

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE**



**Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil**



MEMOIRE DE MASTER PROFESSIONNEL

Spécialité : Génie Civil

Option : Constructions Hydrauliques & Aménagements

Thème

*Analyse de l'influence de la variabilité aléatoire des
paramètres mécaniques du sol et l'action sismique sur la
stabilité d'une digue en terre*

Réalisé par

-MANSEUR Iméne

-ARRIS Ferial

Encadré par :

M^{me} BOUZELHA Karima

Co encadre par :

M^{me} BELAZOUZ Lynda

Promotion 2022/2023

Remerciements

En premier lieu, nous tenons à remercier particulièrement notre promotrice **M^{me} BOUZELHA Karima**, Professeure au département de génie civil pour sa compréhension, ses directives, et l'intérêt qu'elle apporte à ses étudiantes, et à notre Co encadreur **M^{me} BELAZOUZ Lynda**, doctorante au département de génie civil pour sa compréhension, et pour sa disponibilité à tout moment. Nous remercions également **M^r. HAMMOUM Hocine** professeur au département de génie civil, pour sa disponibilité, et ces précieux conseils, qui ont grandement contribué à l'élaboration de ce travail. Nous tenons à leurs exprimer nos sincères remerciements pour leurs suivis et leurs orientations.

Nous tenons également à remercier les membres de jury qui nous font honneur de juger notre travail. Nos vifs remerciements s'adressent aussi à l'ensemble des enseignants de département de génie civil qui nous ont suivi pendant notre cursus universitaire.

Nos plus chaleureux remerciements pour tous ceux qui ont contribué de près et de loin à l'aboutissement de ce travail.

Dédicace

Albert Einstein a dit « Tout le monde est un génie. Mais si vous jugez un poisson à sa capacité à grimper à un arbre, il vivra toute sa vie en croyant qu'il est stupide ». Alors je dédie ce modeste travail :

À mes parents

Qui me voient comme leur petit génie, et qui m'ont toujours soutenue et encouragée, qui m'ont aimée et chérie, qui ont toujours fait de moi et de mes études une priorité dans leur vie. Merci d'être des parents exemplaires et d'avoir fait tant de sacrifices. Aucun mot n'est assez fort pour vous exprimer ma gratitude et ma reconnaissance d'être votre fille. Merci papa d'avoir toujours cru en moi, même quand je doutais de moi-même et de mes capacités. Merci maman pour ta gentillesse, ta bonté et tous les bons petits plats que tu me concoctais.

À mes sœurs et à mon frère

Farah, Fateh et Nora Yasmine, merci d'être là, et d'être comme des seconds parents pour moi. Merci de veiller et de prendre soin de moi, même de loin. Je n'aurais pas rêvé meilleure famille que vous.

À mon neveu et à mes nièces

Merci d'égayer mes journées et de leur apporter tant de lumière, de joie et de paix. De me montrer grâce à votre innocence à quel point la vie peut être belle.

À ma famille paternelle

D'être présente dans les bons comme dans les mauvais moments, en particulier ma tante Farida, son mari et ses enfants.

À mes meilleurs amis

Manel, Mélissa et Saïd, on dit souvent que les amis sont la famille qu'on se choisit, et je ne regrette pas mon choix. Sachez que je vous aime tout autant que j'aime ma famille. Merci de m'avoir aidée chaque fois que j'en ai eu besoin.

À la promotion CHA 2023

On en a vécu des moments pendant ces 2 ans. Je tiens à dire que c'est parmi les meilleures années de ma vie d'étudiante. Merci pour tous les fous rires et d'avoir été une promotion unie, pour votre aide lors des examens et des nuits à veiller tard et à réviser sur Messenger. Nous sommes comme une famille, j'ai apprécié chaque moment partagé avec vous, je vous souhaite le meilleur pour la suite.

À mon binôme

Nous y sommes, à cette fin tant attendue, nous l'avons fait. Merci pour ta patience, ton implication dans ce travail et pour ta compréhension. Je suis ravie d'avoir vécu cette aventure avec toi, je ne regrette en rien mon choix. Grâce à notre complicité, notre entente et surtout au soutien l'une de l'autre, nous avons pu rendre fiers nos parents *et réaliser un de nos rêves. Bon courage pour la suite.*

-Ferial

Dédicace

On dit souvent que le trajet est aussi important que la destination. Après de longues années d'études, à la fin de ce cycle et au commencement d'un nouveau départ, je dédie ce modeste travail.

À mes meilleurs parents : Quoi que je dise ou quoi que je fasse, je ne saurai jamais vous remercier comme il se doit. Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect et ma considération pour les sacrifices que vous avez déployés pour mon éducation, ma formation et mon bien-être. Je vous aime, j'implore Dieu le Tout-Puissant pour qu'il vous accorde une bonne santé et une longue et heureuse vie. Vos soutiens ont été une lumière tout au long de mon parcours, votre bienveillance me guide, et votre présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.

À ma grand-mère, la personne la plus idéale dans ce monde. Que Dieu la garde en bonne santé. **À la mémoire de mes grands-parents**, « Kaci, Messaoud, Sekoura », que Dieu les garde dans son vaste paradis.

À mes chers frères et sœur : Kaci, Boualem, Yacine, Lounes, Sekoura, j'en aurais long et beaucoup à dire, mais ce que je ressens le besoin de faire, c'est de vous dire merci pour plein de choses, mais pour une en particulier, celle de m'avoir toujours soutenue. Vous avoir dans ma vie est une chance inouïe.

À mes adorables neveux, Rinas, Zakaria, je n'aurais pas pu rêver meilleurs neveux que vous. Vous êtes les plus adorables, les plus coquins et les plus intelligents qui soient. Vous avez ajouté plus de paillettes et de glamour à notre vie.

À mon beau-frère, Brahim.

À mon soutien moral et source de joie et de bonheur, mon fiancé **Amiar Toufik**.

À toute ma famille maternelle **Merrar**, sans exception, en particulier **Malek**, à toute ma famille paternelle, mes tantes et mes oncles, mes cousins, cousines, tous ceux qui me connaissent.

À mes amies avec lesquelles j'ai partagé mes moments de joie et de bonheur (Nawal, Randa, Kahina).

À mon binôme, Fériel, pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.

À tous les amis d'études, en particulier la promotion de **M2 CHA** génie civil 2023.

Les mots me manquent encore pour vous témoigner ma reconnaissance, car un proverbe dit : « Quelle que soit la valeur du présent fait à l'homme, il n'y a qu'un seul mot pour exprimer la reconnaissance inspirée par la libéralité, ce mot, c'est Merci. »

Chapitre 1

Tableau 1.1 : Classement des barrages (CFBR, 2015).....	04
---	----

Chapitre 2

Tableau 2.1 : Coefficient de sécurité admissible en fonction de la situation de projet	30
Tableau 2.2 : Coefficient d'accélération sismique par zone sismique (RPA, 2003).....	31
Tableau 2.3 : Caractéristiques géométriques de la digue	35
Tableau 2.4 : Lois de distribution des paramètres du sol	36
Tableau 2.5 : Statistiques du matériau constituant la digue	36
Tableau 2.6 : Extrait des valeurs de β_0 en fonction de β	37
Tableau 2.7 : Résultats d'interpolation de la valeur de β_0	38
Tableau 2.8 : Extrait des valeurs de α_0 en fonction de β	38
Tableau 2.9 : résultats d'interpolation de la valeur de α_0	39
Tableau 2.10 : Récapitulatif des résultats β_0 et α_0	39
Tableau 2.11 : Résultats du Coefficient de sécurité pour le cas d'étude	40
Tableau 2.12 : Résultats du Coefficient de sécurité F_s pour les deux talus	40
Tableau 2.13 : Situations de projet et recommandations (CFBR, 2015).....	41
Tableau 2.14 : Résultats du coefficient de sécurité F_s (Talus Amont).....	42
Tableau 2.15 : Résultats du coefficient de sécurité F_s (Talus aval)	42
Tableau 2.16 : Influence des composantes de la force sismique sur le coefficient de sécurité du talus Amont	43
Tableau 2.17 : Influence des composantes de la force sismique sur le coefficient de Sécurité du talus Aval.....	44

Chapitre 3

Tableau 3.1 : Valeurs du coefficient de variation de la cohésion du sol	49
Tableau 3.2 : Paramètres des lois de distribution	51
Tableau 3.3 : Teste d'adéquation.....	51
Tableau 3.4 : Résultat de calcul de la probabilité de défaillance	52
Tableau 3.5 : Niveaux de probabilité de défaillance acceptés par secteurs industriels	53
Tableau 3.6 : Probabilité de défaillance en fonction zone sismique, pour différents C_v	53
Tableau 3.7 : Probabilité de défaillance du talus amont et, aval en fonction zone sismique En considérant la variabilité aléatoire de A , C' , et ϕ'	54
Tableau 3.8 : Influence de la variabilité aléatoire A sur la probabilité de défaillance	56

Tableau 3.9 : Influence de la variabilité des paramètres du sol C' et φ' sur la probabilité de défaillance.....58

Tableau 3.10 : Influence de la variabilité aléatoire A et des paramètres du sol C' et φ' Sur la probabilité de défaillance (talus amont).....60

Figure 3.11 : Influence de la variabilité aléatoire A et des paramètres du sol C' et φ' sur la probabilité de défaillance (talus aval).....62

Chapitre 1

Figure 1.1 : Glissement plan	05
Figure 1.2 : Glissement circulaire.....	05
Figure 1.3 : Schéma de rupture plan.....	07
Figure 1.4 : Les inconnues d'une méthode des tranches	07
Figure 1.5 : Les inconnues de la méthode Fellenius.....	08
Figure 1.6 : Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Bishop.....	09
Figure 1.7 : Représentation de la force normale sur une tranche	09
Figure 1.8 : Forces agissant sur une tranche selon jambu	11
Figure 1.9 : Fonction densité de probabilité	16
Figure 1.10 : Illustration de la détermination de F en fonction f.....	16
Figure 1.11 : Fonction densité de probabilité sur un intervalle [a, b].	17
Figure 1.12 : Illustration de la détermination de f en fonction F.....	17
Figure 1.13 : La densité de probabilité (gauche) et la fonction de répartition (droite) de la loi normale.....	18
Figure 1.14 : Allure de la fonction de densité de la loi log-normale.	19
Figure 1.15 : Allure de la fonction de densité de la loi de gamma.	20
Figure 1.16 : Méthode d'estimation de la probabilité de défaillance P_f	22
Figure 1.17 : État limite et approximation de la probabilité de risque par FORM et SORM.....	22

Chapitre 2

Figure 2.1 : Décomposition du talus de la digue par Fellenius	28
Figure 2.2 : Cercle de glissement du talus amont d'un barrage en remblai par la méthode Fellenius.....	30
Figure 2.3 : Inventaire des forces agissant sur une tranche d'ordre (i)	30
Figure 2.4 : Décomposition de la force F_h	32
Figure 2.5 : Décomposition de la force F_v	32
Figure 2.6 : Schéma de la force hydrostatique	32
Figure 2.7 : Décomposition de composantes $U\beta_h$	33
Figure 2.8 : Décomposition de composantes $U\beta_v$	33
Figure 2.9 : Coupe transversale de la digue en terre	36
Figure 2.10 : Abaque de Sanglerat	37

Figure 2.11 : Courbes de tendances de β_0 en fonction de β	38
Figure 2.12 : Courbes de tendances de α_0 en fonction de β	39
Figure 2.13 : Coefficient de sécurité, pour différentes zones sismiques	41
Figure 2.14 : Coefficient de sécurité, pour différentes situations de projet (talus amont) ..	42
Figure 2.15 : Coefficient de sécurité, pour différentes situations de projet (talus aval).....	43
Figure 2.16 : Influence des composantes de la force sismique sur le coefficient de sécurité du talus Amont	44
Figure 2.17 : Influence des composantes de la force sismique sur le coefficient de sécurité (talus aval)	45
 Chapitre 3	
Figure 3.1 : Illustration de la simulation de Monté Carlo.....	47
Figure 3.2 : Organigramme des étapes d'évaluation de la probabilité de défaillance en utilisant la méthode de simulation de Monte Carlo.....	48
Figure 3.3 : Carte macrosismique de la zone centre de l'Algérie.....	50
Figure 3.4 : Accélérogramme enregistré sur le site du barrage de Kheddara (CGS)	50
Figure 3.5 : Histogramme de l'échantillon A et les lois de distribution.....	51
Figure 3.6 : : Probabilité de défaillance en fonction zone sismique pour différents C_v	53
Figure 3.7 : Probabilité de défaillance en fonction de l'accélération sismique compte des variables aléatoire A, C' , et φ'	55
Figure 3.8 : Influence de la variabilité aléatoire A sur la probabilité de défaillance.....	57
Figure 3.9 : Influence de la variabilité des paramètres du sol C' et φ' Sur la probabilité de défaillance.....	59
Figure 3.10 : Influence de la variabilité aléatoire A et des paramètres du sol C' et φ' Sur la probabilité de défaillance (talus amont)	61
Figure 3.11 : : Influence de la variabilité aléatoire A et des paramètres du sol C' et φ' Sur la probabilité de défaillance (talus aval)	63

Introduction générale	01
Chapitre 1 : généralités	
Introduction	03
1.1. Définition de la digue en terre	03
1.2. Les risques dans les digues	04
1.3. Evaluation de la sécurité des digues vis-à-vis du risque de glissement.....	05
1.3.1. Méthodes déterministes	05
1.3.1.1. Méthodes d'équilibre limite	06
A.1. Méthode des blocs.....	06
A.2. Méthode des tranches	07
A.2.1. Méthodes de glissement circulaire	08
A.2.2. Méthodes de glissement quelconque	10
1.3.1.2. Méthodes numériques.....	11
B.1. Méthode des différences finies (MDF).....	11
B.2. Méthode des volumes finis (MVF).....	11
B.3. Méthode des éléments finis (MEF).....	12
B.4. Méthode des éléments discrets (MED).....	12
1.3.2. Méthode fiabiliste	13
1.3.2.1. Notion de fiabilité.....	13
1.3.2.2. Variable aléatoire et lois de probabilité.....	13
a-Variable aléatoire	13
b-Caractéristiques d'une variable aléatoire	14
c-Loi de probabilité	17
1.3.2.3. Traitements statistiques des données	20
1.3.2.4. Calcul de la probabilité de défaillance	21
1.3.2.5. Méthodes de calcul de la probabilité de défaillance (indice de fiabilité β)	21
a-Méthodes de simulation	22
b-Méthodes d'approximations.....	22
1.4. Quelques travaux réalisés	23
Conclusion	26

Chapitre 2 : Analyse déterministe du risque de glissement d'une digue homogène

Introduction	28
2.1. Approche déterministe.....	28
2.1.1. Hypothèses admises par Fellenius	28
2.1.2. Calcul du coefficient de sécurité F_s	29
2.2. Application pratique	35
2.2.1. Présentation de la digue et des matériaux.....	35
2.2.2. Analyse de la stabilité de la digue	39
2.2.2.1. Influence de zone sismique.....	40
2.2.2.2. Influence de la ligne de saturation et des pressions interstitielles	41
2.2.2.3. Influence des composantes de l'accélération sismique	34
Conclusion	45

Chapitre 3 : analyse fiabiliste par simulation de monte Carlo

Introduction	46
3.1. Contexte fiabiliste.....	46
3.2. Fonction d'état limite.....	47
3.3. Variable aléatoire.....	49
3.4. Application au cas d'étude	52
3.4.1 Evaluation de la probabilité de défaillance P_f	52
3.4.2. Influence de la zone sismique.....	53
3.4.3. Influence du coefficient de variation sur la probabilité de défaillance.....	54
3.4.5. Influence de la variabilité aléatoire des paramètres sur le calcul de P_f	56
Conclusion	63

Conclusion générale	65
----------------------------------	----

Référence bibliographie

Annexes

Introduction générale

Habituellement, l'analyse de la stabilité des digues vis-à-vis du risque de glissement repose sur des approches déterministes d'équilibre limite (Fellenius, Bishop....) ou numériques (MEF, MDF, ...) via des logiciels tels que Plaxis, Flac2D. Dans ces méthodologies, les incertitudes et les contingences associées à chaque paramètre impliqué dans les calculs n'étaient pas rigoureusement prises en considération. Un indice de sécurité global de l'ouvrage était déterminé en se basant sur les valeurs moyennes des paramètres de calcul. Ainsi, deux ouvrages ayant le même indice de sécurité pouvaient présenter des vulnérabilités très différentes en fonction du degré d'incertitude lié aux paramètres de calcul spécifiques à chacun d'eux. Les progrès récents dans la quantification des incertitudes associées au comportement des digues ont ouvert la voie à l'utilisation de méthodes fiabilistes. Ces approches permettent une meilleure prise en compte des variables aléatoires inhérentes à chaque paramètre ; ce qui se traduit par une évaluation plus précise de la sécurité des ouvrages. La fiabilité repose sur une approche basée sur les probabilités pour évaluer la sécurité des structures. Elle a pour objectif d'estimer la probabilité que la digue se rompe en connaissant un critère d'état limite de la structure, tout en tenant compte de la variabilité des paramètres qui influent sur ce critère. En d'autres termes, elle cherche à déterminer la probabilité que ce critère soit dépassé, et si cette probabilité est inférieure à un seuil de référence appelé "probabilité de défaillance admissible", alors la digue est considérée comme sécurisée. Néanmoins, les recherches dans ce domaine ne cessent d'évoluer, pour essayer de comprendre et de mieux approcher le comportement réel de ces ouvrages, afin de faciliter le travail des ingénieurs de différentes spécialités (génie civil, géotechnique, géologie, hydrogéologie...etc.), œuvrant dans ce domaine, en leur conférant des méthodes de calcul de plus en plus adaptées à la réalité du terrain.

Notre travail s'inscrit dans cette perspective et propose une approche mécano-fiabiliste pour l'analyse de la stabilité des talus amont et aval d'une digue en terre homogène.

Dans le premier chapitre, après avoir défini les différents mécanismes de rupture d'une digue, nous avons exposé les différentes méthodes déterministes utilisées dans la littérature pour l'analyse de la stabilité d'une digue en terre, vis-à-vis du mécanisme de glissement. Un aperçu sur les théories de l'analyse fiabiliste est présenté ainsi que les méthodes de calcul de la probabilité de défaillance en vue de leur utilisation.

Le deuxième chapitre est consacré au développement de la méthode de Fellenius modifiée, tenant compte de l'action sismique, de la ligne de saturation, des pressions interstitielles ainsi que les forces hydrostatiques. Cette méthode est appliquée pour l'analyse de la stabilité des talus (amont et aval) de la digue en terre homogène de Châabat Thrive. Un programme de calcul sous Matlab est développé pour le calcul du coefficient de sécurité.

Le troisième chapitre traite de l'analyse fiabiliste de la stabilité des talus de la digue en question (amont et aval), en appliquant la méthode de Monte Carlo classique, à partir d'un programme Matlab. Trois variables aléatoires sont considérées à savoir l'accélération sismique, la cohésion et l'angle de frottement drainés. L'influence de la variabilité des paramètres aléatoire, du coefficient de variation et de la zone sismiques sur la probabilité de défaillance est analysée.

Chapitre 1 :

Généralités

Introduction

Les ouvrages hydrauliques regroupent plusieurs familles d'ouvrages : les barrages, les canaux, les digues, les systèmes de protection contre les inondations ou contre les submersions et les aménagements hydrauliques. Ces ouvrages, en particulier les barrages et les digues, représentent un risque potentiel important à cause de leur fonction première qui est la rétention d'un volume plus ou moins important. Lors d'un séisme ou d'une rupture partielle ou totale d'un tel ouvrage, les conséquences sur les enjeux matériels et surtout humains à l'aval sont considérables. La sécurité de ces ouvrages de génie civil se doit donc d'être continuellement assurée, de la phase de construction à celle de démantèlement. Pour évaluer la sécurité de ces ouvrages digues, plusieurs méthodes sont développées dans la littérature. On distingue les méthodes déterministes qui sont basées sur la détermination d'un coefficient de sécurité F_s et les méthodes fiabilistes basées sur le calcul de la probabilité de défaillance P_f .

A cet effet, nous consacrons ce premier chapitre, à la présentation des modes de rupture des digues en terre et particulièrement le mode de rupture par glissement. Par la suite, nous exposons les différentes méthodes d'analyse de ce risque de glissement suscités. Enfin, nous relatons quelques travaux réalisés dans le domaine de la stabilité des digues.

1.1. Définition de la digue en terre

Un barrage est un ouvrage d'art construit en travers d'un cours d'eau et est destiné à réguler le débit et/ou à stocker de l'eau, notamment pour le contrôle des crues, l'irrigation, l'industrie, l'hydroélectricité, la pisciculture et la retenue d'eau potable.

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristiques très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochement dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites. Le terme « terre » couvre donc toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers. Dans certains cas même, on utilise des roches altérées facilement compactables, tels que des latérites, des schistes et grés tendres etc (Ould belkacem, 2021).

Il n'existe pas de définition unanimement reconnu de l'expression petit barrage. En France, on considère souvent que les grands barrages ont une hauteur supérieure à 20 mètres, parce que depuis 1966 les projets de tels barrages doivent être soumis au comité technique permanent des barrages ; pourtant les textes applicables n'utilisent pas le vocale grand barrage.

De son côté la commission internationale des grands barrages considère comme grands barrages les ouvrages de hauteur supérieur à 15 mètres, ou bien même, dans certains cas, comprise entre 10 et 15 mètres.

En fait, il n'est pas très important de définir avec précision la limite entre petit barrage et grand barrage. Un barrage de 20 mètres sera pour l'un le plus petit des grands barrages et pour l'autre le plus grand des petits barrages (Degoute, 1997) propose pour fixer les idées, de baptiser petit barrage ceux dont la hauteur est inférieure à 15 mètres et moyens ceux dont la hauteur est comprise entre 15 et 25 mètres

Selon le CFBR (2015), les barrages en remblai sont classés en fonction de leurs caractéristiques géométriques (hauteur et volume) en trois classes A, B et C, telles que l'illustre le tableau 1.1.

Tableau 1.1 : Classement des barrages (CFBR, 2015).

Classe de l'ouvrage	Caractéristiques géométriques
A	$H \geq 20$ et $H^2 \times \sqrt{V} \geq 1500$
B	Ouvrage non classé en A et pour lequel $H \geq 10$ et $H^2 \times \sqrt{V} \geq 200$
C	<p>a) Ouvrage non classé en A ou B pour lequel $H \geq 5$ et $H^2 \times \sqrt{V} \geq 20$</p> <p>b) Ouvrage pour lequel les conditions prévues au a) ne sont pas satisfaites mais qui répond aux conditions cumulatives ci-après :</p> <p style="text-align: center;">i) $H \geq 2$;</p> <p style="text-align: center;">ii) $V > 0.05$;</p> <p>iii) Il existe une ou plusieurs habitations à l'aval du barrage, jusqu'à une distance par rapport à celui-ci de 400 mètres.</p>

H : plus grande hauteur (en m) au-dessus du terrain naturel V : volume (en hm^3) à la cote de retenue normale

1.2. Les risques dans les digues

Les digues sont soumises tout au long de leur vie à différents risques. Nous distinguons :

> Le tassement

Le tassement est la composante verticale du déplacement du sol en surface sous l'effet du poids de la digue et des charges qui lui sont appliquées.

> Le renversement

Les forces verticales, qui ne sont rien d'autres que les poussées de l'eau appliquées sur toute la surface du parement amont qui tendent à renverser le corps de la digue.

> Le glissement

Le phénomène de glissements est une menace majeure pour la stabilité des digues en terre. La forme de la surface de glissement dépend de la géométrie et des caractéristiques matérielles.

Nous distinguons principalement deux types de glissements :

- **Glissements plan** : Il se produit suivant un plan, au niveau d'une surface de discontinuité géologique entre deux matériaux de nature différente (Figure 1.1). La ligne de rupture suit une couche mince de mauvaises caractéristiques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau (Aissiouane S., Khimeche I, 2016).

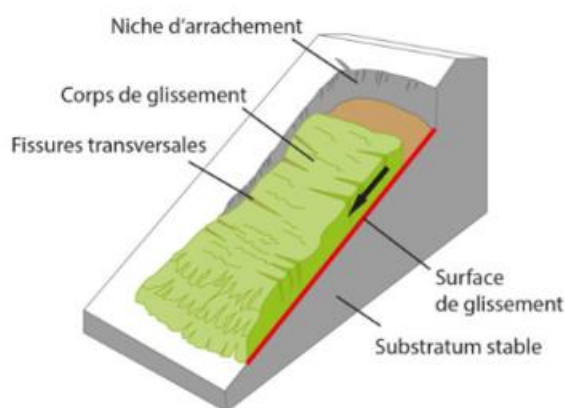


Figure 1.1 : Glissement plan (<https://www.over-view.fr>)

- **Glissements circulaires** : Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est homogène. Le terrain glisse le long d'une surface creuse ayant la forme d'une cuillère (Figure 1.2)

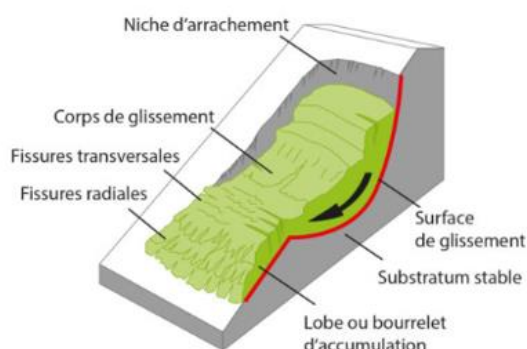


Figure 1.2. Glissement circulaire (<https://www.over-view.fr>).

Dans le cadre de cette étude, nous nous intéressons particulièrement au risque de glissement circulaire.

1.3. Evaluation de la sécurité des digues vis-à-vis du risque de glissement

L'évaluation de la sécurité des digues s'effectue en par des méthodes déterministes et/ou par des méthodes fiabilistes

1.3.1. Méthodes déterministes

Les méthodes de calcul déterministes actuellement utilisées pour l'analyse de la stabilité des digues sont basées sur des lois de comportement des sols ou des valeurs caractéristiques. Les facteurs de sécurité calculés ne tiennent pas compte de diverses sources d'incertitude, telles que les variations des paramètres géotechniques, ce qui rend nécessaire l'utilisation de

méthodes probabilistes dépendant des variations aléatoires (Theldjoune et Henniche, 2020). Il existe différentes méthodes de calcul déterministe parmi ces méthodes nous distinguons :

1.3.1.1. Méthodes d'équilibre limite

La méthode de l'équilibre limite est utilisée dans le domaine du génie civil pour étudier la stabilité de talus. Elle se base sur le concept d'équilibre plastique, où l'on suppose que le matériau atteint sa capacité de déformation plastique sans subir de rupture. Elle tient compte de poids propre du talus et parfois de forces internes induites entre les tranches. Ce mode approximatif devient plus compliqué lors de l'apparition de phénomènes affectant la masse du sol comme l'effet de l'eau, l'effet sismique et celui de la discontinuité, etc..... Ces méthodes permettent de déterminer la charge maximale qu'une structure peut supporter avant de perdre sa stabilité. Elles supposent que le terrain se comporte comme un solide qui obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement (Mouyeaux, 2017). Nous distinguons :

A.1. Méthode des blocs

- **Rupture plane d'un talus**

On écrit l'équilibre de la masse potentiellement instable sur un plan incliné d'un angle (α) (figure.1.3), et l'on obtient la formule suivante :

$$F(\alpha) = \frac{C' + W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \varphi'}{W \cdot \sin \alpha} \quad (1.1)$$

Où ($W \cdot \sin \alpha$) est la force d'entraînement et ($C' + W \cos \alpha \tan \varphi'$) est la force de résistante obtenue par la loi de Coulomb appliquée à la réaction normale de la masse en mouvement sur le sol fixe. On retient la ligne de rupture définie par (α) qui minimise F . Cette formule surestime généralement le coefficient de sécurité. En effet, les simplifications éloignent de la réalité, et on traite un mécanisme plus résistant que le mécanisme réel. Une analyse critique du résultat peut conduire à le rejeter, si par exemple cette surface de rupture est incompatible avec la structure géologique du terrain. Ce principe d'équilibre, illustré par ce cas simple, est à la base de toutes les méthodes de calcul à la rupture. Il est développé avec toutes les hypothèses simplificatrices nécessaires pour modéliser le cas réel et le réduire à une équation que l'on résout. La description des autres méthodes consiste à préciser les hypothèses choisies et le mode de résolution utilisé (Mendjel, 2012).

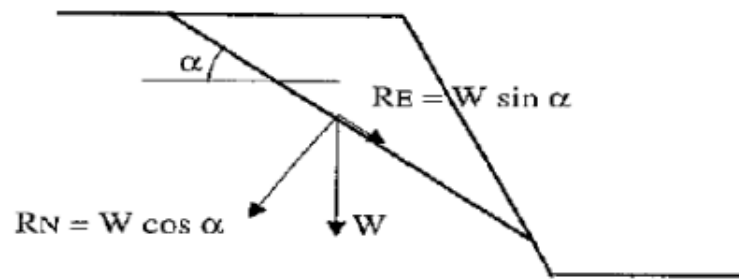


Figure 1.3 : Schéma de rupture plane.

A.2. Méthode des tranches

Le découpage de la masse en mouvement en tranches verticales (Figure 1.4) permet le développement d'un très grand nombre de méthodes. Trois hypothèses sont ajoutées par rapport à la méthode des blocs : les bords des blocs sont devenus verticaux, le point de passage de la force à la base de la tranche est situé au centre de cette base et le coefficient de sécurité est unique et ne s'applique qu'à la base des tranches. La technique des tranches s'adresse à un équilibre statique en divisant la masse du sol au-dessus de la surface de glissement supposée en un nombre fini de tranches verticales. Les forces agissant sur une tranche individuelle sont illustrées dans la figure 1.4 (Amirouche, 2015).

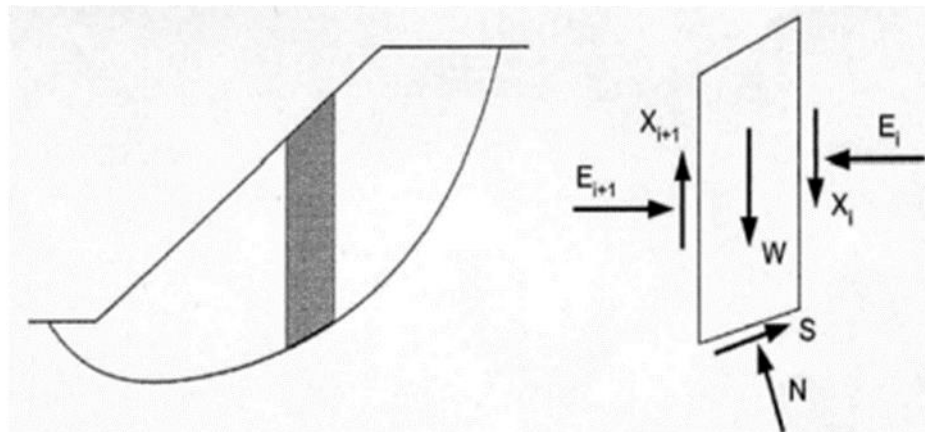


Figure 1.4 : Les inconnues d'une méthode des tranches (Amirouche, 2015).

W : Poids de la tranche,

E : Force d'inter tranches normales horizontales des côtés de la tranche,

X : Force d'inter tranche verticales de cisaillement entre les tranches,

N : Force normale sur le fond de la tranche,

S : Force de cisaillement sur le fond de la tranche.

Il existe plusieurs méthodes des tranches, on définit parmi les plus utilisées, les méthodes de glissement circulaire, et Méthodes de glissement quelconque.

A.2.1. Méthodes de glissement circulaire

Nous citons principalement

- **Méthode de Fellenius (1927)**

Cette méthode néglige les forces qui existent entre les tranches. Elle consiste à admettre que la résultante de E_i et X_i est égale à E_{i+1} et X_{i+1} avec une ligne d'action qui coïncide. Cette résultante parallèle à la base de la tranche. Quand les tranches adjacentes ont différentes inclinaisons de la base, cette hypothèse simplificatrice conduit à des erreurs. La méthode satisfait l'équilibre des moments, et le coefficient de sécurité à la forme linéaire suivante (Figure 1.5) (Mendjel, 2012).

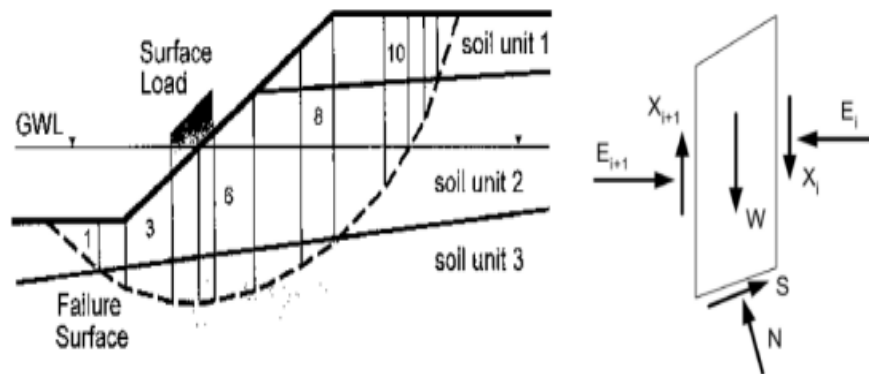


Figure 1.5 : Les inconnues de la méthode Fellenius (Chaouadi, 2016)

$$F = \frac{\sum(C' + [W \cdot \cos\alpha - u] \tan\phi')}{\sum W \cdot \sin\alpha} \quad (1.2)$$

- **Méthode de Bishop (1955)**

Dans sa méthode simplifiée la résultante verticale des forces inter-tranches est nulle, d'où : $X_i = X_{i+1}$ mais $E_i \neq E_{i+1}$ (Figure 1.6). Cette méthode satisfait l'équilibre des forces verticales de chaque tranche ainsi que l'équilibre des moments par rapport au centre du cercle de rupture (Chaouadi, 2016).

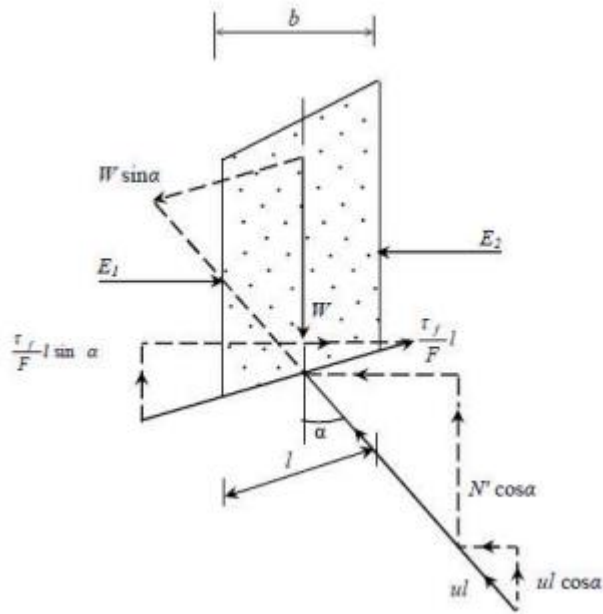


Figure 1.6 : Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Bishop (Amirouche, 2015).

L'équilibre le long de la base de la tranche est exprimé par l'équation (1.3)

$$W \cdot \sin \alpha - \frac{\tau_f l}{F} = W \cdot \sin \alpha - \frac{C' l + N' \tan \phi'}{F} = 0 \tag{1.3}$$

L'équilibre dans la direction verticale est donné par :

$$W - N' \cos \alpha - ul \cos \alpha - \frac{C'}{F} l \sin \alpha - \frac{N' \tan \phi'}{F} \sin \alpha = 0 \tag{1.4}$$

$$l = b \sec \alpha \tag{1.5}$$

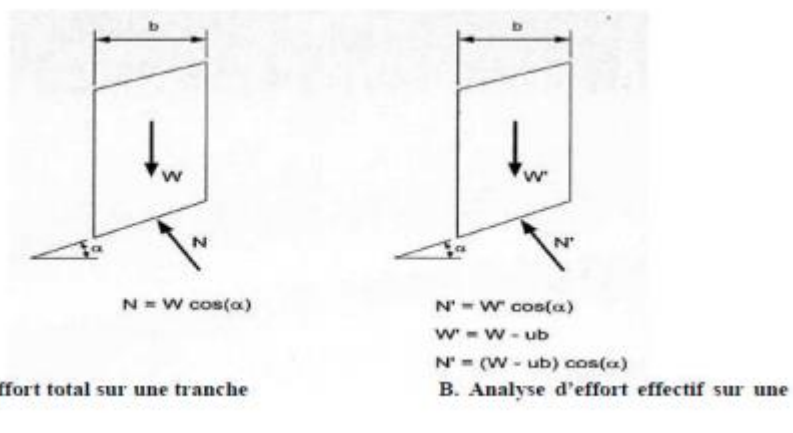


Figure 1.7 : Représentation de la force normale sur une tranche.

$$N' = (w - ub)\cos\alpha \quad (1.6)$$

Après substitution de, l et N'(tirés de l'équation (1.6) dans l'équation (1.4), on déduit l'équation du coefficient de sécurité non linéaire :

$$F = \frac{1}{\sum w \sin\alpha} \sum \frac{[C'b+(w-ub)\tan\phi']\sec\alpha}{1+\frac{\tan\alpha\tan\phi'}{F}} \quad (1.7)$$

Ces méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif. La programmation à l'aide d'un ordinateur permet de trouver une solution rapide après seulement quelques cycles. En supposant tout d'abord que $F=1$ à droite, et en calculant ensuite la valeur de gauche. Cette dernière valeur de F est comparée à la valeur proposée, s'il n'est pas suffisamment proche, le coefficient F calculé est utilisé dans la prochaine itération et ainsi de suite. Il existe une autre version rigoureuse pour Bishop qui justifie toutes les équations d'équilibre mais, l'écart entre la version rigoureuse et la version simplifiée n'étant que de 1% (Bruno et al, 2005).

A.2.2. Méthodes de glissement quelconque

Ces méthodes supposent que la surface de glissement est non circulaire. Nous citons principalement :

- **Méthode de Spencer (1967)**

Cette méthode suppose que les forces entre les tranches sont parallèles entre elles afin de rendre le problème déterminé. Elle suppose aussi que la force normale N agit au centre de la base de chaque tranche. Cette méthode vérifie l'équilibre horizontal et vertical des forces, l'équilibre des moments en un point quelconque et détermine également l'inclinaison des forces entre les tranches, ce qui donne une inconnue supplémentaire. Cette méthode est précise et elle est applicable à toutes les géométries et types de sol (Aissiouane et Khimeche, 2016).

- **Méthode de Jambu (1967)**

Jambu suppose, lorsque la surface de glissement s'écarte trop de la forme circulaire, le point d'application de chaque force inter tranche puisse être défini par sa position sur une ligne de poussée (figure 1.8) Jambu suppose, que la ligne de poussée est située au tiers inférieur de la hauteur de la tranche (Bahloul, 2022)

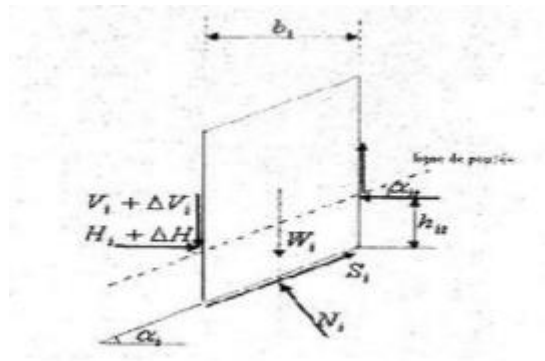


Figure 1.8 : Forces agissant sur une tranche selon jambu (Bahloul, 2022).

1.3.1.2 Méthodes numériques

Les méthodes numériques constituent un complément nécessaire à des méthodes d'équilibre limite. En effet, elles apportent des informations importantes sur le développement du processus de rupture avec un calcul direct du coefficient de sécurité. Elles ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement global des massifs structurés naturels, ou artificiels, sur la base des lois physiques reliant les variations des contraintes aux déformations ou des forces aux déplacements. Parmi ces méthodes numériques, nous distinguons :

B.1. Méthode des différences finies (MDF)

Cette méthode consiste à approximer les dérivées des équations de la physique au moyen de développements de Taylor. Les dérivées partielles sont remplacées par des différences divisées ou des combinaisons de valeurs ponctuelles de la fonction en un nombre fini de points discrets, les nœuds du maillage. Ses principaux avantages résident dans grande simplicité d'écriture et de ne présenter qu'un faible coût de calcul. Elle est particulièrement adaptée pour la modélisation de situations dynamiques. La méthode est cependant moins adaptée pour des situations statiques ; elle est généralement limitée à des géométries simples et présente des difficultés à prendre en compte certains types de conditions aux limites. Le logiciel FLAC est basé sur cette méthode (Mouyeaux, 2017).

B.2. Méthode des volumes finis (MVF)

Le principe de la méthode est d'intégrer sur des volumes élémentaires de forme simple les équations écrites sous forme intégrale. C'est une méthode particulièrement bien adaptée à la discrétisation spatiale des lois de conservation, contrairement aux éléments finis, et est ainsi très utilisée en mécanique des fluides. Sa mise en œuvre est simple si les volumes élémentaires sont des rectangles en 2D ou des parallélépipèdes en 3D. Cependant, la méthode permet

d'utiliser des volumes de forme quelconque et donc de traiter des géométries complexes, contrairement aux différences finies. Elle permet également de gérer plus naturellement les conditions aux limites. L'inconvénient est qu'il n'existe que peu de résultats théoriques de convergence. Ces exemples ne sont qu'une petite partie des méthodes numériques disponibles. Chaque méthode a ses propres avantages, limites et domaines d'application spécifiques. En général, les méthodes numériques permettent de résoudre des problèmes complexes en utilisant des approximations calculées de manière itérative, ce qui rend les calculs plus rapides et plus efficaces par rapport aux méthodes analytiques exactes (Mouyeaux, 2017) ;

B.3. Méthode des éléments finis (MEF)

La méthode des éléments finis consiste à approcher, dans un sous-espace de dimension finie, un problème écrit sous forme variationnelle dans un espace de dimension infinie. Cette forme variationnelle est équivalente à une forme de minimisation de l'énergie en général (principe des travaux virtuels). La solution approchée est dans ce cas une fonction déterminée par un nombre fini de paramètres, comme par exemple ses valeurs en certains points ou nœuds du maillage.

Les avantages principaux de cette méthode est qu'elle est bien adaptée pour des situations statiques et qu'elle permet, au contraire de la méthode des différences finies, de traiter des géométries complexes. De plus, de nombreux résultats théoriques existent sur la convergence. Elle présente cependant une certaine complexité de mise en œuvre et un coût de calcul plus important que celui de la MDF, mais qui reste acceptable suivant le problème avec les ordinateurs modernes.

Les logiciels suivants sont basés sur cette méthode : Abaqus, ANSYS, Code Aster, CADD5, Cast3M,... D'autres logiciels utilisant cette méthode sont dédiés spécifiquement aux problèmes de géotechnique : DIANA, Geostudio, PLAXIS, Terrasol,... (Mouyeaux, 2017)

B.4. Méthode des éléments discrets (MED)

Les simulations numériques discrètes de milieux granulaires ont été initialement développées pour les évolutions quasi-statiques d'empilements granulaires denses. Elles ont ensuite été appliquées à des situations dynamiques. On distingue les méthodes dynamiques (dans laquelle l'inertie et les mécanismes de dissipation interviennent), des méthodes statiques (recherche d'une succession d'états d'équilibre).

Les méthodes dynamiques permettent de modéliser le mouvement particulaire de molécules ou de grains déformables, en détectant les grains en contact, puis en calculant les forces de contact binaires et enfin en intégrant les relations fondamentales de la dynamique pour tous les grains

de façon à modifier leur vitesse et leur position. Elles peuvent aussi servir à modéliser le contact entre corps rigides. Le mouvement des grains n'est plus défini par une équation différentielle ordinaire, mais se présente comme une séquence de collisions entre lesquelles les vitesses restent constantes.

Les méthodes statiques font appel à la résolution de systèmes linéaires plutôt qu'à l'intégration d'équations différentielles, et s'apparentent au calcul aux éléments finis. Elles sont plus complexes à mettre en œuvre et moins générales que les méthodes dynamiques, puisqu'elles ne fonctionnent plus lorsque le réseau de contacts se réarrange brusquement. Elles présentent cependant comme avantages de comporter moins de paramètres et de permettre l'étude précise de la stabilité de configurations d'équilibre.

Les logiciels suivants sont basés sur cette méthode : EDEM, Rocky DEM, YADE...(Mouyeaux, 2017)

Avec l'évolution de la réglementation, et le développement des méthodes d'analyse de risque, une nouvelle approche est apparue, à savoir l'approche fiabiliste (probabiliste), en tenant compte de variabilité aléatoire des paramètres incertains.

1.3.2. Méthode fiabiliste

1.3.2.1. Notion de fiabilité

La théorie de la fiabilité est une notion complexe qui introduit un ensemble de données déterministes et aléatoires, et qui se repose sur une approche probabiliste de la sécurité structurale. Elle vise à évaluer la **probabilité de défaillance** de la structure connaissant un critère d'état limite de la structure ainsi que la variabilité des paramètres qui interviennent dans ce critère. La probabilité de défaillance est définie comme la probabilité que ce critère soit dépassé. La structure est finalement considérée comme sûre si cette probabilité de défaillance est inférieure à une valeur référence appelée **probabilité de défaillance acceptable**.

1.3.2.2. Variable aléatoire et lois de probabilité

a- Variable aléatoire

Définis comme aléatoires pour tenir compte des incertitudes qui planent sur leur valeur. On les appelle alors variables aléatoires et on leur affecte une loi de probabilité qui décrit leur variabilité, autrement dit qui spécifie comment les valeurs possibles de cette variable sont statistiquement réparties. Une variable aléatoire peut être discrète ou continue, selon que

l'ensemble des valeurs qu'elle peut prendre est dénombrable ou non dénombrable (Lemaire, 2005).

➤ **Variable aléatoire discrète**

Une variable aléatoire discrète est une variable aléatoire qui peut prendre un nombre fini ou dénombrable de valeurs distinctes. Ces valeurs sont généralement des nombres entiers, mais elles peuvent aussi être des valeurs non entières.

➤ **Variable aléatoire continue**

Une variable aléatoire continue est une variable aléatoire qui peut prendre une infinité non dénombrable de valeurs dans un intervalle donné. Contrairement aux variables aléatoires discrètes, les valeurs d'une variable aléatoire continue peuvent être n'importe quel nombre réel dans un intervalle spécifié

b- Caractéristiques d'une variable aléatoire

On caractérise généralement les lois de probabilité par leur valeur moyenne m et leur écart-type σ ou leur coefficient de variation C_v (Aliche, 2016)

➤ **Moyenne**

La moyenne est le quotient de la somme de toutes les valeurs n_i de cette série par l'effectif total N donnée par :

$$\mu = \frac{\sum n_i}{N} \quad (1.8)$$

➤ **Espérance mathématique $E(x)$**

En théorie des probabilités, l'espérance mathématique d'une variable aléatoire correspond à une moyenne pondérée des valeurs que peut prendre cette variable. Dans le cas où la variable X prend une infinité dénombrable de valeur x_1, x_2, \dots , avec les probabilités P_1, P_2, \dots , l'espérance de X est définie comme suit :

$$E(X) = \sum_{i=1}^{\infty} x_i P_i \quad (1.9)$$

➤ **Variance**

En théorie des probabilités, la variance est une mesure servant à caractériser la dispersion d'un échantillon ou d'une distribution. Elle indique de quelle manière la variable aléatoire se disperse autour de sa moyenne. Elle est définie comme l'espérance du carré de la distance de X à sa moyenne μ (Dehmous, 2007).

$$V(X) = E[(X - \mu)^2] \quad (1.10)$$

➤ **Ecart type $\sigma(x)$**

L'écart type est une mesure de la dispersion d'une variable aléatoire ; en statistique, il est une mesure de dispersion de données. Il est défini comme la racine carrée de la variance

$$\sigma(x) = \sqrt{\text{var}(x)} \quad (1.11)$$

➤ **Coefficient de variation Cv**

Le coefficient de variation est défini comme le rapport de l'écart type sur la moyenne

$$Cv = \frac{\sigma(x)}{u} \quad (1.12)$$

➤ **Fonction de densité $f(x)$**

La représentation graphique d'un ensemble de valeurs correspondant à une variable continue prend généralement la forme d'un histogramme. En augmentant indéfiniment le nombre d'observations et en réduisant graduellement l'intervalle de classe jusqu'à ce qu'il soit très petit, les rectangles correspondant aux résultats vont se multiplier tout en devenant très étroits, et à la limite vont tendre à se fondre en une surface unique limitée d'une part par l'axe des X, d'autre part une courbe continue. On abandonne alors la notion de valeur individuelle et l'on dit que la loi de probabilité est continue (Aliche, 2016).

Pour toute valeurs x_i de la variable aléatoire numérique X, la probabilité pour qu'une nouvelle observation de X tombe entre x_i et $x_i + dx$ et proportionnelle à dx est de la forme (Aliche, 2016) :

$$P(x_i < x < x_i + dx) = f_X(x_i)dx \quad (1.13)$$

f_x est par définition la fonction de densité de probabilité.

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

- la valeur de la fonction est toujours positive : $f(x) \geq 0$ pour tout réel x ($\forall x$) ;
- la valeur de son intégrale de $-\infty$ à $+\infty$ ($\int_{-\infty}^{+\infty} f(x) = 1$) qui représente l'aire totale entre la courbe et l'axe des abscisses est égale à 1 (Figure 1.9) ;

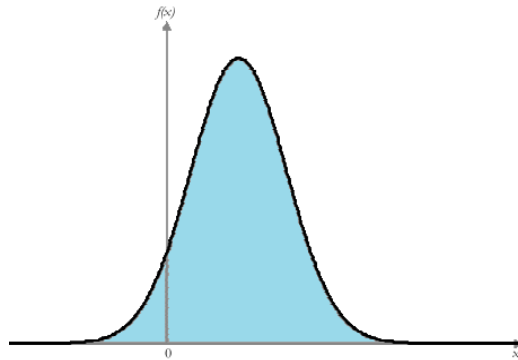


Figure 1.9 : Fonction densité de probabilité.

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

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

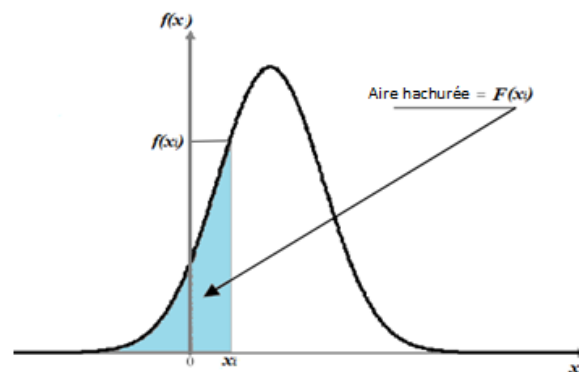


Figure 1.10 : Illustration de la détermination de F en fonction f.

Plus généralement pour toute paire de nombre a et b , tel que $a \leq b$, on écrit : la probabilité que la variable aléatoire X soit comprise entre les limites a et b , $P(a \leq X \leq b)$ est égale à l'aire entre l'axe des abscisses, délimitée par la valeur de a et b , et la courbe $f(x)$ (Aliche, 2016) :

$$P(a < X < b) = \int_b^a f_X(x) dx \quad (1.15)$$

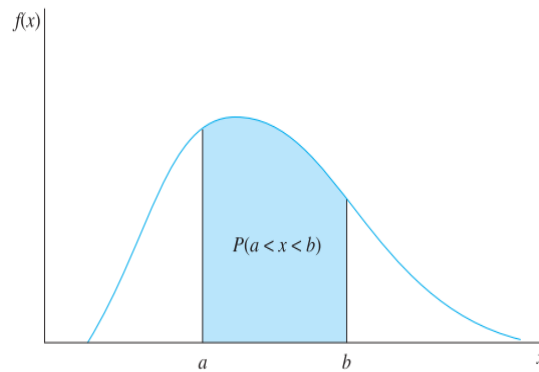


Figure 1.11 : Fonction densité de probabilité sur un intervalle [a, b].

- La fonction densité de probabilité est la dérivée de pente sur la figure (1.11) de la fonction de répartition (Aliche, 2016):

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

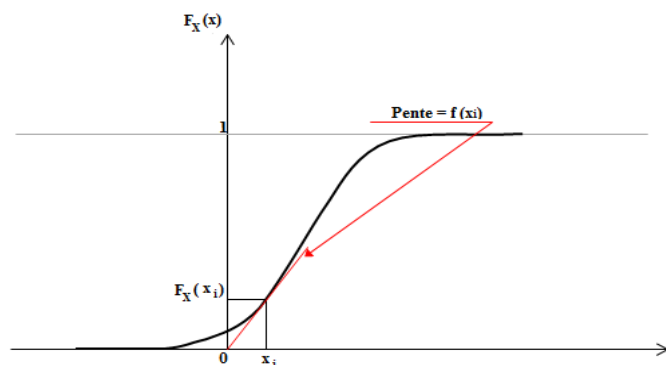


Figure 1.12 : Illustration de la détermination de f en fonction F.

c- Loi de probabilité

L'importance d'étudier certaines lois de probabilité réside dans le fait que de nombreuses situations pratiques s'apparentent à certains comportements de variables aléatoires qui sont régies par des lois spécifiques. Si tel est le cas, ces lois ou modèles probabilistes permettent d'analyser les fluctuations de certains phénomènes en évaluant, par exemple, les probabilités que tel événement ou tel résultat soit observé.

Il existe de nombreux modèles probabilistes, nous présentons, dans ce qui suit les lois de probabilités les plus utilisées dans les études de Génie Civil, à savoir la loi normale, log-normale, la loi de Gamma ...etc (Aliche, 2016).

c.1. Loi normale

En théorie des probabilités et en statistique, la loi normale est l'une des lois de probabilité les plus adaptées pour modéliser des phénomènes naturels issus de plusieurs événements

aléatoires. Le graphique de cette distribution se présente sous forme de cloche et la courbe résultante est appelée courbe normale. Elle est également appelée loi gaussienne. Plus formellement, c'est une loi de probabilité absolument continue qui dépend de deux paramètres : son espérance, un nombre réel noté μ , et son écart type, un nombre réel positif noté σ .

La densité de probabilité de la loi normale est donnée par (Figure 1.13):

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad (1.17)$$

La fonction densité de probabilité de la loi normale est continue et strictement positive. Elle est strictement croissante sur l'intervalle $[-\infty, \mu]$, et strictement décroissante sur l'intervalle $[\mu, +\infty]$, elle vérifie $f(\mu+x) = f(\mu-x)$

Remarque :

Une variable aléatoire suivant une loi normale est dite variable normale

La notation $X \approx N(\mu, \sigma^2)$ veut dire que la variable aléatoire x est distribuée (\approx) normalement (N), avec une moyenne (espérance) μ et de variance σ^2 .

La fonction de répartition d'une variable aléatoire normale est définie par (Figure 1.13) :

$$F(x) = p(X \leq x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{t-\mu}{\sigma}\right)^2} dt$$

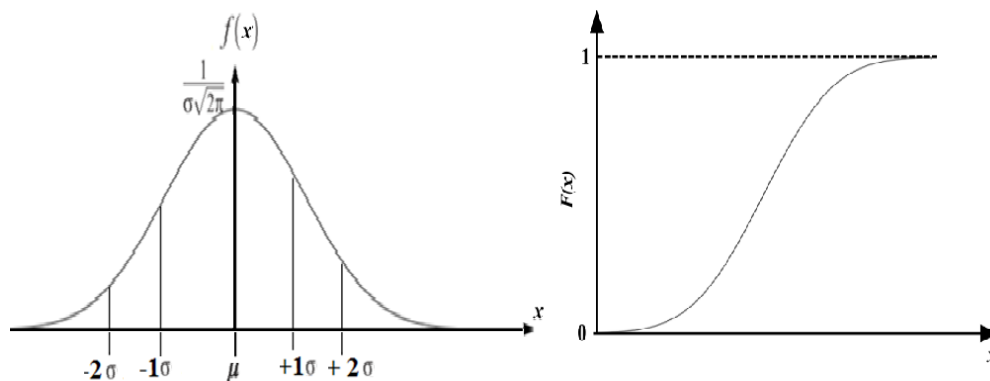


Figure 1.13 : La densité de probabilité (gauche) et la fonction de répartition (droite) de la loi normale.

c.2. Loi log-normale

Une valeur aléatoire X à valeurs dans $]0, +\infty[$ suit la loi log normale si et seulement si son logarithme suit une loi normale. C'est-à-dire que $Y = \ln X$ obéit elle-même à une loi normale.

La particularité de la loi log-normale est qu'elle n'est pas définie de façon univoque par ses moments (moyenne et écart type).

Ainsi, la densité de probabilité de cette loi prend la forme (Figure 1.14) :

$$f_X(x) = \frac{1}{x \sigma_Y \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \mu_Y}{\sigma_Y} \right)^2 \right] \quad (1.17)$$

Avec μ_Y la moyenne et σ_Y l'écart-type de Y (on note $Y = \ln X \rightarrow N(\mu_Y, \sigma_Y)$).

La fonction de répartition s'écrit :

$$F_X(x) = \frac{1}{\sigma_Y \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\ln x} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln t - \mu_Y}{\sigma_Y} \right)^2 \right] dt \quad (1.18)$$

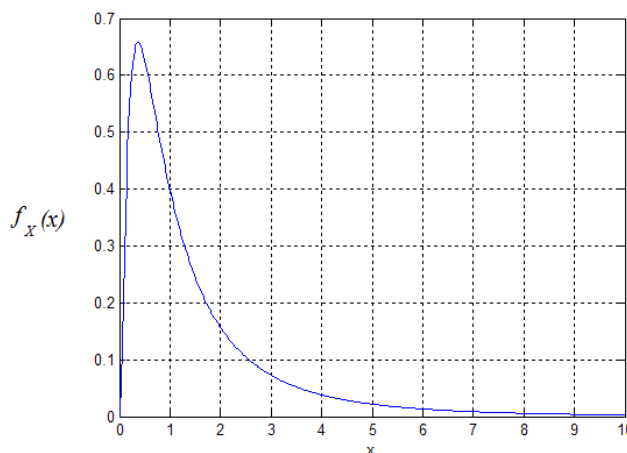


Figure 1.14 : Allure de la fonction de densité de la loi log-normale.

c.3. Loi de gamma

La loi de Gamma est une généralisation de la loi exponentielle. Cette loi est définie par deux paramètres κ et θ strictement positifs, où κ est le paramètre d'échelle tandis que θ représente le paramètre de forme. Cette loi est caractérisée par :

- Une fonction densité de probabilité qui prend la forme :

$$f(x) = \frac{1}{\kappa \Gamma(\theta)} \cdot \left(\frac{x}{\kappa} \right)^{\theta-1} \cdot \exp \left(-\left[\frac{x}{\kappa} \right] \right) \quad (1.19)$$

avec :

$$- \quad x \geq 0 \text{ et } \kappa, \theta > 0.$$

$$\Gamma(\theta) = \int_0^{\infty} x^{\theta-1} \cdot \exp(-[x]) \cdot dx \quad (1.20)$$

Pour $1 \leq \theta < 2$, $\Gamma(\theta)$ est donné par la table de la fonction gamma. Pour les autres valeurs de θ la relation $\Gamma(\theta)$ est donnée par la relation de récurrence suivante :

$$\Gamma(\theta) = (\theta - 1)\Gamma(\theta - 1) \quad (1.21)$$

- La fonction de répartition de cette loi de distribution prend la forme suivante :

$$F(x) = \int_0^x f(x) = \frac{1}{\Gamma(\theta)} \int_0^x \frac{1}{\kappa} \left(\frac{x}{\kappa}\right)^{\theta-1} \cdot \exp\left(-\left[\frac{x}{\kappa}\right]\right) dx \quad (1.22)$$

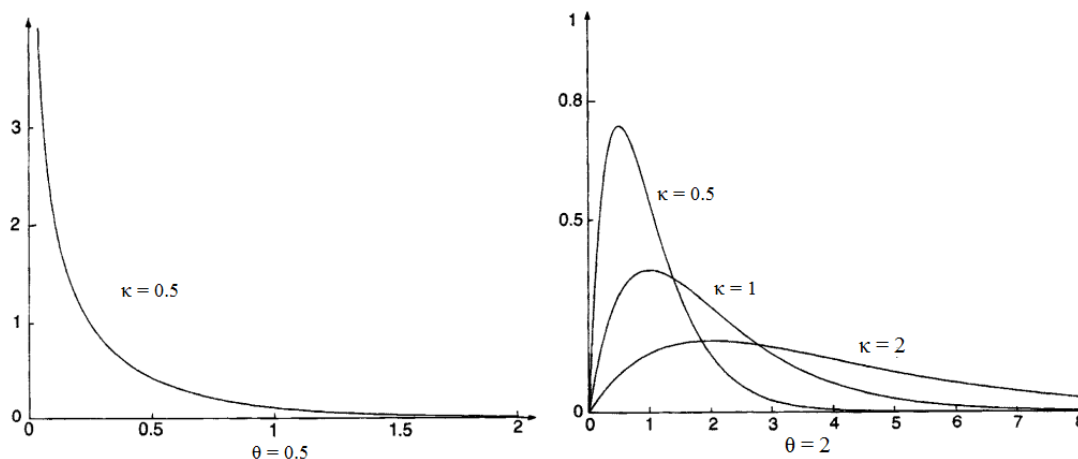


Figure 1.15: Allure de la fonction de densité de la loi de gamma.

1.3.2.3. Traitements statistiques des données

Un test statistique, noté test d'hypothèse, est une démarche qui consiste à fournir une règle de décision dans le but de faire un choix entre de hypothèses statistique, à savoir l'hypothèse nulle (H_0) et l'hypothèse alternative (H_1). Dans la démarche de vérification des hypothèses (H_0 et H_1) en se basant sur un test statistique, des règles de décision qui vont nous conduire à l'acceptation ou au rejet de l'hypothèse nulle H_0 sont établis.

Lorsque les données d'un échantillon proviennent d'une source purement aléatoire, on peut examiner si la distribution des observations semble s'apparenter à une distribution théorique connue. Pour vérifier la concordance entre une distribution empirique et une distribution théorique (loi de distribution : Normale, Log normale, Gamma, Weibull, ...), la littérature nous offre une large gamme de test statistique (Chi 2, Kolmogorov- Smirnov, Shapiro, ...etc.). Dans ce qui suit, nous présentons le test de Kolmogorov- Smirnov et le test de chi 2, considéré comme les principaux tests dits d'ajustement (Aliche, 2016).

➤ **Test d'adéquation de Kolmogorov- Smirnov**

Le test d'adéquation de *Kolmogorov- Smirnov* (K-S), tend à comparer la distribution de n réalisations (x_1, \dots, x_n) d'une variable aléatoire X , caractérisé par sa fonction de répartition $F(X)$ à une distribution théorique f caractérisée par sa fonction de répartition F . Les hypothèses H_0 et H_1 correspondant à ce cas d'étude sont les suivantes :

- H_0 : La distribution observée est identique à la distribution théorique (X suit la loi F),
 - H_1 : La distribution observée est différente de la distribution théorique (X suit une autre loi).
- Pour vérifier l'hypothèse nulle, *Kolmogorov- Smirnov* propose d'utiliser la statistique de test suivante (Aliche, 2016) :

$$D_n = \sup_{x \in \mathbb{R}} |F_n(x) - F(x)| \quad (1.23)$$

La statistique de test est basée sur la distance entre les fonctions F et une estimation de la fonction de répartition de X , obtenue à partir des observations.

➤ **Test d'adéquation de chi 2**

Le test de d'adéquation de chi 2 consiste à comparer la série des fréquences (O_i) de valeurs observées dans les k classes de la variable à la série correspondante des fréquences théoriques (E_i) (Aliche, 2016).

$$X^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (1.24)$$

En se basant sur l'indicateur X^2 , nous pouvons décider si les écarts entre les effectifs théoriques (E_i) et observés (O_i) sont significatifs. Pour ce faire nous procédons comme suit :

1.3.2.4. Calcul de la probabilité de défaillance

La théorie de la fiabilité permet à partir d'une fonction d'état limite et des lois de probabilité associées à ces variables de connaître la probabilité P_f de la défaillance de la structure. En considérant une structure de Résistance R soumis aux Sollicitation S , on peut définir un critère d'état limite tel que :

$$R \geq S = P(R < S) \quad (1.25)$$

1.3.2.5. Méthodes de calcul de la probabilité de défaillance (indice de fiabilité β)

On distingue deux types de méthode :

a- Méthodes de simulation

On procède à un tirage aléatoire des couples de valeurs des variables aléatoires R et S et on vérifie pour chaque couple s'il y a défaillance ou non (Figure 1.15). La probabilité de défaillance P_f est définie comme le rapport entre le nombre de tirages ayant à la défaillance et le nombre total de tirages. Ce type de méthode requiert un grand nombre de tirages. La méthode de méthode de Monté Carlo sera détaillé au chapitre 3.

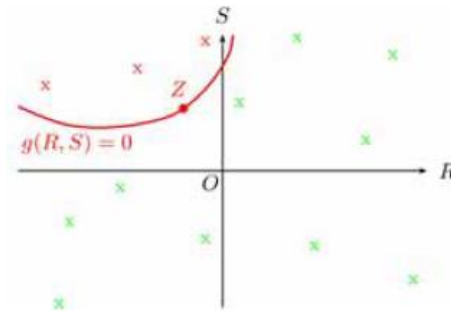


Figure 1.16 : Méthode d'estimation de la probabilité de défaillance P_f

b- Méthodes d'approximations

En fiabilité des structures, les méthodes FORM et SORM (First Order Reliability Method, Second Order Reliability Method) sont des méthodes d'approximation liées essentiellement au fameux indice de fiabilité ou de sécurité noté β . Dans ce cas, l'indice β est défini comme étant la distance de l'origine O au point P^* (Figure 1.17), appelé point de conception (Lemaire, 2005). Il est égal la distance la plus courte entre la surface d'état limite et l'origine du repère dans un espace normé réduit des variables aléatoires décalées (Figure 1.17). La probabilité de défaillance est donnée par la relation en fonction de β par la relation :

$$P_f = \Phi(-\beta)$$

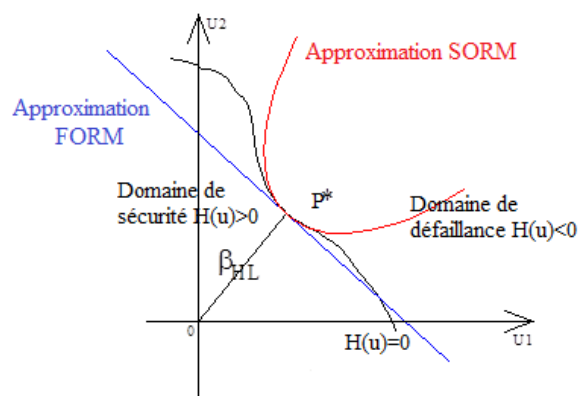


Figure 1.17: État limite et approximation de la probabilité de risque par FORM et SORM.

1.4. Quelques travaux réalisés

Dans le contexte de stabilité des digues en terre et selon le « guide maghrébin pour l'exécution des études et des travaux de retenues collinaires » (PNUD, 1987), la digue présente une sécurité suffisante si le coefficient de sécurité F_s de ses pentes est supérieur ou égal à 1,4.

Par ailleurs, le comité français des barrages et réservoirs (CFBR, 2015), recommande des valeurs pour différentes situations du projet, sous les conditions réelles auxquelles l'ouvrage (digue) est soumis.

Dans la littérature, il existe plusieurs études qui traitent le problème de la stabilité des barrages en terre vis-à-vis du glissement, en utilisant des méthodes d'équilibre limites, et des méthodes numériques (méthodes des éléments finis et méthodes différence finis).

CHABBI 2010 s'est basé, dans sa recherche, sur l'étude paramétrique parfaitement numérique en employant deux codes de calculs PLAXIS v.8.2 et FLAC/Slope v5.0, pour mettre en évidence l'effet de variation des paramètres géométriques, géotechniques et hydrauliques sur la stabilité des barrages en terre homogènes. Après la comparaison des résultats des deux logiciels employés, il a constaté premièrement que le facteur de sécurité donné par les deux logiciels sont presque les mêmes, avec une légère marge de sécurité en faveur du « PLAXISV8.2 ». Il a constaté également que le talus amont est plus influencé par la variation des paramètres géotechniques (cohésion et angle de frottement), et cela due aux présences des pressions interstitielles ; et pour diminuer ces pressions interstitielles, il a proposé un allongement de drain par rapport à la largeur. Ce dernier va provoquer une augmentation moyenne du facteur de sécurité de 0.043. Notons que la stabilité du barrage diminue si le tapie drainant dépasse la moitié de sa largeur, pour cela il est judicieux d'utiliser un tapie drainant dont la longueur se situe $1/3$ et $1/2$ de la largeur du barrage en terre.

Femmam (2014) s'est intéressée, dans son étude, à la simulation numérique du comportement des barrages en terre à l'aide des logiciels FLAC2D et GEO-SLOPE avec une application sur le barrage de Oued El Kolla à Ain-Temouchent. L'analyse des résultats de la simulation de la a permis de conclure que les pressions interstitielles ne peuvent pas mettre en jeu la stabilité d'un barrage réalisé selon les règles de l'art, sauf si le système de drainage ne remplit pas son rôle par insuffisance ou absence. D'après les simulations faites, le rabattement de la ligne de saturation et l'évacuation du débit de fuite dans un barrage en terre homogène peuvent être assuré en installant un drain horizontal dont sa longueur est comprise dans cet intervalle $L_{\text{drain}} = [1/4, 1/3] L_{\text{barrage}}$.

Mouyeaux (2017) s'est intéressé à l'analyse mécano-fiabiliste par éléments finis stochastiques des barrages en remblai vis-à-vis du risque de glissement. Dans sa partie déterministe, il a traité l'évaluation de la stabilité d'un barrage en considérant la situation normale d'exploitation, en justifiant qu'elle est la situation la plus simple est la plus représentative de la vie de l'ouvrage.

Pour connaître l'influence des paramètres mécaniques et physiques sur le facteur de sécurité, il a fait une étude de sensibilité, ou il a constaté que la plage de variation extrême de deux paramètres mécaniques (C , ν), sur le facteur de sécurité connaît une variation de 19% pour la cohésion effective et de 68% pour l'angle de frottement effectif.

Xiangfeng Guo (2020), a analysé la situation sismique par la méthode pseudo statique. Une analyse en 3D du barrage est considérée dans l'analyse fiabiliste du barrage en remblai.

Nous citons aussi certaines publications ayant traité les problèmes relatifs à l'évaluation de la sûreté des barrages en terre et des pentes naturelles par les méthodes des tranches, tel que, J.-L. Favre et A. Bekkouche, (1990), et Subhadeep Metya (2015) ont présenté une procédure de calcul pour l'analyse de fiabilité des pentes de terre compte tenu variabilité spatiale des sols sous le cadre de la méthode d'équilibre limite.

Travaux réalisés par l'équipe de recherche

Ces travaux relatifs à l'analyse de la stabilité des digues en terre vis-à-vis du risque de glissement de ces talus sont réalisés dans le cadre de mémoires de Master dirigés par le Pr. Hammoum et le Pr Bouzelha, nous citons :

Amirouche (2015) a réalisé une analyse mécano fiabiliste d'une digue en terre homogène. Le calcul du coefficient de sécurité F_s du talus amont de la digue est effectué par la méthode de fellenius, en tenant compte du séisme uniquement. L'effet de la ligne de saturation et des pressions interstitielles n'a pas été considéré comme le montre l'équation (1.28) :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n [C \cdot dL_i + [(W_i + F_v) \cdot \cos\theta_i - (F_h \sin\theta_i)] \tan\varphi]}{\sum_{i=1}^n (W_i + F_v) \cdot \sin\theta_i - F_h \cos\theta_i} \quad (1.28)$$

Le poids des tranches est calculé en fonction du poids volumique humide :

$$W_i = \gamma_h \cdot h$$

La fiabiliste du talus amont est analysée en considérant la variabilité aléatoire de l'accélération sismique. Cette variable aléatoire est générée avec la loi normale en utilisant le logiciel Excel. Pour le calcul de la probabilité de défaillance, vis-à-vis de l'état limite de glissement, la méthode de simulation de Monté Carlo classique est utilisée pour un nombre de tirage a été arrêté à 30.000, après le test de convergence. Les résultats de calcul de la probabilité de

défaillance ont conduit à une valeur supérieure à la valeur admise pour les structure de génie civil $p_f > 10^{-3}$ admissible (Dehmous 2007).

Dans la continuité des travaux d'Amirouche, **Chaouadi (2016)**, a traité l'analyse mécano-fiabiliste de la stabilité de la même digue, en utilisant la méthode Fellenius, en tenant compte cette fois ci du l'accélération sismique et de de la ligne de saturation, comme l'illustre l'équation (1.29)

$$F_S = \frac{\sum_{i=1}^n [C \cdot dL_i + [(W_i + F_v) \cdot \cos\theta_i - (F_h \sin\theta_i)] \tan\varphi]}{\sum_{i=1}^n (W_i + F_v) \cdot \sin\theta_i - F_h \cos\theta_i} \quad (1.29)$$

Le poids des tranches est calculé cette fois ci en fonction du poids volumique humide et du poids volumique saturé :

:

$$W_i = \gamma_h \cdot h_h + \gamma_{sat} \cdot h_{sat}$$

L'analyse fiabiliste, compte tenu de la ligne de saturation a conduit à des probabilités de défaillance supérieure à celle trouvé par Amirouche (2015).

Aissiouane et Khimeche (2016) ont effectué une analyse mécano-fiabiliste de la stabilité au glissement du talus amont d'une digue en terre de type zonée, tenant compte à la fois en tenant compte à la fois de l'action sismique et de la ligne de saturation. Une analyse statistique est effectuée sur un échantillon de pic d'accélération enregistré lors du séisme 2003. Deux tests d'adéquation sont utilisés et ont permis de définir que la loi log normal est et celle qui s'ajuste le mieux à l'échantillon. Cette loi est utilisée pour générer l'accélération sismique. L'influence de la prise en compte de la ligne de saturation sur le calcul de la probabilité de défaillance a été mis en évidence.

Chabane et Haret (2020) se sont intéressées à la génération de la variabilité spatiale des paramètres mécaniques du remblai de la digue ayant fait l'objet d'étude, à savoir la cohésion C et l'angle de frottement interne φ , qui interviennent dans le mécanisme de glissement. A cet effet la méthode de Karhunen-Loève a été adoptée. Les résultats de la génération spatiale des paramètres C et φ a mis en évidence leur distribution dans le corps de la digue ainsi que la ligne de rupture préférentielle, que pourrait en toute logique suivre les zones de faibles cohésions. Par ailleurs ; il découle des résultats une corrélation négative entre la cohésion et l'angle de

frottement interne ; une valeur plus faible pour l'angle de frottement conduit à une valeur plus forte pour la cohésion. Ce travail rentre dans le cadre de la préparation de la thèse de doctorat de Belazouz.

Ould Belkacem (2021) a traité la stabilité de digue en question compte de son interaction avec le sol en utilisant la méthode numérique de différences finies sous code de calcul FLAC2D©. La hauteur de la fondation est fixée à 4 fois la hauteur de la digue. L'analyse de la structure globale, pour différentes situations de projets à court terme (situation de fin de construction) et long terme (situation normale d'exploitation, situation niveau bas, et situation accidentelle sismique), a mis en évidence la contribution de sol de fondation aux sollicitations. Les sollicitations sont distribuées aussi bien à la digue qu'au sol au prorata des résistances caractéristiques des matériaux les constituants. Le socle rocheux agit comme un support flexible pour la structure et lui confère de la souplesse.

Dans la continuité des travaux de **Oul belkacem, Ammar et Fillali (2022)** se sont intéressés à l'influence la profondeur de la fondation sur stabilité de la digue. L'étude a mis en évidence la participation du massif de fondation au mouvement et sa contribution à la déformation globale du système à mesure que la profondeur de la fondation augmente. Toutefois, les résultats appuient les recommandations de **Mestat (1997)** qui énonce que la condition d'encastrement doit être fixée au minimum à 4 fois la hauteur de la digue. Cette recommandation reflète le comportement réaliste du système digue-fondation. Au-delà de cette profondeur limite l'influence devient négligeable.

Conclusion

Dans la continuité des travaux de l'équipe e recherche, présentés brièvement dans ce chapitre, nous nous intéressons à l'analyse de la digue de Chaabat Thride pour deux situations de projets (situation normale d'exploitation et situations sismique). Le chapitre 2 sera consacré à l'analyse déterministe par la méthode Fellenius modifiée. L'expression du coefficient de sécurité sera donnée en considérant l'action sismique, la ligne de saturation, les forces hydrostatiques et les pressions interstitielles, ce qui fera l'originalité de ce mémoire. Au troisième chapitre, nous traitons l'analyse fiabiliste, en se basant sur le modèle mécanique tiré du calcul déterministe élaboré. En plus de la variabilité aléatoire de l'action sismique, nous considérons la variabilité aléatoire des paramètres mécaniques du sol ; à savoir la cohésion et l'angle e frottement interne, pour un comportement à long terme.

Chapitre 2 :

Analyse déterministe du risque de glissement d'une digue homogène

Introduction

Ce chapitre présente une approche déterministe pour l'analyse de la stabilité d'une digue en terre homogène, sous sollicitations sismiques. Le chargement hydrostatique, la ligne de saturation et les pressions interstitielle dans le corps de la digue sont considérés pour deux situations de projet (situation normale d'exploitation et situation sismique). Le mode de rupture considéré est le glissement de forme circulaire, analysé avec la méthode de Fellenius modifiée. Le chargement sismique est introduit par des forces pseudo-statiques. Pour vérifier la stabilité de la digue, le coefficient de sécurité calculé est comparé au coefficient admissible recommandé par les règlements pour chaque situation considérée

2.1. Approche déterministe

Le calcul de la stabilité est effectué dans ce chapitre par la méthode de Fellenius. Cette méthode admet que la rupture d'un talus a lieu suivant une surface en forme circulaire (Figure 2.1) ; ce qui est conforme à ce que l'on peut observer sur un glissement de talus. Cette hypothèse étant fondée plusieurs cercles de rupture peut être tracés sur une coupe transversale du talus et le cercle le plus critique est recherché. Par ailleurs, le talus est décomposé en tranches verticale de poids W_i et de faible épaisseur juxtaposée. La figure 2.1 montre le schéma descriptif du talus avec la décomposition en tranches verticales. Pour une tranche n , le poids W_n est décomposé en une force normale N_n et une force tangentielle T_n agissant à la base de la tranche (Belazouz et al., 2023)

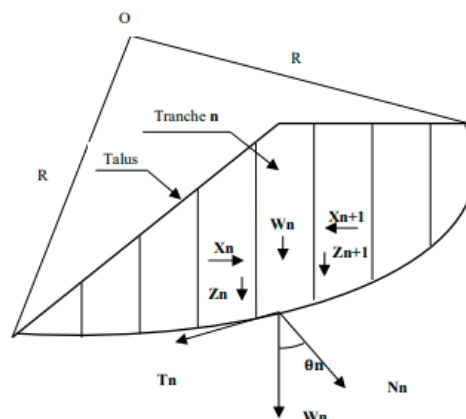


Figure 2.1 : Décomposition du talus de la digue par Fellenius (Amirouche,2015)

2.1.1. Hypothèses admises par Fellenius

Pour simplifier le calcul, Fellenius admet qu'au niveau de chaque tranche, la résultante X_n et Z_n sont égales à X_{n+1} et Z_{n+1} avec une ligne d'action qui coïncide (Figure 2.1). Ce qui consiste à négliger et éliminer l'interaction. Nous avons alors :

$$X_{n+1} - X_n = 0 \quad (2.1)$$

$$Z_{n+1} - Z_n = 0 \quad (2.2)$$

La composante tangentielle T_n du poids de toute la matière contenue dans la tranche n est motrice, car elle a tendance à entraîner le glissement. Elle est donnée par la relation suivante :

$$T_n = W_n \cdot \sin\theta_n \quad (2.3)$$

La composante normale N_n est stabilisatrice, car elle mobilise le frottement interne. Elle crée une résistance au cisaillement qui est donnée par la loi de Coulomb, en fonction de la cohésion C et de l'angle de frottement φ , comme suit :

$$\tau = C \cdot dL + N_n \cdot \tan\varphi \quad (2.4)$$

$$N_n = W_n \cdot \cos\theta_n \quad (2.5)$$

Ce qui donne :

$$\tau = C \cdot dL + W_n \cdot \cos\theta_n \cdot \tan\varphi \quad (2.6)$$

dL : étant la largeur de l'arc de la tranche.

La cohésion C traduit un « effet de colle » que l'on observe dans des argiles ou des sables partiellement saturés, c'est la résistance propre de la structure due essentiellement aux liaisons de type physico-chimique elle est nulle pour un sable sec ou saturé (Luc, 2018)..

L'angle de frottement interne φ traduit le lien entre la contrainte normale appliquée et la résistance au cisaillement et s'exprime en degré (Luc, 2018)..

Ainsi, si l'on connaît les valeurs des paramètres de résistance mécanique φ' et C' d'un sol donné, on peut facilement savoir si un état de contrainte défini par σ' et τ provoquera la rupture, ou non, de ce sol (Luc, 2018).

2.1.2. Calcul du coefficient de sécurité F_s

L'évaluation de l'état de stabilité de la digue se fait à partir d'un coefficient de sécurité local ou global, respectivement noté F_s , défini comme étant le rapport des forces stabilisatrices (qui tendent à retenir un certain volume de matériau, délimité par le talus et une surface de rupture potentielle) sur les forces motrices (qui tendent à l'entraîner vers l'aval). Tant que la force motrice reste inférieure à la résistance maximale que peut mobiliser le sol, F_s est supérieur à 1 et la pente est stable. Dans le cas contraire, F_s est inférieur à 1 et la pente ne peut que glisser. La valeur $F_s = 1$ correspond à l'état d'équilibre limite du talus (Rapport BRGM n° R 36 818 4S/GEG, 1993). Il est important de noter que les valeurs du coefficient de sécurité peuvent varier en fonction du niveau de risque acceptable, des incertitudes dans les données, des conditions environnementales (tableau 2.1).

Tableau 2.1 : Coefficient de sécurité admissible en fonction de la situation de projet (Pougatsch et al, 2011).

Situation de projet	Sans séisme	Avec séisme
Fin de construction	1.3	1.1
Exploitation normal	1.5	1.1
Vidange rapide	1.3	

Le calcul du coefficient de sécurité F_s de la digue est conduit dans cette section, en tenant compte de l'accélération sismique, de la force hydrostatique U_β et des pressions interstitielles U_α , (Figure 2.2). L'inventaire des forces agissant sur une tranche d'ordre (i) est illustré sur la (figure 2.3).

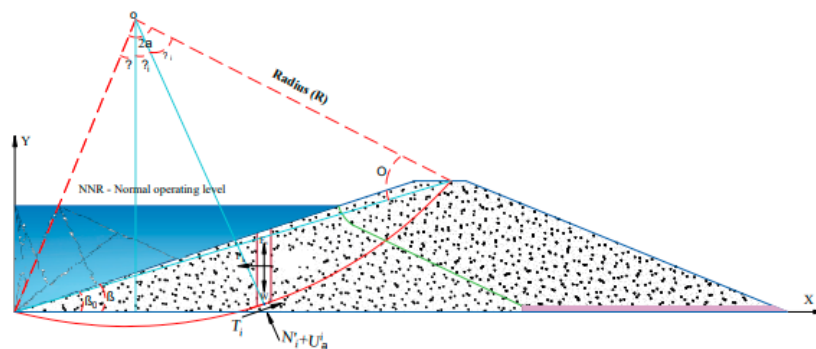


Figure 2.2 : Cercle de glissement du talus amont d'un barrage en remblai par la méthode Fellenius (Belazouz et al, 2023).

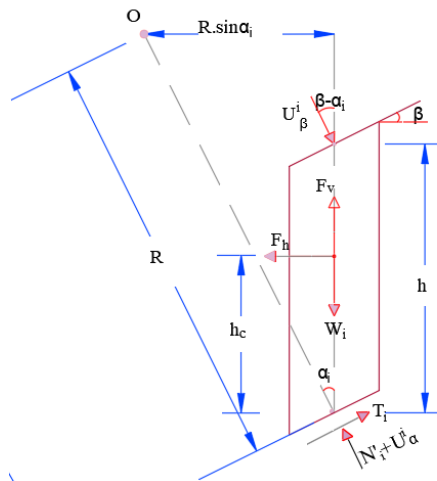


Figure 2.3 : Inventaire des forces agissant sur une tranche d'ordre (i).

R : Rayon du cercle de rupture de glissement.

O : Centre du cercle de rupture de glissement.

U_α : Pression interstitielle.

F_h : Force sismique horizontale.

F_v : Force sismique vertical.

T : Projection horizontal du poids.

N : Projection vertical du poids ($N=N'+u_a$).

B : l'angle du talus amont.

Et $h_c=h/2$

- **Accélération sismique**

Pour le cas des petits et moyens barrages, la méthode pseudo-statique est utilisée pour la prise en compte de l'action sismique (Degoutte, 1997). Cette méthode est bien adaptée aux méthodes de calcul des tranches à base circulaire. Le principe de cette méthode est de présenter les actions dues au séisme par deux forces supplémentaires, une force horizontale notée F_h et une force verticale F_v , appliquées au centre de gravité du volume des terres déplacées (Figure 2.3). Ces forces sont données par les équations suivantes (RPA2003) :

$$F_h = K_h W \quad (2.7)$$

$$F_v = K_v W \quad (2.8)$$

Où K_h et K_v désignent respectivement le coefficient pseudo-statique horizontal et vertical donnés en fonction du coefficient d'accélération de zone A comme suit :

$$K_h = 0.5 A \quad (2.9)$$

$$K_v = 0.3 K_h \quad (2.10)$$

Le coefficient d'accélération de zone est évalué en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage de l'ouvrage considéré (tableau 2.2). Selon le RPA, les barrages sont classés comme étant des ouvrages publics d'intérêt national, ayant une importance économique certaine dénommés groupe d'usage 1B.

Tableau 2.2 : Coefficient d'accélération sismique par zone sismique (RPA, 2003).

Groupe	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1B	0.12	0.20	0.25	0.30

La force sismique horizontale est décomposée (Figure 2.4)

comme suit :

$$F_{hN} = -F_h \sin\alpha \quad (2.11)$$

$$F_{hT} = F_h \cos\alpha \quad (2.12)$$

En tenant compte des équations (2.9) et (2.10), on obtient :

$$F_{hN} = -K_h W \sin\alpha \quad (2.13)$$

$$F_{hT} = K_h W \cos\alpha \quad (2.14)$$

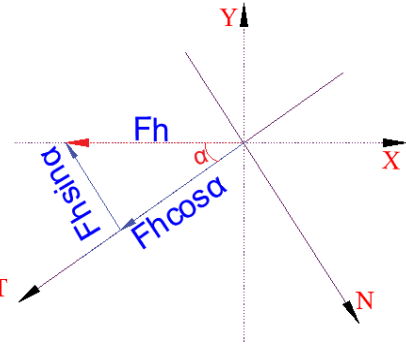


Figure 2.4 : Décomposition de la force F_h .

La force sismique verticale est décomposée (Figure 2.5) comme suit :

$$F_{vN} = -F_v \cos\alpha \quad (2.15)$$

$$F_{vT} = -F_v \sin\alpha \quad (2.16)$$

En tenant compte des équations (2.9) et (2.10), on obtient :

$$F_{vN} = -K_v W \cos\alpha \quad (2.17)$$

$$F_{vT} = -K_v W \sin\alpha \quad (2.18)$$

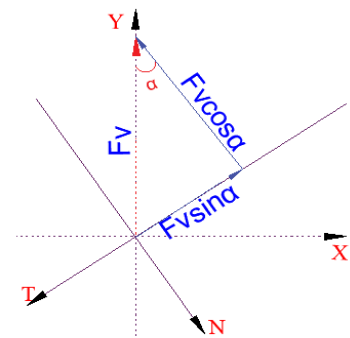


Figure 2.5 : Décomposition de la force F_v .

- Force hydrostatique U_β

La force hydrostatique U_β est décomposée (Figure 2.6)

comme suit :

- composante horizontale :

$$U_{\beta h} = U_\beta \sin\beta \quad (2.19)$$

- composante verticale :

$$U_{\beta v} = -U_\beta \cos\beta \quad (2.20)$$

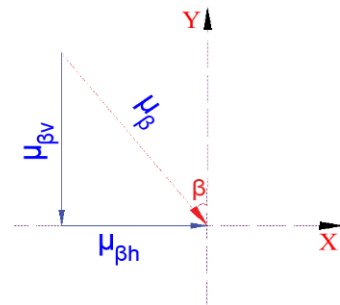


Figure 2.6 : Schéma de la force hydrostatique.

Par la suite, les deux composantes $U_{\beta h}$ et $U_{\beta v}$ seront décomposées (Figure 2.7), (Figure 2.8) suivant la normal et la tangentielle comme suit :

$$U_{\beta hN} = U_{\beta} \cdot \sin\beta \cdot \sin\alpha \quad (2.21)$$

$$U_{\beta hT} = -U_{\beta} \cdot \sin\beta \cdot \cos\alpha \quad (2.22)$$

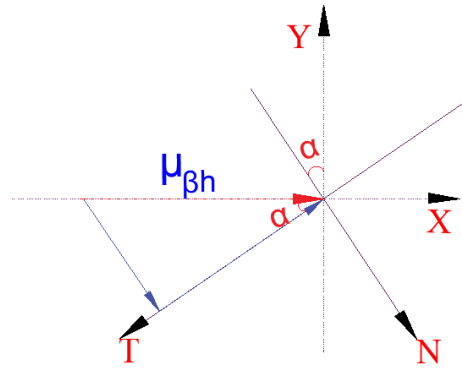


Figure 2.7 : Décomposition de composantes $U_{\beta h}$.

$$U_{\beta vN} = U_{\beta} \cdot \cos\beta \cdot \cos\alpha \quad (2.23)$$

$$U_{\beta vT} = -U_{\beta} \cdot \cos\beta \cdot \sin\alpha \quad (2.24)$$

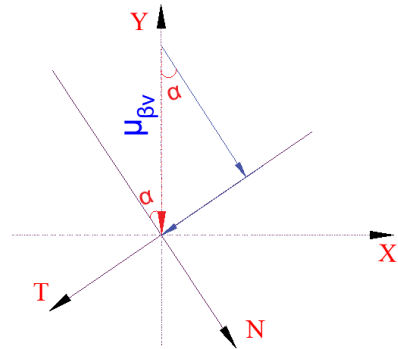


Figure 2.8 : Décomposition de composantes $U_{\beta v}$.

• Inventaire des forces

L'inventaire des forces stabilisatrices agissant le long de la direction perpendiculaire à la surface de glissement (Figure 2.3) peut s'écrire comme suit :

$$\sum F_{\alpha/n} = 0 \quad (2.25)$$

$$N_i' + U_{\alpha}^i + F_h \sin\alpha_i - (W_i - F_v) \cos\alpha_i + U_{\beta}^i \sin\beta \sin\alpha_i - U_{\beta}^i (\sin\beta \sin\alpha_i + \cos\beta \cos\alpha_i) = 0 \quad (2.26)$$

En posant :

$$\cos(\beta - \alpha_i) = \sin\beta \sin\alpha_i + \cos\beta \cos\alpha_i \quad (2.27)$$

On obtient :

$$N_i' = (W_i - F_v) \cos\alpha_i - U_{\alpha}^i - F_h \sin\alpha + U_{\beta}^i \cos(\beta - \alpha_i) \quad (2.28)$$

L'inventaire des forces motrices agissant sur la surface de glissement peut s'écrire comme suit :

$$\sum F_{\alpha/T} = 0 \quad (2.29)$$

$$T - [(W_i - F_v) - U^i_\beta \cos \beta] \sin \alpha_i + U^i_\beta \sin \beta - F_h = 0 \quad (2.30)$$

Ce qui donne :

$$T_i = [(W_i - F_v) + U^i_\beta \cos \beta] \sin \alpha_i - U^i_\beta \sin \beta + F_h \quad (2.31)$$

- **Inventaire des moments**

Le moment des forces stabilisatrices noté M_s est donné en fonction de la résistance au cisaillement τ_{\max} qui se développe au niveau du cercle de glissement :

$$M_s = R \cdot \int_A \tau_{\max} dA \quad (2.32)$$

La résistance au cisaillement τ_{\max} est donnée par la loi de coulomb, en fonction des caractéristiques physiques du remblai et la contrainte normale. A long terme, l'analyse en contraintes effectives est justifiée et les paramètres de cisaillement utilisés seront les paramètres drainés ou effectif du remblai, notés C' et φ' . La contrainte résistante de cisaillement qui se développe au niveau du cercle de rupture est donnée par la loi de Mohr - Coulomb et s'écrit :

$$\tau_{\max}^i = C' + \sigma_i' \cdot \text{tg} \varphi' \quad (2.33)$$

Le moment des forces stabilisatrices à la base de la tranche (i) sera donné par :

$$[M_s^i = R \cdot \int_{A_i} (C' + \sigma_i' \cdot \text{tg} \varphi') \cdot dA = R \cdot \int_b (C' + \sigma_i' \cdot \text{tg} \varphi') \cdot dl \quad (2.34)$$

La contrainte effective σ_i' s'exprime, comme suit :

$$\sigma_i' = \frac{N_i'}{b} \quad (2.35)$$

Où b désigne la largeur d'une tranche.

$$M_s^i = R \cdot [C' \cdot b + N_i' \cdot \text{tg} \varphi'] \quad (2.36)$$

Ce qui donne :

$$M_s^i = R \cdot \{C' \cdot b + [(W_i - F_v) \cos \alpha_i - F_h \sin \alpha_i - U^i_\alpha + U^i_\beta \cos (\beta - \alpha_i)] \tan \varphi'\} \quad (2.37)$$

Le moment moteur par rapport centre du cercle O, du aux différentes forces agissant sur la tranche (i) est :

$$M_m^i = [(W_i - F_v) + U^i_\beta \cdot \cos \beta] \cdot R \sin \alpha_i - U^i_\beta \cdot \sin \beta \cdot (R \cdot \cos \alpha_i - h) + F_h \cdot (R \cdot \cos \alpha_i - h_c) \quad (2.38)$$

Le coefficient de sécurité F est donnée par :

$$F_s = \frac{M_s}{M_m} \quad (2.39)$$

Ce qui donne :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n R \cdot \{C' \cdot b + [(W_i - F_v) \cdot \cos \alpha_i - F_h \cdot \sin \alpha_i - U_{\alpha}^i + U_{\beta}^i \cdot \cos (\beta - \alpha_i)] \cdot \tan \varphi'\}}{\sum_{i=1}^n [(W_i - F_v) + U_{\beta}^i \cdot \cos \beta] \cdot R \cdot \sin \alpha_i - U_{\beta}^i \cdot \sin \beta \cdot (R \cdot \cos \alpha_i - h) + F_h \cdot (R \cdot \cos \alpha_i - hc)} \quad (2.40)$$

Ou bien :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n \{C' \cdot b + [(W_i - F_v) \cdot \cos \alpha_i - F_h \cdot \sin \alpha_i - U_{\alpha}^i + U_{\beta}^i \cdot \cos (\beta - \alpha_i)] \cdot \tan \varphi'\}}{\sum_{i=1}^n [(W_i - F_v) + U_{\beta}^i \cdot \cos \beta] \cdot \sin \alpha_i - U_{\beta}^i \cdot \sin \beta \cdot (\cos \alpha_i - \frac{h}{R}) + F_h \cdot (R \cdot \cos \alpha_i - \frac{hc}{R})} \quad (2.41)$$

2.2. Application pratique

2.2.1. Présentation de la digue et des matériaux

L'application pratique, présentée dans ce chapitre, porte sur l'analyse de la stabilité d'un petit barrage en terre homogène de Châabet Thrid dont le dimensionnement est réaliste (figure 2.9). Les caractéristiques géométriques de la digue sont résumées dans le (tableau 2.3). Cet aménagement destiné à l'irrigation se situe dans la région de Médéa, dans l'Ouest Algérien, classée de sismicité moyenne (zone IIa). L'aménagement a été pensé pour qu'il assure un rôle de régulateur saisonnier en vue d'assurer un soutien d'étiage destiné aux besoins d'irrigation pendant les périodes les plus sèches. Le déversoir du barrage correspondant au niveau normal d'exploitation de la retenue est situé à la cote 634.25 m NGA (Nivellement Général de l'Algérie), soit près de 14.65 m plus haut que la base du barrage. Le petit barrage est équipé d'une seule conduite de vidange en acier de diamètre DN 300 mm, caractérisée par la présence d'une vanne de fond située à la cote de 631.48 m NGA (Figure 2.8). La longueur du drain horizontal adopté est définie conformément au PNUD (1987), soit $1 \frac{1}{3}$ à $1 \frac{1}{4}$ de la largeur de la digue de sorte à maintenir la ligne de saturation au moins de 2 m du parement aval.

Caractéristiques géométriques de la digue (AGC, 2008).

Désignation	Valeur	Unité
Longueur de la digue (L)	106.95	m
Hauteur de la digue (H)	18	m
Niveau Normal d'exploitation(h)	14.46	m
Largeur en crête (lc)	7	m
Pente du talus amont	(1:3)	
Pente du talus aval	(1 :2.5)	

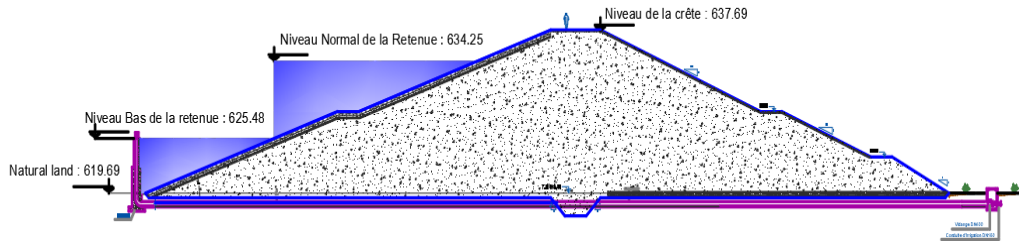


Figure 2.9 : Coupe transversale de la digue en terre.

Les paramètres du matériau de la digue ont été obtenus par le rapport d'AGC (2008). Les valeurs caractéristiques des paramètres du remblai, nécessaires pour le calcul déterministe, sont obtenues par une transformation des valeurs moyennes de ces paramètres en fonction de leurs distributions de probabilité (tableau 2.4). Dans le cas d'une distribution normale, la valeur caractéristique est $(1,64.\sigma)$ inférieure à la valeur moyenne. Les types de distribution et les coefficients de variation pour chaque paramètre donné dans (le tableau 2.5) ont été choisis en se référant à la littérature. D'après Metya (2015) et Rippi (2015) les paramètres physiques et mécaniques du sol sont représentés par la loi de distribution normale ou log normale. Dans cette étude nous avons choisis la loi de distribution log normale, parce que les grandeurs des paramètres de cisaillement du sol n'admettent que des valeurs strictement positives.

Tableau 2.4 : Lois de distribution des paramètres du sol.

Symbole	Désignation du paramètre	Distribution	CV	unité
γ_h	Masse volumique humide	Normale	5%	KN/m ³
γ_{sat}	Masse volumique saturé	Normale	5%	KN/m ³
γ_d	Masse volumique déjaugé	Normale	5%	KN/m ³
C'	Cohésion effective du sol	Log normale	20%	KN/m ²
φ'	angle effective du sol		10%	°
C_u	Cohésion non drainée du sol	Log Normale	20%	KN/m ²
Φ_u	angle non drainée du sol		10%	°

Tableau 2.5 : Statistiques du matériau constituant la digue.

Symbole	Désignation du paramètre	Moyenne	CV	Ecart type	Caractéristique	unité
γ_h	Masse volumique humide	19,00	5%	0,95	17,43	KN/m ³
γ_{sat}	Masse volumique saturé	21,00	5%	1,05	19,27	KN/m ³
C'	Cohésion effective du sol	20,36	20%	4,07	13,64	KN/m ²
φ'	angle effective du sol	26,55	10%	2,66	22,17	°
C_u	Cohésion non drainée du sol	97,63	20%	19,53	65,41	KN/m ²
φ_u	angle non drainée du sol	9,48	10%	0,95	7,92	°

Les paramètres de calcul de la surface de glissement β_0 et α_0 sont déterminés en fonction de l'angle des talus amont et aval, soit β et β' et l'angle de frottement interne φ' .

- **Calcul de β_0**

À partir de l'abaque de Sanglerat (figure 2.10), on a extrait les valeurs de β_0 en fonction de β pour deux valeurs de l'angle de frottement incluant la valeur de $\varphi'=22,17^\circ$; soit $\varphi'=20$ et $\varphi'=25$. Un extrait de cette valeur est donné dans le tableau 2.6 :

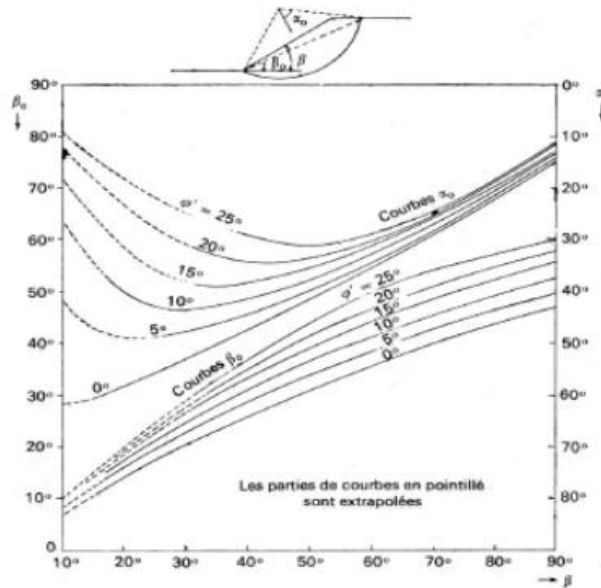


Figure 2.10 : Abaque de Sanglerat (J.costet et G.Sanglerat, 1981).

Tableau 2.6 : Extrait des valeurs de β_0 en fonction de β .

	$\varphi=20$	$\varphi=25$
β	β_0	β_0
17.960	17.453	18.064
17.970	17.462	18.074
17.980	17.471	18.084
17.990	17.480	18.094
18.000	17.489	18.103
18.010	17.498	18.113
18.020	17.507	18.123
18.030	17.516	18.133
18.040	17.525	18.143
18.050	17.534	18.153

Des courbes de tendance sont proposées en figure 2.11, pour générer toutes les valeurs de β_0 en fonction de β .

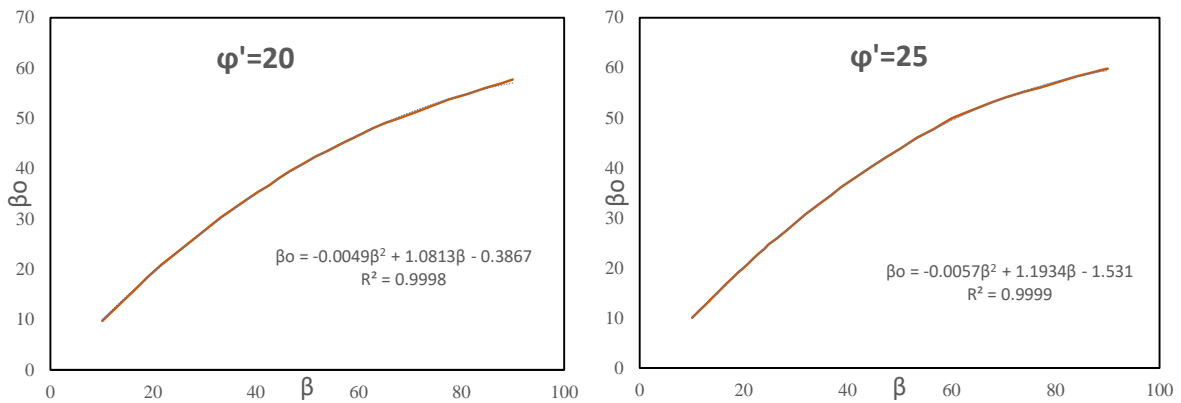


Figure 2.11 : Courbes de tendances de β_0 en fonction de β .

Une interpolation linéaire est ensuite effectuée pour les valeurs de β_0 correspondant à $\varphi' = 20^\circ$ et les valeurs de β_0 correspondant à $\varphi' = 25^\circ$, en fixant pour $\beta = 18$ (pour le talus amont), soit :

$$\beta_0 = \frac{(\varphi_{\text{moy}} - \varphi_{\text{min}})(\beta_{\text{max}} - \beta_{\text{min}})}{(\varphi_{\text{max}} - \varphi_{\text{min}})} + \beta_{\text{min}} \tag{2.42}$$

Le résultat de l'interpolation est donné dans le tableau 2.7

Tableau 2.7 : Résultats d'interpolation de la valeur de β_0 .

β	18		
φ_{min}	20	β_0 min	17.480
φ_{max}	25	β_0 max	18.094
φ_{moy}	22.17	β_0	17.75

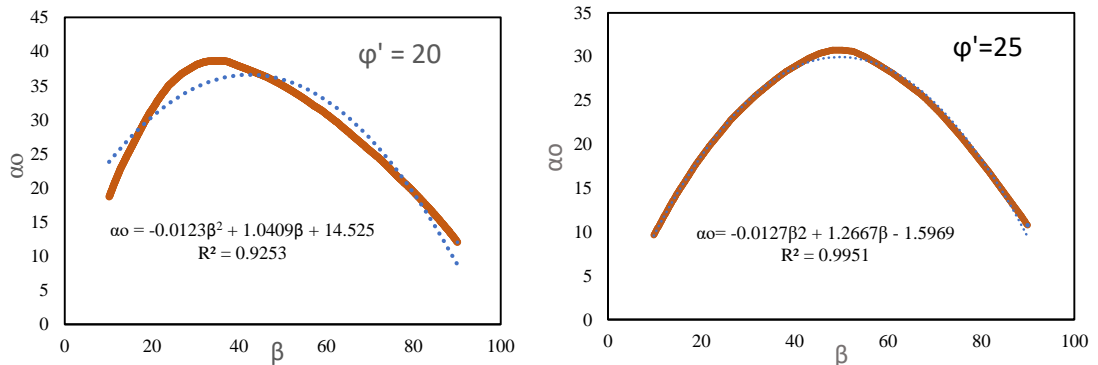
- **Calcul de α_0**

De la même manière à partir de l'abaque de de sangléat, on a extrait les valeurs de α_0 en fonction de β pour deux valeurs de l'angle de frottement incluant la valeur de $\varphi' = 22,17^\circ$, soit $\varphi' = 20$ et $\varphi' = 25$. Un extrait de ces valeurs est illustré dans le tableau 2.8 :

Tableau 2.8 : Extrait des valeurs de α_0 en fonction de β .

β	$\varphi = 20$	$\varphi = 25$
	α_0	α_0
17.95	21.978	17.262
17.96	21.986	17.271
17.97	21.994	17.279
17.98	22.002	17.287
17.99	22.010	17.296
18.00	22.018	17.304
18.01	22.026	17.312
18.02	22.034	17.321
18.03	22.042	17.329
10.0900	23.7754414	9.89114013

Des courbes de tendance sont proposées en figure 2.12, pour générer toutes les valeurs de α_0 en fonction de β .



- **Figure 2.12 : Courbes de tendances de α_0 en fonction de β .**

Une interpolation linéaire est ensuite effectuée pour les valeurs de α_0 correspondant à $\varphi' = 20$ et les valeurs de α_0 correspondant à $\varphi' = 25$, en fixant pour $\beta = 18$ (pour le talus amont), soit :

$$\alpha_0 = \frac{(\varphi_{\text{moy}} - \varphi_{\text{min}})(\alpha_{0\text{max}} - \alpha_{0\text{min}})}{(\varphi_{\text{max}} - \varphi_{\text{min}})} + \alpha_{0\text{min}} \quad (2.43)$$

Les résultats de l'interpolation sont donnés dans le tableau 2.9 :

Tableau 2.9 : résultats d'interpolation de la valeur de α_0 .

B	18		
φ_{min}	20	α_0 min	22.010
φ_{max}	25	α_0 max	17.296
φ_{moy}	22.17	α_0	19.96

Par procédé analogue, nous déduisons les valeurs α_0 et β_0 du talus aval, pour $\beta' = 22^\circ$. Un récapitulatif des résultats est présenté dans le tableau 2.10 :

Tableau 2.10 : Récapitulatif des résultats β_0 et α_0

Paramètre des talus	α_0	β_0
Talus Amont ($\beta = 18$)	19.96	17.75
Talus Aval ($\beta' = 22$)	23.01	21.81

2.2.2. Analyse de la stabilité de la digue

L'analyse de la stabilité de la digue faisant l'objet d'étude est effectuée pour deux situations de projet ; à savoir la situation normale d'exploitation dont l'eau est à son niveau normal de la retenue (NNR) et la situation extrême sismique. La stabilité des talus amont et aval sera vérifiée pour un comportement à long terme, sur base des caractéristiques drainées (C' , φ'), et des contraintes effectives, en considérant un écoulement stable. La ligne de saturation est introduite dans le calcul du coefficient de sécurité afin de prendre en compte la masse humide et saturée

de chaque tranche de la masse de la digue. Le résultat de calcul du coefficient de sécurité, pour le cas d'étude, est illustré dans le tableau 2.11. On note, que quelle que soit la situation de projet, le coefficient de sécurité F_s est supérieur à la valeur admissible (Tableau 2.1) pour les deux talus, donc la digue est stable. *Il est tout de même important de signaler qu'en situation normale d'exploitation le talus amont est plus stable, car le poids de l'eau joue un rôle stabilisateur. Par ailleurs, les résultats révèlent qu'en zone de forte sismicité les deux talus sont sensibles de la même manière à l'action sismique.*

Tableau 2.11 : Résultats du Coefficient de sécurité pour le cas d'étude.

Talus	Situation	Accélération A	F_s du Talus Amont
Talus amont	SNE	0	2.43
	Sismique	0.2	1.50
Talus aval	SNE	0	1.96
	Sismique	0.2	1.42

2.2.2.1. Influence de zone sismique

Les résultats de calcul du coefficient de sécurité F_s pour différentes zones sismiques définies par le RPA99/2003 sont présentés dans le tableau 2.12 et la figure 2.13 pour les deux talus amont et aval, compte tenu de la ligne de saturation et des pressions interstitielles. On note que F_s diminue avec l'intensité sismique, en passant de la zone Ia (faible sismicité) à la zone III forte sismicité) pour les deux talus, mais reste tout de même supérieur à la valeur admissible ($F_{adm}=1.1$). Notons aussi que les valeurs de F_s du talus amont sont plus importantes que celles du talus aval en zone de faible et moyenne sismicité, autrement dit le talus aval est moins stable. Ces valeurs convergent pour les deux talus en zone de forte sismicité ; ce qui rend les deux talus sensibles de la même manière à l'action sismique. Ce résultat est en conformité avec les recommandations du CFBR(2015) qui stipule que les deux talus amont et aval doivent être vérifiés vis-à-vis du glissement en situation sismique tableau 2.13.

Tableau 2 : Résultats du Coefficient de sécurité F_s pour les deux talus.

Situation	Accélération A	Talus Amont	Talus aval
SNE	0	2.43	1.96
Zone I	0.12	1.79	1.60
Zone IIa	0.2	1.5	1.42
Zone IIb	0.25	1.36	1.32
Zone III	0.3	1.24	1.23

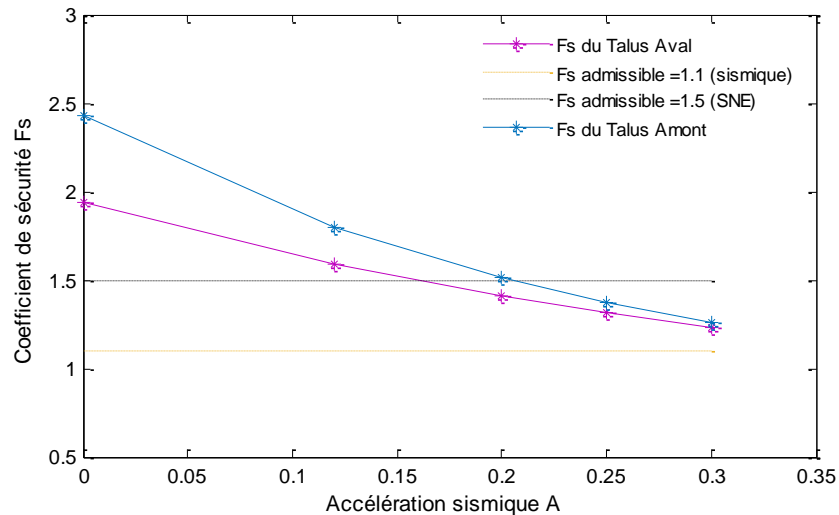


Figure 2.13 : Coefficient de sécurité, pour différentes zones sismiques.

Tableau 2.13 : Situations de projet et recommandations (CFBR, 2015).

Situation	Comportement de la digue	Etat limite	Etat des matériaux	Régime
Situation normale d'exploitation	Long terme	Glissement du talus aval et du talus amont	Drainé	Permanant
Situation transitoire en cours et en fin de construction	Court terme	Glissement des deux talus.	Non drainé	Transitoire
<i>Situation extrême sismique</i>	Long terme	<i>Glissement des talus amont et aval</i>	Drainé	Permanant

2.2.2.2. Influence de la ligne de saturation et des pressions interstitielles

Les résultats de l'influence de la ligne de saturation et des pressions interstitielles sur le calcul du coefficient de sécurité sont illustrés dans le tableau 2.14 et la figure 2.14 pour le talus amont et dans le tableau 2.15 et la figure 2.15 pour le talu aval . *Ces résultats montrent la diminution considérable du coefficient de sécurité compte tenu de ces deux paramètres. Toutefois, cette diminution est plus prononcée pour le talus amont. La figure 2.15 montre que les pressions interstitielles n'ont pas d'effet sur le calcul du coefficient de sécurité du talus aval, ceci étant dû au rabattement de la ligne de saturation*

Le calcul de l'ingénieur conduit souvent sans la prise en compte des pressions interstitielles et de la ligne de saturation conduit à la surestimation du coefficient de sécurité.

Tableau 2.14 : Résultats du coefficient de sécurité Fs (Talus Amont)

Situation	Accélération A	Avec ligne de saturation Et pression interstitielle	Sans ligne de saturation	Sans ligne de saturation, Sans pression interstitielle
SNE	0.00	2.43	4.11	6.58
Zone I	0.12	1.79	3.00	4.86
Zone IIa	0.20	1.50	2.53	4.12
Zone IIb	0.25	1.36	2.30	3.76
Zone III	0.30	1.24	2.10	3.45

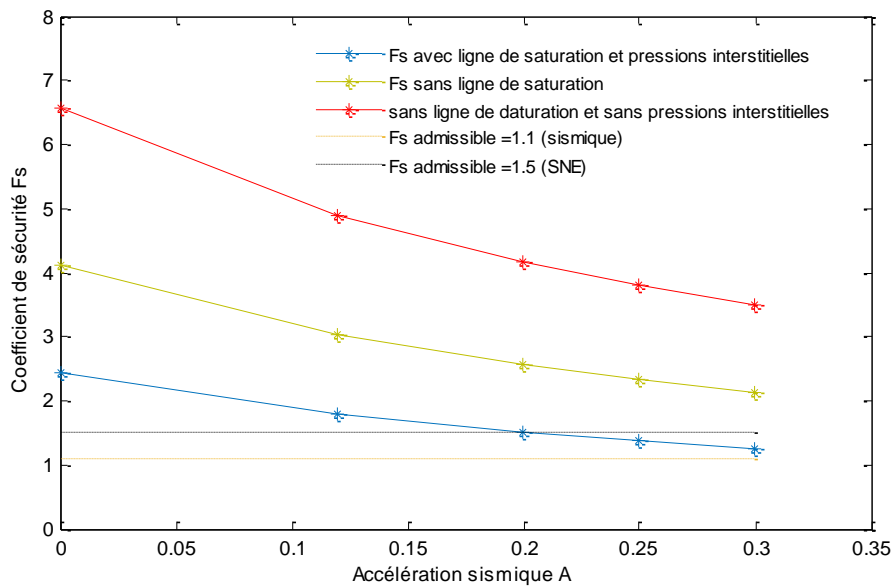


Figure 2.14 : Coefficient de sécurité, pour différentes situations de projet (talus amont).

Tableau 2.15 : Résultats du coefficient de sécurité Fs (Talus aval)

Situation	Accélération A	Avec ligne de saturation, et pression interstitielle	Sans ligne de saturation	Sans ligne de saturation, sans pression interstitielle
SNE	0.00	1.96	3.22	3.22
Zone I	0.12	1.60	2.65	2.65
Zone IIa	0.20	1.42	2.37	2.37
Zone IIb	0.25	1.32	2.22	2.22
Zone III	0.30	1.23	2.08	2.08

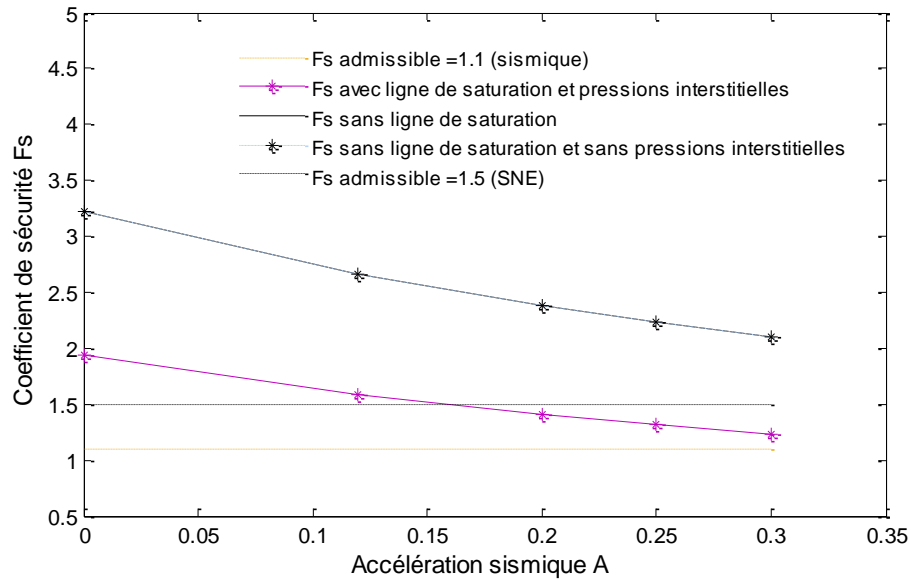


Figure 2.15 : Coefficient de sécurité, pour différentes situations de projet (talus aval)

2.2.2.3. Influence des composantes de l'accélération sismique

L'influence des composantes de la force sismique sur l'évolution du coefficient de sécurité du talus amont est illustrée dans le tableau 2.16 et la figure 2.16. *les résultats montrent que la force sismique verticale a un effet négligeable sur l'évolution du coefficient de sécurité. Contrairement, la force sismique horizontale a un effet défavorable sur la stabilité du talus amont et sur le coefficient de sécurité qui a diminué en moyenne de 40%.*

Tableau 2.16 : Influence des composantes de la force sismique sur le coefficient de sécurité du talus Amont.

Situation	Accélération A	Avec toutes les forces sismiques	Sans Force sismique verticale	Sans Force sismique horizontale
Zone I	0.12	1.79	1.77	2.47
Zone IIa	0.20	1.50	1.49	2.50
Zone IIb	0.25	1.36	1.36	2.52
Zone III	0.30	1.24	1.24	2.54

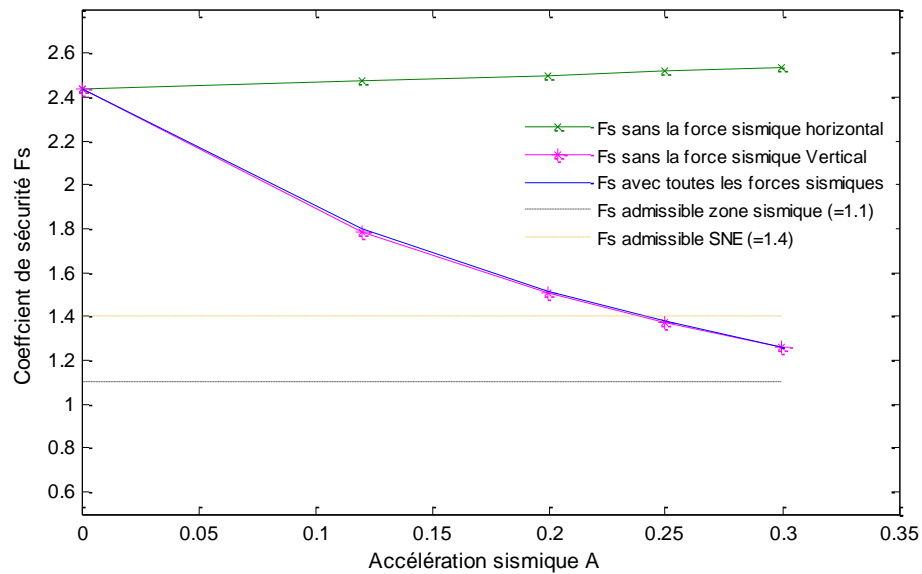


Figure 2.16 : Influence des composantes de la force sismique sur le coefficient de sécurité du talus Amont.

Le tableau 2.17 et la figure 2.17 illustre l'influence des composantes de la force sismique sur l'évolution du coefficient de sécurité du talus aval. *Lés résultats révèlent l'effet négligeable de la composante verticale et l'effet défavorable de la composante horizontale sur l'évolution du coefficient de sécurité et donc sur la stabilité du talus. On note que le coefficient de sécurité a diminué en moyenne de 30%.*

Tableau 2.17 : Influence des composantes de la force sismique sur le coefficient de sécurité (Talus Aval).

Situation	Accélération A	Tenant comptes des composantes de la force sismiques	Sans force sismique verticale	Sans force sismique horizontale
Zone I	0.12	1.60	1.60	1.97
Zone IIa	0.20	1.42	1.42	1.98
Zone IIb	0.25	1.32	1.32	1.98
Zone III	0.30	1.23	1.24	1.98

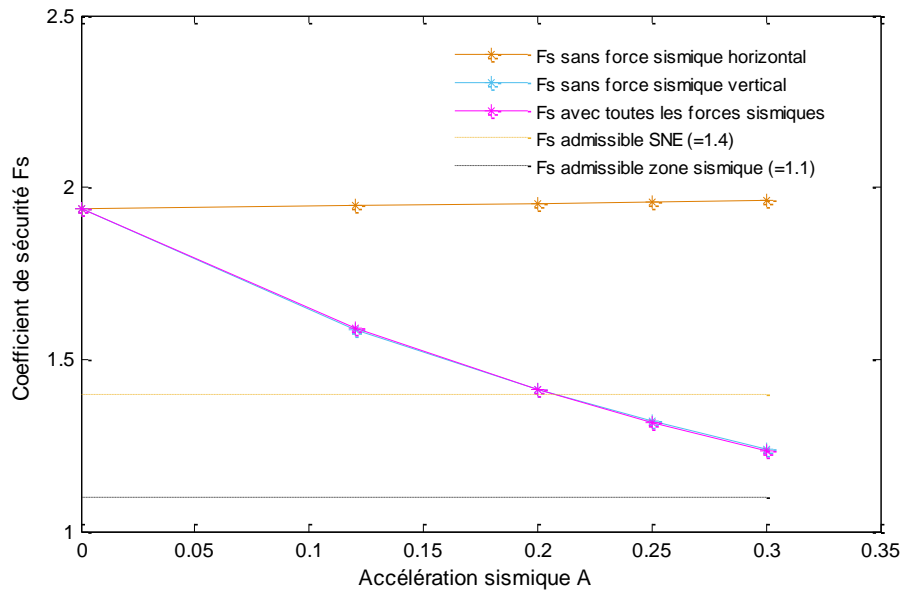


Figure 2.17 : Influence des composantes de la force sismique sur le coefficient de sécurité (talus aval).

Conclusion

Les résultats du calcul déterministe de la stabilité de la digue Châabat Thrive par la méthode de Fellenius modifiée ont montré que le coefficient de sécurité est supérieur aux valeurs admissibles fixées par les règlements, pour les deux talus et les deux situations de projet les plus représentative de la vie de l'ouvrage (Situation normale d'exploitation et situation sismique). Il est tout de même important de signaler qu'en situation normale d'exploitation le talus amont est plus stable, car le poids de l'eau joue un rôle stabilisateur. En situation sismique, les résultats révèlent que le talus aval est moins stable. Toutefois, en zone de forte sismicité les deux talus sont sensibles de la même manière à l'action sismique. L'analyse de l'influence de la ligne de saturation et des pressions interstitielles a révélé une diminution considérable du coefficient de sécurité compte tenu de ces deux paramètres. Toutefois, les pressions interstitielles n'ont pas d'effet sur le calcul du coefficient de sécurité du talus aval ; ceci étant dû au rabattement de la ligne de saturation. La prise en compte de la force sismique a montrée que la composante verticale a un effet négligeable sur l'évolution du coefficient de sécurité. Contrairement, la composante horizontale a un effet défavorable sur la stabilité du talus amont et aval. Le coefficient de sécurité a diminué en moyenne de 40% pour le talus amont et de 30% pour le talus aval.

Chapitre 3 :

Analyse fiabiliste par

simulation de Monte

Carlo

Introduction

Dans ce troisième chapitre, une approche fiabiliste est proposée pour l'analyse de la stabilité de la digue en terre homogène de Châabet Thrid faisant l'objet d'étude. La fonction d'état limite est définie par l'état limite ultime qui caractérise le glissement des talus amont et aval. Trois variables aléatoires sont considérées, à savoir les propriétés du remblai du corps de la digue (cohésion et l'angle de frottement) ainsi que l'accélération sismique. Les variables aléatoires sont générées avec la loi de probabilité Log-Normal. La probabilité de défaillance est calculée par la méthode de Monte Carlo classique. Un programme informatique a été développé sous Matlab® pour générer 1.000.000 de valeur et calculer la probabilité de défaillance.

3.1. Contexte fiabiliste

Pour quantifier le risque de défaillance d'une digue en terre, par glissement de ses talus, il convient de définir la fonction d'état limite $G(\{X\})$ qui définit son comportement. Cette fonction délimite le domaine de bon fonctionnement ainsi que celui de la défaillance de l'ouvrage.

$$G(\{X\}) = R(\{X\}) - S(\{X\}) \quad (3.1)$$

$R(\{X\})$: Résistance de la structure vis-à-vis du mode considéré.

$S(\{X\})$: Sollicitation appliquée.

$\{X\}$: Vecteur des variables aléatoires x_i .

La ruine d'un ouvrage est liée directement au dépassement de l'état limite $G(\{X\})=0$, et l'analyse de la fiabilité revient au calcul de la probabilité de défaillance de l'ouvrage définie par :

$$P_f = \text{Prob}(G(X) < 0) \quad (3.2)$$

La probabilité de défaillance P_f est exprimée par l'intégrale :

$$P_f = \int_{G\{X\} \leq 0} f_{\{X\}}(\{X\}) dx_1 \dots dx_n$$

$f_{\{X\}}(\{X\})$ est la densité de probabilité du vecteur $\{X\}$

La résolution analytique de l'analyse est difficile voire impossible. Pour cela, nous faisons appel à des méthodes de simulation dont Monte Carlo classique.

- **Méthode de Monté Carlo**

La méthode de simulation de Monté Carlo est considérée comme étant la technique la plus simple pour estimer une espérance ou une intégrale mathématique. Elle est basée sur l'application de la loi des grands nombres.

Les valeurs des variables de base (le vecteur $\{X\}$) sont échantillonnées aléatoirement en fonction des distributions de probabilité de $\{X\}$. Le nombre de tirage N_f tombant dans le domaine de défaillance D_f , c'est-à-dire le nombre de tirage satisfaisant la condition de $G(X) \leq 0$, est identifié (Figure 3.1). (Mébaraki, 2003),

$$I_{Df} = \begin{cases} 1 & \text{si } G(x) \leq 0 \\ 0 & \text{si } G(x) > 0 \end{cases} \quad (3.4)$$

La probabilité de défaillance P_f est alors approchée par un traitement statistique, soit :

$$P_f = \frac{\sum_{i=1}^{N_t} I_{di}}{N_t} \quad (3.5)$$

Pour N_t simulations du vecteur aléatoire X ,

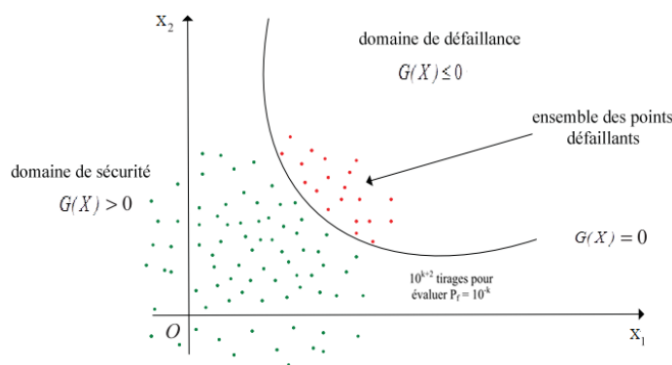


Figure 3.1: Illustration de la simulation de Monté Carlo (Aoues, 2015).

3.2. Fonction d'état limite

La fonction d'état limite G doit être dictée par la cause physique de la défaillance de façon à obtenir une représentation réaliste (Dehmous, 2007). Pour le cas de la stabilité d'une digue en terre, la fonction d'état limite est définie pour l'état limite ultime (ELU), pour caractériser le glissement. Elle est donnée par la relation suivante :

$$G(X) = M_s - M_m \quad (3.6)$$

M_s : Moment stabilisant.

M_m : moment renversant.

Pour un état stable : $M_s - M_m > 0$ (3.7)

Pour un état de défaillance : $M_s - M_m \leq 0$ (3.8)

Un organigramme de calcul de la probabilité de défaillance par la méthode de Monté Carlo est présenté ci-après

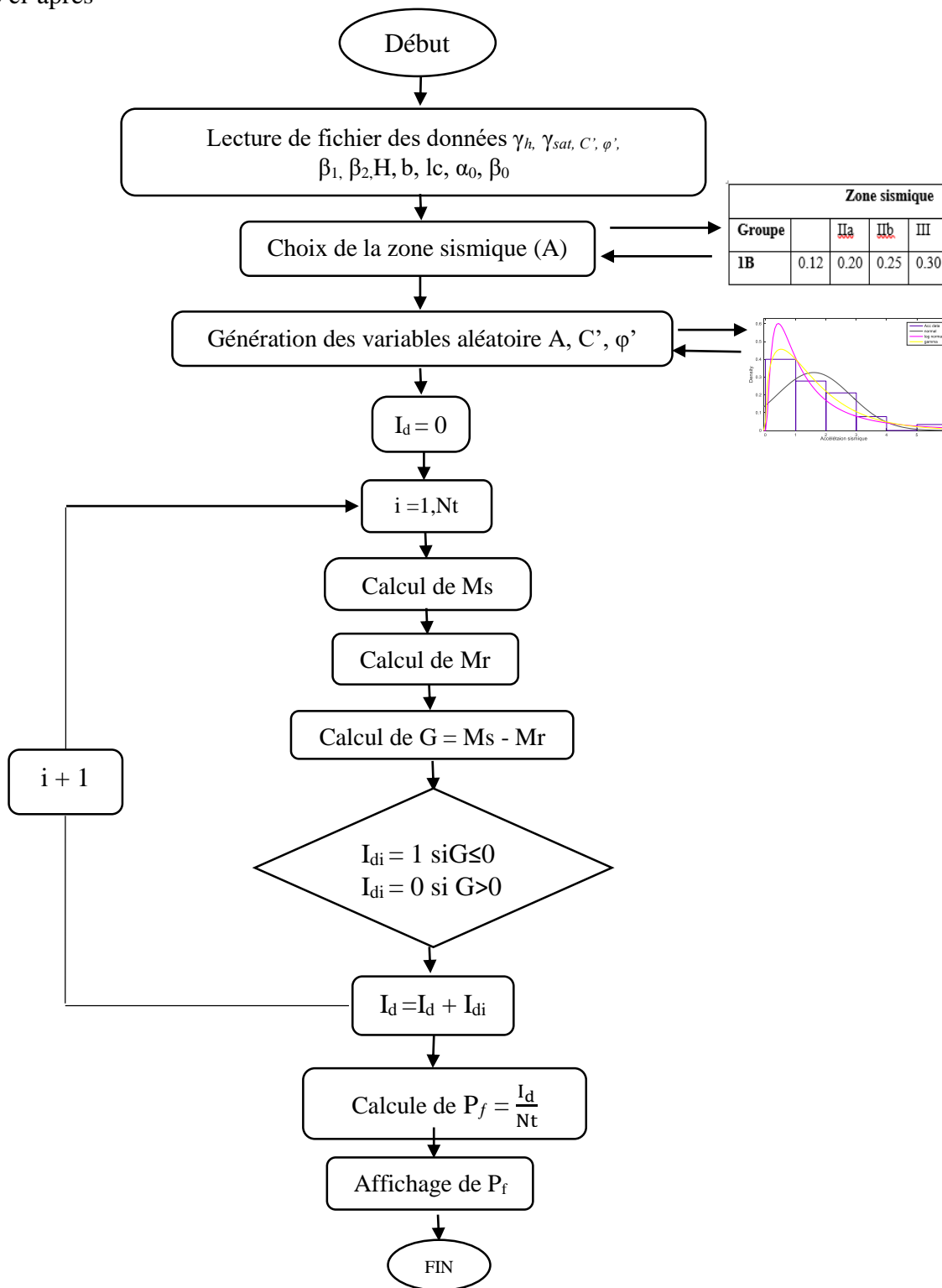


Figure 3.2: Organigramme des étapes d'évaluation de la probabilité de défaillance en utilisant la méthode de simulation de Monte Carlo.

3.3. Variable aléatoire

Trois variables aléatoires sont considérées dans cette étude, à savoir les paramètres de résistances mécaniques du remblai de la digue « C' » et « ϕ' » et l'accélération sismique « A » :

- **Paramètres de résistances mécaniques du remblai de la digue « C' » et « ϕ' ».**

La variabilité des paramètres mécaniques du remblai de la digue « C' » et « ϕ' » est rattachée à l'extraction du matériau dans différentes zones d'emprunts et à sa mise en œuvre par compactage en couches successives. Pour définir la loi d'ajustement appropriée à ces paramètres et par manque d'échantillon de mesure, nous nous sommes référés à la littérature. Ainsi, les variables « C' » et « ϕ' » sont générées avec loi de distribution Log- Normal selon Metya (2015) et Rippi (2015). Le coefficient de variation C_v de la cohésion des argiles varie entre 20% et 50%, (Tableau 3.1). Pour l'angle de frottement, l'intervalle de C_v est plus restreint. Pour les argiles ayant un angle de frottement entre 20° et 40° , le coefficient de variation est compris entre 5% et 15% (Hamroni, 2018).

Tableau 3.1 : Valeurs du coefficient de variation de la cohésion du sol. (Hamroni ,2018).

Auteurs	COV(c) (%)
Lumb (1972)	30 - 50 (test UC) 60 - 85 (argile extrêmement variable)
Morse (1972)	30 - 50 (test UC)
Fredlund et Dahlman (1972)	30 - 50 (test UC)
Lee et al. (1983)	20 - 50 (Argiles) 25 - 30 (Sables)
Ejezie et Harrop-Williams (1984)	28 - 96
Cherubini et al. (1993)	12 - 145 (Argile moyenne à forte)
Lacasse et Nadim (1996)	5 - 20 (argile - essai triaxial) 10 - 30 (limon argileux)
Phoon et Kulhawy (1999)	10 - 55
Duncan (2000)	13 - 40

- **Accélération de zone « A »**

La variable aléatoire de l'accélération est naturelle. Cette variable est générée à partir d'un échantillon constitué sur la base de 45 accélérogrammes enregistrés suite au séisme du 21 mai 2003 de Boumerdes (Algérie), par les différents sismographes installés par le Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS) dans la zone centre de l'Algérie (Figure 3.3). Nous donnons en figure 3.4, un exemple d'accélérogramme, enregistré sur le site du barrage de Kheddara (50 Kms à l'Est d'Alger) (Aliche, 2016)

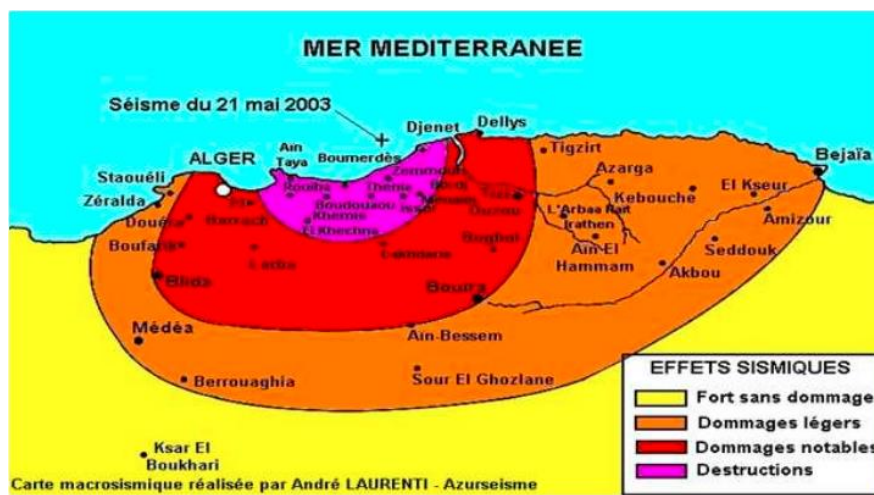


Figure 3.3 : Carte macrosismique de la zone centre de l'Algérie (Aliche, 2016).

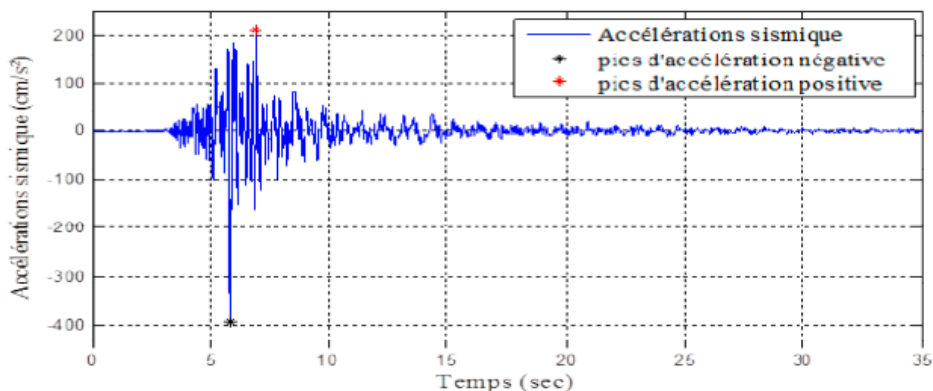


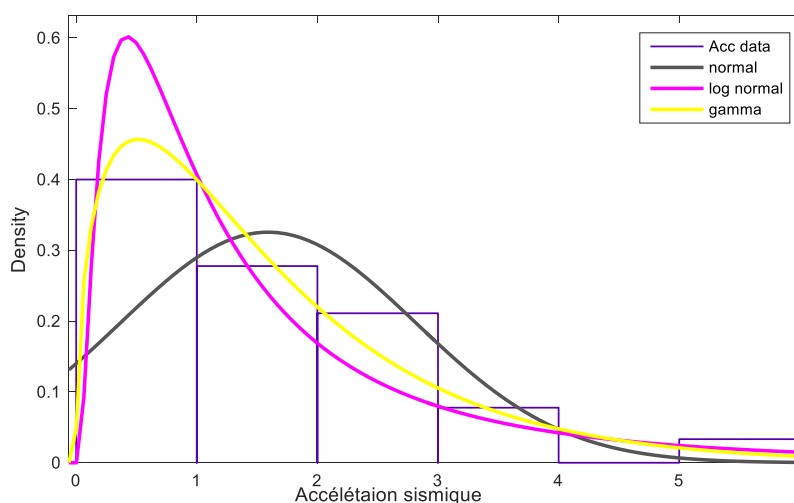
Figure 3.4 : Accélérogramme enregistré sur le site du barrage de Kheddara (CGS).

Trois lois de probabilité sont ajustées à l'échantillon constitué de 90 valeurs, représentant les pics d'accélération, à savoir la loi Normale, la loi-Log normal et la loi Gamma. Les paramètres des différentes lois sont donnés dans le tableau 3.2.

Tableau 3.2 : Paramètres des lois de distribution.

Loi	Paramètres de l'accélération sismique A	
Normal	Moyenne μ	1.5915
	Ecart type σ	1.2250
	Coefficient de variation Cv	0.770
Log-Normal	Moyenne μ	0.0895
	Ecart type σ	0.9761
Gamma	A	1.4772
	B	0.00026

L'Histogramme de l'échantillon ainsi que les fonctions de densité des lois de distribution respectives sont illustrés dans la figure 3.5.

**Figure 3.5 : Histogramme de l'échantillon A et les lois de distribution.**

Pour le choix de la loi qui s'ajuste le mieux à l'échantillon de mesure, nous avons effectué sous Matlab[®] le test de Kolmogorov-Smirnov (Pratt *et al.*, 1981), qui consiste à vérifier l'hypothèse H_0 selon laquelle l'échantillon l'accélération sismique relève d'une des lois de probabilité considérées. Le principe de ce test d'adéquation est d'observer la P-value la plus proche de 1. Les résultats du test d'ajustement, consignés dans le tableau 3.3, montrent que les trois lois s'ajustent à l'accélération sismique. Nous adoptons, dans notre cas, la loi Log-Normal pour sa simplicité.

Tableau 3.3 : Teste d'adéquation.

Loi	H	P	Kstat	Cv	Observation
Normal	0	0.1976	0.1115	0.1412	Admise
Log Normal	0	0.0965	0.1279	0.1412	Admise
Gamma	0	0.4090	0.0918	0.1412	Admise

3.4. Application au cas d'étude

Dans cette section, nous proposons une analyse fiabiliste de la digue Châabat Thrive pour deux situations de projet (situation normale d'exploitation et situation sismique). La digue en question est implantée en Zone de faible sismicité IIa. Le modèle mécanique est tiré du calcul déterministe élaboré au deuxième chapitre avec la méthode de Fellenius modifiée. La méthode de Monte Carlo classique est utilisée pour l'évaluation de la probabilité de défaillance P_f , en se conformant à l'organigramme élaboré en figure 3.2.

3.4.1 Evaluation de la probabilité de défaillance P_f

Dans cette section, nous proposons d'analyser la probabilité de défaillance du talus amont et aval de la digue faisant l'objet d'étude, en tenant compte de la variabilité aléatoire des paramètres du sol (C' et ϕ'), et de l'accélération sismique (A). Le calcul de la probabilité de défaillance est effectué sous Matlab[®], en considérant les valeurs moyennes des paramètres d'étude ainsi que leurs coefficients de variation ; tels que définis dans le tableau 3.2. Le nombre de tirage est fixé à 1.000.000 pour respecter la loi des grands nombres. Nous constatons que la probabilité de défaillance P_f , est nulle pour les deux talus, en situation normale d'exploitation ($A=0$) autrement dit, la digue est stable ; ce qui confirme les résultats du calcul déterministe. Pour la situation sismique, les résultats montrent que la valeur de P_f obtenue pour les deux talus (tableau 3.4) dépasse la probabilité de défaillance admise pour les structures de génie civil ($P_{fadm} = 10^{-3}$), tel que l'illustre le tableau 3.5. Ceci s'explique par l'importance de la valeur du coefficient de variation de l'accélération sismique $C_v=77\%$, supérieur à 30%. On note, toutefois que le talus amont est moins stable que le talus aval.

Tableau 3.4 : Résultat de calcul de la probabilité de défaillance.

Désignation du paramètre	Moyenne	CV	Unité
Masse volumique humide	19,00	5%	KN/m ³
Masse volumique saturé	21,00	5%	KN/m ³
Cohésion effective du sol	20,36	20%	KN/m ²
Angle de frottement effectif du sol	26,55	10%	°
Coefficient 'accélération de zone A	0.20	0.770	-
Probabilité P_f du talus amont (SNE)		0	
Probabilité P_f talus aval (SNE)		0	
Probabilité P_f du talus amont (SS)		0.0838	
Probabilité P_f du talus aval (SS)		0.0357	

Tableau 3.5 : Niveaux de probabilité de défaillance acceptés par secteurs industriels (Dehmous, 2007).

Secteurs industrial	P_f
---------------------	-------

Structure marines	10^{-2} à 10^{-4}
Génie civil	10^{-3} à 10^{-8}
Aérospatiale	10^{-4} à 10^{-10}
Corposant nucléaires	10^{-6} à 10^{-12}

3.4.2. Influence de la zone sismique

Pour étudier l'influence de la zone sismique, nous faisons varier l'implantation de la digue de la zone de faible sismicité (zone I) à la zone de forte sismicité (zone III), tels que défini par le RPA (2003), en considérant la variabilité aléatoire des trois paramètres A , C' et ϕ' . Les résultats de calcul la probabilité de défaillance P_f en fonction de la zone sismique est donnée dans le tableau (3.6) et illustrée par la figure (3.6). *Nous constatons que la probabilité de défaillance augmente avec l'intensité de l'accélération « A » pour les deux talus amont et aval. On note qu'hormis la zone de faible sismicité pour le talus aval, la probabilité de défaillance dépasse la probabilité admissible quelle que soit la zone considérée pour les deux talus. Les résultats montrent que le talus amont est moins stable que le talus aval ($P_{famont} > P_{faval}$) quelle que soit la zone sismique. Ceci est en conformité avec le calcul déterministe.*

Tableau 3.6 : Probabilité de défaillance du talus amont et, aval en fonction zone sismique en considérant la variabilité aléatoire de A , C' , et ϕ' .

A	0	0.12	0.15	0.20	0.225	0.25	0.275	0.3
P_{famont}	0	0.0024	0.0067	0.0217	0.0334	0.0475	0.0646	0.0838
P_{faval}	0	0.0007	0.0021	0.0078	0.0124	0.0187	0.0262	0.0357

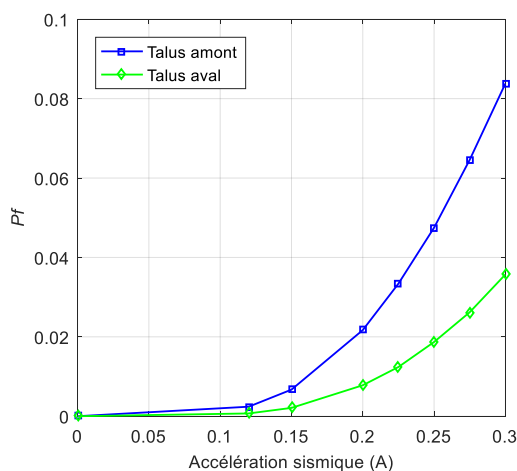


Figure 3.6 : Probabilité de défaillance en fonction de l'accélération sismique compte des variables aléatoire A , C' , et ϕ' .

3.4.3. Influence du coefficient de variation sur la probabilité de défaillance

Pour analyser l'influence du coefficient de variation sur la probabilité de défaillance P_f du talus amont et aval de la digue, nous avons fait varier ce paramètre de 10% à 77%, en considérant la variabilité aléatoire des trois paramètres A , C' et ϕ' . Les résultats sont donnés dans le tableau 3.7 et illustré par les figures 3.7. *Nous remarquons que la probabilité de défaillance P_f augmente avec l'augmentation du coefficient C_v pour les deux talus (Figure 3.7).* Il y'a lieu de noter que pour $C_v = 10\%$, la digue est stable car la probabilité de défaillance est nulle pour les deux talus ; et ce quelle que soit la zone sismique. Pour $C_v = 20\%$, la digue est stable en zone de faible et moyenne sismicité. En zone de forte sismicité le talus amont est instable ($P_f > 10^{-3}$). Pour $C_v = 30\%$, la digue est stable uniquement en zone de faible sismicité. Et enfin pour C_v supérieur à 30%, la probabilité de défaillance est supérieure à la probabilité admissible ($P_f > 10^{-3}$), donc la digue est instable quelle que soit la zone sismique.

Par ailleurs, l'analyse des résultats montre que le talus amont est moins stable, autrement dit plus sensible à l'action sismique pour $C_v \geq 0.3$.

Tableau 3.7 : Probabilité de défaillance en fonction de la zone sismique, pour différents C_v .

A	0	0.12	0.15	0.20	0.225	0.25	0.275	0.3
$C_v=0.1$								
P_f Talus amont	0	0	0	0	0	0	0	0.0000002
P_f Talus aval	0	0	0	0	0	0	0	0
$C_v=0.2$								
P_f Talus amont	0	0	0	0.0001	0.0005	0.0015	0.0037	0.008
P_f Talus aval	0	0	0	0.0001	0.0002	0.0004	0.0008	0.0017
$C_v=0.3$								
P_f Talus amont	0	0.0006	0.0019	0.0081	0.0147	0.0242	0.0368	0.0538
P_f Talus aval	0	0.0008	0.0019	0.0053	0.0085	0.0130	0.0186	0.0261
$C_v=0.4$								
P_f Talus amont	0	0.0086	0.0159	0.0366	0.0518	0.0691	0.0907	0.1147
P_f Talus aval	0	0.0103	0.0154	0.0296	0.0383	0.0491	0.0616	0.0759
$C_v=0.5$								
P_f Talus amont	0	0.0302	0.0455	0.0784	0.0987	0.1212	0.1456	0.1708
P_f Talus aval	0	0.0353	0.0467	0.0699	0.0835	0.0979	0.1144	0.1311
$C_v=0.770$								
P_f Talus amont	0	0.0894	0.1117	0.1549	0.1766	0.2009	0.2235	0.2474
P_f Talus aval	0	0.0981	0.1162	0.1461	0.1635	0.1802	0.1968	0.2140

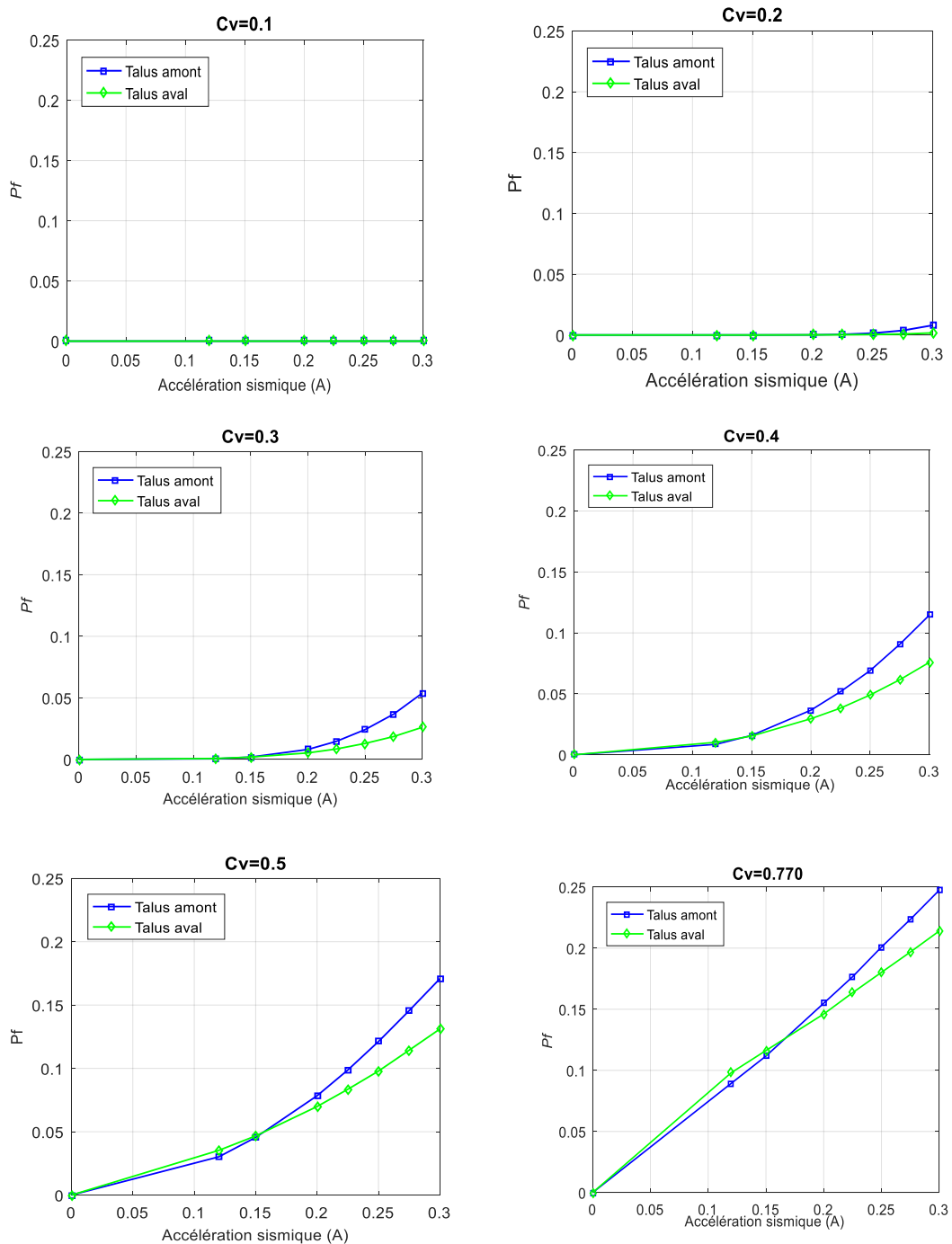


Figure 3.7 : Probabilité de défaillance en fonction zone sismique, pour différents C_v .

3.4.5. Influence de la variabilité aléatoire des paramètres sur le calcul de P_f

- Influence de l'accélération sismique

Pour analyser l'influence de la variabilité aléatoire de l'action sismique, nous avons considéré différentes zones et différents coefficients de variation, pour les deux talus amont et aval. Les résultats de la probabilité de défaillance sont donnés dans le tableau 3.8, pour le talus amont et aval et illustrés par les figures 3.8. Ces résultats montrent que la probabilité de défaillance augmente en fonction du coefficient de variation C_v et de l'intensité sismique A . Par ailleurs, notons que P_f est inférieur à la valeur admissible $P_{f=10^{-3}}$ pour la valeur de $C_v < 30\%$, donc la digue est stable. Pour C_v compris entre 30% et 40% la digue est stable en zone de faible et moyenne sismicité. Enfin, pour $C_v > 40\%$ la digue est stable uniquement en zone de faible sismicité.

Les résultats montrent le talus amont est plus sensible à la variabilité aléatoire de l'accélération sismique.

Tableau 3.8 : Influence de la variabilité aléatoire A sur la probabilité de défaillance.

A	0	0.12	0.15	0.20	0.225	0.25	0.275	0.3
Cv=0.1								
P_f Talus amont	0	0	0	0	0	0	0	0
P_f Talus aval	0	0	0	0	0	0	0	0
Cv=0.2								
P_f Talus amont	0	0	0	0	0	0.000002	0.000025	0.000137
P_f Talus aval	0	0	0	0	0	0	0	0
Cv=0.3								
P_f Talus amont	0	0	0	0.0001	0.0002	0.0008	0.0022	0.0055
P_f Talus aval	0	0	0	0.000001	0.000002	0.000011	0.000048	0.000145
Cv=0.4								
P_f Talus amont	0	0	0.0001	0.001	0.0027	0.0062	0.0123	0.0213
P_f Talus aval	0	0	0	0.0001	0.0002	0.0004	0.001	0.0022
Cv=0.5								
P_f Talus amont	0	0.0001	0.0007	0.0048	0.0096	0.0170	0.0279	0.0413
P_f Talus aval	0	0.0001	0.0005	0.0013	0.0027	0.0048	0.0083	0.0145
Cv=0.770								
P_f Talus amont	0	0.0014	0.0043	0.0163	0.0259	0.0384	0.0535	0.0708
P_f Talus aval	0	0.0002	0.0008	0.0039	0.0068	0.0109	0.0163	0.0231

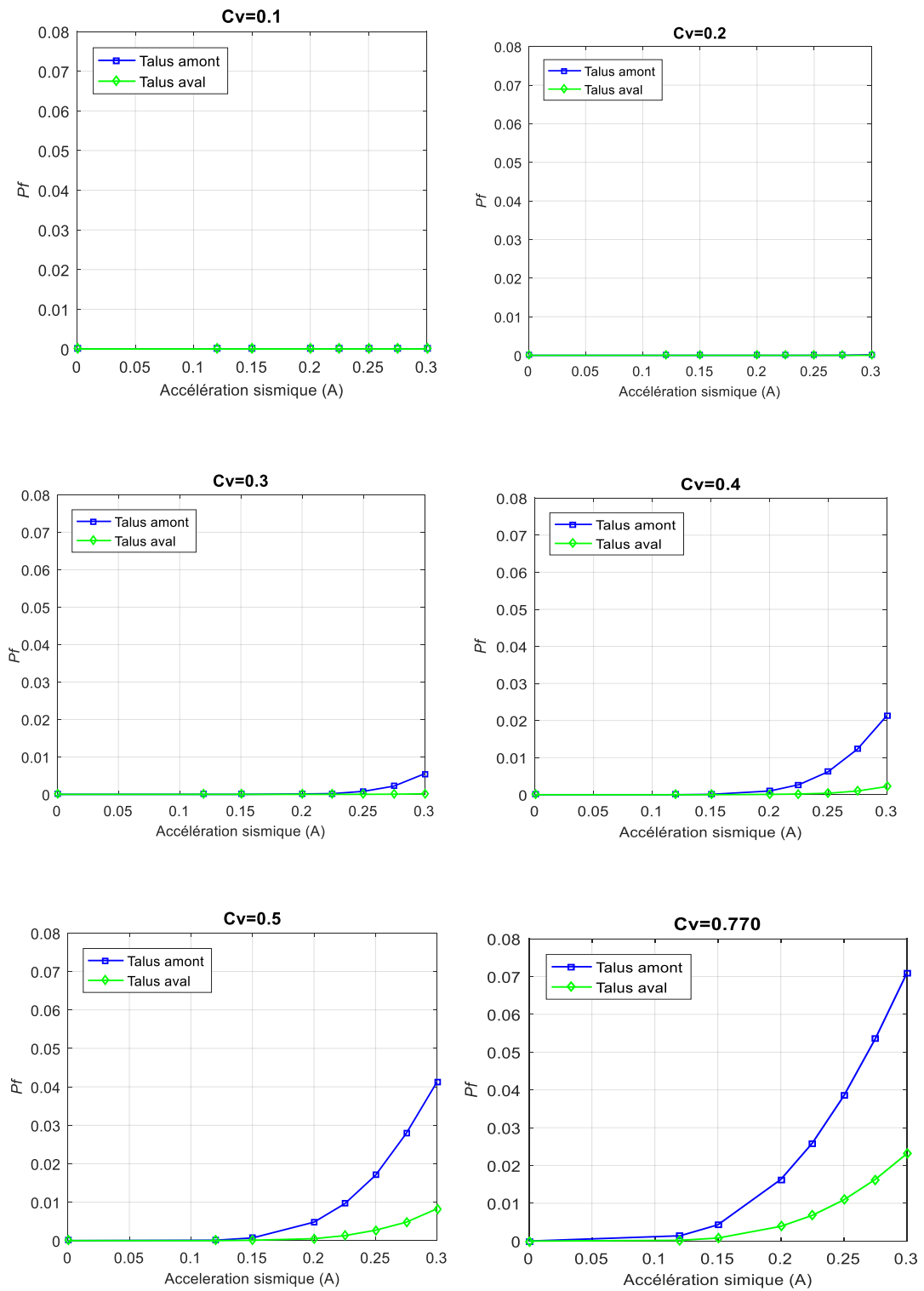


Figure 3.8 : Influence de la variabilité aléatoire A sur la probabilité de défaillance.

- **Influence de la variabilité des paramètres du sol C' et φ'**

Pour analyser l'influence de la variabilité aléatoire des paramètres C' et φ' du sol, nous avons considéré différentes zones et différents coefficients de variation, pour les deux talus amont et aval. Les résultats sont donnés dans le tableau 3.9 et illustrés par les figures 3.9.

Nous constatons qu'en situation normale d'exploitation, la digue est stable pour les valeurs de C_v inférieur à 40%. Au-delà la digue devient instable et le talus aval est plus sensible à la variabilité aléatoire des paramètres C' et φ' .

En situation sismique, les résultats montrent que pour $C_v=10\%$, la digue est stable pour toutes les zones sismiques la probabilité de défaillance est nulle pour les deux talus. Pour $C_v=20\%$ les deux talus sont stables en zone de faible et moyenne sismicité. Pour $C_v=30\%$, la digue est stable en zone de faible sismicité. Pour C_v Supérieur à 30% la digue est instable ($P_f > 10^{-3}$)

Les résultats révèlent que la variabilité aléatoire des paramètres du sol agit de la même manière sur les deux talus de la digue.

Tableau 3.9 : Influence de la variabilité des paramètres du sol C' et φ' sur la probabilité de défaillance .

A	0	0.12	0.15	0.20	0.225	0.25	0.275	0.3
Cv=0.1								
P_f Talus amont	0	0	0	0	0	0	0	0
P_f Talus aval	0	0	0	0	0	0	0	0
Cv=0.2								
P_f Talus amont	0	0	0	0	0.0001	0.0002	0.0007	0.0017
P_f Talus aval	0	0.0000010	0.0000040	0.000021	0.0000380	0.000125	0.000226	0.000521
Cv= 0.3								
P_f Talus amont	0	0.0003	0.0008	0.0032	0.0060	0.0104	0.0175	0.0274
P_f Talus aval	0	0.0006	0.0012	0.0032	0.0049	0.0075	0.0111	0.0159
Cv=0.4								
P_f Talus amont	0.0006	0.0055	0.0098	0.0228	0.0327	0.0452	0.0614	0.0813
P_f Talus aval	0.0014	0.0086	0.0126	0.0228	0.0295	0.0377	0.0473	0.0582
Cv=0.5								
P_f Talus amont	0.0048	0.0245	0.0350	0.0604	0.0774	0.0963	0.1183	0.1440
P_f Talus aval	0.0098	0.0318	0.0411	0.0608	0.0719	0.0848	0.0996	0.1145
Cv=0.770								
P_f Talus amont	0.0287	0.0809	0.1005	0.1402	0.1622	0.1854	0.2118	0.2384
P_f Talus aval	0.0457	0.0937	0.1093	0.1384	0.1544	0.1716	0.1887	0.2062

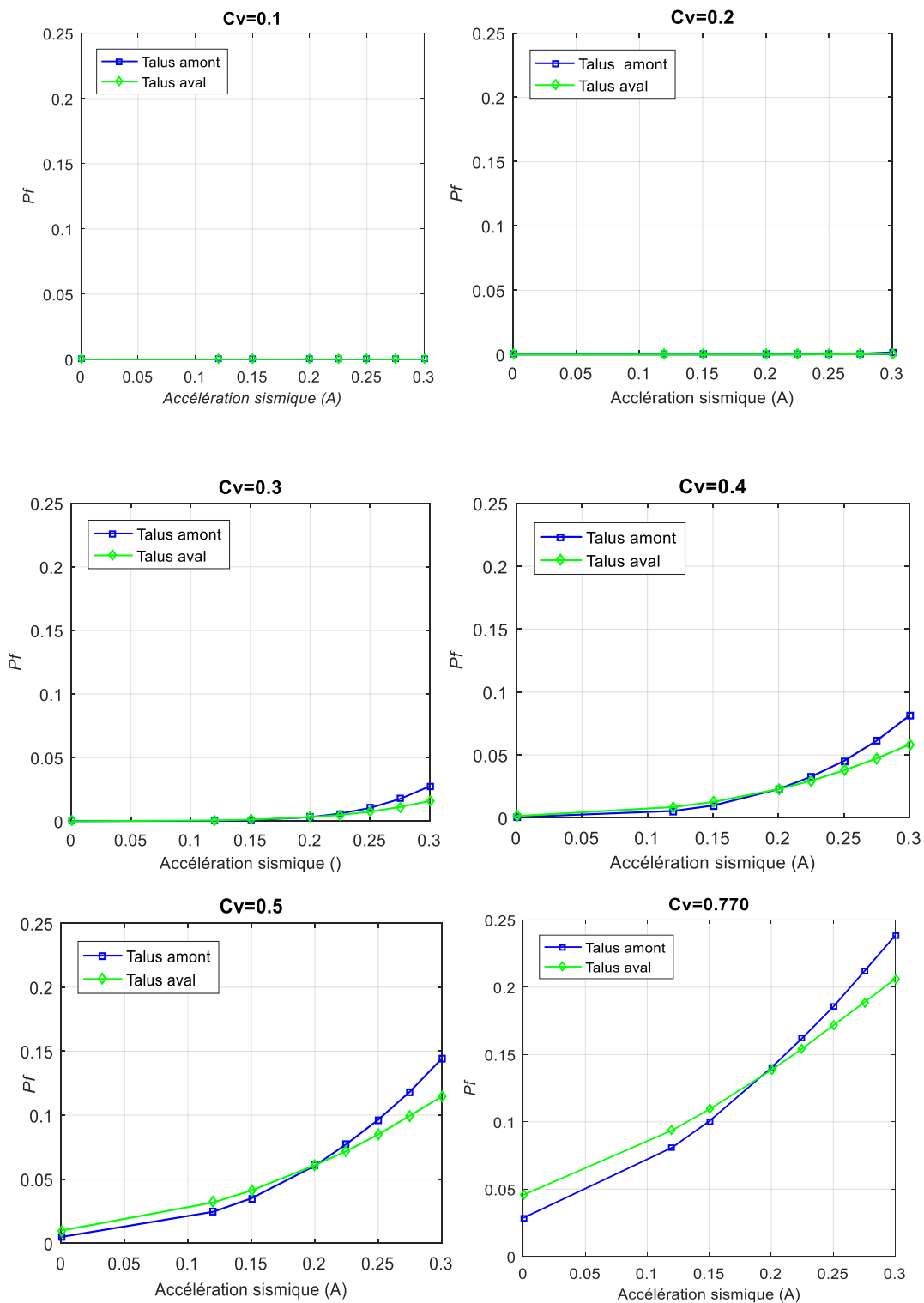


Figure 3.9 : Influence de la variabilité des paramètres du sol C' et ϕ' Sur la probabilité de défaillance.

- Comparaison de l'influence de la variabilité de l'accélération sismique et des paramètres du sol C' , ϕ'

L'influence de la variabilité aléatoire de l'accélération sismique et de la variabilité aléatoire des paramètres du sol C' , ϕ' sur la probabilité de défaillance est représentée dans les tableaux 3.10 et figure 3.10 pour le talus amont et dans les tableaux 3.11 et figure 3.11 pour le talus aval séparément.

Nous constatons que la probabilité de défaillance est très sensible à la variabilité aléatoire des paramètres du sol plus qu'à la variabilité aléatoire de l'accélération sismique quel que soit le talus. A cet effet, une analyse de la variabilité spatiale des paramètres du sol serait intéressante.

- Talus amont

Tableau 3.10 : Influence de la variabilité aléatoire A et des paramètres du sol C' et ϕ' Sur la probabilité de défaillance (talus amont).

A	0	0.12	0.15	0.20	0.225	0.25	0.275	0.3
Cv=0.1								
A aléatoire	0	0	0	0	0	0	0	0
C',ϕ' aléatoire	0	0	0	0	0	0	0	0
Cv=0.2								
A aléatoire	0	0	0	0	0	0.0000020	0.0000250	0.0001370
C',ϕ' aléatoire	0	0	0	0	0.0001	0.0002	0.0007	0.0017
Cv=0.3								
A aléatoire	0	0	0	0.0001	0.0002	0.0008	0.0022	0.0055
C',ϕ' aléatoire	0	0.0003	0.0008	0.0032	0.0060	0.0104	0.0175	0.0274
Cv=0.4								
A aléatoire	0	0	0.0001	0.0010	0.0027	0.0062	0.0123	0.0213
C',ϕ' aléatoire	0.0006	0.0055	0.0098	0.0228	0.0327	0.0452	0.0614	0.0813
Cv=0.5								
A aléatoire	0	0.0001	0.0007	0.0048	0.0096	0.0170	0.0279	0.0413
C',ϕ' aléatoire	0.0048	0.0245	0.0350	0.0604	0.0774	0.0963	0.1183	0.1440
Cv=0.770								
A aléatoire	0	0.0014	0.0043	0.0163	0.0259	0.0384	0.0535	0.0708
C',ϕ' aléatoire	0.0287	0.0809	0.1005	0.1402	0.1622	0.1854	0.2118	0.2384

Talus amont

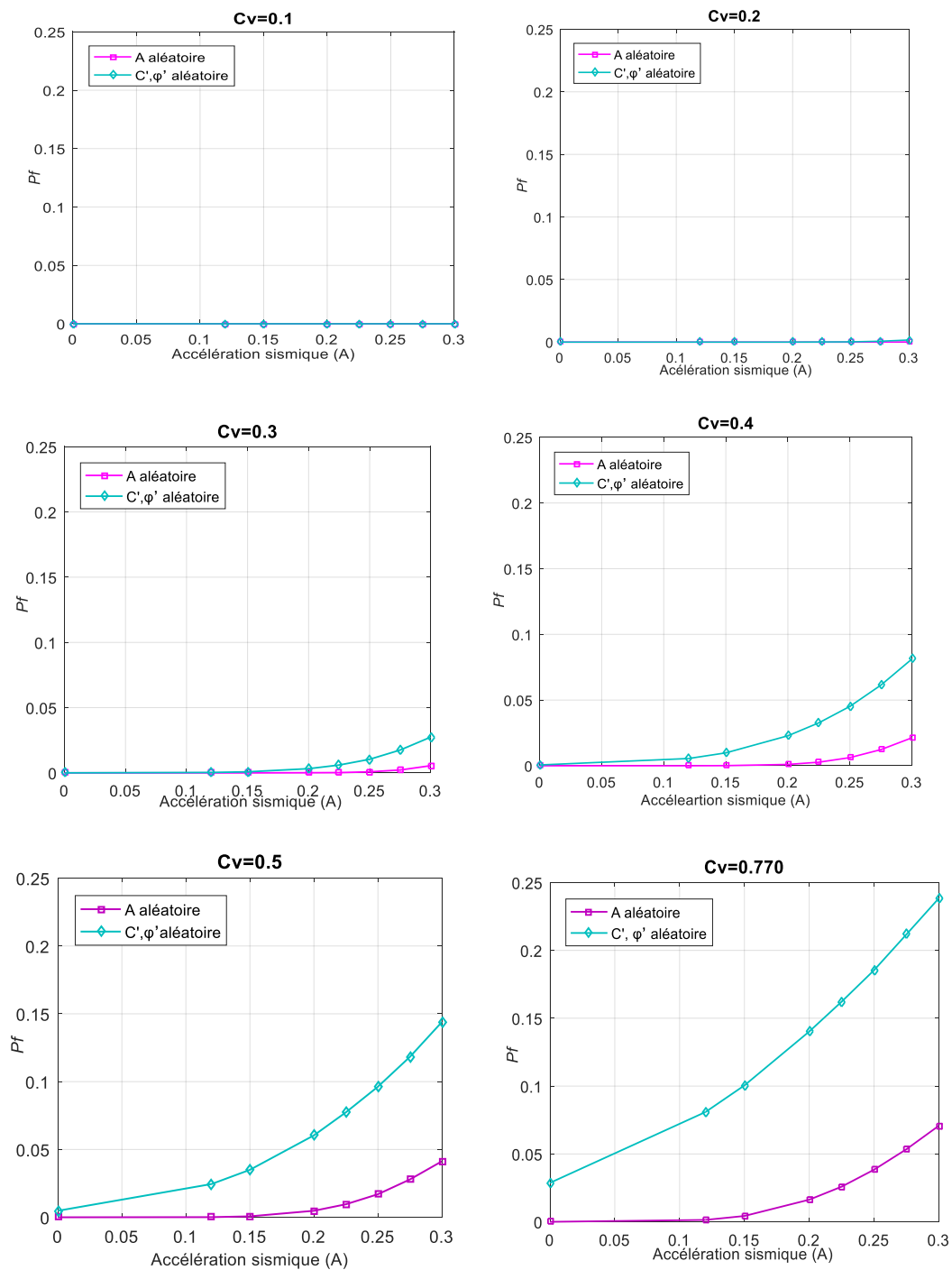


Figure 3.10 : Influence de la variabilité aléatoire A et des paramètres du sol C'et ϕ' Sur la probabilité de défaillance (talus amont).

- Talus aval

Figure 3.11 : Influence de la variabilité aléatoire A et des paramètres du sol C' et ϕ' sur la probabilité de défaillance (talus aval).

Talus aval

A	0	0.12	0.15	0.20	0.225	0.25	0.275	0.3
Cv=0.1								
A aléatoire	0	0	0	0	0	0	0	0
C', ϕ' aléatoire	0	0	0	0	0	0	0	0
Cv=0.2								
A aléatoire	0	0	0	0	0	0	0	0
C', ϕ' aléatoire	0	0.0010	0.0040	0.0210	0.0380	0.1250	0.2260	0.5210
Cv=0.3								
A aléatoire	0	0	0	0.000001	0.000002	0.000011	0.000048	0.000145
C', ϕ' aléatoire	0	0.0006	0.0012	0.0032	0.0049	0.0075	0.0111	0.0159
Cv=0.4								
A aléatoire	0	0	0	0.0000001	0.0000002	0.0000004	0.0000010	0.0000022
C', ϕ' aléatoire	0.0014	0.0086	0.0126	0.0228	0.0295	0.0377	0.0473	0.0582
Cv=0.5								
A aléatoire	0	0	0.0001	0.0005	0.0013	0.0027	0.0048	0.0083
C', ϕ' aléatoire	0.0098	0.0318	0.0411	0.0608	0.0719	0.0848	0.0996	0.1145
Cv=0.770								
A aléatoire	0	0.0002	0.0008	0.0039	0.0068	0.0109	0.0163	0.0231
C', ϕ' aléatoire	0.0457	0.0937	0.1093	0.1384	0.1544	0.1716	0.1887	0.2062

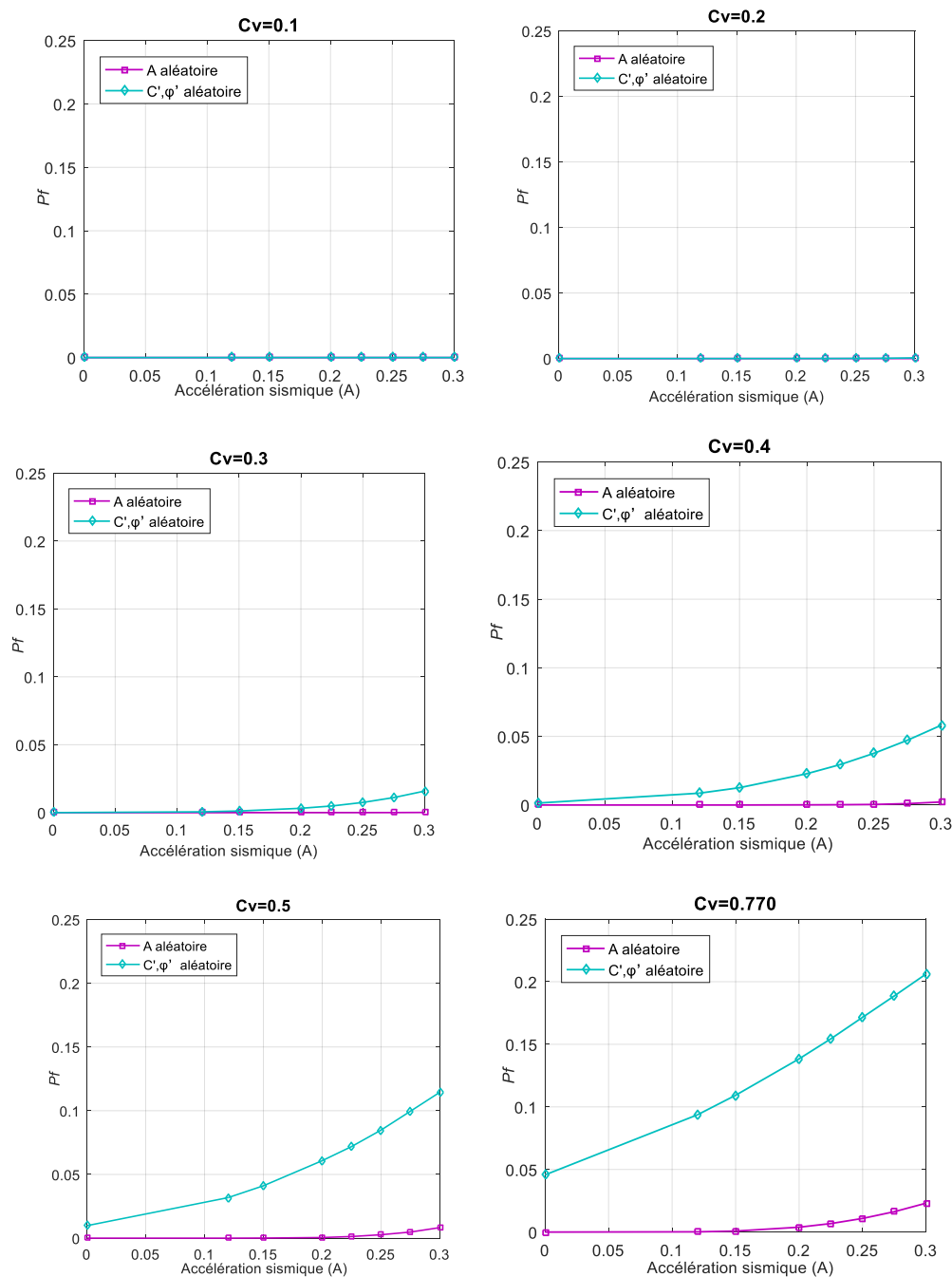


Figure 3.11 : Influence de la variabilité aléatoire A et des paramètres du sol C'et ϕ' Sur la probabilité de défaillance (talus aval).

Conclusion

L'analyse fiabiliste de la stabilité de la digue de Châabat Thride vis-à-vis de l'état limite de glissement de ces talus amont et aval a été conduite, dans ce chapitre, pour deux situations de projets ; situation normale d'exploitation et situation sismique. La fonction d'état limite est tirée du modèle déterministe de Félienius modifié. Les variables aléatoires considérées ; à savoir l'accélération sismique les paramètres mécanique du sol, sont générées avec la loi de distribution Log Normal. La probabilité de défaillance P_f est obtenue par la méthode de

simulation de Monté Carlo. A cet effet, un programme de calcul sous Matlab a été élaboré, et le nombre de tirage de 1.000.000 est adopté. L'influence de différents paramètres est analysé ; à savoir le coefficient de variation, la zone sismique et la variabilité des paramètres aléatoire. Les résultats de calcul ont révélés que :

- **En situation normale d'exploitation :**
 - la stabilité de la digue est sensibles à la variabilité aléatoire des paramètres mécanique du sol (C' et ϕ'), pour des valeurs de C_v élevées ($C_v > 40\%$).

- **En situation sismique :**
 - La probabilité de défaillance P_f augmente avec l'augmentation du coefficient de variation C_v , pour les deux talus amont et aval.
 - La probabilité de défaillance augmente avec l'intensité de l'accélération « A » pour les deux talus. Toutefois, le talus amont est plus sensible à l'action sismique ; donc plus défavorable que le talus aval quelle que soit la zone sismique ;
 - Le talus amont est plus sensible à la variabilité aléatoire de l'accélération sismique que le talus aval ;
 - La variabilité aléatoire des paramètres du sol agit de la même manière sur les deux talus de la digue ;
 - Enfin, la probabilité de défaillance est plus sensible à la variabilité aléatoire des paramètres du sol qu'à la variabilité aléatoire de l'accélération sismique, pour les deux talus. Autrement dit si le sol est hétérogène la stabilité de la digue est compromise.

Conclusion générale

L'analyse de la stabilité au glissement de la digue de Châabat Thride est abordée, dans le cadre de ce mémoire, par deux approches.

L'approche déterministe est conduite par la méthode de Fellenius modifiée tenant compte de l'action sismique, de la ligne de saturation, des pressions hydrostatiques et des pressions interstitielles. Le coefficient de sécurité F_s est déterminé pour les deux talus (amont et aval) et les deux situations de projet les plus représentative de la vie de l'ouvrage ; à savoir la situation normale d'exploitation et la situation sismique. Les résultats de calcul du coefficient de sécurité ont montré que l'omission de la prise en compte la ligne de saturation, des pressions interstitielles et de l'action sismique peut masquer le risque d'instabilité des talus amont et aval en zones sismiques, même si ces derniers sont dimensionnés selon les recommandations du PNUD. Le calcul déterministe de la stabilité au glissement avec la méthode Fellenius classique, dans pareil situations conduit à un coefficient de sécurité surestimé. Nous concluons alors que les valeurs des pentes des talus donnés par le PNUD, pour un type de digue et une hauteur donnée, ne doivent être utilisées qu'à titre de pré-dimensionnement et qu'une analyse au séisme doit être obligatoirement entreprise pour valider ces pentes, en tenant compte de la ligne de saturation et des pressions interstitielles.

L'approche fiabiliste est conduite dans cette étude pour tenir compte de l'incertitude liée aux paramètres de calcul de la stabilité de la digue. Trois variables aléatoires sont considérées ; à savoir l'accélération sismique et les paramètres mécaniques effectifs du sol (Cohésion C' et angle de frottement ϕ'). Ces variables sont générées avec la loi de distribution Log Normal, pour sa simplicité. La fonction d'état, dictée par l'état limite de glissement, est tirée du modèle mécanique de Fellenius modifié. La probabilité de défaillance P_f est obtenue par la méthode de simulation de Monté Carlo, en fonction du coefficient de variation de la zone sismique et de la variabilité des paramètres aléatoires. Les résultats de l'analyse fiabiliste ont montré qu'en situation normale la stabilité de la digue est sensibles à la variabilité aléatoire des paramètres mécanique du sol (C' et ϕ'), pour des valeurs de C_v élevées. En situation sismique les résultats ont révélé que le talus amont est plus sensible à l'action sismique quelle que soit la zone considérée. Par ailleurs, la variabilité aléatoire des paramètres du sol agit de la même manière sur les deux talus de la digue. Enfin, la probabilité de défaillance est plus sensible à la variabilité aléatoire des paramètres du sol qu'à la variabilité aléatoire de l'accélération sismique, pour les deux talus.

Perspectives

En perspectives, deux pistes intéressantes sont à prospecter :

Conclusion générale

- Calculer le cercle de rupture pour chaque tirage ;
- Analyser de la variabilité spatiale des paramètres du sol sur la stabilité de la digue.

Référence bibliographique

AGC, Etude de faisabilité d'une retenue collinaire dans la wilaya de Médea (Algérie). Rapport interne, 2008.

Aissiouane S., Khimeche I., Analyse mécano-fiabiliste de la stabilité au glissement d'une digue de type zonée. Mémoire de master, UMMTO, 2016.

Aliche A., Contribution à l'analyse de l'évolution de la vulnérabilité des réservoirs en béton dans leur cycle de vie. Thèse de doctorat, UMMTO, 2016.

Amirouche C., Analyse fiabiliste de la stabilité au glissement d'une digue de retenue collinaire. Mémoire de master, UMMTO, 2015.

Ammar L., Fellali M., Modélisation d'une digue en terre avec logiciel FLAC 2D sous différents paramètres influant. Mémoire de master, UMMTO, 2022.

Anton J., Schleiss J. A., Pougatsch H., Les barrages, du projet à la mise en service. Première édition ISBN 978-2-88074-831-9, presses polytechnique et universités romandes, 2011.

Aoues Y., optimisation fiabiliste de la conception et de la maintenance des structures. Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal, 2015.

Bahloul N., Analyse des méthodes de stabilisation des glissements de terrain. Mémoire de Master, Université 8 Mai 1945 de Guelma, 2022.

Belazouz L. et al, Reliability Analysis of the Slope Stability of Homogeneous Earth Dam under Seismic Loading. Periodica Polytechnica Civil Engineering, 2023.

Bruno W., Louis G. J., William L., Stabilité des pentes. T.P, Université Libre de Bruxelles (ULB), Faculté des Sciences Appliquées, École Polytechnique, IRCNST-4, 2005.

CFBR, Recommandations pour la justification des barrages et des digues en remblai, Comité Français des Barrages et Réservoirs, 2015.

Chabane K., haret L., génération de la variabilité spatiale des paramètres mécaniques du remblai d'une digue. Mémoire de master, UMMTO, 2020.

CHABBI H., Contribution à l'étude de l'influence des facteurs géométriques et géotechniques et hydrauliques sur la stabilité des barrages en terre homogènes. Mémoire de magister, université badji mokhtar annaba, 2010.

Chaouadi T., Analyse mécano-fiabiliste de la stabilité au glissement d'une digue en terre homogène, tenant compte de la ligne de saturation. Mémoire de Master, UMMTO, 2016.

- Costet J., et Sanglerat G.**, Cours pratique de mécanique des sols- Calcul des ouvrages. Dunod Ed, France, 1981
- Degoute G.**, Petit barrage Recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi. Edition Cemagref, 1997.
- Dehmous H.**, Fiabilité et micromécanique des matériaux composites Application à la passerelle de Laroin. Thèse de Doctorat, à l'Institut National Polytechnique de Toulouse, 2007.
- DTR B-C 2-48.**, règles parasismiques algériennes (**RPA 99 - addenda 2003**), CGS, Alger, 2003.
- Favr J.-L., Bekkouche**, analyse de la fiabilité des barrages en terre reliability analysis for earth dams, Rev. Franç. Géotech, 1990.
- Femmam H.**, Analyse numérique de l'influence des pressions interstitielles sur la stabilité des talus. Thèse de doctorat, Université Mohamed Khider – Biskra, 2014.
- Guo X.**, Etude probabiliste de la stabilité d'un barrage en remblais, prise en compte des données in-situ. Thèse de doctorat, Université Grenoble Alpes, 2020.
- Hamrouni A.**, Etude de l'influence de la variabilité spatiale sur la réponse d'ouvrages géotechniques. Thèse Doctorat, Université Skikda, 2018.
- Lemaire M. et al**, Fiabilité des structures couplage mécano-fiabiliste statique. Lavoisier, 2005.
- Mendjel D.**, Analyse inverse dans le calcul géotechnique -application au calcul de la stabilité des talus. Thèse de doctorat, université Badji-Mokhtar-Annaba, 2012.
- Mestat P.**, Maillage d'éléments finis pour les ouvrages géotechnique et conseils et recommandation, 1997.
- Metya S., Bhattacharya G.**, Reliability Analysis of Earth Slopes Considering Spatial Variability. Geotech Geol Eng, 2015.
- Mouyeaux A.**, Analyse par éléments finis stochastiques de la fiabilité des barrages en remblai vis-à-vis du risque de glissement. Thèse de doctorat, Université Clermont Auvergne, 2017.
- Ould Belkacem L.**, Analyse d'une digue en terre sous FLAC2D© tenant compte de l'interaction sol-structure. Mémoire de master, UMMTO, 2021.

PNUD/OPE, Guide maghrébin pour l'exécution des études et travaux de retenues collinaires. Ressources en eau dans les pays de l'Afrique du Nord (projet RAB/80/011). Algérie, Maroc, Tunisie 1987.

Rippi A., Structural reliability analysis of a dike with a sheet pile wall. Mémoire de master, the Delft University of Technology, 2015.

Sibille L., Géotechnique pour le technicien IUT Génie Civil et Construction Durable Module MXG5. Licence, France, 2018.

Theldjoun Z., Henniche S., Analyses probabilistes de stabilité de talus. Mémoire de master, Université Yahia Fares de Medea, 2020.

Mébariki, A., Valencia, N., Vulnérabilité sismique des ouvrages en maçonnerie. Revue Française de Génie Civil, 7 (4), 2003. 471-498

Webographie

<https://www.over-view.fr/2020/07/le-risque-gravitaire-un-mal-invisible-mais-bien-present/>

Annexes

Annexe A Calcul des paramètres de la digue

Le schéma descriptif de la digue, faisant l'objet d'étude est illustrée en figure (A.1)

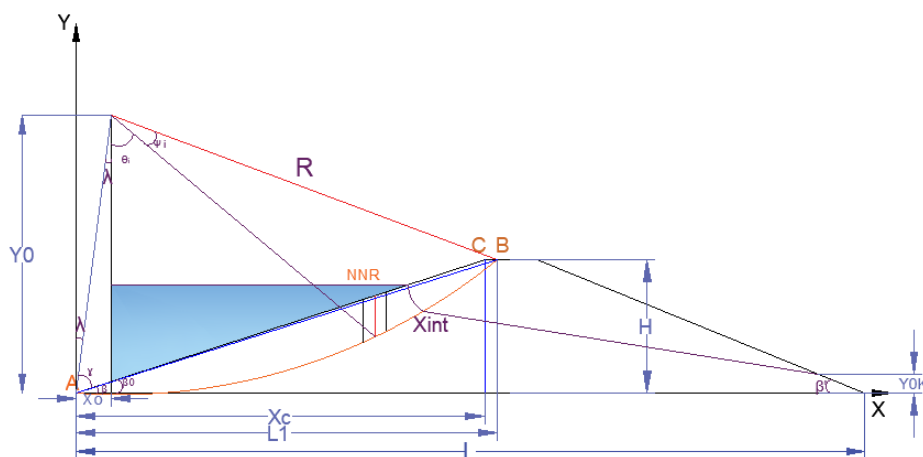


Figure A.1 : Schéma illustrant de la digue

Les différents paramètres de la digue sont présentés dans ce qui suit :

A.1. L'angle β

L'angle β caractérise la pente du parement amont de la digue.

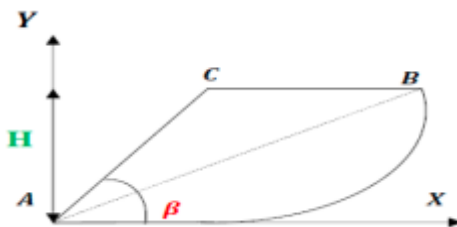


Figure A.2 : Représentation graphique de l'angle β .

A.2. Distance AB

La distance AB définit la ligne de rupture comme l'indique la figure (A.3) elle est calculée par la relation suivante (A.1):

$$AB = \frac{H}{\sin \beta_0} \tag{A.1}$$

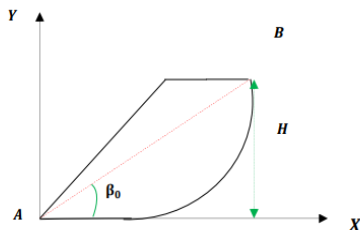


Figure A.3 : Représentation graphique de la distance AB

L'angle β_0 est obtenu à partir de l'abaque de Sanglerat illustrée en (figure A.4), en fonction de l'angle β et l'angle de frottement interne φ (Costet et Sanglerat, 1983)

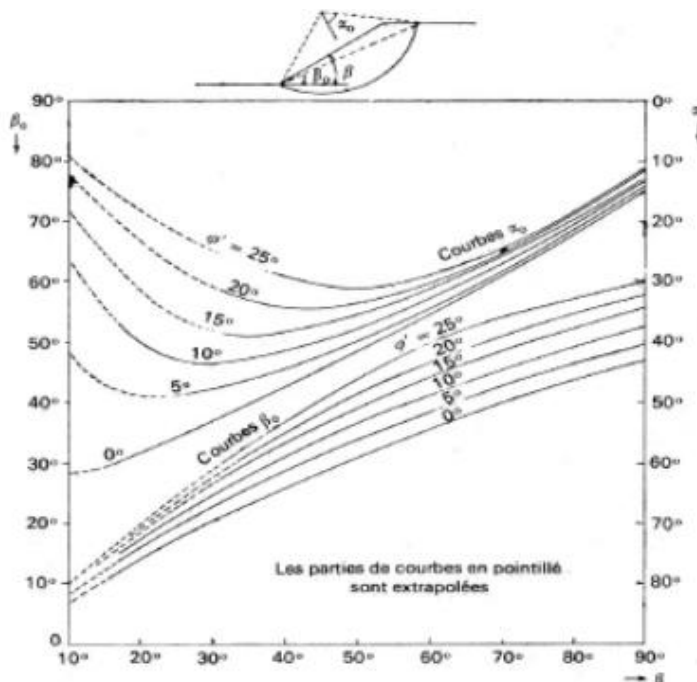


Figure A.4 : Abaque de Sanglerat (J.costet et G.Sanglerat, 1983).

A.3. Angle Υ

L'angle Υ définit l'angle entre la ligne de rupture AB et le rayon de rupture R (figure A.5), il est donné par la relation (A.2)

$$\gamma + \Upsilon + 2\alpha_0 = \pi \tag{A.2}$$

ce qui donne :

$$\Upsilon = \pi - \alpha_0 - \gamma \tag{A.3}$$

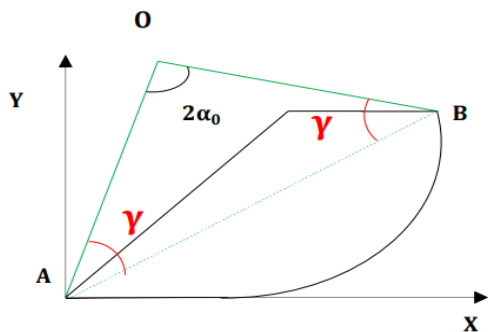


Figure A.5 : Représentation graphique de l’angle γ

A.4. Angle λ :

L'angle λ est l'angle que fait le rayon de la rupture R avec la verticale comme l'indique la figure (A.6)

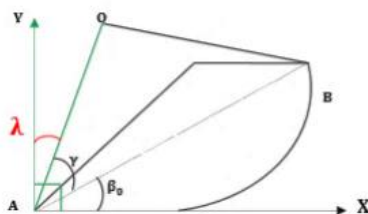


Figure A.6 : Représentation graphique de l’angle λ

Et sont équation (A.4)

$$\lambda = \frac{\pi}{2} - \beta_0 - \gamma \tag{A.4}$$

A.5. Longueur (L1)

La longueur L1 définit la projection horizontale de la ligne de rupture AB. Elle est calculée par la relation (A.5)

$$L1 = \frac{H}{\tan\beta_0} \tag{A.5}$$

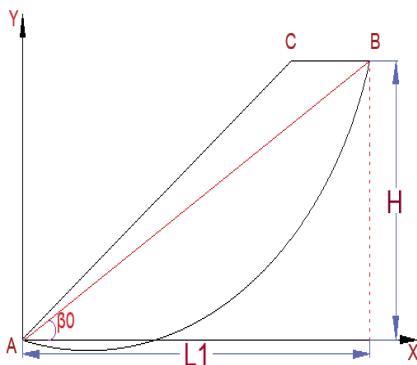


Figure A.7 : Représentation graphique de la longueur L1

A.6. Longueur de la base de barrage (L)

C'est la longueur de la base des deux talus plus la crête (Figure A.8). Elle est calculée par la relation (A.6) suivante :

$$L = \frac{H}{\tan\beta} + \frac{H}{\tan\beta'} + L_c \quad (\text{A.6})$$

L_c : largeur de la crête de la digue.

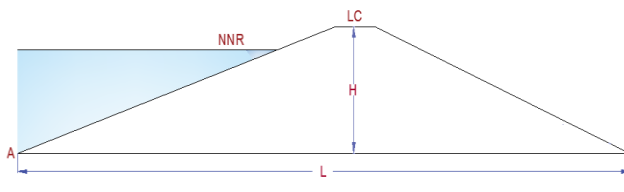


Figure A.8 : Représentation graphique de longueur L.

A.7. Nombre de tranche(n) :

Le nombre de tranche dans le cercle de glissement est défini par :

$$n = \frac{L1}{b} \quad (\text{A.7})$$

b : largeur de la tranche.

A.8. Projection du talus mouillé P

La projection du talus mouillé P (Figure A.9) est obtenue par la relation (A.8)

$$P = \frac{NNR}{\tan\beta} \quad (\text{A.8})$$

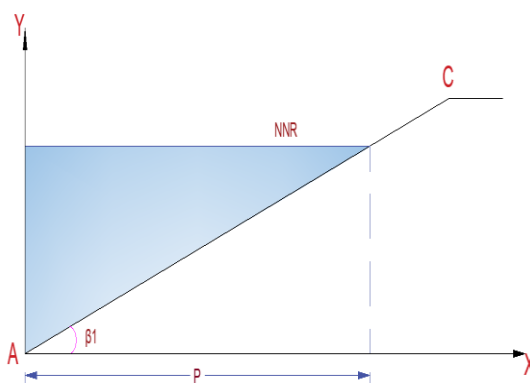


Figure A.9 : Représentation graphique de la projection P

A.9. Calcul de P'

La projection horizontale du niveau d'eau après la vidange (Figure A.10) est calculée par la relation

$$P' = \frac{EX}{\tan\beta} \quad (\text{A.9})$$

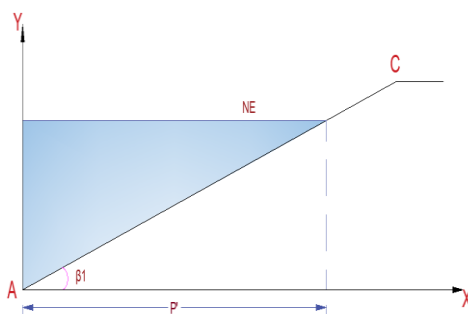


Figure A.10: Représentation graphique de la projection P'.

Avec :

EX : hauteur du niveau d'exploitation.

A.10. Calcul de d :

La longueur de début de la ligne de saturation vers le talus aval, comme l'indique la figure (A.11) est calculée par la relation (A.10)

$$d = L - (0.7P) \tag{A.10}$$

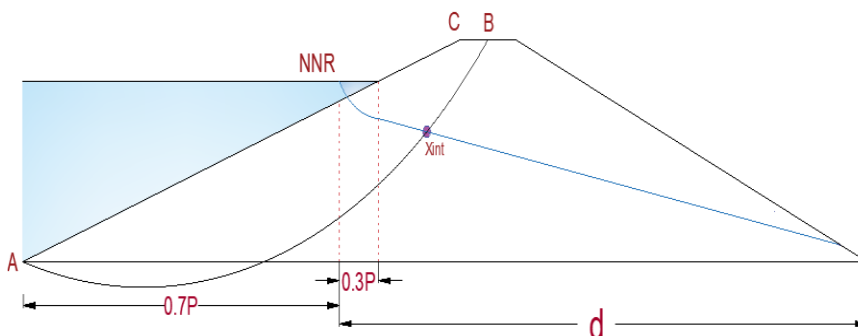


Figure A.11 : Représentation graphique de la longueur d.

A.11. Coordonnées du cercle de glissement

A.11.a. Rayon du cercle de rupture

Le rayon R du cercle de glissement, appelé aussi rayon de rupture, est calculé par la relation :

$$R = \frac{AB}{2 \cdot \sin \alpha_0} \tag{A.11}$$

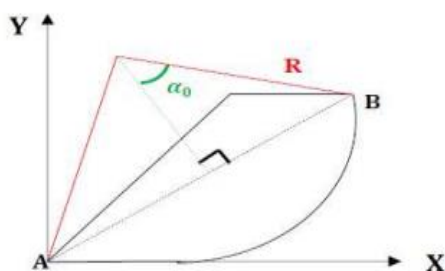


Figure A.12 : Représentation graphique du Rayon de rupture.

A.11.b. Abscisse du centre du cercle de rupture X_0

L'abscisse du centre du cercle de rupture X_0 (Figure A.13) est donnée par la relation (A.12)

$$X_0 = R * \cos(\gamma + \beta_0) \quad (\text{A.12})$$

A.11.c. Ordonnée du centre du cercle de rupture Y_0

L'équation du cercle est donnée par l'équation (A.13) :

$$R^2 = (X - X_0)^2 + (Y - Y_0)^2 \quad (\text{A.13})$$

Au point A (0,0), cette équation du cercle devient :

$$R^2 = X_0^2 + Y_0^2$$

D'où l'on tire :

$$Y_0^2 = R^2 - X_0^2$$

Enfin

$$Y_0 = \sqrt{R^2 - X_0^2} \quad (\text{A.14})$$

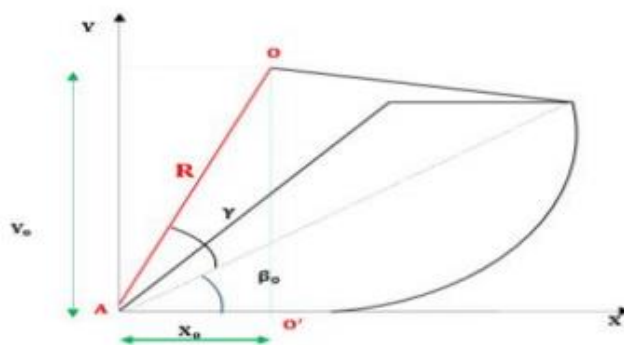


Figure A.13: Représentation graphique de X_0 et Y_0 .

A.12. Projection horizontale du talus amont X_c :

La projection horizontale X_c de la longueur AC qui définit la pente du parement amont de la digue (Figure A.14), est définie par la relation suivante :

$$X_c = \frac{H}{\tan \beta_1} \quad (\text{A.15})$$

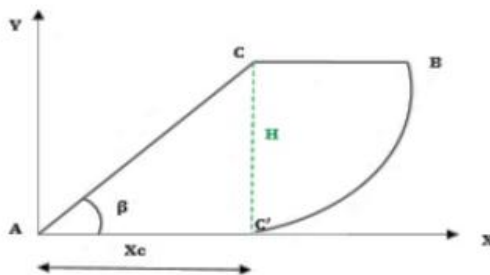


Figure A.14 : Représentation graphique de Xc.

A.13. Coordonnées du point d'intersection cercle-ligne de saturation

A.13.a. Calcul de Yo Kozeny : c'est le rabattement de la ligne de saturation par kozeny il est représenté dans la figure et calculer par la relation :

$$Yok = \sqrt{NNR + d^2} - d \tag{A.16}$$

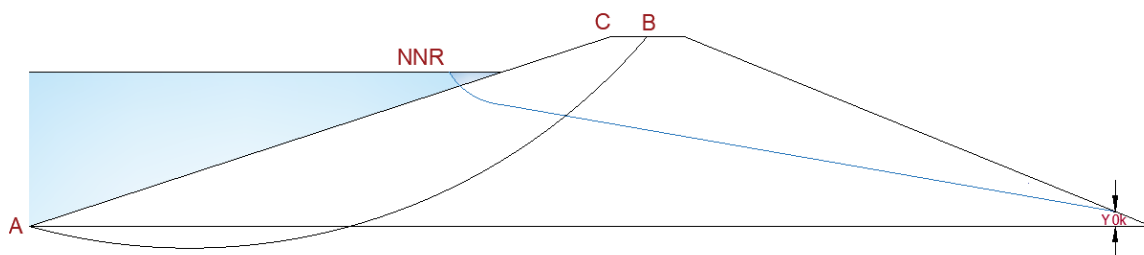


Figure A.15 : Représentation graphique de Yok

A.13.b. La valeur de XIntersection

Xint est le point d'intersection de la ligne de saturation et du cercle de glissement. On le calcule sur l'Excel avec la valeur cible Et sue Matlab par un programme.

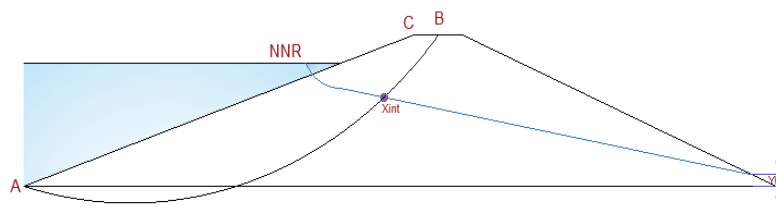


Figure A.16 : Représentation graphique de Xint.

- Equation de kozeny :

$$= \sqrt{Yok + 2 * (L - Xint) * Yok} \tag{A.17}$$

- **Equation du cercle de rupture :**

$$= Y_0 \sqrt{R^2 - (X_{int} - Y_0)^2} \quad (\text{A.18})$$

Après le calcul, on fait un test pour entrer les deux équations Kozeny-cercle de rupture (sur Excel).

A.14. Coordonnées de la tranche i :

Soient $X1(i)$, $X2(i)$, $Xm(i)$, $Y1(i)$, $Y2(i)$, $Ym(i)$ les coordonnées de la tranche (i)

A.14.a. Les abscisses de la tranche (i) :

$$X1(i) = L1 - (n - 1) * b \quad (\text{A.19})$$

$$X2(i) = X1(i) - b \quad (\text{A.20})$$

$$Xm(i) = \frac{X1(i) + X2(i)}{2} \quad (\text{A.21})$$

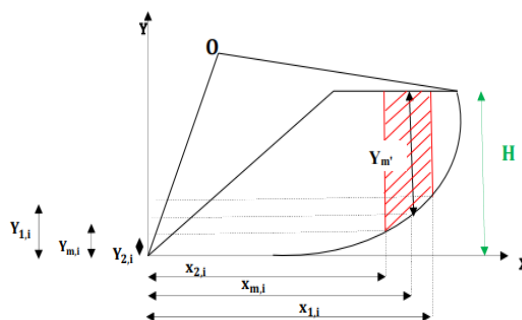


Figure A.17 : Représentation graphique des coordonnées de la tranche i

- **Les points haut de chaque tranche**

Ordonnée du point 1 de chaque tranche $Yh1(i)$

Si $X1(i) \geq Xc$

Donc $Yh1(i) = H$

si non $Yh1(i) = \tan \beta_1 * X1(i)$

- **Ordonnée du point 2 de chaque tranche $Yh2(i)$**

Si $X2(i) \geq Xc$

Donc $Yh2(i) = H$

Si non $Yh2(i) = \tan \beta_1 * X2(i)$

- **Ordonnée du point M de chaque tranche $Yhm(i)$**

$$Yhm(i) = \frac{Yh1(i) + Yh2(i)}{2} \quad (\text{A.22})$$

- **Les points bas de chaque tranche :**

- Ordonnée du point 1 de chaque tranche $Yb(i)$

$$Y_b(i) = Y_o - \sqrt{R^2 - X_1(i)^2} \tag{A.23}$$

- Ordonnée du point 2 de chaque tranche $Y_{b2}(i)$

$$Y_{b2}(i) = \sqrt{R^2 - (X_2(i) - X_0)^2} - Y_o \tag{A.24}$$

- Ordonnée du point M de chaque tranche $Y_{hM}(i)$

$$Y_{hM} = \frac{Y_{b1}(i) + Y_{b2}(i)}{2} \tag{A.25}$$

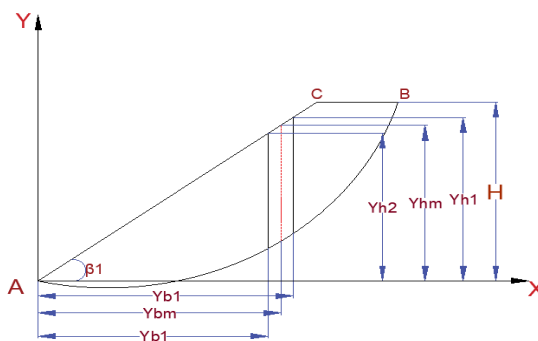


Figure A.18 : Représentation graphique des points haut et bas de la tranche.

A.14.b. Hauteur de chaque tranche H_i

La hauteur h_i de la tranche(i) c'est la différence entre le point le plus haut et le point le plus bas au milieu de la tranche(i)

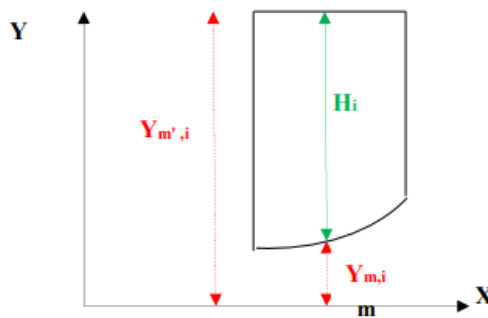


Figure A.19 : Représentation graphique de H_i

A.14.c. Longueur de l'arc de chaque tranche $l(i)$

$L(i)$ est la longueur de l'arc de la tranche comme l'indique la figure

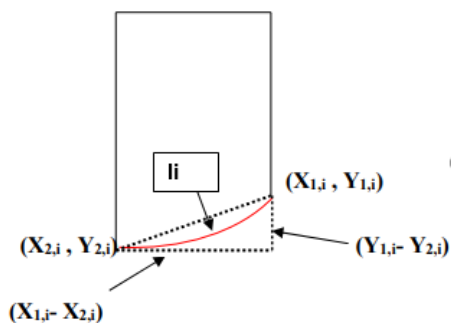


Figure A.20 : Représentation graphique de l_i

$$l_i = \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \quad (\text{A.26})$$

A.15. Angle Ψ_i radians

C'est l'angle entre le rayon de début de cercle et le centre de la tranche comme représenté la figure (A.21). Il est calculé par la relation suivante :

$$\Psi_i = \frac{l_i}{2 \cdot R} \quad (\text{A.27})$$

$$\Psi_{i+1} = \Psi_i + l_i R \quad (\text{A.28})$$

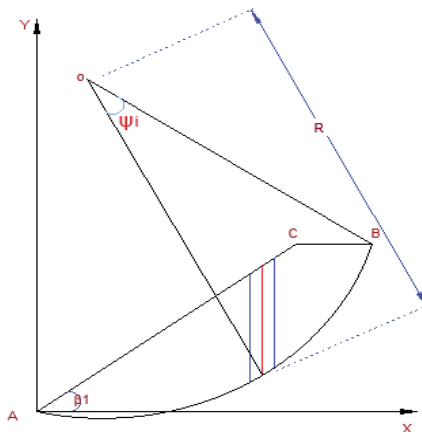


Figure A.21 : Représentation graphique de l'angle Ψ_i .

A.16. Angle $\theta(i)$:

C'est l'angle entre le rayon de milieu de la tranche et le vertical. Comme l'indique la figure (A.22) elle se calcule avec la relation :

$$2\alpha_0 = \Psi_i + \theta(i) + \lambda$$

$$\theta(i) = 2 * \alpha_0 - \Psi_i - \lambda \quad (\text{A.29})$$

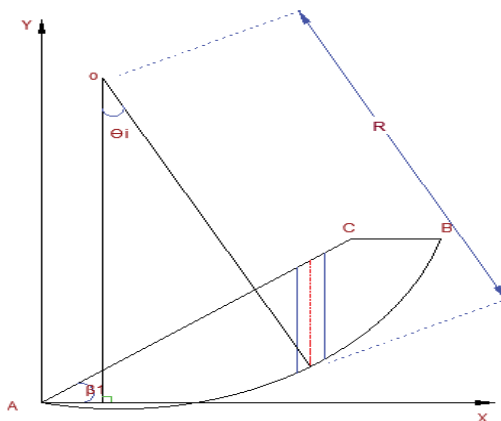


Figure A.22 : Représentation graphique de l'angle θ_i

A.17. Coordonnée de la ligne de saturation (Y_k)

Représente la hauteur saturée dans chaque point dans la ligne de saturation elle est calculée par la relation suivant :

si $X_m(i) > P$

$$\text{donc :} \quad Y_k = \sqrt{(Y_{ok})^2 + 2 * Y_{ok} * (L - X_m(i))} \quad (\text{A.30})$$

si non $Y_k = 0$

➤ Hauteur saturé kozeny H_{satk}

C'est la hauteur sous la ligne de saturation Calculée avec la relation :

Si $X_m(i) > X_{int}$

$$H_{satk} = 0$$

Si $X_m(i) < p$

$$H_{satk} = Y_{hm}(i) - Y_{bm} \quad (\text{A.31})$$

Si non

$$H_{satk} = Y_k - Y_{bm}(i) \quad (\text{A.32})$$

➤ Hauteur humide kozeny H_{hk}

Représente la hauteur au-dessus de la ligne de saturation :

Si $X_m(i) > X_{int}$

$$H_{hk} = Y_{hm}(i) - Y_{bm}(i) \quad (\text{A.33})$$

Si $X_m(i) < P$

$$H_{hk} = 0$$

Si non

$$H_{hk} = Y_{hm} - Y_k \quad (\text{A.34})$$

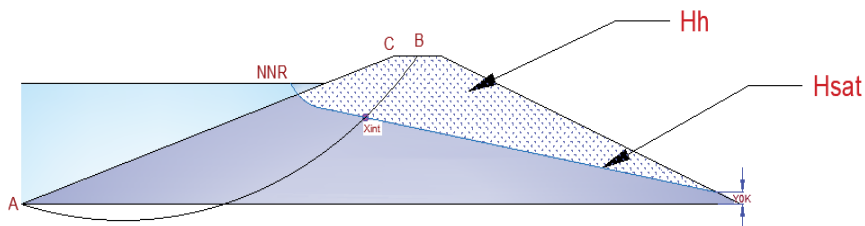


Figure A.23: Représentation graphique la hauteur (saturé et humide)

➤ **Verification de la hauteur**

$$H=H_{sat}+H_h \tag{A.35}$$

A.18. Hauteur de niveau d'eau au dessus de chaque tranche H_{mi}

Si $X_m < P'$

$$H_m(i) = \text{Niveau d'exploitation} - X_{hm} \tag{A.36}$$

Si non

$$H_m(i) = 0$$

A.19. Poids de la tranche W(i) :

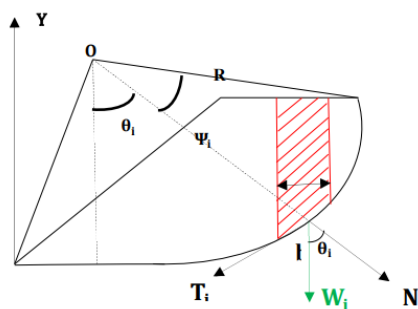


Figure A.24 : Représentation graphique de poids (Wi) de la tranche

$$W(i) = (H_{sat} \cdot \gamma_{sat} + H_h \cdot \gamma_{hum} + h_i \cdot \gamma_{remblai}) \cdot b \tag{A.37}$$

A.20. Pression interstitielle μ_a

$$\mu_a = W_i \cdot (H_{sat} + H_{hum}) \cdot l_i \tag{A.38}$$

A.21. Force hydrostatique

$$\mu_b = \gamma_w \cdot H_{mi} \cdot b \tag{A.39}$$

Tableau B.1 : Table de chi-2.

n	0,999	0,995	0,99	0,95	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,05	0,02	0,01	0,005	0,001
1	0,0000	0,0000	0,0002	0,0006	0,0039	0,0158	0,0642	1,6244	2,7055	3,8415	5,4119	6,6349	7,8794	10,8276	13,8883	16,8125	19,5996	24,4788
2	0,0020	0,0100	0,0201	0,0404	0,1026	0,2107	0,4463	1,0540	1,9001	2,7055	3,5718	4,6052	5,9915	7,8240	9,2103	10,5966	12,0008	13,8155
3	0,0243	0,0717	0,1148	0,1848	0,3518	0,5844	1,0052	2,3668	4,1082	5,7646	7,3787	9,3484	11,8125	14,1587	16,2667	18,4674	20,7087	23,6848
4	0,0908	0,2070	0,2971	0,4294	0,7107	1,0636	1,6488	3,3581	5,9886	8,5581	11,1422	13,7884	16,4216	19,0428	21,6575	24,2660	26,8695	29,4554
5	0,2102	0,4117	0,5543	0,7519	1,1455	1,6103	2,3425	4,6052	7,2893	9,2364	11,0705	13,3882	15,0863	16,7496	18,4796	20,1550	21,7823	23,3641
6	0,3811	0,6757	0,8721	1,1344	1,6354	2,2041	3,0701	5,5811	8,5581	10,6446	12,5916	15,0332	16,8119	18,5476	20,2577	21,9450	23,6125	25,2629
7	0,5985	0,9893	1,2390	1,5643	2,1673	2,8331	3,8223	6,3441	9,8032	12,0170	14,0671	16,6224	18,4753	20,2777	22,0279	23,7289	25,4754	27,2187
8	0,8571	1,3444	1,6465	2,0325	2,7326	3,4895	4,5936	7,3381	11,0301	13,3616	15,5073	18,1682	20,0902	21,9550	23,7625	25,5150	27,2675	29,0187
9	1,1519	1,7349	2,0879	2,5324	3,3251	4,1682	5,3801	8,1625	12,2421	14,6837	16,9190	19,6790	21,6660	23,5894	25,4550	27,2725	29,0350	30,7925
10	1,4787	2,1559	2,5582	3,0591	3,9403	4,8652	6,1791	9,3420	13,4420	15,9872	18,3070	21,1608	23,2093	25,1882	27,1125	28,9625	30,7125	32,4625
11	1,8339	2,6032	3,0535	3,6087	4,5748	5,5778	6,9887	10,5339	14,6314	17,2750	19,6751	22,6179	24,7250	26,7568	28,7625	30,7125	32,6625	34,6125
12	2,2142	3,0738	3,5706	4,1783	5,2260	6,3038	7,8073	11,8120	16,5493	19,5493	21,0261	24,0540	26,2170	28,2995	30,5095	32,6625	34,8125	36,9125
13	2,6172	3,5650	4,1069	4,7654	5,8919	7,0415	8,6339	12,9848	18,1508	21,0641	23,6848	26,8728	29,1412	31,3193	33,5233	35,6273	37,7313	39,8353
14	3,0407	4,0747	4,6604	5,3682	6,5706	7,7895	9,4673	14,1508	20,1064	23,0641	25,6848	28,8728	31,3193	33,5233	35,6273	37,7313	39,8353	41,9393
15	3,4827	4,6009	5,2293	5,9849	7,2609	8,5468	10,3070	16,3140	22,3015	25,3071	27,9958	30,7325	32,9125	35,0375	37,1625	39,2875	41,4125	43,5375
16	3,9416	5,1422	5,8122	6,6142	7,9616	9,3122	11,1521	18,4620	24,6151	27,5418	30,4675	33,4625	35,6125	37,7625	39,8625	41,9625	44,0625	46,1625
17	4,4161	5,6972	6,4078	7,2550	8,6718	10,0852	12,0023	21,6146	27,7690	30,7871	33,9950	36,5075	38,6075	40,7125	42,8125	44,9125	47,0125	49,1125
18	4,9048	6,2648	7,0149	7,9062	9,3905	10,8649	12,8570	23,7595	29,9894	33,2462	36,4625	39,4125	41,5125	43,6125	45,7125	47,8125	49,9125	52,0125
19	5,4068	6,8440	7,6327	8,5670	10,1170	11,6509	13,7158	25,9004	32,2036	35,1435	38,1674	41,1909	43,2625	45,3375	47,4125	49,4875	51,5625	53,6375
20	5,9210	7,4338	8,2604	9,2367	10,8508	12,4426	14,5784	28,0375	34,4120	37,1404	40,1906	43,2625	45,3375	47,4125	49,4875	51,5625	53,6375	55,7125
21	6,4467	8,0337	8,8972	9,9146	11,5913	13,2396	15,4446	30,2171	36,6151	39,6151	42,7606	45,8125	47,9125	50,0125	52,1125	54,2125	56,3125	58,4125
22	6,9830	8,6427	9,5425	10,6000	12,3380	14,0415	16,3140	32,3015	38,8133	42,1424	45,3375	48,4625	50,5625	52,6625	54,7625	56,8625	58,9625	61,0625
23	7,5292	9,2604	10,1957	11,2926	13,0905	14,8480	17,1865	34,4288	41,0669	44,5125	47,9125	51,1625	53,3125	55,4625	57,6125	59,7625	61,9125	64,0625
24	8,0849	9,8862	10,8564	11,9918	13,8484	15,6587	18,0618	36,5933	43,1962	46,7150	50,5625	53,8125	56,0125	58,1625	60,3125	62,4625	64,6125	66,7625
25	8,6493	10,5197	11,5240	12,6973	14,6114	16,4734	18,9398	38,8075	45,3816	49,1625	52,6625	55,9125	58,1625	60,3125	62,4625	64,6125	66,7625	68,9125
26	9,2221	11,1602	12,1981	13,4086	15,3792	17,2919	19,8202	41,0669	47,6332	50,9125	54,1625	57,4125	59,6625	61,8125	63,9625	66,1125	68,2625	70,4125
27	9,8028	11,8076	12,8785	14,1254	16,1514	18,1139	20,7030	42,9117	49,5412	52,8125	56,1625	59,4125	61,6625	63,8125	65,9625	68,1125	70,2625	72,4125
28	10,3909	12,4613	13,5647	14,8475	16,9279	18,9392	21,5880	44,8066	51,5159	54,3375	58,1625	61,3125	63,5625	65,7125	67,8625	70,0125	72,1625	74,3125
29	10,9861	13,1211	14,2565	15,5745	17,7084	19,7677	22,4751	46,7151	53,4125	56,2462	60,0625	63,2625	65,5125	67,6625	69,8125	71,9625	74,1125	76,2625
30	11,5880	13,7867	14,9535	16,3062	18,4927	20,5992	23,3641	48,6302	55,3125	58,1625	61,3125	64,5625	66,8125	69,0625	71,3125	73,5625	75,8125	78,0625
40	17,9164	20,7065	22,1643	23,8376	26,5093	29,0505	32,3450	47,2685	51,8051	55,7585	60,4361	63,6907	66,7660	69,8413	72,9166	75,9919	79,0672	82,1425
50	24,6739	27,9907	29,7067	31,6639	34,7643	37,6886	41,4492	58,1638	63,1671	67,5048	72,6133	76,1539	79,4900	82,6608	85,8316	88,9924	92,1532	95,3140
60	31,7383	35,5345	37,4849	39,6994	43,1880	46,4589	50,6406	68,9721	74,3970	79,0819	84,5799	88,3794	91,9517	95,6072	99,2527	102,8982	106,5437	110,1892
70	39,0364	43,2752	45,4417	47,8934	51,7393	55,3288	59,8978	79,7146	85,5270	90,5312	96,3875	100,4252	104,2149	107,9546	111,6943	115,4340	119,1737	122,9134
80	46,5199	51,1719	53,5401	56,2128	60,3915	64,2778	69,2069	90,4053	96,5782	101,8795	108,0693	112,3288	116,3211	120,3134	124,3057	128,2980	132,2903	136,2826
90	54,1552	59,1963	61,7541	64,6347	69,1260	73,2911	78,5584	101,0537	107,5650	113,1453	119,6485	124,1163	128,2989	132,2903	136,2826	140,2750	144,2673	148,2596
100	61,9179	67,3276	70,0649	73,1422	77,9295	82,3581	87,9453	111,6667	118,4980	124,3421	131,1417	135,8067	140,1695	144,4323	148,6951	152,9579	157,2207	161,4835
120	77,7551	83,8516	86,9233	90,3667	95,7046	100,6236	106,8056	132,8063	140,2326	146,5674	153,9182	158,9502	163,6482	168,3462	173,0442	177,7422	182,4402	187,1382
140	93,9256	100,6548	104,0344	107,8149	113,6593	119,0293	125,7581	153,8537	161,8270	168,6130	176,4709	181,8403	186,8468	191,8533	196,8598	201,8663	206,8728	211,8793
160	110,3603	117,6793	121,3456	125,4400	131,7561	137,5457	144,7834	174,8283	183,3106	190,5165	198,8464	204,5301	209,8239	215,1177	220,4115	225,7053	231,0000	236,2947
180	127,0111	134,8844	138,8204	143,2096	149,9688	156,1526	163,8682	195,7434	204,7037	212,3039	221,0772	227,0561	232,6198	238,1835	243,7472	249,3109	254,8746	260,4383
200	143,8428	152,2410	156,4320	161,1003	168,2786	174,8353	183,0028	216,6088	226,0210	233,9943	243,1869	249,4451	255,2642	261,0833	266,9024	272,7215	278,5406	284,3597
250	186,5541	196,1606	200,9386	206,2490	214,3916	221,8059	231,0128	268,5986	279,0504	287,8815	298,0388	304,9396	311,3462	317,7528	324,1594	330,5660	336,9726	343,3792
300	229,9634	240,6634	245,9725	251,8637	260,8781	269,0679	279,2143	320,3971	331,7885	341,3951	352,4246	359,9064	366,8444	373,7822	380,7200	387,6578	394,5956	401,5334
400	318,2596	330,9028	337,1553	344,0781	354,6410	364,2074	376,0218	423,5895	436,6490	447,6325	460,2108	468,7245	476,6064	484,4883	492,3702	500,2521	508,1340	516,0159
500	407,9470	422,3034	429,3875	437,2194	449,1468	459,9261	473,2099	526,4014	540,9303	553,1268	567,0698	576,4928	585,2066	593,9204	602,6342	611,3480	620,0618	628,7756
600	498,6229	514,5289	522,3651	531,0191	544,1801	556,0560	570,6680	628,9433	644,8004	658,0936	673,2703	683,5156	692,9816	702,4476	711,9136	721,3796	730,8456	740,3116
700	590,0480	607,3795	615,9075	625,3175	639,6130	652,4973	668,3308	731,2805	748,3591	762,6607	778,9721	789,9735	800,1314	810,2893	820,4472	830,6051	840,7630	850,9209
800	682,0665	700,7250	709,8969	720,0107	735,3623	749,1852	766,1555	833,4557	851,6712	866,9114	884,2789	895,9843	906,7862	917,5881	928,3900	939,1919	949,9938	960,7957
900	774,5698	794,4750	804,2517	815,0267	831,3702	846,0746	864,1125	935,4987	954,7819	970,9036	989,2631	1001,6296	1013,0364	1024,4432	1035,8500	1047,2568	1058,6636	1070,0704