

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



MEMOIRE DE MASTER PROFESSIONNEL
Spécialité : Génie Civil
Option : Constructions Hydrauliques & Aménagements

Thème
*Analyse mécano-fiabiliste de la
stabilité au glissement d'une
digue de type zonée*

Réalisé par :

Mr: AISSIOUANE Sofiane

Mr: KHIMECHE Idir

Dirigé par :

Pr : BOUZELHA Karima

Promotion 2015-2016

Remerciement

Nous tenons à exprimer notre sincère reconnaissance à l'égard de toutes celles et tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce travail, particulièrement à notre promotrice Mme BOUZELHA Karima pour sa disponibilité, ses conseils et suggestions.

Nos remerciements vont également à Mr HAMMOUM Hocine pour ces précieux conseils qui nous ont énormément aidé, ainsi qu'à toutes celles et tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

En fin, aux membres de jury qui nous font l'honneur d'examiner notre modeste travail.

Merci

Dédicaces

Je tiens à dédier ce modeste travail :

*A la mémoire de mon père qui s'est
toujours sacrifié pour nous jusqu'à ce qu'il
nous quitte.*

A ma mère qui veille sur nous.

A mes frères : Yassine, Mourad et Djamel.

A ma grande mère : Nna Baya.

A mon très cher ami et binôme : Idir

*Et à tous les martyres de la démocratie et
du combat identitaire.*

Sofiane

Dédicace

Je tiens dédier ce modeste travail à :

Mes chers parents qui m'ont donnés leurs encouragements

, conseils et renforcements.

Mes deux frères : Ali et Lyes.

Mon Binôme : Sofiane.

Tous mes collègues.

Toutes mes amies de l'université de MOULOUD MAMMERI DE

TIZI OUZOU.

Tous les personnes qui mon aidée.

Toute ma famille sans exception.

Idir

Tableau 2.1 : Classification des zones sismique (RPA, 2003).	26
Tableau 2.2: Coefficient « A » en fonction du groupe d'usage et de type de zone (RPA, 2003).	26
Tableau2.3 : Caractéristique de la digue.	28
Tableau 2.4 : Tableau de pente de talus de digue extrait du PNUD.....	29
Tableau 2.5 : Tableau des angles α_0 et β_0	31
Tableau 2.5 : résultats de calcul des paramètres de la digue.	41
Tableau 2.6 : Extrait des résultats du calcul des paramètres déterministes sans séisme et sans ligne de saturation.....	42
Tableau 2.7 : Résultats du calcul du coefficient de sécurité F_s sans séisme et sans ligne de saturation.	42
Tableau 2.8 : Extrait des résultats du calcul des paramètres déterministes sans séisme avec ligne de saturation.....	43
Tableau 2.9 : Résultats du calcul du coefficient de sécurité F_s sans séisme avec ligne de saturation.	43
Tableau 2.10 : Extrait des résultats du calcul des paramètres déterministes tenant compte du séisme et sans ligne de saturation.	44
Tableau 2.11 : Résultats du calcul du coefficient de sécurité F_s tenant compte du séisme et sans ligne de saturation.....	45
Tableau 2.12 : Extrait des résultats du calcul des paramètres déterministes avec séisme et ligne de saturation.....	45
Tableau 2.13 : Résultats du calcul du coefficient de sécurité F_s avec séisme et ligne de saturation.	46
Tableau 3.1 : Identification des variables intervenant dans le calcul de la digue.....	48
Tableau 3.2 : Coefficient accélération sismique A.....	48
Tableau 3.3 : Extrait du résultat de génération de la loi log normale de l'accélération "A" sur Microsoft Excel©.	52
Tableau 3.4.a : Paramètres de génération du coefficient A pour la zone I.....	54
Tableau 3.4.b : Paramètres de génération du coefficient A pour la zone IIa.....	55
Tableau 3.4.c : Paramètres de génération du coefficient A pour la de zone IIb.....	55

Tableau 3.4.d : Paramètres de génération du coefficient A pour la zone III.....	55
Tableau 3.5.a : Extrait des résultats de calcul de la probabilité de ruine dans la zone I.....	56
Tableau 3.5.b : Extrait des résultats Obtenus pour la stabilité au glissement dans la zone IIa.	57
Tableau 3.5.c : Extrait des résultats Obtenus pour la stabilité au glissement dans la zone IIb.	57
Tableau 3.5.d : Extrait des résultats Obtenus pour la stabilité au glissement dans la zone III.	58
Tableau 3.6 : Pf obtenu pour différentes valeurs de "A".....	58
Tableau 3.7: Niveaux de probabilité de défaillance acceptés par secteurs industriels.....	59
Tableau 3.8.a : Extrait des résultats de calcul de la probabilité de ruine dans la zone I.....	59
Tableau 3.8.b : Extrait des résultats Obtenus pour la stabilité au glissement dans la zone IIa.	60
Tableau 3.8.c : Extrait des résultats Obtenus pour la stabilité au glissement dans la zone IIb.	61
Tableau 3.8.d : Extrait des résultats Obtenus pour la stabilité au glissement dans la zone III.	61
Tableau 3.9 : Pf obtenu pour différentes valeurs de "A".....	62
Tableau 3.10 : Pf obtenu pour différentes valeurs de "A".....	63

Figure 1.1 : Digue homogène.	4
Figure 1.2 : Digue en enrochement.	4
Figure 1.3 : Digue terre-enrochement.....	4
Figure 1.4 : Digue zonée.....	5
Figure 1.5 : Glissement plan (Reid et al., 1999).....	6
Figure 1.6 : Glissement circulaire. (Reid et al., 1999).....	6
Figure 1.7 : Efforts appliqués dans un glissement plan (MELBOUCI, 2010).	8
Figure 1.8 : Forces agissantes sur une tranche.	9
Figure 1.9 : Forces appliquées sur une tranche.	11
Figure 1.10 : Représentation des forces sur une tranche selon Bishop.	12
Figure 1.11 : Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode de Spencer.....	13
Figure 1.12 : Illustration de la simulation de Monté Carlo.	20
Figure 1.13: Schéma explicatif des étapes de la simulation Monte Carlo (Désenfant et al, 2007).....	22
Figure 1.14: Organigramme du calcul de la probabilité de défaillance en utilisant la méthode des simulations de Monte Carlo.	22
Figure 2.1 : Schéma descriptif d'un talus d'une digue par la méthode de FELLENIUS.....	24
Figure 2.2 : Représentation de la force séismique.....	27
Figure 2.3 : Schéma descriptif de la digue.	28
Figure 2.4 : Représentation graphique de l'angle β et β'	29
Figure 2.5 : Représentation graphique de α_0 et β_0	30
Figure 2.6 : Abaque de Sanglerat (J.costet et G.Sanglerat, 1983).....	30
Figure 2.7 : Représentation graphique de la distance AB.	31
Figure 2.8 : Représentation graphique du rayon de rupture R.	31
Figure 2.9: Représentation graphique De la longueur L.....	32
Figure 2.10 : Représentation graphique de l'angle γ	32
Figure 2.11 : Représentation graphique de l'angle λ	33
Figure 2.12 : Représentation graphique de X_0 et Y_0	33
Figure 2.13 : Représentation graphique de X_c	34

Figure 2.14 : Représentation graphique de la tranche i dans le cercle de glissement.	34
Figure 2.15 : Représentation graphique des coordonnées de la tranche i	35
Figure 2.16 : Représentation graphique des coordonnées des tranche tranche (i) et $(i+1)$	35
Figure 2.17 : Représentation graphique de dLi	36
Figure 2.18 : Représentation graphique de $Ydig, i$	36
Figure 2.19 : Représentation graphique de Yn, i	37
Figure 2.20 : Organigramme de Point haut de chaque tranche du noyau Yni	37
Figure 2.21 : Tracé de ligne de saturation et la parabole de KOSENY.....	38
Figure 2.22 : Représentation graphique de Xm et $X'm$	39
Figure 2.23 : tracé de ligne de saturation, cercle de glissement d'une digue zonée.....	39
Figure 2.24 : Organigramme de hauteurs saturés et humides H_i de la tranche i	40
Figure 2.25 : Représentation graphique de W_i	41
Figure 3 1: Carte macrosismique de la zone centre de l'Algérie (par André Laurenti, Azurseisme.com)	49
Figure 3.2: Accélérogramme enregistré sur le site du barrage de Kheddara (CGS).	49
Figure 3.3 : Histogramme de pic d'accélération.....	50
Figure 3.4: Première étape pour générer une loi normal de l'accélération "A" Sur Microsoft Excel©.....	51
Figure 3.5 : Deuxième étape pour générer une loi normal de l'accélération "A" Sur Microsoft Excel©.....	51
Figure 3.6: Organigramme des étapes d'évaluation de la probabilité de défaillance en utilisant la méthode de simulation de Monte Carlo.....	53
Figure 3.7 : Courbe de la densité de la loi normale pour $Cv = 0.644$	54
Figure 3.8 : courbe de répartition de la loi normale.	54
Figure 3.9 : Courbe de l'évolution de P_f en fonction du nombre de tirage pour chaque zone sismique.....	56
Figure 3.10 : Courbe de probabilités P_f en fonction des zones sismiques	58
Figure 3.11 : Courbe de probabilités P_f en fonction des zones sismiques	62
Figure 3.12 : courbe de l'évolution de l'angle β en fonction des zones sismiques.	63

C : Cohésion interne du sol	[kg/m ³]
φ : Angle de frottement interne	[°]
γ_s : Masse volumique du terrain sec	[kg/m ³]
γ_h : Masse volumique du terrain humide	[kg/m ³]
γ_{sat} : Masse volumique du terrain saturé	[kg/m ³]
A : Coefficient de zone.....	
H : La hauteur de la digue	[m]
AC : La pente de la digue.....	
AB : Ligne de rupture	[m]
R : Rayon du cercle de rupture	[m]
β : Angle du parement de la digue	[°]
δ : angle du parement du noyau	[°]
L : La projection horizontale de AB	[m]
Xc : Projection horizontale de AC	[m]
α₀ : Angle alpha 0	[°]
β₀ : Angle beta 0	[°]
γ : Angle gamma	[°]
λ : Angle lambda	[°]
b : largeur de la tranche	[m]
H_i : Hauteur de chaque tranche	[m]
Y_o : Abscisse du cercle	[m]
X_o : Abscisse du cercle	[m]
X₁ : Abscisse du point 1 de chaque tranche	[m]
Y₁ : Ordonnée du point 1 de chaque tranche	[m]
X₂ : Abscisse du point 2 de chaque tranche	[m]
Y₂ : Ordonnée du point 2 de chaque tranche	[m]
X_m : Abscisse du point M de chaque tranche	[m]
Y_m : Ordonnée du point M de chaque tranche	[m]
Y_{cercle} : Ordonnée du point M de chaque tranche de la digue	[m]
Y_n : Point haut de chaque tranche du noyau	[m]
X_m : abscisse de X _m sur le repère de Kozeny	[m]
Y_k : Ordonnée de la ligne de saturation (Koseny)	[m]
dL : Longueur de l'arc de chaque tranche	[m]
C_v : Coefficient de variation	
σ : Ecart type	

mu : Moyenne statistique	
W : poids de la tranche	[Kg]
N : composantes normale de la force agissant à la base de la tranche	
T : composantes tangentielle de la force agissant à la base de la tranche	
S : projection horizontale de parement amont et aval du noyau	[m]
Xg : projection horizontale de la partie mouillée du parement amont de la digue	[m]
n.c : point d'intersection parement amont du noyau - Cercle de glissement	
Ψ : l'angle que fait le rayon R avec la normale N	[°]
θ : est l'angle que fait la normal N avec W	[°]
Fs : coefficient de sécurité.....	
P_f : probabilité de défaillance	
H_{p,h} : hauteur du parement humide	[m]
H_{p,s} : hauteur du parement saturé	[m]
H_{n,h} : hauteur du noyau humide	[m]
H_{n,s} : hauteur du noyau saturé	[m]

Introduction générale	1
Chapitre 1 : Revue bibliographique	
Introduction	3
1.1 Définitions	3
1.1.1 Digue en terre.....	3
1.2 Les risques et les digues	5
1.2.1 Tassement	5
1.2.2 Renversement.....	5
1.2.3 Glissement	5
1.3 Stabilité des talus d'une digue au glissement	7
1.4 Méthodes déterministes pour l'analyse de stabilité au glissement des digues	7
1.4.1 Cas d'un glissement plan	8
1.4.2 Cas d'un glissement circulaire	9
1.4.2.1 Méthode des tranches	9
1.5 Analyse fiabiliste de stabilité des digues	13
1.5.1 Contexte fiabiliste	14
1.5.2 Notion de probabilité	14
1.5.2.1 Qu'est-ce qu'une approche probabiliste?	14
1.5.2.2 Variable aléatoire et caractéristiques.....	15
1.5.3 Lois de probabilité d'une variable aléatoire.....	16
1.5.4 Démarche générale d'une analyse de fiabilité	18
1.5.5 Critères de défaillance et fonctions d'états limite.....	19
1.5.6 Mesure de la probabilité de défaillance	19
1.5.7 Méthode par simulation de Monte Carlo	20
Conclusion.....	23
Chapitre 2 : Analyse de la stabilité au glissement d'une digue de type zonée par une méthode déterministe	
Introduction	24
2.1 Exposé de la méthode FELLENIUS.....	24
2.1.1 Hypothèse admise par FELLENIUS.....	25
2.1.2 Calcul du coefficient de sécurité F_s sans séisme	25
2.1.3 Calcul du coefficient de sécurité F_s en tenant compte du séisme.....	26
2.2 Application de la méthode de Fellenius à l'analyse de la stabilité de la digue de retenue collinaire de type zoné.....	28
2.2.1 Présentation de la digue	28

2.2.2 Paramètre de la digue.....	29
2.3 Calcul déterministe du coefficient de sécurité F_s	34
2.4 Résultats du calcul déterministe	41
2.4.1 Paramètres de la digue	41
2.4.2 Résultats du coefficient de sécurité sans séisme et sans ligne de saturation	42
2.4.3 Résultats du coefficient de sécurité sans séisme avec ligne de saturation.....	43
2.4.4 Résultats du coefficient de sécurité en tenant compte du séisme et sans ligne de saturation.....	44
2.4.5 Résultats du coefficient de sécurité avec séisme et ligne de saturation.....	45
Conclusion.....	46

Chapitre 3 : Analyse fiabiliste de la stabilité au glissement d'une digue de type zonée

Introduction	47
3.1 Contexte probabiliste.....	47
3.2 Fonction d'état limite	48
3.3 Identification des variables.....	48
3.3.1 Génération de la variable aléatoire	49
3.4 Organigramme de calcul.....	52
3.5 Application de la méthode de Monte Carlo pour l'analyse d'une digue zonée.....	53
3.5.1 Paramètre de l'analyse	54
3.5.2 Evaluation de la probabilité de défaillance P_f	55
.....	58
3.6 Optimisation de la pente du talus amont de la digue.....	63
Conclusion.....	64
Conclusion générale.....	65

Références bibliographique

Annexes

***Introduction
Générale***

Les problèmes de stabilité des talus (naturels et/ou artificiels), telle que les digues en terre, ont depuis longtemps préoccupé les ingénieurs. Nombreux sont ceux qui se sont intéressés à ce problème et ont attaché leur nom : Fellenius, Bishop, Spencer,...etc. Chacun de ces auteurs a proposé une méthode d'analyse de stabilité de talus basé sur un calcul déterministe. La quasi-totalité des méthodes proposées sont celles du calcul à la rupture. Ces méthodes sont basées sur des hypothèses émises au sujet de la forme de la surface de glissement.

Toutefois, les incertitudes et aléas inhérents à chacun des paramètres intervenant dans le calcul ne sont pas pris en compte de manière rigoureuse. Un facteur de sécurité global de la stabilité de la digue basé sur les valeurs moyennes des paramètres de calcul est déterminé.

En 1928, dans le cadre d'un forum international, la notion de coefficient de sécurité fut critiquée car dépourvue de sens réel, cela n'éveilla qu'un faible écho dans le monde de la recherche et de la construction. Mais cela n'a pas empêché quelques chercheurs de mener des études sur l'évaluation de la résistance des matériaux et structures, afin de développer notamment les notions de base d'événements aléatoires. Dans le cadre d'un concours organisé par l'Académie Royale de Suède en 1938, Kjellmann et Wästlund (*Kjellmann, 1940*), (*Wästlund, 1940*) défendirent notamment l'introduction d'une approche probabiliste pour appréhender le problème de la sécurité dans l'évaluation des coûts.

Actuellement les avancées au niveau de la quantification des incertitudes liées au comportement des digues ont permis d'utiliser des approches fiabilistes pour une meilleure évaluation de la sécurité des ouvrages.

La théorie de la fiabilité propose une évaluation des structures neuves ou existantes par une approche probabiliste, en évaluant leur probabilité de défaillance. Cette probabilité est comparée à une valeur admissible fixée par les règlements, pour en juger de leur stabilité.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude qui consiste en une analyse mécano-fiabiliste de la stabilité au glissement d'une digue zonée de retenue collinaire, en utilisant à la fois la méthode de Fellenius et en utilisant la simulation de Monte Carlo classique. La variable aléatoire considérée est le coefficient d'accélération de zone sismique « A », tenant compte de la ligne de saturation en se basant sur la méthode Kozeny.

Pour mener cette étude nous avons décomposé le travail en trois chapitres.

Dans le premier chapitre, après avoir défini les différents types de digues, nous avons exposé les différentes méthodes de calcul déterministes de stabilité de leur talus. Un aperçu sur les théories de l'analyse fiabiliste est présenté ainsi que la méthode de monte Carlo en vue de son utilisation.

Le deuxième chapitre est consacré au développement de la méthode Fellenius. Cette méthode est appliquée pour l'analyse de la stabilité d'une digue zonée tenant compte en tenant compte à la fois du séisme et de la ligne de saturation pour la première fois.

Le troisième chapitre, la stabilité de la digue en question est analysée par une approche probabiliste, en utilisant la méthode de Monte Carlo classique. La variable aléatoire considéré est l'accélération de zone sismique, tenant compte pour la première fois de la ligne de saturation.

Les résultats de l'étude mécano-fiabiliste fera l'objet d'une conclusion générale.

Chapitre 1 :
Revue
bibliographique

Introduction

La stabilité de talus des digues en terre est un problème qui préoccupe les géotechniciens ainsi que les chercheurs. Les désordres engendrés par la rupture des pentes sont dévastatrices, souvent destructifs et parfois meurtriers.

De nombreuses méthodes de calcul de stabilité ont été proposées. Nous distinguons les méthodes déterministes et les méthodes fiabilistes.

Les méthodes déterministes se différencient par les hypothèses admises par leurs auteurs. Cependant, elles s'accordent toutes à définir un coefficient de sécurité global de la pente. Ces méthodes ne prennent pas en compte les incertitudes et aléas inhérents à chacun des paramètres intervenant dans le calcul de la stabilité de la digue.

Les méthodes fiabiliste quant à elles permettent d'évaluer la stabilité de la structure en prenant en comptes ces incertitudes.

Dans ce chapitre, nous présentons les méthodes déterministes permettant de calculer la stabilité des digues, ainsi que les méthodes fiabiliste les plus utilisées. Nous présentons également quelque définitions et notion de fiabilité

1.1 Définitions

1.1.1 Digue en terre

Les digues en terre sont des barrages souples aménagées au niveau de la dépression entre les collines. Elles permettent de collecter les eaux de pluie et de ruissèlement. Ces digues sont utilisées soit comme ouvrages de stockages des eaux de surface pour la consommation dans diverses activités humaines, ou bien comme moyen de diminution des débits de crues, qui peuvent se produire à un moment donné, pour la protection contre les inondations.

Les digues représentent un grand nombre en Algérie. Leur coup de réalisation n'est pas assez important car ils sont constitués de matériaux locaux (prés de site).

Nous distinguons trois types de digue en terre.

a. Digue en terre homogène

Elle est dite homogène lorsqu'elle est constituée d'un seul matériau (argile) relativement imperméable. Le talus amont est protégé par un enrochement contre l'érosion due aux vagues. Le talus aval peut être empierré ou engazonné (figure 1.1).

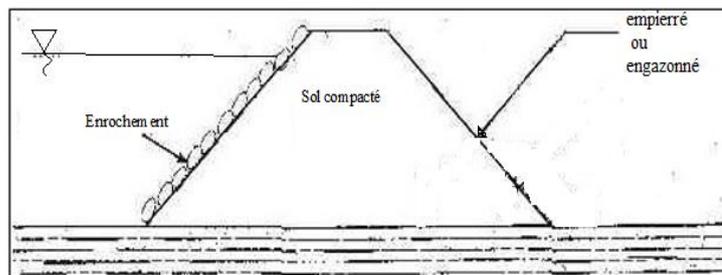


Figure 1.1 : Digue homogène.

b. Digue en enrochement

Ce type de digue est réalisable dans des sites où aucune terre n'est disponible sauf des enrochements. Ces derniers sont rangés sur toute la hauteur amont et aval. La stabilité et le non passage d'eau est assurée par un masque en béton (figure 1.2).

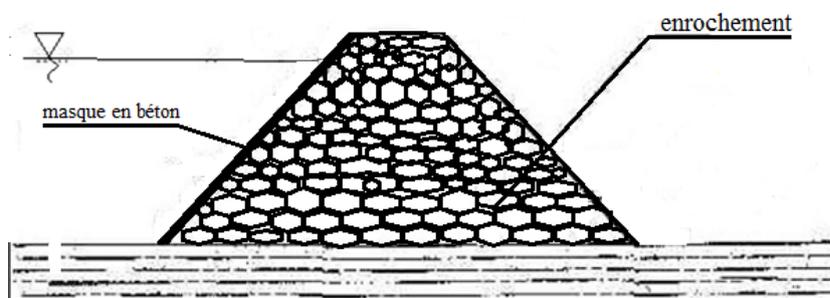


Figure 1.2 : Digue en enrochement.

c. Digue en terre-enrochement

Elle est composée d'un noyau d'argile, un enrochement bien posé sur toute la hauteur des côtes amont et aval de la digue (figure 1.3).

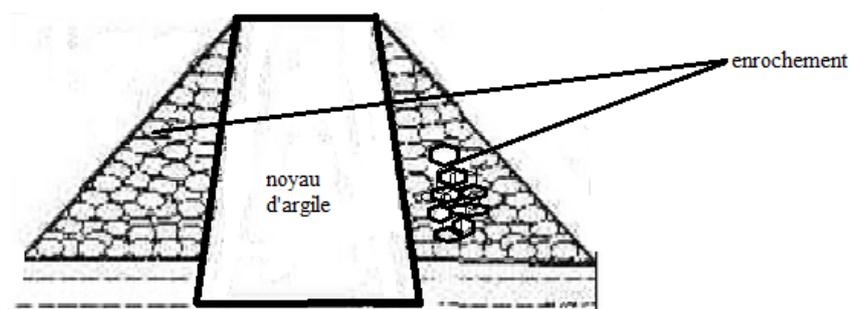


Figure 1.3 : Digue terre-enrochement

d. Digue zonée

Elle nécessite au maximum deux à trois matériaux de différentes caractéristiques, qui se décomposent en couche :

- Couche 1 : zone imperméable au centre de l'ouvrage (noyau). Elle est constituée de terre imperméable qui assure le rôle d'étanchéité.

- Couche 2 : zone semi-imperméable qui couvre la surface du noyau, elle est composée d'argile sableuse.
- Couche 3 : zone perméable située au-dessus de la couche 2. Elle est constituée généralement de gravier (figure 1.4).

Ces recharges à l'amont et à l'aval du noyau en zone centrale apportent la fonction de stabilité.

Enfin un masque en enrochement contre l'érosion due aux vagues.

Remarque : Il peut y'avoir que deux couches dans une digue zonée; zone imperméable et zone perméable.

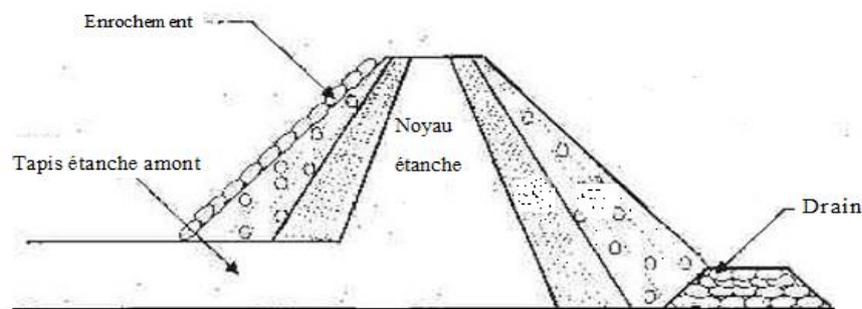


Figure 1.4 : Digue zonée.

1.2 Les risques et les digues

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

1.2.1 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.

1.2.2 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.

1.2.3 Glissement

C'est le mouvement de roches, de débris ou de sol, le long d'une pente. Le glissement se produit généralement dans des matériaux faiblement cohérents. 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 plusieurs types de glissements.

a. Glissements plan

Il se produit suivant un plan, au niveau d'une surface de discontinuité géologique : entre deux matériaux de nature différente (Figure 1.5). La ligne de rupture suit une couche mince de mauvaises caractéristiques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau.

Les glissements plans peuvent être parfois assimilés à un écoulement, car ils font intervenir des masses rocheuses qui glissent sur leurs joints de stratification en provoquant, par leur soudaineté, une impression d'écroulement. Les discontinuités qui favorisent le glissement le long d'un versant sont inclinées dans le sens de la pente et constituent des surfaces de glissements potentiels. Lors d'un glissement translationnel, les couches de terrain ou les ensembles de couches stratifiées glissent sur une zone de faiblesse existante. En plan, la taille de tels glissements est très variable et l'épaisseur des masses en mouvement atteint fréquemment plusieurs dizaines de mètres.

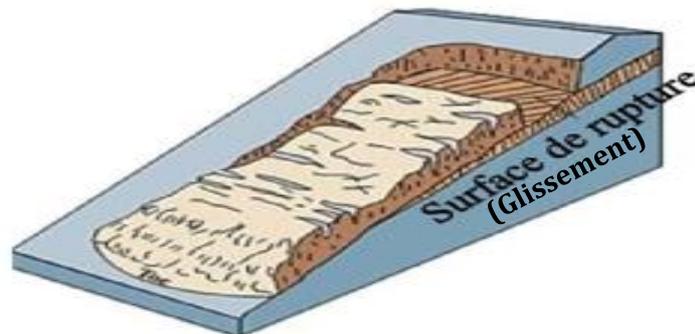


Figure 1.5 : Glissement plan (Reid et al., 1999).

b. Glissements circulaires

Le terrain glisse le long d'une surface creuse ayant la forme d'une cuillère (figure 1.6). Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est homogène.

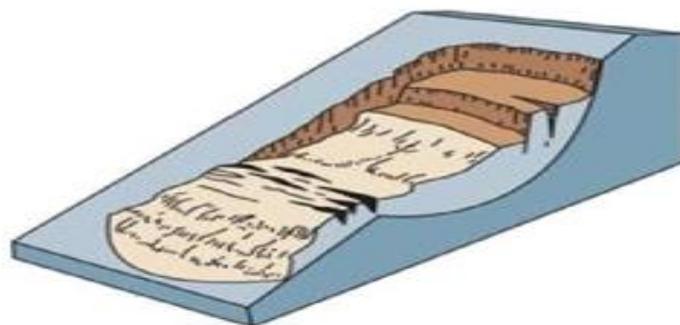


Figure 1.6 : Glissement circulaire. (Reid et al., 1999).

➤ Causes des glissements de terrain

En règle générale, les glissements sont dus à des modifications soit dans les moments stabilisants, soit dans les moments moteurs. Il y a rupture lorsque les moments moteurs sont supérieurs ou égale aux moments stabilisants, d'origine naturelle ou anthropique.

1.3 Stabilité des talus d'une digue au glissement

La première démarche pour évaluer la sécurité du talus amont de la digue est de calculer son coefficient de sécurité F_s . Le talus est dit stable si $F_s > 1.4$.

Le facteur de sécurité F_s est calculé comme suit :

$$F_s = S / R \quad (1.1)$$

S : force stabilisatrice,

R : la force motrice.

Où bien :

$$F_s = M_s / M_m \quad (1.2)$$

M_s : moment stabilisant,

M_r : moment moteur.

- **Causes augmentant les moments moteurs**

- augmentation de la hauteur d'une pente,
- érosion du sol au pied de la pente,
- ajout d'une charge au sommet,
- augmentation de la pression d'eau dans les fissures,
- augmentation du poids volumique par saturation,
- séisme ou charge dynamique.

- **Causes diminuant les moments résistants**

- liquéfaction des sols (transformation de l'état solide à l'état liquide),
- gonflement des sols et annulation de la succion,
- changement de hauteur des vagues,
- rupture progressive.

1.4 Méthodes déterministes pour l'analyse de stabilité au glissement des digues

Les méthodes déterministes pour l'analyse de la stabilité des pentes sont basées sur le principe de la méthode des blocs. Cependant, elles diffèrent par les hypothèses

supplémentaires qu'elles adoptent chacune pour la résolution du système d'équations, qui est statiquement indéterminé (KHEMISSA, 2006).

1.4.1 Cas d'un glissement plan (MELBOUCI, 2010)

Pour cause de simplification de calcul, on considère des surfaces de glissement planes. Mais dans la réalité du terrain les surfaces de glissement sont courbes. Cependant, dans des cas particuliers, on peut admettre des rayons de courbure infinis. Ce qui nous amène à des glissements plans.

Dans cette méthode on considère une pente infinie. Le glissement est supposé se produire le long d'un plan parallèle à la face de la pente. Les deux surfaces sont parallèles, les contraintes sont les mêmes en tous points et parallèles aux deux plans qui sont perpendiculaires à la pente A-A' et B-B' (Figure 1.7).

Le coefficient de sécurité F_s est déterminé en fonction des forces ou des moments des forces résistantes et motrices.

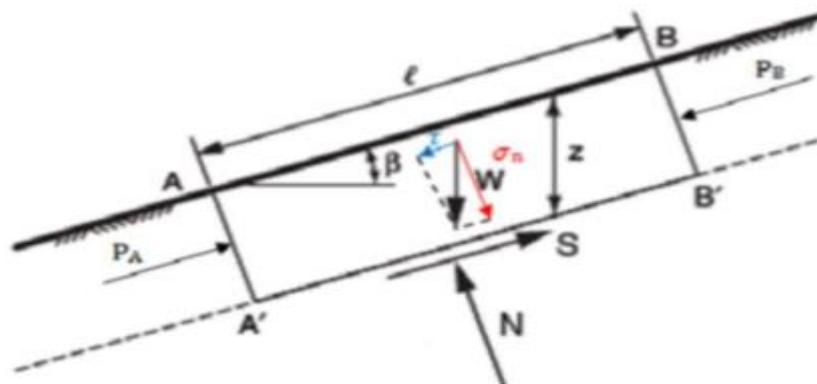


Figure 1.7 : Efforts appliqués dans un glissement plan (MELBOUCI, 2010).

Le calcul du coefficient de sécurité dans le cas d'un glissement plan de longueur infinie se fait comme suit:

On considère un talus indéfini incliné d'un angle β , formé de sol homogène de caractéristiques, C' , ϕ' , γ' .

Les équations d'équilibre sont calculées en considérant un bloc rectangulaire comme celui de la Figure 1.7. Pour une pente infinie, les forces sur les deux extrémités du bloc seront identiques en amplitude, en sens opposé, et colinéaires. Ainsi, les forces sur les extrémités du bloc équilibrent exactement les unes aux autres et peuvent être ignorées dans le calcul.

- Equilibre des forces au plan AB :

P_A et P_B s'équilibrent

$$W = \gamma \cdot Z \cdot AB \cdot \cos \beta \quad (1.3)$$

$$N = \gamma \cdot Z \cdot AB \cdot \cos^2 \beta \quad (1.4)$$

- Les contraintes normales et de cisaillement sur le plan de cisaillement sont constants pour une pente de longueur infinie pour obtenir:

$$\tau = \gamma.Z. \cos\beta. \sin\beta \quad (1.5)$$

$$\sigma = \gamma.Z.\cos \beta \quad (1.6)$$

- La résistance au cisaillement du sol:

$$S=C'.AB+tg\phi.AB \quad (1.7)$$

- Le coefficient de sécurité est donné par :

$$F_s = \frac{C' + \gamma Z . \cos^2 \beta . tg \phi}{\gamma Z . \cos \beta . \sin \beta} \quad (1.8)$$

1.4.2 Cas d'un glissement circulaire

Le calcul est effectué le long d'un cercle de glissement. Les principales forces agissant sont la pesanteur, l'écoulement de l'eau et la résistance au cisaillement.

1.4.2.1 Méthode des tranches (MASEKANYA, 2008)

Le principe de base de toutes ces méthodes est de découper le volume de sol étudié en un certain nombre de tranches et d'appliquer les différentes forces comme le montre à titre indicatif la figure 1.8. Toutes ces méthodes ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois :

- la surface critique,
- les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface,
- le facteur de sécurité (sur le critère de rupture) en partant des équations d'équilibre.

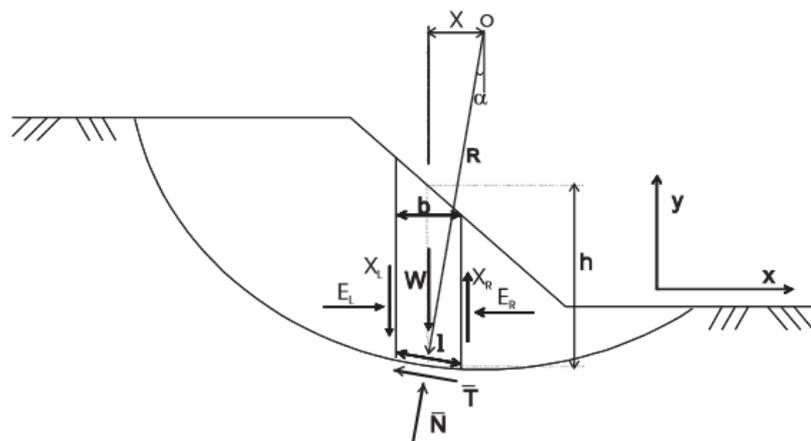


Figure 1.8 : Forces agissantes sur une tranche.

W : poids de la tranche,

N, T : composantes normale et tangentielle de la force agissant à la base de la tranche,

X, E : composantes verticale et horizontale des forces inter tranche,

b : épaisseur de la tranche ($b = l. \cos\alpha$),

α : angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale,

R : rayon du cercle de rupture de centre O,

l : longueur du plan de glissement de la tranche,

x : bras de levier du poids des terres.

Définissons les efforts : $N=l \cdot \sigma$ et $T=l \cdot \tau_m$ (1.9)

Où τ_m est la contrainte de cisaillement mobilisée à la base de la tranche qui peut être exprimée par:

$$\tau_m = \frac{\tau}{F_s} \quad (1.10)$$

Où τ est donnée par l'équation de Mohr- Coulomb: $\tau = c' + (\sigma - \mu) \operatorname{tg} \varphi$

F_s est le facteur de sécurité par lequel la résistance au cisaillement du sol doit être réduite pour amener la masse de sol dans un état d'équilibre limite.

Il vient alors:

$$T = \frac{\tau}{F_s} l = \frac{l}{F_s} [c' + (\sigma - \mu) \operatorname{tg} \varphi] \quad (1.11)$$

F_s est le facteur de sécurité

Il vient alors Pour une tranche en projetant verticalement toutes les forces :

$$N \cos \alpha + T \sin \alpha = W - (X_R - X_L) \quad (1.12)$$

Si on remplace T par sa valeur (équation (1.11)), on obtient :

$$N = [W - (X_R - X_L) - \frac{l}{F_s} (c' \sin \alpha - \mu \operatorname{tg} \varphi \sin \alpha)] / m_\alpha \quad (1.13)$$

Avec :

$$m_\alpha = \cos \alpha \left(1 + \operatorname{tg} \alpha \frac{\operatorname{tg} \varphi}{F_s} \right) \quad (1.14)$$

En projetant horizontalement toutes les forces, on obtient :

$$T \cos \alpha - N \sin \alpha + E_R - E_L = 0 \quad (1.15)$$

Si on remplace T par sa valeur (équation (1.11)), on obtient :

$$E_R - E_L = N \sin \alpha - \frac{l}{F_s} [(N - \mu l) \operatorname{tg} \varphi] \cos \alpha \quad (1.16)$$

On peut définir le coefficient de sécurité comme suit :

- soit on le définit à partir de l'équilibre des moments de toutes les forces et on va le désigner par F_m ;
- soit on le définit à partir de l'équilibre global des forces horizontales. Les unes tendant à bouger la masse de sol, les autres tendant à la stabiliser, et on va le désigner par F.

➤ **Equilibre global des moments**

$\sum W \cdot x = \sum T R$ et si on remplace T par sa valeur (l'équation (1.11)) et x par $R \sin \alpha$ on obtient :

$$F_m = \frac{\sum [c'l + (N - ul) \operatorname{tg} \varphi]}{\sum W \sin \alpha} \quad (1.17)$$

➤ **Equilibre global des forces**

En absence de tout chargement de la masse de sol étudiée

$$F_f = \frac{\sum [c'l + (N - ul) \operatorname{tg} \varphi] \cos \alpha}{\sum N \sin \alpha} \quad (1.18)$$

$$\sum E_R - E_L = 0; \sum X_R - X_L = 0$$

D'où, l'équation (1.16) donne :

$$F_f = \frac{\sum [c'l + (N - ul) \operatorname{tg} \varphi] \cos \alpha}{\sum N \sin \alpha} \quad (1.19)$$

En général, les deux facteurs de sécurité sont assez proches et BISHOP [1955] montre que F_m est moins sensible aux hypothèses sur les forces inter tranches. Pour trouver les deux facteurs de sécurité F_m et F_f , certaines hypothèses doivent être posées pour résoudre les équations. A titre indicatif, nous citons certaines méthodes d'équilibre limite et leurs hypothèses.

a. Méthode de Fellenius (1927)

La méthode suppose une surface de glissement circulaire et divise le talus en tranches. Elle néglige les forces entre les tranches verticales et horizontales (figure 1.9). A partir des équations (1.12) et (1.15), la force normale N devient :

$$N \cdot \cos \alpha + T \cdot \sin \alpha = W$$

$$T \cdot \cos \alpha - N \cdot \sin \alpha = 0$$

D'où : $N = W \cdot \cos \alpha$ (1.20)

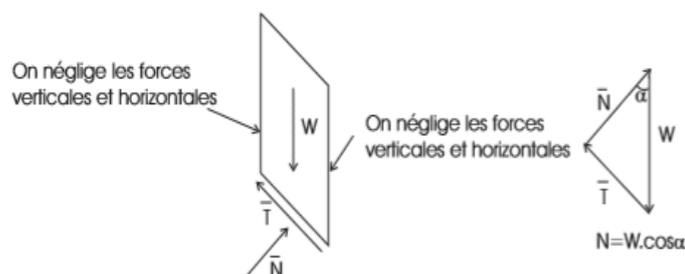


Figure 1.9 : Forces appliquées sur une tranche.

La méthode de Fellenius vérifie l'équilibre global des moments tout en négligeant les forces entre tranches comme nous venons de le voir ; ce qui fait qu'en remplaçant dans l'équation (1.17) N par la valeur trouvée ($N=W \cos \alpha$)

$$F_m = \frac{\sum (c' l + (w \cos \alpha - \mu l) \operatorname{tg} \varphi')}{\sum w \sin \alpha} \quad (1.21)$$

b. Méthode de Bishop (1955)

La méthode suppose une surface de glissement circulaire. Elle néglige les forces verticales entre les tranches (figure 1.10).

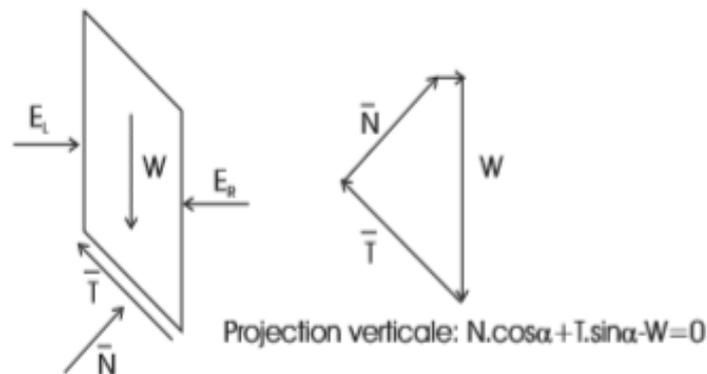


Figure 1.10 : Représentation des forces sur une tranche selon Bishop.

La méthode de Bishop vérifie l'équilibre des moments ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais elle néglige l'équilibre horizontal des forces.

L'équilibre vertical donne d'après l'hypothèse faite sur les forces entre les tranches [$X_R - X_L = 0$], nous aurons:

$$N = [W - \frac{1}{F_s} (c' l \sin \alpha - \mu l \operatorname{tg} \varphi \sin \alpha)] / m_\alpha \quad (1.22)$$

Si on remplace N dans l'équation [1.16] nous aurons

$$F_m = \frac{\sum [c' l \cos \alpha + (W - \mu l \cos \alpha) \operatorname{tg} \varphi]}{\sum W \sin \alpha} \quad (1.23)$$

Avec :

$$m_\alpha = \cos \alpha \left(1 + \operatorname{tg} \alpha \frac{\operatorname{tg} \varphi}{F_m} \right) \quad (1.24)$$

Nous constatons que le coefficient de sécurité F_m (dû à l'équilibre moment) se retrouve dans les deux membres de l'équation (1.23), et donc, la résolution passe par des techniques itératives. Généralement, on prend la valeur du coefficient obtenue avec la méthode de Fellenius comme point de départ de cette itération (MASEKANYA, 2008)

c. Méthode de Spencer (1967), Morgenstern-Price (1965)

La méthode suppose une surface de glissement non circulaire. Elle suppose que les forces entre les tranches sont parallèles entre elles afin de rendre le problème déterminé (figure 1.11). 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.

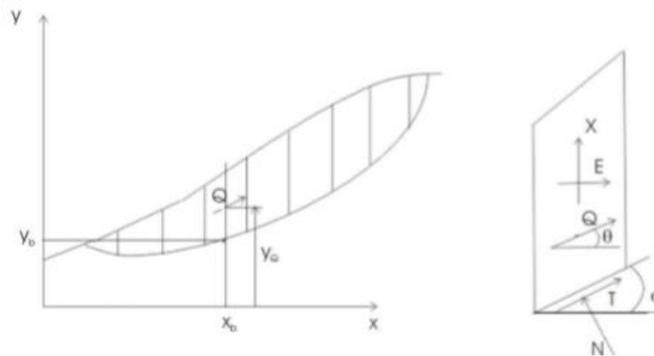


Figure 1.11 : Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode de Spencer.

Pour SPENCER (1967) l'inclinaison θ est constante et pour MORGENSTERN et PRICE (1965) le rapport $X/E = \lambda f(x)$, où $f(x)$ est une fonction qui varie continuellement le long de la surface de glissement, λ étant le facteur d'échelle.

Dans ce travail, nous ne donnons pas les détails de toutes ces méthodes classiques, qui par ailleurs ont été développées depuis longtemps par plusieurs chercheurs. Pour plus de détails, nous suggérons les références ANDERSON et RICHARDS (1987), DUNCAN et WRIGHT (2005) et Jean-Pierre MASEKANYA.2008. La méthode Fellenius fait par contre l'objet de notre deuxième chapitre.

1.5 Analyse fiabiliste de stabilité des digues

La théorie de la fiabilité 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.

1.5.1 Contexte fiabiliste

L'évaluation de la performance d'une structure est un enjeu important qui se pose dès la construction de cette structure et reste présent tout au long de sa vie.

- **Notions de performance structurale**

On appelle performance structurale la capacité de la structure à remplir les exigences pour lesquelles elle est conçue et exploitée. On répartit ces exigences de performance en trois catégories :

- ⇒ La sécurité structurale, qui assure la résistance de la structure aux actions prévues en situation normale ainsi que sa robustesse en situation exceptionnelle ;
- ⇒ L'aptitude au service, qui assure le maintien de l'exploitation de la structure ;
- ⇒ La durabilité, qui décrit l'aptitude de la structure à demeurer en état d'accomplir ses performances de sécurité structurale et d'aptitude au service dans des conditions données d'utilisation et de maintenance sur une durée de service définie.

La mesure de la performance structurale vise à quantifier l'écart entre les modes de fonctionnement acceptables de la structure et les modes de fonctionnement à éviter, en fonction des caractéristiques de résistance de la structure et des actions susceptibles de conduire à sa ruine.

1.5.2 Notion de probabilité

1.5.2.1 Qu'est-ce qu'une approche probabiliste?

On appelle approche probabiliste la méthode qui s'appuie sur la théorie de la fiabilité pour évaluer la probabilité de défaillance ou l'indice de fiabilité de la structure. Le mode de fonctionnement de la structure est décrit par un état limite mais les incertitudes liées aux paramètres d'entrée sont introduites sous forme de loi de probabilité affectée à chaque variable. Ces lois de probabilité sont établies à partir d'études statistiques sur les paramètres concernés. La théorie des probabilités est dite discrète ou continue. Dans le cas discret, c'est-à-dire pour un nombre au plus dénombrable d'états possibles, la théorie des probabilités se rapproche de la théorie du dénombrement ; alors que dans le cas continu, la théorie de l'intégration et la théorie de la mesure donnent les outils nécessaires.

Cette approche nous permette de calculer la probabilité de dépassement du critère d'état limite, appelée probabilité de défaillance P_f , que l'on compare à une probabilité de défaillance acceptable P_f limite.

$$P_{(\text{succès})} = \frac{\text{nombre de succès}}{\text{nombre total d'expériences}}$$

$$P_{(\text{échec})} = \frac{\text{nombre de d'échecs}}{\text{nombre total d'expériences}}$$

La démarche probabiliste permet la modélisation réaliste et la quantification des effets des incertitudes sur la performance du système à travers le concept de la probabilité de défaillance ou de dysfonctionnement, notée P_f (c'est le complément par rapport à 1 de la probabilité de bon fonctionnement). Ainsi, elle permet d'orienter les opérations de maintenance, en fonction de l'influence des incertitudes sur les paramètres du système.

Une démarche probabiliste dans le processus de conception de produit nouveau est une méthodologie composée d'un ensemble d'outils mécaniques et statistiques très puissants, permettant principalement:

- Le calcul et l'optimisation de la fiabilité d'une structure afin d'améliorer la qualité de ses composants,
- L'étude de l'effet des variations des caractéristiques matériaux, des variations des dimensions et des variations de l'environnement, sur la durée de vie d'une structure,
- Le dimensionnement d'une structure par rapport à un objectif de fiabilité donné en calculant sa probabilité de défaillance (**TEBBI, 2005**).

1.5.2.2 Variable aléatoire et caractéristiques

a. Variable aléatoire

Définis comme aléatoires pour tenir compte des incertitudes (tels que l'amplitude des séismes) qui planent sur leur valeur. On les appelle alors variables aléatoires et on leur affecte une loi de probabilité qui décrit leur variabilité. On caractérise généralement les lois de probabilité par leur valeur moyenne, leur écart-type et le coefficient de variation.

b. 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 (**Carlton et al, 2014**), (**Igor et al, 2006**).

$$Var(X) = E[(X - \mu)^2] \quad (1.25)$$

c. Ecart-types

L'écart type (équation (1.26)) 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 (**Carlton et al, 2014**), (**Igor et al, 2006**).

$$\sigma(X) = \sqrt{\text{Var}(X)} \quad (1.26)$$

d. Moyenne

La moyenne est le quotient de la somme de toutes les valeurs de cette série par l'effectif total.

e. Coefficient de variation

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

$$C_V = \frac{\sigma(X)}{X} \quad (1.27)$$

Ce facteur adimensionnel caractérise la dispersion intrinsèque de la variable aléatoire.

1.5.3 Lois de probabilité d'une variable aléatoire

Pour apprécier pleinement une variable aléatoire, il est important de connaître quelles valeurs reviennent plus fréquemment et quelles sont celles qui apparaissent plus rarement. Une variable aléatoire est totalement définie par sa loi de probabilité. Les principales lois de distributions utilisées dans l'analyse fiabiliste (loi normale, log normale,...). La notion de loi de distribution est considérée comme la propriété la plus importante d'une variable aléatoire, ainsi elle caractérise la probabilité avec laquelle elle peut prendre certaines valeurs. Pour décrire cette probabilité de manière commode, on utilise deux fonctions : la fonction de répartition et la fonction densité de probabilité. La première peut être définie pour des variables discrètes et continue tandis que la deuxième n'est définie que pour les variables aléatoires continues (Aliche, 2016).

- **Loi normale (Laplace-Gauss) (TEBBI, 2005)**

La loi normale est très répandue parmi les lois de probabilité car elle s'applique à de nombreux phénomènes. En fiabilité, la distribution normale est utilisée pour représenter la distribution des durées de vie de dispositifs en fin de vie, car le taux de défaillance est toujours croissant. On ne l'utilisera que si la moyenne des durées de vie est supérieure à trois fois l'écart type. En effet, t est toujours positif, alors que la variable normale est définie de $-\infty$ à $+\infty$; la restriction imposée réduit la probabilité théorique de trouver une durée de vie négative à environ 0.1 %.

La densité f de probabilité d'une loi normale de moyenne μ et d'écart-type σ s'écrit :

$$f(t) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{t-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad (1.28)$$

La fonction de répartition s'écrit :

$$F(t) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} dx \quad (1.29)$$

La fiabilité est donnée par: $R(t) = 1 - \Phi((t-\mu)/\sigma)$; Où Φ est la fonction de répartition de la loi normale centrée ($\mu = 0$) réduite ($\sigma = 1$) :

$$\Phi(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int e^{-\frac{\mu^2}{2}} dx \quad (1.30)$$

• **Loi log normale (ou de Galton) (TEBBI, 2005)**

Une variable aléatoire continue et positive T est distribuée selon une loi log-normale si son logarithme népérien est distribué suivant une loi normale. Cette distribution est largement utilisée pour modéliser des données de vie, en particulier les défaillances par fatigue en mécanique.

La densité f de probabilité d'une loi log-normale de paramètres positifs, moyenne μ et d'écart-type σ μ et σ est :

$$f(t) = \frac{1}{\sigma.t.\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\log(t)-\mu}{\sigma}\right)^2} ; t > 0 \quad (1.31)$$

La fonction fiabilité :

$$R(t) = 1 - \Phi\left(\frac{\log(t)-\mu}{\sigma}\right) \quad (1.32)$$

$$R(t) = 1 - \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int \frac{1}{x} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\log(x)-\mu}{\sigma}\right)^2}$$

Φ : Fonction de répartition de la loi normale centrée réduite.

Le domaine de définition n'étant jamais négatif, il n'y a aucune limitation à l'emploi de la distribution log-normale en fiabilité. Le taux de défaillance est croissant dans le début de vie puis décroissant en tendant vers zéro et la distribution est très dissymétrique.

• **Lois de valeurs extrêmes (La loi de Weibull) (TEBBI, 2005)**

C'est la plus populaire des lois utilisée dans plusieurs domaines (électronique, mécanique,...etc.). Elle permet de modéliser en particulier de nombreuses situations d'usure de matériel. Elle caractérise le comportement du système dans les trois phases de vie : période de jeunesse, période de vie utile et période d'usure ou vieillissement. Dans sa forme la plus générale, la distribution de Weibull dépend des trois paramètres suivants : β , η et γ . La densité de probabilité d'une loi de Weibull a pour expression :

$$f(t) = \frac{\beta}{\eta} \left(\frac{t-\gamma}{\eta}\right)^{\beta-1} e^{-\left(\frac{t-\gamma}{\eta}\right)^\beta} \quad ; \quad t \geq \gamma \quad (1.33)$$

avec : β est le paramètre de forme ($\beta > 0$).

η est le paramètre d'échelle ($\eta > 0$).

γ est le paramètre de position ($\gamma \geq 0$).

La fonction fiabilité s'écrit :

$$R(t) = e^{-\left(\frac{t-\gamma}{\eta}\right)^\beta} \quad (1.34)$$

Le taux de défaillance est donnée par:

$$\lambda(x) = \frac{\beta}{\eta} \left(\frac{t-\gamma}{\eta}\right)^{\beta-1} \quad (1.35)$$

Suivant les valeurs de β , le taux de défaillance est soit décroissant ($\beta < 1$), soit constant ($\beta = 1$), soit croissant ($\beta > 1$).

Le cas $\gamma > 0$ correspond à des dispositifs dont la probabilité de défaillance est nulle jusqu'à un certain âge γ .

1.5.4 Démarche générale d'une analyse de fiabilité

L'étude génie civil pour les structures vis-à-vis des actions extérieures, comme le séisme et la variation de la charge d'exploitation..., a conduit à introduire dans tous les règlements et codes de calcul et notamment les Euro codes des coefficients et des facteurs multiplicateurs des actions et résistances ; dits coefficients partiels de sécurité. Ces coefficients empiriques sont déterminés et calibrés par le retour d'expérience (Lemaire, 2009), ces derniers nous permettent d'assurer à notre structure sa stabilité malgré les nombreuses incertitudes liées aux aléas sur les grandeurs, et aux phénomènes non pris en compte .mais certes ce dimensionnement nous conduit à la sur estimation de ces paramètres incontrôlé ; ce qui affecterait le cout de notre ouvrage.

Le travail d'un ingénieur consiste à construire des ouvrages plus fiable et plus économique, pour cela, les ingénieurs du domaine ont développé un nouveau concept de sécurité basé sur la théorie de la fiabilité structurale et de ses outils de calcul qui devraient satisfaire ses exigences.

L'évaluation de fiabilité mécanique consiste à calculer la probabilité qu'un ouvrage ou un système, soumis à des aléas (séisme, vent, fatigue,...), soit capable de satisfaire l'intégralité de ces besoins et ce pour une durée de vie donnée. L'évaluation de cette probabilité nous impose une méthodologie rigoureuse en quatre étapes (**aliche, 2016**) :

- Définir un modèle mécanique déterministe adapté au problème traité. Ce modèle intègre la géométrie de la structure, les propriétés mécaniques des matériaux et les conditions aux limites.
- Identifier les paramètres aléatoires du modèle et les caractérisées par des lois de probabilité adéquates.
- Définir la ou les fonctions d'états limites (scénario de défaillance) dont on veut évaluer la probabilité qu'il(s) soi(en)t dépassé(s).
- Evaluer des probabilités de dépassement des états-limites et études de sensibilité éventuelles.

1.5.5 Critères de défaillance et fonctions d'états limite

Cette étape consiste à préciser l'état limite au-delà duquel l'ouvrage est considéré comme défaillant, en procédant à définir un certain nombre de scénarios de défaillance de la structure.

Ces fonctions, appelées fonctions de performance (ou d'état limite), correspondent à des exigences en termes de tenue mécanique au d'aptitude au service (la défaillance est associée à la ruine du système dans le premier cas et au dépassement excessifs de la capacité dans le second).

Un critère de défaillance est décrit par une fonction de performance notée $G(X)$ dépendant des variables aléatoires du modèle (Mébarki, 2003). Cette fonction délimite le domaine de bon fonctionnement de l'ouvrage D_s de celui de défaillance D_f . Son expression est donnée par la relation (1.36) (Lemaire, 2005) :

$$G(x) = R(x) - S(x) \quad (1.36)$$

Par convention, on définit le domaine de sûreté D_s et le domaine de défaillance D_f de \mathbb{R}^k comme suit (Aliche, 2016) :

$$D_s = \{X\} \in \mathbb{R}^k, G(X) > 0 \quad (1.37)$$

$$D_f = \{X\} \in \mathbb{R}^k, G(X) < 0 \quad (1.38)$$

1.5.6 Mesure 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 aléatoires, de connaître la probabilité P_f de se trouver dans le domaine de défaillance.

La fiabilité F d'une structure est définie comme suit :

$$F = 1 - P_f \quad (1.39)$$

Où la probabilité de défaillance P_f correspond à la probabilité d'occurrence de l'évènement

$$D'où : \quad P_f = P(G(X) \leq 0) \quad (1.40)$$

On cherche à connaître la loi de probabilité pour que, notre structure ne dépasse pas l'état limite an étant soumise à une action. Ainsi, si nous faisons introduire la notion de densité de probabilité conjointe $f_{(X)}$ des variables aléatoires $\{X\}$ du modèle, dont les réalisations sont $\{X\} = \{x_1, x_2, \dots, x_n\}$ l'évaluation de la probabilité de défaillance peut se ramener essentiellement à l'étude de l'intégrale (Lemaire, 2005) :

$$P_f = \int f_x(x) dx \quad (1.41)$$

La résolution analytique de l'intégrale est très difficile. Toutes fois, il existe des méthodes qui simplifient la résolution de cette intégrale, pour estimer la probabilité de défaillance P_f .

Pour la résolution de cette équation plusieurs méthodes sont proposées, à savoir :

- Les méthodes d'approximation FORM (First Order Reliability Method) et SORM (Second Order Reliability Method),
- Méthode de simulation de Monte Carlo,
- La méthode analytique de surface de réponse.

Dans le cas de notre travaille nous nous intéressent à la méthode de Monte Carlo.

1.5.7 Méthode par simulation de Monte Carlo (Lemaire, 2009).

Cette méthode, consiste à déterminer un estimateur P_f par succession de tirages aléatoires indépendants. On réalise ainsi un nombre N_t important de tirages des variables aléatoires en accord avec leur loi de distribution conjointe (loi Log Normal, loi Normal, uniforme ...etc).

La figure 1.12 illustre le principe de la méthode de Monte-Carlo.

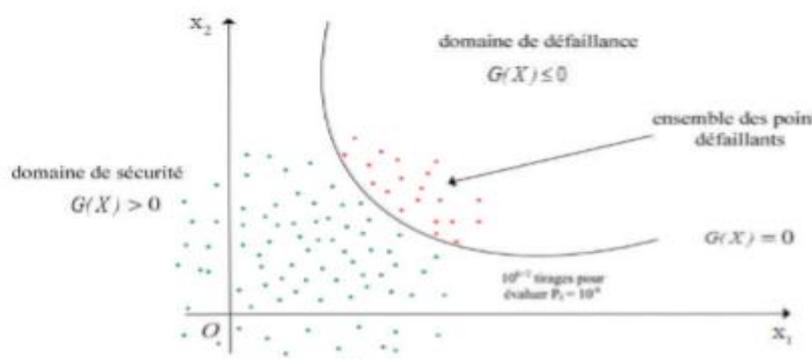


Figure 1.12 : Illustration de la simulation de Monté Carlo.

Les valeurs des variables de base (le vecteur $\{X\}$ qui représente le vecteur $\{A\}$, accélération de zone sismique) sont échantillonnées aléatoirement en fonction des distributions de probabilité de $\{A\}$. Le nombre de tirage N sortant dans le domaine de défaillance D_f , c'est-à-dire le nombre de tirage satisfaisant la condition de $G(x) \leq 0$, est identifié. La probabilité de défaillance P_f est alors :

$$P_f = \left[\int_{G(x) \leq 0} f_x(x) dx_1 \dots dx_n = \int_{D_f} f_x(x) I_{G(x) \leq 0}(x) dx_1 \dots dx_n \right] \quad (1.42)$$

Où $f_x(x)$ est la densité conjointe de probabilité du vecteur aléatoire X et D_f le domaine d'intégration de défaillance. La fonction I_d est une fonction d'indicateur identifiant le domaine de défaillance

Avec :

$$\begin{aligned} I_d &= 1 \quad \text{si } G(x) \leq 0 \\ I_d &= 0 \quad \text{si } G(x) > 0 \end{aligned} \quad (1.43)$$

Pour N_t simulations des vecteurs aléatoires X , la probabilité de défaillance P_f est approchée par la moyenne des $P_i = I_{G(x) \leq 0}(x_i)$.

On en déduit alors la probabilité de défaillance par un traitement statistique direct:

$$P_f = \frac{\sum_{i=1}^{N_t} I_d}{N_t} \quad (1.44)$$

N_t : nombre de tirage effectué.

➤ Résumé des Etapes de la simulation Monte Carlo

La résolution de l'intégrale (1.42), en utilisant la méthode de simulation de Monte Carlo, peut se résumer étape par étape selon le processus suivant (Désenfant et al, 2007) (Figure 3.2) :

- 1- Définir le modèle mathématique (les fonctions d'état limites),
- 2- L'identification des variables aléatoire,
- 3- Associer à chaque grandeur d'entrée une distribution (normale, Log Normal, ... etc.),
- 4- Générer N réalisations de chaque grandeur d'entrée par tirage, selon leur fonction de probabilité,
- 5- Évaluer la valeur de la fonction d'état limite,
- 6- Répéter 1 à N jusqu'à ce qu'un nombre suffisant de tirage soit atteint,
- 7- Estimer la probabilité en fonction du nombre des cas de défaillance par rapport au nombre total des tirages effectués.

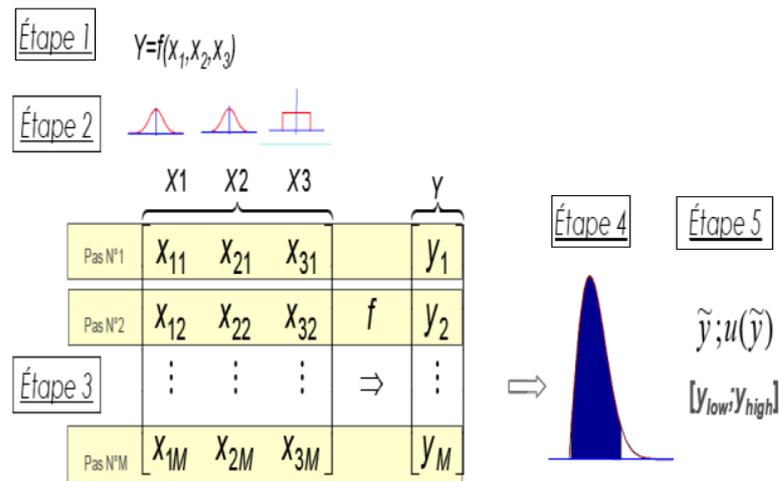


Figure 1.13: Schéma explicatif des étapes de la simulation Monte Carlo (Désenfant et al, 2007).

L'organigramme d'évaluation de la probabilité de défaillance en utilisant la méthode de simulation de Monte Carlo est décrit dans la figure 1.14 :

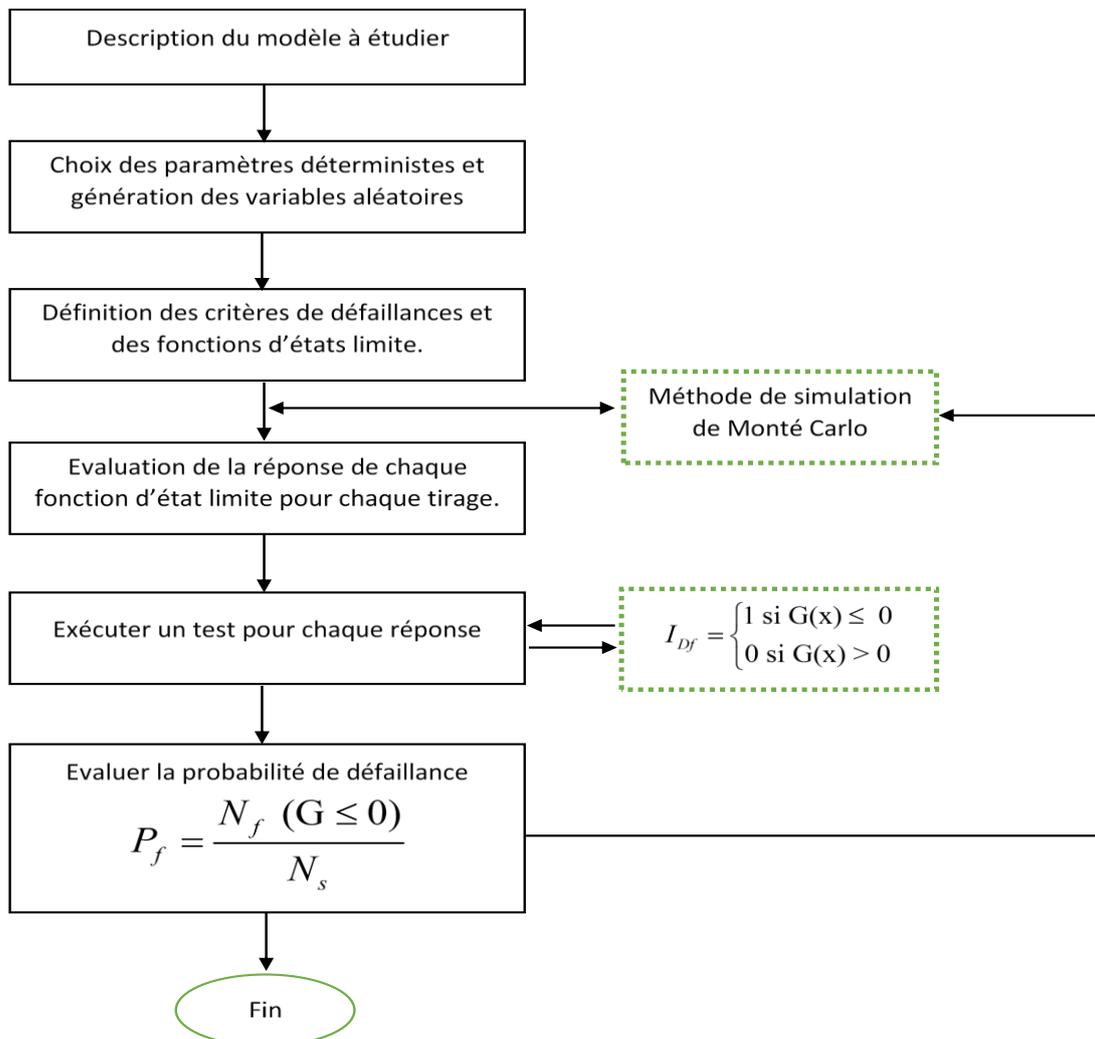


Figure 1.14: Organigramme du calcul de la probabilité de défaillance en utilisant la méthode des simulations de Monte Carlo.

Conclusion

Les coefficients de sécurité donnés par les méthodes déterministes ont pour objectif de couvrir les incertitudes lié aux déferant phénomène non contrôlé (séisme,...). Ces coefficients sont déterminés à partir de modèle connus, sans démonstration rigoureuse. Ils permettent de situer les structures dans la sécurité. Cependant, cette procédure amène à un surdimensionnement et affecte le coût de l'ouvrage. Pour remédier à cela, nous faisons appel aux approches fiabilistes qui permettent de donner une meilleur connaissance de la marge de sécurité, en tenant compte de toutes incertitudes sur la base de calcul probabiliste.

Ce que nous allons démontrer dans les chapitres suivants.

Chapitre 2 :
Analyse de la
stabilité au
glissement d'une
digue de type zonée
par une méthode
déterministe

Introduction

La stabilité d'une digue zonée est celle de son corps sur sa fondation. Elle est vivifiée lorsque les forces qui tendent à produire un mouvement sont inférieures aux forces passives qui sont essentiellement des forces de résistance au cisaillement.

La stabilité est un problème complexe car le comportement mécanique du sol dépend de nombreux paramètres (densité, teneur en eau, ...etc.) dont certains sont entaché d'incertitude ou même aléatoire.

Les différentes méthodes de calcul de stabilité présentées dans le premier chapitre sont très appropriées, car on peut écrire facilement les équations qui relient les variables, mais, sauf pour les cas les plus simples, le nombre d'inconnues est bien supérieur au nombre d'équations. Pour pouvoir résoudre ces équations, il faut alors introduire des hypothèses supplémentaires et simplificatrices de manière à égaliser le nombre d'inconnues et le nombre d'équations.

Dans ce premier chapitre, nous nous intéressons tout particulièrement à la méthode FELLENIUS (méthode déterministe), que nous appliquons pour analyser la digue zonée d'une retenue collinaire sans séisme et en tenant compte de séisme. Nous considérons également pour la première fois la présence de la ligne de saturation.

2.1 Exposé de la méthode FELLENIUS

Dans les glissements naturels on observe souvent en forme circulaire. Cette hypothèse est faite par FELLENIUS ou plusieurs cercles de glissement sont tracés sur une coupe transversale du talus. Le cercle le plus critique est recherché ainsi que le coefficient de sécurité le plus défavorable.

La figure 2.1 montre le schéma descriptif d'un talus d'une digue. Ce dernier est décomposé par la méthode de FELLENIUS en tranches vertical à fin de minimiser les erreurs. Chaque tranche n possède un poids W_n qui est décomposé en une force normal N_n et une force tangentielle T_n agissant à sa base.

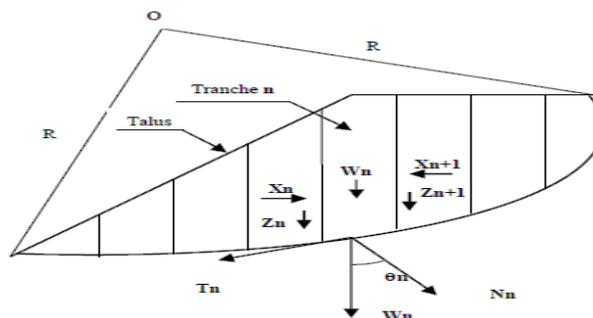


Figure 2.1 : Schéma descriptif d'un talus d'une digue par la méthode de FELLENIUS.

2.1.1 Hypothèse admise par FELLENIUS

FELLENIUS, pour simplifier le calcul, admet les hypothèses suivantes :

- ❖ la négligence des forces existantes entre les tranches adjacentes et l'élimination des actions réciproque ; suivant

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

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

Ou : X est la force horizontale agissant sur la tranche i,

Z : la force verticale agissant sur la tranche i.

- ❖ la composante tangentielle du poids W_n de la tranche n, T_n à tendance à entrainer le glissement. Elle est motrice :

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

- ❖ la composante normale du poids W_n de la tranche n, N_n est stabilisatrice car elle mobilise le frottement interne. Elle crée une force résistante au cisaillement τ , qui est donnée par la loi de coulomb en fonction de la cohésion C et de l'angle de frottement φ comme suit :

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

avec :

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

Ce qui donne :

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

2.1.2 Calcul du coefficient de sécurité F_s sans séisme

Si R est le rayon du cercle de glissement, comme l'indique la figure 2.1, le moment des forces stabilisatrices M_s est la somme des moments des forces de frottement et celles de la cohésion C:

$$M_s = \sum_{i=1}^n [C \cdot dL_i + N_i \cdot \tan \varphi] R \quad (2.7)$$

avec :

$$N = W_i \cdot \cos \theta_i \quad (2.8)$$

$$M_s = \sum_{i=1}^n [C \cdot dL + (W \cdot \cos \theta \cdot \tan \varphi)] R \quad (2.9)$$

Par ailleurs le moment des forces motrices M_m est donné par :

$$M_m = R \cdot \sum_{i=1}^n T_i \quad (2.10)$$

avec :

$$T = W_i \cdot \sin \theta_i \quad (2.11)$$

donc :

$$M_m = \sum_{i=1}^n [W_i \cdot \sin \theta_i] R \quad (2.12)$$

Le coefficient de sécurité F_s est alors donné par :

$$F_s = \frac{M_s}{M_m} \quad (2.13)$$

$$\text{suit :} \quad F_s = \frac{\sum_{i=1}^n [C.dLi + (W_i \cdot \cos \theta_i \cdot \tan \varphi)]R}{\sum_{i=1}^n [W_i \cdot \sin \theta_i] R} \quad (2.13)$$

Après simplification, nous obtenons :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n [C.dLi + (W_i \cdot \cos \theta_i \cdot \tan \varphi)]}{\sum_{i=1}^n [W_i \cdot \sin \theta_i]} \quad (2.14)$$

2.1.3 Calcul du coefficient de sécurité F_s en tenant compte du séisme

Pour l'analyse de la stabilité de la digue et pour tenir compte de l'effet du séisme dans le calcul de coefficient de sécurité F_s , nous nous conformons aux recommandations du RPA (2003). Les retenues sont classées dans le groupe d'usage 1B c'est-à-dire ouvrage de grande importance (Ouvrages publics d'intérêt national ou ayant une importance socioculturelle et économique certaine). A cet effet pour chaque zone sismique donnée dans le tableau 2.1, un coefficient d'accélération de zone « A » est en fonction du groupe d'usage (importance de l'ouvrage), comme l'illustre le tableau 2.2 :

Tableau 2.1 : Classification des zones sismique (RPA, 2003).

Type de zone	Classification
Zone 0	sismicité négligeable
Zone I	sismicité faible
Zones IIa et IIb	sismicité moyenne
Zone III	sismicité élevée

Tableau 2.2: Coefficient « A » en fonction du groupe d'usage et de type de zone (RPA, 2003).

Groupe d'usage	Type de zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.3	0.4
1B	0.12	0.2	0.25	0.3
2	0.1	0.15	0.2	0.25
3	0.07	0.1	0.14	0.18

➤ **Recommandations du RPA 2003**

1. Les talus et les versants naturels ou artificiels dans leur configuration en fin de projet doivent rester stables sous l'action sismique, compte tenu des charges apportées par les constructions éventuelles.

En absence de sols liquéfiables, la vérification de la stabilité peut être effectuée en première analyse avec un calcul statique équivalent, par application à tous les éléments de sol et aux charges supportées de deux coefficients sismiques $k_h = 0.5 A$ et $k_v = \pm 0,3 k_h$, représentant les forces horizontales contenues dans les plans verticaux de plus grande pente et dirigées vers l'aval et les forces

verticales descendantes ou ascendantes selon les combinaisons (k_h, k_v) et $(k_h, -k_v)$.

Le coefficient A est le coefficient d'accélération de zone choisi en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage (tableau 2.1 et tableau 2.2).

2. L'équilibre du massif délimité en profondeur par la surface de rupture doit être vérifié compte tenu d'un coefficient de sécurité partiel égal à un sur les résistances des sols concernés.

A partir de ces recommandations, nous déduisons l'effort horizontal F_h et l'effort vertical F_v du au séisme comme suit :

$$F_h = K_h \cdot W_i = 0,5 \cdot A \cdot W_i \quad (2.15)$$

$$F_v = K_v \cdot W_i = 0,3 \cdot K_h \cdot W_i = 0,3 \cdot F_h \quad (2.16)$$

Par conséquent, la composante normale stabilisatrice N_i devient :

$$N_i = (W_i + F_v) \cos \theta_i - (F_h \sin \theta_i) \quad (2.17)$$

Et la composante tangentielle entraînant le glissement s'écrit :

$$T_i = [W_i + F_v] \sin \theta_i + [F_h \cdot \cos \theta_i] \quad (2.18)$$

En introduisant les relations (2.17) et (2.18) dans le calcul des moments des forces stabilisatrices et des forces motrices nous obtenons :

$$M_s = [C \cdot dL + [(W_i + F_v) \cdot \cos \theta_i - (F_h \sin \theta_i)] \tan \varphi] R \quad (2.19)$$

$$M_m = [(W_i + F_v) \cdot \sin \theta_i + (F_h \cdot \cos \theta_i)] R \quad (2.20)$$

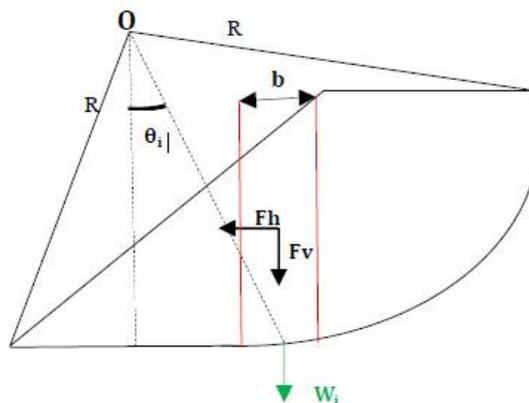


Figure 2.2 : Représentation de la force sismique.

Enfin, le coefficient de sécurité, en tenant compte du séisme, s'écrit :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n [C.dLi + [(W+Fv)\cos \theta_i - (Fh.\sin \theta_i)] \tan \varphi]R}{\sum_{i=1}^n [(Wi+Fv) \sin \theta_i + Fh \cos \theta_i] R} \quad (2.21)$$

2.2 Application de la méthode de Fellenius à l'analyse de la stabilité de la digue de retenue collinaire de type zoné

2.2.1 Présentation de la digue

La digue faisait l'objet de notre étude de type zonée. Elle est constituée d'un noyau d'argile marneuse bariolée. Les parements amont et aval sont en argile limono-sableuse à déblais de coquilles. Les caractéristiques de cette digue sont représentées dans le tableau 2.3 et par la figure 2.3 :

Tableau2.3 : Caractéristique de la digue.

	Symbole	Désignation	Valeur	Unité
	H	la hauteur de la digue (noyau)	18,00	M
	b	Largeur de la tranche	0,15	M
Caractéristiques des parements	γ_s	masse volumique du terrain sec	1670,00	kg/m ³
	γ_h	masse volumique du terrain humide	2 070,00	kg/m ³
	γ_{sat}	masse volumique du terrain saturé	2697,16	kg/m ³
	C	Cohésion interne du sol	3 672,00	kg/m ²
	φ	Angle de frottement interne	26,02	°
Caractéristiques du noyau	γ_s	masse volumique du terrain sec	1750,00	kg/m ³
	γ_h	masse volumique du terrain humide	2025,000	kg/m ³
	γ_{sat}	masse volumique du terrain saturé	3275,40	kg/m ³
	C	Cohésion interne du sol	7000,000	kg/m ²
	φ	Angle de frottement interne	27,00	°

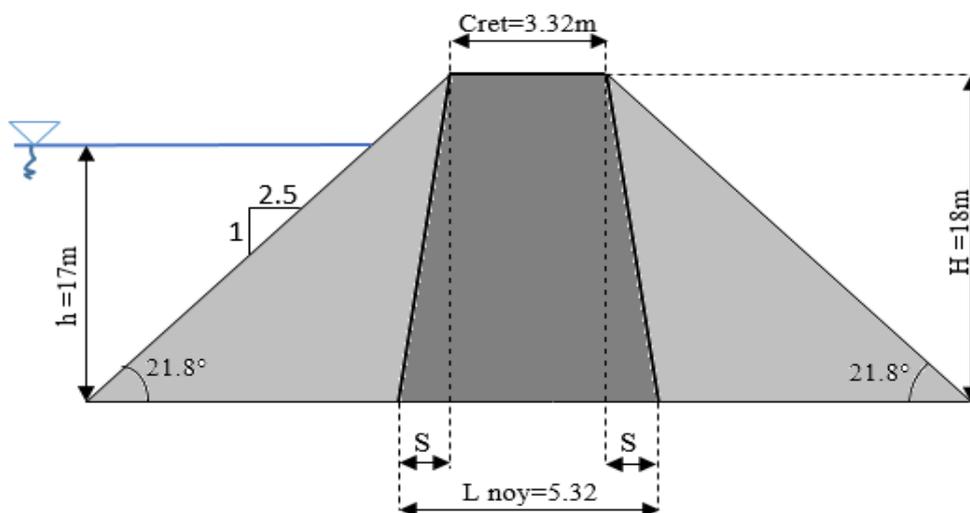


Figure 2.3 : Schéma descriptif de la digue.

2.2.2 Paramètre de la digue

a. L'angle β et β'

Les angles β et β' caractérisent respectivement la pente du parement amont et aval de la digue.

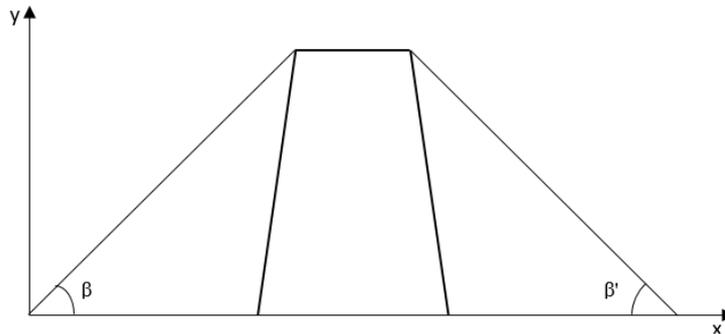


Figure 2.4 : Représentation graphique de l'angle β et β' .

Ces pentes sont déterminées à partir du PNUD (Programme des Nations Unies pour le Développement), en fonction de la hauteur et type de la digue comme l'illustre le tableau 2.4 suivant :

Tableau 2.4 : Tableau de pente de talus de digue extrait du PNUD.

HAUTEUR DE LA DIGUE (m)	TYPE DE LA DIGUE	TALUS	
		EN AMONT	EN AVAL
Jusqu'à 5	Homogène	1 : 2.5	1 : 2
	Zoné	1 : 2	1 : 2
5 et 10	Homogène. Granulométrie étendue	1 : 2	1 : 2
	Homogène. Avec matrice argileuse	1 : 2.5	1 : 2
	Zoné.	1 : 2.5	1 : 2
10 et 20	Homogène. Granulométrie étendue homogène	1 : 2.5	1 : 2.5
	Avec matrice argileuse	1 : 3	1 : 2.5
	Zoné	1 : 2.5	1 : 2.5

Ainsi, pour le cas de notre digue zonée ayant une hauteur de 18m, nous avons:

- La pente de parement amont est de 1 : 2.5 ce qui donne :

$$\beta = \tan^{-1} 1/2.5 \quad (2.22)$$

- La pente de parement aval est de 1 : 2.5 ce qui donne :

$$\beta' = \tan^{-1} 1/2.5 \quad (2.23)$$

b. Cercle de glissement

Il existe deux angles α_0 et β_0 qui définissent le cercle de glissement critique passant par le pied du talus amont comme l'indique la figure 2.1.

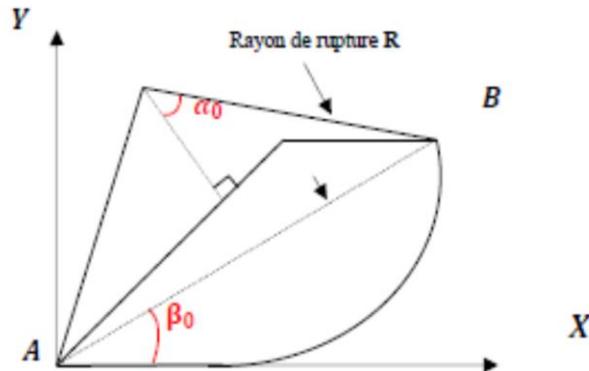


Figure 2.5 : Représentation graphique de α_0 et β_0

Ces angles α_0 et β_0 sont obtenue par l'abaque de Sanglierat (figure 2.6) en fonction de l'angle β et l'angle de frottement interne φ (J.Costet et G.Sanglerat, 1983).

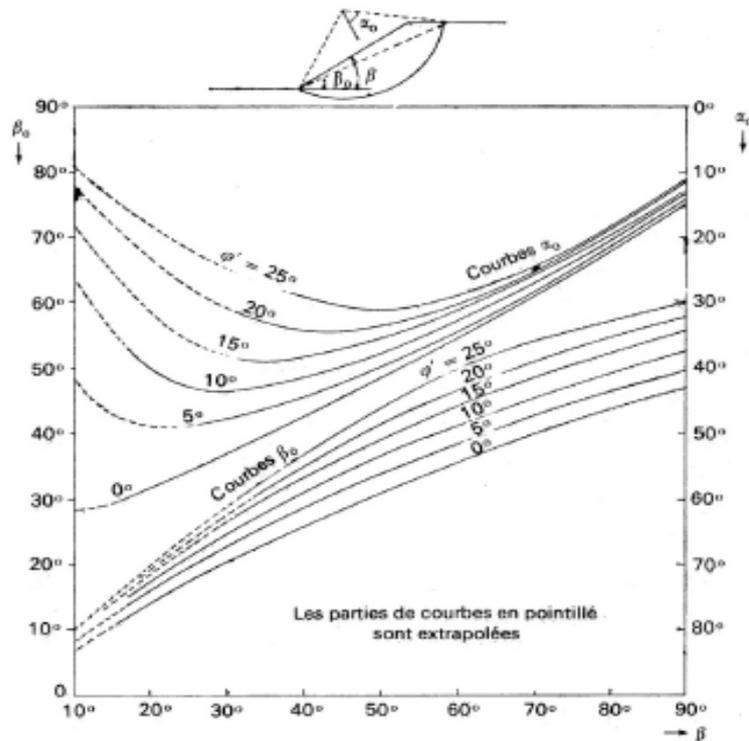


Figure 2.6 : Abaque de Sanglierat (J.costet et G.Sanglerat, 1983).

Les valeurs extraites sur Auto Cad après avoir ramené les courbes à l'échelle, sont illustrées sur le tableau 2.5

Tableau 2.5 : Tableau des angles α_0 et β_0 .

ϕ	β		β	
	20		30	
	α_0	β_0	α_0	β_0
0	58,34	13,97	52,83	20,61
5	48,81	15,92	47,55	23,02
10	40,03	17,15	38,08	24,78
15	31,26	18,36	43,3	28,81
20	23,08	19,13	30,76	28
25	18,07	19,61	24,65	29,38

c. Détermination de la distance AB

La distance AB définit la ligne de rupture comme l'indique la figure 2.7. Elle est calculée à partir de l'équation 2.24 :

$$AB = \frac{H}{\sin \beta_0} \tag{2.24}$$

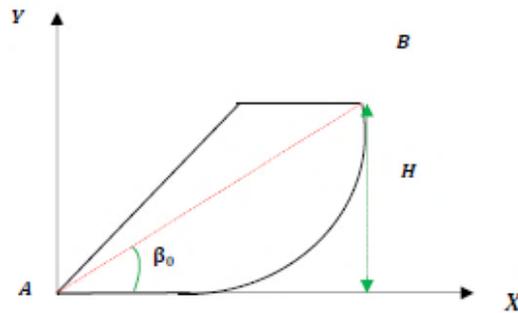


Figure 2.7 : Représentation graphique de la distance AB.

d. Détermination du rayon de rupture R

Le rayon de rupture R représente le rayon du glissement. Il est calculé par la relation (2.25) (figure 2.8) :

$$R = \frac{AB}{2 * \sin \alpha_0} \tag{2.25}$$

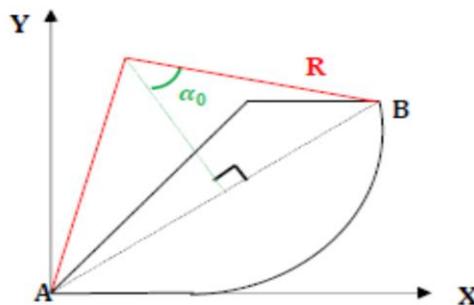


Figure 2.8 : Représentation graphique du rayon de rupture R.

e. Longueur L

La longueur L définit la projection horizontale de la ligne de rupture AB. Elle est calculée par la relation (2.26) (figure 2.9) :

$$L = \frac{H}{\tan \beta_0} \quad (2.26)$$

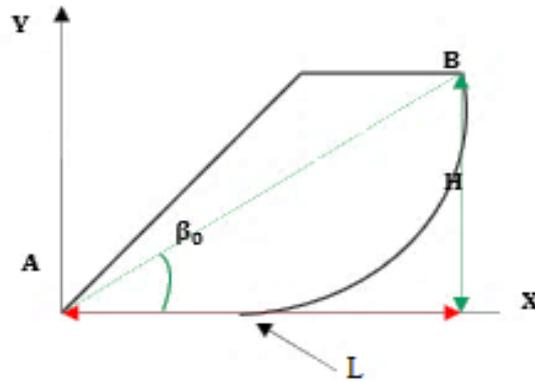


Figure 2.9: Représentation graphique De la longueur L.

f. Angle γ

L'angle γ représenté dans la figure 2.10 définit l'angle entre la ligne de rupture AB et le rayon de rupture R.

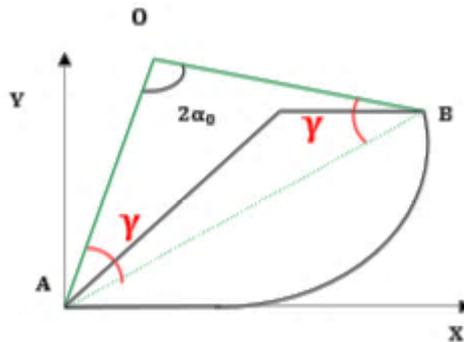


Figure 2.10 : Représentation graphique de l'angle γ.

Le triangle AOB est un triangle isocèle, la somme des angles de ce triangle donne un angle de $180^\circ (\pi)$, d'où :

$$\gamma + \gamma + 2\alpha_0 = \pi \quad (2.27)$$

ce qui donne :

$$\gamma = \frac{\pi}{2} - \alpha_0 \quad (2.28)$$

g. L'angle λ

L'angle λ est l'angle que fait le rayon de la rupture R avec la verticale comme l'indique la figure 2.11.

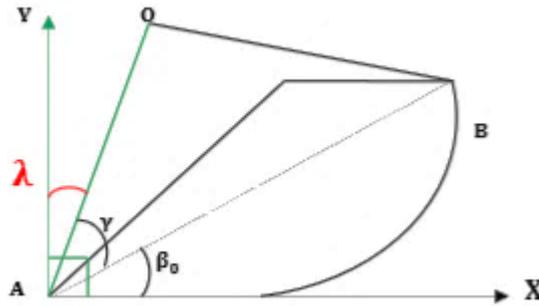


Figure 2.11 : Représentation graphique de l'angle λ .

L'angle droit au point A implique :

$$\frac{\pi}{2} = \lambda + \gamma + \beta_0 \quad (2.29)$$

Ce qui donne :

$$\lambda = \frac{\pi}{2} - \gamma - \beta_0 \quad (2.30)$$

h. Coordonnées X_0 et Y_0 du centre de cercle de rupture

En considérant le triangle rectangle OAO' (figure 2.12). La distance X_0 est donnée par la relation (2.31).

$$X_0 = R \cdot \cos(\gamma + \beta_0) \quad (2.31)$$

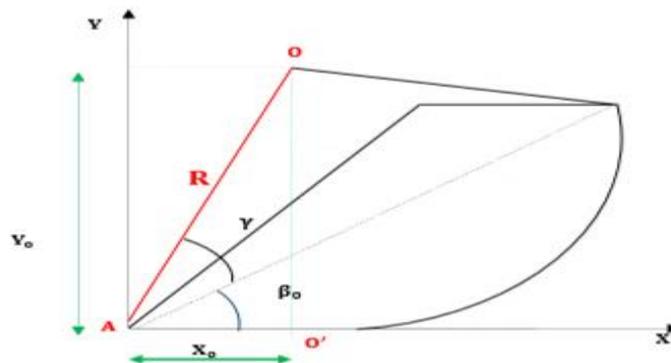


Figure 2.12 : Représentation graphique de X_0 et Y_0 .

Par ailleurs, l'équation du cercle est donnée par l'équation (2.32):

$$R^2 = (X - X_0)^2 + (Y - Y_0)^2 \quad (2.32)$$

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,
$$Y_0 = \pm [R^2 - X_0^2]^{1/2} \quad (2.33)$$

i. La projection horizontale du parement amont de la digue AC

Xc désigne la projection horizontale de la longueur AC qui définit la pente du parement amont de la digue, comme l'indique la figure 2.13 :

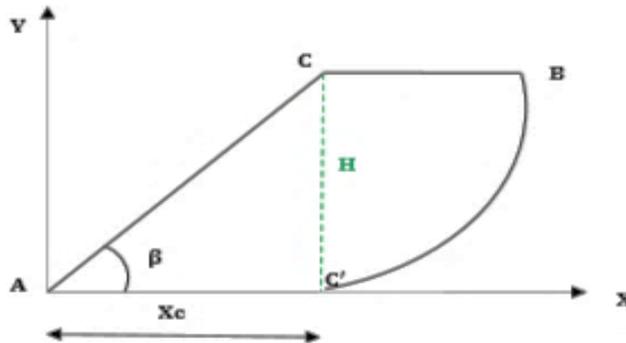


Figure 2.13 : Représentation graphique de Xc.

Considérons le triangle rectangle AC'C. La distance Xc est donnée par :

$$Xc = \frac{H}{\tan \beta} \quad (2.34)$$

2.3 Calcul déterministe du coefficient de sécurité Fs

Pour le calcul déterministe de Fs, nous avons procédé à la décomposition du talus amont de la digue considérée en tranches de largeur b= 0.15m. Ce qui nous amène à nombre totale de tranches égales à 307 pour une longueur de AB égal à 46.002 m.

Considérons une tranche i vertical du talus de poids Wi et de largeur b comme l'illustre la figure (2.14) ; avec Xi et Yi sont les coordonnées de la tranche i.

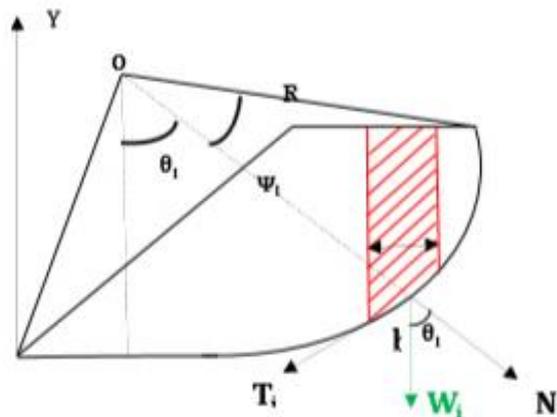


Figure 2.14 : Représentation graphique de la tranche i dans le cercle de glissement.

a. Coordonnées de la tranche i

Soient $X_{1,i}$, $X_{2,i}$, $X_{m,i}$, $Y_{1,i}$, $Y_{2,i}$, $Y_{\text{cercl},i}$ les coordonnées de la tranche i (figure 2.15) :

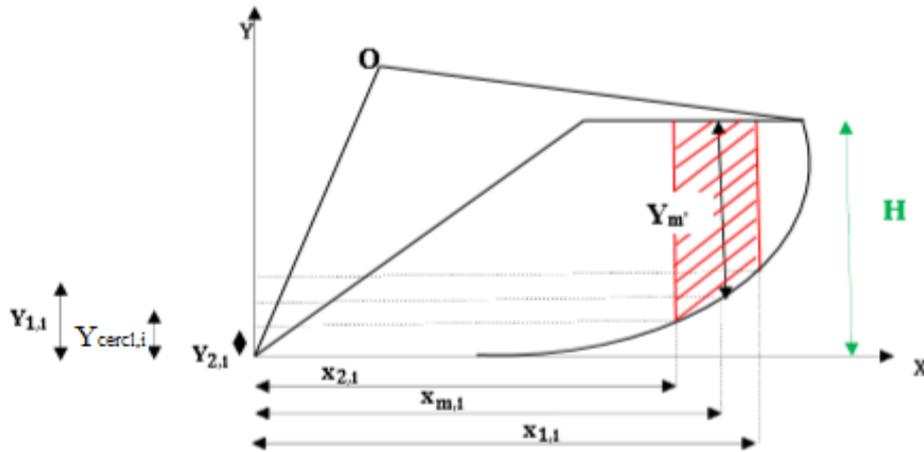


Figure 2.15 : Représentation graphique des coordonnées de la tranche i.

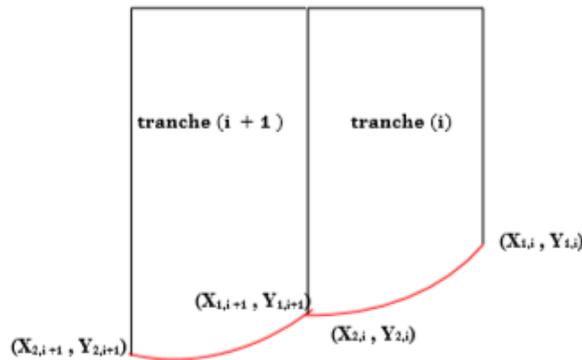


Figure 2.16 : Représentation graphique des coordonnées des tranche tranche (i) et (i+1)

- **Abscisses de la tranche i :**

$$X_{1,i} = L - (i-1)b \tag{2.35}$$

$$X_{2,i} = L - (i-1)b - b \tag{2.36}$$

$$X_{m,i} = \frac{X_{1,i} + X_{2,i}}{2} \tag{2.37}$$

- **Ordonnées de la tranche i:**

Pour la tranche $i=1$: $Y_{1,i} = H$

On utilisant l'équation du cercle, nous avons :

$$R^2 = [(X_{2,i} - X_0)^2 + (Y_{2,i} - Y_0)^2] \tag{2.38}$$

Ce qui donne :

$$(Y_{2,i} - Y_0)^2 = R^2 - (X_{2,i} - X_0)^2$$

$$(Y_{2,i} - Y_0) = \pm [R^2 - (X_{2,i} - X_0)^2]^{1/2}$$

Les ordonnées de la tranche i sont les suivantes :

$$Y_{2,i} = Y_0 \pm [R^2 - (X_{2,i} - X_0)^2]^{1/2} \tag{2.39}$$

$$Y_{1,(i+1)} = Y_{2,ii} \quad (2.40)$$

$$Y_{\text{cercle},i} = Y_{1,i} - \frac{Y_{1,i} - Y_{2,i}}{2} \quad (2.41)$$

b. Calculs de la longueur de l'arc dL de la tranche i

dL est la longueur de l'arc de la tranche comme l'indique la figure (2.17) :

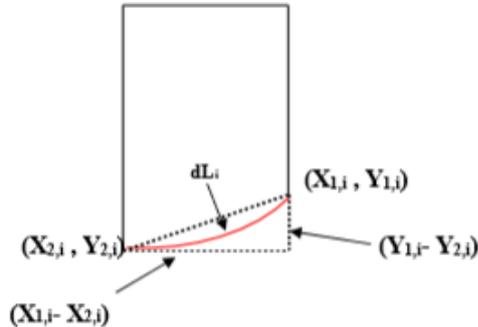


Figure 2.17 : Représentation graphique de dL_i.

Le théorème de Pythagore permet d'écrire :

$$dL_i = [(X_{1,i} - X_{2,i})^2 + (Y_{1,i} - Y_{2,i})^2]^{1/2} \quad (2.42)$$

c. Détermination du point haut de la tranche i de la digue

Y_{dig,i} désigne l'ordonnée du point m' qui est le point haut de la tranche i, comme il est indiqué dans la figure 2.18 :

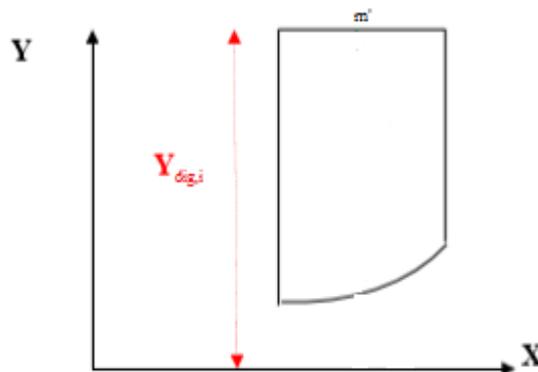


Figure 2.18 : Représentation graphique de Y_{dig,i}.

En tenant compte de la valeur de X_c donnée par l'équation (2.34) et de X_{m,i} calculé par l'équation (2.37), nous avons :

- Pour X_{m,i} > X_C

$$Y_{\text{dig},i} = H_{\text{dig}} \quad (2.43)$$

- Pour X_{m,i} < X_C

$$Y_{\text{dig},i} = \tan \beta^* X_{m,i} \quad (2.44)$$

d. Détermination de la hauteur Hi de la tranche i

La hauteur Hi de la tranche i (figure 2.15) est calculée par la différence entre le point le plus haut et le point le plus bas au milieu de la tranche i :

$$H_i = Y_{dig,i} - Y_{cercle,i} \tag{2.45}$$

e. Détermination du point haut de la tranche i du noyau Yn

$Y_{n,i}$ désigne l'ordonnée du point m qui est le point haut de la tranche i du noyau, comme il est indiqué dans la figure (2.19) :

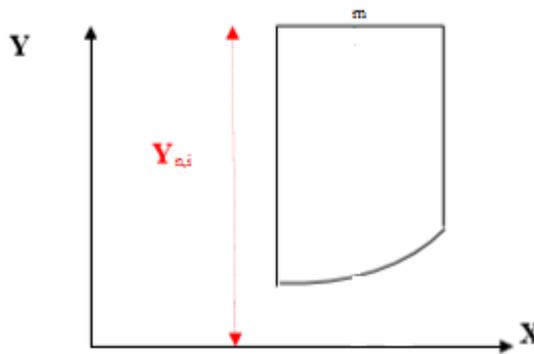


Figure 2.19 : Représentation graphique de $Y_{n,i}$.

Pour le calcul de Y_n de chaque tranche i du noyau nous avons l'organigramme 2.1 qui définit les étapes à suivre :

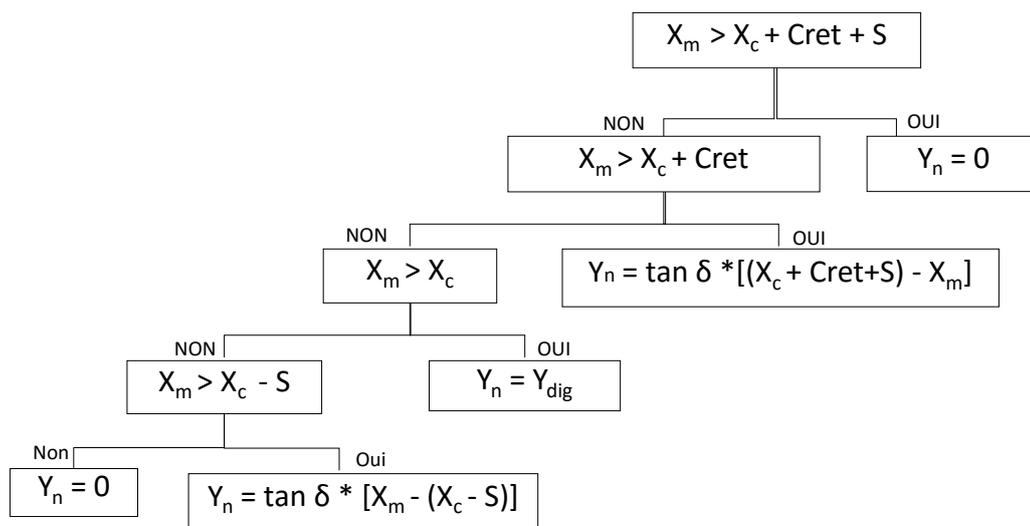


Figure 2.20 : Organigramme de Point haut de chaque tranche du noyau $Y_{n,i}$.

Avec δ , angle formé par le parement amont (ou aval) avec la base du barrage il est donné par l'équation (2.46) suivante :

$$\tan \delta = \frac{H}{S} \quad (2.46)$$

f. Détermination de la ligne de saturation Y_k

La ligne de saturation, appelée aussi ligne d'infiltration, est la ligne située dans le plan vertical coupant le massif, et au-dessus de laquelle la pression hydrostatique est nulle. Cette dernière sépare, dans le massif, la zone sèche (ou humide) et la zone saturée. **(PNUD)**

Pour déterminer la ligne de saturation nous adoptons l'approche graphique développée par Koseny (référence). Celui-ci a montré que la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal dont le foyer 0 est situé au pied du parement aval du noyau (figure 2.21). L'équation de cette parabole s'écrit :

$$Y_k^2 - Y_0^2 - 2X'_m * Y_0 = 0 \quad (2.47)$$

Ce qui donne:
$$Y_k = [Y_0 + 2X'_m * Y_0]^{1/2} \quad (2.48)$$

Avec :
$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \quad (2.49)$$

d : étant la largeur en base du noyau diminuée de $0.7b$.

b : étant la projection horizontale de la partie mouillée du parement amont du noyau.

h : étant la hauteur d'eau.

Les paramètres sont représentés sur la figure (2.20)

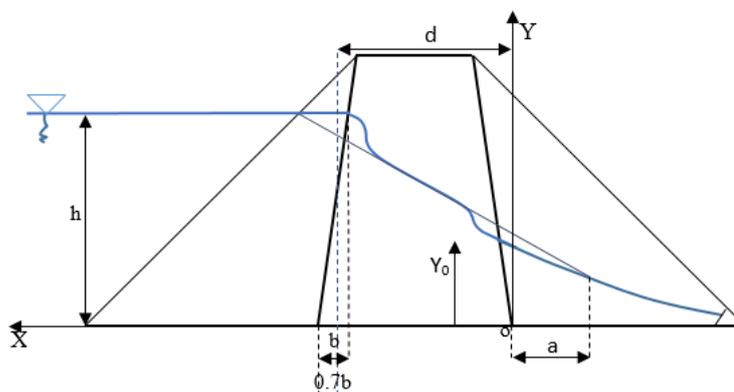


Figure 2.21 : Tracé de ligne de saturation et la parabole de KOSENY.

Pour adapter l'équation de Koseny à notre repaire, nous posons l'équation suivante (figure 2.22) :

$$X_m' = (X_c + Cret + S) - X_m \quad (2.50)$$

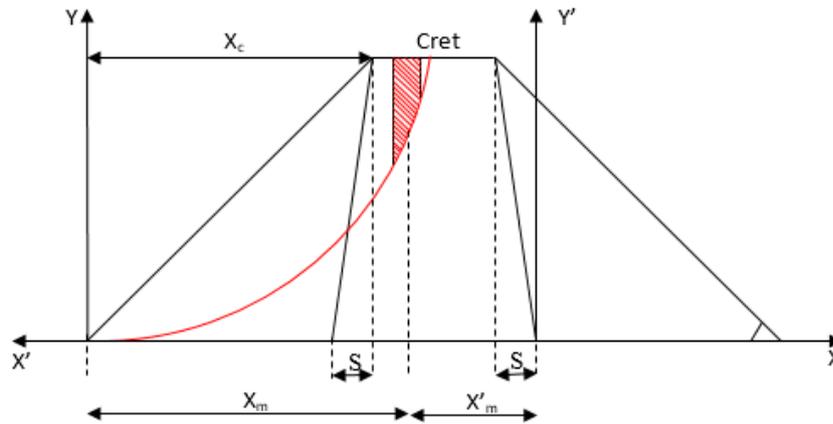


Figure 2.22 : Représentation graphique de X_m et X'_m .

g. Détermination des hauteurs saturées et humides de la tranche i

Chaque tranche i peut être composée de l'argile saturé et/ou humide comme il est indiqué dans la figure (2.22) suivante :

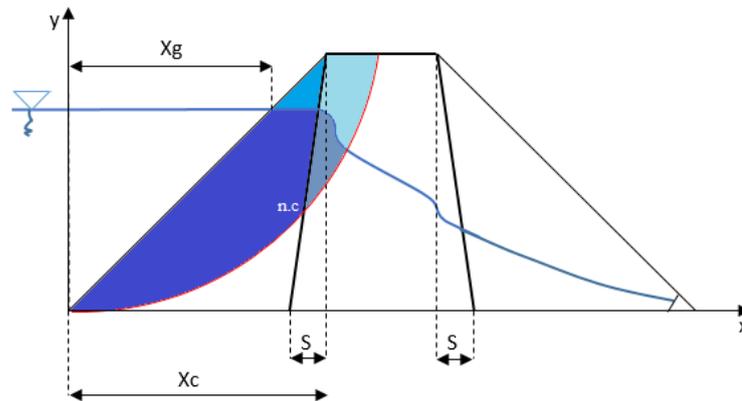


Figure 2.23 : tracé de ligne de saturation, cercle de glissement d'une digue zonée.

Ou :

$H_{p,h}$: hauteur du parement humide.

$H_{p,s}$: hauteur du parement saturé.

$H_{n,h}$: hauteur du noyau humide.

$H_{n,s}$: hauteur du noyau saturé.

S : projection horizontale de parement amont et aval du noyau.

X_g : projection horizontale de la partie mouillée du parement amont de la digue.

$n.c$: point d'intersection parement amont du noyau - Cercle de glissement.

Les étapes à suivre pour calculer les hauteurs saturées et humides H_i de la tranche i est résumé dans la figure 2.24 suivant :

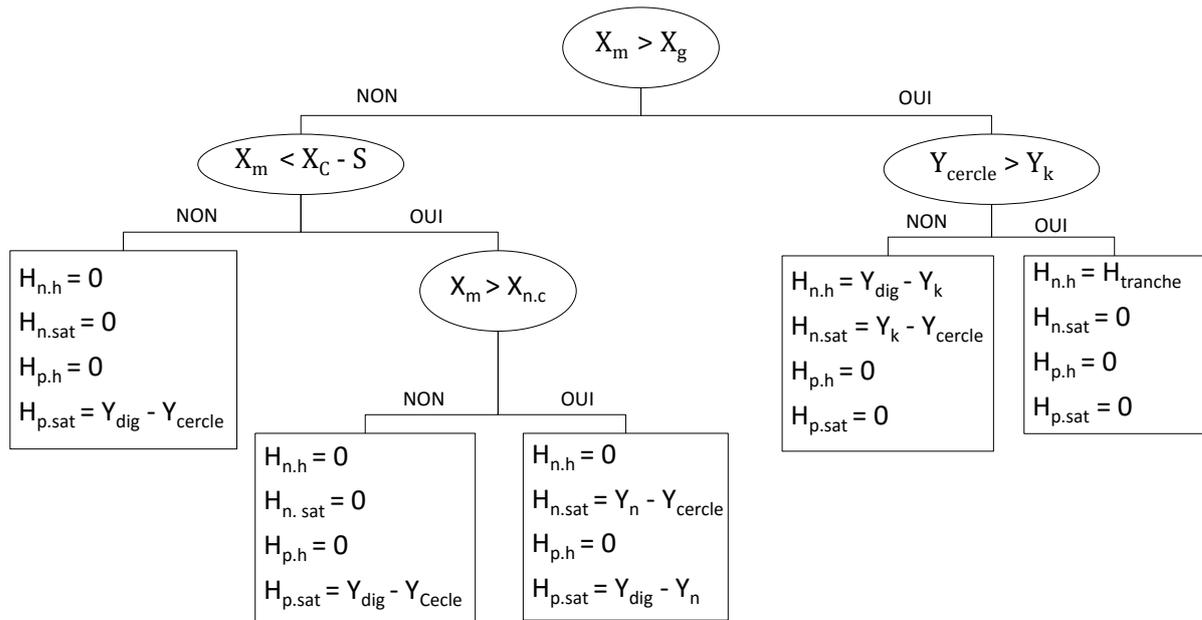


Figure 2.24 : Organigramme de hauteurs saturés et humides H_i de la tranche i .

Sur ce, la hauteur de la tranche noyau et de la tranche parement sont donnait respectivement par les équations (2.51) et (2.52) suivantes :

$$H_n = H_{n,h} + H_{n,sat} \quad (2.51)$$

$$H_p = H_{p,h} + H_{p,sat} \quad (2.52)$$

h. Calcule du poids W_i de la tranche i

- **Sans tenir compte de la ligne de saturation**

Le poids W_i de la tranche i , est obtenu par la relation (2.53) suivante :

$$W_i = (H_n \cdot \gamma_{s,n} + H_p \cdot \gamma_{s,p}) \quad (2.53)$$

- **Tenant compte de la ligne de saturation**

Le poids W_i de la tranche i tenant compte de ligne de saturation, est obtenu par la relation (2.54) suivante :

$$W_i = (H_{p,h} \cdot \gamma_{h,p} + H_{p,sat} \cdot \gamma_{sat,p} + H_{n,h} \cdot \gamma_{h,n} + H_{n,sat} \cdot \gamma_{sat,n}) \cdot b \quad (2.54)$$

$\gamma_{p,h}$: masse volumique humide du parement amont et aval.

$\gamma_{p,s}$: masse volumique saturé du parement amont et aval.

$\gamma_{n,h}$: masse volumique humide du noyau.

$\gamma_{n,s}$: masse volumique saturé du noyau.

b : largeur de la tranche i .

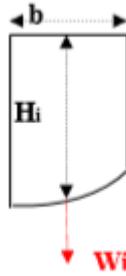


Figure 2.25 : Représentation graphique de W_i .

i. Détermination de l'angle Ψ_i pour la tranche i

Ψ Représente l'angle que fait le rayon R avec la normale N , comme il est apparu dans la figure (2.14). Il est obtenu à partir de la relation 2.52 :

$$\Psi_i = \frac{dL_i}{2R} + (i-1) \frac{dL_i}{2R} \quad (2.55)$$

$$\Psi_{i+1} = \Psi_i + \frac{dL(i+1)}{R} \quad (2.56)$$

j. Détermination de l'angle θ_i

θ est l'angle que fait la normal N avec le poids de la tranche comme l'indique la figure (2.14). Il est calculé par l'équation (2.54) :

$$2\alpha_0 = \Psi_i + \theta_i + \lambda_i \quad (2.57)$$

Ce qui donne :
$$\theta_i = 2\alpha_0 - \Psi_i - \lambda_i \quad (2.58)$$

Remarque : pour calculer le F_s , un programme de calcul est élaboré par Excel[®] tenant compte de toutes les équations développée et ce pour les déférente couches.

2.4 Résultats du calcul déterministe

2.4.1 Paramètres de la digue

Les résultats des paramètres de la digue donnée par les différentes relations développées sont résumés dans le tableau 2.5.

Tableau 2.5 : résultats de calcul des paramètres de la digue.

Symboles	Désignation	Valeur	unités	Equation utilisée
B	Angle beta	21,80	°	Eq. 2.22
AB	distance AB	49,398	m	Eq. 2.24
R	Rayon du cercle de rupture	74,895	m	Eq. 2.25
L	La projection horizontale de AB	46,002	m	Eq. 2.26
γ	Angle gamma	70,745	°	Eq. 2.28
λ	Angle lamda	-2,115	°	Eq. 2.30
X₀	Abscisse X ₀ du cercle de rupture	-2,764	m	Eq. 2.31
Y₀	Abscisse Y ₀ du cercle de rupture	74,844	m	Eq. 2.33
X_c	Projection horizontale de AC	45,000	m	Eq. 2.34

α_0	Angle alpha 0	19,255	°	Abaque de Sanglerat
β_0	Angle beta 0	21,370	°	Abaque de Sanglerat

2.4.2 Résultats du coefficient de sécurité sans séisme et sans ligne de saturation

Le coefficient de sécurité est obtenu dans ce cas à partir de la relation (2.14). Un extrait des résultats de calcul sous Excel[®] des paramètres de la digue et des moments stabilisants et moteur des tranches est présenté dans le tableau 2.6 (le détail de calcul est donné en annexe 1)

Tableau 2.6 : Extrait des résultats du calcul des paramètres déterministes sans séisme et sans ligne de saturation.

Symboles	Désignation	Unités	Numéro de la tranche		
			1	2	3
X_m	Abscisse du pt M de chaque tranche	m	45,927	45,777	45,627
Y_{dig}	Point haut de chaque tranche de la digue	m	18,000	18,000	18,000
Y_1	Ordonnée du pt 1 de chaque tranche	m	18,000	17,872	17,744
Y_2	Ordonnée du pt 2 de chaque tranche	m	17,872	17,744	17,617
Y_{cercle}	Ordonnée du ptM de chaque tranche de la digue	m	17,936	17,808	17,681
H_i	Hauteur de la tranche	m	0,064	0,192	0,319
Y_n	Point haut de chaque tranche du noyau	m	18,000	18,000	18,000
X'_m	abscisse de X_m sur le repère de Kozeny	m	3,393	3,543	3,693
Y_k	Ordonnée de la ligne de saturation (Koseny)	m	16,006	16,127	16,247
dL	Longueur de l'arc de chaque tranche	m	0,197	0,197	0,197
Ψ_i	Angle PSI en degrés	°	0,076	0,078	0,081
Θ_i	Teta en degrés	°	40,550	40,547	40,545
W_i	Poids de chaque tranche	/	16,844	50,443	83,864
/	$(W_i)\cos(\text{teta})\tan(\text{phi})$	/	6,248	18,712	31,110
/	C.DL	/	724,888	723,262	721,651
M_s	$C.DL+(W_i)\cos(\text{teta})\tan(\text{phi})$	/	731,136	741,973	752,761
M_m	$(W_i)\sin(\text{teta})$	/	10,951	32,792	54,515

Le coefficient de sécurité F_s , obtenu à partir du moment stabilisant globale M_s et moment moteur globale M_m , est donné dans le tableau 2.7 par la relation (2.14)

Tableau 2.7 : Résultats du calcul du coefficient de sécurité F_s sans séisme et sans ligne de saturation.

M_s	277138,071
M_m	159527,330
F_s	1,737

Le résultat montre que la valeur de coefficient de sécurité obtenu est supérieure à 1.4 valeur fixé par le PNUD. Autrement dit, le talus de la digue est stable vis-à-vis du glissement.

2.4.3 Résultats du coefficient de sécurité sans séisme avec ligne de saturation

Le coefficient de sécurité est obtenu dans ce cas avec la relation (2.14) toute fois le poids W_i est déterminé par la relation (2.51), compte tenu de l'organigramme repris par la figure 2.24 développé. Un extrait des résultats de calcul est présenté dans le tableau 2.8 et le détail de calcul est donné en annexe 2.

Tableau 2.8 : Extrait des résultats du calcul des paramètres déterministes sans séisme avec ligne de saturation.

Symboles	Désignation	Unités	Numéro de la tranche		
			1	2	3
X_m	Abscisse du pt M de chaque tranche	m	45,927	45,777	45,627
Y_{dig}	Point haut de chaque tranche de la digue	m	18,000	18,000	18,000
Y₁	Ordonnée du pt 1 de chaque tranche	m	18,000	17,872	17,744
Y₂	Ordonnée du pt 2 de chaque tranche	m	17,872	17,744	17,617
Y_{cercle}	Ordonnée du ptM de chaque tranche de la digue	m	17,936	17,808	17,681
H_i	Hauteur de la tranche	m	0,064	0,192	0,319
Y_n	Point haut de chaque tranche du noyau	m	18,000	18,000	18,000
X'_m	abscisse de X _m sur le repère de Koseny	m	3,393	3,543	3,693
Y_k	Ordonnée de la ligne de saturation (Koseny)	m	16,006	16,127	16,247
dL	Langueur de l'arc de chaque tranche	m	0,197	0,197	0,197
Ψ_i	AnglePSI en degrés	°	0,076	0,078	0,081
Θ_i	Teta en degrés	°	40,550	40,547	40,545
W_i	Poids de chaque tranche	/	19,491	58,370	97,043
/	(W _i)cos (teta) tan(phi)	/	7,230	21,652	35,999
/	C.DL	/	724,888	723,262	721,651
M_s	C.DL+(W _i)cos (teta) tan(phi)	/	732,118	744,914	757,649
M_m	(W _i)sin(teta)	/	12,671	37,945	63,081

Après application de l'équation (2.14) pour trouver le coefficient de sécurité F_s , le résultat est donné par le tableau 2.9 :

Tableau 2.9 : Résultats du calcul du coefficient de sécurité F_s sans séisme avec ligne de saturation.

M_s	333636,238
M_m	257372,827
F_s	1,296

Le résultat de coefficient de sécurité obtenu, présenté dans le tableau 2.9 montre que celui-ci est inférieur à 1.4 et donc la digue est non stable au glissement.

2.4.4 Résultats du coefficient de sécurité en tenant compte du séisme et sans ligne de saturation

Dans ce cas de figure, le coefficient est déterminé par la relation (2.21). Les différents paramètres de la digue calculés pour chaque tranche i ainsi que les moments stabilisants et moteurs sont présentés en annexe 1. Un extrait des résultats sont donné dans le tableau 2.10 :

Tableau 2.10 : Extrait des résultats du calcul des paramètres déterministes tenant compte du séisme et sans ligne de saturation.

Symboles	Désignation	Unités	Numéro de la tranche		
			1	2	3
Xm	Abscisse du pt M de chaque tranche	m	45,927	45,777	45,627
Ydig	Point haut de chaque tranche de la digue	m	18,000	18,000	18,000
Y1	Ordonnée du pt 1 de chaque tranche	m	18,000	17,872	17,744
Y2	Ordonnée du pt 2 de chaque tranche	m	17,872	17,744	17,617
Ycercle	Ordonnée du ptM de chaque tranche de la digue	m	17,936	17,808	17,681
Hi	Hauteur de la tranche	m	0,064	0,192	0,319
Yn	Point haut de chaque tranche du noyau	m	18,000	18,000	18,000
X'm	abscisse de Xm sur le repère de Kozeny	m	3,393	3,543	3,693
Yk	Ordonnée de la ligne de saturation (Koseny)	m	16,006	16,127	16,247
dL	Longueur de l'arc de chaque tranche	m	0,197	0,197	0,197
Ψi	Angle PSI en degrés	°	0,076	0,078	0,081
Θi	Teta en degrés	°	40,550	40,547	40,545
Wi	Poids de chaque tranche	/	16,844	50,443	83,864
/	$(Wi)\cos(\text{teta})\tan(\text{phi})$	/	6,248	18,712	31,110
/	C.DL	/	724,888	723,262	721,651
/	$C.DL+(Wi)\cos(\text{teta})\tan(\text{phi})$	/	731,136	741,973	752,761
/	$(Wi)\sin(\text{teta})$	/	10,951	32,792	54,515
/	$0,15(Wi)\cos(\text{teta})\tan(\text{phi})$	/	0,937	2,807	4,666
/	$0,5(Wi)\sin(\text{teta})\tan(\text{phi})$	/	2,673	8,004	13,306
/	$0,15(Wi)\cos(\text{teta})\tan(\text{phi}) - 0,5(Wi)\sin(\text{teta})\tan(\text{phi})$	/	-1,736	-5,197	-8,640
/	$0,15(Wi)\sin(\text{teta})$	/	1,643	4,919	8,177
/	$0,5(Wi)\cos(\text{teta})$	/	6,400	19,165	31,864
/	$0,15(Wi)\sin(\text{teta})+0,5(Wi)\cos(\text{teta})$	/	8,042	24,084	40,041

Les valeurs du coefficient de sécurité sont obtenues pour chacune des zones définies par le RPA (I, IIa, IIb et III) sont données dans le tableau 2.11:

Tableau 2.11 : Résultats du calcul du coefficient de sécurité F_s tenant compte du séisme et sans ligne de saturation.

	Zone I	Zone Iia	Zone IIb	Zone III
Coefficient de zone sismique "A"	0.12	0.2	0.25	0.3
Ms	274123,539	272113,852	270857,797	274123,539
Mm	173720,174	183182,070	189095,754	173720,174
F_s	1,578	1,485	1,432	1,383

Les résultats montrent que le coefficient de sécurité F_s est inférieur à 1.4 dans la zone III contrairement aux autres, ce qui nous amène à conclure que la digue est instable que dans la zone III et cela conformément au PNUD.

2.4.5 Résultats du coefficient de sécurité avec séisme et ligne de saturation

Le coefficient de sécurité est calculé à partir de l'équation (2.21), le poids W_i est déterminé à partir de la relation (2.51) élaboré.

Les résultats du calcul des différents paramètres ainsi que le coefficient de sécurité est donnée en annexe 2. Un extrait est présenté dans le tableau 2.12.

Tableau 2.12 : Extrait des résultats du calcul des paramètres déterministes avec séisme et ligne de saturation.

Symboles	Désignation	Unités	Numéro de la tranche		
			1	2	3
X_m	Abscisse du pt M de chaque tranche	m	45,927	45,777	45,627
Y_{dig}	Point haut de chaque tranche de la digue	m	18,000	18,000	18,000
Y_1	Ordonnée du pt 1 de chaque tranche	m	18,000	17,872	17,744
Y_2	Ordonnée du pt 2 de chaque tranche	m	17,872	17,744	17,617
Y_{cercle}	Ordonnée du ptM de chaque tranche de la digue	m	17,936	17,808	17,681
H_i	Hauteur de la tranche	m	0,064	0,192	0,319
Y_n	Point haut de chaque tranche du noyau	m	18,000	18,000	18,000
X'_m	abscisse de X_m sur le repère de Kozeny	m	3,393	3,543	3,693
Y_k	Ordonnée de la ligne de saturation (Koseny)	m	16,006	16,127	16,247
dL	Langueur de l'arc de chaque tranche	m	0,197	0,197	0,197
Ψ_i	Angle PSI en degrés	°	0,076	0,078	0,081
Θ_i	Teta en degrés	°	40,550	40,547	40,545
W_i	Poids de chaque tranche	/	19,491	58,370	97,043
/	$(W_i)\cos(\text{teta})\tan(\text{phi})$	/	7,230	21,652	35,999
/	C.DL	/	724,888	723,262	721,651
M_s	$C.DL+(W_i)\cos(\text{teta})\tan(\text{phi})$	/	732,118	744,914	757,649
M_m	$(W_i)\sin(\text{teta})$	/	12,671	37,945	63,081
/	$0,15(W_i)\cos(\text{teta})\tan(\text{phi})$	/	1,084	3,248	5,400
/	$0,5(W_i)\sin(\text{teta})\tan(\text{phi})$	/	3,093	9,262	15,397

/	$0,15(W_i) \cos(\text{teta}) \tan(\text{phi}) - 0,5(W_i) \sin(\text{teta}) \tan(\text{phi})$	/	-2,008	-6,014	-9,997
/	$0,15(W_i)\sin(\text{teta})$	/	1,901	5,692	9,462
/	$0,5(W_i)\cos(\text{teta})$	/	7,405	22,177	36,871
/	$0,15(W_i)\sin(\text{teta})+0,5(W_i)\cos(\text{teta})$	/	9,306	27,869	46,334

Le coefficient de sécurité F_s est calculé par pour différentes zones sismique donné par le RPA, 2003 et les résultats sont illustrés dans le tableau 2.13 :

Tableau 2.13 : Résultats du calcul du coefficient de sécurité F_s avec séisme et ligne de saturation.

	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III
Coefficient de zone sismique "A"	0.12	0.2	0.25	0.3
Ms	328772,790	325530,491	323504,054	321477,617
Mm	280271,041	295536,516	305077,439	314618,361
F_s	1,173	1,101	1,060	1,022

Lorsqu'on introduit le séisme et la ligne de saturation dans le calcul du coefficient de sécurité on trouve la valeur de coefficient de sécurité inférieur à 1.4 recommandé par le PNUD et ça quel que soit la zone sismique considérée.

Conclusion

Les ingénieurs dans les bureaux d'étude tunique (BET), en se basant sur le document du PNUD calculent la stabilité des digues sans tenir compte du séisme et même de la ligne de saturation.

A travers cette application présentée dans ce chapitre, nous mettons en évidence que la prise en compte de la ligne de saturation est importante.

Nous rappelons que la digue initialement stable sans ligne de saturation, deviennent instable après introduction de la ligne de saturation.

Dans la pratique il y'a d'autres sources d'incertitudes telles que le séisme. Encore une fois en introduisant cet effet nous avons démontré que la digue initialement stable en zone I, zone IIa et zone IIb, deviennent instable en zone III sans tenir compte de la ligne de saturation.

Autrement instable en tenant compte du séisme plus la ligne de saturation.

Par conséquent, stable est étroitement liée à la prise en compte du séisme et de la ligne de saturation. C'est pour cela que dans le chapitre 3, nous avons à analyser la digue par la méthode fiabiliste tenant compte de la ligne de saturation en variant le coefficient sismique.

Chapitre 3 :
Analyse fiabiliste de
la stabilité au
glissement d'une
digue de type zonée

Introduction

Dans le contexte du dimensionnement et de la conception des digues, les données spécifiques, telles que les propriétés des matériaux constitutifs, les dimensions géométriques et les actions appliquées sont souvent entachées d'incertitudes. Sous cette contrainte on ne peut plus se permettre d'utiliser des modèles purement déterministes où ces paramètres sont pris en considération seulement à travers des coefficients partiels de sécurité. Ceci nous conduit souvent à une représentation erronée de la réalité, donc à des structures surdimensionnées. De ce fait, il est intéressant de considérer et de traiter les incertitudes associées aux différents paramètres. Le cadre probabiliste, à travers la théorie de la fiabilité des structures, constitue un des outils les mieux adaptés pour prendre en compte le caractère aléatoire de ces variables.

A travers ce troisième chapitre nous procédons à une analyse fiabiliste d'une digue zonée, en se basant sur l'une des approches probabilistes qui est la simulation de Monte-Carlo. La variable aléatoire considérée est le coefficient d'accélération de zone « A ». La loi de distribution adoptée pour la variable aléatoire est de type log Normal.

3.1 Contexte probabiliste

Le niveau de la fiabilité de la digue vis-à-vis de l'état limite qui caractérise le glissement de son talus amont est donné par une probabilité de défaillance P_f . Cette probabilité de défaillance correspond à la probabilité d'occurrence de l'évènement $G(X) < 0$ comme l'indique la relation suivante :

$$P_f = \text{Prob } G(X) < 0 \quad (3.1)$$

$G(X)$ désigne la fonction de performance (ou d'état limite), qui est généralement du type

$$G(X) = R(X) - S(X) \quad (3.2)$$

avec:

R : résistance de la structure vis-à-vis du mode considéré,

S : sollicitation appliquée.

Nous rappelons que la probabilité de défaillance P_f est exprimée par l'intégrale :

$$P_f = \int f\{x\}(x_1, \dots, x_n) dx_1, \dots, dx_n \quad (3.3)$$

$f\{x\}(x_1, \dots, x_n)$ est la densité de probabilité conjointe du vecteur aléatoire.

Pour la résolution de cette équation nous faisons appel à des méthodes de simulation dont Monte Carlo classique, développée au chapitre premier.

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 en 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 :

$$G(X) = M_s - M_m \quad (3.4)$$

M_s : moment stabilisant donné par la relation (2.19),

M_m : moment renversant, donné par la relation (2.20).

Pour un état stable : $M_s - M_m > 0 \quad (3.5)$

Pour un état de défaillance : $M_s - M_m < 0 \quad (3.6)$

3.3 Identification des variables

Les paramètres intervenant dans le calcul de la stabilité d'une digue en terre sont dictés par le calcul déterministe. Ils sont représentés dans le tableau 3.1 :

Tableau 3.1 : Identification des variables intervenant dans le calcul de la digue.

Variable	Unités	Observation
Angle de frottement " φ "	[°]	Déterministe
Cohésion du sol " C "	[kg/m ²]	Déterministe
La hauteur de la digue " H "	[m]	Déterministe
La masse volumique du terrain " γ "	[kg/m ³]	Déterministe
Coefficients d'accélération de zone " A "	/	Aléatoire
Inclinaison du talus avec un angle " β "	[°]	Déterministe

Pour notre analyse fiabiliste la variable aléatoire considérée est le coefficient d'accélération de zone «**A**». Celui-ci est donné par le (RPA, 2003) en fonction du type de zone et du groupe d'usage, comme l'illustre le tableau 3.2.

Tableau 3.2 : Coefficient accélération sismique A.

Groupe d'usage	Zone I sismicité faible	Zone IIa Sismicité moyenne	Zone IIb Sismicité moyenne	Zone III Sismicité élevée
1A Ouvrage d'importance vitale	0.15	0.25	0.3	0.4
1B Ouvrage de grande importance	0.12	0.2	0.25	0.3

2 <i>Ouvrage d'importance moyenne</i>	0.1	0.15	0.2	0.25
3 <i>Ouvrage de faible importance</i>	0.07	0.1	0.14	0.18

3.3.1 Génération de la variable aléatoire

La variable aléatoire considérée (coefficient d'accélération de zone) est générée par une loi log normale. Celle-ci est définie à partir d'une base de données constituée de 45 accélérographes 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 3.1). Nous donnons en figure 3.2, un exemple d'accélérogramme, enregistré **sur le site du barrage de Kheddara (50 Kms à l'Est d'Alger)**.

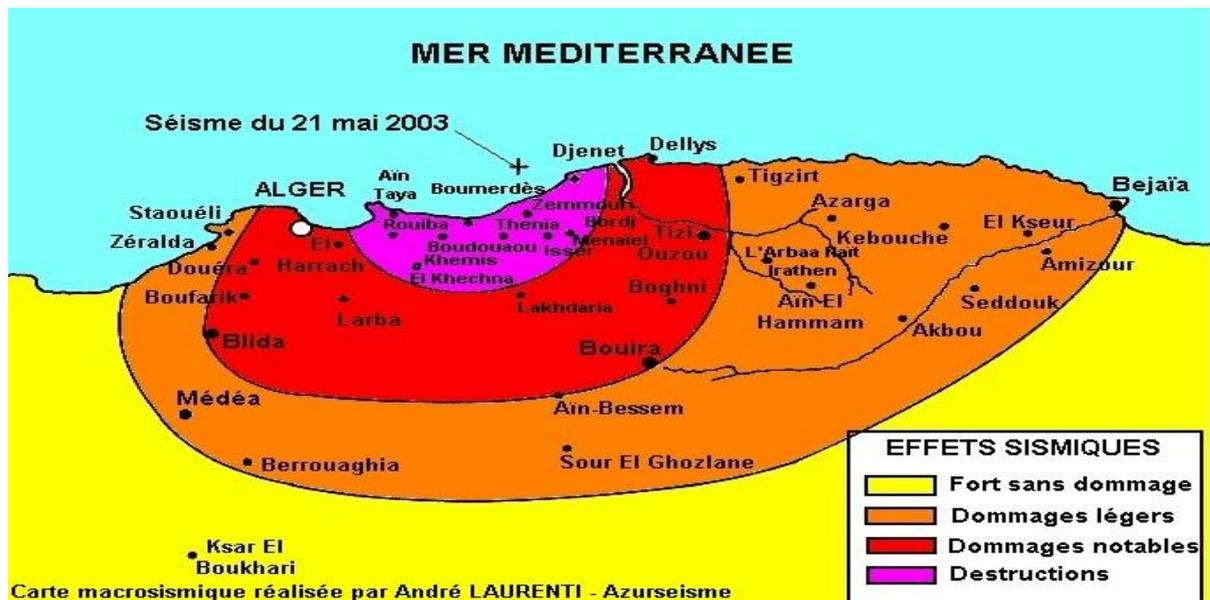


Figure 3.1: Carte macrosismique de la zone centre de l'Algérie (par André Laurenti, Azurseisme.com)

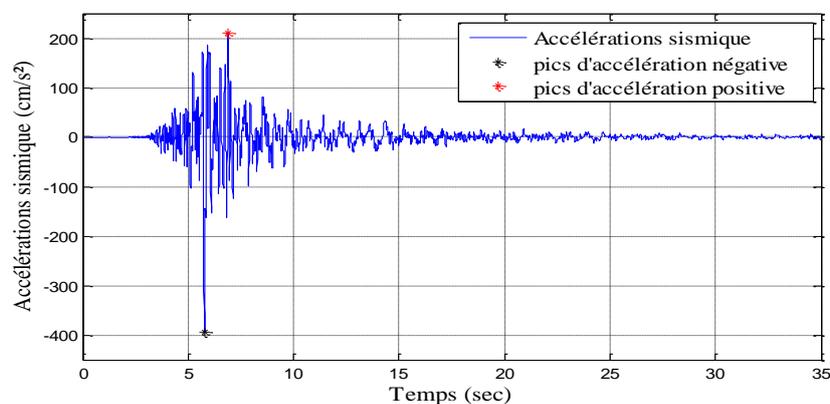


Figure 3.2: Accélérogramme enregistré sur le site du barrage de Kheddara (CGS).

La figure 3.3, montre l'histogramme de pic d'accélération sismique, sur lequel nous avons superposé une distribution type loi log normale.

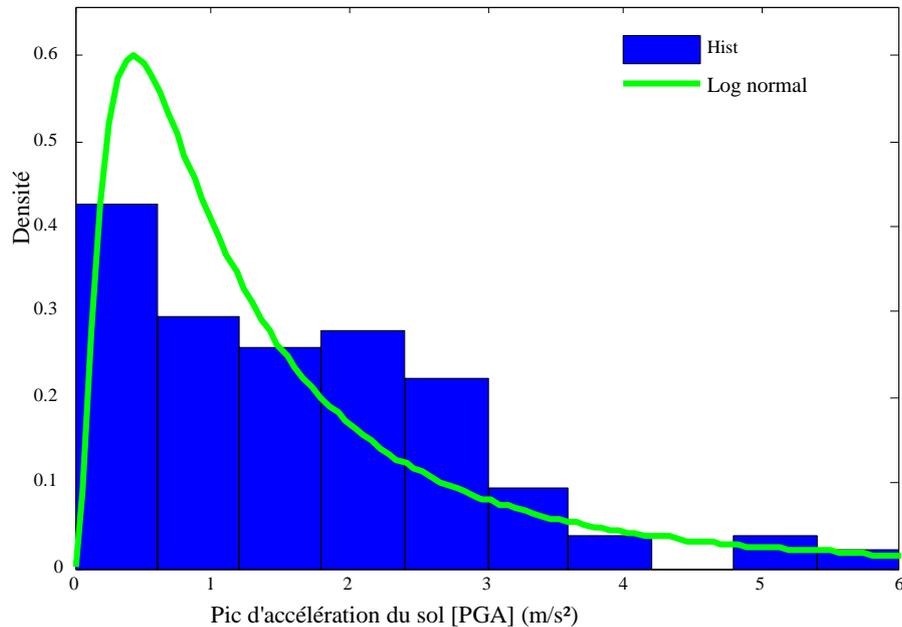


Figure 3.3 : Histogramme de pic d'accélération.

➤ Les paramètres de la loi log normale

Les paramètres caractérisant la loi log normal sont donné par :

$$m_u = \log \left(\frac{m^2}{\sqrt{m^2 + \sigma}} \right) \quad (3.7)$$

$$\varepsilon = \sqrt{\log \left(\frac{\sigma}{m^2} + 1 \right)} \quad (3.8)$$

Ou,

m : désigne la moyenne statistique de l'échantillon,

σ : désigne l'écart type de l'échantillon donné en fonction du coefficient de variation C_v et de l'accélération par la relation (3.9) :

$$\sigma = A_x * C_v \quad (3.9)$$

La valeur du coefficient de variation C_v représentant le mieux la distribution des réalisations de la variable aléatoire « A », a été calculée par **Aliche (2016)**, dans le cadre de sa thèse de doctorat, à savoir : $C_v = 0.664$.

- **Étapes de génération de la variable aléatoire sous Excel®**

Étape 1 : Commande sur Excel® → données → Utilitaire d'analyse

Une boîte de dialogue (figure3.4) apparaît : sélectionné Génération de nombres aléatoires.

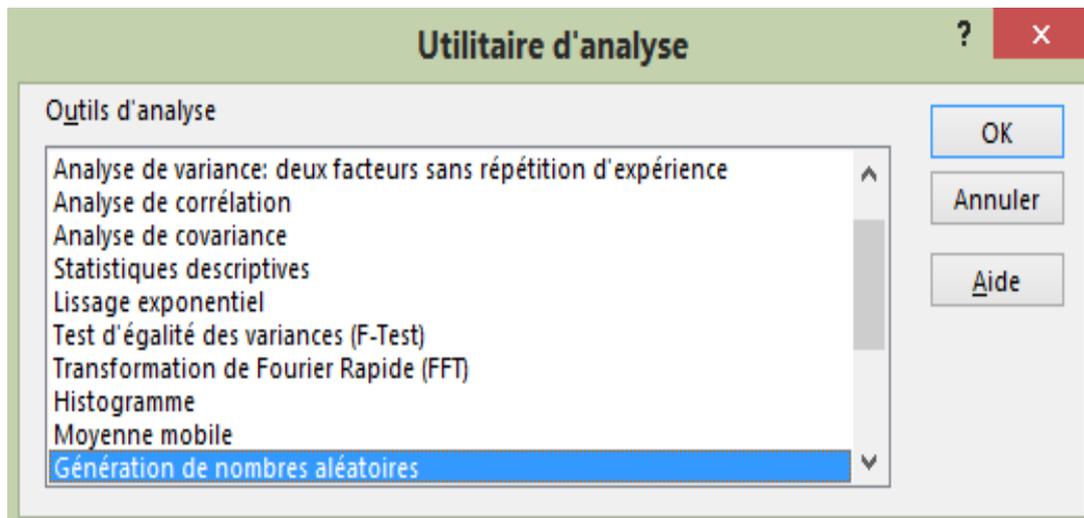


Figure 3.4: Première étape pour générer une loi normal de l'accélération "A" Sur Microsoft Excel©.

Etape 2 : Introduire les paramètres m_u , ε calculé suivant les équations (3.7) et (3.8) le nombre de variables aléatoires et le nombre de tirage.

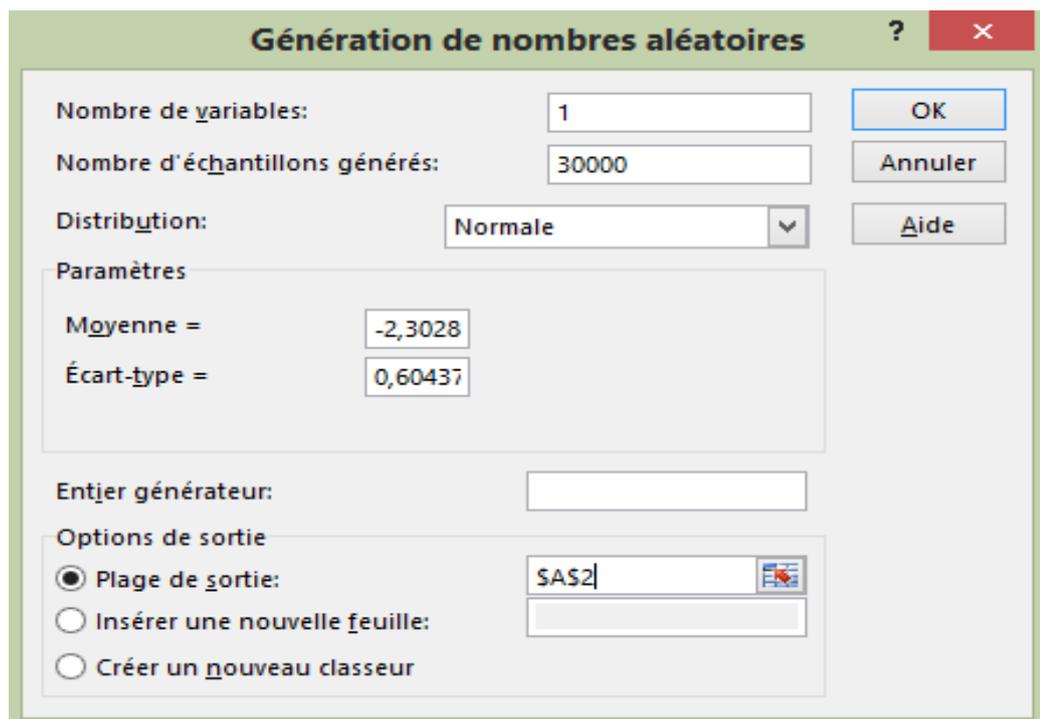


Figure 3.5 : Deuxième étape pour générer une loi normal de l'accélération "A" Sur Microsoft Excel©.

Etape 3 : Les résultats obtenus pour la génération d'une loi normale sont représentés dans le tableau (3.3). Ces résultats sont transformation vers une loi log normal par l'équation (3.10).

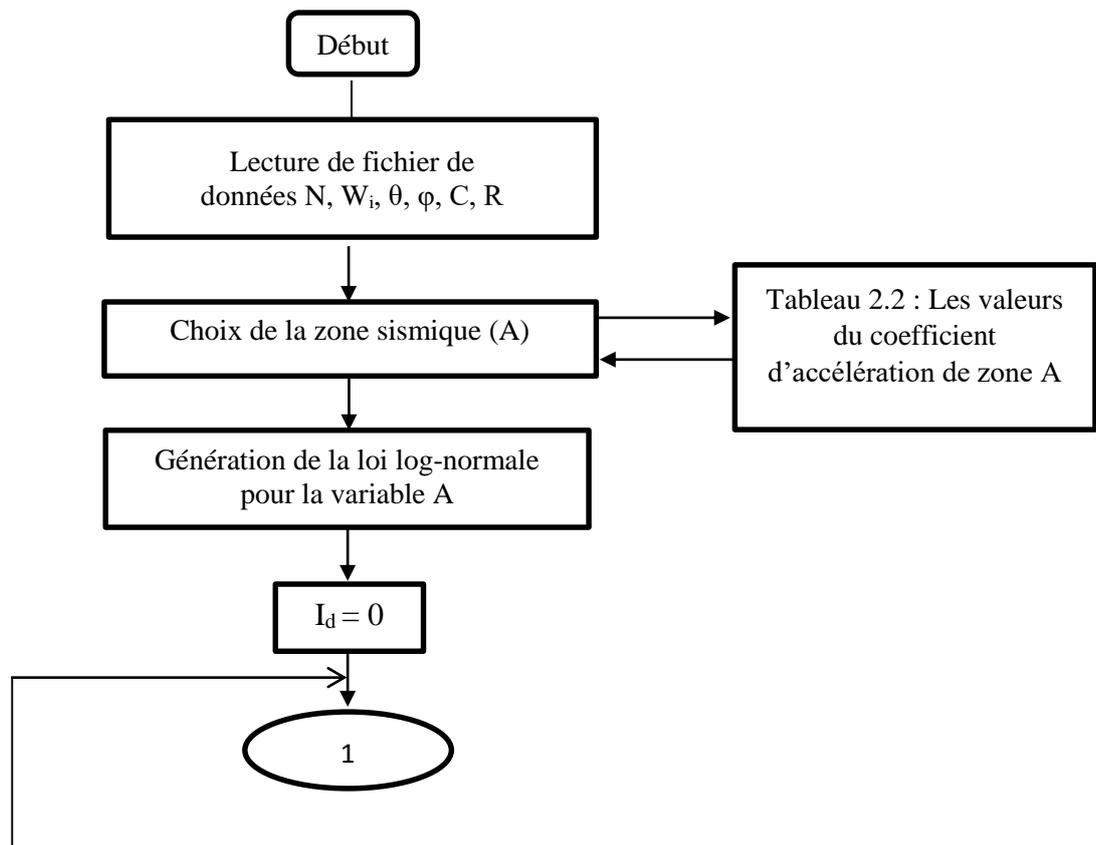
$$X = e^y \quad (3.10)$$

Tableau 3.3 : Extrait du résultat de génération de la loi log normale de l'accélération "A" sur Microsoft Excel®.

A(normal)	A (log normal)
-2,725980677	0,065481955
-1,376925472	0,252353229
-2,396311637	0,091053172
-3,623595067	0,026686564
-3,507383233	0,02997525
-2,519840303	0,080472457
-3,319944791	0,036154828
-3,335918284	0,035581897
-1,346297701	0,260201825
-1,584771893	0,204994549
-1,970952798	0,139324045
-3,000009083	0,049786616
-2,771879734	0,062544327
-2,5509085	0,078010761
-1,204023129	0,299984903
-4,249001842	0,014278479
-3,475727573	0,030939315
-2,333770547	0,09692958
-2,693446915	0,067647362
-1,769409751	0,170433557

3.4 Organigramme de calcul

La méthodologie d'évaluation de la fiabilité de la digue requière la mise en œuvre de multiples calculs et l'échange de plusieurs données. A cet effet, nous avons développé un programme de calcul, sous Excel®, qui nous permet d'évaluer la probabilité de défaillance de la digue sous sollicitations sismiques. La figure (3.6), illustre de manière simplifiée fonctionnement global du programme de calcul développé.



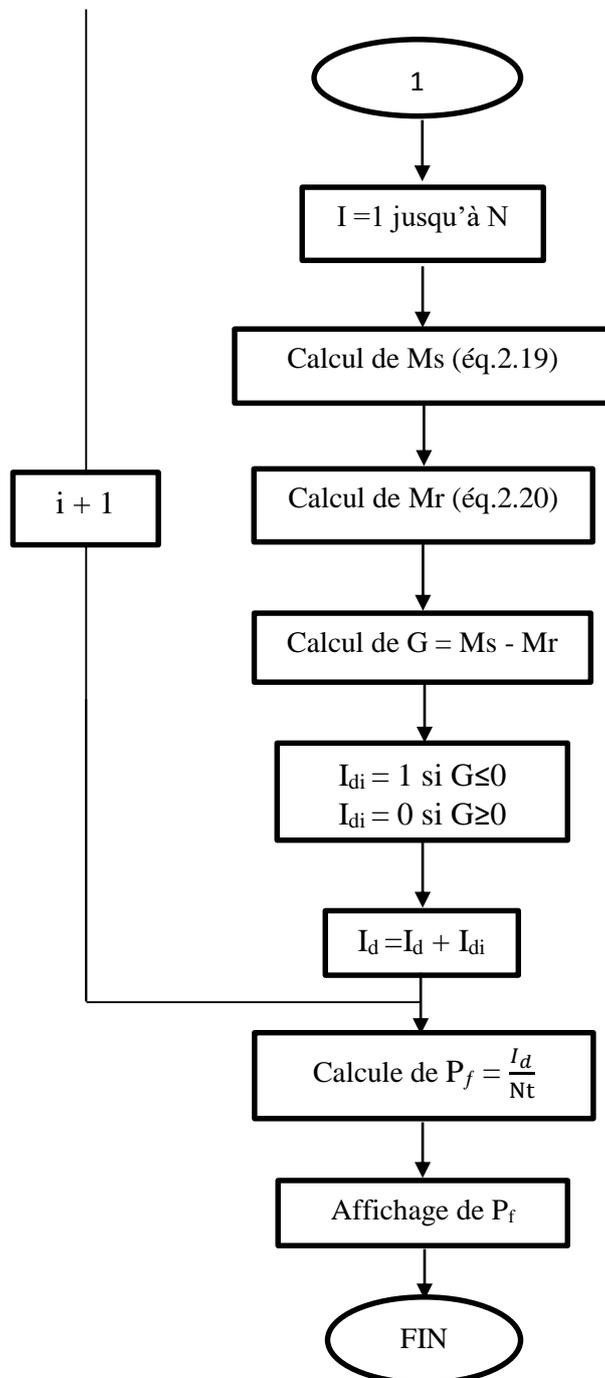


Figure 3.6: Organigramme des étapes d'évaluation de la probabilité de défaillance en utilisant la méthode de simulation de Monte Carlo.

3.5 Application de la méthode de Monte Carlo pour l'analyse d'une digue zonée

Après avoir effectué une analyse déterministe de la stabilité de la digue zonée présentée dans le chapitre 2, en utilisant la méthode Fillinus, nous proposons dans ce qui suit une analyse fiabiliste, en appliquant la méthode de Monte Carlo classique et se conforme à l'organigramme élaboré figure (3.6).

Aussi nous faisons varier l'implantation de la digue de zone **I** à la zone **III**, tel que c'est défini par le RPA (2003).

3.5.1 Paramètre de l'analyse

La variable aléatoire A est générée par une loi Log-Normale. Les figures (3.7) et (3.8) montre respectivement l'évolution de la fonction de densité et la fonction de répartition pour le coefficient de variation $Cv = 0.664$.

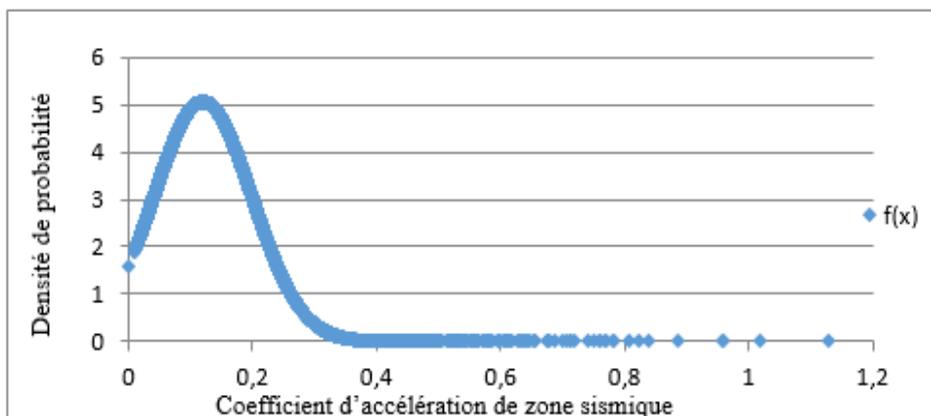


Figure 3.7 : Courbe de la densité de la loi normale pour $Cv = 0.644$.

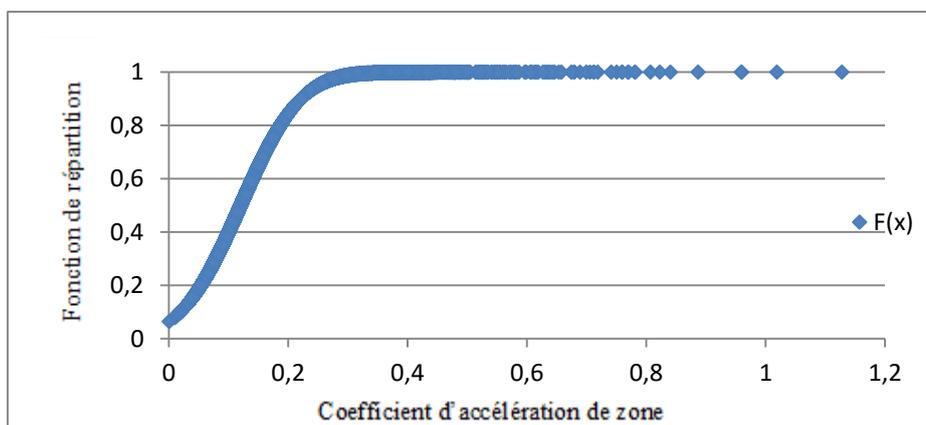


Figure 3.8 : courbe de répartition de la loi normale.

Nous présentons dans les tableaux 3.4a, 3.4b, 3.4c et 3.4d les différents paramètres ayant servis à la génération du coefficient de zone sismique "A", pour les différentes zones sismiques.

Tableau 3.4.a : Paramètres de génération du coefficient A pour la zone I.

Paramètres	Valeurs
Coefficient de variation Cv	0,664
Moyenne (valeur de « A »)	0,12
Ecart type σ	0,07968
Mu	-2,302896107
Sigma « ε »	0,604371692

Tableau 3.4.b : Paramètres de génération du coefficient A pour la zone IIa.

Paramètres	valeurs
Coefficient de variation Cv	0,664
Moyenne (valeur de « A »)	0,2
Ecart type σ	0,1328
Mu	-1,792070484
Sigma « ε »	0,604371692

Tableau 3.4.c : Paramètres de génération du coefficient A pour la de zone IIb.

Paramètres	valeurs
Coefficient de variation Cv	0,664
Moyenne (valeur de « A »)	0,25
Ecart type σ	0,166
Mu	-1,568926932
Sigma « ε »	0,604371692

Tableau 3.4.d : Paramètres de génération du coefficient A pour la zone III.

Paramètres	Valeurs
Coefficient de variation Cv	0,664
Moyenne (valeur de « A »)	0,3
Ecart type σ	0,1992
Mu	-1,386605375
Sigma « ε »	0,604371692

3.5.2 Evaluation de la probabilité de défaillance P_f

La probabilité de défaillance P_f est évaluée pour chaque zone sismique par la méthode de Monte Carlo conformément à l'équation (1.44), et à l'organigramme.

Le nombre de tirage est fixé à 30 000 après le test de convergence effectué et présenté sur la figure (3.13), pour les différentes zones sismiques.

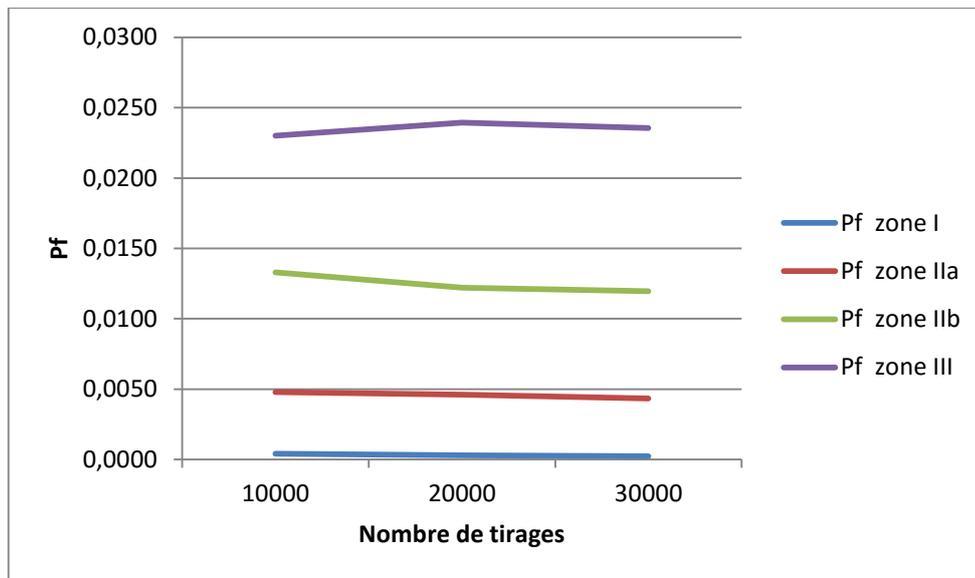


Figure 3.9 : Courbe de l'évolution de P_f en fonction du nombre de tirage pour chaque zone sismique.

➤ Sans ligne de saturation

Les résultats de calcul de la fonction d'état limite $G(X)$, ainsi que du test sur l'indicateur I_d est présenté en annexe 3. Un extrait de ces résultats est donné pour chaque zone sismique, dans les tableaux 3.5.a, 3.5.b, 3.5.c et 3.5.d, qui suivent.

Tableau 3.5.a : Extrait des résultats de calcul de la probabilité de ruine dans la zone I.

A (normal)	A (log normal)	f(x)	F(x)	Ms	Mr	Ms-Mr	I_d
-2,725980677	0,065481955	3,982469783	0,24488726	275493,0926	167272,1233	108220,9693	0
-1,376925472	0,252353229	1,238384764	0,953254437	270798,6809	189374,0795	81424,60141	0
-2,396311637	0,091053172	4,726568198	0,356942638	274850,7155	170296,5256	104554,1899	0
-3,623595067	0,026686564	2,513162646	0,118551001	276467,6754	162683,649	113784,0264	0
-3,507383233	0,02997525	2,637789839	0,127020507	276385,06	163072,6141	113312,4459	0
-2,519840303	0,080472457	4,459580366	0,308285476	275116,5147	169045,1054	106071,4093	0
-3,319944791	0,036154828	2,875390617	0,144053219	276229,8222	163803,4956	112426,3267	0
-3,335918284	0,035581897	2,853225575	0,14241217	276244,2149	163735,7329	112508,482	0
-1,346297701	0,260201825	1,042950266	0,962192493	270601,5156	190302,3619	80299,15361	0
-1,584771893	0,204994549	2,829999929	0,85929549	271988,383	183772,7934	88215,58961	0
-1,970952798	0,139324045	4,905690375	0,596779113	273638,0982	176005,7002	97632,39794	0
-3,000009083	0,049786616	3,403360022	0,186853727	275887,3767	165415,7776	110471,5992	0
-2,771879734	0,062544327	3,878699655	0,233340005	275566,889	166924,6792	108642,2098	0
-2,5509085	0,078010761	4,388331986	0,297394394	275178,3552	168753,9515	106424,4037	0

Tableau 3.5.b : Extrait des résultats Obtenus pour la stabilité au glissement dans la zone IIa.

A (normal)	A (log normal)	f(x)	F(x)	Ms	Mr	Ms-Mr	I _d
-1,973522297	0,138966512	2,720475978	0,322168755	273647,0798	175963,4134	97683,66637	0
-2,564266016	0,07697566	1,96038513	0,175692958	275204,3581	168631,5262	106572,8319	0
-1,644448278	0,193119081	3,02246106	0,479725624	272286,7078	182368,238	89918,46978	0
-1,020606009	0,360376482	1,441434215	0,888382286	268085,0181	202150,389	65934,62912	0
-1,067821533	0,343756565	1,667374869	0,862559584	268502,5287	200184,6899	68317,83882	0
-0,744613897	0,474917632	0,342952114	0,981550384	265207,6186	215697,594	49510,02459	0
-3,111769032	0,044522125	1,511962173	0,119379078	276019,6266	164793,1267	111226,4999	0
-1,933602994	0,144626171	2,772377907	0,337714522	273504,9029	176632,8023	96872,10064	0
-1,130269865	0,322946093	1,956513264	0,824854113	269025,3106	197723,3584	71301,95218	0
-2,448841588	0,086393608	2,090008557	0,194767756	274967,7689	169745,4218	105222,3471	0
-2,209210335	0,109787309	2,396770677	0,24730476	274380,0934	172512,2813	101867,8121	0
-2,813719923	0,059981451	1,724077233	0,144385346	275631,2713	166621,5583	109009,713	0
-2,908291136	0,054568901	1,649203062	0,13525654	275767,2405	165981,3961	109785,8444	0
-2,382922072	0,092280533	2,169718672	0,207306723	274819,8829	170441,6901	104378,1927	0
-2,259556245	0,104396801	2,328808846	0,234567225	274515,5089	171874,726	102640,7829	0
-3,072088149	0,046324322	1,536367833	0,122125908	275974,3534	165006,2792	110968,0742	0
-2,135308194	0,118208154	2,498553505	0,26792018	274168,5526	173508,2457	100660,3069	0

Tableau 3.5.c : Extrait des résultats Obtenus pour la stabilité au glissement dans la zone IIb.

A (normal)	A (log normal)	f(x)	F(x)	Ms	Mr	Ms-Mr	I _d
-1,75037875	0,173708139	2,176367208	0,322175314	272774,332	180072,4341	92701,89787	0
-2,34112247	0,096219574	1,568321903	0,175699469	274720,9298	170907,5751	103813,3547	0
-1,42130473	0,241398851	2,417934858	0,479730509	271073,8669	188078,4648	82995,40213	0
-0,797462459	0,450470603	1,153139382	0,888381077	265821,7548	212806,1536	53015,60126	0
-0,844677983	0,429695705	1,333886887	0,862558592	266343,6431	210349,0297	55994,61339	0
-0,521470346	0,59364704	0,274368609	0,98154952	262225,0054	229740,1599	32484,84553	0
-2,888625488	0,055652655	1,209593035	0,11938482	275740,0154	166109,5757	109630,4397	0
-1,710459446	0,180782714	2,217886165	0,337720976	272596,6109	180909,1702	91687,44071	0
-0,907126315	0,403682615	1,565190845	0,824853546	266997,1205	207272,3654	59724,7551	0
-2,225698042	0,107992009	1,672017038	0,194774408	274425,1933	172299,9445	102125,2488	0
-1,986066788	0,137234136	1,917416602	0,247311566	273690,599	175758,519	97932,08001	0
-2,590576378	0,074976813	1,379281171	0,144391502	275254,5713	168395,1152	106859,4561	0
-2,685147592	0,068211126	1,319383337	0,13526256	275424,5328	167594,9124	107829,6204	0
-2,159778525	0,115350665	1,735782719	0,207313442	274240,3358	173170,28	101070,0558	0

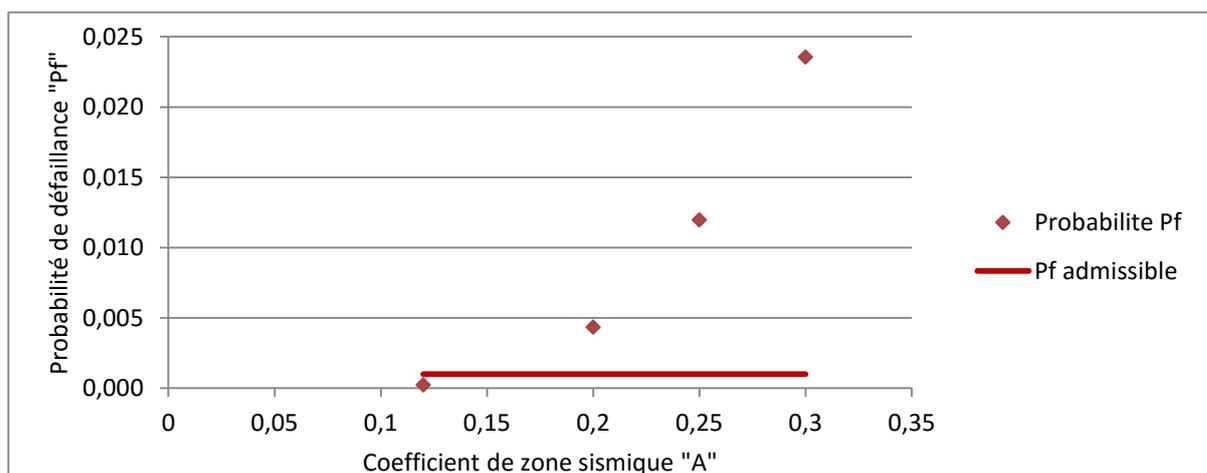
Tableau 3.5.d : Extrait des résultats Obtenus pour la stabilité au glissement dans la zone III.

A (normal)	A (log normal)	f(x)	F(x)	Ms	Mr	Ms-Mr	Ia
-1,568057193	0,208449767	1,813650648	0,322168755	271901,5841	184181,4548	87720,12929	0
-2,158800913	0,115463489	1,306923419	0,175692958	274237,5016	173183,624	101053,8775	0
-1,238983173	0,289678621	2,014974036	0,479725624	269861,026	193788,6916	76072,33439	0
-0,615140902	0,540564723	0,960956143	0,888382286	263558,4915	223461,9182	40096,57335	0
-0,662356426	0,515634847	1,111583245	0,862559584	264184,7574	220513,3695	43671,3879	0
-0,339148789	0,712376448	0,228634742	0,981550384	259242,3923	243782,7258	15459,66646	0
-2,706303931	0,066783186	1,007974784	0,119379079	275460,4042	167426,0247	108034,3795	0
-1,528137889	0,216939256	1,848251934	0,337714522	271688,3188	185185,5381	86502,78069	0
-0,724804758	0,484419139	1,304342175	0,824854113	264968,9303	216821,3724	48147,55795	0
-2,043376485	0,129590411	1,393339037	0,194767756	273882,6177	174854,4674	99028,15038	0
-1,803745231	0,164680964	1,597847116	0,24730476	273001,1045	179004,7567	93996,34785	0
-2,408254821	0,089972175	1,149384822	0,144385346	274877,8714	170168,6722	104709,1992	0
-2,502826035	0,081853351	1,099468709	0,13525654	275081,8251	169208,4288	105873,3963	0
-1,977456968	0,138420799	1,446479113	0,207306723	273660,7887	175898,8699	97761,91881	0
-1,854091142	0,156595201	1,552539228	0,234567226	273204,2278	178048,4236	95155,80413	0
-2,666623048	0,069486482	1,024245223	0,122125908	275392,4945	167745,7535	107646,741	0
-1,729843091	0,17731223	1,665702334	0,26792018	272683,7932	180498,7032	92185,09002	0

L'évaluation de la probabilité de défaillance P_f obtenus pour les différent zone sismique considérées est illustrée dans le tableau (3.6) et la figure (3.10).

Tableau 3.6 : P_f obtenu pour différentes valeurs de "A".

Coefficient de zone sismique "A"	0,12	0,2	0,25	0,3
Probabilité P_f	0,000233	0,004333	0,011967	0,023567

Figure 3.10 : Courbe de probabilités P_f en fonction des zones sismiques

Les résultats montrent que la probabilité de défaillance P_f augmente avec l'intensité de la zone sismique. Il est à noter également que seule la valeur de la zone I ne dépasse pas la valeur limite, admise par les structures de génie civil à savoir $P_{fl} = 10^{-3}$, telle que c'est donnée par le tableau (3.7).

Tableau 3.7: Niveaux de probabilité de défaillance acceptés par secteurs industriels.

Secteur industriel	P_f
Structure marines	10^{-2} - 10^{-4}
Génie civil	10^{-3} - 10^{-8}
Aérospatial	10^{-4} - 10^{-10}
Composant nucléaires	10^{-6} - 10^{-12}

➤ **Avec ligne de saturation**

Les résultats de calcul de la fonction d'état limite $G(X)$, ainsi que du test sur l'indicateur I_d est présenté en annexe 4. Un extrait de ces résultats est donné pour chaque zone sismique, dans les tableaux 3.8.a, 3.8.b, 3.8c et 3.8d, qui suivent.

Tableau 3.8.a : Extrait des résultats de calcul de la probabilité de ruine dans la zone I.

A (normal)	A (log normal)	f(x)	F(x)	Ms	Mr	Ms-Mr	I_d
-2,725980677	0,065481955	3,982469783	0,24488726	330982,3372	269867,9917	61114,34542	0
-1,376925472	0,252353229	1,238384764	0,953254437	323408,6807	305526,4783	17882,20248	0
-2,396311637	0,091053172	4,726568198	0,356942638	329945,9681	274747,4517	55198,51632	0
-3,623595067	0,026686564	2,513162646	0,118551001	332554,6653	262465,1155	70089,5498	0
-3,507383233	0,02997525	2,637789839	0,127020507	332421,379	263092,6575	69328,72149	0
-2,519840303	0,080472457	4,459580366	0,308285476	330374,7911	272728,4561	57646,33493	0
-3,319944791	0,036154828	2,875390617	0,144053219	332170,9285	264271,8349	67899,09361	0
-3,335918284	0,035581897	2,853225575	0,14241217	332194,1487	264162,5091	68031,63955	0
-1,346297701	0,260201825	1,042950266	0,962192493	323090,5871	307024,1352	16066,45192	0
-1,584771893	0,204994549	2,829999929	0,85929549	325328,0682	296489,5684	28838,49973	0
-1,970952798	0,139324045	4,905690375	0,596779113	327989,6106	283958,4249	44031,18572	0
-3,000009083	0,049786616	3,403360022	0,186853727	331618,4494	266873,0316	64745,41776	0
-2,771879734	0,062544327	3,878699655	0,233340005	331101,3955	269307,4383	61793,95718	0
-2,5509085	0,078010761	4,388331986	0,297394394	330474,5605	272258,7191	58215,84134	0
-1,204023129	0,299984903	0,375060246	0,988720601	321478,2292	314615,4805	6862,748754	0
-4,249001842	0,014278479	2,061216775	0,090205632	333057,5493	260097,424	72960,12529	0
-3,475727573	0,030939315	2,674601285	0,129581243	332382,3067	263276,6189	69105,6878	0

Tableau 3.8.b : Extrait des résultats Obtenus pour la stabilité au glissement dans la zone IIa.

A(normal)	A (log normal)	f(x)	F(x)	Ms	Mr	Ms-Mr	I _d
-1,973522297	0,138966512	2,720475978	0,322168755	328004,101	283890,2009	44113,90008	0
-2,564266016	0,07697566	1,96038513	0,175692958	330516,5118	272061,2027	58455,30913	0
-1,644448278	0,193119081	3,02246106	0,479725624	325809,3658	294223,5102	31585,85561	0
-1,020606009	0,360376482	1,441434215	0,888382286	319030,6349	326139,3079	-7108,673061	1
-1,067821533	0,343756565	1,667374869	0,862559584	319704,2191	322967,921	-3263,701886	1
-0,744613897	0,474917632	0,342952114	0,981550384	314388,4269	347995,8722	-33607,44531	1
-3,111769032	0,044522125	1,511962173	0,119379078	331831,8126	265868,4695	65963,34306	0
-1,933602994	0,144626171	2,772377907	0,337714522	327774,7221	284970,1684	42804,55376	0
-1,130269865	0,322946093	1,956513264	0,824854113	320547,6412	318996,899	1550,7422	0
-2,448841588	0,086393608	2,090008557	0,194767756	330134,8143	273858,321	56276,49331	0
-2,209210335	0,109787309	2,396770677	0,24730476	329186,6972	278322,2708	50864,42635	0
-2,813719923	0,059981451	1,724077233	0,144385346	331205,2656	268818,3941	62386,87155	0
-2,908291136	0,054568901	1,649203062	0,13525654	331424,6294	267785,5798	63639,04962	0
-2,382922072	0,092280533	2,169718672	0,207306723	329896,2247	274981,6549	54914,56982	0
-2,259556245	0,104396801	2,328808846	0,234567225	329405,1676	277293,6624	52111,5053	0
-3,072088149	0,046324322	1,536367833	0,122125908	331758,7718	266212,362	65546,40983	0
-2,135308194	0,118208154	2,498553505	0,26792018	328845,411	279929,1232	48916,28776	0
-2,036265392	0,130515225	2,635716844	0,29952953	328346,621	282277,5395	46069,08146	0
-1,710569112	0,180762889	2,994905745	0,442522782	326310,1467	291865,7207	34444,42594	0
-2,012964073	0,133592111	2,667534189	0,307688551	328221,9187	282864,666	45357,25268	0
-1,98969436	0,136737211	2,698933824	0,316127897	328094,4517	283464,8093	44629,64243	0
-2,015833365	0,133209345	2,663634312	0,306668257	328237,4317	282791,6273	45445,80438	0
-0,980615935	0,375080003	1,250526616	0,908160204	318434,7198	328945,0108	-10510,29105	1
-1,84361399	0,158244497	2,879524619	0,376228878	327222,7886	287568,7962	39653,9924	0
-1,904578893	0,148885326	2,808672259	0,349600666	327602,104	285782,8937	41819,21033	0
-2,102238502	0,122182616	2,544473894	0,277942323	328684,3311	280687,5239	47996,80711	0
-0,600121395	0,548745017	0,091103679	0,9959387	311396,2964	362083,4994	-50687,20302	1
-1,268882242	0,281145699	2,501935983	0,731358347	322241,7583	311020,6128	11221,14555	0
-0,356292016	0,700268101	0,002245345	0,999926589	305255,2574	390996,8991	-85741,64177	1
-2,187877532	0,112154541	2,425957099	0,2530131	329090,7563	278773,9822	50316,77409	0
-0,787933614	0,454783583	0,466225347	0,973452083	315204,4345	344153,9244	-28949,48993	1
-2,766557992	0,062878059	1,764311741	0,149437574	331087,8697	269371,1205	61716,74922	0
-1,466345343	0,230767321	2,944115757	0,592801231	324283,5303	301407,4889	22876,04131	0
-1,246811503	0,287419774	2,426790366	0,746821668	321987,478	312217,8221	9769,655865	0

Tableau 3.8.c : Extrait des résultats Obtenus pour la stabilité au glissement dans la zone IIb.

A (normal)	A (log normal)	f(x)	F(x)	Ms	Mr	Ms-Mr	I _d
-1,75037875	0,173708139	2,176367208	0,322175314	326596,0668	290519,5443	36076,52246	0
-2,34112247	0,096219574	1,568321903	0,175699469	329736,5803	275733,2966	54003,28374	0
-1,42130473	0,241398851	2,417934858	0,479730509	323852,6478	303436,1809	20416,46687	0
-0,797462459	0,450470603	1,153139382	0,888381077	315379,2341	343330,9281	-27951,69404	1
-0,844677983	0,429695705	1,333886887	0,862558592	316221,2144	339366,6945	-23145,48006	1
-0,521470346	0,59364704	0,274368609	0,98154952	309576,4742	370651,6336	-61075,15946	1
-2,888625488	0,055652655	1,209593035	0,11938482	331380,7062	267992,3801	63388,32613	0
-1,710459446	0,180782714	2,217886165	0,337720976	326309,3432	291869,5036	34439,83956	0
-0,907126315	0,403682615	1,565190845	0,824853546	317275,4921	334402,917	-17127,42494	1
-2,225698042	0,107992009	1,672017038	0,194774408	329259,4584	277979,6944	51279,76398	0
-1,986066788	0,137234136	1,917416602	0,247311566	328074,312	283559,6317	44514,68028	0
-2,590576378	0,074976813	1,379281171	0,144391502	330597,5226	271679,7858	58917,73675	0
-2,685147592	0,068211126	1,319383337	0,13526256	330871,7273	270388,768	60482,95934	0
-2,159778525	0,115350665	1,735782719	0,207313442	328961,2214	279383,8618	49577,35962	0
-2,036412699	0,130496001	1,863049586	0,234574022	328347,4001	282273,8711	46073,52897	0
-2,848944605	0,057905402	1,229117167	0,122131702	331289,4053	268422,2457	62867,15959	0
-1,912164648	0,147760191	1,998838956	0,267926966	327647,7043	285568,1972	42079,50706	0
-1,813121845	0,163144031	2,10856384	0,299536212	327024,2167	288503,7175	38520,49918	0
-1,487425564	0,22595361	2,395894146	0,442528165	324478,6239	300488,9441	23989,67978	0
-1,789820525	0,166990137	2,134016275	0,307695193	326868,3389	289237,6257	37630,71321	0
-1,766550812	0,170921514	2,159134517	0,316134492	326709,0052	289987,8048	36721,2004	0
-1,792689818	0,166511681	2,130896552	0,306674904	326887,7301	289146,3273	37741,40283	0
-0,757472385	0,468850003	1,000417249	0,908158885	314634,3402	346838,0568	-32203,71654	1

Tableau 3.8.d : Extrait des résultats Obtenus pour la stabilité au glissement dans la zone III.

A (normal)	A (log normal)	f(x)	F(x)	Ms	Mr	Ms-Mr	I _d
-1,568057193	0,208449767	1,813650648	0,322168755	325188,0325	297148,8878	28039,14471	0
-2,158800913	0,115463489	1,306923419	0,175692958	328956,6488	279405,3905	49551,25825	0
-1,238983173	0,289678621	2,014974036	0,479725624	321895,9298	312648,8518	9247,077993	0
-0,615140902	0,540564723	0,960956143	0,888382286	311727,8333	360522,5484	-48794,71512	1
-0,662356426	0,515634847	1,111583245	0,862559584	312738,2097	355765,468	-43027,25834	1

-0,339148789	0,712376448	0,228634742	0,981550384	304764,5214	393307,395	-88542,87362	1
-2,706303931	0,066783186	1,007974784	0,119379079	330929,5999	270116,2908	60813,30912	0
-1,528137889	0,216939256	1,848251934	0,337714522	324843,9643	298768,839	26075,12522	0
-0,724804758	0,484419139	1,304342175	0,824854113	314003,3429	349808,9351	-35805,59219	1
-2,043376485	0,129590411	1,393339037	0,194767756	328384,1025	282101,068	46283,03453	0
-1,803745231	0,164680964	1,597847116	0,24730476	326961,9268	288796,9927	38164,93409	0
-2,408254821	0,089972175	1,149384822	0,144385346	329989,7795	274541,1776	55448,60186	0
-2,502826035	0,081853351	1,099468709	0,13525654	330318,8252	272991,9562	57326,86897	0
-1,977456968	0,138420799	1,446479113	0,207306723	328026,2181	283786,0688	44240,14929	0
-1,854091142	0,156595201	1,552539228	0,234567226	327289,6325	287254,08	40035,55252	0
-2,666623048	0,069486482	1,024245223	0,122125908	330820,0387	270632,1295	60187,90927	0
-1,729843091	0,17731223	1,665702334	0,26792018	326449,9975	291207,2713	35242,72622	0
-1,630800288	0,195772837	1,757144559	0,29952953	325701,8125	294729,8957	30971,91677	0

L'évaluation de la probabilité de défaillance P_f obtenus pour les déférent zone sismique considérées est illustrée dans le tableau (3.9) figure (3.11).

Tableau 3.9 : P_f obtenu pour différentes valeurs de "A".

Coefficient de zone sismique "A"	0,12	0,2	0,25	0,3
Probabilité P_f	0,023800	0,128833	0,224367	0,326867

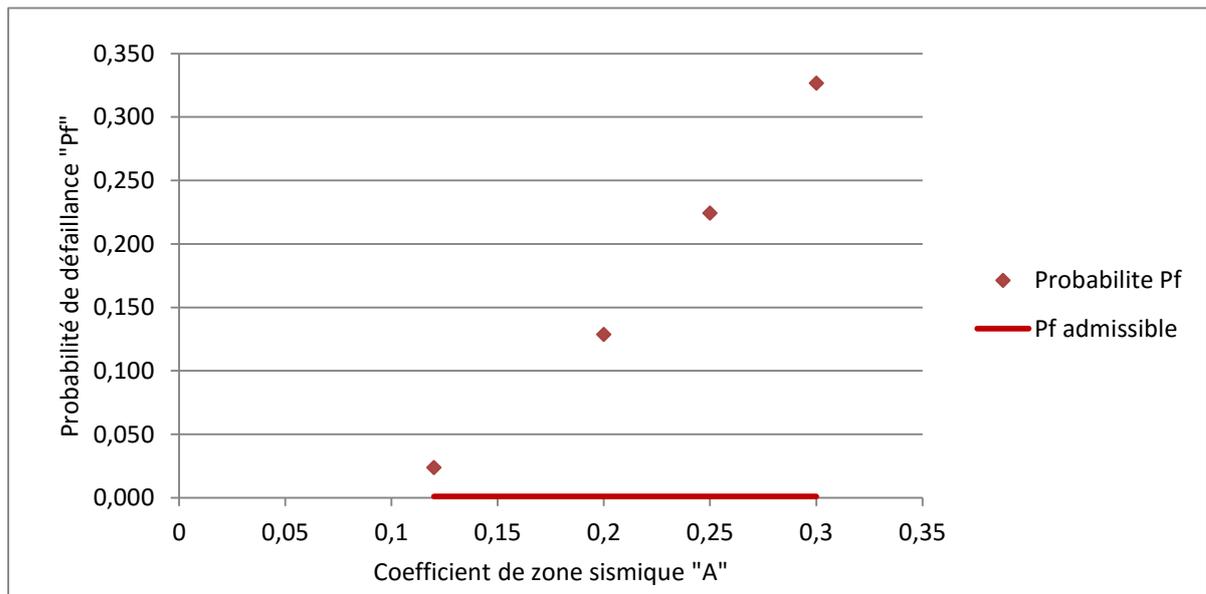


Figure 3.11 : Courbe de probabilités P_f en fonction des zones sismiques.

Les résultats montrent que la probabilité de défaillance P_f augmente avec l'intensité de la zone sismique. Il est à noter également toutes les valeurs dépassent la valeur limite admise par les structures de génie civil à savoir $P_{fi} = 10^{-3}$, telle que c'est donnée par le tableau (3.7).

3.6 Optimisation de la pente du talus amont de la digue

L'analyse fiabiliste du talus amont de la digue menée avec l'angle $\beta = 21.8^\circ$, tel que défini par le PNUD a conduit à une probabilité de déficience P_f dépassant la valeur admissible.

Pour assurer une probabilité de défaillance admissible nous avons mené une étude d'optimisation de l'angle β . A cet effet, nous avons fixé une probabilité cible $P_f = 10^{-3}$ et recherché l'angle β correspondant dans les différents zones sismiques. Les résultats sont présentés dans le tableau (3.10).

Tableau 3.10 : P_f obtenu pour différentes valeurs de "A".

Pour un $P_f \text{ Max} = 0,001$				
« A » coefficients de zone sismique	0.12	0.2	0.25	0.3
Angle déterministe " β "	21,80	21,80	21,80	21,80
Angle " β "	15,31	7,95	4,69	3,23

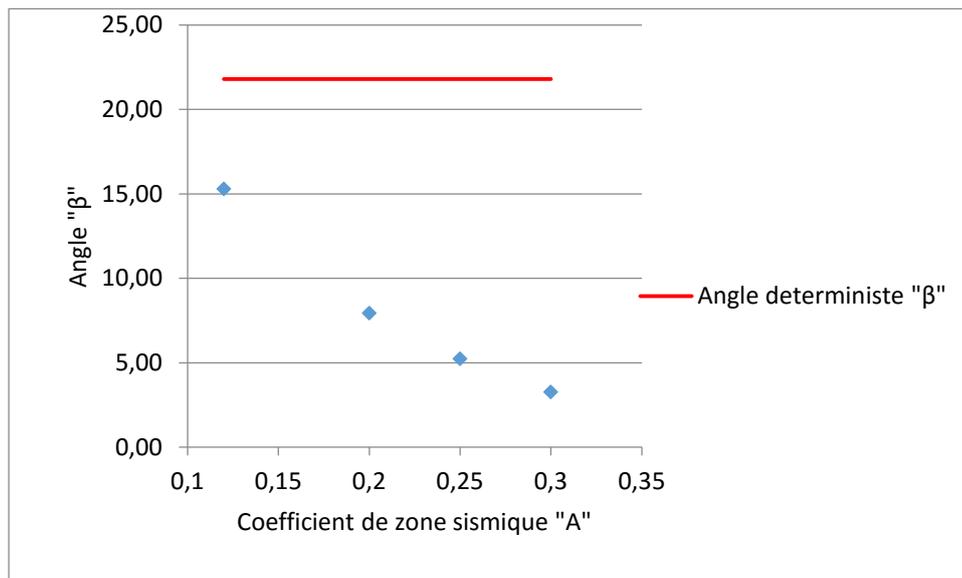


Figure 3.12 : courbe de l'évolution de l'angle β en fonction des zones sismiques.

Une étude d'optimisation de l'angle β a été effectuée, pour une probabilité de défaillance cible, qui est la limite admissible $P_f = 10^{-3}$, dans les différentes zones (I,IIa,IIb,III).

La solution adéquate qui rend la digue faisable en zone I est $\beta = 15.31^\circ$.

Conclusion

Dans ce troisième chapitre nous avons procédé à l'analyse fiabiliste de la stabilité au glissement de talus amont de la digue de type zonée, les fonctions d'état limite au glissement des talus de la digue est obtenu par le calcul déterministe, en utilisant la méthode de Fellenius présenté dans le deuxième chapitre.

La variable aléatoire choisie et le coefficient de l'accélération de zone sismique « A », représenté par une loi de distribution, type log normal, avec un coefficient de variation qui représente mieux la loi de distribution ($Cv=0.664$). Le nombre de tirage est fixé à 30000 après le test de convergence.

Les résultats ont montré que dans la zone II et III, la probabilité de défaillance P_f dépasse la valeur limite admise pour les structures de génie civil ($P_f=10^{-3}$).

En tenant compte de la ligne de saturation, Les résultats de la probabilité de défaillance P_f ont montré que même dans la zone I la probabilité de défaillance P_f dépasse la valeur admissible.

Conclusion
Générale

Pour l'analyse de la stabilité au glissement du parement amont d'une digue zonée. Deux méthodes ont été utilisées dans le cadre de ce mémoire. Une méthode déterministe et une méthode fiabiliste.

La méthode déterministe, de Fellenius, a permis de calculer un coefficient de sécurité F_s que nous avons comparé au coefficient de sécurité limite fixé par le PNUD, et utilisé par les ingénieurs, à savoir $F_s = 1.4$.

Les résultats obtenus ont montré que :

- Le coefficient de sécurité sans tenir compte du séisme et de la ligne de saturation, est supérieure à 1.4 donc la digue est stable.
- En tenant compte du séisme le coefficient de sécurité diminue, mais reste toujours vérifié dans la zone I et II, sauf pour la zone III.

Mais en tenant compte de la ligne de saturation, le coefficient de sécurité est inférieure à 1.4, soit en tenant compte ou sans tenir compte du séisme.

Cette étude nous a permis de mettre sur pied un programme sur un classeur Excel facile d'utilisation par les ingénieurs et qui constitue un outil d'aide à la décision.

Pour une meilleure précision de la marge de sécurité fixée entre 10^{-3} et 10^{-8} pour les structures en génie civil, l'application d'une approche fiabiliste est nécessaire. La méthode utilisée est la simulation de Monte Carlo classique, en tenant compte de la variabilité du coefficient d'accélération de zone sismique «A», représenté par une loi de distribution Log Normal.

Le calcul de la probabilité de défaillance P_f de la digue sans tenir compte de la ligne de saturation, a donné $P_f = 0.000233$ uniquement pour la zone I, qui est inférieure à la probabilité admissible 10^{-3} . Cependant, tenant compte de la ligne de saturation, la condition de la stabilité n'est vérifiée pour aucune des zones sismiques ($P_f > P_{f \text{ limit}}$). Par ailleurs l'optimisation de l'angle β nous a mené à conclure qu'il est nécessaire de prendre en compte tous les paramètres possibles afin d'assurer la stabilité de talus de la digue au glissement, au niveau des bureaux d'études techniques, en phase de conception.

Les méthodes déterministes, telles que décrites par les règlements, entre autre le PNUD, destinés aux ingénieurs sont nécessaires et bien élaborées, mais restent de nos jours insuffisantes étant donné que les ingénieurs du vingt et unième siècle disposent d'autres outils modernes (ordinateurs puissants) qui permettent d'analyser avec précision certains phénomènes de stabilité.

Nous avons pu mettre en évidence à travers cette étude que les méthodes fiabilistes restent complémentaires aux méthodes déterministes, comme l'attestent les résultats de l'analyse déterministe (tableau 2.11) où les conditions de stabilité sont vérifiées pour les

zones I, IIa et IIb, mais non vérifiés avec l'analyse fiabiliste pour les zones I et IIa (voir tableau 3.6).

*Références
bibliographiques*

- **Aliche A.**, Contribution à l'analyse de l'évolution de la vulnérabilité des réservoirs en béton dans leur cycle de vie. En vue de l'obtention du grade de docteur en sciences de l'ingénieur, Université Mouloud MAMMARI de Tizi Ouzou, 2016.
- **Amirouche C.**, Analyse fiabiliste de la stabilité au glissement d'une digue de retenue collinaire. Mémoire de master 2, spécialité Géotechnique et Environnement, Université Mouloud MAMMARI de TiziOuzou, 2015.
- **Ballière A., Ben Milad Y., Colas A., Cremona C., Davi D., Humeau J B., Le Quéré C., Marcotte C., Michel J., Orcesi A., Poulin B., Vion B.**, Théorie de la fiabilité , Application à l'évaluation structurale des ouvrages d'art, Collection « Les rapports » – Sétra, février 2012.
- **Beucaire P.**, Application des méthodes fiabilistes à l'analyse et à la synthèse des tolérances, thèse de Doctorat, Université Blaise Pascal et Institut Français 2012.
- **Bishop, Alan W.**, The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. Geotechnique, 1955. 5: 7-17.
- **Carlton. M. A., & Devore. J. L.**, Probability with Applications in Engineering, Science, and Technology (Springer ed.), USA,2014.
- **Costet J., Sanglerat G.**, Cour pratique de mécanique des sols. Tome 2 calcul des ouvrages, Dunod, 1983.
- **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.
- **Désenfant, M., Fischer, N., Blanquart, B., & Bédiat, N.**, Évaluation de l'incertitude en utilisant les simulations de Monte Carlo. Paper presented at the 13ème Congrès International de Métrologie, Lille (France), 2007.
- **DTR B-C 2-48.**, règles parasismiques algériennes (RPA 88), CGS, Alger, mai 1989.
- **Fellenius W.**, Erdstatische berechnungen mit reibung und kohaesion W. Ernst. 1927.
- **Haddad S.**, étude de la coulée boueuse d'Illiltén, mémoire de master 2, spécialité Géotechnique et Environnement, Université Mouloud MAMMARI de TiziOuzou, 12 septembre 2013.
- **Igor R., & Jesper R.**, Probability and Risk Analysis, An Introduction for Engineers (Springer ed.). Germany, 2006.

- **Khemissa M.**, Laboratoire de Développement des Géo matériaux, Université de M'sila, Algérie Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur - JNGG' 2006 Lyon.
- **Lemaire M.**, Approche probabiliste du dimensionnement - Modélisation de l'incertain et méthodes d'approximation. . Techniques de l'ingénieur, France, 2009. 1-14.
- **Masekanya J-P.**, Stabilité des pentes et saturation partielle Etude expérimentale et modélisation numérique, thèse présentée en vue de l'obtention du grade de docteur en sciences de l'ingénieur année académique, Université de liège faculté des sciences appliquées stabilité des pentes et saturation partielle 2007-2008.
- **Mebarki, A., & Valencia, N.**, Vulnérabilité sismique des ouvrages en maçonnerie. Revue Française de Génie Civil, 7 (4), 2003. 471-498.
- **Mbarka S., Mounir L., Belhadj A.**, Application de la méthode de Monte Carlo dans l'analyse de la stabilité des pentes.Ecole Nationale d'Ingénieurs de Gabes, Tunisie.2006.
- **Melbouci B.**, Méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement, Edition EL-AMEL, Algérie, 2010.
- **M Lemaire.**, Chateauneuf, A., &Mitteau, J. C., Fiabilité des structures (Lavoisier ed.). France.2005.
- **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.
- **Reid Mark E., Richard G., LaHusen and William L Ellis.**, Real-time monitoring of active landslides: US Department of the Interior, US Geological Survey, 1999.
- **Tebbi O.**, Estimation des lois de fiabilité en mécanique par les essais accélères. Université d'Angers, 2005.