

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou



Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



MEMOIRE DE MASTER ACADEMIQUE

Spécialité : Génie civil

Option : Géotechnique et environnement

Thème

Analyse mécano-fiabiliste de la stabilité au glissement d'une digue en terre homogène, tenant compte de la ligne de saturation

Réalisé par :

Melle CHAOUADI Tassadit

Dirigé par :

Prof. BOUZELHA Karima

Année : 2015/2016

Remerciements

Mes premiers remerciements s'adressent naturellement à Madame BOUZELHA Karima, Professeur au département de génie civil pour le choix de sujet, et pour avoir accepté de me diriger et de m'avoir bien guidé au cour de ce travail, et pour ses conseils judicieux.

Mes vifs remerciements s'adressent également à Monsieur HAMMOUM Hocine, maitre conférence au département de génie civil pour son assistance et sa disponibilité afin de mener à bien ce travail.

Je tiens à remercier les membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail.

Pour finir, j'exprime ma profonde gratitude et mes sincères remerciements à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A la mémoire de ma mère qui je n'oublierai jamais

A la mémoire de mon petit cousin KOCEILA, qui me manque.

A mon très cher père que j'aime beaucoup à qui je souhaite la bonne santé.

A mon grand père à qui je souhaite une longue vie.

A mon très cher frère SMAIL que j'adore.

A mes adorables sœurs : KAHINA, CHERIFA, SAIDA, Djidji que j'aime beaucoup.

A mes mignonnes nièces : NOUR EL HOUDA et YANEL, ANAIS, IBRAHIM. Que dieu les protège.

A mes demi frère et sœurs : NOUNOU, CHAHRA, NARIMANE.

A mes oncles et tantes : MAKHLOUF, PAPOU, BRAHIM, HOUSSEYN, SMAIL, OUIZA, FERROUDJA, SOUSSA, YAMINA et NADIA.

A mes cousins et cousines : SAADANE, MEBAREK, DJIGOU, MIMA, TAOUS, ANIA, AMEL, SOUHILA, TINIA, KAHINA.

Ames gendres : SOFIANE et AZIZ

A mes amis que j'oublie jamais : ALIM ISLAM, hakim, lyes, Bilal.

A mes amies : lamo, Tiziri, amel, loundja, lycia, Thiziriouacif

A tous mes collègues de la section géotechnique en particulier Kahina kaciet Soufiane et Idir de CHA.

A tous ceux qui me portent dans leurs cœurs.

Tassadit

Liste des tableaux

Tableau 2.1 : Classification des zones sismique	28
Tableau 2.2 : Coefficient « A » en fonction du groupe d'usage et de type de zone	28
Tableau 2.3 : Caractéristiques de la digue.....	30
Tableau 2.4 : Tableau de pentes de talus de digues extrait du PNUD	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.....	42
Tableau 2.7 : Résultats du calcul du coefficient de sécurité Fs sans séisme.....	43
Tableau 2.8 : Extrait des résultats du calcul des paramètres déterministes tenant compte du séisme	43
Tableau 2.9 : Résultats du calcul du coefficient de sécurité Fs compte tenu du séisme	44
Tableau 2.10 : Extrait des résultats du calcul des paramètres déterministes tenant compte du Séisme et la ligne de saturation	45
Tableau 2.11 : Résultats du calcul du coefficient de sécurité Fs sans séisme	46
Tableau 2.12: Résultats du calcul du coefficient de sécuritéFs avec séisme	46
Tableau 3.1 : Identification des variables intervenant dans le calcul de la digue	50
Tableau 3.2 : Coefficient accélération sismique A	51
Tableau 3.5.a : Paramètres de génération du coefficient A pour la zone I.....	54
Tableau 3.5.b : Paramètres de génération du coefficient A pour la zone IIa	54
Tableau 3.5.c : Paramètres de génération du coefficient A pour la de zone IIb.....	54
Tableau 3.5.d : Paramètres de génération du coefficient A pour la zone III.....	56
Tableau 3.6 : Extrait du résultat de génération de la loi log normale de l'accélération "A" sur Microsoft Excel©.....	56
Tableau 3.6.a *: Extrait des résultats de calcul de la probabilisé de ruine dans la zone I.....	58
Tableau 3.6.b *: Extrait des résultats obtenus pour la stabilité au glissement dans la zone IIa.....	59
Tableau 3.6.c *: Extrait des résultats obtenus pour la stabilité au glissement dans la zone IIb.....	59

Liste des tableaux

Tableau 3.6.d* : Extrait des résultats obtenus pour la stabilité au glissement dans la zone III	60
Tableau 3.7 : Pf obtenu pour différentes valeurs de "A".....	60
Tableau 3.8.a : Extrait des résultats de calcul de la probabilité de ruine dans la zone I.....	61
Tableau 3.8.b : Extrait des résultats obtenus pour la stabilité au glissement dans la zone II avec la ligne de saturation	62
Tableau 3.8.c : Extrait des résultats obtenus pour la stabilité au glissement dans la zone IIb..	63
Tableau 3.8.d : Extrait des résultats obtenus pour la stabilité au glissement dans la zone III .	64
Tableau 3.8 : Pf obtenu pour différentes valeurs de "A".....	65
Tableau 3.9: Pf obtenu pour différentes valeurs de "A".....	65
Tableau 3.10: Niveaux de probabilité de défaillance acceptés par secteurs industriels.....	65
Tableau 3.11 : Valeur de beta pour différentes zones sismique.....	66

Liste des figures

Figure 1.1: Digue homogène.....	3
Figure 1.2 : Schéma de rupture plan.....	4
Figure 1.3 : Forces agissantes sur une tranche.....	5
Figure. 1.4 : Les inconnues d'une méthode des tranches.....	6
Figure 1.5: Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Bishop.....	6
Figure 1.6: Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Bishop.....	7
Figure 1.7: Représentation de la force normale sur une tranche.....	7
Figure 1.8: Variation du coefficient de sécurité fonction de λ	9
Figure 1.9 : Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée	10
Figure 1.10: variable aléatoire X on fonction de densité de probabilité $F(x)$	14
Figure 1.11: variable aléatoire X fonction de répartition $F(x)$	14
Figure 1.12 : Distribution d'une variable aléatoire Z.....	17
Figure 1.13: Domaine de défaillance, état limite et domaine de sécurité.....	18
Figure 1.14: Illustration de la simulation de Monte Carlo dans l'espace standard.....	20
Figure 1.15 Schéma explicatif des étapes de la simulation Monte Carlo (Désenfant et al, 2007).....	21
Figure 1.17: Organigramme du calcul de la probabilité de défaillance en utilisant la méthode des simulations de Monte Carlo.....	22
Figure 2.1 : Schémas descriptif d'un talus d'une digue par la méthode de Fellenius.....	26
Figure 2.2 : Représentation de la force séismique.....	29
Figure 2.3 : Schéma descriptif de la digue « Chaabat Thrid ».....	30
Figure 2.4: Représentation graphique de l'angle β	31
Figure 2.5: Représentation graphique de α_0 et β_0	31
Figure 2.7: Représentation graphique de la distance AB.....	32
Figure 2.8: Représentation graphique du rayon de rupture R.....	33
Figure 2.9: Représentation graphique de la longueur L.....	33
Figure 2.11: Représentation graphique de l'angle λ	34
Figure 2.12 : Représentation graphique de X_0 et Y_0	35
Figure 2.13: Représentation graphique de X_c	35
Figure 2.14: Représentation graphique de la tranche i dans le cercle de glissement.....	36
Figure 2.15: Représentation graphique des coordonnées de la tranche i.....	36

Liste des figures

Figure 2.16 : Représentation graphique des coordonnées des tranche tanche (i) et (i+1).....	36
Figure 2.17: Représentation graphique de dLi.....	37
Figure 2.18 : Représentation graphique de Hi.....	38
Figure 2.19 : Représentation graphique de Wi.....	38
Figure 2.20:schéma descriptif de la digue avec la ligne de saturation « ChaabatThrid ».....	39
Figure3.1:Illustration de la simulation de Monté Carlo (Amirouche,2015 Azurseisme.com).	49
Figure3.3: Accélérogramme enregistré sur le site du barrage de Kheddara (CGS).....	52
Figure3.4:l’histogramme de pic d’accélération sismique, et loi de distribution type loi log normal	52
Figure3.5:Organigramme de calcul de la méthode Monté Carlo.....	53
Figure 3.6: Première étape pour générer une loi normal de l’accélération "ASur Microsoft Excel"	54
Figure 3.7: Deuxième étape pour générer une loi normal de l’accélération "ASur Microsoft Excel".....	55
Figure 3.8 : Courbe de densité de la loi normale.....	56
Figure 3.9: Courbe de répartition de la loi normale.....	57
Figure 3.10 : Courbe de l’évolution de Pf en fonction du nombre de tirage pour chaque zone sismique.....	57
Figure 3.11: Courbe de l’évolution de Pf en fonction des zones sismiques.....	60
Figure 3.12: Courbe de l’évolution de Pf en fonction des zones sismiques.....	65
Figure 3.13: courbe de l’évolution de l’angle β en fonction des zones sismiques.....	66

Principales Notifications

C : Cohésion interne du sol	[kg/m ³]
Φ : Angle de frottement interne	[°]
Y : Masse volumique du terrain	[kg/m ³]
A : Coefficient de zone	
H : La hauteur de la digue.....	[m]
AC : La pente de la digue	[m]
AB : Ligne de rupture	[m]
R : Rayon du cercle de rupture.....	[m]
B : Angle beta.....	[m]
L : La projection horizontale de AB	[m]
Xc : Projection horizontale de AC	[m]
α0 : Angle alpha0	[°]
β0 : Angle beta 0	[°]
γ : Angle gamma	[°]
λ : Angle lambda	[°]
b : Prenons des tranches de	[m]
Hi : Hauteur de chaque tranche.....	[m]
Yo : Abscisse du cercle	[m]
Xo : 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]
Y1 : Ordonnée du point 2 de chaque tranche	[m]
Xm : Abscisse du point M de chaque tranche.....	[m]
Ym : Ordonnée du point M de chaque tranche	[m]
dL : Longueur de l'arc de chaque tranche	[m]
Xint : point d'intersection.....	[m]
hs : Hauteur saturé.....	[m]
h_h :Hauteur humide.....	[m]
y_k :Hauteur koseny.....	[m]
Cv : Coefficient de variation /	
σ : Ecart type /	
mu : Moyenne statistique /	

Principales Notifications

Pf: probabilité de défaillance%

Table des matières

Introduction générale	1
Chapitre 1 : Revue Bibliographique	
1.1. Introduction	2
1.2. Définition d'une Digue on terre.....	2
1.3. Méthodes déterministes pour l'analyse de la stabilité d'une digue.....	3
1.3.1.Méthodes des blocs.....	4
A.1.Cas statiquement définis (rupture plane d'un talus)	4
A.2.Cas statiquement indéfini (équilibre de plusieurs blocs).....	5
1.3.2 Méthodes des tranches.....	5
a-Méthode de Fellenius(1927).....	5
b-Méthode de Bishop simplifiée (1955).....	6
c-Méthode de Janbu simplifiée.....	8
d-Méthode de Morgenstern et Price (1965).....	9
e-Méthode de Spencer (1967).....	11
1.4 Approche fiabiliste pour l'analyse de la stabilité d'une digue	11
1.4.1Historique de la fiabilité	11
1.4.2 Démarche d'une analyse fiabiliste	12
1.4.3 Notion de probabilité et variables aléatoire	13
a. Définition de la probabilité	13
b.Variables aléatoires et caractéristiques.....	13
b1.Variables aléatoires.....	14
b2 .Caractéristique d'une variable aléatoire.....	15
1.4.4 Lois de probabilité et Variables aléatoires.....	16
1.4.5Critère de défaillance et fonction d'état limite.....	17
1.4.5.1Probabilité de défaillance et indice de fiabilité.....	18
1.4.6 Méthodes d'analyse de la fiabilité.....	19
1.5.Quelques applications de l'analyse fiabiliste dans le domaine des ouvrages hydrauliques.....	22
Conclusion	23

Chapitre2:Calcul de la stabilité d'une digue par une méthode fiabiliste

2.1. Introduction	25
2.2. Présentation de la Méthode Fellenius(rupture circulaire).....	25
2.2.1. Hypothèse admise par Fellenius.....	26
2.2.2. Calcul du coefficient de sécurité F_s	27
2.2.3 Calcul du coefficient de sécurité F_s , en tenant compte du séisme.....	27
2.2.4 Etudes des infiltrations dans un barrage on terre.....	29
2.3. Application de la méthode Fellenius pour l'analyse de la stabilité d'une digue.....	30
2.3.1. Présentation de la digue.....	30
2.3.2. Paramètres de la digue.....	31
a. l'angle β	31
b. cercle de glissement.....	31
c. Détermination de la distance AB.....	32
d. Détermination du rayon de rupture R.....	32
e. Longueur L.....	33
f. Angle γ	33
g. L'angle λ	34
h. Coordonnées X_o et Y_o du centre de rupture.....	34
i. La projection horizontale de AC.....	35
2.4. Calcul déterministe du coefficient de sécurité F_s	35
a. Coordonnées de la tranche i	36
b. calcul de la longueur de l'arc dL de la tanche i	37
c. Détermination du point haut de la tranche i	38
d. Détermination de la hauteur H_i de la tranche i	38
e. Calcule du poids W_i de la tranche i :.....	38
f. Détermination de l'angle Ψ_i pour la tanche i	39
g. Détermination de l'angle θ_i	39
h. Tracé de la ligne de saturation	39
h1. Définition de ligne de saturation	39
2.5 Résultats et discussion	41
a. Paramètre de la digue	41
b. Résultats de coefficient de sécurité de la digue sans tenir compte de la ligne de saturation	42

Table des matières

b1.sans séisme	42
b2.avec séisme.....	43
c. Résultats de coefficient de sécurité en tenant compte de la ligne de saturation	44
Conclusion	47

Chapitre: Calcul de la stabilité d'une digue par une méthode fiabiliste

3.1. Introduction.....	48
3.2. Contexte probabiliste	48
3.3. Fonction d'état limite.....	50
3.4. Identification des variables	50
3.4.1. Génération de la variable aléatoire.....	51
3.5. Organigramme de calcul	53
3.6. Application de la méthode de Monté Carlo pour l'analyse d'une digue homogène	54
3.6.1 Paramètre de génération de la variable aléatoire.....	54
3.6.2 Etapes de générations de la variable aléatoire A	55
3.7. Optimisation de la pente du talus amont de la digue.....	65
Conclusions.....	67
Conclusion générale.....	68

Référencés bibliographiques

Annexes

Traditionnellement, l'analyse de la stabilité des digues de retenue collinaire au glissement de ces talus amont et aval est effectuée sur la base de calculs déterministes (**Bishop, Fellenius...**etc.). Dans ces approches, 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 l'ouvrage, basé sur les valeurs moyennes des paramètres de calcul est déterminé. Ainsi, deux ouvrages ayant le même facteur de sécurité peuvent conduire à des risques de ruine très différents selon le degré de l'incertain lié aux paramètres de calcul de chacun des ouvrages étudiés.

Les avancées actuelles au niveau de la quantification des incertitudes liées au comportement des digues ont permis d'utiliser des approches fiabilistes, pour une meilleure prise en compte des aléas propres aux différents paramètres aléatoires et d'aboutir ainsi à une meilleure évaluation de la sécurité des ouvrages. La théorie de la fiabilité repose sur une approche probabiliste de la sécurité structurale. Elle vise à évaluer la probabilité de défaillance de la digue 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 digue est finalement considérée comme sûre si cette probabilité de défaillance est inférieure à une valeur référence appelée probabilité de défaillance acceptable. L'application des méthodes fiabiliste à la stabilité des digues permet d'assurer la sécurité et l'économie au même temps.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude, ayant pour objectif l'analyse mécano fiabiliste d'une digue homogène en matériau locaux, en tenant compte pour la première fois de la ligne de saturation. Pour ce faire, nous avons reparti le travail en trois chapitres.

Dans le premier chapitre intitulée " Revue bibliographique" un bref aperçu est donné sur les différentes approches de calculs d'une structure ; à savoir l'approche déterministe, et l'approche probabiliste. La notion de la fiabilité, et son historique sont présentés.

Le second chapitre est consacré à l'analyse de la stabilité du talus amont d'une digue par une approche déterministe, en utilisant la méthode Fellenius. Le séisme et la ligne de saturation sont pris en considération.

Le troisième chapitre est dédié à l'analyse fiabiliste, par la simulation de Monte Carlo classique de la digue en terre faisant l'objet de notre application. La définition des fonctions d'états limites, l'identification des variables et la génération de la variable aléatoire (accélération sismique) feront l'objet du chapitre ainsi que la discussion dès les résultats obtenus.

1.1. Introduction

La rupture par glissement d'un talus se manifeste habituellement par un déplacement en bloc d'une partie du massif. L'analyse de la stabilité des talus est l'un des importants problèmes en géotechnique. L'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est une question complexe surtout dans le domaine des données limitées ou peu connues.

L'étude d'un talus comporte, outre la connaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques et hydrauliques du sol et un calcul de stabilité.

Le problème réside dans la détermination de la surface critique de rupture et le facteur de sécurité correspondant. Il est plus approprié d'utiliser la définition du coefficient de sécurité de la mécanique des sols, c'est-à-dire le rapport entre la résistance au cisaillement du sol à la contrainte de cisaillement s'exerçant le long de la surface de rupture. Toute fois ce coefficient de sécurité calculé, par une méthode déterministe, ne prend pas en considération les incertitudes et aléas entrant à chacun des paramètres intervenant dans le calcul de la stabilité de la digue, d'où la nécessité d'avoir recours aux approches probabilistes, ces approches prennent en compte ces incertitudes liées au comportement de la structure et caractérisent mieux sa performance. C'est ainsi que dans ce premier chapitre, intitulé "Revue Bibliographique", nous exposons les deux approches "déterministes" et "probabilistes" par l'analyse de la stabilité des digues et nous présentons quelques définitions et notions utilisées sur la fiabilité pour la compréhension du travail envisagé.

1.2. Définition d'une Digue en terre

Une digue en terre est le type de barrage le plus simple et, sans aucun doute, le plus ancien. Il consiste à construire en travers du lit de la rivière un massif en terre dont les pentes sont assez douces pour assurer la stabilité. Le massif est assez imperméable pour éviter l'eau qu'il passe au travers du barrage (Figure 1.1). Les parements peuvent comprendre des banquettes intermédiaires, pour améliorer encore la stabilité et faciliter la surveillance et l'entretien. Comme pour tous les barrages en remblai, ce type de barrage s'accommode de fondations moins performantes que pour les barrages en béton. La conception de ces ouvrages est fortement dépendante de la quantité de remblai de qualité suffisante disponible sur le site ou à proximité immédiate, les volumes sont tels qu'un gisement éloigné augmenterait fortement le prix du barrage à cause des frais de transport. (CFBR, 2015).

Un barrage en terre est dit homogène lorsqu'il est constitué d'un même matériau à dominante argileuse, relativement imperméable. Selon les ouvrages, la pente des talus sera plus ou moins forte, en fonction notamment des caractéristiques du matériau employé.

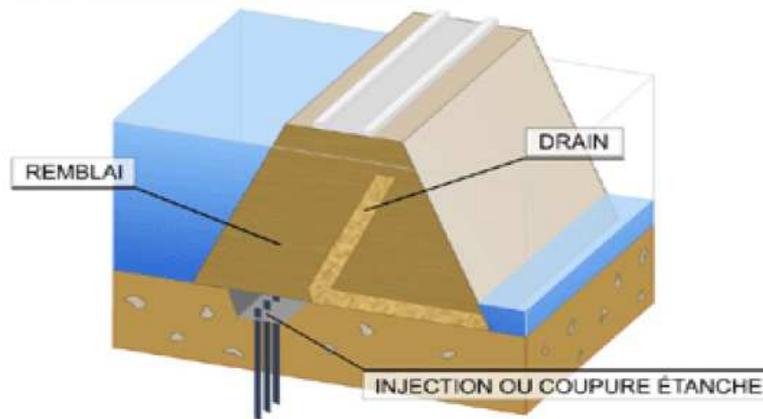


Figure1.1:Digue homogène

Les problèmes de stabilité dans le barrage résultant d'écoulement avec des gradients trop élevés ou critiques, de trop fortes pressions interstitielles dans la structure, et des actions exceptionnelles, telles que des débordements d'eau au-dessus de la crête du barrage ou de son évacuateur de crue, de la rupture sur le flanc amont du barrage, du retard dans la construction et/ou des actions accidentelles tel que le séisme.

1.3. Méthodes déterministes pour l'analyse de la stabilité d'une digue

Les méthodes de calcul à la rupture sont des méthodes où l'analyse et le calcul sont locaux, limités sur une ligne ou une surface de rupture. Elles sont basées sur les hypothèses suivantes :

le massif en mouvement peut être décomposé en un ensemble de blocs rigides indéformables qui frottent les uns sur les autres. Le comportement de l'interface est presque toujours défini par la loi de Coulomb.

Ces hypothèses fortes de calcul à l'équilibre limite, distinguent une partie potentiellement mobile, séparée d'une partie fixe du massif, par une courbe de rupture définissant une rupture cinématiquement admissible. Dans ce cas :

- le calcul d'équilibre est fait à la rupture ;
- les équations résolvantes sont des équations de la statique ;
- un coefficient de sécurité F_s structural de la digue est définie pour la stabilité de son talus amont et aval.

Le principe de sécurité adopté consiste à calculer le rapport de la *force stabilisatrice* sur la *force motrice* $R(PNUD)$.

—(1.1)

Ou le rapport du moment stabilisant sur le moment moteur :

—(1.2)

Parmi ces méthodes de calcul de stabilité de la digue nous distinguons,les méthodes des blocs et les méthodes des tranches(Fauré,2000).

1.3.1.Méthodes des blocs

A.1.Cas statiquement définis (rupture plane d'un talus) :

On écrit l'équilibre de la masse potentiellement instable sur un plan incliné d'un angle (α) (figure. 1.2), et l'on obtient la formule suivante :

(1.3)

Figure1.2 : Schéma de rupture plan.

()représente la force d'entraînement et () représente la force résistante obtenue par la loi de Coulomb appliquée à la réaction normale de la masse en mouvement sur le sol fixe. On retient la ligne de rupture définie par (α) qui minimise F.

cette formule surestime généralement le coefficient de sécurité. En effet, les simplifications éloignent de la réalité, et on traite un mécanisme plus résistant que le mécanisme réel, qui correspond à un minimum. Une analyse critique du résultat peut conduire à le rejeter, si par

exemple cette surface de rupture est incompatible avec la structure géologique du terrain.

ce principe d'équilibre, illustré par ce cas simple, est à la base de toutes les méthodes de calcul à la rupture. Il est développé avec toutes les hypothèses simplificatrices nécessaires pour modéliser le cas réel et le réduire à une équation que l'on résout.

A.2. Cas statiquement indéfini (équilibre de plusieurs blocs)

Une bonne façon d'aborder le problème consiste à faire l'inventaire des inconnues. Parmi les méthodes à multi blocs nous retrouvons : (Sarma,1979); (Hoek,1987); (Donald et Giam,1989) et (Mendjel,2012).

1.3.2 Méthodes des tranches

Le découpage de la masse en mouvement en tranches verticales (figure. 1.3) a permis le développement d'un très grand nombre de méthodes. Trois hypothèses sont ajoutées par rapport à la méthode des blocs :

- les bords des blocs sont devenus verticaux.
- le point de passage de la force à la base de la tranche est situé au centre de cette base.
- le coefficient de sécurité est unique et ne s'applique qu'à la base des tranches.

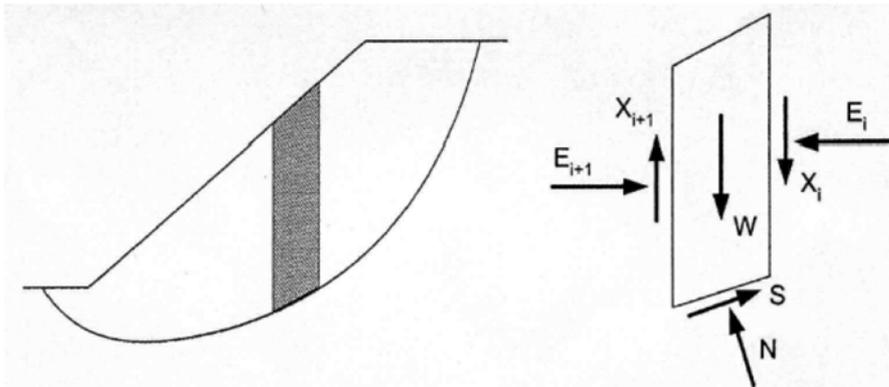


Figure 1.3 : Forces agissantes sur une tranche.

W : poids de la tranche,

E : force d'interaction normale horizontales des cotés de la tranche,

X : force d'interaction verticale de cisaillement entre les tranches,

N : force normale sur le fond de la tranche,

S : force de cisaillement sur le fond de la tranche

Il existe plusieurs méthodes des tranches, nous exposons dans ce qui suit les plus utilisées (Abramson et al, 2002).

a-Méthode de Fellenius(1927)

Cette méthode néglige les forces qui existent entre les tranches, elle consiste à admettre que, la résultante de E_i et X_i est égale à E_{i+1} et X_{i+1} avec une ligne d'action qui coïncide. Quand les

tranches adjacentes ont différentes inclinaison de la base, cette hypothèse simplificatrice conduit à des erreurs. La méthode satisfait l'équilibre des moments, et le coefficient de sécurité à la formelinéaire donnée par la relation suivante(1.4):

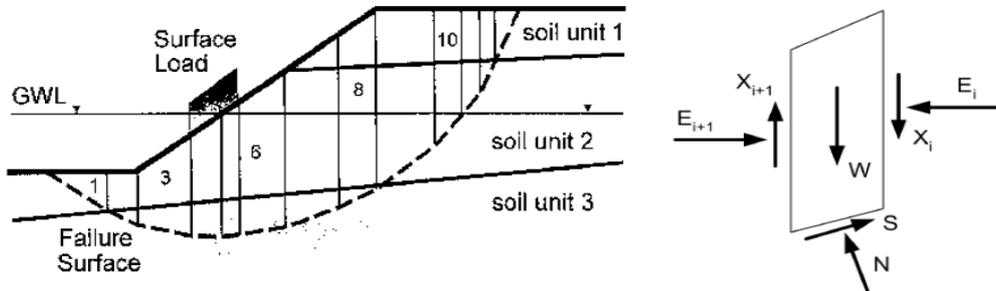


Figure. 1.4 – Les inconnues d’une méthode des tranches

(1.4)

La méthode de Fellenius fera l'objet du deuxième chapitre.

b-Méthode de Bishop simplifiée (1955)

Bishop ne néglige plus les forces horizontales inter-tranches. Dans sa méthode simplifiée, la résultante verticale des forces inter-tranches est nulle, d'où : $X_i = X_{i+1}$ mais $E_i \neq E_{i+1}$ (Figure 1.5). Cette méthode satisfait l'équilibre des forces verticales de chaque tranche ainsi que l'équilibre des moments par rapport au centre du cercle de rupture.

La surface de glissement est circulaire, les forces sont additionnées dans la direction verticale.

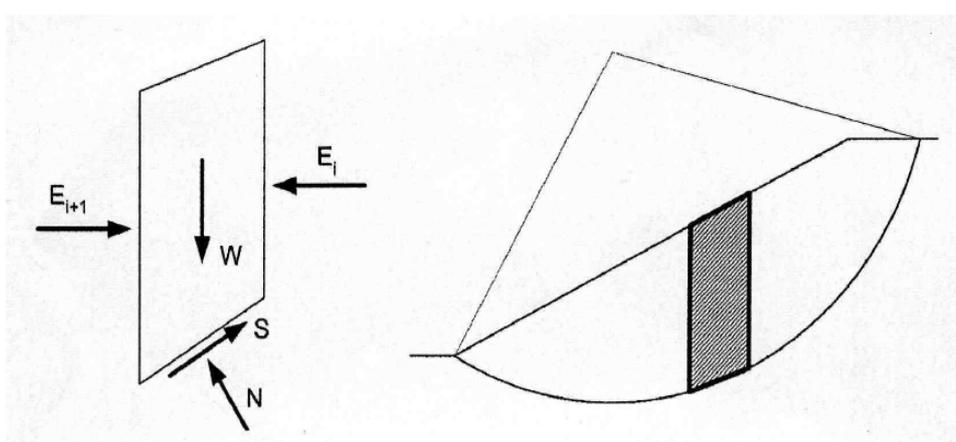


Figure 1.5: Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Bishop.

L'équilibre le long de la base de la tranche est exprimé par la relation (1.5), conformément à la (figure,1.6).

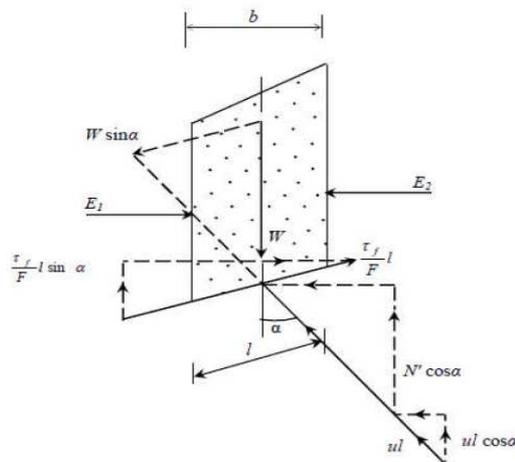


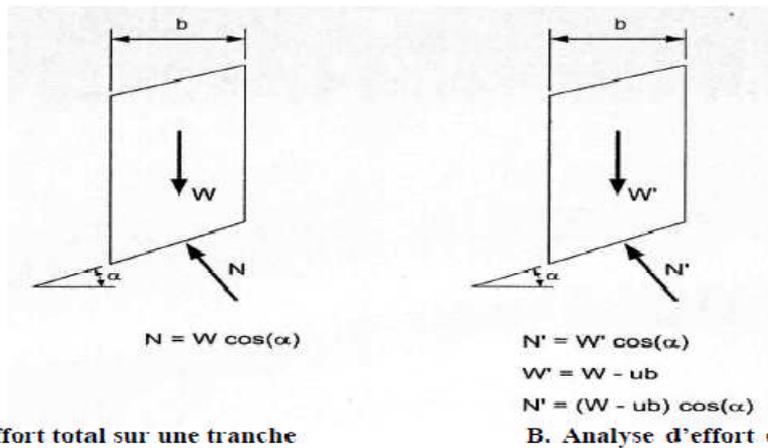
Figure 1.6: Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée deBishop.

$$\sum F_v = 0 \tag{1.5}$$

L'équilibre dans la direction verticale s'exprime par la relation (1.6)

$$\sum F_h = 0 \tag{1.6}$$

$$\tag{1.7}$$



A. Analyse d'effort total sur une tranche

B. Analyse d'effort effectif sur une tranche

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

$$\tag{1.8}$$

Après substitution de, l et N' (tirés de l'équation (1.6)) dans l'équation (1.5), on trouve une Équation de coefficient de sécurité non linéaire, comme suit

$$\tag{1.9}$$

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

c-Méthode de Janbu simplifiée

Cette méthode a comme hypothèse que les forces inter-tranches sont horizontales ; ce qui sous-estime le coefficient de sécurité. Dans cette méthode, les forces verticales intertranches sont supposées nulles. Le facteur de sécurité est calculé à partir d'équilibre des forces horizontales, puis un facteur de correction empirique est multiplié par ce coefficient de sécurité pour pallier au manque de l'effet des forces verticales inter-tranches.

Il existe d'autres méthodes de calcul à la rupture comme les *méthodes globales* (méthodes graphiques, méthode des perturbations...etc), et des Méthodes à trois dimensions (éléments finis).

Fredlund et al (1977) ont entrepris une étude de comparaison en déterminant le facteur de sécurité pour différentes méthodes de calcul. L'exemple d'un talus simple a été traité avec plusieurs combinaisons de la géométrie, des propriétés du sol et des conditions piézométriques. Mis à part la méthode ordinaire de Fellenius (Fellenius, 1927), les écarts de calcul du facteur de sécurité, avec un même jeu de données, n'excèdent pas de plus de 4% pour l'ensemble des méthodes utilisées (Bishop simplifiée, Spencer, Janbu simplifiée, Janbu Rigoureuse, Morgenstern et Price).

- Dans ces cas-là, la différence entre le facteur de sécurité obtenu par la méthode de Bishop simplifiée et celui obtenu par les méthodes de Spencer et Morgenstern-Price (avec λ choisi pour satisfaire les forces et les moments d'équilibre), ne dépasse pas 0.4%.

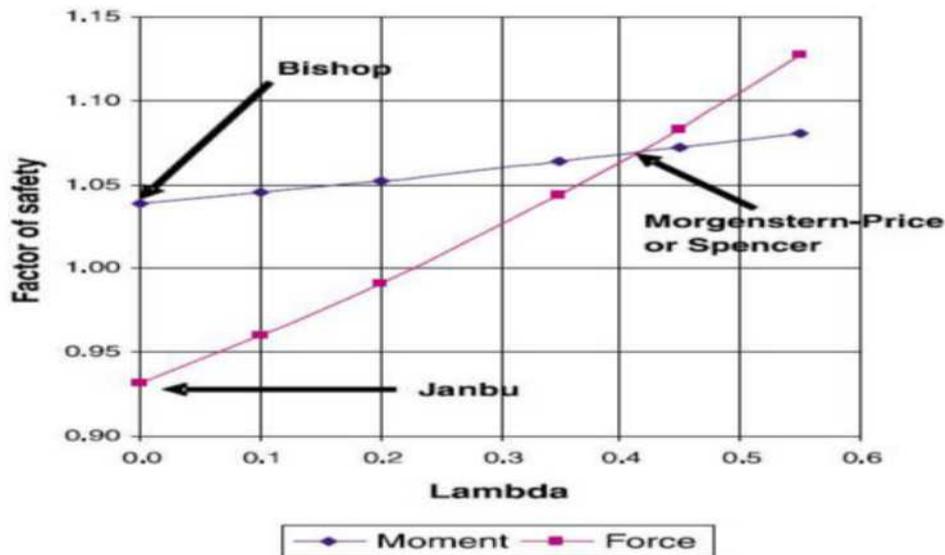


Figure1.8:Variation du coefficient de sécurité fonction de λ .

Le facteur de sécurité F , déterminé à partir de l'équilibre des forces (comme JanbuSimplifiée sans correction (*Janbu, 1973*), est plus sensible aux hypothèses faites sur les forces de cisaillement inter-tranches que le facteur de sécurité déterminé par les moments d'équilibre, comme illustre-la(figure 1.6).

Pour cette raison, il est préférable d'utiliser une méthode d'analyse où le moment d'équilibreest satisfait.

d-Méthode de Morgenstern et Price (1965)

Morgenstern et Price (1965) définissent une fonction donnant l'inclinaison des efforts intertranches.Cette méthode introduit une fonction mathématique arbitraire pour représenter la variation de la direction des forces entre les tranches :

$$- \tag{1.10}$$

Où : θ_i est l'angle formé par la résultante et l'horizontale.Il vari systématiquement d'unetranche à une autre le long de la surface de glissement.

λ est une constante qui doit être évaluée pour le calcul du facteur de sécurité. $f(x_i)$ est la fonction de variation par rapport à la distance le long de la surface de glissement.

(X_i) est la normalisation linéaire des coordonnées x_i , avec les valeurs des deux bouts de la surface de rupture égales à zéro et π .

Cette méthode satisfait toutes les conditions d'équilibre statique pour chaque tranche, ainsi que l'équilibre des moments et l'équilibre des forces dans la direction horizontale, pour l'ensemble de la masse qui glisse suivant une surface de rupture circulaire ou non circulaire.

La (figure.1.5) représente les forces sur une tranche (Zolfaghari et al, 2005).

Selon (Zolfaghari et al, 2005), en assurant l'équilibre des forces de chaque tranche, la résultante (Q_i) des forces inter-tranchent (Z_i, Z_{i+1}), inclinées d'un angle θ_i par rapport à l'horizontal est donnée par la relation (1.11).

$$\frac{W \sin \alpha + S/F}{W \cos \alpha} = \frac{Z_{i+1} \sin \theta_i}{Z_i \sin \theta_i} \tag{1.11}$$

L'équilibre des moments dans chaque tranche est pris par rapport au point E défini sur la (Figure1.9), il permet de trouver le point d'application de la résultante :

$$\sum M_E = 0 \tag{1.12}$$

L'ordonnée du point d'application de la résultante Q_i par rapport à l'axe global devient l'équilibre des forces de toute la masse glissée, donne :

$$\sum F_x = 0 \tag{1.13}$$

$$\sum F_y = 0 \tag{1.14}$$

L'équilibre global des moments par rapport à l'origine ($x=0 ; y=0$) :

$$\sum M_O = 0 \tag{1.15}$$

Pour trouver les deux inconnues, F et λ , on résout l'équation (1.15) (ou (1.16) et l'équation (1.16). Et on assure la théorie algébrique suivante

$$\sum M_O = 0 \tag{1.16}$$

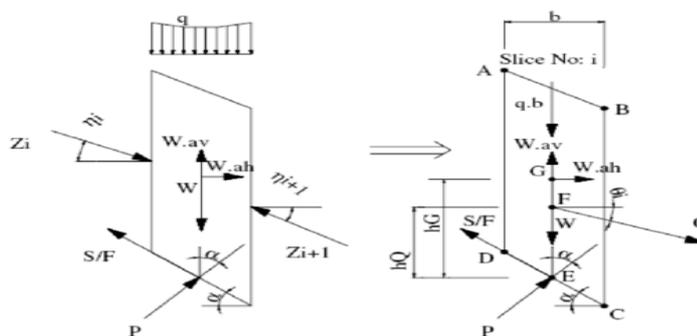


Figure1.9 : Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Morgenstern et Price

En 1977 (*Fredlund et al , 1977*) ont démontré dans une étude comparative des méthodes d'analyse, que le choix de la fonction $f(x)$ dans la méthode de Morgenstern et Price a une faible influence sur la valeur du facteur de sécurité.

e-Méthode de Spencer (1967)

Cette méthode a le même principe de calcul que la méthode de Morgenstern et Price. La différence réside dans la fonction de variation qui est constante ($f(x)=1$), et que l'angle d'inclinaison (θ) est constant dans toutes les tranches. Spencer (1967) a présenté cette méthode pour une surface de rupture circulaire, Wright et al (1973) ont développé pour une surface non circulaire.

1.4 Approche fiabiliste pour l'analyse de la stabilité d'une digue

1.4.1 Historique de la fiabilité

En 1928, dans le cadre d'un forum international, la notion de coefficient de sécurité fut critiquée car dépourvue de sens réel. Mais cela n'éveilla qu'un faible écho dans le monde de la recherche et de la construction. Quelques scientifiques, menant des études sur l'évaluation de la résistance des matériaux et structures, développèrent notamment les notions de base d'événements aléatoires, marquant ainsi une rupture avec les règles classiques de conception des structures (Mayer, 1926), (Weibull, 1939).

Prot et Levi, dans de nombreuses communications entre 1936 et 1953, ont largement tenté de distinguer les distributions statistiques des résistances et des sollicitations, de définir des règles de combinaison et ainsi déterminer une probabilité de défaillance (Prot, 1936), (Prot&Levi, 1951). Wierzbicki (1939) considéra notamment que la probabilité de défaillance doit être comparable entre les structures de génie civil et les activités humaines.

Dans le cadre d'un concours organisé par l'Académie Royale de Suède en 1938, Kjellmann (1940) et Wästlund (1940), défendirent notamment l'introduction d'une approche probabiliste pour appréhender le problème de la sécurité dans l'évaluation des coûts.

En 1945, Freudenthal créa un institut pour l'étude de la fiabilité et de la fatigue à l'Université de Columbia et favorisa ainsi l'émergence d'une approche probabiliste de la sécurité. Mais, ce n'est vraiment qu'au 3ème congrès de l'AIPC (Liège, 1948) que le vrai procès du mode de penser déterministe fut déclenché par trois français : Marcel Prot, Robert Lévi et Jean Dutheil. Sous leur impulsion, le concept de sécurité probabiliste des structures naissait.

Tel fut le tournant à partir duquel les fondements et méthodes de calcul des constructions se trouvèrent ébranlés et remplacées par de nouvelles bases et de nouvelles méthodes. Mais, ce n'est réellement que dans les années 60 que se posa la nécessité de définir scientifiquement des marges de sécurité. Le développement d'outils mathématiques ne changea cependant pas les mentalités. Les ruines d'ouvrages étaient rares et quand tel était le cas, l'erreur humaine l'expliquait. De plus, la théorie de la fiabilité était alors mathématiquement et numériquement complexe. Le peu d'informations statistiques sur les diverses variables ne permettait pas d'avoir des modèles corrects. Aussi, la plupart des ingénieurs considéraient qu'il était préférable d'utiliser une démarche irrationnelle qui fonctionnait, plutôt qu'une approche plus rationnelle et plus compliquée mais de mise en œuvre au total tout aussi irrationnelle. C'est ainsi qu'un effort tout particulier fut mis en œuvre pour aplanir les diverses difficultés. Plusieurs noms sont attachés à ces développements Basler (1961), Cornell (1967), Hasofer(1974),Hasofer&Lind, (1974). Cornell(1967) sur la base des travaux de Basler (1967) introduisit un indice de fiabilité à partir duquel Lind (1973) montra la possibilité d'extraire des coefficients de sécurité. Cette étape favorisa donc l'émergence de la démarche Semi-probabiliste de la sécurité des structures. Elle est maintenant présente dans la plupart des règlements de calcul des ouvrages neufs. L'approche probabiliste a donc essentiellement servi au développement de la démarche semi-probabiliste. C'est cependant à l'ingénierie pétrolière nordique, dans la construction de plates-formes, que l'on doit les percées les plus brillantes de l'application directe d'une démarche probabiliste (Madsen, 1989), (Madsen, 1990) et (Amirouche,2015).

Ceci explique que les noms de nombreux chercheurs ou ingénieurs d'Europe du Nord sont aujourd'hui associés aux développements de la théorie de la fiabilité dans la calibration de règlements, l'évaluation et la gestion d'ouvrages (Thoft-Christensen & Sorensen, 1984).

1.4.2 Démarche d'une analyse fiabiliste

La fiabilité des structures a pour objectif d'évaluer la probabilité qu'une structure, soumise à des aléas (vibrations, température, chocs, fatigue, etc.), soit capable de satisfaire l'intégralité de ces besoins et ce pour une durée de vie donnée. Cependant, le calcul de cette probabilité impose une méthodologie d'étude rigoureuse en quatre étapes :

1. définir un modèle mécanique déterministe adapté au problème traité ;
2. identifier les paramètres aléatoires de ce modèle et les modéliser par un outil probabiliste adéquat ;
3. définir les modes et scénarios de défaillance du problème ;

4. évaluer les probabilités d'occurrence de ces modes de défaillance.

La précision, l'exactitude du résultat et la probabilité de défaillance de la structure, sont ainsi conditionnées par un ensemble de facteurs experts, expérimentaux, mathématiques, numériques et pratiques intervenant à chaque étape de l'étude fiabiliste.

1.4.3 Notion de probabilité et variables aléatoire

a. Définition de la probabilité

La théorie des probabilités en mathématiques est l'étude des phénomènes caractérisés par le hasard et l'incertitude. Elle forme avec la statistique les deux sciences du hasard qui sont partie intégrante des mathématiques. Les débuts de l'étude des probabilités correspondent aux premières observations du hasard dans les jeux ou dans les phénomènes climatiques par exemple.

Bien que le calcul de probabilités sur des questions liées au hasard existe depuis longtemps, la formalisation mathématique n'est que récente. Elle date du début du XXe siècle avec l'axiomatique de Kolmogorov. Des objets tels que les événements, les mesures de probabilité, les espaces probabilisés ou les variables aléatoires sont centraux dans la théorie. Ils permettent de traduire de manière abstraite les comportements ou des quantités mesurées qui peuvent être supposés aléatoires. En fonction du nombre de valeurs possibles pour le phénomène aléatoire étudié, 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.

b-Variables aléatoires et caractéristiques

La loi de distribution des valeurs d'un paramètre physique ou mécanique dans un massif de sol ne peut naturellement pas être parfaitement connue, puisqu'il est impossible de mesurer ce paramètre en tous points. On ne dispose donc en pratique que de l'histogramme des valeurs mesurées et des moments empiriques de l'échantillon statistique fourni par les essais.

On conçoit pourtant aisément que l'utilisation des lois de distribution expérimentales n'est pas très pratique : on essaie toujours pour cette raison de modéliser la loi observée par l'une des lois de distribution théoriques développées par les spécialistes des statistiques. Il est donc intéressant de rappeler quelques notions générales concernant les lois de distribution des variables aléatoires.

b 1.Variables aléatoires

On appelle variable aléatoire toute grandeur non déterminée à priori dont on sait avec quelle probabilité elle peut prendre telle ou telle valeur parmi une population (ensemble de valeurs). Par exemple, la teneur en eau dans une couche de sol, qui prend des valeurs x_1, x_2, \dots, x_n avec des probabilités p_1, p_2, \dots, p_n respectivement. La variable aléatoire peut être caractérisée par une densité de probabilité $f(x)$ (modèle mathématique d'un diagramme de distribution) défini de la façon suivante :

$$f(x) = \text{prob } x < X < x + dx \tag{1.17}$$

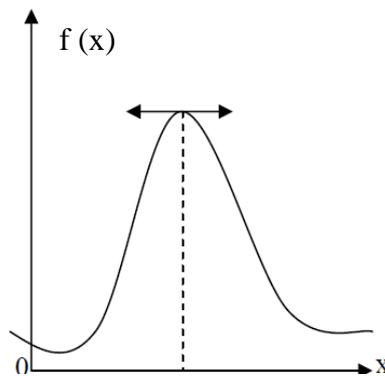


Figure1.10:variable aléatoire X on fonction de densité de probabilitéF(x)

Elle peut être aussi définie par sa fonction de répartition $F(x)$ (modèle mathématique du diagramme de répartition) qui est la fonction définie en tout point x comme la probabilité que la variable aléatoire X soit inférieure ou égale à x .

$$F(x) = \text{prob } X \leq x$$

$$G(x) = \text{prob } X < x = F(x) - f(x) \tag{1.18}$$

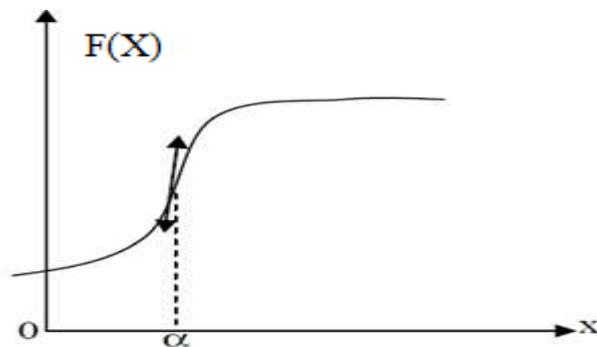


Figure1.11:variable aléatoire X fonction de répartition F(x).

b2 Caractéristique d'une variable aléatoire

- *Espérance mathématique*

Soit X une variable aléatoire discrète, l'espérance mathématique de X , notée $E(X)$, est la somme pondérée des valeurs du domaine de X , les poids étant égaux, par définition, aux probabilités des valeurs correspondantes. Ainsi, si on note $\{x_i\}$ cet ensemble de valeurs, nous avons, par définition (Carlton et al, 2014) :

$$E(X) = \sum_i x_i P(X = x_i) \quad (1.19)$$

Si la variable X est continue est admet une densité de probabilité f , alors son espérance se définit comme suit (Carlton et al, 2014):

$$E(X) = \int_{-\infty}^{+\infty} x f_X(x) dx \quad (1.20)$$

La définition de l'espérance mathématique d'une variable aléatoire est identique à celle de la moyenne μ de la distribution dont elle est issue. On parlera alors d'espérance pour une variable aléatoire et de moyenne pour une distribution.

L'espérance de X renseigne sur la tendance centrale de la distribution de X , mais ne donne aucune indication sur la dispersion des valeurs de X autour de leur valeur moyenne.

- *Variance*

La variance est outil mathématique permettant d'avoir une idée de la dispersion d'une distribution 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).

$$Var(X) = E[(X - \mu)^2] \quad (1.21)$$

Un inconvénient de la variance est qu'elle s'exprime en des unités qui sont les unités de la variable au carré. Ainsi, si X représente par exemple la consommation journalière d'un individu en matière d'eau en litre (L), la variance de X sera exprimée en L^2 .

- *Ecart types*

Pour avoir une mesure de la dispersion qui s'exprime dans la même unité que la variable, on considère la racine carrée de la variance encore appelée écart-type (Carlton et al, 2014), (Igor et al, 2006).

$$\sigma(X) = \sqrt{Var(X)} \quad (1.22)$$

- **Coefficient de variation**

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

$$C_V = \frac{\sigma(X)}{\mu} \quad (1.23)$$

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

1.4.4 Lois de probabilité et Variables aléatoires

Dans le cadre de la théorie de la fiabilité, les paramètres intervenant dans la fonction d'état limite peuvent être définis comme aléatoires pour tenir compte des incertitudes qui planent sur leur valeur. On les appelle alors variables aléatoires et on leur affecte une loi de probabilité qui décrit leur variabilité (Figure 1.8). On caractérise généralement les lois de probabilité par leur valeur moyenne μ et leur écart-type σ ou leur coefficient de variation CV, défini comme le rapport de l'écart-type sur la moyenne.

❖ Dans l'évaluation des structures par la théorie de la fiabilité, on utilise couramment les trois lois suivantes :

- **la loi normale** : elle apparaît naturellement dans les phénomènes aléatoires dont la base physique est de nature microscopique mais observée à l'échelle macroscopique. En d'autres termes, la distribution gaussienne est la loi de toute variable dont les valeurs résultent de la contribution d'une multitude de facteurs indépendants. Elle traduit généralement bien les erreurs de précision d'implantation et les grandeurs géométriques. La loi normale est enfin souvent adoptée comme approximation d'autres lois ;

$$\forall x \in R, f_X(x) = \frac{1}{\sigma_X \sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2} \left[\frac{x - m_X}{\sigma_X}\right]^2\right) \quad (1.24)$$

Avec m_X la moyenne et σ_X l'écart-type de la variable aléatoire X

La fonction de répartition s'écrit quant à elle :

$$x \in R, F_X(x) = \frac{1}{\sigma_X \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp\left(-\frac{1}{2} \left[\frac{x - m_X}{\sigma_X}\right]^2\right) dx \quad (1.25)$$

- **la loi lognormale** : elle apparaît dans les phénomènes issus du produit d'une multitude de facteurs. Elle est très utilisée dans la modélisation de données hydrologiques, mais également dans la construction de modèles liant l'amplitude des séismes avec leurs intervalles d'occurrence. Elle est parfois utilisée par défaut, pour représenter les caractéristiques physiques des matériaux et certaines sollicitations permanentes ne changeant pas de signe ;

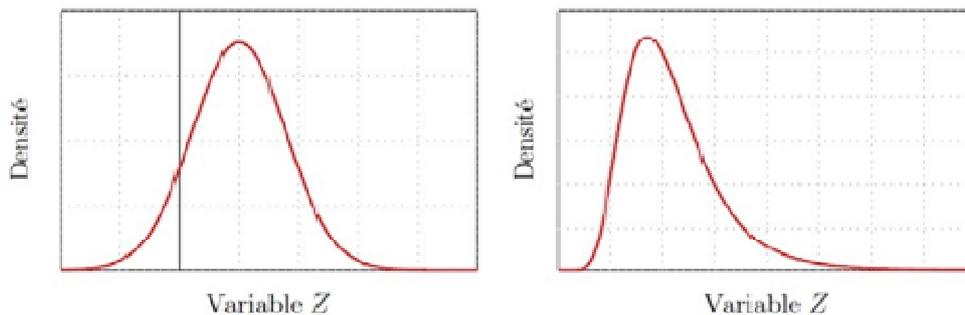
Une variable aléatoire X suit une loi log-normale si et seulement si la variable $Y = \ln X$ obéit elle-même à une loi normale (X étant définie sur $]0, +\infty[$). Ainsi, la densité de probabilité s'exprime par :

$$f(x) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} \frac{1}{x} \exp\left(-\frac{(\ln x - \mu)^2}{2\sigma^2}\right) \quad (1.26)$$

avec μ la moyenne et σ l'écart-type de Y (on note $Y = \ln X \sim N(\mu_Y, \sigma_Y)$). la fonction de répartition s'écrit :

$$F(x) = \Phi\left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma}\right) \quad (1.27)$$

- **les lois de valeurs extrêmes** : la modélisation des variables dans une analyse de la fiabilité nécessite souvent de considérer des valeurs extrêmes (par exemple, la plus grande charge qu'une structure aura à subir pendant une période donnée ou la résistance la plus petite dans un matériau fibré). Il est possible d'établir que seulement six lois d'extrêmes existent, trois pour les maxima et trois pour les minima, appelées lois de Gumbel, lois de Fréchet et lois de Weibull



a-loi normal

b-loi log normal

Figure 1.12 : Distribution d'une variable aléatoire Z

Notons que toutes les variables intervenant dans la fonction limite ne sont pas nécessairement aléatoires, certaines pouvant être définies comme déterministes.

1.4.5 Critère de défaillance et fonction d'état limite

L'évaluation de la sécurité structurale commence par la définition du mode de défaillance que l'on veut étudier, c'est-à-dire la localisation de l'élément de structure concerné, les propriétés mécaniques des matériaux, les sollicitations soumises ainsi que le modèle liant résistance et sollicitations. Notons que le niveau de fiabilité obtenu dépendra donc du mode de défaillance choisi

.Le mode de défaillance permet ainsi de définir la marge de sécurité ou fonction d'état limite à respecter. Cette fonction d'état limite, notée g , fait intervenir différents paramètres géométriques ou physiques du système étudié.

Notons :

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

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

$$M = g(R, S) \quad (1.28)$$

La frontière entre ces deux sous espaces est une hyper surface d'équation $G(Y) = 0$. Elle est appelée surface d'état limite ou surface de défaillance.

En se plaçant dans l'espace physique, espace formé par R et S , on remarque que la fonction d'état limite permet de diviser l'espace physique en 3 domaines (Figure 1.9) :

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

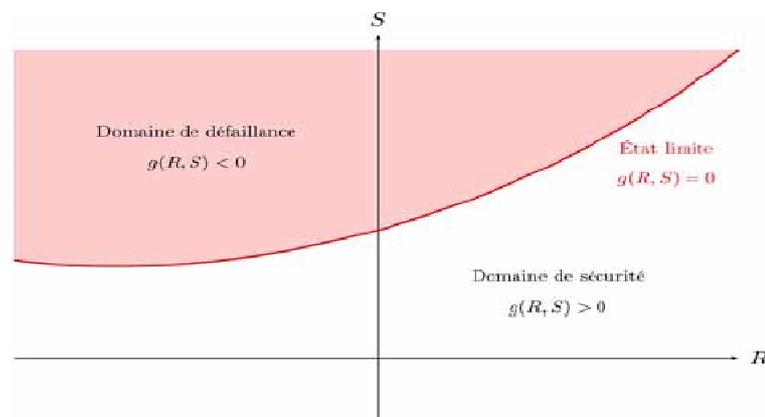


Figure 1.13: Domaine de défaillance, état limite et domaine de sécurité.

1.4.5.1 Probabilité de défaillance

La théorie de la fiabilité permet donc, à partir d'une fonction d'état limite et des lois de probabilité associées à ces variables aléatoires, de connaître la probabilité P_f de la défaillance de la structure

En considérant une structure de résistance R soumise aux sollicitations S , on peut définir un critère d'état limite tel que : $R \geq S$

$$= P(R < S) \quad (1.29)$$

1.4.6 Méthodes d'analyse de la fiabilité

Nous distinguons trois types de méthodes d'analyse de la fiabilité structurelle (Lemaire, 2005)

- méthode d'approximation FORM/SORM (Lemaire, 2005)
- méthode de surface de réponse (méthodes analytiques),
- et méthodes de simulation Monte-Carlo.

Dans le cadre de notre travail, nous nous intéressons à la méthode de Monte Carlo.

- ***méthode de Monte-Carlo***

La méthode numérique dite de Monte-Carlo peut être décrite globalement comme une méthode de simulation statistique qui utilise une séquence de nombres aléatoires pour la réaliser. Elle est utilisée aujourd'hui dans des champs d'applications aussi variés et complexes que les transferts radiatifs dans l'atmosphère, les processus sub-nucléaires, l'interaction de la lumière avec la matière vivante ou les phénomènes de turbulence. La méthode de Monte-Carlo doit être opposée aux méthodes conventionnelles de simulation par éléments finis qui utilisent le système d'équations différentielles décrivant le système physique ou mathématique sous-jacent. Dans bien des applications, le processus physique est simulé directement par la méthode de Monte-Carlo et il n'y a pas besoin d'écrire le système d'équations différentielles qui décrivent le comportement du système. La seule hypothèse nécessaire est que le système physique ou mathématique peut être décrit par des fonctions de densité de probabilité $p(x)$ où x est un ensemble de variables aléatoires. La méthode de Monte-Carlo présente deux énormes avantages sur les méthodes par éléments finis.

En procédant par échantillonnage, le nombre des calculs élémentaires nécessaires pour obtenir un résultat donné est considérablement plus petit. Les simulations Monte Carlo sont les seules méthodes probabilistes adaptées à des fins d'analyse comparative et de validation.

- Il est extrêmement simple d'utiliser des processeurs en parallèle, par exemple un réseau d'ordinateurs, car chaque "réalisation" se fait par un calcul identique et peut se faire simultanément. Les boucles de simulations individuelles sont intrinsèquement indépendantes ; les boucles de simulation individuelle ne dépendent pas des résultats de toutes les boucles de simulation. Cela rend les techniques de simulation de Monte Carlo des candidats idéaux pour le traitement parallèle.

Il s'agit de la technique la plus ancienne et la plus intuitive d'évaluation de la probabilité de défaillance.

Cette méthode est basée sur l'application de la loi des grands nombres, elle consiste à déterminer un estimateur de Pf par succession de tirages aléatoires indépendants. alors d'estimer l'intégrale suivante (le maire,2000).

$$Pf = \int_{G(x) \leq 0} f_X(x) dx \quad (1.30)$$

Cette intégrale limitée au domaine de défaillance peut être ramenée à une intégrale sur l'espace entier en introduisant la fonction indicatrice :

$$I_f(x) = \begin{cases} 1, & \text{si } G(x) \leq 0 \\ 0, & \text{si } G(x) > 0 \end{cases} \quad (1.31)$$

Les réalisations sont générées autour de l'origine suivant la distribution de la multi normale centrée réduite.

L'expression de la probabilité de défaillance prend alors la forme suivante :

$$P_f = \int I_f(x) f_X(x) dx \quad (1.32)$$

La probabilité de défaillance est alors estimée par l'expression suivante :

$$P_f = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N I_f(x_i) = E[I_f(x_i)] \quad (1.33)$$

Les simulations de Monte-Carlo sont considérées comme les réponses de référence au problème de la fiabilité. Il faut préciser que seuls les tirages dans le domaine de défaillance contribuent à l'amélioration de l'estimateur de la probabilité de défaillance. Les variantes de la méthode basique de Monte-Carlo utilisent cette propriété et tentent de rendre les tirages plus performants. L'objectif est de réduire la variance de l'estimation de la probabilité de défaillance, à nombre de simulations identiques, ou de réduire le nombre de simulations pour atteindre une variance donnée sur cette probabilité de défaillance.

En conclusion, pour les probabilités moyennes à grandes ($> 10^{-2}$), la méthode de Monte Carlo Directe est performante car un nombre restreint de tirages permet d'obtenir une précision satisfaisante. En revanche dès que les probabilités recherchées diminuent, le nombre important de tirages cumulé aux limites numériques, en font une méthode à proscrire. Cette configuration est précisément celle dans laquelle s'inscrit notre étude.

✓ *Etapes de la simulation Monte Carlo*

La résolution de l'intégrale précédente, en utilisant la méthode de simulation de Monte Carlo, peut se résumer comme suit (Désenfant et al, 2007) :

- 1- Définir le mesurande, le processus de mesure, les facteurs d'influence et expliciter le modèle mathématique (les fonctions d'état limites). Cette étape est en fait commune à toutes les méthodes.
- 2- Associer à chaque grandeur d'entrée une distribution (normale, uniforme, etc.) ou une distribution conjointe dans le cas de variables corrélées.
- 3- Générer N réalisations de chaque grandeur d'entrée par tirage selon leur fonction de probabilité (PDF).
- 4- Évaluer la valeur de la fonction d'état limite, et selon le cas :
 - S'il y a défaillance, incrémenter le compteur des cas défectueux par rapport au nombre de tirage effectués.
 - S'il n'y a pas de défaillance, il n'y a pas d'incrément.
- 5- Répéter 1 à N jusqu'à ce qu'un nombre suffisant de tirage soit atteint,
- 6- Estimer la probabilité en fonction du nombre des cas de défectueux par rapport au nombre total des tirages effectués.

Ces étapes sont illustrées par la figure 1.11.

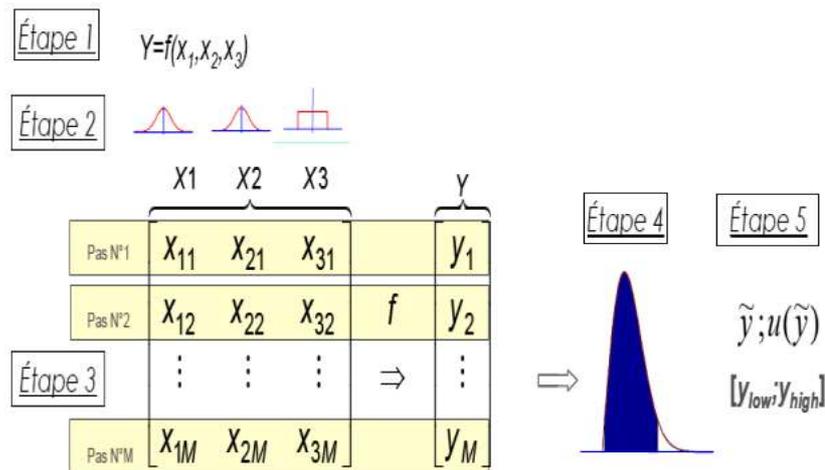


Figure 1.15: Schéma explicatif des étapes de la simulation Monte Carlo (Désenfant et al, 2007).

L'organigramme d'évaluation de la probabilité de défaillance en utilisant la méthode de simulation de Monte Carlo est décrit dans la figure 1.12 :

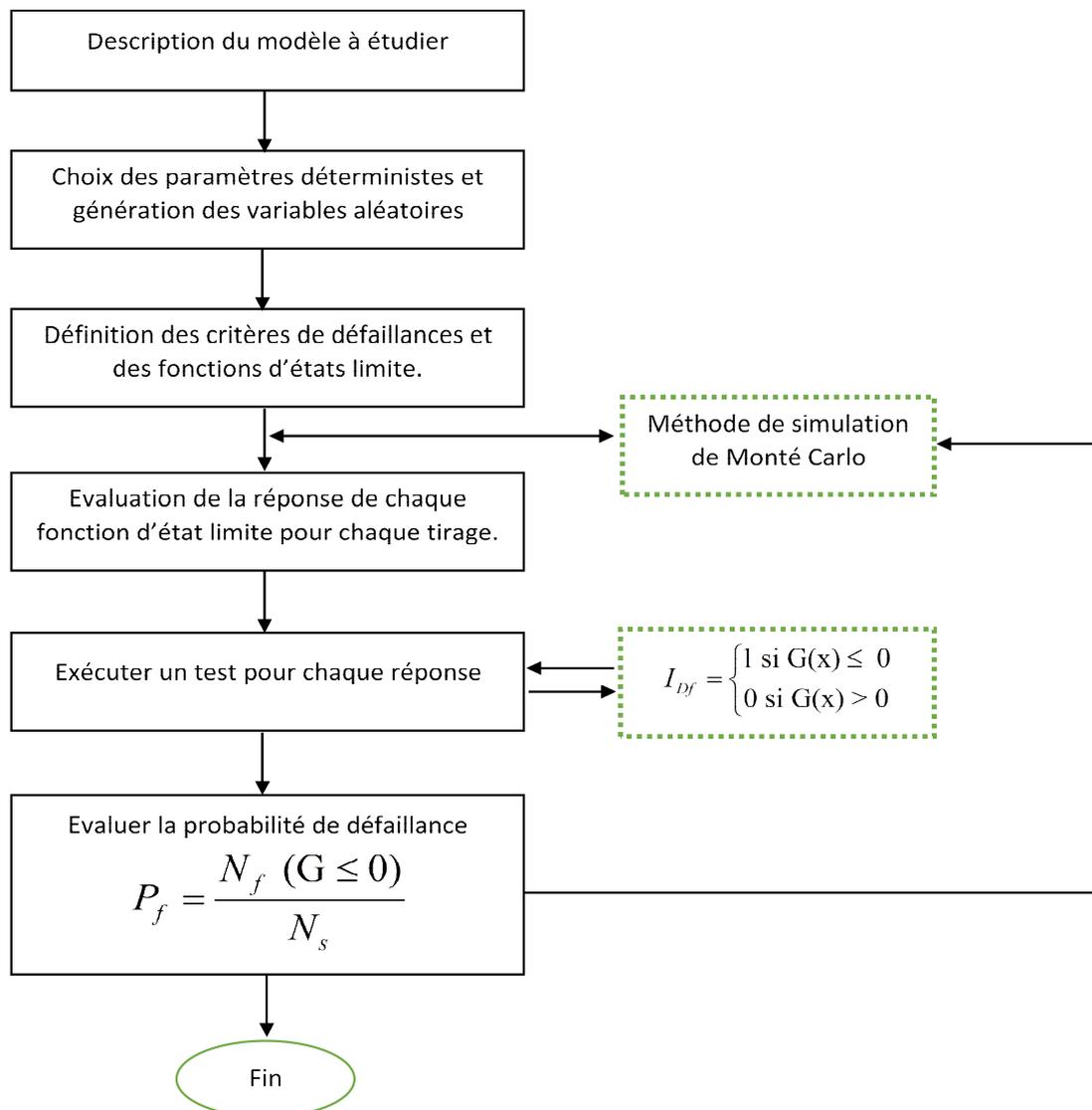


Figure 1.16: Organigramme du calcul de la probabilité de défaillance en utilisant la méthode des simulations de Monte Carlo.

1.5. Quelques applications de l'analyse fiabiliste dans le domaine des ouvrages hydrauliques

Dans le domaine des ouvrages hydraulique, nous notons un intérêt croissant de la communauté scientifique pour l'application des approches probabilistes dans le dimensionnement et l'analyse de la stabilité de ces structures. Parmi les quels nous pouvons citer :

Peyras et al(2012) se sont intéressés au développement d'une méthodologie de mise en oeuvre de couplage de la méthode de la sureté de fonctionnement (AMDEC) et les méthodes de fiabilité permettant d'évaluer la sécurité structurelle des barrages.

Les travaux de Lupoi et al(2011) ont porté sur le développement d'une méthode probabiliste de l'évaluation sismique capable de gérer la complexité physique de l'endommagement du système fondation-barrage et les incertitudes concernant les données structurelles et les actions extérieures.

Gholizad et al(2012) ont proposé dans le domaine des structures offshores, une méthode d'évaluation de la fiabilité, qui prend en considération différents scénarios de défaillance en fatigue de la plateforme. Cette approche fournit des informations plus détaillées sur le comportement en fatigue des différents éléments de la structure.

Dans le domaine des réservoirs de stockage, peu de travaux ont été publiés sur l'utilisation des approches probabilistes. Nous citons les travaux de Berahman et al(2009) qui ont porté sur l'évaluation de la vulnérabilité sismique des réservoirs de stockage en acier, en développant un modèle probabiliste des modes de défaillance. (Sani et al, 2014), en se basant sur la méthode d'approximation FORM, ont étudié la défaillance d'un réservoir rectangulaire enterré en béton, considérant trois modes de ruine (flexion, cisaillement et torsion). Quant aux réservoirs surélevés en béton, (Möller et al, 1992), en se basant sur une méthode probabiliste, ont développé une méthodologie simple pour concevoir la section circulaire du support des réservoirs surélevé en béton armé, avec une probabilité de défaillance tolérable,(Aliche, 2016) a appliqué la méthode de Monté Carlo pour analyse de la fiabilité d'un réservoir pure levé. (Abderahmane, 2015) a plutôt analysé le cas d'un réservoir posé au sol.

Conclusion

Les coefficients de sécurité donnés par les méthodes déterministe ont pour objectif découvrir les risques de défaillance, toute fois, ils ne permettent pas de s'adapter à la spécificité de chaque cas d'étude. Aussi , ils sont régis par des normes et sont donc difficilement

discutable sans démonstration rigoureuse ; c'est pour ça qu'on fait appel aux approches probabilistes. celle-ci permet de donner une meilleure connaissance de la marge, de sécurité en tenant compte des incertitudes.

La tendance actuelle dans le monde de l'ingénierie, avec l'avènement de la notion du risque, est à l'évaluation du degré de fiabilité des structures. Les ingénieurs commencent à intégrer dans leurs conceptions cette notion basée sur la théorie probabiliste que nous avons exposé dans ce chapitre. L'évaluation et l'analyse de la fiabilité des systèmes mécaniques, en se basant sur les méthodes probabilistes, nous fournit une solution pour l'étude de la fiabilité de ces derniers pendant la phase de conception en bureau d'études, et nous permet d'avoir une idée sur le risque de défaillance et l'état de fiabilité pendant la phase d'exploitation. De nos jours, et grâce à ces méthodes, il est devenu possible d'évaluer la probabilité de défaillance d'un système mécanique pour un scénario donné. En effet, l'atout majeur de ces méthodes est la possibilité de prendre en considération une large gamme d'incertitude qui entache notre modèle mécanique.

C'est alors que nous proposons dans le cadre de cette étude, l'analyse de la stabilité d'une digue en terre par une méthode déterministe (Fellenius) que fera l'objet du deuxième chapitre et par une méthode fiabiliste au troisième chapitre.

2.1. Introduction

Les ouvrages hydrauliques, tels que les barrages et digues constituent un potentiel de danger important à cause de leur fonction première qui est la rétention d'un volume plus ou moins important d'eau. Lors d'une rupture partielle ou totale d'un tel ouvrage, les conséquences sur les enjeux matériels et surtout humains à l'aval sont considérables. La sécurité de ces ouvrages de Génie Civil se doit donc d'être continuellement assurée, de la phase de construction à celle de démantèlement.

Les méthodes déterministes procèdent à la vérification de la stabilité du talus d'une digue en introduisant la notion du coefficient de sécurité. Ainsi, elles cherchent à traduire par un seul nombre de quelle façon le talus est stable.

La définition du coefficient de Sécurité d'un talus à l'égard de la rupture est une des questions les plus controversées de la mécanique des sols. Pour évaluer la stabilité d'un talus, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité. Ce dernier peut être un rapport des forces ou des moments.

Dans ce chapitre, nous appliquons une méthode déterministe, en l'occurrence la méthode FELLENIUS, pour une l'analyse de la stabilité au glissement d'une digue en terre homogène en tenant compte pour la première, de la ligne de saturation.

2.2. Présentation de la Méthode Fellenius (rupture circulaire)

La méthode de Fellenius est la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus. Elle suppose que le volume de glissement délimité par la surface de glissement et la topographie du talus est subdivisé en 'N' tranches. Chaque tranche est considérée comme un solide indéformable, en équilibre sur la ligne de glissement. Aussi, cette méthode admet que la rupture d'un talus a lieu suivant une surface en forme circulaire; ce qui est conforme à ce que l'on peut observer sur un glissement de talus. Cette hypothèse étant fondée, plusieurs cercles de rupture peuvent être tracés sur une coupe transversale du talus et le cercle le plus critique est recherché. La figure 2.1 montre le schéma descriptif du talus avec la décomposition en tranches verticales de poids W_i . Pour une tranche n , le poids W_n est décomposé en une force normale N_n et une force tangentielle T_n agissant à la base de la tranche.

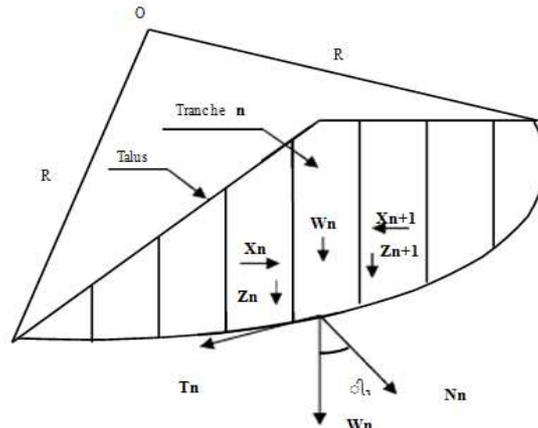


Figure 2.1 : Schémas descriptif d'un talus d'une digue par la méthode de Fellenius.

2.2.1. Hypothèse admise par Fellenius

Pour simplifier le calcul, Fellenius admet les hypothèses suivantes :

➤ Au niveau de chaque tranche, la résultante X_n et Z_n sont égales à X_{n+1} et Z_{n+1} avec une ligne d'action qui coïncide (figure 2.1). Ce qui consiste à négliger les forces existantes entre les tranches et éliminer l'interaction. Nous avons alors :

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

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

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

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

➤ La composante normale N_n est stabilisatrice, car elle mobilise le frottement interne. Elle crée une 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 comme suite :

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

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

$$\text{Ce qui donne : } \tau = C \cdot dL + (W_n \cdot \cos \theta_n \cdot \tan \phi) \quad (2.6)$$

2.2.2. Calcul du coefficient de sécurité F_s

Soit « R » le rayon du cercle de glissement, comme l'illustre la figure 2.1. Le moment des Forces stabilisatrices « M_s » est la somme des moments des forces de frottement et celles de l'adhésion C

$$M_s = \sum [C \cdot dl_i + N_i \cdot \tan \varphi] R \quad (2.7)$$

Avec :

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

Ce qui donne $M_s = \sum [C \cdot dl_i + (W_i \cdot \cos \theta_i \cdot \tan \varphi)] R \quad (2.9)$

Le moment des forces motrices M_m est donné par :

$$M_m = R \cdot \sum T_i \quad (2.10)$$

Avec : $T_i = W_i \cdot \sin \theta_i \quad (2.11)$

Donc :

$$M_m = [\sum W_i \cdot \sin \theta_i] R \quad (2.12)$$

Le coefficient de sécurité F_s est alors donné par :

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

Soit

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

Après simplification, nous obtenons :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n [C \cdot dl_i + (W_i \cdot \cos \theta_i \cdot \tan \varphi)]}{[\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \theta_i]} \quad (2.15)$$

2.2.3 Calcul du coefficient de sécurité F_s , en tenant compte du séisme

Pour prendre en compte l'effet du séisme dans le calcul du coefficient de sécurité F_s , pour l'analyse de la stabilité de la digue, nous nous référons aux recommandations du RPA(2003) selon lesquelles les retenues peuvent être classées dans le groupe d'usage **1B** : ouvrages de grande importance (Ouvrages publics d'intérêt national ou ayant une importance socioculturelle et économique certaine). Ainsi, pour chaque zone sismique considéré (tableau 2.1), un coefficient d'accélération de zone « A » est défini, en fonction du groupe d'usage (importance de l'ouvrage), comme l'illustre le (tableau 2.2) :

Tableau 2.1 : Classification des zones sismique

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

groupe dusage	Type de zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.3	0.4
1B	0.12	0.2	0.25	3
2	0.1	0.15	0.2	0.25

✓ **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 $k_v = +0,3 k_h$ représentant les forces horizontales contenues dans l'Analyse de la stabilité d'une digue en terre par une méthode déterministe.

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 (tableau 2.1) du RPAchoisi en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrageaffecté par le glissement ou menacé par lui.

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 1 sur les résistancesdes 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 :

$$F_h = K_h \cdot W_i = 0,5 \cdot A \cdot W_i \quad (2.16)$$

$$F_v = K_v \cdot W_i = 0,3 \cdot K_h W_i = W_i \cdot 0,3 \cdot F_h \quad (2.17)$$

Par conséquent, la composante normale stabilisatrice **N_i** devient :

$$N_i = (W_i + F_v) \cos \theta_i - (F_h \sin \theta_i) \quad (2.18)$$

Et la composante tangentielle entraînant le glissement s'écrit :

$$T_i = [W_i + F_v] \sin (\theta) - [F_h .\cos(\theta)] \tag{2.19}$$

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

$$M_s = [C. dL + [(W_i + F_v) .\cos\theta - (F_h \sin \theta)] \tan \phi] R \tag{2.20}$$

$$M_m = [(W_i + F_v) \sin \theta - (F_h \cos \theta)] R \tag{2.21}$$

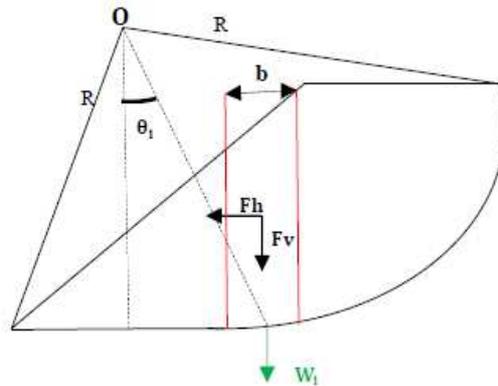


Figure 2.2 : Représentation de la force sismique.

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

$$\tag{2.22}$$

2.2.4 Etudes des infiltrations dans un barrage on terre

Les infiltrations qui se produisent à travers le corps du barrage et ses fondations, doivent être considérées sous deux aspects :

- le premier : est la perte d'eau qui réduite le volume emmagasine,
- le deuxième : est que ces pertes d'eau peuvent compromettre la stabilité de l'ouvragesous l'influence du phénomène de renard et des pressions de l'infiltration. La stabilité d'une digue et donc sa longévité est liée à la rupture de ses talus amont et aval. Pour déterminé ces infiltration, il est impératif d'évaluer entre la ligne de saturation ouphréatique.

Déférents méthodes sont développés pour tracé cette ligne de saturation, dans notre cas, nous nous intéressons a l'approche développé par Koseny.

2.3. Application de la méthode Fellenius pour l'analyse de la stabilité d'une digue

2.3.1. Présentation de la digue

La retenue collinaire « ChaabatThrid », que nous avons choisie pour notre application, se situe dans la commune de Moudjebeur, wilaya de Médéa (Zone IIa). Celle-ci a fait l'objet d'une étude d'aménagement et de dimensionnement en 2013 par *Chekhar et al*, et a fait objet d'une analyse fiabiliste de stabilité au glissement sans tenir compte de la ligne de saturation par Amirouche (2016). La digue de la retenue est de type homogène, en remblais compactés (figure 2.3). Les caractéristiques de cette digue sont représentées dans le tableau 2.3 et sur la figure 2.3.

Tableau 2.3: Caractéristiques de la digue.

Symbole	Désignation	valeur	unité
	Masse volumique du terrain	1 800,00	kg/m ³
C	Cohésion interne du sol	7 000,00	kg/m ²
φ	Angle de frottement interne	20,00	°
H	la hauteur de la digue	18,00	m
b	Largeur des tranches	0,3	m
/	Zone sismique	IIa	/
A	Coefficient de zone	0,20	/
	Masse volumique humide	2000.25	
	Masse volumique saturé	3000.80	



Figure 2.3 : Schéma descriptif de la digue « ChaabatThrid ».

2.3.2. Paramètres de la digue

a. l'angle β

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

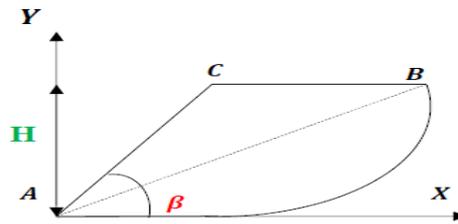


Figure 2.4: Représentation graphique de l'angle β

Pour le choix de la pente des parements, les ingénieurs se conforment en générale au PNUD(ProgrammeDes Nations unies pour le développement).ce dernier donne les pentes en fonction dela hauteur et de type de digue (tableau 2.4).

Tableau 2.4 : Tableau de pentes de talus de digues extrait du PNUD.

HAUTEUR DE LA DIGUE (m)	TYPE DE 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 étendu	1: 2	1: 2
	Homogène, avec matrice argileuse	1: 2,5	1: 2
	Zoné.	1: 2,5	1: 2
10 et 20	Homogène, granulométrie étendu	1: 2,5	1: 2,5
	Homogène avec matrice argileuse	1: 3	1: 2,5
	Zoné.	1: 2,5	1: 2,5

Pour le cas de notre digue qui est de type homogène de hauteur 18 m, la pente de parement amont est de 1/3.

L'angle β est donc calculé à partir de l'équation (2.22) :

$$\beta = \quad (2.23)$$

b. cercle de glissement

Le cercle de glissement critique passant par le pied du talus est défini par les deux angles α_0 et β_0 comme l'indique la figure 2.3 si dessous :

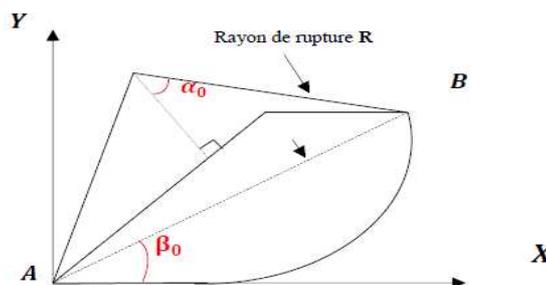


Figure 2.5: Représentation graphique de α_0 et β_0 .

Les angles α_0 et β_0 sont déterminés en fonction de l'angle β et l'angle de frottement interne ϕ par l'abaque de Sanglerat représenté par la figure 2.4 ci-après (Costet et Sanglerat, 1983):

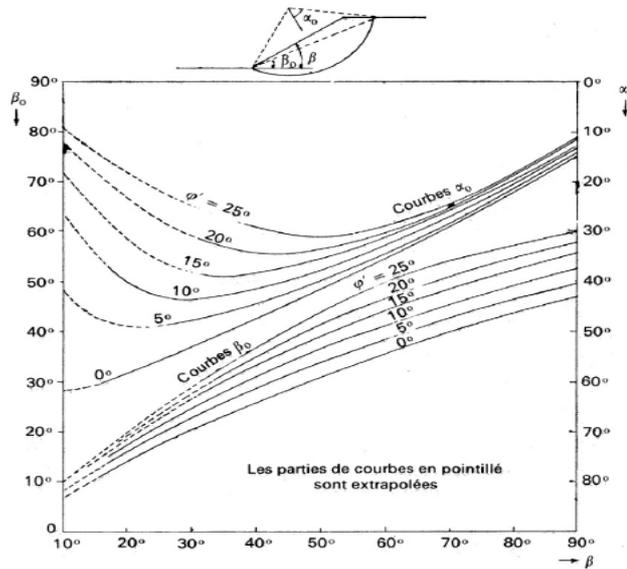


Figure 2.6 : Abaque de sanglerat

c. Détermination de la distance AB

La distance **AB** définit la ligne de rupture comme l'indique la figure 2.7. elle est calculée par la relation (2.24) qui suit :

$$\text{---} \quad (2.24)$$

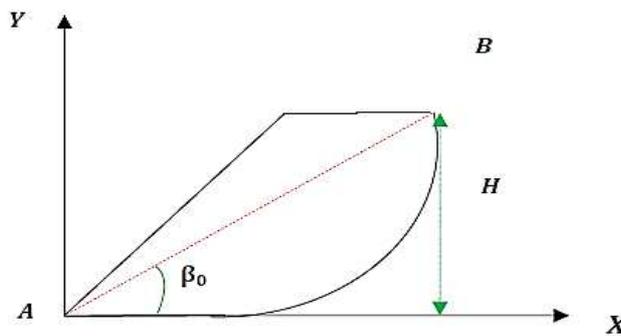


Figure 2.7: Représentation graphique de la distance AB.

d. Détermination du rayon de rupture R

Le rayon **R** qui représente le rayon du cercle de glissement, appelé aussi rayon de rupture, est calculé par la relation (2.25):

$$\text{---} \quad (2.25)$$

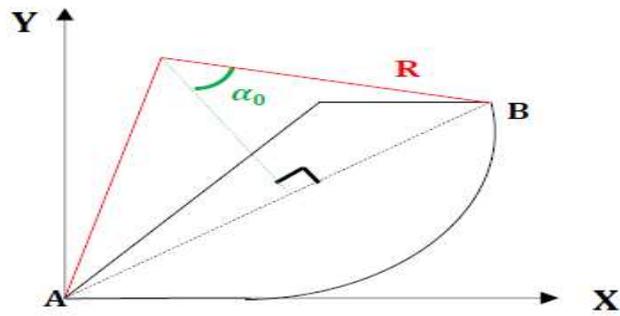


Figure 2.8: Représentation graphique du rayon de rupture R.

e. Longueur L

La longueur **L** définit la projection horizontale de la ligne de rupture **AB**. Elle a été donnée comme suit :

—(2.26)

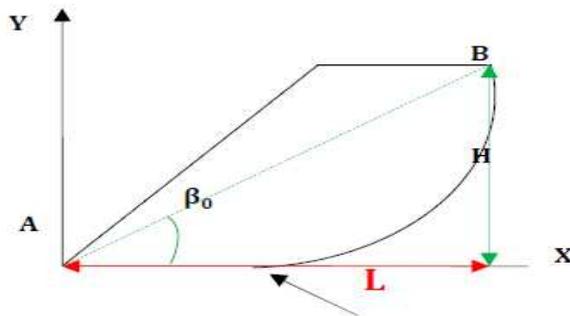


Figure 2.9: Représentation graphique de la longueur L.

f. Angle γ

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

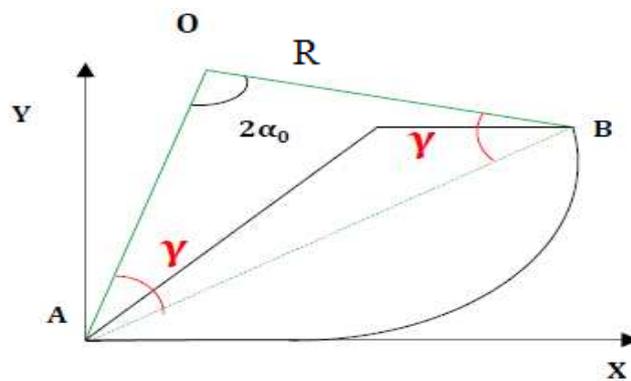


Figure 2.10: Représentation graphique de l'angle γ .

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

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

L'angle γ est donné par la relation 2.28 :

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

g. L'angle λ

L'angle λ est l'angle que fait la ligne de rupture **OA** avec la verticale, comme l'indique la figure 2.11 ci-après :

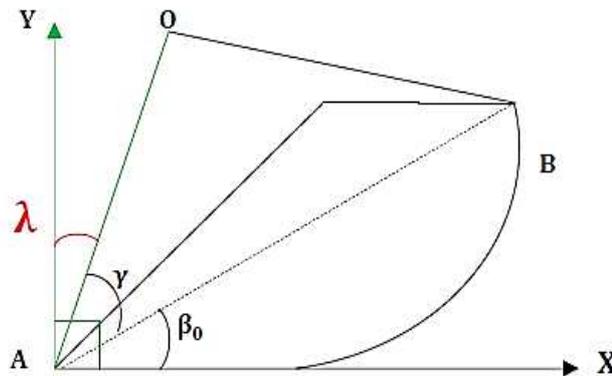


Figure 2.11: Représentation graphique de l'angle λ .

L'angle droit au point A impliqué :

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

Ce qui donne :

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

h. Coordonnées X_0 et Y_0 du centre de rupture

En considérant le triangle rectangle **OAO'** (figure 2.12), la distance X_0 est donnée par

L'équation 2.31 :

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

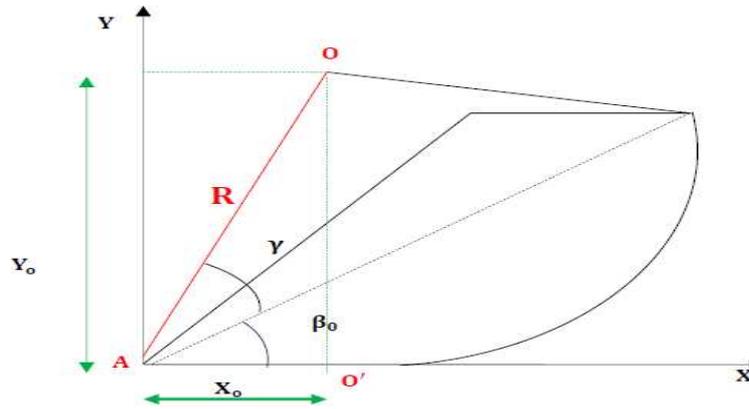


Figure 2.12 : Représentation graphique de X_o et Y_o .

Par ailleurs, l'équation du cercle est donnée par l'équation 2.31:

$$(2.32)$$

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

$$=$$

D'où l'on tire :

Enfin, ———

$$(2.33)$$

i. La projection horizontale de AC

X_c 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 :

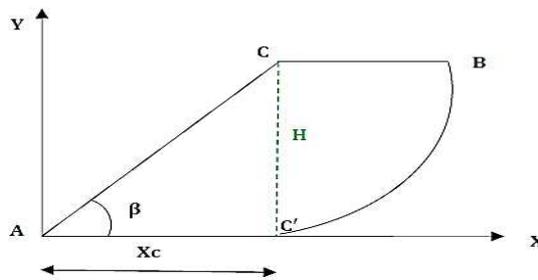


Figure 2.13: Représentation graphique de X_c .

En considérant le triangle rectangle $AC'C$ (Figure 2.11). La distance X_c est donnée par :

$$————— (2.34)$$

2.4. Calcul déterministe du coefficient de sécurité F_s

Pour le calcul déterministe de F_s nous avons procédé à la décomposition du talus amont de la digue considérée à des tranches de largeur $b = 0.3m$. Ce qui nous amène à nombre totale de tranches égales à 185 en considérant que la longueur de la digue est égal à 55.66 m.

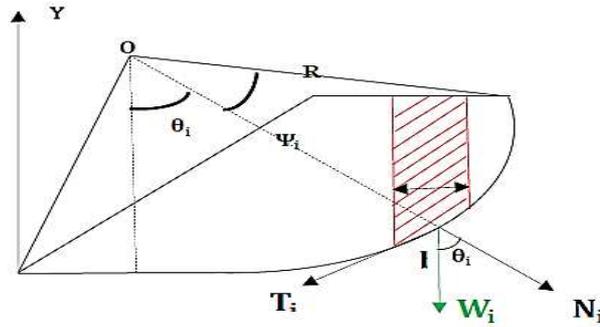


Figure 2.14: Représentation graphique de la tranche i dans le cercle de glissement.

Considérons une tranche i vertical du talus de poids W_i et de largeur b (figure 2.14).

X_i et Y_i sont les coordonnées de la tranche i.

a. Coordonnées de la tranche i

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

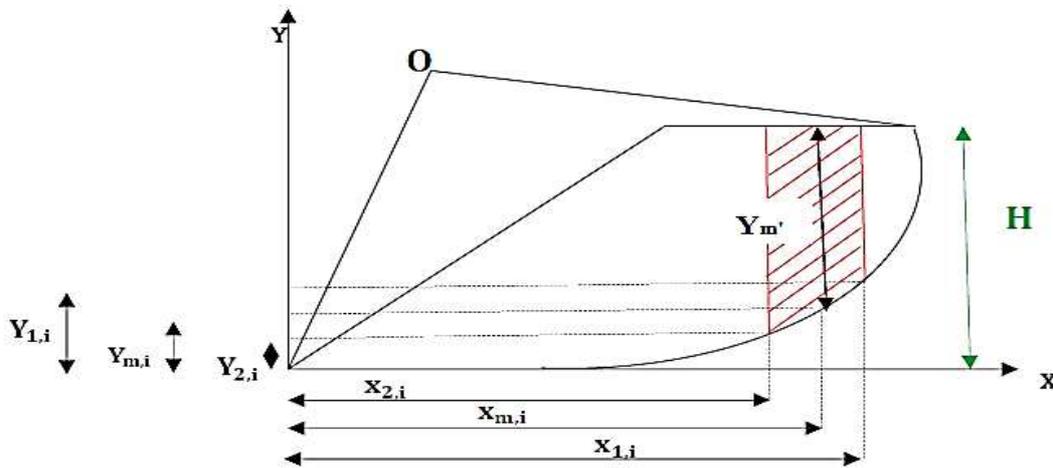


Figure 2.15: Représentation graphique des coordonnées de la tranche i.

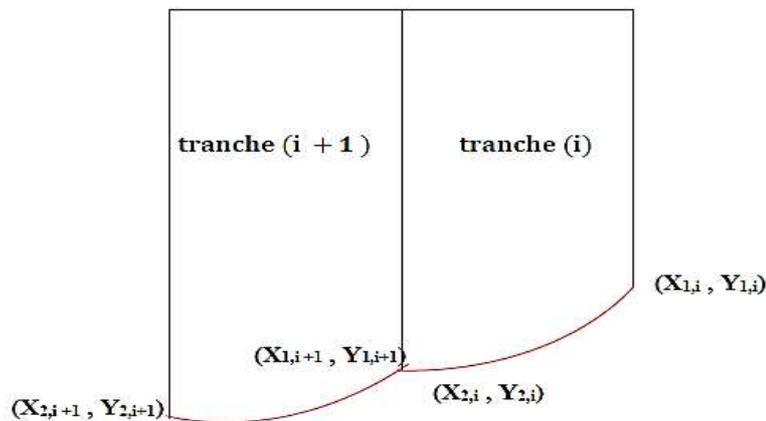


Figure 2.16 : Représentation graphique des coordonnées des tranche tranche (i) et (i+1)

✓ **Abscisses de la tranche i :**

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

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

$$X_{m,i} = \frac{X_{1,i} + X_{2,i}}{2} \quad (2.37)$$

✓ **Ordonnées de la tranche i :**

Pour la tranche $i=1$:

$$Y_{1,i} = H$$

en utilisant l'équation du cercle, nous avons :

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

Ce qui donne :

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

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

Les ordonnées de la tranche i sont les suivantes :

$$Y_{2,i} = Y_0 \pm \sqrt{R^2 - (X_{2,i} - X_0)^2} \quad (2.39)$$

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

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

b. calcul 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) :

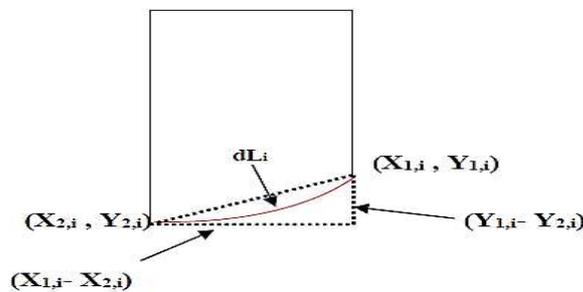


Figure 2.17: Représentation graphique de dL_i .

Le théorème de Pythagore permet d'écrire :

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

c. Détermination du point haut de la tranche i

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

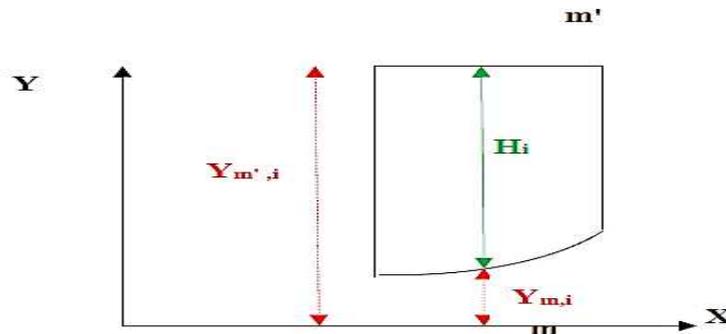


Figure 2.18 : Représentation graphique de H_i .

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 $X_{m,i} > X_c$

$$Y_{m',i} = H$$

□ Pour $X_{m,i} < X_c$ $Y_{m',i} = \tan \beta \cdot X_{m,i}$ (2.43)

d. Détermination de la hauteur H_i de la tranche i

La hauteur H_i de la tranche i (figure 2.18) est calculée par la différence entre le point le plus haut et le point le plus bas au milieu de la tranche :

$$H_i = Y_{m',i} - Y_{m,i} \quad (2.44)$$

e. Calcul du poids W_i de la tranche i :

$$W_i = H_i \cdot b \cdot \gamma \quad (2.45)$$

γ étant la masse volumique de la tranche qui représente, dans notre cas la densité sèche du remblai (matériaux locaux).

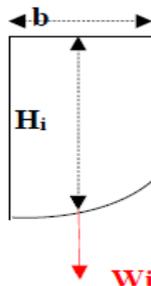


Figure 2.19 : Représentation graphique de W_i .

f. 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 2.46 :

$$\Psi_i = \dots + (i-1) \dots \quad (2.46)$$

$$\psi = \psi \dots \quad (2.47)$$

g. Détermination de l'angle θ

θ est l'angle que fait la normale N avec le poids de la tranche comme l'indique la figure (2.12). Il est calculé par l'équation (2.48) :

$$2\alpha_0 = \psi + \theta + \lambda_i \quad (2.48)$$

$$\theta = 2\alpha_0 - \psi - \lambda \quad (2.49)$$

h. Tracé de la ligne de saturation

h1. Définition de ligne de saturation

La ligne d'infiltration, improprement appelée "ligne de saturation", est la ligne située dans le plan vertical coupant le massif, et au-dessus de laquelle la pression hydrostatique est nulle. Elle est aussi appelée ligne phréatique.

La ligne de saturation sépare, dans le massif, la zone sèche (ou humide) et la zone saturée

A : ligne phréatique (-----)

B : parabole de KOSENY (—)

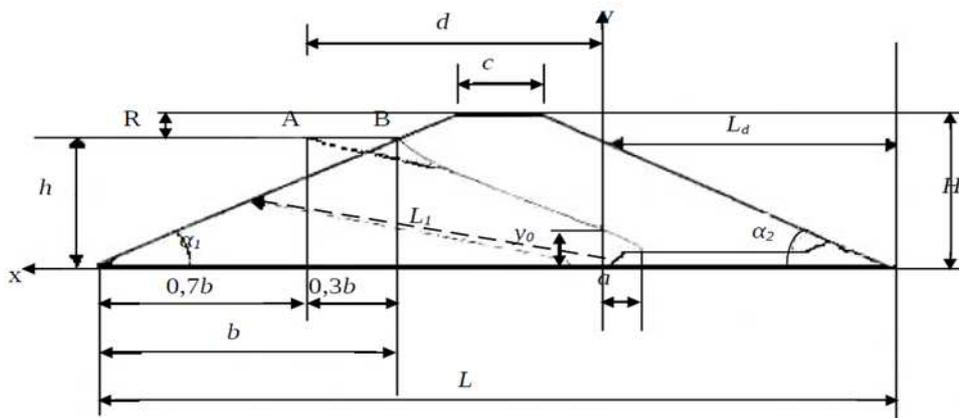


Figure 2.20: schéma descriptif de la digue avec la ligne de saturation « Chaabat Thrid »

Dans le cas d'une digue homogène drainée, reposant sur une assise imperméable, KOSENY à montré que la ligne de saturation est une parabole d'axe horizontal, dont le foyer est l'extrémité amont du drain, auquel se raccorde la ligne phréatique.

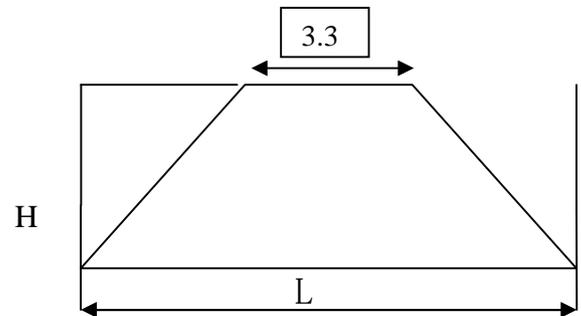
Elle a pour équation :

Avec : \dots (2.50)

Les paramètres d, h, Y_0 sont représentés sur la figure 2.20

calcul de ligne de saturation et la parabole de KOSENY.

La parabole de base coupe le plan d'eau au point A a une distance ($AB = 0.3b$). La ligne desaturation dans le massif se confond sensiblement avec la parabole de KOSENY. Pour tracer cette ligne, il faut raccorder la parabole de KOSENY au point B du plan d'eau par une courbe normale au parement amont en B



Calcul de l'emprise de barrage

Elle est estimée par la formule suivante :

$$L = \frac{H}{\tan \beta} + \frac{H}{\tan \beta'} + 3.32 \quad (2.51)$$

Calcul de (b)

C'est la projection horizontale de la ligne mouillée du talus amont. Elle est définie par la

Formule suivante :

$$b = \frac{h}{\tan \beta'} \quad (2.52)$$

Calcul de (d)

Il est calculé par la formule suivante :

$$d = L - 0.7 b \quad (2.53)$$

Calcul de (Y₀)

Il est calculé par la formule suivante :

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \quad (2.54)$$

Calcul du poids de chaque tranche

Si $X_m \leq b$ $Y = Y_m'$ (2.55)

Si non $Y = \sqrt{Y_0^2 + 2 * X * Y_0}$ (2.56)

X_m : Abscisse du pt M de chaque tranche (cercle).

Y_m' : la hauteur de la digue.

❖ Lorsqu'on a tracé la ligne de saturation nous déterminons le point d'intersection avec le cercle de rupture (X_{int}) (l'intersection entre la courbe de koseny Y_K et la celle de cercle Y_c).

$$Y_k = \sqrt{Y_0^2 + 2 * X_{int} * Y_0} \quad (2.59)$$

$$Y_c = Y_0 - \sqrt{(R^2 - (X_{int} - X_0)^2)} \quad (2.60)$$

❖ Organigramme de calcul de la hauteur saturé et la hauteur humide

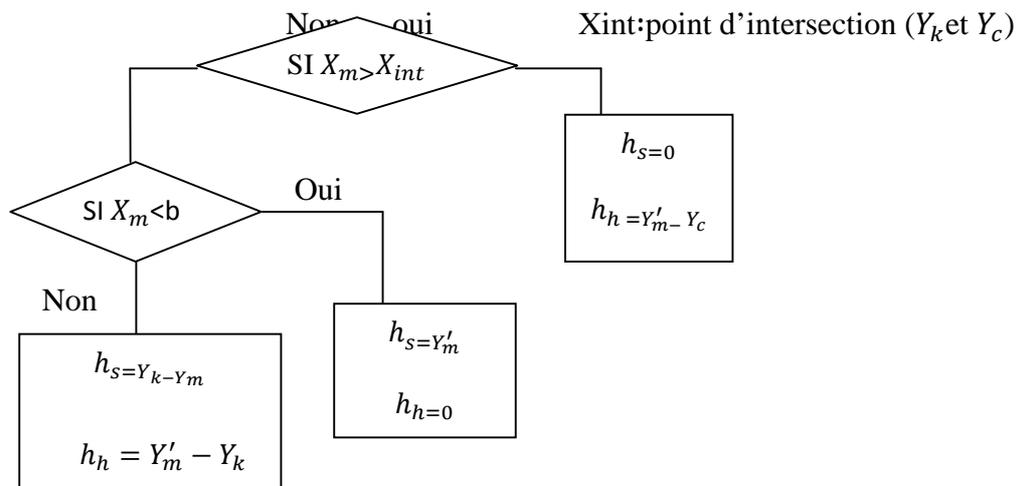


Figure 2.21: Organigramme de calcul de la hauteur saturé et la hauteur humide

2.5 Résultats et discussion

a. Paramètre de la digue

Les résultats de calcul des paramètres de la digue conformément aux relations développées (2.22-2.23) sont présentés dans le tableau 2.5.

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

Symboles	Désignation	valeur	unités	Equation utilisée
β	Angle beta	18,43	°	Eq, 2.22
AB	distance AB	58,50	m	Eq, 2.23
R	Rayon du cercle de rupture =	78,08	m	Eq, 2.24
L	La projection horizontale de AB = L	55,66	m	Eq, 2.25
γ	Angle gamma	68,00	°	Eq, 2.27
λ	Angle lamda	4,08	°	Eq, 2.29
X0	Abscisse Xo du cercle de ruptur	5,56	m	Eq, 2.30
Y0	Abscisse Yo du cercle de ruptur	77,88	m	Eq, 2.32
Xc	Projection horizontale de ,AC	54,0155512	m	Eq, 233
$\alpha 0$	Angle alpha 0	22,00	°	Abaque de Sanglera
$\beta 0$	Angle beta 0	17,92	°	Abaque de Sanglera

b. Résultats de coefficient de sécurité de la digue sans tenir compte de la ligne de saturation

Dans ce cas de figures les moments stabilisant et moteur sont calculés en considérant le remblai sec, le poids de la tranche est calculé par la relation.

$$W_i = \gamma_s H_i \quad (2.61)$$

γ_s : poids volumique sec

H_i : hauteur total de la tranche

deux cas sont considérés sans séisme et avec séisme.

b1. sans séisme

Le coefficient de sécurité est calculé à partir de la relation (2.13), un extrait des résultats des différents paramètres relatif à chaque tranche sont présentés dans le tableau 2.6. le détail de calcul est donné dans annexe 1.

Tableau 2.6 : Extrait des résultats du calcul des paramètres déterministes sans séisme

symboles	Désignation	Unités	Numéro de la tranche		
			1	2	3
Ym'	Ordonnés du point haut de chaque tranche	m	18	18	18
X1	abscisse du point 1 de la tranche	m	55,663	55,363	55,063
Y1	ordonnée du point 1 de la tranche	m	18,000	17,750	17,503
X2	abscisse du point 2 de chaque tranche	m	55,363	55,063	54,763
Y2	ordonnée du point 2 de chaque tranche	m	17,7503	17,503	17,258
Xm	abscisse du point M de la tranche	m	55,513	55,213	54,913
Ym	ordonnée du point M de la tranche	m	17,875	17,627	17,381
dL	Longueur de l'arc de la tranche	m	0,3903	0,3887	0,3872
Hi	Hauteur de la tranche	m	0,12487	0,37336	0,61933
	Angle PSI de la tranche	°	0,1432	0,1482	0,1532
	Angle tetade la tranche	°	39,78	39,77	39,77
Wi	Poids de la tranche)	/	67,43	201,61	334,44
/	(wi)cos(teta) tan(phi)	/	18,86	56,40	93,56
/	C.dL	/	2 732,44	2 721,18	2 710,11
Ms	cdL+ (wi)cos(teta) tan(phi)	/	2 751,31	2 777,58	2 803,68
Mm	(wi)sin(teta)	/	43,14	128,98	213,93

Après avoir déterminé les moments stabilisants et moteur de chaque tranche nous avons procédé au calcul de coefficient de sécurité conformément à la relation 2.15.les résultats sont illustrés dans le tableau 2.7.

Tableau 2.7 : Résultats du calcul du coefficient de sécurité Fs sans séisme.

Résultats de Fs sans tenir compte du séisme.	
Calcule de	
Fs=Mstabilisateur/Mmoteur	
Mstabiliseur	540432.53
Mmoteur	272307.32
Fs	1.98

Nous constatons que la valeur de Fs obtenu est supérieure à 1.4, valeur fixé par le PNAUD.ce qui montre que la digue est stable au glissement.

b2.avec séisme

Dans ce cas de figure, le coefficient de sécurité est évalué conformément à la relation 2.22. Les différents paramètres calculés sont présenté dans le tableau 2.8

Tableau 2.8 : Extrait des résultats du calcul des paramètres déterministes tenant compte du séisme

Symbole	Désignation	Unité	Numéro de la tranche		
			1	2	3
Ym'	Ordonnés du point haut de chaque	m	18	18	18
X1	abscisse du point 1 de la tranche	m	55,663	55,363	55,063
Y1	ordonnée du point 1 de la tranche	m	18,000	17,750	17,503
X2	abscisse du point 2 de chaque tran	m	55,363	55,063	54,763
Y2	ordonnée du point 2 de chaque tran	m	17,7503	17,503	17,258
Xm	abscisse du point M de la tranche	m	55,513	55,213	54,913
Ym	ordonnée du point M de la tranche	m	17,875	17,627	17,381
dL	Longueur de l'arc de la tranche	m	0,3903	0,3887	0,3872
Hi	Hauteur de la tranche	m	0,12487	0,37336	0,61933
φi	Angle PSI de la tranche	°	0,1432	0,1482	0,1532
θi	Angel teta de la tranche	°	39,78	39,77	39,77
wi	Poids de la tranche)	/	67,43	201,61	334,44
/	(wi)cos(teta) tan(phi)	/	18,86	56,40	93,56
/	C.dL	/	2 732,4	2 721,18	2 710,11
/	cdL+ (wi)cos(teta) tan(phi)	/	2 751,3	2 777,58	2 803,68
/	(wi)sin(teta)	/	43,14	128,98	213,93
/	0,15(Wi)Cos(teta)tan(phi)		2,59	7,75	12,85
/	0,5(Wi)Sin(teta)tan(phi)		7,19	21,49	35,64
/	0,15(Wi)os(teta)tan(phi) - 0,5(Wi)Sin(teta)tan(phi)		- 4,60	- 13,74	- 22,79
/	0,15(Wi)Sin(teta)		6,47	19,35	32,09
/	0,5(Wi)cos(teta)		25,91	77,48	128,53
Ms	0,15(Wi)Sin(teta)+0,5(Wi)cos(teta)		32,38	96,83	160,62
Mm	0,15(Wi)Cos(teta)tan(phi)		2,59	7,75	12,85

Les résultats des moments stabilisants et moteurs ainsi que le coefficient de sécurité obtenu sont présentés dans le tableau 2.9 pour chaque zone sismique considérée par le RPA(2003).

Tableau 2.9: Résultats du calcul du coefficient de sécurité F_s compte tenu de séisme

	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III
coefficient de zone sismique "A"	0.12	0.2	0.25	0.3
Mstabiliseur	536658.2438	531391.7491	527045.5559	522677.7277
Mmoteur	297104.3982	313586.1638	323763.476	333827.0154
F_s	1.806295185	1.694563761	1.627872181	1.565714288

Il apparaît bien que le coefficient de sécurité est supérieur à 1.4 dans les zones I et II et zone III (vérifié). On remarque si on tient compte de séisme le coefficient de sécurité F_s diminue comparé avec 1.98. d'où la nécessité de prendre en considération l'effet sismique.

c. Résultats de coefficient de sécurité en tenant compte de la ligne de saturation

Dans ce cas de figure le poids de la tranche est obtenu par la relation

$$W_i = \gamma_{sat} h_{sat} + \gamma_h h_h \quad (2.62)$$

Pour le calcul de la hauteur humide et saturée, un organigramme de calcul est élaboré.

Les résultats de différents paramètres sont présentés en annexe 2, un extrait de ces valeurs est présenté dans le tableau 2.10

Tableau 2.10:Extrait des résultats du calcul des paramètres déterministe tenant compte du séisme

Désignation	Unités	Numéro de la tranche		
		1	2	3
Ordonnés du point haut de chaque tr	m	18	18	18
abscisse du point 1 de la tranche	m	55,663	55,363	55,063
ordonnée du point 1 de la tranche	m	18,000	17,750	17,503
abscisse du point 2 de chaque tranche	m	55,363	55,063	54,763
ordonnée du point 2 de chaque tranche	m	17,7503	17,503	17,258
abscisse du point M de la tranche	m	55,513	55,213	54,913
ordonnée du point M de la tranche	m	17,875	17,627	17,381
Longueur de l'arc de la tranche	m	0,3903	0,3887	0,3872
Hauteur de la tranche	m	0,12487	0,37336	0,61933
Angle PSI de la tranche	°	0,1432	0,1482	0,1532
Angle teta de la tranche	°	39,78	39,77	39,77
Hauteur saturé	m	0	0	0
Hauteur Humide	m	0.12	0.373	0.6193
Poids de la tranche)	/	74.93	224.04	371.64
(wi)cos(teta) tan(phi)	/	18,86	56,40	93,56
C.dL	/	2 732,44	2 721,18	2 710,11
cdL+ (wi)cos(teta) tan(phi)	/	2 751,31	2 777,58	2 803,68
(wi)sin(teta)	/	43,14	128,98	213,93
0,15(Wi)Cos(teta)tan(phi)		2,59	7,75	12,85
Non 0,5(Wi)Sin(teta)tan(phi) oui		7,19	21,49	35,64
0,15(Wi)os(teta)tan(phi) - 0,5(Wi)Sin(teta)tan(phi)		- 4,60	- 13,74	- 22,79
0,15(Wi)Sin(teta)		6,47	19,35	32,09
0,5(Wi)cos(teta)		25,91	77,48	128,53
0,15(Wi)Sin(teta)+0,5(Wi)cos(teta)		32,38	96,83	160,62

Le coefficient de sécurité obtenu conformément à la relation 2.22. les résultats sont donnés dans le tableau 2.11 et 2.12.

Tableau 2.11 : Résultats du calcul du coefficient de sécurité Fs sans séisme.

Calcule de	
Fs=Mstabilisateur/Mmoteur	
Mstabiliseur	93783.80
Mmoteur	832154.72
Fs	1.123

On conclue aussi que en tenant compte de la ligne de saturation le coefficient de sécurité Fs diminue si on le compare avec les résultats qui tient pas compte de la ligne de saturation d'où la nécessité de prendre en considération l'effet de la ligne de saturation.

Tableau 2.12 : Résultats du calcul du coefficient de sécurité Fs avec séisme

	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III
coefficient de zone sismique "A"	0.12	0.2	0.25	0.3
Mstabiliseur	918614.29	905074.40	895534.42	885954.64
Mmoteur	907783.00	958146.72	989486.86	1020699.81
Fs	1.01	0.94	0.91	0.87

On remarque lorsque on tient compte de la ligne de saturation et de séisme le coefficient de sécurité diminue encore plus, Dou la nécessité de prendre en considération l'effet de sismique et la ligne de saturation.

Conclusion

La méthode déterministe (fellenius) est utilisée dans ce chapitre, pour l'analyse de la stabilité au glissement du parement amont d'une digue homogène en tenant compte du séisme et de la ligne de saturation. Un programme de calcul est élaboré sur une feuille de calcul Excel qui pour servir d'un outil d'aide au ingénieur concepteur pour évaluer le coefficient de sécurité. Les résultats de cette analyse est montré que le coefficient de sécurité est vérifié ($F_s > 1.4$) pour le cas de séisme même s'il diminue de la zone I a zone III.

Tout fois ,en tenant compte de la ligne de saturation, le coefficient de sécurité n'est pas vérifié sans et avec séisme ($F_s < 1.4$).Et cela quel que soit la zone d'étude.ce qui nous a même a conclure que la prise en compte de la ligne de saturation est nécessaire dans la phase de conception de l'ouvrage.

3.1.Introduction

Pour l'analyse de la stabilité d'une digue en terre, il existe plusieurs méthodes précédemment citées (Forme, sorm, Monte Carlo...etc). Ces méthodes permettent l'analyse de nombreux modes de défaillance et implication de plusieurs variables aléatoires explicatives. En effet, à chaque mode de défaillance est associée une fonction d'état limite.

Dans ce troisième chapitre nous procédons à une analyse fiabiliste d'une digue homogène en remblai compacté, en se basant sur l'une des approches probabilistes qui est la simulation de Monte-Carlo classique. 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. Dans le cadre de cette analyse, et pour la première fois, nous tenu compte de la ligne de saturation.

3.2.1 Contexte probabiliste

Pour quantifier le risque de défaillance d'une digue en terre, par glissement de son talus, il convient de définir les différentes fonctions d'état limite $G(\{X\})$ qui définissent son comportement. Ces fonctions, délimitent le domaine de bon fonctionnement ainsi que celui de la défaillance de l'ouvrage.

Cette probabilité de défaillance correspond à la probabilité d'occurrence de l'évènement $G(\{X\}) < 0$ peut s'écrire sous la forme suivante (Lemaire, 2005) :

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

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

S : sollicitation appliquée.

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

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

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

$$P_f = \int f(x) dX_1 \dots dX_n \quad (3.3)$$

$f(X)$ étant la densité de probabilité conjointe du vecteur aléatoire.

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

Cette méthode est considérée comme étant la technique la plus simple pour estimer une espérance ou une intégrale mathématique. Elle est basée sur l'application de la loi des grands nombres. La méthode de Monte Carlo consiste à réaliser un grand nombre de tirages

aléatoires (variables d'entrée), en accord avec leur loi de distribution conjointe (si elle existe) ou en accord avec la loi marginale de chaque variable et avec leurs éventuelles corrélations. Pour chaque tirage la réponse de la fonction d'état limite est calculée, et un traitement statistique de cette réponse est exécuté pour en déduire la probabilité de défaillance (Aliche, 2016). En générale la méthode de Monté Carlo consiste à résoudre un problème déterministe de nombreuse fois pour mettre en place une distribution statistique de la sortie (les variables desortie : déplacements, contraintes,...).

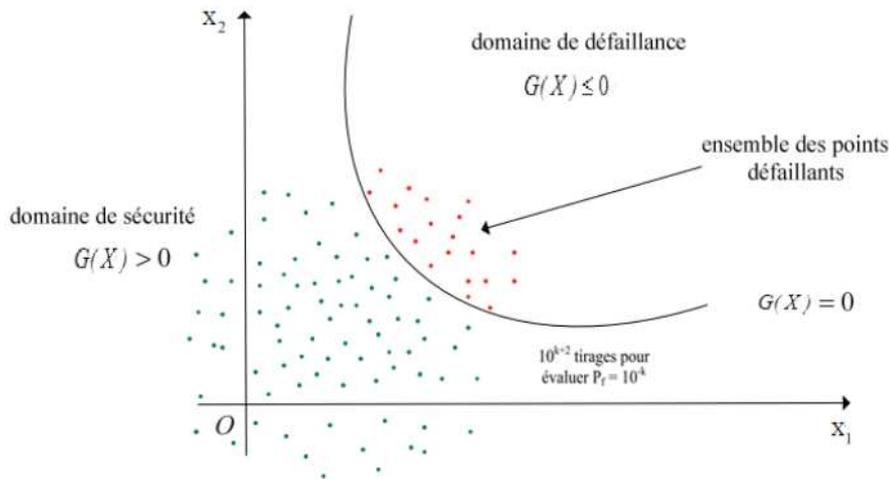


Figure 3.1: Illustration de la simulation de Monté Carlo (Amirouche, 2015)

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_t tombant dans le domaine de défaillance, 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 évaluée par :

$$P_f = \frac{N_d}{N_t} \tag{3.7}$$

Où $f(x)$ 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 :

$$I_d = \begin{cases} 1 & \text{si } G(X) \leq 0 \\ 0 & \text{si } G(X) > 0 \end{cases} \tag{3.8}$$

Pour N_t simulations des vecteurs aléatoires X , la probabilité de défaillance P_f est approchée par la moyenne des

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

$$P_f \approx \frac{N_d}{N_t} \tag{3.9}$$

N_t : nombre de tirage effectué

3.3.Fonction d'état limite

La fonction d'état limite G doit d'être dictée par la cause physique de la défaillance, de façon à obtenir une représentation réaliste (Dehmous, 2007).

la stabilité d'une digue en terre peut être perdue par renversement. Le moment de renversement M_r (relation 2.21), doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment stabilisant M_s (relation 2.20) sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la structure, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai sur les fondations.

Le critère de justification vis-à-vis de cet état limite, consiste à vérifier que le moment stabilisant de l'ouvrage est supérieur au moment renversant. La fonction de performance $G(X)$

associée à cet état limite est représentée par la condition de stabilité suivante (Aliche, 2016):

$$G(X) = M_s - M_r \tag{3.4}$$

M_s , moment stabilisant donné par la relation (2.20)

M_r , moment renversant, donné par la relation (2.21)

- pour un état stable :

$$M_s - M_r > 0 \tag{3.5}$$

- pour un état de défaillance :

$$M_s - M_r < 0 \tag{3.6}$$

3.4 Identification des variables

Les paramètres interviennent dans le calcul de la stabilité d'une digue en terre sont représentées 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 ²]	Déterministe
Coefficients d'accélération de Zone " A "	/	Aléatoire
Inclinaison du talus avec un angle " β "	[°]	Déterministe

La sélection des variables aléatoires est une étape cruciale pour le modèle fiabiliste qui nécessite une connaissance fine de la structure. La variable aléatoire est défini par sa loi de la probabilité

Dans notre analyse fiabiliste la variable aléatoire considérée est d'accélération sismique

Groupe d'usage	Zone I sismicité faibl	Zone IIa Sismicité moyenn	Zone IIb Sismicité moyenne	Zone III Sismicité élevée
1A Ouvrage d'importance vital	0.15	0.25	0.3	0.4
1B Ouvrage de grande Importance	0.12	0.2	0.25	0.3
2 Ouvrage courant o u d'importance	0.1	0.15	0.2	0.25
3 Ouvrage de faible Importance	0.07	0.1	0.14	0.18

représenté par le coefficient de zone A.celui-ci est donnée 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.

3.4.1 Génération de la variable aléatoire

La variable aléatoire (coef d'accélération de zone) est générée par une loi log normale qui est définie à partir d'une base de données constituée de 45 accélérogrammes enregistrés suite au séisme du 21 mai 2003 de Boumerdes (Algérie), par les différents sismographes installés par le Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS) dans la zone centre de l'Algérie (Figure 3.1). 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 3.4: l'histogramme de pic d'accélération sismique, et loi de distribution type loi log normale

- Les paramètres de la loi de distribution log normale sont donnés par les relations (3.10) et (3.11) suivantes :

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^N \ln(x_i)}{N} \quad (3.10)$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (\ln(x_i) - \mu)^2}{N-1}} \quad (3.11)$$

où :

μ : désigne la moyenne statistique de l'échantillon,

σ : désigne l'écart type de l'échantillon donné en fonction du coefficient de variation Cv et de l'accélération par la relation (3.12) :

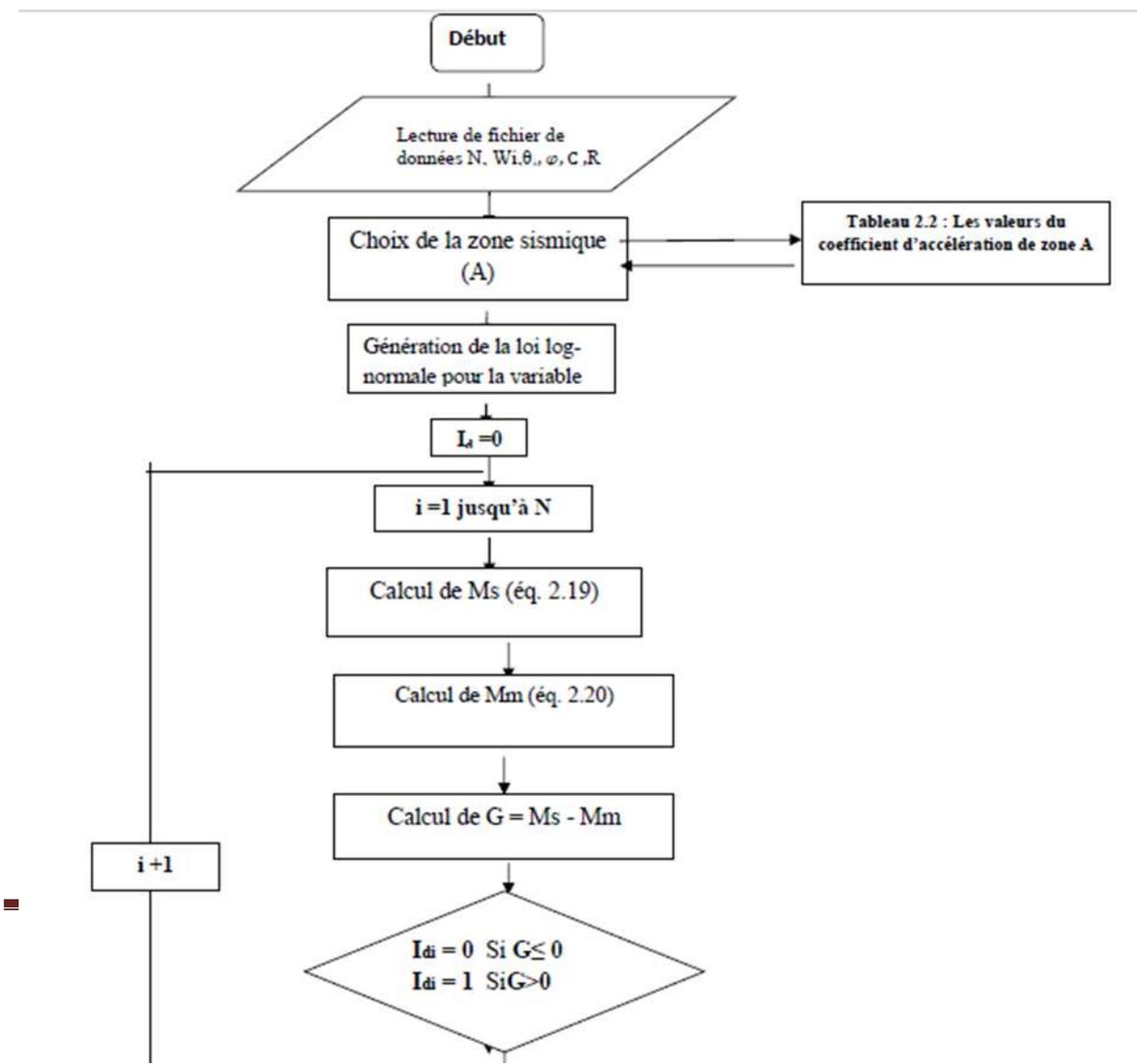
$$\sigma = \mu \cdot C_v \quad (3.12)$$

La valeur du coefficient de variation qui représente le mieux la distribution des réalisations de la variable aléatoire A, est obtenu par Aliche (2016), dans le cadre de sa thèse de doctorat ; à savoir le coefficient de variation $C_v = 0.664$.

$$C_v = \sigma / \mu = 0.664 \quad (3.13)$$

3.5 Organigramme de calcul

L'organigramme résume les étapes de calcul de la probabilité de défaillance d'une digue en



terre par la simulation de Monte Carlo classique.

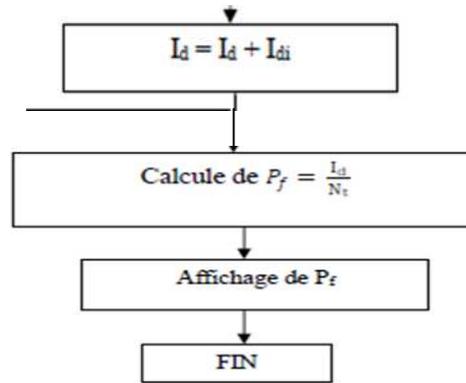


Figure 3.5: Organigramme de calcul de la méthode Monte Carlo

3.6. Application de la méthode de Monte Carlo pour l'analyse d'une digue

	Paramètres	Valeurs	homogène
Après une la digue présenté	Moyenne (valeur de "A") Eq.2.20	0,12	avoir effectué analyse déterministe de stabilité de la homogène dans le chapitre
	(Moyenne) ²	0,0144	
	Ecart type " "	0,07968	
	Coefficient de variation "Cv" Eq.2.21	0,664	
	Mu	-2,302896107	
	Sigma " "	0,425504102	

2, on utilisant la méthode de Fellenius, nous proposons dans cette application une analyse fiabiliste en utilisant la méthode de Monte Carlo et en se conformément à l'organigramme élaboré (Figure 3.4). L'analyse sera effectuée par différentes zones sismiques.

Les étapes de calcul étant présentes pour le cas de la zone I.

• 3.6.1 Paramètre de génération de la variable aléatoire

Les différents paramètres dans la génération de la variable aléatoire sont présentés dans les tableaux suivants:

Tableau 3.5.a : Paramètres de génération du coefficient A pour la zone I.

Tableau 3.5.b: Paramètres de génération du coefficient A pour la zone IIa.

Paramètres	Valeurs
Moyenne (valeur de " A")	0,3
(Moyenne) ²	0,09
Coefficient de variation "Cv"	0,664
Ecart type"σ"	0.1992
Mu	-1.386605375
Sigma"ε"	0,42550410

Tableau

3.5.c :

Paramètres de génération du coefficient A pour la zone IIb.

Paramètres	Valeurs
Moyenne (valeur de " A")	0,2
(Moyenne) ²	0,04
Coefficient de variation "Cv"	0,664
Ecart type"σ"	0.1328
Mu	-1,79207048
Sigma"ε"	0,4255042

Tableau
Paramètres
génération
coefficient A
III.

3.5.d :
de
du
pour la zone

Paramètres	Valeurs
Moyenne (valeur de " A")	0,25
(Moyenne) ²	0,0625
Coefficient de variation "Cv"	0,664
Ecart type"σ"	0.166
Mu	-1.56892693
Sigma"ε"	0,4255041

• 3.6.2 Etapes de générations de la variable aléatoire A

Etape 1: Commande sur Excel © données Utilitaire d'analyse →

Dans l'utilitaire d'analyse sélectionner la génération de la variable aléatoire

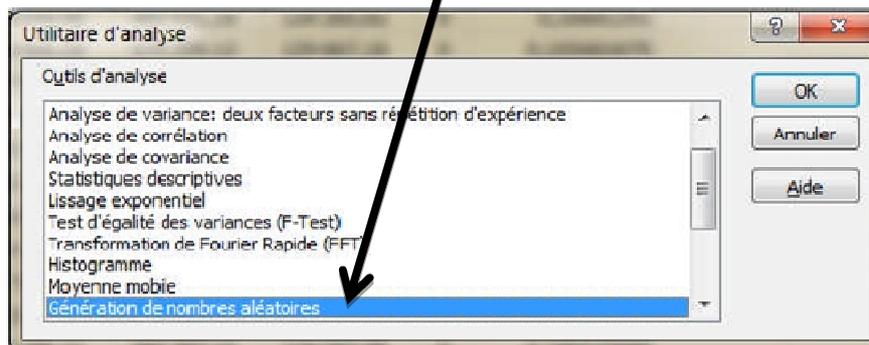


Figure 3.6: Première étape pour générer une loi normal de l'accélération "A" Sur Microsoft Excel©.

Etape 2: Introduire les paramètres et choisir une loi de distribution. dans un premier temps une loi normal

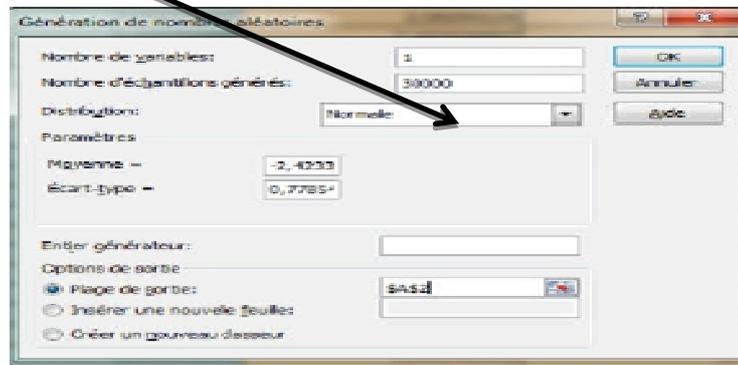


Figure 3.7: Deuxième étape pour générer une loi normal de l'accélération "A" Sur Microsoft Excel©.

Etape 3: les résultats de la génération de la loi normal est transformé vers une loi log normal par la relation

Les résultats sont présentés dans le tableau 3.6

Tableau 3.6: Extrait du résultat de génération de la loi log normale de l'accélération "A" sur Microsoft Excel©.

Anormal	A(log normal)
-2.382540256	0.092315774
-2.634876115	0.071727855
-2.413721491	0.089481669
-1.846876444	0.157729073
-1.429909236	0.239330644
-2.870903248	0.056647736
-1.845371053	0.157966696
-2.726514379	0.065447016
-2.631006215	0.072005972
-2.503675864	0.081783819
-2.698920057	0.06727813

-2.113099439	0.120862778
-1.750644609	0.173661963
-1.978132808	0.13832728
-1.971165053	0.139294476
-2.410726672	0.089750052
-2.196787961	0.111159635
-2.3013841	0.100120171
-1.88697538	0.151529435
-2.209434794	0.10976267
-1.711904976	0.180521576
-2.777789586	0.06217579
-2.310498198	0.099211812
-3.147274089	0.042969097

Les figures (3.7) et (3.8), montre respectivement l'évolution de la fonction de densité et de la fonction de répartition pour un coefficient de variation $C_v=0.664$ pour le cas de la zone I.

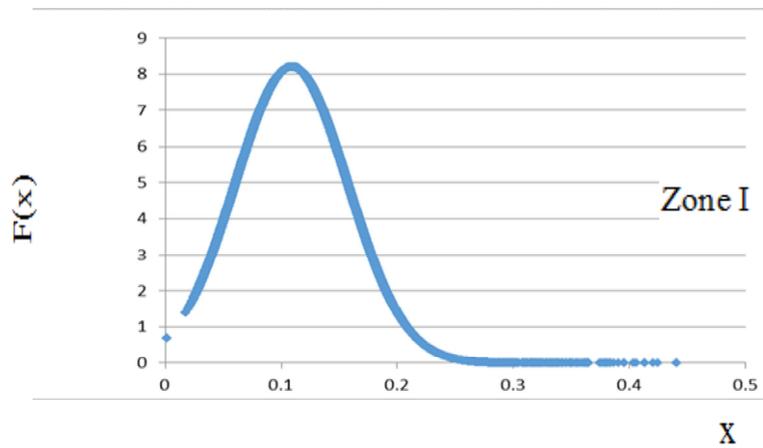


Figure 3.8 : Courbe de densité de la loi normale.

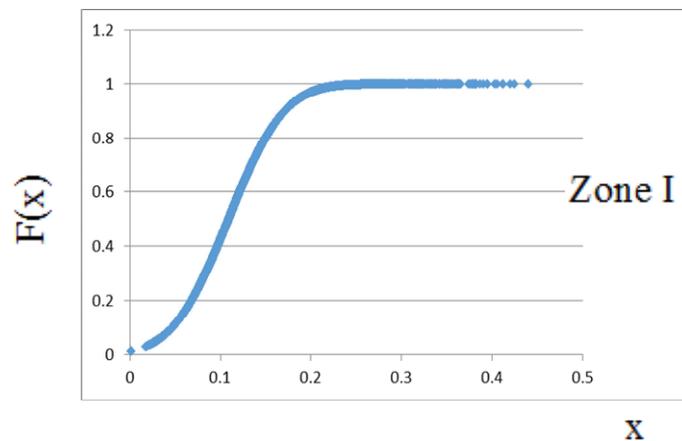


Figure 3.9: Courbe de répartition de la loi normale.

• **Évaluation de la probabilité de défaillance Pf**

La probabilité de défaillance Pf est évaluée par chaque zone sismique pour la méthode Monte Carlo, conformément à l'équation 3.9 et à l'organigramme élaboré (figure3.4). Le nombre de tirage est fixé à 30000, après teste de convergence effectué, et présenté sur la figure3.6ce teste représente l'évolution de Pf pour chaque zone sismique en fonction du nombre de tirage. Les courbes montrent que la valeur se stabilise au voisinage du nombre de tirage égal à 30000,pour toutes les zones sismiques.

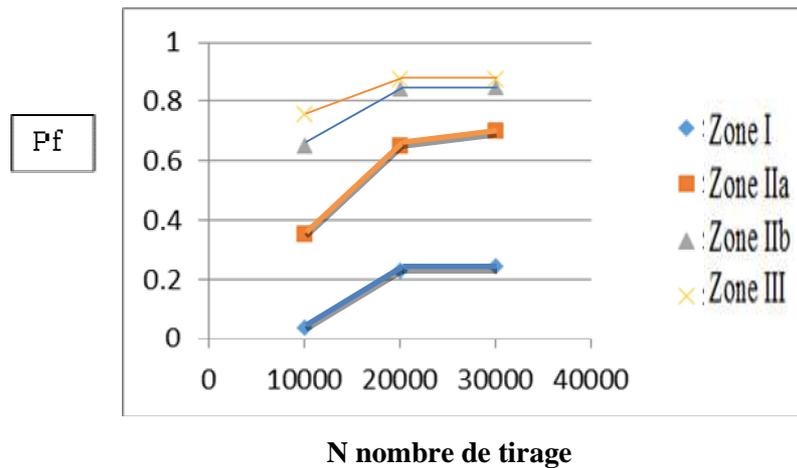


Figure 3.10 : Courbe de l'évolution de Pf en fonction du nombre de tirage pour chaque zone sismique.

Les résultats de l'évolution de la probabilité de défaillance seront présentés dans ce qui suit, sans tenir compte de la ligne de saturation et avec ligne de saturation.

Sans ligne de saturation

Les résultats de la fonction d'état limite G(X) pour le glissement, ainsi que le teste d'indicateur Id sont présentés en annexe3. Un extrait de ces résultats sont présentés pour chaque zones sismique dans les tableaux 3.6.a, 3.6.b, 3.6.c et 3.6.d suivants:

Tableau 3.6.a* : Extrait des résultats de calcul de la probabilité de ruine dans la zone I

A (log normal)	loi log normal N(densité)	loi log normal N (répartition)	Ms (moment stabilisant)	Mm (moment moteur)	Ms -Mm	Id
----------------	---------------------------	--------------------------------	-------------------------	--------------------	--------	----

A(normal)	A (log normal)	loi log normal N(densité)	loi log normal N (répartition)	Ms (moment stabilisant)	Mm (moment moteur)	G=Ms -Mm	Id
-2,332868321	0,097017071	5,246204095	0,999396552	536 423,74	292 171,76	244 251,98	0
-2,144500118	0,117126572	4,103145833	0,999448948	535 845,02	296 324,63	239 520,38	0
-3,015153848	0,04903829	7,827298388	0,999252415	537 804,50	282 263,52	255 540,97	0
-1,865996288	0,154741966	2,56293124	0,999535831	534 762,50	304 092,70	230 669,80	0
-3,336576456	0,035558486	7,242636607	0,999206554	538 192,43	279 479,77	258 712,66	0
-3,517943472	0,02966037	6,429896168	0,999185684	538 362,17	278 261,73	260 100,43	0
-1,945142443	0,142966857	2,968048105	0,999510103	535 101,37	301 660,98	233 440,39	0
-1,715997419	0,179784311	1,886400538	0,999586439	534 041,82	309 264,26	224 777,55	0
-3,652084787	0,025936999	5,686032285	0,99917225	538 469,32	277 492,81	260 976,51	0
-2,478855891	0,083839092	6,09640856	0,99935976	536 802,98	289 450,34	247 352,64	0
-2,58155648	0,075656155	6,634558395	0,999335883	537 038,47	287 760,46	249 278,02	0
-1,905978284	0,148677123	2,763721026	0,99952274	534 937,04	302 840,23	232 096,81	0
-2,38308214	0,092265763	5,546310197	0,999383518	536 560,47	291 190,55	245 369,92	0
-2,175843483	0,113512368	4,291796203	0,999439853	535 949,03	295 578,25	240 370,78	0
-2,506482696	0,081554588	6,247405902	0,999353175	536 868,73	288 978,56	247 890,17	0
-1,87404721	0,153501152	2,602706348	0,99953318	534 798,21	303 836,45	230 961,76	0
-2,964244336	0,051599446	7,801197747	0,999260848	537 730,79	282 792,43	254 938,36	0
-1,915962277	0,147200117	2,815110012	0,999519501	534 979,54	302 535,21	232 444,34	0

Tableau 3.6.b* : Extrait des résultats Obtenus pour la stabilité au glissement dans la zone IIa.

0,19873361	3,006133892	0,621112952	533 496,48	313 177,54	220 318,95	0
0,389658937	0,632676541	0,913998701	528 001,93	352 606,08	175 395,85	0
0,498629323	0,270282397	0,960203767	524 865,92	375 109,87	149 756,05	0
0,097862638	4,63355126	0,21066956	536 399,40	292 346,38	244 053,02	0
0,117181905	4,667592305	0,301126147	535 843,42	296 336,06	239 507,36	0
0,576261639	0,153021983	0,976164939	522 631,77	391 141,95	131 489,83	0
0,094572949	4,585485114	0,195501725	536 494,08	291 667,02	244 827,06	0
0,058616256	2,929010693	0,053804115	537 528,86	284 241,50	253 287,36	0
0,220361791	2,545061733	0,681051357	532 874,06	317 644,04	215 230,02	0
0,147956168	4,18394897	0,438428782	534 957,78	302 691,34	232 266,44	0
0,039007447	1,281826867	0,012268453	538 093,17	280 192,02	257 901,15	0
0,510304679	0,247631506	0,963225075	524 529,92	377 520,98	147 008,94	0
0,504752479	0,258133417	0,961821242	524 689,70	376 374,38	148 315,32	0
0,118209257	4,659763829	0,305917458	535 813,86	296 548,22	239 265,64	0
0,064323868	3,339750376	0,0717182	537 364,60	285 420,19	251 944,41	0
0,145088458	4,244367003	0,426343334	535 040,31	302 099,12	232 941,19	0
0,259894374	1,847102675	0,767235136	531 736,37	325 808,03	205 928,34	0
0,459295116	0,36486664	0,947813369	525 997,90	366 986,85	159 011,05	0
A (log normal)	loi log normal N (densité)	loi log normal N (répartition)	Ms (moment Stabilisant)	Mm (moment moteur)	Ms -Mm	Id

Tableau 3.6.c* : Extrait des résultats Obtenus pour la stabilité au glissement dans la zone IIb.

A (normal)	A (log normal)	loi log normal N(densité)	loi log normal N (répartition)	Ms (moment stabilisant)	Mm (moment moteur)	Ms -Mm	Id
-1,979583165	0,138126801	3,806796184	0,231849121	535 240,66	300 661,45	234 579,21	0
-2,151117819	0,116354022	3,483037886	0,151860063	535 867,25	296 165,09	239 702,16	0
-1,207318478	0,298997975	1,922934648	0,725272541	530 611,02	333 883,42	196 727,60	0
-0,768218093	0,46383885	0,591626652	0,912381268	525 867,14	367 925,19	157 941,95	0
-1,692423724	0,184072841	3,632239013	0,406048573	533 918,40	310 149,90	223 768,50	0
-1,797983917	0,165632481	3,802239426	0,337351492	534 449,09	306 341,73	228 107,36	0
-1,243650461	0,288329758	2,066207024	0,704000852	530 918,04	331 680,30	199 237,74	0
-1,146930915	0,317610047	1,691694862	0,75887316	530 075,39	337 727,06	192 348,34	0
-0,942985393	0,389463397	1,013002717	0,85412146	528 007,56	352 565,70	175 441,86	0
-2,246292923	0,105790673	3,192701989	0,116519727	536 171,25	293 983,62	242 187,62	0
-2,039091015	0,130146959	3,727953944	0,201757659	535 470,31	299 013,51	236 456,80	0
-1,897557582	0,149934375	3,851197104	0,277138764	534 900,85	303 099,87	231 800,99	0
-1,230921672	0,292023304	2,015735986	0,711538995	530 811,74	332 443,06	198 368,68	0
-0,500553445	0,606195071	0,217725114	0,965391957	521 770,33	397 323,59	124 446,75	0
-1,675817342	0,187155147	3,595340574	0,417187885	533 829,69	310 786,44	223 043,26	0
-1,912148671	0,147762552	3,848884686	0,268776711	534 963,36	302 651,36	232 312,00	0
-2,500058909	0,082080163	2,219350352	0,051545843	536 853,60	289 087,10	247 766,50	0

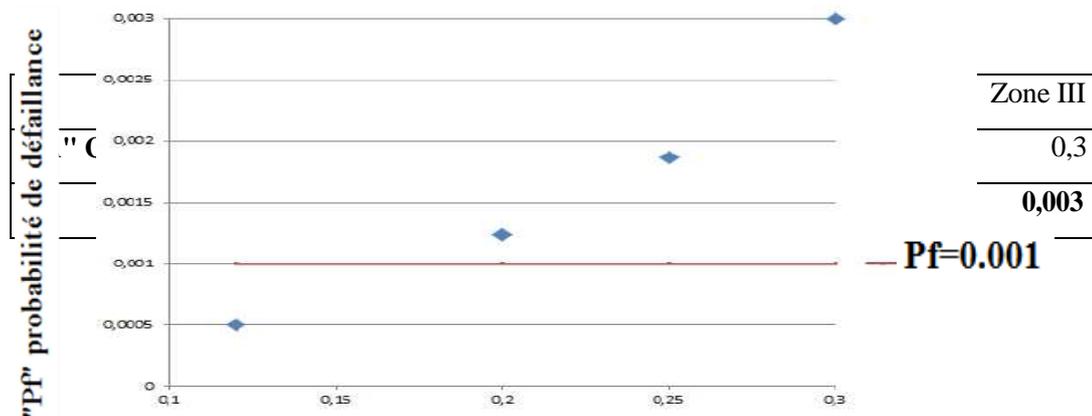
Tableau 3.6.d* : Extrait des résultats Obtenus pour la stabilité au glissement dans la zone III.

0,145532506	2,850848896	0,139957733	535 027,53	302 190,82	232 836,71	0
0,173457982	3,22892176	0,225653848	534 223,88	307 957,79	226 266,08	0
0,535459183	0,559709516	0,911221744	523 806,01	382 715,71	141 090,30	0
0,3592584	1,724884202	0,727164331	528 876,81	346 327,98	182 548,83	0
0,112643581	1,96142307	0,059602517	535 974,03	295 398,84	240 575,19	0
0,092848616	1,272015166	0,02752803	536 543,70	291 310,92	245 232,78	0
0,415543826	1,219967989	0,809381212	527 257,00	357 951,65	169 305,35	0
0,153248638	2,990350211	0,162511241	534 805,48	303 784,30	231 021,17	0
0,178160172	3,259977131	0,240913235	534 088,56	308 928,86	225 159,70	0
0,223858893	3,19696864	0,390636824	532 773,41	318 366,23	214 407,18	0
0,504125707	0,687442951	0,891751046	524 707,74	376 244,95	148 462,80	0
0,356677488	1,751376679	0,722678429	528 951,09	345 794,99	183 156,10	0
0,156376195	3,039063399	0,171941075	534 715,47	304 430,19	230 285,28	0
0,325851779	2,087898454	0,663594478	529 838,21	339 429,08	190 409,13	0
0,156887744	3,046606486	0,173497639	534 700,75	304 535,83	230 164,92	0
0,33337262	2,002646084	0,678975519	529 621,77	340 982,23	188 639,54	0
0,292649962	2,479760883	0,587816833	530 793,71	332 572,48	198 221,23	0
0,25743583	2,8888247	0,493179018	531 807,12	325 300,30	206 506,81	0

L'évolution de la probabilité de défaillance Pf obtenue pour les différentes zones sismiques considérées, est donnée dans le tableau 3.7

Tableau 3.7 : Pf obtenu pour différentes valeurs de "A".

Cette évolution est illustrée dans la figure3.10.



"A" accélération de zone sismique

Figure 3.11: Courbe de l'évolution de Pf en fonction des zones sismiques.

Les résultats montre que Pf augmente avec l'intensité de la zone sismique. Nous constatons que pour la zone d'implantation I. La valeur de Pf est inférieure a la valeur admissible pour

les structure de génie civil tels que l'illustre le tableau 3.10 (Dahmou,2007).pour les zones II et IIIa probabilité de défaillance dépasse cette valeur admissible.

✚ Avec ligne de saturation

Les résultats de calcul de la fonction d'état limite $G(X)$ ainsi que le teste sur l'indicateur I_d sont présenté sur annexe 4.Un extrait des résultats est donné pour chaque zone sismique sur les tableaux 3.8.a, 3.8.b, 3.8.c et 3.8.d

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

Anormal	A(log normal)	loi log normal N(densité)	loi log normal N (répartition)	Ms (moment stabilisant)	Mm (moment moteur)	G=Ms -Mm	Id
-2.382540256	0.092315774	7.707195239	0.361534374	922344.629	890335.42	32009.21279	0
-2.634876115	0.071727855	6.064164903	0.218321955	925118.766	877360.18	47758.59043	0
-2.413721491	0.089481669	7.536784381	0.339927637	922726.513	888549.26	34177.2506	0
-1.846876444	0.157729073	5.021106421	0.839218589	913530.459	931561.21	-18030.75312	1
-1.429909236	0.239330644	0.232430133	0.99620598	902534.986	982989.43	-80454.44739	1
-2.870903248	0.056647736	4.540220738	0.138278813	927150.749	867856.15	59294.60243	0
-1.845371053	0.157966696	4.996776527	0.840408828	913498.440	931710.97	-18212.53014	1
-2.726514379	0.065447016	5.438737375	0.182183408	925965.083	873401.77	52563.31608	0
-2.631006215	0.072005972	6.091112794	0.220012254	925081.291	877535.46	47545.83574	0
-2.503675864	0.081783819	6.972071457	0.283995585	923763.767	883697.80	40065.96346	0
-2.698920057	0.06727813	5.623785205	0.19231203	925718.348	874555.80	51162.5477	0
-2.113099439	0.120862778	7.987070066	0.592071829	918498.039	908326.76	10171.28143	0
-1.750644609	0.173661963	3.438557407	0.906416393	911383.568	941602.69	-30219.11967	1
-1.978132808	0.13832728	6.886933534	0.723121125	916144.770	919333.51	-3188.739558	1

Tableau 3.8.b : Extrait des résultats de calcul de la probabilisé de ruine dans la zone IIa.

Anormal	Alognormal	loi log normal N(densité)	Loi log normal N	Ms(moment stabilisant)	Mm(moment moteur)	G=Ms-Mm	Id
---------	------------	---------------------------	------------------	------------------------	-------------------	---------	----

			(répartition)				
- 1.91974878	0.1466438	4.471874271	0.32967072	915 024.15	924 574.9	- 9 550.7	0
- 2.33565419	0.09674717	2.818296024	0.14520983	921 747.52	893 128.2	28 619.3	1
- 1.68806852	0.18487626	4.925741331	0.51255168	909 872.49	948 670.3	- 38 797.9	0
- 1.24886051	0.28683145	2.141951315	0.90163636	896 134.45	1 012 926.1	- 116 791.7	1
- 1.28210198	0.27745348	2.470838903	0.88001961	897 398.09	1007 015.8	- 109 617.7	1
- 1.05455186	0.3483485	0.601672559	0.97985967	887 845.28	1051 696.4	- 163 851.1	1
- 2.72111654	0.06580124	1.748780025	0.07500727	925 917.35	873625.0	52 292.3	1
- 1.89164412	0.15082363	4.568733441	0.34856833	914 460.94	927209.2	- 12 748.2	0
- 1.32606792	0.26551926	2.906435666	0.84794508	899 006.18	999494.4	- 100 488.3	1
- 2.25439113	0.10493742	3.120448358	0.16952946	920 643.92	898290.0	22 353.9	1
- 2.08568187	0.12422239	3.808950614	0.23644127	918 045.35	910444.1	7 601.2	0
- 2.51127896	0.08116437	2.257138374	0.10570501	923 847.24	883307.4	40 539.8	0
- 2.57786058	0.07593629	2.077786261	0.09437588	924 551.70	880012.5	44 539.2	0
- 2.20798135	0.10992232	3.303398935	0.18554131	919 972.22	901431.7	18 540.5	0
- 2.12112725	0.1198964	3.660380734	0.22028344	918 628.25	907717.7	10 910.5	0
- 2.69317973	0.06766544	1.80724304	0.07832168	925 666.16	874799.9	50 866.3	0
- 2.03365203	0.13085675	4.026198058	0.26243978	917 151.39	914625.3	2 526.1	0
- 1.96392224	0.14030702	4.306978925	0.30184498	915 878.01	920581.2	- 4 703.2	0
- 1.73462003	0.17646724	4.915277843	0.47113778	911 005.57	943370.7	- 32 365.1	1

A normal	Alognormal	N(densité)	(répartition)	Ms	Mm	G=Ms-Mm	Id
----------	------------	------------	---------------	----	----	---------	----

-1.69664878	0.18329676	3.57766981	0.329663166	910 085.32	947 674.9	- 37 589.6	0
-2.11255419	0.1209287	2.25469567	0.145203202	918 489.16	908 368.3	10 120.9	0
-1.46496852	0.23108527	3.94081884	0.512545852	903 646.02	977 792.9	- 74 146.9	1
-1.02576051	0.3585237	1.71365375	0.90163673	886 474.22	1 058 109.2	- 171 634.9	1
-1.05900198	0.34680175	1.97678211	0.880019724	888 053.70	1 050 721.6	- 162 667.9	1
-0.83145186	0.43541666	0.48135335	0.979860266	876 113.21	1 106 569.8	- 230 456.6	1
-2.49801654	0.08224797	1.39903477	0.075002439	923 701.22	883 990.3	39 710.9	0
-1.66854412	0.18852133	3.65516575	0.34856086	909 381.33	950 967.6	- 41 586.3	1
-1.10296792	0.33188462	2.32528397	0.847944754	890 063.72	1 041 320.2	- 151 256.5	1
-2.03129113	0.13116606	2.4964344	0.169522457	917 109.71	914 820.3	2 289.5	0
-1.86258187	0.15527122	3.04727996	0.236433701	913 861.64	930 012.2	- 16 150.5	1
-2.28817896	0.10145104	1.80574196	0.105699233	921 113.69	896 092.8	25 020.9	0
-2.35476058	0.09491623	1.66225252	0.094370419	921 994.23	891 974.3	30 019.9	0
-1.98488135	0.13739692	2.64280575	0.185534117	916 270.13	918 747.2	- 2 477.0	1
-1.89802725	0.14986397	2.92841395	0.22027595	914 590.25	926 604.3	- 12 014.1	1
-2.47007973	0.08457812	1.4458073	0.078316731	923 387.25	885 458.9	37 928.4	0
-1.81055203	0.16356382	3.22109344	0.262432134	912 744.25	935 238.5	- 22 494.2	1
-1.74082224	0.17537614	3.44573976	0.301837342	911 152.59	942 683.0	- 31 530.4	1
-1.51152003	0.22057444	3.93244121	0.471131419	905 062.31	971 168.6	- 66 106.3	1

Tableau 3.8.c : Extrait des résultats de calcul de la probabilité de ruine dans la zone IIb.

Tableau 3.8.d : Extrait des résultats de calcul de la probabilité de ruine dans la zone III.

Anormal	Alognormal	N(densité)	(répartition)	Ms	Mm	G=Ms-Mm	Id
----------------	-------------------	-------------------	----------------------	-----------	-----------	----------------	-----------

-1.69664878	0.18329676	3.57766981	0.329663166	914 998.74	957 253.2	- 42 254.4	0
-2.11255419	0.1209287	2.25469567	0.145203202	923 488.02	917 551.8	5 936.3	0
-1.46496852	0.23108527	3.94081884	0.512545852	908 493.98	987 673.7	- 79 179.7	1
-1.02576051	0.3585237	1.71365375	0.90163673	891 147.60	1 068 796.7	- 177 649.1	1
-1.05900198	0.34680175	1.97678211	0.880019724	892 743.14	1 061 334.9	- 168 591.8	1
-0.83145186	0.43541666	0.48135335	0.979860266	880 681.26	1 117 744.2	- 237 063.0	1
-2.49801654	0.08224797	1.39903477	0.075002439	928 753.07	892 928.9	35 824.2	0
-1.66854412	0.18852133	3.65516575	0.34856086	914 287.60	960 579.0	- 46 291.4	1
-1.10296792	0.33188462	2.32528397	0.847944754	894 773.60	1 051 839.2	- 157 065.6	1
-2.03129113	0.13116606	2.4964344	0.169522457	922 094.55	924 068.5	- 1 974.0	1
-1.86258187	0.15527122	3.04727996	0.236433701	918 813.46	939 413.1	- 20 599.6	1
-2.28817896	0.10145104	1.80574196	0.105699233	926 139.23	905 152.9	20 986.3	0
-2.35476058	0.09491623	1.66225252	0.094370419	927 028.72	900 993.1	26 035.6	0
-1.98488135	0.13739692	2.64280575	0.185534117	921 246.43	928 034.9	- 6788.4	1
-1.89802725	0.14986397	2.92841395	0.22027595	919 549.47	935 971.0	- 16 421.5	1
-2.47007973	0.08457812	1.4458073	0.078316731	928 435.90	894 412.2	34023.7	0
-1.81055203	0.16356382	3.22109344	0.262432134	917 684.71	944 691.8	- 27 007.1	1
-1.74082224	0.17537614	3.44573976	0.301837342	916 076.86	952 211.2	- 36 134.3	1
-1.51152003	0.22057444	3.93244121	0.471131419	909 924.66	980 982.9	- 71 058.2	1

Les résultats de l'évolution de la probabilité de défaillance P_f obtenue, pour les différentes zones sismiques considérées, sont présentés dans le tableau (3.9) suivant. Cette évolution est représentée sur la figure 3.11.

Tableau 3.9: Pf obtenu pour différents valeurs de "A"

Pour un Pf Max =0,001				
"A" coefficients de zone sismique	0.12	0.2	0.25	0.3
angle beta	17.23	16.59	14.57	12.05

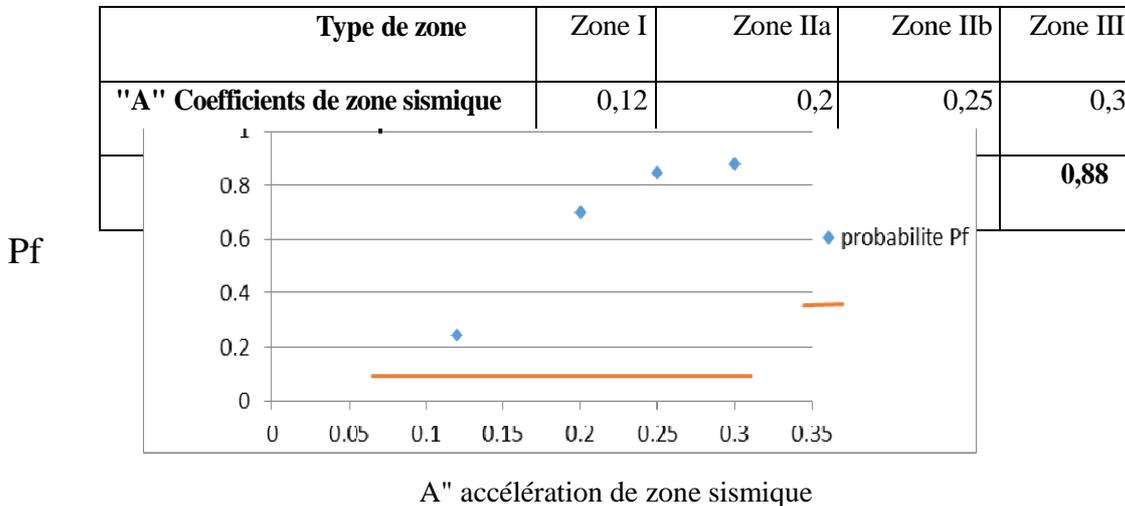


Figure 3.12: Courbe de l'évolution de Pf en fonction des zones sismiques.

Les résultats montre que Pf augmentent avec l'intensité de la zone sismique. Il est a noté dans ce cas, que toutes les valeurs dépasse la valeur limite admise (Dahmou, 2007).

Tableau 3.10: Niveaux de probabilité de défaillance acceptés par secteurs industriels

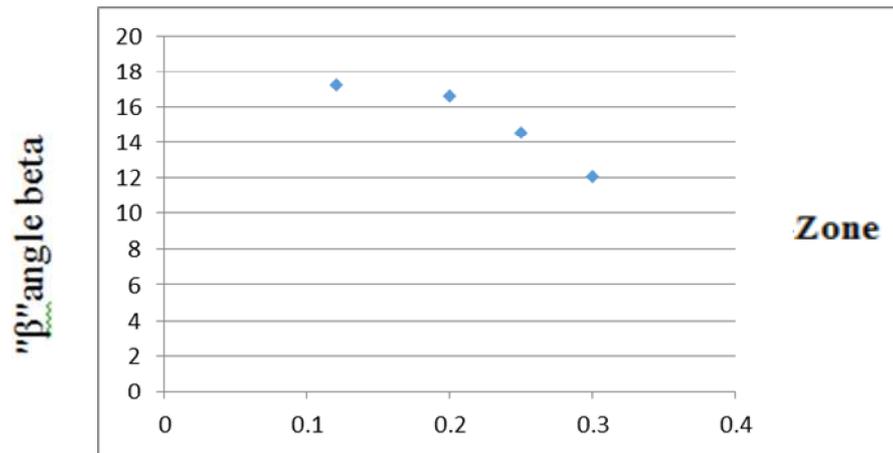
Secteur industriel	Pf
Structure marines	10 ⁻² _ 10 ⁻⁴
Génie civil	10 ⁻³ _ 10 ⁻⁸
Aérospatial	10 ⁻⁴ _ 10 ⁻¹⁰
Composant nucléaires	10 ⁻⁶ _ 10 ⁻¹²

3.7. Optimisation de la pente du talus amont de la digue

L'analyse fiabiliste du talus amont de la digue mené avec un angle , a conduit à des probabilité de défaillance dépassant les valeurs admissibles .Une études d'optimisation serait intéressante pour fixer une valeur de β correspondant a la probabilité cible Pf= pour différentes zones sismique.

Les résultats des angles "β" obtenus sont présentés dans le tableau 3.11.

Tableau 3.11 : Valeur de beta pour différentes zones sismique.



"A" accélération de zone sismique

Figure 3.13: courbe de l'évolution de l'angle β en fonction des zones sismiques.

Après l'analyse des résultats, il y a lieu de conclure que les valeurs de β compatibles avec la stabilité de la digue sont inférieures à la valeur du calcul déterministe. Aussi nous confirmons, une fois de plus, la nécessité de prendre en considération la ligne de saturation dans la phase de conception.

Conclusions

Dans la démarche d'analyse fiabiliste d'une digue en terre , nous avons défini la fonction d'états limite (mode de ruine) pour le glissement de son talus amont. Pour le calcul de la probabilité de défaillance de la structure vis-à-vis de cet état limite nous avons choisi la simulation de Monte Carlo classique. Nous avons choisi comme variable aléatoire le coefficients de l'accélération de zone sismique « A » représentée par une loi log normal. La gestion informatique de la méthode a été conduite sur un classeur Excel©, selon l'organigramme élaboré en tenant compte de la ligne de saturation. Un extrait du classeur est donné en Annexe (1-4).

Aussi,nous avons de montré que l'angle du parement amont de la digue est fonction de la zonesismique (coefficients de la zone sismique « A »). Un paramètre important qui n'est pas pris en compte dans les dispositions du PNUD qui ne considéré que la hauteur H de la digue. Le second résultat mis en évidence, pour stabiliser la digue il y'a lieu de réduire l'angle β et par voie de conséquence d'augmenter le volume des matériaux. Les résultats montre qu'en tenant compte de la ligne de saturation, la probabilité de défaillance dépasse la valeur admissible fixée pour les structures de Genie Civil et ce quelque soit la zone sismique.

Le calcul déterministe de la stabilité au glissement de la digue homogène de la retenue collinaire « ChaabatThrid », par son talus amont, en utilisant la méthode de Fellenius a montré que quel que soit la zone sismique le coefficient de sécurité F_s est supérieur à 1.4. Cela montre que le pré dimensionnement de la digue adopté par les ingénieurs, sur la base du PNUD, est suffisant et conduit à une bonne sécurité. Pour une meilleure précision de la marge de sécurité, une approche fiabiliste a été conduite en tenant compte de la variabilité du coefficient d'accélération de zone sismique « A ». Cette variable aléatoire « A » a été générée par une loi probabiliste de type Log normal avec un coefficient de variation $C_v=0.664$., après le test de convergence. La simulation de Monte Carlo classique est utilisée pour le calcul de la probabilité de défaillance au glissement du talus amont de la digue, Le nombre de tirage a été arrêté à 30.000, après teste de convergence.

Les résultats de calcul ont montré que la probabilité de défaillance sans e est inférieure à la valeur admissible uniquement dans la zone I, et sans tenir compte de ligne de saturation. Dans le cas de la prise en compte de cette dernière, cette probabilité de défaillance dépasse la valeur admissible quel que soit la zone sismique. Un programme de calcul est élaboré sur un classeur Excel pouvant servir d'un outil d'aide au gestionnaire ouvrage.

L'optimisation de l'angle β , compatible avec la stabilité de la digue, a montré l'influence de la zone sismique et de la ligne de saturation. Ces résultats nous amène à conclure que les méthodes déterministe, telles que décrites par le règlement (PNAUD ...etc), est destinées aux ingénieurs, sont bien élaborées et nécessaires mais restent insuffisante. Pour une meilleure précision de la marge de sécurité, l'application des approche fiabilistes sont nécessaires et complémentaire et doivent être intégrées en phase de conception par les ingénieurs.

Références bibliographiques

- **ALICHE A**, Contribution à l'analyse de l'évolution de la vulnérabilité des réservoirs en béton dans leur cycle de vie, thèse de doctorat LMD, UMMTO, 2016.
- **Mendjel and S. Messast**, Identification des paramètres hydromécaniques d'un sol non saturé par analyse inverse, colloque international Sols Non Saturés et Environnement, Tlemcen, Algérie, 2009.
- **Mendjel D**, analyse inverse dans le calcul géotechnique application au calcul de la stabilité des talus, Algérie, 2012.
- **Port M. et Levi R.**, Conceptions modernes relatives à la sécurité des constructions, Revue Générale des Chemins de Fer, 1951.
- 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
- **Prot M.**, Note sur la notion de coefficient de sécurité, Annales des Ponts et Chaussées, 27, 1936.
- **Spencer E.**, A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces, *Géotechnique*, Vol. 17, N°1, pp. 11–26, 1967.
- **Thoft-Christensen P., Sorensen J.D.**, Reliability analysis of elasto-plastic structures, Comptes rendus de la conférence IFIP'11, Copenhague, Springer-Verlag, 1984.
- **Weibull W.**, A Statistical theory of the strength of materials, Compte-rendus de la Société Royale Suédoise des Ingénieurs, 15, 1939.
- **Wierzbicki M.W.**, La sécurité des constructions comme un problème de probabilité, Annales de l'Académie Polonaise de Sciences Techniques, VII, 1939-1945.
- **Wright S G, Kulhawy F G and Duncan J M.**, Accuracy of equilibrium slope stability analysis, ASCE, J. SMFD, S.M., Vol. 99, N°10, pp. 791-793, 1973.
- **Zolfaghari A R., Heath A C., McCombie P F.**, Simple genetic algorithm search for critical non-circular failure surface in slope stability analysis. *Computer and Geotechnics*, Vol. 32, pp. 139–152, 2005.