiques de l'ouvragePage 48

Tableau III.5 : Tabulation des forces et des momentsPage 51

Tableau III.6 : résumé les détails de calcul Des moments au renversement.....Page 52

Tableau III.7 : résumé les détails de calcul des forces au glissement..... Page 52

Tableau III.8 : résumé les détails de calcul Des moments au renversement avec séisme:..... Page 54

Tableau III.9 : résumé les détails de calcul des forces au glissement avec séisme ..Page 54

Tableau IV.11: Correspondance entre l'indice de fiabilité β et la probabilité de défaillance (Selon Dehmous, 2007).....Page 57

Tableau V.12: Variables aléatoires et loi de distribution des paramètres.....Page61

Tableau V.13: Probabilité de défaillance en fonction de coefficient de variation de limon.....Page62

Tableau V.14: Probabilité de défaillance en fonction de la moyenne de limon.....Page62

Tableau V.15: Probabilité de défaillance en considérant le séisme.....Page63

Tableau V.16 : Probabilité de défaillance en fonction de coefficient de sécurité...Page64

Tableau V.17: Probabilité de défaillance en fonction des coefficients de sécurité...Page64

Tableau V.18: Surface de glissement potentielle avec leurs caractéristiques..... Page 65

Tableau V.19: Probabilité de défaillance en fonction de coefficient de variation.. Page 66

Tableau V.20: Probabilité de défaillance avec et sans l'interaction sol-structure en fonction de coefficient de variation..... Page 67

Emplacement des figures

Figure 1.1 : Les différents types de barrage en béton	Page 01
Figure I.2 : Les différents types de barrage en remblai.....	Page 02
Figure I.3 : Profil type d'un barrage poids.....	Page 10
Figure I.4 : Le barrage de Monteynard (Isère, France)- voûte.....	Page 11
Figure I.5 : Barrage de d'Albertville, Rhône-Alpes, France (1955-1962)-contrefort.	Page 12
Figure I.6: Barrage du Riou-BCR.....	Page 13
Figure II.7 : Schéma des actions agissantes sur un barrage poids.....	Page 19
Figure II.8 : Action du poids propre du barrage.....	Page 21
Figure II.9 : Action des sédiments sur le barrage.....	Page 21
Figure II.10 : Action de la poussée hydrostatique.....	Page 22
Figure II-11 : Paramètres d'un barrage poids et position du voile de drainage.....	Page.23
Figure II.12 : Action de la poussée hydrostatique aval Q3.....	Page 23
Figure II.13 : Diagrammes indicatifs des sous-pressions en fonction de l'injection et de drainage.....	Page 24
Figure II.14 : Diagramme de la répartition des sous-pressions.....	Page 25
Figure II.15 : Forces agissantes sur la stabilité d'un barrage poids.....	Page 32
Figure II.16 : Forces agissantes sur un barrage poids et leurs bras de levier.....	Page 34
Figure II.17 : Formes des arrêts de bétonnage.....	Page 36
Figure II.18 : Répartition des sou-pressions (A. J. Schleiss et H. Pougatsch, 2011...)	Page38
Figure II.19 : Schéma d'un voile d'injection (A. J. Schleiss e H. Pougatsch, 2011).	Page 44
Figure II.20 : Profondeur de voile d'injection (A. J. Schleiss et H. Pougatsch, 2011).....	Page 45
Figure III.24 : Dimensionnements de l'ouvrage.....	Page 48
Figure III.25 : Les forces de soulèvement.....	Page 49

Figure IV.26 : Principales lois de distribution (Selon Schneider, 1997).....	Page 52
Figure IV.27: Domaines de sûreté et de défaillance dans le cas de deux variables aléatoires (Selon Schneider, 1997).....	Page 53
Figure IV.28: Domaine de défaillance, état limite et domaine de sécurité (Selon Lemaire, 2009)	Page 54
Figure IV.29: Schéma d'illustration de la méthode de Monte-Carlo (Selon Maynadier, 2003).	Page 56
Figure IV.30: Recherche de l'indice de fiabilité β et du point de conception P^* dans l'espace standard pour deux variables aléatoires (Selon Dehmous, 2007).....	Page 57
Figure V.31: Organigramme de calcul de la probabilité de défaillance du barrage avec la méthode de Monté Carlo..	Page 60
Figure V.32: Probabilité de défaillance en fonction de coefficient de variation de séisme.....	Page 63
Figure V.33: Probabilité de défaillance en fonction des coefficients de sécurité...Page	65
Figure V.34: Probabilité de défaillance en fonction du coefficient de variationPage	66
Figure V.35: Probabilité de défaillance en fonction coefficient de variation.....Page	67

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE 01 GENERALITE SUR LES BARRAGES

I.	DEFINITION	1
II.	LES DIFFERENTS TYPES DE BARRAGES	2
II.1	Barrages en béton	2
II.1.1	Barrage –poids.....	2
II.1.2	Barrages à contreforts	4
II.1.3	Barrages voute.....	5
II.2	Barrages en remblai	6
II.2.1	Barrage homogène.....	7
II.2.1	Barrage zone avec un noyau étanche.....	7
II.2.2	Barrage à masque amont	8
III.	AVANTAGES ET PARTICULARITES DES BARRAGES EN BETON.....	10
	Barrages poids.....	10
	Barrages à contrefort.....	11
	Barrages voutes	11
IV.	CONCLUSION SUR LE CHOIX DU BARRAGE EN BETON.....	12

CHAPITRE 02 : GENERALITE SUR LA STABILITE DES BARRAGES POIDS

I.	INTRODUCTION.....	13
II.	ACTIONS AGISSANTS SUR LES BARRAGES POIDS.....	13

II.1 Actions permanentes	14
II.2 Actions variables.....	14
II.3 Actions accidentelles.....	14
III. MANIFESTATIONS DES ACTIONS	14
III.1 Le poids propre P_0	14
III.2 Poussée des sédiments déposés au pied amont Q_2	15
III.3 Poussée hydrostatique amont Q_1	16
III.4 Sous pressions P_1	17
III.5 Poussée des glaces.....	18
III.6 Actions accidentelles.....	19
III.6.1 L'aléa sismique.....	19
III.6.2 Modélisation de l'action sismique.....	20
III.6.3 Méthode pseudo statique	20
IV. CRITERES DE CONCEPTION D'UN BARRAGE POIDS	20
IV.1 La règle de tiers central	20
IV.2 Combinaison d'actions	21
IV.2.1 Combinaison fréquente ou quasi-permanente	21
IV.2.2 Combinaison rare	21
IV.2.3 Combinaison accidentelle.....	21
V. CRITERES SOMMAIRES DE STABILITE	21
V.1 Etude de stabilité	22
V.2 Stabilité au glissement.....	22
V.3 Stabilité au renversement	22
VI. ANALYSE DE LA STABILITE D'UN BARRAGE POIDS.....	22
VI.1 Calcul du volume d'un barrage poids.....	22
VI.2 Vérification de stabilité	23
VI.2.1 Travaux de reconnaissance	23
VI.2.2 Procédés géophysiques	24
a) Module statique E_s	24
b) Module dynamique E_d	24
VI.3 Sécurité vis-à-vis du glissement	25

VI.4	Sécurité vis-à-vis le renversement	26
VI.4.1	Méthode pratique de calcul	26
VI.4.2	Les mesures prises dans la conception des ouvrages	26
VI.4.3	Vérification de la stabilité au renversement	27
VI.4.4	Dispositions constructives	28
VI.4.5	Amélioration de la sécurité du barrage	28
VII.	INFLUENCE DU TRAITEMENT DES FONDATIONS DE BARRAGE	29
VII.1	Utilité des injections dans les barrages	29
VII.2	Répartition de la sous pression en fonction de l'injection et le drainage	30
VII.3	Le coefficient de sous pression	31
VII.4	Traitement de fondations par parois étanches	31
VII.4.1	Les parois en béton	31
VII.4.2	Les parois en béton plastique	31
VII.4.3	Les parois aux coulis	31
VII.5	Objectifs du traitement des fondations	33
VII.6	Caractéristiques du procédé d'injection	33
VII.6.1	La pression d'injection	33
VII.6.2	Les propriétés du coulis frais	34
VII.6.3	Nombre de ligne d'injection	35
VII.6.4	Espacement entre les forages	36
VII.6.5	Orientation des forages	36
VII.6.6	Profondeur du voile d'injection	37
VIII.	TRAITEMENT DES FONDATIONS PAR DRAINAGE	38
VIII.1	Introduction	38
VIII.2	Les forages drainants	38
VIII.3	Principe de drainage vertical	38
IX.	CONCLUSION	39

CHAPITRE 03 CALCULE DETERMINISTE DE LA STABILITE DU BARRAGE POIDS

I. INTRODUCTION.....	40
II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE	40
III. BILAN DES EFFORTS AGISSANT SUR LE BARRAGE	41
III.1 Calcul des efforts sont séisme.....	41
III.2 Calcul des efforts avec séisme.....	42
IV. ANALYSE DES EFFORTS AGISSANT SUR LE BARRAGE.....	43
IV.1 Vérification au renversement (sont séisme)	43
IV.2 Vérification au glissement (sont séisme).....	44
IV.3 Vérification au renversement (avec séisme)	46
IV.4 Vérification au renversement (avec séisme)	46
V. CONCLUSION	48

CHAPITRE 04 : GENERALITE SUR LES APPROCHES PROBABILISTE ET LA FIABILITE DES STRUCTURES

I. INTRODUCTION.....	49
II. FIABILITE D'UNE STRUCTURE	49
III. PROBLEMATIQUE.....	49
IV. CHOIX DES VARIABLES ALEATOIRES DE BASE.....	50
V. LOI DE DISTRIBUTION.....	51
VI. CHOIX DE LA FONCTION DE PERFORMANCE.....	52
VII. INDICATEURS DE FIABILITE.....	54

VII. PRINCIPALES APPROCHES POUR TENIR COMPTE DES INCERTITUDES....	54
VIII.1 METHODES A BASE DE SIMULATION : SIMULATION DE MONTE CARLO.....	55
VIII.2 METHODE APPROCHES : FORM/SORM.....	56
VIII. CONCLUSION.....	57

CHAPITRE 05 : ANALYSE FIABILISTE D'UN BARRAGE POIDS EN BETON

I. INTRODUCTION.....	58
II. ANALYSE PROBABILISTE	58
II.1 DEFINITION DE LA SIMULATION PROBABILITE.....	58
III. PRESENTATION DU LOGICIEL MATLAB	59
IV. ESTIMATION DE LA PROBABILITE DE DEFAILLANCE.....	59
V. GENERATION DE NOMBRE ALEATOIRES.....	59
VI. ORGANIGRAMME DE CALCUL.....	59
VII. CHOIX DES VARIABES ALEATOIRES.....	60
VIII. CHOIX DE LA FONCTION D'ETAT LIMITE.....	61
IX. IX. RESULTATS & DISCUSSION	62
IX.1. PROBABILITE DE DEFAILLANCE SANS SEISME.....	62
IX.1.1 VARIATION DE LA PROBABILITE DE DEFAILLANCE PF EN FONCTION DU CVI.....	62
IX.1.2. VARIATION DE LA PROBABILITE DE DEFAILLANCE PF EN FONCTION DES PROPRIETES DU LIMON.....	62
IX.2. PROBABILITE DE DEFAILLANCE AVEC SEISME	63
IX.2.1. VARIATION DE LA PROBABILITE DE DEFAILLANCE PF EN FONCTION DU CV.....	63

IX.3.2 VARIATION DE LA PROBABILITE DE DEFAILLANCE PF EN CONSIDERANT LE COEFFICIENT DE SECURITE.....	64
IX.3. PRISE EN COMPTE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE.....	65
IX.3.1 VARIATION DE LA PROBABILITE DE DEFAILLANCE PF EN FONCTION DU CV.....	66
X. CONCLUSION.....	67

Introduction général

Introduction général :

L'eau est une matière indispensable à l'homme. Actuellement, Le dérèglement climatique a accentué l'irrégularité des précipitations. Beaucoup de situations font qu'il faut la stocker. Pour ce faire, l'homme a inventé la construction des barrages destinés à la retenir, la stocker puis la distribuer pour son utilisation ou alors pour s'en protéger. L'un des problèmes à résoudre pour ce genre d'ouvrages est la vérification de sa stabilité. Pour se faire, on fait appel à l'approche fiabiliste et à l'approche déterministe.

Le calcul déterministe, le dimensionnement des structures, utilise une marge volontairement pessimiste conduisant le plus souvent à un surdimensionnement injustifié.

La démarche fiabiliste, 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.

Ce travail a pour but l'application de cette approche fiabiliste au calcul de la stabilité d'un barrage poids béton. Pour se faire notre travail est organisé comme suit :

Le chapitre 1 est consacré aux généralités sur les barrages

Le chapitre 2 est consacré aux généralités sur la stabilité d'un barrage poids.

Le chapitre 3 est lui consacré à l'étude déterministe de la stabilité d'un barrage poids.

Le chapitre 4 est consacré aux généralités sur les approches probabilistes et la fiabilité des structures.

Le chapitre 5 consacré à une analyse fiabiliste du barrage poids traité dans le chapitre 3.

Chapitre 01

Généralité sur les barrages

I. DEFINITION :

Un barrage est un ouvrage d'Art placé en travers d'un cours d'eau, destiné à retenir et stocker de l'eau ou à la dériver.

Les techniques de la fin du XIX e et du début du XX e siècle ne permettaient pas l'édification de retenues de grande capacité. Les premiers barrages ont surtout une fonction de dérivation d'une partie de l'eau (écrémage) vers une conduite forcée ou un canal d'irrigation.

L'amélioration des techniques et des bétons dans le premier quart du XX e siècle permet d'envisager la réalisation de retenues plus conséquentes, capables de réguler la production hydro-électrique.

La géologie (nature des roches sur lesquelles sera édifié le barrage, agrégats extraits sur place) et la topographie (largeur de la vallée), commande le type de barrage utilisé.

Les barrages forment avec le terrain sur lequel ils sont construits un ensemble indissociable : à chaque site, un type de barrage, un dimensionnement adapté tant sur le plan technique qu'économique. C'est pourquoi il n'existe pas de barrage type standard.

De plus, certains sont formés par la juxtaposition de plusieurs structures différentes justifiées par des caractéristiques de sol de fondation particulières et aussi par des choix économiques.

Les barrages peuvent être classés en deux groupes :

- Les barrages rigides, en béton ou en maçonnerie,
- Les barrages souples, en enrochement ou en terre,

Les premiers font l'objet de nombreuses méthodes de calcul basées sur la résistance des matériaux et la théorie de l'élasticité notamment.

Les seconds, et surtout les barrages en terre, sont un des principaux champs d'application de la mécanique des sols

II. LES DIFFERENTS TYPES DE BARRAGES :

Chaque structure et matériau de construction définit le type de barrage. On distingue :

II.1 Barrages en béton :

Les barrages en béton se partagent en trois groupes :

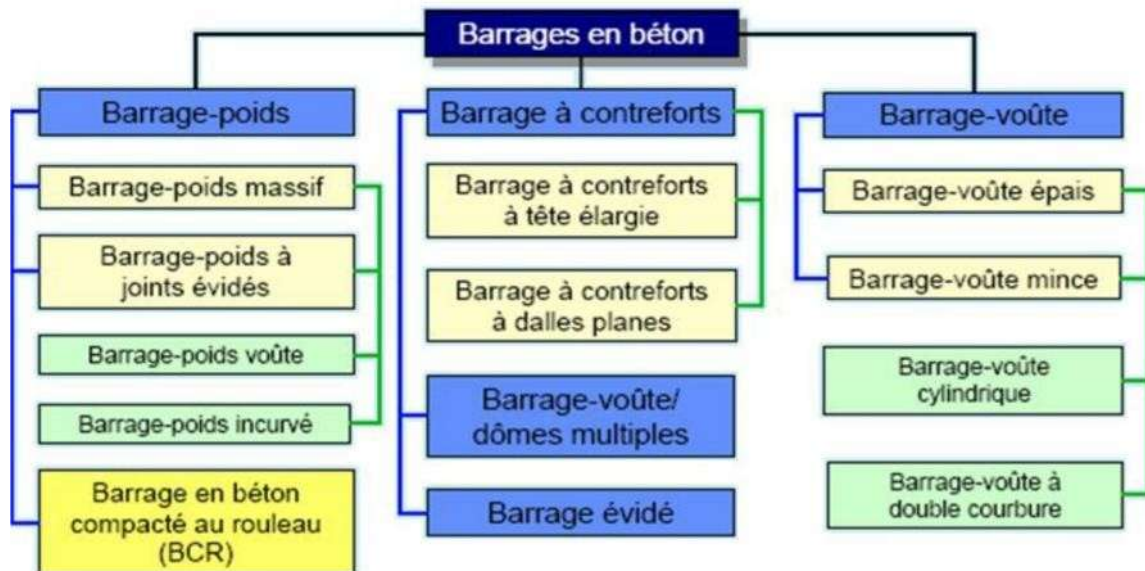


Figure I.1 : Les différents types de barrage en béton

II.1.1 Barrage-poids

Les barrages poids en béton sont très proches mécaniquement des barrages en maçonnerie. Seul le poids en effet résiste, à la poussée hydrostatique, à la poussée des sédiments et aux sous-pressions. Celles-ci 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 [7].

Quoi qu'il en soit, le calcul de l'ouvrage, par ailleurs peu complexe, devra les prendre Soigneusement en compte [2].

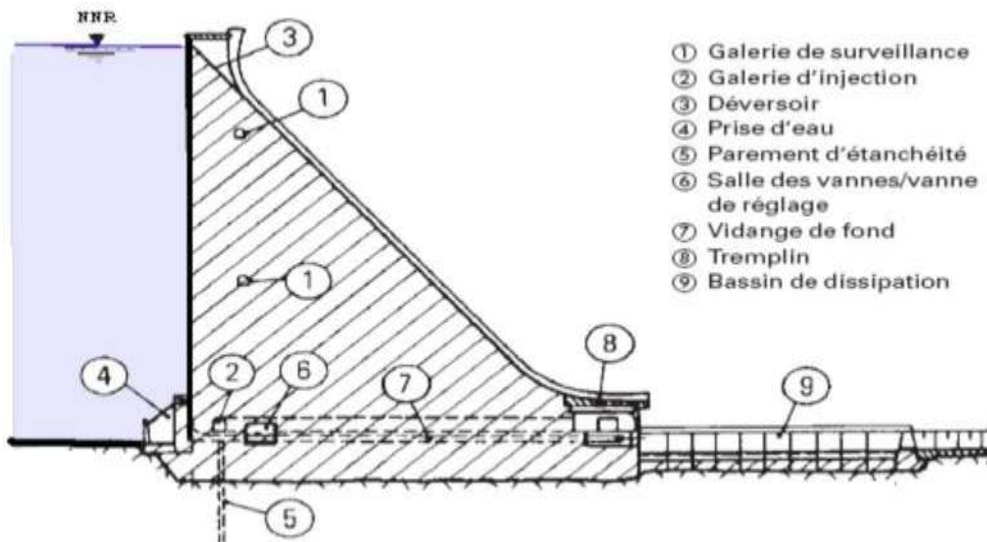


Figure I.2 : Coupe transversale d'un barrage en béton

Les profils adoptés pour ces ouvrages sont bien souvent un compromis technico-économique découlant directement de calculs de stabilité.

De plus, nous évitons autant que possible des formes complexes qui entraînent une augmentation inutile du coût de coffrages [3]. Enfin, pour améliorer l'étanchéité du contact béton fondation et la résistance au glissement, il sera souvent bénéfique de réaliser une clé d'ancrage armée .

Les barrages-poids, de forme massive et triangulaire, résistent à la poussée de l'eau grâce à leur poids.



Figure I.3 : Profil type d'un barrage poids en béton

II.1.2 Barrages à contreforts

Il est constitué (figure 1.4) :

- d'une série de murs parallèles, généralement de forme triangulaire, plus ou moins épais et plus ou moins espacés (les contreforts);
- D'une bouchure entre les contreforts transmettant à ceux ci la poussée de l'eau. Il est bien adapté aux vallées larges avec une fondation rocheuse de bonne qualité.

Dans des vallées plus larges où le barrage-poids supposerait des volumes de béton trop importants et où le barrage voûte ne serait pas réalisable, nous pensons à construire des barrages à contreforts, par ailleurs beaucoup moins sensibles aux sous-pressions que le barrage-poids, mais plus fragiles.

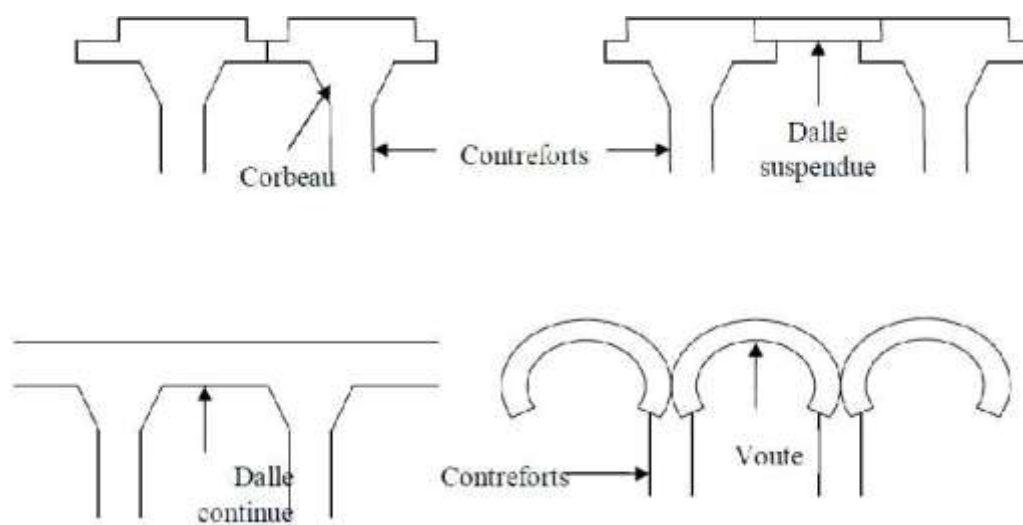


Figure I.4 : Différents types de barrages à contreforts

Dans ce type d'ouvrages, l'étanchéité est assurée par le voile en béton arme situé en amont et la stabilité vis à vis de la poussée de l'eau par les contreforts. Il faut noter que la stabilité est améliorée, car la poussée de l'eau comporte alors une composante verticale dirigée vers le bas. Le voile peut être conçu de plusieurs façons (figure 1.4) :

- Solidaire des contreforts avec parement amont plan. Les diverses sections de voile sont liées aux contreforts et fonctionnent en consoles courtes ;
- Constitué d'une dalle posée aux extrémités sur les têtes des contreforts. Le voile travaille en flexion comme une poutre posée sur deux appuis simples aux extrémités ;
- Solidaire des contreforts avec parement amont cylindrique. Cette disposition massive facilite la transmission de la poussée au contrefort ;
- Constitue d'une voûte de faible portée et donc de faible épaisseur s'appuyant sur les contreforts.

- Dalle contreforts continue voute corbeau dalle contreforts suspendue



Figure I.5 : Barrage de d'Albertville, Rhône-Alpes, France (1955-1962)-
contrefort

II.1.3 Barrage-voûte

Il est généralement en béton dont la forme courbe permet le report des efforts de poussée de l'eau sur les rives rocheuses de la vallée.

Ce type de barrage convient bien lorsque la topographie permet de fermer la vallée par une forme arquée de longueur réduite.

Les barrages-voutes sont en effet peu employés pour les retenues de petite hauteur. Les conditions pour adopter une telle solution sont par ailleurs assez strictes. Nous n'envisageons en effet la construction d'un barrage-voûte que lorsque la vallée est étroite et rocheuse.

La qualité mécanique de la fondation est à vérifiée scrupuleusement. Sa rigidité doit être suffisante pour que les arcs trouvent leurs appuis en première approximation, nous devons nous assurer que le module de déformation du rocher dépasse **4 ou 5 Gap**. Mais elle devra également ne pas se rompre sous l'effet des contraintes élevées transmises par la voûte.

Le choix d'un barrage-voûte est donc à réserver à des situations géomorphologiques bien particulières.

Ce pendant, lorsqu'elles sont réunies, c'est une solution qui peut être économiquement viable en regard des quantités de matériaux nécessaires à la réalisation d'un ouvrage poids.

En outre, face aux incertitudes hydrologiques, ce type de construction supporte bien des submersions.



Figure I.6 : Le barrage voûte de Monteynard (Isère, France)

II.2 Barrages en remblais :

Les barrages en remblai se partagent en deux groupes :

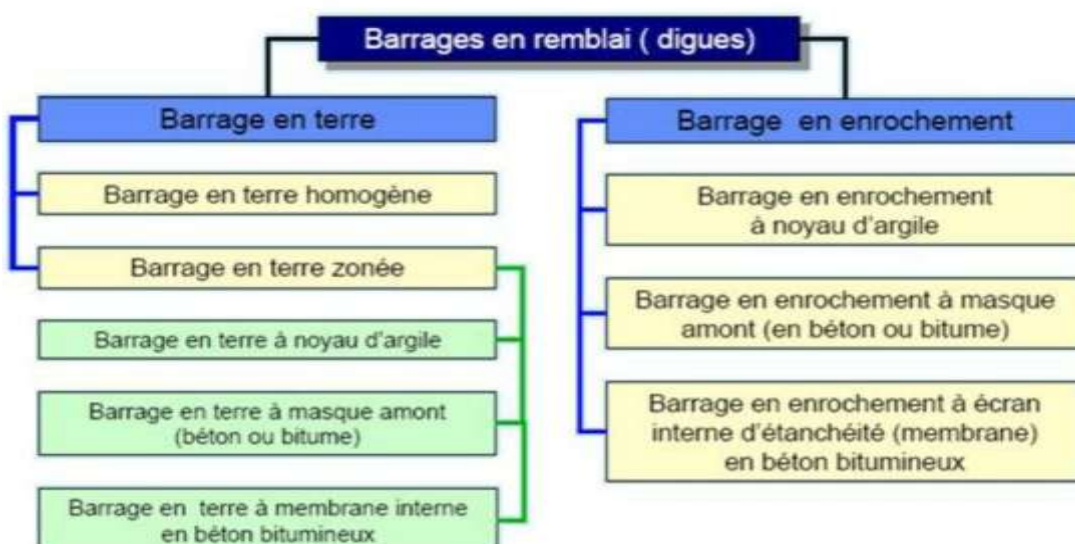


Figure I.7 : Les différents types de barrage en remblai

II.2.1 Barrage en terre homogène

Le barrage en terre homogène est constitué d'un massif en terre compactée imperméable, muni d'un dispositif de drains dans sa partie aval et d'une protection mécanique contre l'effet du battillage dans sa partie amont (figure 1.8).

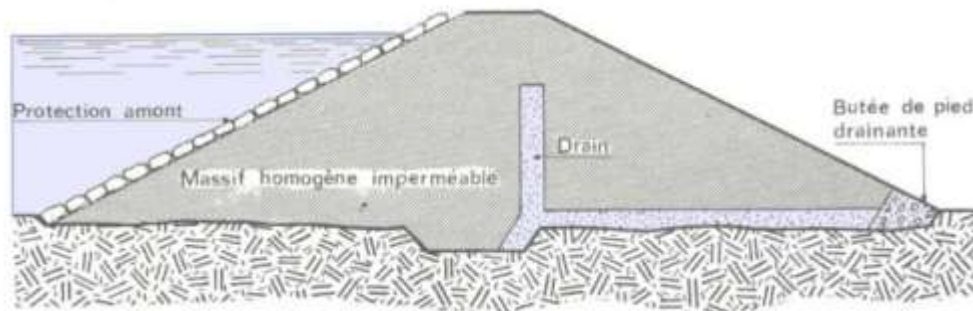


Figure I.8 : Barrage homogène

II.2.2 Barrage zoné avec un noyau étanche :

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettent pas d'envisager une digue homogène étanche.

Dans ce cas, une solution couramment adoptée consiste à concevoir un massif en plusieurs zones, dont chacune est constituée d'un matériau différent suivant le rôle que doit jouer chaque zone.

La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réalisé en matériau argileux qui pourra être placé en amont du barrage ou au centre de celui-ci.

Les barrages zonés, comme le barrage de Serre-Ponçon (Hautes Alpes $h=24$ m), sont des barrages en remblai constitués de plusieurs types des matériaux disposées de façon à assurer séparément les fonctions de stabilité du barrage et l'étanchéité.

Le découpage du corps du barrage en matériaux différents est appelé zonage. Il permet de faire de grandes économies dans les volumes mis en œuvre et d'utiliser au mieux les matériaux disponibles sur le site. Le noyau imperméable est constitué de terres argileuses, d'argile, de terres caillouteuses ou tout autre matériau terreux comportant une forte proportion de matériaux fins lui peut avoir recours à des matériaux de substitution tels qu'une paroi moulée ou bien une superposition de couche de béton bitumineux ou d'asphalte.

Les zones encadrant le noyau imperméable sont en tout venant compacté, elles assurent la résistance et la stabilité du barrage, en particulier pour le talus amont en cas de vidange.

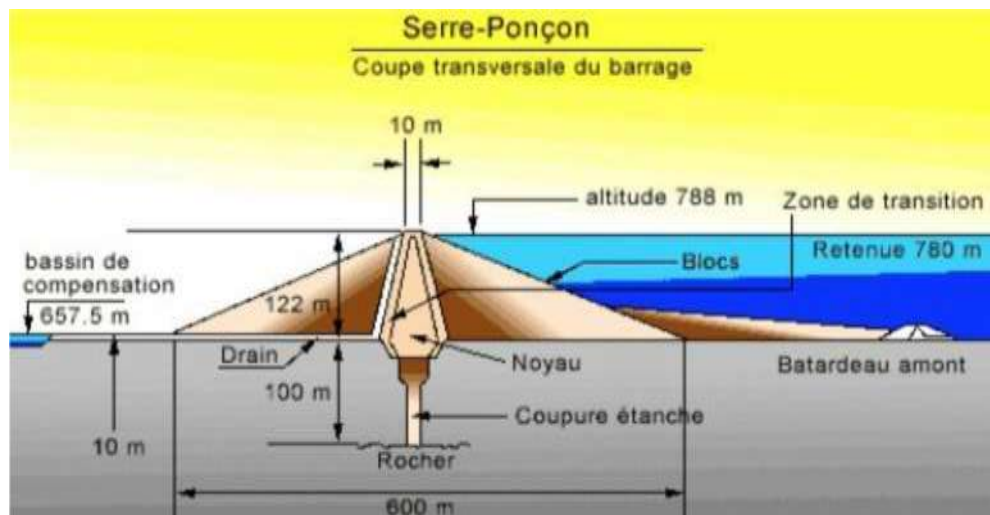


Figure I.9 : Barrage zoné avec un noyau étanche

II.2.3 Barrage en enrochement à masque amont :

Les barrages à masque sont constitués d'un remblai plus ou moins perméable assurant la stabilité d'ensemble. Un écran imperméable, appelé masque, est mis en place sur le parement amont de façon à rendre le barrage étanche et lui permettre de retenir l'eau du réservoir.

Le masque qui constitue l'organe d'étanchéité amont est classiquement réalisé en béton, avec des produits bitumineux ou encore au moyen d'une géo membrane. Son épaisseur est limitée, ce qui lui permet de s'adapter aux déformations faibles mais inévitables du massif support (les géo membranes peuvent même accepter des déformations importantes). La présence du masque en parement amont présente le double avantage de permettre des réparations en cas de dégradation du masque, mais aussi d'autoriser des vidanges de retenue très rapides.

Le corps du barrage assurant la stabilité peut être en matériau quelconque pour autant qu'il soit peu déformable. De nombreux barrages à masque sont réalisés en enrochements. La qualité du compactage lors de la mise en œuvre du matériau a une grande influence sur les déformations et tassements ultérieurs. Pour améliorer la sécurité du barrage, il n'est pas rare de trouver dans les barrages à masque d'autres matériaux fonctionnels.

Un matériau de réglage ou de transition servant de support à l'étanchéité mince et la mettant à l'abri de tout poinçonnement par des éléments grossiers du massif support ; une cheminée drainant, un tapis drainant ou les deux pour évacuer les infiltrations éventuelles à travers le masque; des matériaux de protection soit du parement aval (terre végétale engazonnée, enrochements, maçonnerie de pierres sèches, soit du masque d'étanchéité comme des dalles de protection ou des pavés autobloquants mettant l'étanchéité mince à l'abri des agressions extérieures telles que la glace, les projectiles ou les chutes de blocs.

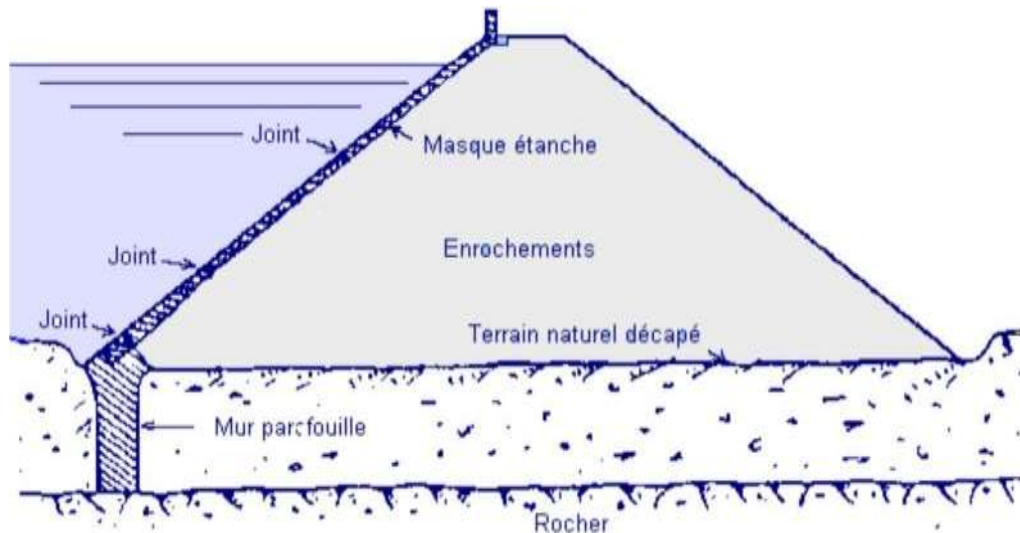


Figure I.10 : Barrage à masque étanche

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que le manque de matériaux convenables et la difficulté de mise en œuvre. Nous devons comparer alors cette technique à celle d'une digue homogène à masque amont étanche.

Le masque amont (Figure I.11) est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage.

Il existe de nombreuses natures de masque étanche telles que le béton de ciment ou le béton bitumineux, les chapes préfabriquées, les membranes souples.

Le masque amont présente l'avantage de pouvoir être exécuté après l'édification du remblai et de pouvoir être réparé aisément.

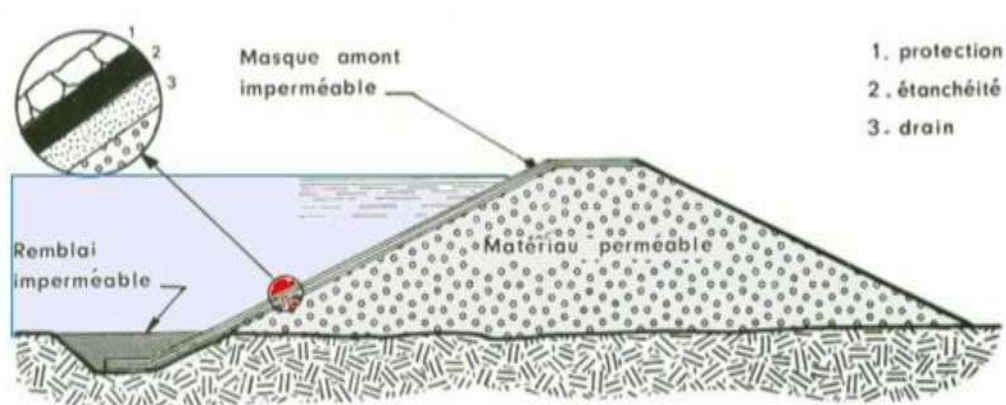


Figure I.11 : Barrage à masque amont.

La structure de type voûte a été incorporée dans des ouvrages plus complexes conçus pour répondre à des conditions topographiques particulières. Lorsque la partie haute des rives se révèle, d'un point de vue topographique ou géotechnique, un peu juste, on réalise une ou deux culées : il s'agit de massifs pesants, sortes de barrages poids aptes à supporter une partie de la poussée de la voûte, en plus de la poussée directe de l'eau de la retenue ; on peut aussi associer une voûte avec une aile à contreforts, comme au barrage de Roselend (France). Le cas extrême est constitué par le barrage à voûtes multiples, il s'agit d'une juxtaposition de contreforts, sur la face amont desquels s'appuient des voûtes indépendantes les unes des autres ; de tels ouvrages, qui ont quelque similitude avec les barrages à contreforts, s'accommodent bien de vallées larges ; il faut souligner toutefois que leur comportement complexe est fortement affecté par les conditions extérieures – climatiques et sismiques notamment ; cela explique en partie la désaffectation dont ils sont l'objet.

- ✓ **Barrages à masque amont** : Dans les barrages à masque, l'étanchéité est assurée par un organe placé à la surface du parement amont ; le remblai ne joue plus que le rôle de support et se trouve, en principe, à l'abri de l'eau de la retenue.
- ✓ **Les masques en béton de ciment** : sont constitués d'une dalle mince (30 à 80 cm) de béton armé, avec très peu de joints ; mieux adaptés aux pentes fortes, et sensibles aux tassements, ils ne peuvent être posés que sur des remblais en enrochements compactés et sur des fondations rocheuses ; cette solution connaît actuellement un développement important dans le monde, pour des ouvrages de toutes hauteurs qui dépassent 200 m.
- ✓ **Les masques en béton bitumineux** : sont constitués de deux ou trois couches d'enrobés compactés, plus riches en bitume (7 à 9 %) que les enrobés routiers, ce qui leur confère à la fois une bonne étanchéité et une déformabilité contrôlée

III. AVANTAGES ET PARTICULARITES DES BARRAGES EN BETON :

Ils sont dimensionnés de façon à ce que leurs charges (poids et pression hydrostatique) s'opposent l'une à l'autre. Dans ce qui suit, on dressera un bilan de comparaison permettant aux concepteurs, à priori, de faire le point sur les alternatives de choix primaire des types de barrages.

III.1 Barrages poids :

a) Avantage :

- faibles contraintes dans le béton,
- faibles contraintes transmises aux roches,
- Les variations de température ne produisent que des contraintes faibles,
- Gradient des sous-pressions sous la fondation faible,
- Evacuateur de crues peut facilement être intégré.

b) Particularités :

- Volume d'excavation important,
- Volume de béton important,
- Refroidissement artificiel est nécessaire lors de la prise du béton,
- Sous-pressions importantes sous la fondation,
- Sensibilité aux tassements,
- Sensibilité aux séismes.

III.2 Barrages à contrefort :

a) Avantage :

- Les contraintes transmises par la fondation au rocher sont moyennes,
- Les sous-pressions au niveau de la fondation sont faibles,
- Le volume du béton est faible donne un échauffement faible,
- Moyens risques de tassement.

b) Inconvénients :

- Susceptibilité aux séismes est très forte,
- La résistance à l'accélération est presque non existante,
- Importantes fouilles,
- Les contraintes dues au gradient de température peuvent devenir importantes à la tête du contrefort.

III.3 Barrages voutes :

a) Avantage :

- Le volume du béton est faible
- La fouille est assez petite,
- La résistance au séisme est haute,
- Les sous-pressions au niveau de la fondation sont faibles.

b) Inconvénients :

- Les contraintes sont importantes dans le béton et dans le rocher,
- Les forces sont transmises obliquement dans les appuis,
- Le risque de tassement est moyen,
- L'échauffement du béton par la prise du ciment est considérable,
- L'intégration de l'évacuateur de crue (grand débit) est difficile,
- Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation est très grand,
- Les sous-pressions dans les fissures du rocher peuvent provoquer des glissements d'appuis (Cours barrage EFPL, 2006)

IV. CONCLUSIONS SUR LE CHOIX DU BARRAGE EN BETON :

En guise de conclusion :

- Les barrages poids en maçonnerie, malgré leur très bonne performance, apparaissent réservés aux contextes où la main-d'œuvre est abondante,
- Le barrage poids en béton classique ne se justifie en général que pour les barrages comportant des ouvrages hydrauliques complexes, en particulier les barrages mobiles,
- Le barrage poids en BCR s'impose comme une solution économique,
- Le barrage symétrique en remblai dur à mesure est à considérer sur les sites difficiles caractérisés par une fondation rocheuse de faibles caractéristiques mécaniques, de fortes crues ou une exposition aux séismes.

Chapitre 02

**Généralité sur la stabilité de
barrage-poids**

I. INTRODUCTION :

Dans l'analyse de la stabilité d'un barrage poids, il convient de garder présent de l'esprit que la grande majorité des ruptures des barrages poids recensées dans le monde s'est produit lors des crues. Ceci est facilement compréhensible car la poussée de l'eau variant comme le carré de la hauteur d'eau, tout dépassement du niveau de la crue de projet entraîne une diminution de la stabilité de l'ouvrage, diminution qui est proportionnellement d'autant plus forte que le barrage est de faible hauteur. L'évaluation de la crue de projet et du niveau atteint par l'eau devra être faite avec une grande rigueur et on tiendra compte de l'imprécision ou des incertitudes sur l'hydrologie examinant les conséquences 'd'un dépassement significatif de la crue de projet qui aura été retenue.

II. ACTIONS AGISSANTS SUR LES BARRAGES POIDS :

Un barrage doit résister à des contraintes impressionnantes qu'il est important de les connaître pour pouvoir comprendre son fonctionnement, ils peuvent intervenir non pas à sa conception et son dimensionnement mais aussi au comportement et à la stabilité du barrage. La figure II-1 illustre les différentes sollicitations agissantes sur un barrage poids :

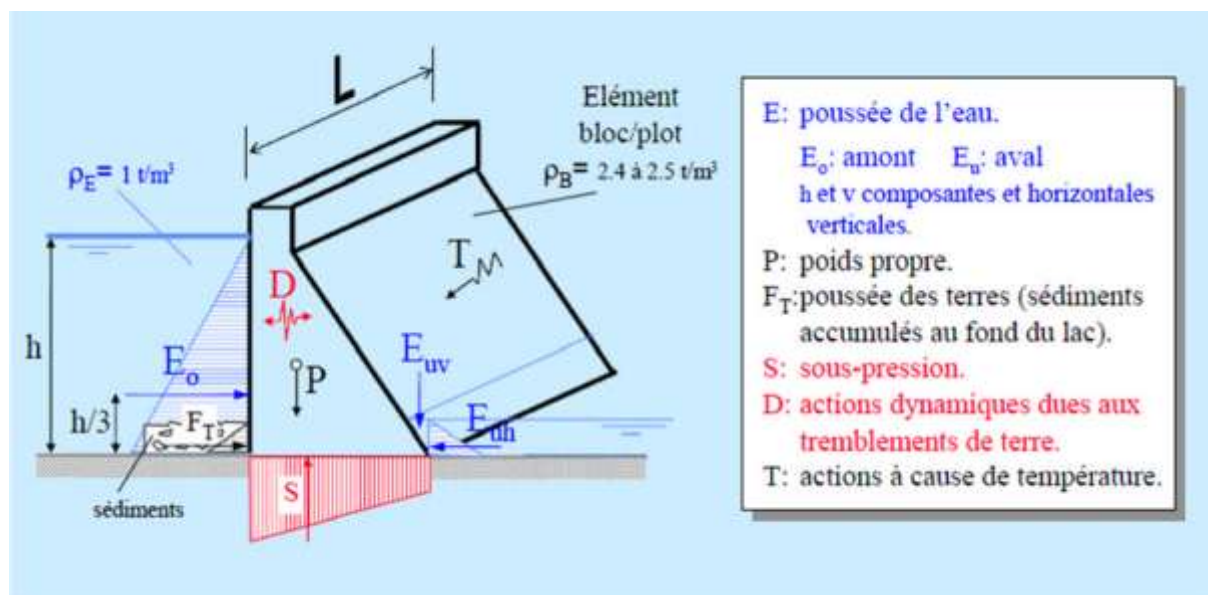


Figure II.12 : Schéma des actions agissantes sur un barrage poids

On peut classer ces actions en fonction de leurs types :

II.1 Actions permanentes :

Elles commencent avec la réalisation du barrage et continuent durant toute la vie de cedernier :

- Poids propre —————> agit pour la stabilité du barrage.

II.2 Actions variables :

Elles sont variables en fonction des variations du niveau de la retenue :

- Poussées de l'eau et des matières en suspensions,
- Poussées des sédiments.

II.3 Actions accidentelles :

Ces actions sont relatives aux excitations sismiques :

- Les séismes (B. Rouissat, 2013).

III. MANIFESTATIONS DES ACTIONS :**III.1 Le poids propre P_0 :**

La densité d'un BCV (béton conventionnel vibré) de barrages poids est généralement de l'ordre de 2,4. D'autres valeurs plus élevées ou moins élevées sont à prendre en compte lorsqu'une différence de densité des agrégats significativement de l'ordre de 2,7, on doit tenir compte de la présence des galeries selon le mode d'auscultation prévu. La densité d'un BCR est variable selon la granulométrie des agrégats et le dosage en liant ; la densité d'un BCR pauvre en fines peut descendre à 2,3. L'ensemble (granulats et liant) forme un béton (BCR ou BCV) à l'ensemble à une masse de considérable influence sur les fondations et aussi pour la réaction sur la poussée hydrostatique.

Les barrages poids résistent d'eux-mêmes grâce à leurs dimensions et à leur masse fantastique qui peut atteindre plusieurs dizaines de millions de tonnes. Ces barrages travaillent par gravité. Ils sont dimensionnés de façon à ce que leurs charges (poids et pression hydrostatique) s'opposent l'une à l'autre.

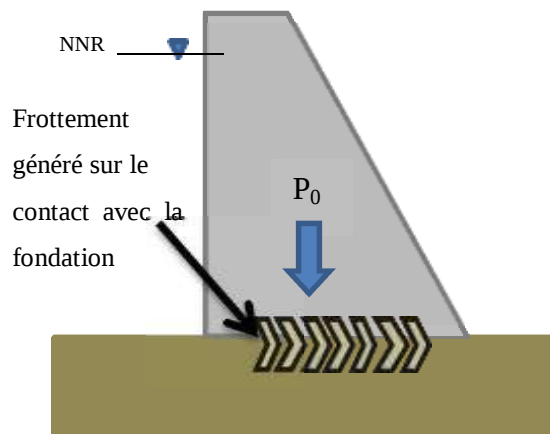


Figure II.13 : Action du poids propre du barrage

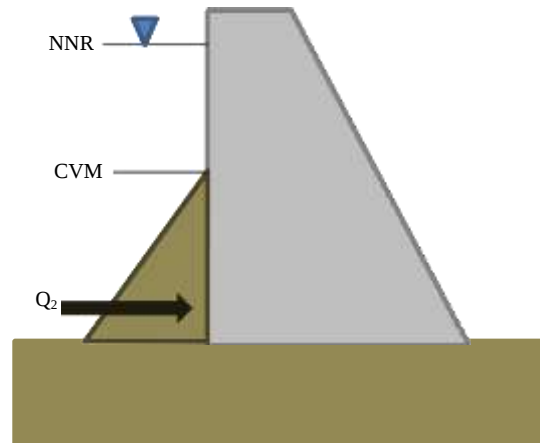


Figure II.14 : Action des sédiments sur le barrage

III.2 Poussée des sédiments déposés au pied amont Q_2 :

Les sédiments peuvent s'accumuler au pied amont d'un barrage et atteindre une épaisseur importante, voire parfois être pratiquement équivalente à la hauteur de l'ouvrage (figure II-14), ces sédiments provoquent une poussée horizontale sur le parement amont qui s'additionne à la poussée hydrostatique, cette poussée, qui comme l'eau, a une répartition triangulaire, s'exprime par :

$$F_{sed} = \frac{1}{2} * (\gamma_s - \gamma_w) * h^2 * K \quad (\text{A. J. Schleiss et H. Pougatsch, 2011})$$

Avec :

K = coefficient de poussée des terres :

- Fluide $K = 1$
- Poussée au repos $K = 1 - \sin\varphi$
- Poussée active $K = (1 - \sin\varphi) / (1 + \sin\varphi)$
- Poussée passive $K = (1 + \sin\varphi) / (1 - \sin\varphi)$

φ : Angle de frottement interne des sédiments généralement compris entre 15° et 30° .

Il convient de faire le calcul en contraintes effectives, c'est-à-dire avec la densité déjaugée pour les sédiments, car la poussée de l'eau est par ailleurs considérée sur toute la hauteur du barrage.

III.3 Poussée hydrostatique amont Q_1 :

Tout d'abord un barrage est soumis à des pressions, dont la plus importante est la pression hydrostatique. C'est une force horizontale exercée par l'eau sur sa surface immergée. On en tire l'expression de la pression suivante :

$$P = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot h^2$$

Avec :

- **P** : est la pression en Kn,
- **g** : est l'accélération de la pesanteur (9,81 m/s²),
- **ρ** : la masse volumique de l'eau en kg.m³,
- **H** : la hauteur d'eau au dépend de la hauteur d'eau et non de la largeur du barrage. Etant donné que c'est la hauteur d'eau qui est responsable de la pression hydrostatique.

Le principe du calcul de l'action de l'eau de la retenue revient à un calcul de poussée hydrostatique. Dans chaque situation de projet correspondant à un niveau de remplissage de la retenue, on calcule l'intensité Q_1 résultant de la hauteur d'eau supposée connue agissant contre le parement amont : les incertitudes sur l'intensité Q_1 sont sous cette hypothèse très limitées (R. Paul et al, 2006).

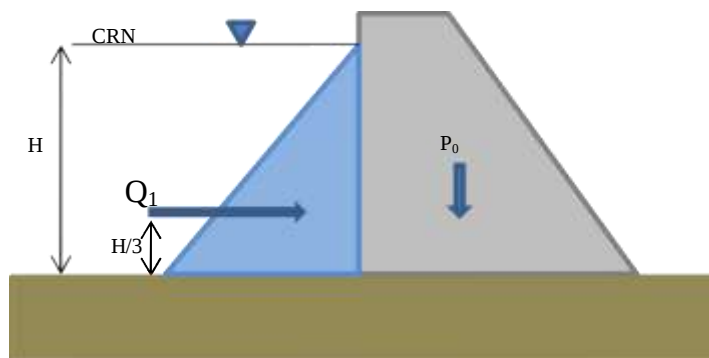


Figure II.15 : Action de la poussée hydrostatique

La pression hydrostatique s'exerce horizontalement, tandis que le poids s'applique suivant la verticale. Les concepteurs d'un barrage calculent donc les contraintes engendrées par ces forces pour en déduire la masse de l'ouvrage, ainsi que sa hauteur et sa surface. La règle du tiers central régit la construction du barrage. Sa forme doit être telle que le résultat des efforts passe en diagonale par le tiers central de son épaisseur et de la surface de ses fondations. Dans ce cas, tous les efforts qui s'exercent sur le barrage s'équilibrent en compression. Si la résultante s'écarte du tiers central, le barrage risque de subir de fortes contraintes de flexion.

La stabilité des barrages poids repose aussi sur deux autres facteurs : leurs fruits et leurs bons systèmes de drainage.

Le fruit d'un barrage-poids, c'est le degré de pente que la face semi-verticale doit avoir pour assurer un maintien parfait du barrage. Il est calculé par la relation h/v , c'est-à-dire le rapport de la distance horizontale par la distance verticale. Comme nous l'avons déjà dit auparavant, les barrages poids, malgré tous les systèmes d'imperméabilisations, sont très susceptibles aux infiltrations d'eau. Ainsi un système de drainage doit être mis en place pour recueillir et évacuer cette eau afin d'éviter les problèmes de sous-pression.

III.4 Sous pressions P1:

En l'absence de drainage, on considère habituellement un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous-pression (U_m) du plan d'eau en pied amont et une sous-pression (U_v) égale au niveau d'eau en pied aval.

En l'absence de drainage, le diagramme des sous-pressions peut être plus favorable que le diagramme trapézoïdal (a) de la (figure II-16) si les fissures du rocher ont tendance à se refermer au pied aval. Lorsque l'étude géologique conduit à redouter cette hypothèse, des drains doivent impérativement être forés au pied aval.

En cas de drainage et dans l'hypothèse d'un entretien régulier des drains, il est recommandé de considérer que le drainage est efficace à 50%, ce qui revient à dire que les sous-pressions sont abaissées de moitié au droit du voile de drainage :

$$U_A - U_B = (U_A - U_C)/2$$

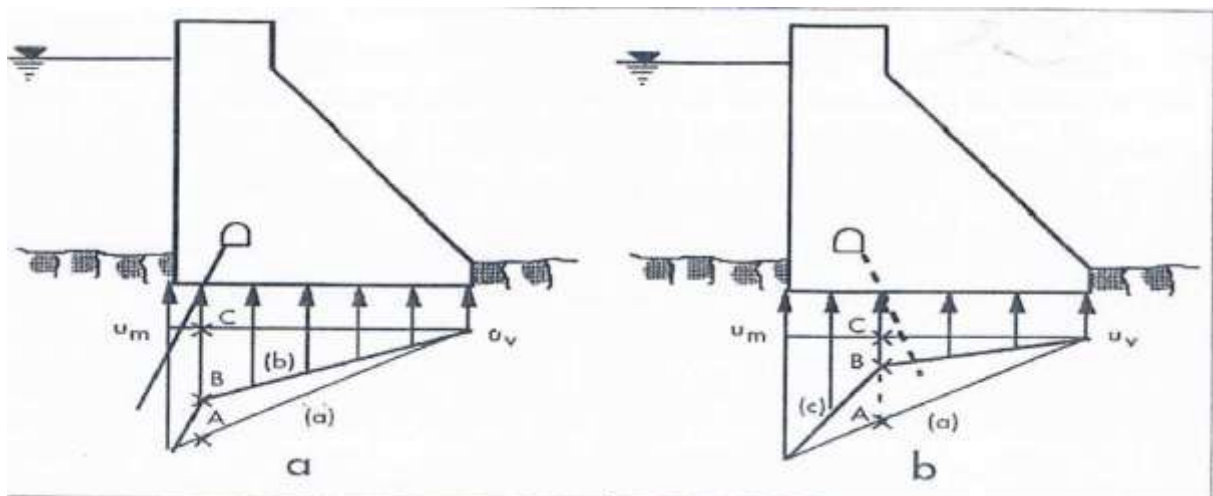


Figure II.16 : Diagrammes indicatifs des sous-pressions en fonction de l'injection et de drainage

- Avec : (a) - sans injection ni drainage
 (b) – avec voile d'injection
 (c) – avec drainage

De même, si un voile d'injection a été réalisé en fonction près du pied amont, et pour autant que le pied amont ne soit pas soumis à des tractions, on considère que le voile a pour effet de diminuer d'un tiers la sous-pression juste à son aval (par rapport à un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous-pression côté amont) (G. Degoutte, 2002) :

$$U_A - U_B = (U_A - U_C) / 3$$

La considération des sous-pressions, élément importants du comportement des barrages poids du point de vue stabilité, diffère d'un pays à l'autre. La figure (II.17) illustre les différents cas de diagrammes considérés pour l'évaluation des sous-pressions tenant compte des voiles d'injection et de drainage.

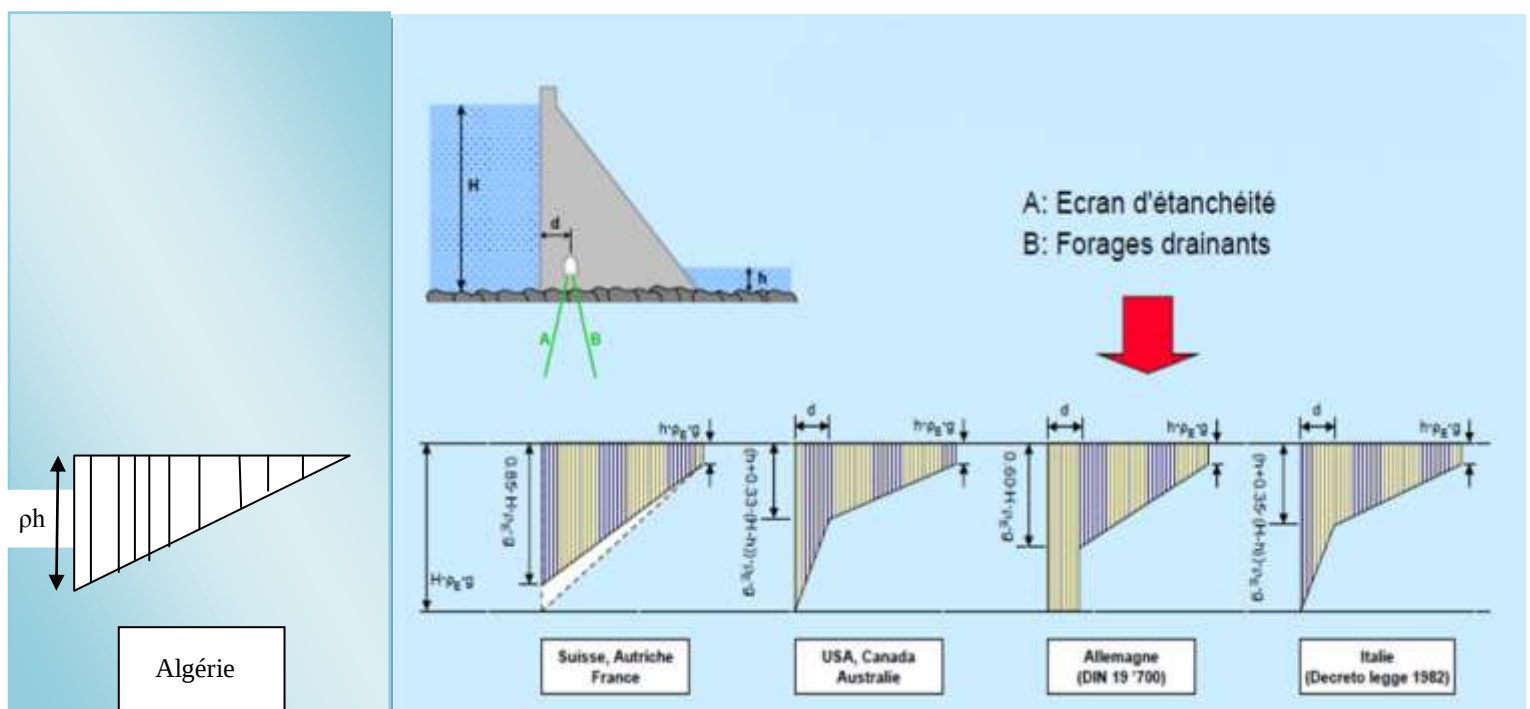


Figure II.17 : Diagramme de la répartition des sous-pressions

Le diagramme de contrainte à la base de la fondation du barrage poids doit être obligatoirement aux limites admissibles en compression en pied aval et en traction en piedamont (Cours barrage EPFL, 2006).

III.5 Poussée des glaces :

Cette action n'est à considérer que si l'environnement climatique du barrage le justifie. Elle n'est en général pas déterminante pour la stabilité, car elle est simultanée avec la crue du projet.

III.6 Actions accidentelles :

Les actions accidentelles qui peuvent déstabiliser un barrage poids sont une approximation des séismes. La valeur (a). La contrainte de poussée de l'eau à la profondeur Z est augmentée d'une valeur fonction de plusieurs paramètres :

Le coefficient d'accélération **a** est donné par le tableau ci-dessous :

Zone A				
Groupe	I	Ila	Ilb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau II.1: coefficient d'accélération de zone A (selon RPA 99 révisées 2003)

Le site étudié se situe dans la zone IIa à qui correspond à une région de moyenne sismicité. Connaissant le groupe d'usage au quel appartient notre ouvrage (groupe 1B) on peut aisément déduire le coefficient d'accélération sismique (a) dont il faut tenir compte dans les calculs relatifs à l'ouvrage selon le règlement parasismique Algérien le coefficient d'accélération sismique est $a=0.2$

III.6.1 L'aléa sismique :

La détermination de l'aléa sismique concerne l'estimation des mouvements sismiques qu'on doit prendre en compte dans l'évaluation de la sécurité des barrages projetés ou existants. Dans ce domaine les recommandations actuelles sont la non-construction d'un barrage à cheval sur une faille capable d'être identifiée et la recherche de sites alternatifs dans une zone moins exposée à ce type de risque.

Le séisme de référence à tenir compte pour justifier les barrages poids est le séisme maximal possible (SMP). Pour le SMP la stabilité du barrage doit être assurée et ne doit pas provoquer des dommages susceptibles de remettre en cause son intégrité structurale.

L'identification du SMP est une approche déterministe basée sur la détermination du séisme maximum historiquement vraisemblable (SMHV), la mise en œuvre de la méthode comprend quatre étapes :

- l'élaboration d'un modèle sismotectonique permettant l'identification des zones sources ;
- la caractérisation des zones sources correspondant au niveau sismique maximum susceptible d'être émis par cette zone source ;
- la synthèse sismotectonique ;
- la détermination des paramètres de calcul, établi par corrélation sur des séismes instrumentés récents, entre les paramètres sismologiques.

III.6.2 Modélisation de l'action sismique :

Au cours d'un séisme, l'énergie transmise par la fondation se traduit par la mise en mouvement de l'ouvrage, structure qui malgré son caractère massif est susceptible de se mettre en vibration. Les sollicitations mécaniques auxquelles un barrage est alors soumis sont de deux types :

- Les forces d'inertie dues à l'accélération de la structure ;
- Les forces hydrodynamiques dues à la mise en vibration de la retenue qui s'ajoutent aux forces hydrostatiques.

III.6.3 Méthode pseudo-statique :

Dans le cadre d'un calcul simplifié, l'approche pseudo-statique est utilisée : le changement dynamique est représenté par l'application de forces statiques jugées équivalentes aux efforts dynamiques maximaux supportés par l'ouvrage. Les forces d'inertie sont celles d'un solide rigide soumis à l'accélération maximale au sol.

IV. CRITERES DE CONCEPTION D'UN BARRAGE POIDS :

IV.1 La règle de tiers central :

L'excentricité du point d'application de la résultante des actions doit être inférieure à $B/6$ (B est la largeur de la base du barrage).

Pour les actions rares (accidentelles), on peut admettre des tractions modérées au pied amont de l'ordre de :

- $\sigma < 0,2 \text{ MPa}$ (pour un barrage BCV) ;
- $\sigma < 0,05 \text{ MPa}$ (pour un barrage BCR).

IV.2 Combinaison d'actions :

Les sollicitations de calcul résultent des combinaisons d'actions ci-après dont on retient les plus défavorables vis-à-vis du mécanisme de rupture envisagé. On peut ainsi distinguer trois types de combinaisons d'actions :

IV.2.1 Combinaison fréquente ou quasi-permanente :

C'est l'état de sollicitations correspondantes au niveau de service courant de l'ouvrage. En général, c'est la combinaison du poids propre, de la poussée des sédiments déposés, de la poussée de l'eau à la retenue normale (RN) et de la sous-pression correspondante sous la fondation.

IV.2.2 Combinaison rare :

Il s'agit de la combinaison de l'action lors de la crue de projet (niveau des plus hautes eaux – PHE). En prendre en compte le poids propre, la poussée des sédiments déposés, la poussée d'une eau éventuellement chargée et la sous-pression correspondante sous la fondation.

IV.2.3 Combinaison accidentelle :

En générale, elle résulte du séisme survenant lorsque la retenue est à son niveau normal (RN). Il convient dans tous les cas de faire différentes hypothèses sur le diagramme des sous-pressions (qui est l'inconnue majeure) et de tester ainsi la sensibilité des résultats.

V. CRITERES SOMMAIRES DE STABILITE :

Pour un profil triangulaire simplifié, dont le parement amont est vertical, les fruits avals f limites sont :

- $f \geq (\gamma - 1)^{-1/2}$ (condition pour non fissuration) ;
- $f \geq (2\gamma - 3)^{-1/2}$ (condition pour fissuration stable).

γ : la densité du corps du barrage

Pour une densité moyenne de 2,35 les valeurs 0,86 et 0,77 sont correspondantes aux fruits respectifs du parement aval (B. Rouissat, 2013).

V.1 Etude de stabilité :

Le calcul de stabilité des barrages poids est fait le plus souvent en deux dimensions. Un calcul tridimensionnel se justifie pour un barrage implanté dans une vallée relativement étroite et/ou pour un ouvrage courbe en plan. La contribution à la stabilité peut être dans certains cas significatifs même si la difficulté reste grande pour l'évaluer avec précision. Généralement la stabilité globale se décline en quatre composantes (B. Rouissat, 2013) :

V.1.2 Stabilité au glissement :

Sous l'effet de la poussée de l'eau, le barrage tend à glisser sur sa base. (C'est le poids de l'ouvrage qui empêche le glissement par la création de frottement sur le plan de contact barrage-fondation.

Si N et T sont les composantes normale et tangentielle de la résultante des actions sur la fondation, le critère couramment retenue est :

$$F_g = \frac{N * \tan\phi + C' * A}{T}$$

Ceci revient à négliger la cohésion des fondations. L'angle de frottement ϕ entre le barrage et sa fondation est en général pris égal à 45° pour un rocher sain, mais peut prendre des valeurs beaucoup plus faibles dans certains cas (par exemple $\phi = 27^\circ$ pour les fondations marneuses). Le coefficient de sécurité F_r doit être supérieur ou égal à 1,5 pour les combinaisons fréquentes ou rares et à 1,1 pour les combinaisons accidentelles (séisme) (A. Z. Bendimerad, 2011).

V.1.3 Stabilité au renversement :

Sous l'effet de la poussée de l'eau, l'ouvrage tend à basculer vers l'avant (mouvement de rotation autour du pied aval). C'est le poids de l'ouvrage qui s'oppose à cet effet de renversement.

VI. ANALYSE DE LA STABILITE D'UN BARRAGE POIDS :

VI.1 Calcul du volume d'un barrage poids :

Généralement on utilise une approximation (B. Rouissat, 2013) donnée par :

$$V_p = 0,14. H^2. (L_c + 2.L_b)$$

- V_p : volume du barrage poids (m^3) ;
- H : hauteur du barrage (m) ;
- L_c : largeur du site simplifiée au niveau de la crête (m) ;
- L_b : largeur du site au niveau de la base (m).

VI.2 Vérification de stabilité :

En ce qui concerne la stabilité de l'ouvrage, le terrain de fondation doit présenter les qualités essentielles suivantes :

- ❖ faible degré de broyage et d'altération
- ❖ faible compressibilité
- ❖ grande résistance à l'écrasement

La recherche de ces caractéristiques est réalisée grâce aux moyens suivants :

- Travaux de reconnaissance
- Procédés géophysiques

VI.2.1 Travaux de reconnaissance :

Les travaux de reconnaissance ont pour but de reconnaître la topographie du rocher en place, la nature du terrain, sa structure, son degré d'altération (faible, diaclases) et de déterminer sa résistance mécanique.

Les différents procédés utilisés sont les suivants :

- ✓ Décapage de la zone d'implantation de l'ouvrage
- ✓ Percement de galerie et de puits dans les versants ou sous l'emplacement de l'ouvrage
- ✓ Sondage aux rails : enfoncement de barre métallique (composée par exemple, de rails éclissés) jusqu'au contact du rocher en place (bed-rock)
- ✓ Sondage mécanique vertical ou rayonnant : carottage (échantillon cylindrique de roches) à des profondeurs sur plusieurs dizaines de mètres.

La durée des campagnes de reconnaissance est quelquefois très longue : des années voir

même des dizaines d'années (ex. Barrage Serre-Ponçon 1913-1947 pour 6500 m de perforation).

VI.2.2 Procédés géophysiques :

Mesures de certaines caractéristiques physiques des rochers et des sols telles que : vitesse du son et résistance ohmique à partir desquelles on peut déterminer les grandeurs caractérisant la déformation et la résistance mécanique des roches de fondations. Rappelons que le module d'élasticité E d'un matériau caractérise sa compressibilité, c'est-à-dire sa déformation sous l'action d'une contrainte ; sa valeur est d'autant plus grande que le matériau est moins compressible et la roche de fondation est ainsi d'autant plus satisfaisante. Suivant la vitesse d'application des contraintes, nous distinguons le module d'élasticité statique et dynamique :

a) Module statique E_s :

Peut être mesuré par deux méthodes :

- Déformation d'une cavité : on crée une cavité cylindrique de diamètre d dans la roche ; on introduit de l'eau sous pression dans cette cavité et on mesure la variation Δd du diamètre du cylindre produite par une pression p :

$$\Delta d = \frac{pd}{E_s} (1+\mu)$$

- Méthode de poinçonnement : elle consiste à charger le terrain sur une surface circulaire au moyen d'un vérin et mesurer les enfoncements sur les bords et au centre.

Les valeurs de E_s varient entre $25\,000 < E_s < 300\,000 \text{ Kg.F}$ (respectivement pour schistes verts et schistes cristallins de bonne qualité).

b) Module dynamique E_d :

Mesuré par la méthode sismique des vitesses de propagation d'ondes de pression longitudinales V_l et transversales V_t produites par une explosion. Ces vitesses permettent le calcul de E_d et μ , le coefficient de Poisson.

$$V_l = \sqrt{\frac{E_d}{\rho} \frac{1-\mu}{(1+\mu)(1-2\mu)}} \quad V_t = \sqrt{\frac{E_d}{\rho} \frac{1}{2(1+\mu)}}$$

ρ étant la masse volumique de la roche

La mesure du temps de propagation est réalisée au moyen de sismographes. Le module E_d est en général, supérieur au module statique E_s .

La méthode sismique permet également de déterminer l'épaisseur d'une couche rocheuse surmontant une couche de nature différente par mesure des temps de propagation (méthode par réfraction, méthode par réflexion).

VI.3 Sécurité vis-à-vis du glissement :

Si on désigne par P_0 la force verticale due au poids du barrage et par P_1 les sous-pressions, la stabilité au glissement est assurée si :

$$\frac{\Sigma G}{\Sigma Q} > f$$

f : coefficient de frottement

ΣQ : forces horizontales

ΣG : forces verticales

B : surface de contact entre le barrage et sa fondation
 C : la cohésion

Avec : $\Sigma Q = Q_1 + Q_2$

$\Sigma G = P_0 - P_1$

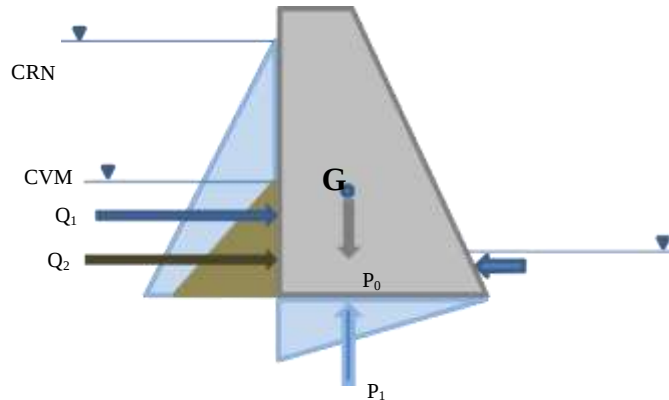


Figure II.18 : Forces agissantes sur la stabilité d'un barrage poids

Le coefficient de sécurité au glissement F est alors :

$$K_{s(\text{glissement})} = \frac{\Sigma G \cdot f}{\Sigma Q}$$

On admet habituellement $K_{s(\text{glissement})} \geq 1,5$

On adopte en général un coefficient de frottement $f = 0,75$ valeur utilisée pour le frottement béton sur béton et béton sur rocher de qualité.

Si la fondation est constituée de roche plus tendre (calcaire, marne), on peut être amené à

adopter une valeur inférieure de l'ordre de 0,6.

Le coefficient de frottement f est donné en fonction de la nature des sols de fondation :

$f = 0,7$ fondation rocheuse

$f = 0,3 - 0,6$ fondation sableuse

$f = 0,2 - 0,25$ fondation argileuse

Si on tient compte également de la cohésion des fondations, le coefficient de sécurité au glissement devient :

Dans ce cas, compte tenu de l'incertitude sur la cohésion, on adopte en général une valeur de $K_s = 2,5$ en fonctionnement normal.

Pour le rocher de qualité, la valeur admise pour la cohésion est généralement prise entre 0,5 et 2 MPa. La cohésion C s'annule dès qu'il y a fissuration ou joints.

Si le terrain comporte des plans de faiblesse horizontaux (stratification schistosité, fissure de décompression), l'étude de stabilité au glissement devra se faire au niveau de faiblesse.

VI.4 Sécurité vis-à-vis le 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.

VI.4.1 Méthode pratique de calcul :

Le calcul permettant de s'assurer de la stabilité au renversement d'un ouvrage est systématiquement réalisé sur un projet de barrage afin de vérifier que le barrage à construire sera stable. Pour cela, on considère qu'il faut que le moment stabilisateur de l'ouvrage soit au moins deux fois supérieur au moment de renversement.

En pratique, on peut également montrer qu'un micro barrage-déversoir trapézoïdal dont la grande base est égale à la hauteur et la petite base égale à 0.25 m garantit largement la stabilité au renversement. On dispose ainsi d'une règle approximative qui permet d'estimer très rapidement le gabarit d'un ouvrage, connaissant la hauteur nécessaire pour alimenter la prise d'eau (cote). Cette règle conduit cependant à de légers surdimensionnements.

VI.4.2 les mesures prises dans la conception des ouvrages :

Le calcul de stabilité au renversement fait intervenir la hauteur de la lame d'eau déversant au-dessus de l'ouvrage, elle-même fonction du débit du cours d'eau. Pour garantir la stabilité de l'ouvrage, y compris dans des cas extrêmes, on devrait théoriquement estimer les débits de crue décennale ou centennale et en déduire la hauteur d'eau maximale au-dessus du déversoir. Afin de sécuriser les ouvrages et limiter la poussée lors des fortes crues, il est intéressant de prévoir une vanne de chasse dans le corps du déversoir. Il s'agit d'un orifice que l'on ouvre en cas de crue pour « délester » l'ouvrage. Ce dispositif ne protège efficacement le barrage que si les usagers sont suffisamment organisés et responsabilisés pour l'utiliser au moment opportun ! Cette vanne peut en tous cas s'avérer très utile pour vidanger le barrage et effectuer des travaux d'entretien sur le déversoir ou le canal de dérivation.

VI.4.3 Vérification de la stabilité au renversement :

Le barrage est soumis à :

- la force de poussée de l'eau qui entraîne un mouvement de rotation autour du pied aval,
- son propre poids qui tend à le stabiliser en s'opposant à cette rotation, diminuant l'effet de frottement.
- les sous pressions,
- la force de poussée de la vase déposée au fond (B. Rouissat, 2013).

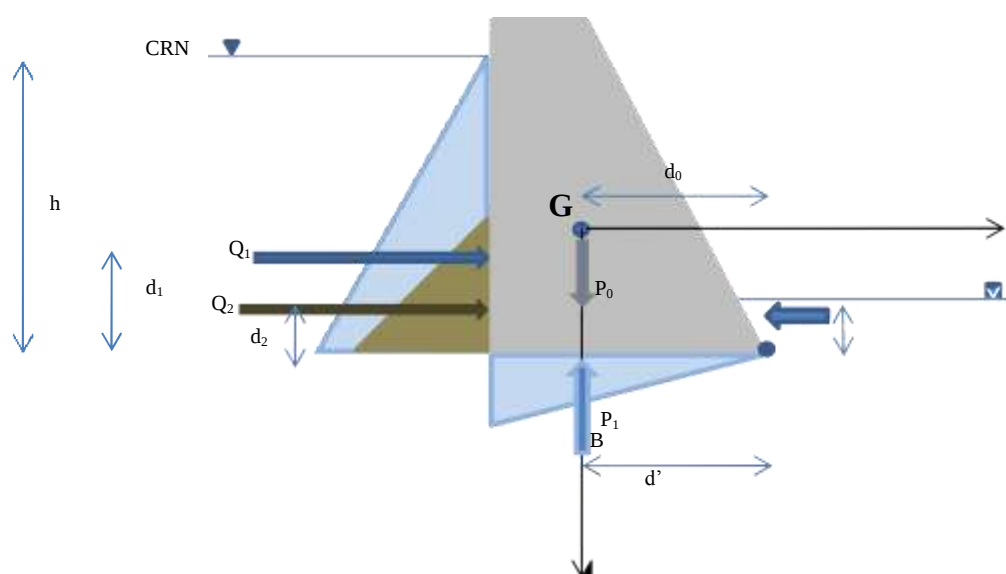


Figure II.19 : Forces agissantes sur un barrage poids et leurs bras de levier

Comme tout mouvement de rotation, le renversement de l'ouvrage est déterminé par le moment des forces, c'est-à-dire le produit des forces par leur bras de levier :

M_s = moment due au poids propre = $(G.d_0)$

M_d = moment des poussées et des sous-pressions = $(P_1.d') + (Q_1.d_1) + (Q_2.d_2)$

Théoriquement,

l'ouvrage est en équilibre si : $M_s = M_d$; mais en pratique on applique un coefficient de sécurité et on considère que l'ouvrage est stable si $M_s = 2.M_d$

Etudier la stabilité au renversement d'un barrage revient donc à comparer le moment stabilisateur (M_s) et le moment de renversement (M_d).

Le coefficient de sécurité au renversement devient :

$$K_r = \frac{\Sigma M_s}{\Sigma M_d}$$

VI.4.4 Dispositions constructives :

Les dispositions constructives concernent les arrêts de bétonnage des plots. La figure (II.11) montre les dispositions de ces arrêts :

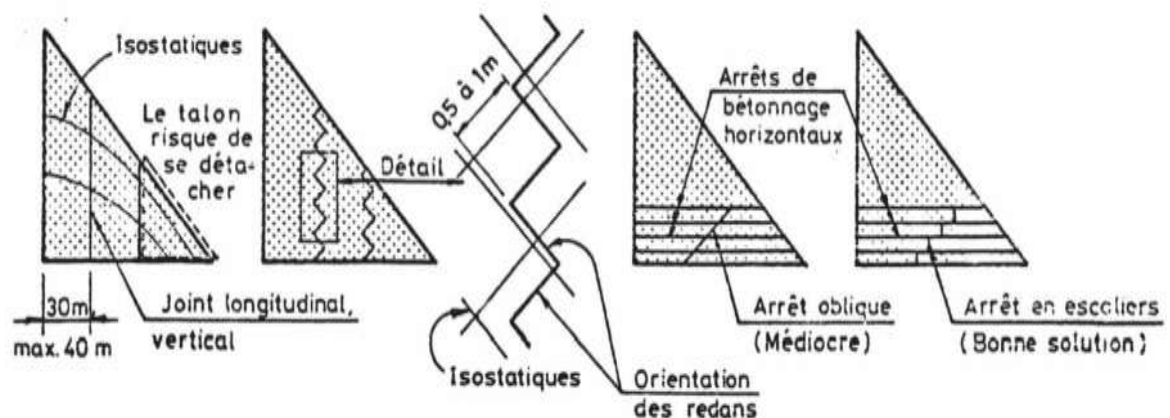


Figure II.20 : Formes des arrêts de bétonnage

VI.4.5 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.

VII. INFLUENCE DU TRAITEMENT DES FONDATIONS DE BARRAGE :

Quel que soit la nature du terrain des fondations d'un barrage poids, il existe toujours des percolations de l'eau au-dessous des fondations qui influent négativement sur la stabilité du corps du barrage. Les sous-pressions sont le résultat de ces percolations, c'est pour cela il faut penser à des solutions afin d'évacuer cet eau pour diminuer l'influence sur le barrage. Le traitement des fondations par injection ou drainage est une solution incontournable pour stabiliser un barrage poids.

VII.1 Utilité des injections dans les barrages :

La fonction d'un barrage est de constituer une réserve d'eau, il est donc évident que ces ouvrages doivent être et demeurer étanches. L'application de fuite dans un barrage peut avoir des conséquences néfastes à plusieurs titres : augmentation des pressions interstitielles et détérioration des conditions de stabilité, érosion interne pouvant aboutir à la rupture.

De nombreuses techniques existantes aujourd'hui, elles sont choisies en fonction de nombreux paramètres liés à l'ouvrage lui-même, mais aussi à la géologie du site et à la géométrie des vides à traiter. De nombreux exemples illustrent ces méthodes (D. Gouvenot et F. D. Bourgoise, 1998).

Les méthodes de détection des fuites des barrages diffèrent en fonction du type de désordre auquel on est confronté : l'érosion est soit concentrée dans un conduit, soit elle est diffuse. La détection précoce des fuites est fondamentale dans la mesure où elle empêche alors toute menace de rupture. La mise en évidence de tels défauts permet de définir au mieux les techniques de réhabilitation à mettre en œuvre (D. Gouvenot, 1997).

Parmi ces techniques nous avons présentés dans ce chapitre les parois étanches, l'injection descoulis de ciment et le drainage dans les fondations des barrages et ouvrages hydraulique. Le traitement de la fondation par injection du coulis de ciment est une procédure assez complexe formée d'une succession d'opérations dont le succès ou l'échec va conditionner le résultat final. Bien que de nombreuses recherches soient intéressées de l'étude de certains paramètres de la procédure d'injection, le traitement des fondations des grands ouvrages par injection des coulis est toujours resté un art.

Les injections sont effectuées le plus souvent pour réduire les fuites à travers les matériaux sur lesquels sont fondés des grands ouvrages tel que les barrages (voile d'étanchéité). Elles sont aussi effectuées parfois pour améliorer la pérennité et les caractéristiques mécaniques des roches ou sols de fondation, afin de pouvoir supporter le poids des structures à construire.

VII.2 Répartition de la sous pression en fonction de l'injection et le drainage :

La répartition de la sous pression sous la fondation dépend du gradient de la percolation souterraine, et ce gradient dépend des conditions de perméabilité, plusieurs cas typiques peuvent être mis en évidence (figure II-8 et II.12).

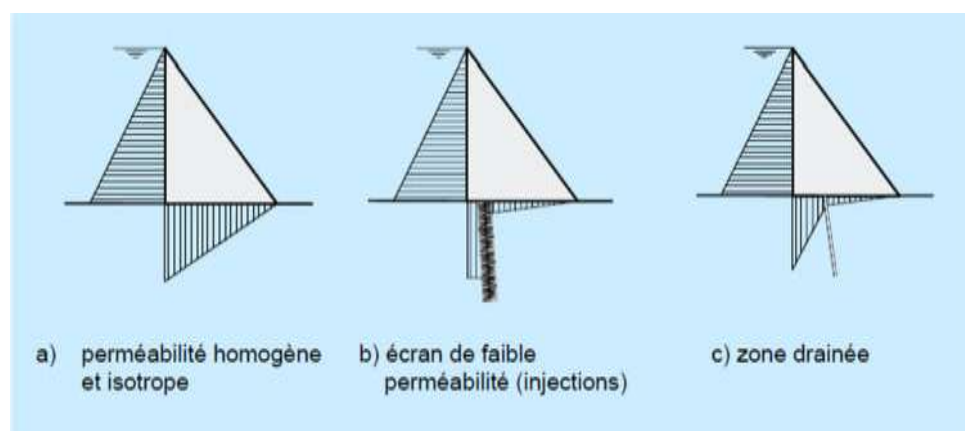


Figure II.21 : Répartition des sou-pressions (A. J. Schleiss et H. Pougatsch, 2011)

Les cas (b) et (c), ont pour effet direct, s'ils sont correctement mis en œuvre, de diminuer la force de sous pression qui tend à soulever le barrage. En pratique, on combine ces deux effets par la mise en place d'un voile d'étanchéité (rideau d'injection) placé à l'amont du barrage et de forages drainants placés immédiatement à l'aval.

VII.3 Le coefficient de sous pression :

Le coefficient de sous pression $\lambda = 1.0$ et une répartition triangulaire signifie que toute la sous pression est active sous la fondation et que la répartition de la perméabilité est homogène sur toute la largeur de la fondation (A. J. Schleiss et H. Pougatsch, 2011). Le coefficient λ dépendait de la qualité du rocher de fondation et du traitement du contact béton-rocher par injection. Les valeurs les plus souvent admises sont :

- $\lambda = 0.75$ à 0.80 rocher sain et bien injecté,
- $\lambda = 0.75$ à 1.0 rocher de qualité moyenne, mais bien injecter,
- $\lambda = 1.0$ en cas de doute.

VII.4 Traitement de fondations par parois étanches :

Les écrans étanches sont des structures enterrées destinées à réduire, empêcher ou détourner des écoulements souterrains ou établir une coupure imperméable pour isoler un site. Ils sont utilisés à titre provisoire et définitif pour réaliser soit des ouvrages hydrauliques soit des ouvrages de protection de l'environnement (C.I.M béton, 2004).

VII.4.1 Les parois en béton :

La réalisation d'une paroi en béton destinée à garantir l'étanchéité comporte deux étapes principales. Après la phase de perforation sous boue de bentonite, la trachée est bétonnée. Les parois sont constituées par la juxtaposition de panneaux élémentaires : primaires, secondaires, perforés contre un seul panneau déjà bétonné.

Les profondeurs de 35 à 50 m sont courantes, selon l'outil d'excavation on peut descendre jusqu'à 150 m. Les longueurs usuelles des panneaux sont voisines de 5 à 6 m. les largeurs varient entre 0,50 et 1,50 m, les plus fréquentes sont 0,60 et 0,80 m. Ces ouvrages sont réalisés soit au moyen de bennes mécaniques ou hydrauliques, soit au moyen d'hydro-fraises, ce choix est principalement lié à la nature des terrains à excaver.

VII.4.2 Les parois en béton plastique :

La perforation de la tranchée, d'une épaisseur courante comprise entre 0,50 m et 0,60 m, est faite sous boue bentonitique, à l'aide des outillages de parois classique : benne ou hydro- fraise. Le principe de réalisation est identique à celui de la paroi moulée décrite dans le paragraphe précédent. Comme dans le cas de la paroi en béton, le bétonnage est fait par un tube plongeur. Le béton utilisé est un mélange plastique (ciment, granulats, argile et eau) de composition étudiée en fonction des objectifs : résistance minimale et module maxima notamment.

Leurs caractéristiques répondent aux exigences des parois étanches de deux manières complémentaires :

- Incorporation des liants hydrauliques et d'argiles pour l'étanchéité ;
- Très grande déformabilité sans fissuration, le domaine de déformations plastiques est très étendu.

Pour garantir une forte déformabilité au matériau, il faut que les grains des divers agrégats ne soient pas jointifs et que la résistance mécanique ne soit pas trop élevée. Ce résultat est obtenu par l'utilisation de formulations à la fois pauvre en ciment et riche en eau, le rapport pondéral ciment/eau est généralement compris entre 0,15 et 0,25 (Gouvenot. D. et Bourgois. F. D, 1998). Mais le béton ainsi constitué est instable, de l'argile ou de la bentonite est alors incorporée à ce mélange afin de le stabiliser. L'argile apporte également à ce béton des caractéristiques d'étanchéité élevées.

Le matériau obtenu est élasto-plastique, ses propriétés sont très différentes de celle des bétons classiques de génie civil. Sa perméabilité est généralement comprise entre $5 \cdot 10^{-9}$ et $2 \cdot 10^{-10}$ m/s pour un gradient de 30. (Tableau 3.1) présente une comparaison d'un béton plastique et d'un béton courant de génie civil pour un essai triaxial avec une étreinte latérale $\sigma_3 = 0.4 \text{ MPa}$ (D. Gouvenot et L. Chazot, 1998).

Tableau II.2 : Comparaison des caractéristiques mécaniques d'un béton courant et d'un béton plastique

	Béton courant	Mortier plastique
Compression à la rupture σ_1	30 Mpa	1Mpa
Déformation à la rupture ε	0.1%	10%

VII.4.3 Les parois aux coulis :

Le principe des écrans étanches réalisés en coulis est dérivé de la technique des parois moulées.

Lors de la réalisation de telle paroi, un seul fluide est utilisé. A l'état fluide, il présente des caractéristiques voisines de celles de la boue bentonitique. Celles-ci évoluent lentement en fonction du temps pour atteindre un état solide et stable. Ce fluide est en général une coulisse bentonite ciment, mais un grand nombre de coulis est disponible aujourd'hui, en fonction des propriétés requises pour la paroi essentiellement. Ces coulis sont constitués de bentonite et de ciment auquel on adjoint des additifs minéraux spécifiques qui permettent essentiellement la perméabilité des écrans et/ou d'en augmenter la durabilité.

VII.5 Objectifs du traitement des fondations :

Le traitement au quel le terrain est soumis à deux objectifs indépendants ou non, mécanique et hydraulique :

- **Mécaniquement** : il s'agit d'améliorer globalement les propriétés de déformabilité et de résistance, que ce soit en terrains meubles ou en terrain rocheux, avec, pour ces derniers, une action sur les cavités, les fissures et les points de discontinuité ;
- **Hydrauliquement** : les buts recherchés sont :
 - une réduction, voire une suppression des débits d'infiltration à travers des massifs ;
 - une réduction des vitesses de percolation et donc des risques d'érosion des parties fines ou solubles du sol ;
 - une protection à l'égard d'agents polluants ou agressifs éventuellement infiltrés.

VII.6 Caractéristiques du procédé d'injection :

VII.6.1 La pression d'injection :

La pression d'injection doit permettre l'ouverture des fissures et l'introduction du coulis, surtout celle des coulis instables, elle a donc une influence directe sur la qualité du résultat, citer par (M. J. P. Stucky, 1975).

Il faut relever l'existence d'une procédure classique appliquée depuis fort longtemps qui appelle des règles très simples. Elles consistent à définir la limite de pression d'injection simplement en fonction de la profondeur sous la surface. Toutefois, il ne faut pas prendre de vue que non seulement le type de rocher et ses caractéristiques géologiques, mais également le type de coulis à injecter entrent en ligne de compte. On a introduit une

pression dite « de refus » au-delà de laquelle le massif rocheux ne devrait absorber aucun volume additionnel de coulis (A. J. Schleiss et H. Pougatsch, 2011).

En fait l'expérience enseigne que dans le domaine usuel du génie civil, l'injection peut toujours être poursuivie et les volumes absorbés augmentés, encore que de plus en plus lentement, pourvu qu'une pression suffisante soit appliquée. C'est tout au plus la pompe qui refuse d'aller au-delà d'une certaine pression ; non le massif rocheux. Cette notion de refus pourrait être simplement curieuse si elle n'était invitation pour nombre de personnes à définir d'une façon arbitraire le critère d'arrêt de l'injection en augmentant pas la pression au-delà de cette « limite ». Encore qu'injustifiée, cette vue de l'esprit a fait couler beaucoup d'encre sans que l'on n'ait jamais constaté aucun refus de la part du papier à l'absorber (G. Lombardi, 1998).

Par ailleurs, en relation avec la pression d'injection, redoute d'une part une fracturation hydraulique (claquage) qui correspond à une ouverture brusque d'une nouvelle discontinuité et d'autre part un soulèvement, perceptible ou non, de la surface du massif rocheux injecté, conséquence d'ouvertures de discontinuités.

En revanche, il faut faire attention de ne pas soulever le terrain ou les ouvrages (M. J. P. Stucky, 1975), parce que :

- risque de fuites par les fissures du terrain, jusqu'à des distances de 50 ou 100 m,
- risque de soulèvement du terrain,
- risque de soulèvement des ouvrages.

On applique en général la règle suivante (tableau) :

Tableau II.3 : Pression d'injection par rapport à la profondeur (M. J. P. Stucky, 1975).

Profondeur de tronçon injecté (m)	Pression d'injection (kg/cm ²)
0 à 5	5
5 à 10	10
10 à 15	15
etc..., sans dépasser 40 à 50 kg/cm ²	

Dans les terrains délicats, sera plus prudent. Au besoin, il fera des essais préalables, avec mesures de nivellement de précision à la surface du terrain.

VII.6.2 Les propriétés du coulis frais :

La réalisation correcte d'une campagne d'injection requiert le respect de certaines propriétés du coulis frais afin que (G. Lombardi, 2007) :

- les conditions imposées au coulis ayant fait prise soient respectées ;
- l'opération d'injection puisse être réalisée de la façon la plus simple et efficace possible.

Il est fort probable que le massif rocheux à injecter ne soit pas homogène pour tout l'ouvrage et qu'il faille le subdiviser en plusieurs zones sur la base de considérations géologiques ou géotechniques afin que chacune de ces zones puisse être considérée par elle-même comme étant homogène et être traitée comme telle.

Toutes les remarques et conclusions qui suivent se réfèrent donc à une telle zone et devront donc être adaptées en conséquence à chacune de celles-ci. De fait, il est clair qu'il n'y aurait pas de sens de spécifier des conditions d'injection uniformes pour un barrage qui s'appuierait, par exemple, en partie sur des calcaires et en partie sur des marnes. De même il se pourrait que des parties différentes de l'ouvrage exigent des conditions de consolidation elles-mêmes différentes.

Nous n'examinerons donc que des « zones homogènes » tant du point de vue géologique que de celui des conditions imposées par l'ouvrage. Par ailleurs, en fonction de ce qui vient d'être dit, seuls des coulis stables seront pris en considération. On entend surtout montrer que la méthode d'injection retenue, pour chaque zone, doit être le résultat d'un projet étudié spécifiquement en fonction des conditions réelles du site et de l'ouvrage et non le résultat de la simple application de normes préconçues ou des clauses de cahiers de charges préexistants.

VII.6.3 Nombre de ligne d'injection :

Le voile d'étanchéité profond est constitué d'une ou plusieurs lignes d'injection. Le voile est double ou triple lorsque le terrain n'admet pas une forte pression et que le rayon d'action des forages risque d'être petit. Les forages sont alors disposés en quinconce. En règle générale, une seule ligne d'injection est suffisante pour les barrages en béton. Quant au voile d'étanchéité sous un barrage en remblai, il comporte en général plusieurs lignes. Dans le cas d'un barrage en remblai avec noyau il est exécuté soit avant la mise en place des remblais, éventuellement à partir d'une pâque en béton. Si le barrage comporte un masque amont, les injections peuvent être exécutées depuis une galerie située au pied amont (A. J. Schleiss et H. Pougatsch, 2011).

En pratique, le patron minimum adopté aura généralement des trous primaires de part et d'autre du rideau d'étanchéité, espacés de 6 mètres et ayant une profondeur de 8 mètres. Le nombre de rangées de trous varie avec la charge d'eau (tableau).

Tableau II.4 : Nombre de rangée d'injection par rapport à la charge d'eau.

Charge d'eau (m)	Nombre de rangée d'injection
0 à 25	0
25 à 60	2
60 et plus	Zone de contact du noyau à l'intérieur des limites, des trous de 8m de profondeur et espacés de 6m.

Lorsque la charge d'eau est supérieure à 60m, le nombre de rangées doit être suffisant pour couvrir toute la surface du noyau incluant un dépassement possible sous la limite amont du filtre aval. Les trous seront en général verticaux, Localement, des trous inclinés pourront être requis pour recouper certains joints d'orientation particulière.

VII.6.4 Espacement entre forages :

Le voile d'injection est exécuté en différentes phases, réduisant à chaque phase la distance entre les forages (figure 13). En général, les premiers forages (forages primaires) sont les plus longs et espacés de 10 à 12m. Ils sont carottés afin d'obtenir des indications supplémentaires relatives à la géologie et des essais des perméabilités peuvent être réalisés. Puis des forages intermédiaires moins profonds que les premiers (forages secondaires, tertiaires, ...) sont exécutés, réduisant successivement l'espacement de moitié. Dans la majorité des cas, la distance finale, qui dépend du rocher et du degré d'imperméabilité recherché, varie entre 2,5 et 3 mètres. Pour des barrages de plus faibles hauteurs, l'intervalle entre forages peut être inférieur à 3 mètres, les injections se faisant alors avec des pressions réduites (A. J. Schleiss et H. Pougatsch, 2011).

1. orages primaires
2. Forages secondaires
3. Forages tertiaires
4. Forages obliques de contré
5. Voile au large

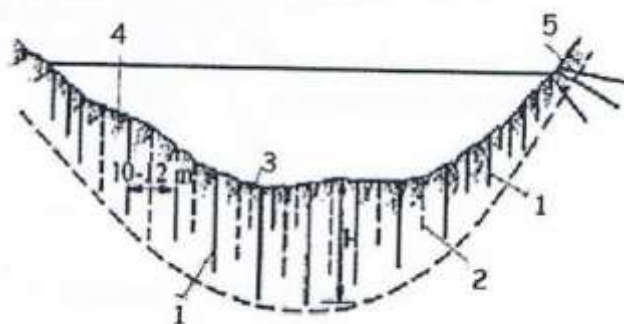


Figure II.22 : Schéma d'un voile d'injection (A. J. Schleiss e H. Pougatsch, 2011).

VII.6.5 Orientation des forages :

La direction des forages est soit verticale soit inclinée vers l'amont en fonction des propriétés géométriques de la fondation. L'objectif étant de remplir les fissures avec un marteau, il s'agit de rechercher la ligne ou le plan qui recoupe le maximum de fractures et de fissures verticales ou inclinées. L'établissement d'un diagramme polaire permet de déterminer les différents systèmes de discontinuités existants et de fixer au mieux l'orientation des forages.

VII.6.6 Profondeur du voile d'injection :

La profondeur et la géométrie du voile d'injection dépendent de la géologie et de la hauteur du barrage. Sa profondeur doit être suffisante pour minimiser les percolations et contribuer à la réduction des sous-pressions. On peut descendre le rideau jusque dans une zone où la perméabilité est moindre que celle de la zone injectée. Généralement, la hauteur du voile atteint 35 à 100% de la hauteur de barrage, avec une profondeur maximum de 50m (Schleiss.

A. J et Pougatsch. H, 2011).

En relation avec la hauteur H du barrage, l'USBR propose une profondeur du voile d'injection égale à :

$$H_{\text{voile}} = 1/3 + C \quad \text{avec} \quad C = 8 \text{ à } 25\text{m}$$

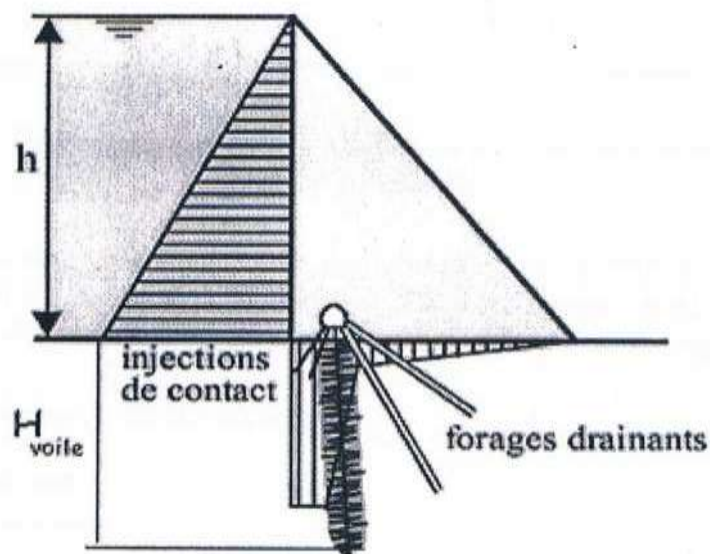


Figure II.23 : Profondeur de voile d'injection (A. J. Schleiss et H. Pougatsch, 2011).

VIII. TRAITEMENT DES FONDATIONS PAR DRAINAGE :

VIII.1 Introduction :

Le but de drainage et notamment de diminuer l'effet des sous-pressions sous l'ouvrage et de capter les percolations il renforce ainsi la sécurité de l'ouvrage et des fondations. Le système de drainage permet par ailleurs de contrôler la tenue du voile d'étanchéité (d'injection), selon (A. J. Schleiss et H. Pougatsch, 2011).

Cependant, pour être réellement efficace, le drainage doit être fait relativement en amont, c'est-à-dire depuis une galerie.

Avec : a- avec galerie ; b- sans galerie

Pour les barrages non équipés de galerie, le drainage peut être constitué d'une ligne de forages implantées près du pied aval et inclinés vers l'amont. Cette solution permet d'améliorer la situation des sous-pressions sous le coint aval du barrage.

Les deux moyens fréquemment utilisés sont :

- Les forages drainants ;
- Les galeries de drainage.

VIII.2 Les forages drainants :

Sont généralement implantés à l'aval d'un voile d'injection. Ils peuvent être verticaux ou inclinés en fonction de la structure géologique. Parfois, ils répartissent le long de la section transversale du barrage.

Les forages drainants sont exécutés à partir de la galerie de pied du barrage une fois les travaux d'injection achevés. Leurs parois sont « libres », toutefois selon le tenu du rocher, ils peuvent être équipés d'un tube partiellement ou totalement perforé. Il n'est pas rare qu'au fil du temps, ces forages drainants soient obturés par des dépôts de calcite. Il devient alors nécessaire soit de les renforcer, soit d'en forer des nouveaux.

VIII.3 Principe de drainage vertical :

- Quelques mètres (de l'ordre de 10 à 15% de la charge d'eau) 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, pour que ce résultat soit effectif, les drains doivent avoir un diamètre assez gros

(100 mm minimum) (A. Carrère, 1994) et un intervalle modéré (1,50 à 5 m) ;

- En complément, on draine généralement aussi la masse de fondation située sous la surface d'appui jusqu'au pied aval du barrage.
- D'après (G. Degoutte, 2002), la solution la plus satisfaisante consiste à mettre en place un tapis drainant à la base de la recharge aval, au contact remblai-fondation, jusqu'au drain vertical ou incliné situé dans la zone centrale du remblai.

La lutte contre les sous-pressions dans les barrages en terre, a conduit les projecteurs s'en préoccuper également dans le cas des barrages en béton et à chercher à appliquer à cette catégorie d'ouvrages les méthodes classiques en matière de digues en terre. C'est ainsi que l'on est arrivé à prévoir un drainage de la fondation de ne tenir compte que d'une sous-pression réduite, c'est-à-dire d'alléger les ouvrages, tout au moins les barrages poids (A. Mayer, 2007).

IX. CONCLUSION :

L'étude de la stabilité d'un barrage poids tenir en compte non pas ses fortes dimensions et sa grande masse qu'elle peut être par fois le principal facteur stabilisateur ; mais aussi l'influence du traitement des fondations qui est toujours en développement.

Les techniques du traitement des fondations des barrages poids les plus utilisées sont l'injection, les parois étanches et le drainage.

Ces nouvelles technologies ont un impact capital car elles donnent accès pendant les opérations de réhabilitation au résultat des travaux alors que sans elles, le traitement des fuites est jugé une fois les travaux terminés. Ces techniques restent onéreuses car l'exigence d'une entreprise spécialisée est impérativement.

Chapitre 03

**Calcul déterministe de la
stabilité du barrage-poids**

I. INTRODUCTION :

A nos jours, la justification de la stabilité d'un barrage de type poids s'appuie uniquement sur un calcul par méthode déterministe, cette dernière représente l'avantage d'être facile à mettre en œuvre mais reste insuffisante en raison des incertitudes associées au facteur de sécurité dont souvent le choix est peu économique. En effet, il ne permet pas de prendre en compte la dispersion de chacun des paramètres intervenant dans le calcul, ce qui peut conduire parfois à un surdimensionnement de l'ouvrage. Dans ce présent travail, on présente les résultats de travaux faisant l'objet d'application d'une approche de calculs de stabilité suivant les méthodes semi-probabiliste et probabiliste appliquée aux barrages poids ayant différentes caractéristiques : géométrie, matériaux de construction, durée d'exploitation.

II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

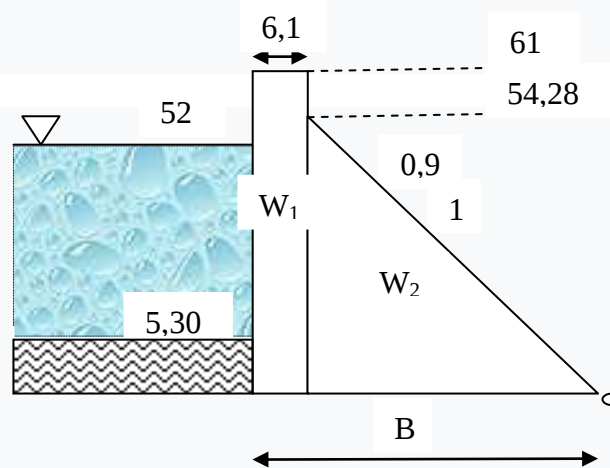


Figure III.24 : Dimensionnements de l'ouvrage.

Données du barrage		
Caractéristiques	Valeurs	Unités
Hauteur du barrage H_b	61	m
Largeur du Barrage L_b	54,95	m
Niveau normal retenue NNR	52	m
Niveau de limon	5,3	m
fruit	0,9H/1V	m
Poids unitaire du béton	25	Kg/m ³
Densité sèche de limon D_s	1360	Kg/m ³
Coefficient sismique a	0,2	

Tableau III.5 : Les caractéristiques de l'ouvrage.

III. Bilan des efforts agissent sur le barrage :

III.1 Calcul des efforts sans séisme

Poids mort:

Le poids de la section du barrage peut être trouvé en divisant la section en formes géométriques plus simples, comme un triangle, un rectangle, etc. La surface de chaque partie peut être facilement calculée et multipliée par le poids unitaire du béton (25 KN/m³), la le poids de chaque pièce peut être calculé. Le poids W1 dans la section du barrage est le poids de la section rectangulaire de largeur 6,1 m et de hauteur 61 m ; Le poids W2 dans la section du barrage est le poids de la section triangulaire de largeur

$B=0,9*54,28 = 48,85\text{m}$ et une hauteur 54,28m. prennent l'épaisseur de la section du barrage perpendiculaire à cette page à 1 m. La charge permanente totale sera de :

$$(6,1*61 + 0,5*54,28*48,85)*1*25 = 42447,23 \text{ KN}$$

La longueur du bras de moment de la charge permanente à partir du pied du barrage sera : $(6,1*61*(48,85 + 6,1/2) + 0,5*54,28*48,85*(2*48,85/3))/(6,1*61 + 0,5 *54,28*48,85) = 36,8\text{m}$, Le moment de la charge permanente est positif sera : $42447,23*36,8 = 1562058,06\text{KNm}$.

Nous considérons tous les moments dans le sens des aiguilles d'une montre autour de la pointe comme négatifs, tous les moments dans le sens inverse des aiguilles d'une montre comme positifs. Ainsi le moment dû à la charge permanente est positif.

Poussée d'eau :

La pression de l'eau qui agit horizontalement sur la face amont est donnée par $\frac{1}{2}\gamma h^2$. Dans ce cas, poussée d'eau = $\frac{1}{2}*52*52*9,81 = (-) 13263,12 \text{ KN}$. Il agit à une distance de $h/3$ soit $52/3 \text{ m}$ du pied. Par conséquent, le moment est négatif et égal à $13263,12*52/3 = (-) 229894,08 \text{ KNm}$.

Forces de soulèvement :

L'intensité de soulèvement à l'extrémité amont du talon est $\gamma * h$ c'est-à-dire $52*9,81 = 510,12 \text{ KN/m}^2$,

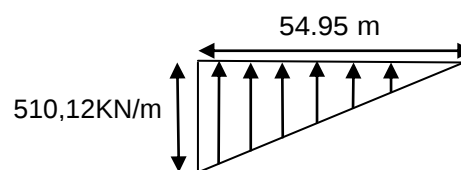


Figure III.25 : Les forces de soulèvement.

Pour la conception d'une combinaison de charges extrêmes d'un barrage-poids, les drains sont supposés être étranglés, de sorte que la force de pression de soulèvement est calculée comme suit : $\frac{1}{2} (510,12*54,95) = (-) 14015,55 \text{ KN}$

Sa ligne d'action à partir du pied sera de $54,95*2/3 = 36,63 \text{ m}$, le moment autour du pied est négatif et égal à $(-) 513389,60 \text{ KNm}$.

Charge de limon :

La pression de limon qui agit horizontalement sur la face amont est donnée par $\frac{1}{2}(\gamma_s - \gamma_w)h^2.k$. Dans ce cas $K= 1-\sin\phi$ (poussée au repos), angle de frottement $\phi=30^\circ$, poussée de limon = $\frac{1}{2}*5,3*5,3*0,5(13,34 - 9,81) = (-) 24,79 \text{ KN}$. Il agit à une distance $hs/3$ soit $5,3/3 \text{ m}$ du pied. Le moment est donc négatif et égal à $24,79*5,3/3 = (-) 43,79 \text{ KNm}$.

III-2 Calcul des efforts avec séisme

Introduction :

Dans le passé les barrages étaient vérifiés pour résister au tremblement de terre en utilisant une approche pseudo statique, dont l'origine remonte dans les années 1930, cette méthode simple prend en compte pour les barrages en béton les forces d'inerties du barrage et la pression hydrodynamiques exercées par la retenue. En suite avec le développement des ordinateurs et des modèles d'analyses numériques, il a été possible de fortement progresser dans l'évaluation de la sécurité sismique des barrages en béton, sous sollicitation dynamiques.

Poids mort :

La force d'inertie horizontale sur le barrage est calculée comme suit : $\alpha \cdot (W_1 + W_2) = 0,2 \cdot 42447,23 = (-) 8489,44 \text{ KN}$. Sa ligne d'action passe par le centre de gravité du barrage, c'est-à-dire $(6,1 \cdot 61 \cdot (61/2) + \frac{1}{2} \cdot 54,28 \cdot 48,85 \cdot (54,28/3)) / (6,1 \cdot 61 + 0,5 \cdot 54,28 \cdot 48,85) = 20,8 \text{ m}$ au-dessus du pied du barrage. La structure la moins stable du barrage existe si cette force horizontale agit dans la direction aval (notez que le tremblement de terre agit en amont dans de tels cas). Par conséquent, le moment est négatif et égal à $8489,44 \cdot 20,8 = (-) 176580,35 \text{ KNm}$.

Eau :

la force d'inertie horizontale sur l'eau retenue en amont est calculée comme suit : $\alpha \cdot (\frac{1}{2} \gamma h^2) = 0,2 \cdot 13263,12 = (-) 2652,62 \text{ KN}$. Sa ligne d'action est à $52/3$ du pied du barrage de l'amont. Pour l'eau en amont le moment est négatif et égal à $2652,62 \cdot 17,33 = (-) 45978,81 \text{ KNm}$.

Limon :

La force d'inertie horizontale sur le limon accumulé est calculée comme suit : $\alpha (\frac{1}{2} (\gamma_s - \gamma_w) h^2 \cdot k) = 0,2 \cdot 49,601 = (-) 4,96 \text{ KN}$. Sa ligne d'action est à $5,3/3$ du pied du barrage de l'amont, le moment est négatif et égal à $4,96 \cdot 5,3/3 = (-) 8,76 \text{ KNm}$.

Pression hydrodynamique due au tremblement de terre :

Surpression hydrodynamiques selon WESTERGAARD :

Lors de son déplacement vers l'amont provoqués par un séisme, le barrage bute contre l'eau de la retenue. la force d'inertie de l'eau va engendrer une surpression hydrodynamiques sur le parement amont du barrage, dont WESTERGAARD a formulé une relation parabolique décrivent ce phénomène en fonction de la profondeur z :

$$P_E = k_e C_e \alpha \rho_E \sqrt{H z}$$

Avec $k_e =$ coefficient dépendant de l'inclinaison du parement amont :

- Vertical : $k_e = 1,0$
- Incliné : k_e varie linéairement avec l'angle d'inclinaison du parement

$$C_e = \frac{0,817}{\sqrt{1 - 7,75 \left(\frac{H}{1000 \cdot T} \right)^2}}$$

Avec C_e : coefficient de westergaard.

H : hauteur de barrage.

T : période de vibration généralement admise entre 0.5 et 1.

Le séisme horizontal produira une force donnée par : $P_E = k_e C_e \alpha \rho_E \sqrt{Hz}$ où $k_e = 1.0$,
(Puisque $\alpha = 0,20$ et la face amont est verticale $k_e = 1.0$) ; $H = 52\text{m}$, $T = 1\text{s}$ alors $C_e = 0,82$

$$P_E = 1 * 0,82 * 0,2 * 9,81 * \sqrt{52} = 11,60 \text{ KN/m}^2.$$

La poussée totale de la surpression hydrodynamique vaut :

$$E_e = k_e C_e \alpha \rho_E \frac{2}{3} h^2 a_m = 1 * 0,82 * 0,2 * 9,81 * \frac{2}{3} * 52 * 52 = 2900,20 \text{ KNm}^2, \text{ Sa ligne d'action est de } h_e = 0,4 H a_m = 20,8\text{m}. \text{ Le moment est donné par la formule :}$$

$$M_e = k_e C_e \alpha \rho_E \frac{4}{15} h^3 a_m = 1 * 0,82 * 0,2 * 9,81 * \frac{4}{15} * 52^3 = 60324,21 \text{ KNm}.$$

Tableau III.6 Tabulation des forces et des moments : Après avoir déterminé les forces et les moments, ils peuvent être tabulés et résumés.

N	Article	Fv KN	Fh KN	Bras de levier m	M (+) KNm	M (-) KNm
Charge Morte						
01	$(W_1 + W_2)$	42447,23		36,8	1562058,06	
Poussée de l'eau						
02	$\frac{1}{2} \gamma h^2$		-13263,12	17,33		229894,08
Forces de soulèvement						
03	$\frac{1}{2} (\gamma h * b)$	-14015,55		36,63		513389,60
charge du limon						
04	$\frac{1}{2} (\gamma_s - \gamma_w) h^2$		-24,79	1,76		43,79
Forces d'inertie dues à la charge morte						
05	$\alpha * (W_1 + W_2)$		-8489,44	20,8		176580,35
Forces d'inertie dues à l'eau						
06	$\alpha h \frac{1}{2} \gamma h^2$		-2652,62	17,33		45978,81
Forces d'inertie dues au limon						
07	$\alpha * (\frac{1}{2} (\gamma_s - \gamma_w) h^2)$		-4,96	1,76		8,76
hydrodynamique due au tremblement de terre						
08	E_e		-2900,20	20,8		60324,21

IV- ANALYSE DES EFFORTS AGISSANT SUR LE BARRAGE :

IV-1 : VERIFICATION AU RENVERSEMENT :

IV-1 -1 : SANS SIESME :

On admet que le mur ne peut se renverser qu'au point 'O' appelé centre de rotation.

La stabilité au renversement est assurée lorsque :

$$F_r = \frac{\sum MS/O}{\sum MD/O} \geq 1,5$$

$\sum M_S$: la somme des moments stabilisateurs du barrage (poids propre du barrage)

$\sum M_D$: la somme des moments déstabilisateurs du barrage (poussée de l'eau en amont, poussée des sédiments et la force de sous pression).

Le tableau III.7 résume les détails de calcul Des moments au renversement

Paramètres	ΣM_s	ΣM_D
Module	1562058,06	743327,47

$$Fr = \frac{\Sigma M_S}{\Sigma M_D} \geq 1,5 \quad \longrightarrow \quad \frac{1562058,06}{743327,47} = 2,10 > 1,5$$

Remarque : La condition au renversement du barrage est vérifiée.

IV-2 : VERIFICATION AU GLISSEMENT :

IV-2 -1 : SANS SIESME :

La stabilité au glissement est assurée lorsque :

$$Fg = \frac{\Sigma F_V}{\Sigma F_H} \geq 1,5$$

ΣF_V : la somme des forces verticales (Forces qui s'opposent au glissement)

ΣF_H : la somme des forces horizontales (Forces qui favorisent au glissement)

Le tableau III.8 résume les détails de calcul des forces au glissement

Paramètres	ΣF_v	ΣF_H
Module	28431,68	13287,91

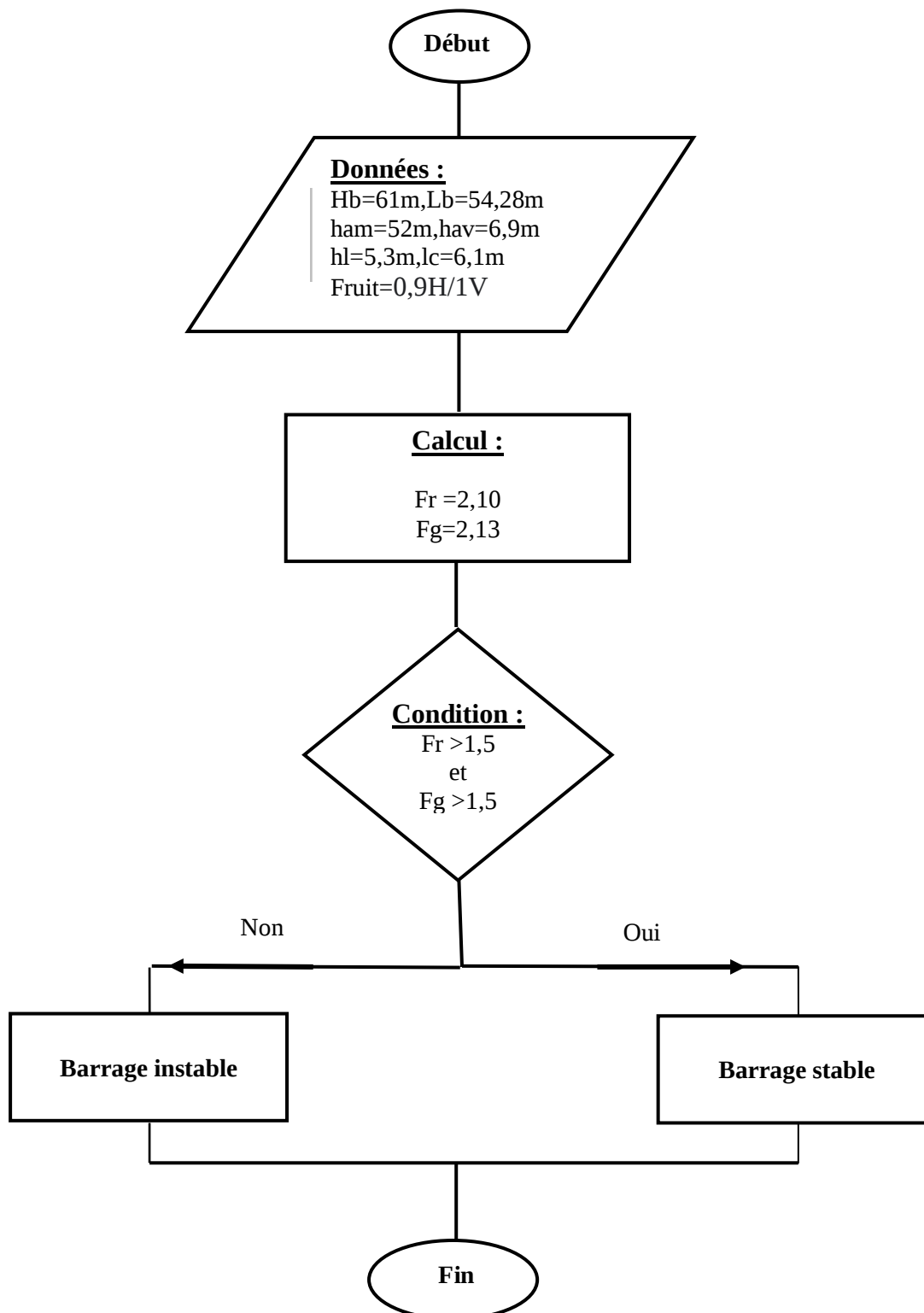
$$Fg = \frac{\Sigma F_V}{\Sigma F_H} \geq 1,5 \quad \longrightarrow \quad \frac{28431,68}{13287,91} = 2,13 > 1,5$$

Remarque :

La condition au glissement du barrage est vérifiée.

Conclusion :

Après avoir vérifié les deux conditions au renversement et au glissement, notre barrage est **stable**.

Organigramme:

IV-3 : VERIFICATION AU RENVERSEMENT :**IV-3 -1 : AVEC SIESME :**

On admet que le mur ne peut se renverser qu'au point 'O' appelé centre de rotation.

La stabilité au renversement est assurée lorsque :

$$Fr = \frac{\Sigma MS/O}{\Sigma MD/O} \geq 1,1$$

ΣM_S : la somme des moments stabilisateurs du barrage (poids du barrage)

ΣM_D : la somme des moments déstabilisateurs du barrage (poussée de l'eau en amont, poussée des sédiments et la pression hydrodynamique).

Tableau III.9 résume les détails de calcul Des moments au renversement avec séisme:

Paramètres	ΣM_S	ΣM_D
Module	1562058,06	796281,73

$$Fr = \frac{\Sigma MS}{\Sigma MD} \geq 1,1 \quad \longrightarrow \quad \frac{1562107,82}{796281,73} = 1,96 > 1,1$$

Remarque : La condition au renversement du barrage est **vérifiée**.

IV-4 : VERIFICATION AU GLISSEMENT :**IV-4 -1 : AVEC SIESME :**

La stabilité au glissement est assurée lorsque :

$$Fg = \frac{\Sigma FV}{\Sigma FH} \geq 1,1$$

ΣF_V : la somme des forces verticales (Forces qui s'opposent au glissement)

ΣF_H : la somme des forces horizontales (Forces qui favorisent au glissement)

Tableau III.10 résume les détails de calcul des forces au glissement avec séisme :

Paramètres	ΣF_V	ΣF_H
Module	28431,68	14047,22

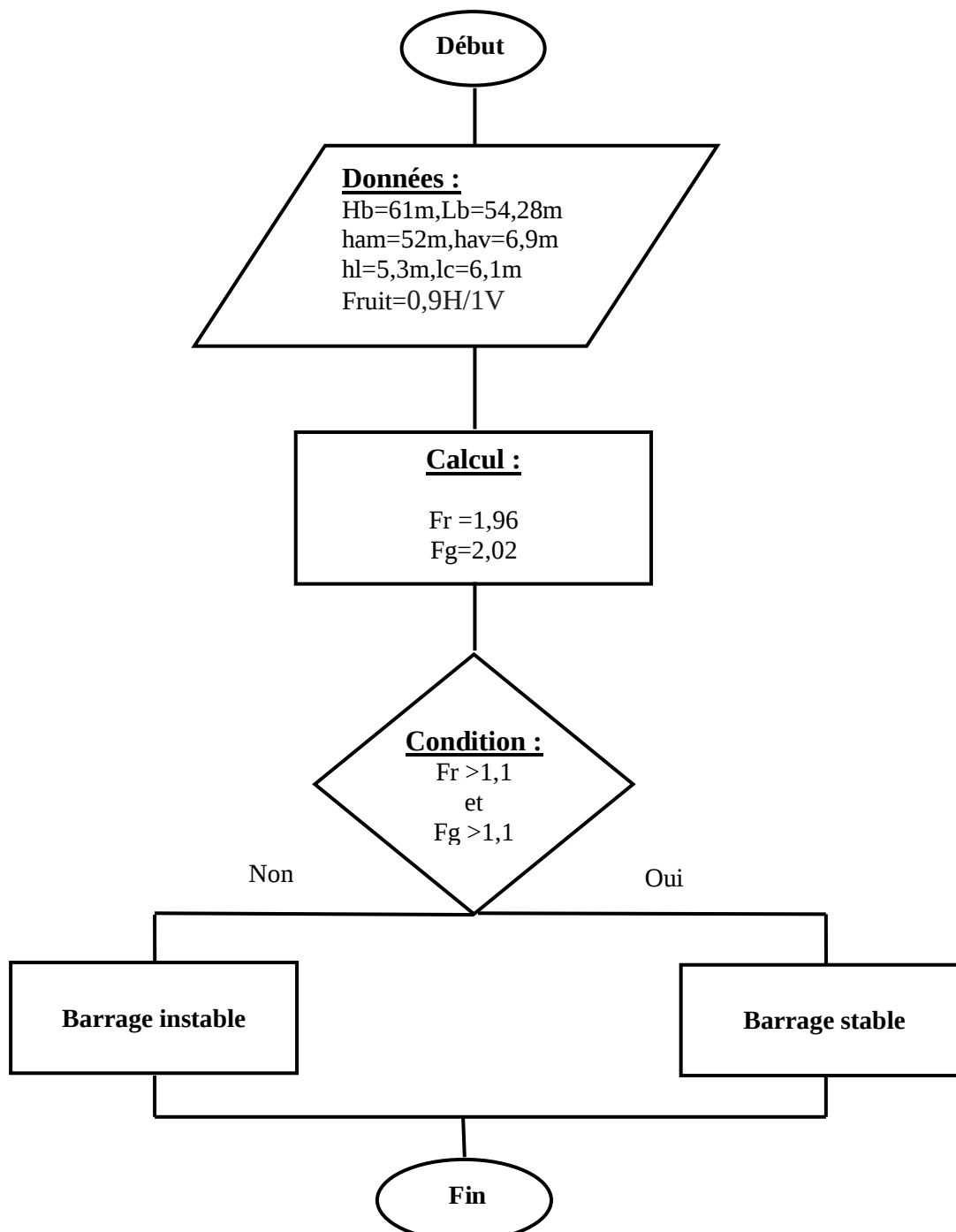
$$F_g = \frac{\Sigma FV}{\Sigma FH} \geq 1,1 \quad \longrightarrow \quad \frac{28431,68}{14047,22} = 2,02 > 1,1$$

Remarque :

La condition au glissement du barrage est vérifiée.

Conclusion :

Après avoir vérifié les deux conditions au renversement et au glissement, notre barrage est **stable**.

Organigramme:

V : CONCLUSION :

La stabilité des barrages poids est souvent vérifiée pour le glissement au niveau du plan de contact du barrage avec sa fondation ainsi que le renversement par rapport au pied aval. Le souci de rendre stable le barrage poids n'est nullement articulé sur l'octroi d'un profil transversal plus volumineux.

Chapitre 04

**Généralités sur les Approches
Probabilistes et la Fiabilité
Des Structures**

I. Introduction

La mécanique probabiliste est un domaine de fiabilité qui permet d'une part de tenir compte des incertitudes concernant un système physique. D'autre part elle permet 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 20^{ème} 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).

II. Fiabilité d'une structure

La fiabilité d'une structure se caractérise par la performance de celle-ci 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).

III. 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.

- Dans la démarche 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 confiance objectifs et constitue en ce sens un outil adéquat pour l'aide à la décision en phases de conception et de maintenance. L'analyse fiabiliste se fait suivant les trois étapes 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

IV. Choix des variables aléatoires de base

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

- une connaissance fine du matériau étudié (origine, comportement mécanique)
- et 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 supplémentaire 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.

V. Lois de distribution

Ils existent, dans la littérature, plusieurs types de lois de distribution décrivant les variables aléatoires. Les plus utilisées pour décrire les incertitudes en génie civil sont : loi normale, loi log normale, loi de Weibull. Les caractéristiques, de ces lois, sont données dans le tableau ci-dessous.

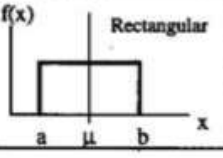
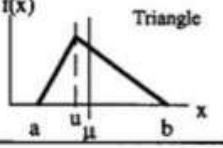
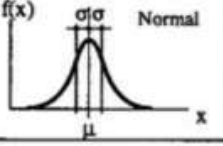
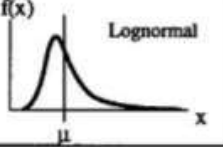
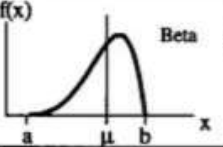
 Rectangular	$-\infty < a < b < +\infty$ $\mu = \frac{a+b}{2}$ $\sigma = \frac{b-a}{\sqrt{12}}$	$a \leq x \leq b$ $f(x) = \frac{1}{b-a}$ $F(x) = \frac{x-a}{b-a}$
 Triangle	$-\infty < a < b < +\infty$ $\mu = \frac{1}{3}(a+b+u)$ $\sigma = \sqrt{\frac{1}{18}(a^2+b^2+u^2-ab-au-bu)}$	$a \leq x \leq u$ $f(x)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

Figure IV.26 : Principales lois de distribution (Selon Schneider, 1997).

VI. Choix de la fonction de performance

Il s'agit là de construire un scénario de défaillance de la structure, autrement dit : préciser l'état limite au-delà duquel cette structure n'est plus considérée comme fiable. 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). Un critère de défaillance est défini à l'aide d'une fonction d'état limite, notée G , et qui dépend des variables aléatoires du modèle. Par convention, on définit le domaine de sûreté D_s et le domaine de défaillance D_f comme suit :

Dans le cas des études fiabilistes, on introduit généralement plus d'un paramètre aléatoire. K étant l'ensemble des variables de X_i , du problème, constitue dans ce cas un vecteur

$$\{X\} = \{X_i\}_{i=1..k} \text{ de } \mathbb{R}^k \quad X = X_i \quad i = 1..k \text{ de } \mathbb{R}^k$$

$$\{X\} = \{X_i\}_{i=1..k} \text{ de } \mathbb{R}^k \quad X = X_i \quad i = 1..k \text{ de } \mathbb{R}^k \quad D_s = \{X \in \mathbb{R}^k, G(X) > 0\}$$

$$D_f = \{X \in \mathbb{R}^k, G(X) \leq 0\}$$

Où : $\mathbb{R}^k$ est l'ensemble des K variables

La frontière $\{X \in \mathbb{R}^k, G(X) = 0\}$ est la surface d'état limite.

La Figure n° 27, ci-dessous, illustre cette définition dans le cas de deux variables aléatoires de base.

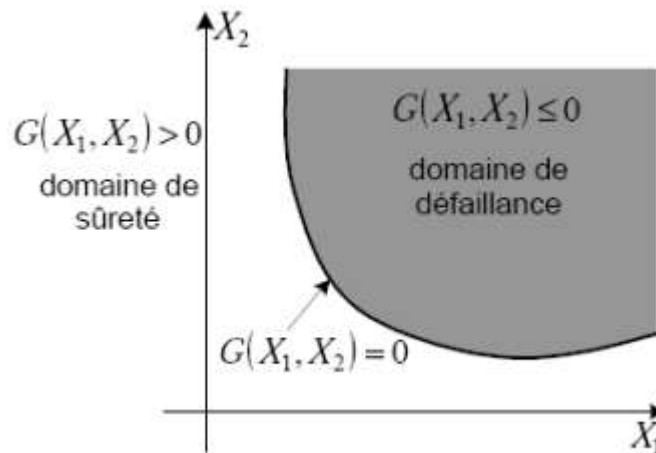


Figure IV.27: Domaines de sûreté et de défaillance dans le cas de deux variables aléatoires (Selon Schneider, 1997).

Les points essentiels concernant le critère de défaillance sont les suivants :

- Le choix de la fonction de performance se doit d'être dicté par la cause physique de la défaillance de façon à en obtenir une représentation réaliste.
- Si la forme du critère est généralement du type : $G = R - S$

Avec : **R** : une caractéristique de résistance.

Et : **S** : une donnée relative à la sollicitation appliquée.

La fonction G n'est pas forcément une fonction explicite des variables de base. Elle peut dépendre de la réponse de la structure (par exemple contraintes ou déformations). Son évaluation nécessite alors un calcul mécanique préalable (le plus souvent par éléments finis) faisant intervenir une loi de comportement (couplage mécano-fiabiliste).

Il faut noter que :

- 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 :
 - $G(R, S) < 0$: nous sommes dans le domaine de défaillance,
 - $G(R, S) > 0$: nous sommes dans le domaine de sécurité,
 - $G(R, S) = 0$: nous sommes entre les 2 domaines soit dans un état limite.

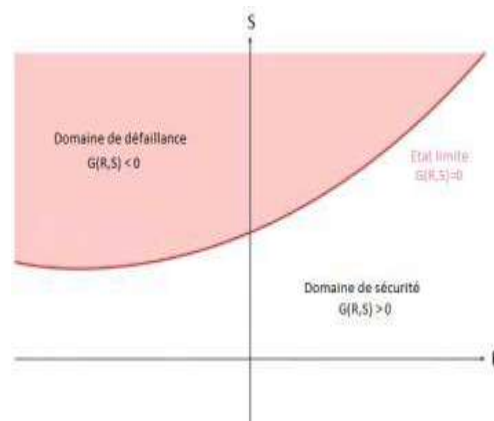


Figure IV.28: Domaine de défaillance, état limite et domaine de sécurité (Selon Lemaire, 2009).

VII. Indicateurs de fiabilité

La fiabilité d'une structure noté R est conventionnellement définie de la façon suivante :

$$R = 1 - Pf$$

Où Pf représente la probabilité de défaillance qui 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 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 des variables aléatoires X du modèle, la probabilité de défaillance s'écrit alors comme suit :

$$Pf = \int_{G(X) \leq 0} f(X) dX$$

Selon la littérature, 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 des variables aléatoires. 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. Diverses 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.

VIII. Principales approches pour tenir compte des incertitudes

Classiquement, on distingue deux grandes familles de méthodes:

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

Parmi les méthodes, de résolution de l'incertitude, disponibles dans la littérature, nous avons choisi d'en présenter deux grandes familles d'approche qui nous paraissent les plus répandues dans le calcul de la fiabilité (Lemaire, 2005). Ce sont les méthodes suivantes :

- Méthodes à base de simulations : Simulation de monte Carlo,
- Méthodes approchées : Form/Sorm

VIII.1. Méthodes à base de simulations : Simulation de monte Carlo

En mathématiques, on appelle méthodes de Monte-Carlo (Schneider, 1997), les techniques permettant d'évaluer une quantité déterministe à l'aide de l'utilisation de tirages aléatoires. C'est de cette idée de recours au hasard que vient la dénomination « Monte-Carlo », par allusion au célèbre quartier de Monaco réputé pour son casino. 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.

On réalise ainsi un nombre N_t important de tirages des variables aléatoires en accord avec leur loi de distribution conjointe (si elle existe) ou en accord avec la loi marginale de chaque variable et avec leurs éventuelles corrélations. Pour chaque tirage, la fonction de performance est calculée et l'on dénombre les tirages $N_{t,f}$ conduisant à la réalisation $G(X) \leq 0$ (figure n° 29).

On en déduit, alors, la probabilité de défaillance par un traitement statistique direct concrétisé par la formule et le schéma de la figure suivants : $P_f = N_{t,f} / N_t$

Avec : N_t est le nombre de tirages des variables aléatoires

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

Cette méthode présente avant tout l'avantage d'une simplicité de mise en œuvre et d'une absence d'exigences mathématiques spécifiques pour la fonction $G(X)$. En revanche, 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}

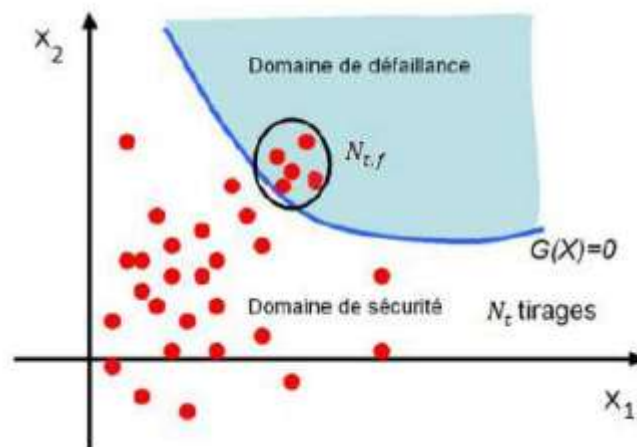


Figure IV.29: Schéma d'illustration de la méthode de Monte-Carlo (Selon Maynadier, 2003).

avec $k \geq 5$, il est nécessaire de réaliser un minimum de N_t pour assurer cette stabilité. Pour l'assurer, il faut $N_{t,min} = 10k+2$ 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,

Outre la difficulté de satisfaire à ces deux exigences dans le cas de faibles probabilités de défaillance, le temps de calcul induit dans cette méthode peut s'avérer conséquent et parfois difficilement conciliable avec une analyse par éléments finis.

VIII.2. Méthodes approchées : Form/Sorm

La seconde famille, dites Méthodes approchées, regroupe les méthodes d'approximations, essentiellement utilisées en fiabilité des structures (Madsen et al., 1986). Dans ce cadre, les méthodes les plus répandues sont les suivantes : Form (First Order Reliability Method) et Sorm (Second Order Reliability Method). Ces méthodes sont basées sur la détermination de l'indice de fiabilité β . Celui-ci est la distance la plus courte entre l'origine 0 du repère et un point P situé sur la surface d'état limite. Ce point P doit être celui où la zone de défaillance possède la plus grande probabilité d'occurrence (Figure 30). Ces deux paramètres permettent ensuite d'accéder à une valeur approchée de la probabilité de défaillance. Il faut savoir que plusieurs définitions sont possibles pour β mais celle préconisée, par Hasofer et Lind (Lemaire, 2009), est aujourd'hui la plus largement employée compte tenu de son invariance vis-à-vis de la représentation de la fonction de performance.

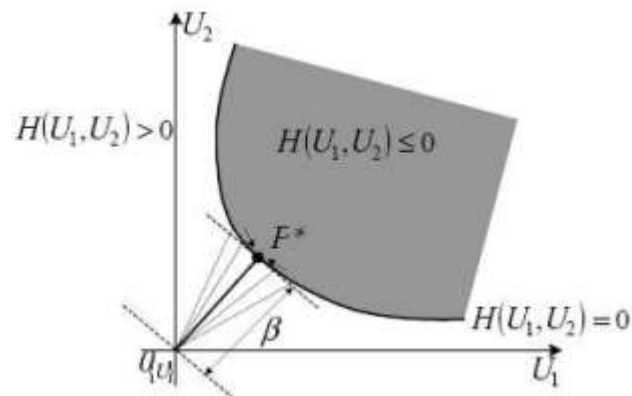


Figure IV.30: Recherche de l'indice de fiabilité β et du point de conception P^* dans l'espace standard pour deux variables aléatoires (Selon Dehmous, 2007).

β	P_f
0	0.5
1	0.16
2	2.28×10^{-2}
3	1.35×10^{-3}
4	3.17×10^{-5}
5	2.87×10^{-7}
6	9.87×10^{-10}

Tableau IV.11: Correspondance entre l'indice de fiabilité β et la probabilité de défaillance (Selon Dehmous, 2007).

IX. Conclusion

Ce chapitre est consacré à la présentation du principe de base des approches fiabilistes appliqué à l'analyse des structures mécaniques d'une manière général (génie civil, mécanique...etc). Cette présentation est indispensable pour la compréhension de la suite du travail car elle servira de base lors de la mise en place de l'analyse fiabiliste de la stabilité de notre barrage.

Chapitre 05

Analyse Fiabiliste D'un Barrage Poids en Béton

I. Introduction

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. En fonction des réalisations de celles-ci, l'état d'une structure peut appartenir à deux domaines un domaine de défaillance et un domaine de sûreté. La frontière entre ces deux domaines est appelée surface d'état limite. L'utilisation des approches probabilistes nous permet d'estimer l'ampleur du risque pris et cela en considérant les paramètres de la structure étudiée comme étant des variables aléatoires et d'estimer la probabilité de défaillance. Dans ce qui suit, nous présentons l'application de cette approche à l'analyse de la stabilité d'un barrage poids en béton.

II. Analyse probabiliste

La simulation probabiliste est incontournable lorsqu'il s'agit de modéliser les phénomènes aléatoires.

II.1. Définition de la simulation probabiliste

La simulation est une méthode de mesure et d'étude consistant à remplacer un phénomène physique ou un système mécanique 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 (optimisation).

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.

III. 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, Matlab....etc. 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.

IV. 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 notre barrage.

V. Génération de nombres aléatoires

Nous considérons comme hypothèse de départ que tous les paramètres de notre système mécaniques considérés comme variable aléatoire suivent une loi de distribution de Gauss (normale) avec une moyenne et un écart type. Pour les besoins de la simulation, nous utilisons un générateur de variables aléatoire intégré dans le logiciel Matlab à savoir randn (random normal). Ainsi plusieurs échantillons sont obtenus pour chaque paramètre de notre barrage considéré comme variable aléatoire.

VI. Organigramme de calcul

L'organigramme, ci-dessous, Figure n°32 illustre la procédure de calcul de la probabilité de défaillance par la méthode de Monte Carlo.

- ☐ Après lecture des données géométrique et mécanique du barrage,
- ☐ Le programme génère des variables aléatoires selon les lois définies pour chaque paramètre,
- ☐ Le programme calcul les deux coefficients de sécurité au glissement et au renversement,
- ☐ Un test de rupture est effectué pour localiser les défaillances,
- ☐ Enfin le programme estime la probabilité de défaillance.

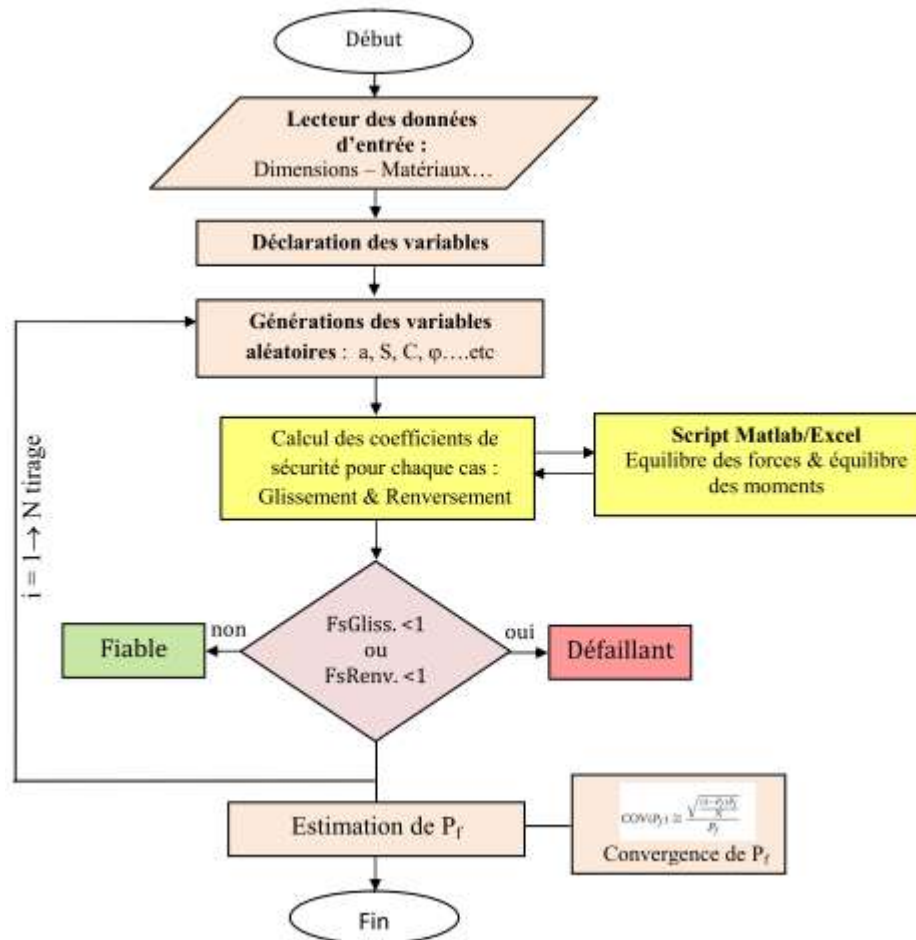


Figure V.31: Organigramme de calcul de la probabilité de défaillance du barrage avec la méthode de Monté Carlo

VII. 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. Ces paramètres sont pris comme variables aléatoires et sont représentés dans le tableau ci-dessous. Reste donc à préciser leur loi de distribution. Etant 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.

Paramètre	Loi	Moyenne	Cv %
Coefficient sismique	moyenne	Selon la zone	10
Hauteur des limons	moyenne	5,30	10
Masse volumique des limons	moyenne	3.5316	10

Tableau V.12: Variables aléatoires et loi de distribution des paramètres.

VIII. Choix de la fonction d'état limite

La notion de probabilité (mode) de défaillance est étroitement liée à la notion de fonction d'état limite (ou fonction de défaillance) G . Alors, si l'on désire estimer la probabilité de défaillance G de notre barrage, nous devons définir l'état limite au-delà duquel le système physique n'est plus considéré comme fiable (stable). Ces états limites correspondent principalement à des exigences en termes de tenue mécanique (la défaillance est associée à la ruine du système étudié) ou d'aptitude au service (la défaillance est associée à des dépassements excessifs de la capacité). Pour définir cette fonction d'état limite, nous devons considérer le comportement mécanique de notre barrage. Autrement dit, nous devons identifier tous les modes de rupture possibles. Ainsi, pour chaque mode de rupture, il faudra définir une fonction d'état limite G .

Avec : $G = R - S$

R : une caractéristique de résistance,

S : une donnée relative à la sollicitation appliqué.

Ainsi, en considérant le comportement mécanique de notre barrage, nous pouvons définir la fonction suivante :

Selon le chapitre II, le barrage est considéré instable si :

$$G_1 = Fr = \frac{\Sigma MS}{\Sigma MD} < 1 \quad \text{Rapport des moments stabilisants sur les moments moteurs}$$

Ou

$$G_2 = Fg = \frac{\Sigma FV}{\Sigma FH} < 1 \quad : \text{Rapport des Forces stabilisatrices sur les forces motrices}$$

IX. Résultats & discussion :

IX.1. Probabilité de défaillance sans séisme :

IX.1.1 Variation de la probabilité de défaillance Pf en fonction du cvl :

Dans ce paragraphe, nous introduisons le coefficient de variation sur les limons (vase). Nous présentons dans le tableau ci-dessous les valeurs que peut prendre ce coefficient de variation. En introduisant les différentes valeurs dans notre programme de calcul, nous obtenons les probabilités de défaillances pour les deux scénarios de rupture à savoir le renversement et le glissement.

Hauteur limon	0.1	0.2	0.3
Gama limon	0.1	0.2	0.3
Pf	0	0	0

Tableau V.13: Probabilité de défaillance en fonction de coefficient de variation de limon

IX.1.2. Variation de la probabilité de défaillance Pf en fonction des propriétés du limon :

Dans ce paragraphe, nous introduisons différentes valeurs de la moyenne de la hauteur et masse volumique des limons. Nous présentons dans le tableau ci-dessous les valeurs que peut prendre cette moyenne. En introduisant les différentes valeurs dans notre programme de calcul, nous obtenons les probabilités de défaillances pour les deux scénarios de rupture à savoir le renversement et le glissement.

H limon	5.3	7	10
Gama limon	3.5316	10	20
Pf	0	0	0

Tableau V.14: Probabilité de défaillance en fonction de la moyenne de limon

L'analyse des résultats obtenus montre que lorsque nous faisons varier les valeurs moyennes de la hauteur et de la masse volumique des limons, la probabilité de défaillance de notre barrage est nulle. Nous concluons que le barrage est très bien dimensionné. Dans le paragraphe suivant, nous allons introduire l'effet du séisme.

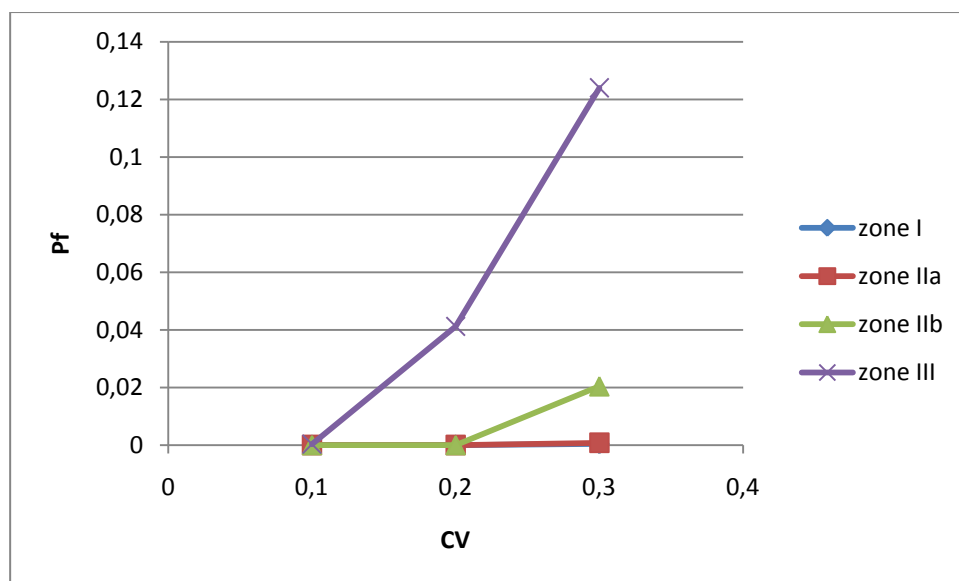
IX.2. Probabilité de défaillance avec séisme :**IX.2.1. Variation de la probabilité de défaillance Pf en fonction du cv :**

Dans ce paragraphe, nous introduisons le séisme à travers l'introduction du coefficient sismique α , qui dépend de la zone d'implantation de l'ouvrage. En considérant le règlement parasismique Algérien RPA2003, nous présentons dans le tableau ci-dessous les valeurs que peut prendre ce coefficient α . En introduisant les différentes valeurs dans notre programme de calcul, nous obtenons les probabilités de défaillances pour les deux scénarios de rupture à savoir le renversement et le glissement.

ZONE	α	CV	PF
Zone I	0.12	0.1	0
		0.2	0
		0.3	$4,52^e-4$
Zone IIa	0.20	0.1	0
		0.2	0
		0.3	$7,78^e-4$
Zone IIb	0.25	0.1	0
		0.2	0.001
		0.3	0,0204
Zone III	0.30	0.1	$2,56^e-4$
		0.2	0,0412
		0.3	0,1240

Tableau V.15: Probabilité de défaillance en considérant le séisme

Sur la figure V.32, nous représentons l'évolution de la probabilité de défaillance de notre barrage en fonction du coefficient de variation Cv et de la zone de l'implantation de notre barrage.

**Figure V.32: Probabilité de défaillance en fonction de coefficient de variation de séisme**

Les résultats obtenus montrent clairement que lorsqu'on augmente les valeurs moyennes du coefficient sismique α la probabilité de défaillance augmente d'une manière significative. Ceci confirme le fait que le séisme est un paramètre qui joue un rôle important dans la stabilité de notre barrage. Concernant l'effet des sédiments, l'augmentation de la hauteur et la masse volumique n'a engendré aucune variation dans la valeur de la probabilité de défaillance. Son effet est donc négligeable par rapport aux autres paramètres, ainsi ce paramètre peut être considéré comme un paramètre déterministe.

IX.3.2 Variation de la probabilité de défaillance Pf en considérant le coefficient de sécurité

Dans ce paragraphe, nous introduisons la notion de coefficient de sécurité et cela en considérant qu'il y a rupture lorsque $G < 1.1$. Ceci est dans le but d'estimer la marge de sécurité admise lorsque nous calculons avec ce coefficient de sécurité.

ZONE	α	CV	PF
Zone I	0.12	0.1	0
Zone IIa	0.20	0.1	0
Zone IIb	0.25	0.1	0
Zone III	0.30	0.1	0.0123

Tableau V.16 : Probabilité de défaillance en fonction de coefficient de sécurité.

Dans le tableau ci-dessous nous présentons la comparaison entre les deux résultats obtenus en considérant un coefficient de sécurité supérieur à 1.1 et celui de référence à savoir le coefficient de sécurité supérieur à 1.

		Fr=1,1	Fr=1
ZONE	α	PF	PF
Zone I	0.12	0	0
Zone IIa	0.20	0	0
Zone IIb	0.25	0	0
Zone III	0.30	0.0123	2,56^e-4

Tableau V.17: Probabilité de défaillance en fonction des coefficients de sécurité

Sur la figure V.33, nous représentons l'évolution de la probabilité de défaillance de notre barrage en fonction du coefficient de variation Cv et de la zone de l'implantation de notre barrage. Nous constatons à travers ces résultats que lorsque le barrage est implanté dans les zones I II-a et II-b, l'effet du coefficient de sécurité n'apparaît pas. Cependant lorsque le barrage est implanté dans la zone III, nous constatons que la probabilité de défaillance passe de $2.56 \cdot 10^{-4}$ à 0.0123

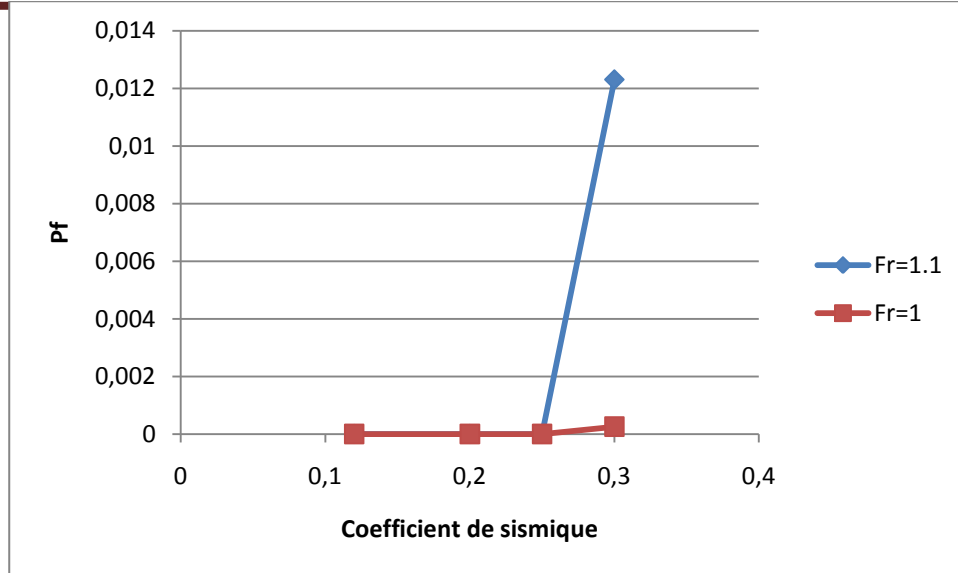


Figure V.33: Probabilité de défaillance en fonction des coefficients de sécurité

IX.3. Prise en compte de l'interaction sol-structure:

Dans ce paragraphe, nous introduisons l'interaction sol-structure à travers l'introduction de la résistance au glissement sur une surface qui s'exprime par la relation Coulomb issue de la mécanique des sols :

$$R = \Sigma V \tan \phi' + c' A_c$$

Avec :

ΣV : est la résultante des forces perpendiculaires à la fondation

ϕ' : est l'angle de frottement interne effectif de la surface de glissement considérée

c' : est la cohésion effective sur la surface comprimée de glissement considérée

A_c : surface unitaire de glissement [m^2/m]

Il en résulte la relation :

$$F_g = \frac{N * \tan \phi + C' * A}{T}$$

En pratique la cohésion doit le plus souvent être négligée, soit qu'elle est très faible, soit la fissuration de rocher ou de béton la rend inexistante.

		ϕ'	$\tan \phi'$
Béton-rocher	Rocher de bonne qualité (faiblement diaclase)	56°-62°	1.5-1.9
	Rocher de moyenne qualité	27°-56°	0.5-1,5

Tableau V.18: Surface de glissement potentielle avec leurs caractéristiques

IX.3.1 Variation de la probabilité de défaillance Pf en fonction du CV:

Dans le tableau ci-dessous nous présentons les probabilités de défaillance de notre barrage en tenant compte de l'interaction sol-structure.

ZONE	α	CV	PF ($\phi'=56^\circ$)	PF ($\phi'=27^\circ$)
Zone I	0.12	0.1	0	0
		0.2	0	3.1^e-4
		0.3	$4,04^e-4$	0,0117
Zone IIa	0.20	0.1	0	0.4598
		0.2	0	0.4797
		0.3	4.14^e-4	0.4871
Zone IIb	0.25	0.1	0	0.9772
		0.2	0	0.8316
		0.3	4.51^e-4	0.7387
Zone III	0.30	0.1	0	0.9997
		0.2	0	0.9486
		0.3	7.66^e-4	0,8624

Tableau V.19: Probabilité de défaillance en fonction de coefficient de variation

Sur la figure V.34, nous représentons l'évolution de la probabilité de défaillance de notre barrage en fonction du coefficient de variation Cv pour un angle de frottement $\phi'=56^\circ$ et de la zone de l'implantation de notre barrage.

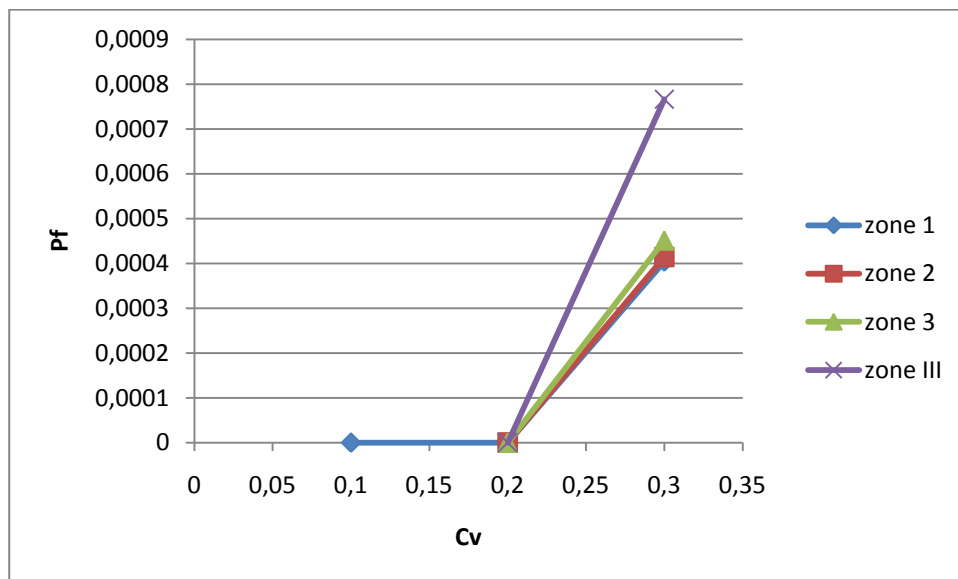


Figure V.34: Probabilité de défaillance en fonction du coefficient de variation

Sur la figure V.34, nous représentons l'évolution de la probabilité de défaillance de notre barrage en fonction du coefficient de variation C_v pour un angle de frottement $\varphi' = 27^\circ$ et de la zone de l'implantation de notre barrage.

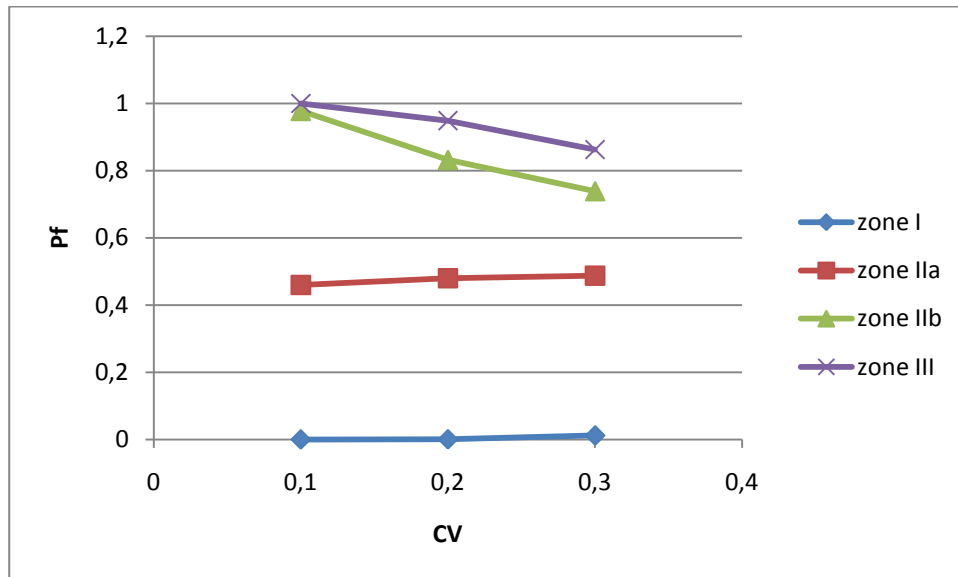


Figure V.35: Probabilité de défaillance en fonction coefficient de variation

Dans le tableau ci-dessous nous présentons la comparaison des probabilités de défaillance de notre barrage en tenant compte de l'interaction sol-structure avec le cas où cette interaction est négligée.

ZONE	PF	PF ($\varphi' = 56^\circ$)	PF ($\varphi' = 27^\circ$)
Zone I	0	0	0
	0	0	$3,1 \cdot 10^{-4}$
	$4,52 \cdot 10^{-4}$	$4,04 \cdot 10^{-4}$	0,0117
Zone IIa	0	0	0,4598
	0	0	0,4797
	$7,78 \cdot 10^{-4}$	$4,14 \cdot 10^{-4}$	0,4871
Zone IIb	0	0	0,9772
	0,001	0	0,8316
	0,0204	$4,51 \cdot 10^{-4}$	0,7387
Zone III	$2,56 \cdot 10^{-4}$	0	0,9997
	0,0412	0	0,9486
	0,1240	$7,66 \cdot 10^{-4}$	0,8624

Tableau V.20: Probabilité de défaillance avec et sans l'interaction sol-structure en fonction de coefficient de variation

L'analyse des résultats montre que lorsque nous tenons compte de l'interaction sol-structure, nous constatons que la probabilité de défaillance diminue par rapport au cas où cette interaction est négligée. Ceci est prévisible car lorsque cette interaction est prise en compte, nous augmentons la résultante des forces qui s'oppose au glissement du barrage.

X. Conclusion

À travers ce chapitre nous avons évalué la probabilité de défaillance de notre barrage en considérant le cas sans séisme et le cas où le séisme est pris en compte. Les résultats ont montré que lorsque le séisme n'est pas pris en compte notre barrage est stable ce qui se traduit par une probabilité de défaillance nulle. Lorsque le séisme est pris en compte les probabilités de défaillance changent en fonction de la zone d'implantation de l'ouvrage.