REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DES TRAVAUX PUBLICS
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Tel : 021-28-68-38 - 021-28-90-37 -- **Fax** : 021-28-87-61 – **Email** : entp@wissal.dz

Direction Post-Graduation & Recherche Scientifique

Mémoire de Magister

Option : Matériaux - Structures

Mr. BOUDANI Ahmed

Ingénieur d'Etat en Génie civil

Diplômé de l'université Hassiba Benbouali, chlef

Intitulé du mémoire

Effet de la variabilité spatiale des propriétés du sol en profondeur sur la stabilité dynamique des murs de soutènement poids

Soutenu publiquement le 04 Mars 2014 Devant le Jury composé de :

ZERZOUR Ali	**Professeur, ENSTP**	**Président**
HADID Mohamed	**Professeur, ENSTP**	**Rapporteur**
BENSAIBI Mahmoud	**Professeur, ENSTP**	**Examinateur**
TAKI Mohamed	**Maître de Conférences A, ENSTP**	**Examinateur**
MEZOUER Noureddine	**Maitre de Recherche A, CGS**	**Examinateur**

DEDICACES

JE DÉDIE CE TRAVAIL.

A MES CHERS PARENTS.

A MA FEMME ET MES ADORABLES ENFANTS.

A MES FRÈRES ET MES SŒURS.

A MA BELLE-MÈRE ET BEAU-PÈRE.

A TOUS MES AMIS ET CEUX QUI M'ONT ENCOURAGÉ POUR LA RÉALISATION DE CE TRAVAIL.

Remerciements

Je tiens, d'abord à remercier, avant tout, le Bon Dieu le Tout Puissant, qui m'a donné la force, la volonté et la patience pour poursuivre mes études en post-graduation et réaliser ce travail dans les meilleures conditions.

Je remercie mon encadreur Monsieur **HADID Mohamed**, Professeur à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics qui m'a lancé sur ce sujet passionnant avec enthousiasme, et a dirigé avec succès mes travaux de thèse. Qu'il trouve ici l'expression de ma sincère gratitude.

Il m'est particulièrement agréable d'adresser mes vifs remerciements à Monsieur **ZERZOUR Ali**, Professeur à l'ENSTP, pour l'honneur qu'il me fait de présider le jury et de m'avoir reçu au sein de son établissement.

Je remercie vivement Monsieur **BENSAIBI Mahmoud**, professeur d'ENSTP. Je suis très reconnaissant à vous pour votre acception d'être un membre de mon jury.

Ma profonde reconnaissance va aussi à Monsieur **TAKI Mohamed**, maître de conférences A à l'ENSTP, d'avoir accepté de participer au jury d'examen.

Un grand merci à Monsieur **MEZOUER Noureddine**, maitre de recherche A, CGS, d'avoir accepté de consacrer de son temps précieux à examiner mon travail. Qu'il trouve ici l'expression de ma sincère reconnaissance.

J'adresse également mes remerciements à Monsieur **CHERIF Mohamed**, Maître assistant à l'ENSTP, pour son soutien et son encouragement incessant pendant la période de ma préparation de ce travail ainsi que tous les enseignants de l'ENSTP qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

Ce travail aurait été impossible sans le soutien et l'aide des membres de ma famille, qu'ils trouvent ici l'expression de toute ma gratitude.

Enfin, j'associe mes remerciements à mes collègues à l'ENSTP et l'équipe de Laboratoire de Recherche pour leur amitié, leurs conseils et leur aide au cours des deux années passées avec eux.

Résumé

L'objectif de ce travail consiste à étudier l'effet de la variabilité spatiale des propriétés du sol (l'angle de frottement, poids volumique et la cohésion) en profondeur sur la stabilité dynamique externe des murs soutènement poids en utilisant la méthode probabiliste de simulation indirecte de champs aléatoires non-Gaussien pour la simulation des propriétés de sol. Ainsi, on associe à la variable aléatoire bornée la loi de distribution beta (l'angle de frottement, poids volumique), et à la variable aléatoire non bornée la loi de distribution lognormale (cohésion). Dans cette optique un modèle numérique basé sur la méthode des tranches horizontales a été proposé pour introduire l'effet de la variabilité spatiale des propriétés de sol. Les statistiques sont calculées en utilisant les simulations de Monte Carlo. Les résultats numériques présentés indiquent que l'effet de la variabilité spatiale des propriétés du sol sur la stabilité dynamique externe des murs de soutènement est important et devrait être considéré dans la conception parasismique des ouvrages de soutènement.

Mots Clés : murs de soutènement, stabilité dynamique, poussée dynamique, variabilité spatiale, méthode des tranches horizontales.

Abstract

The objective of this work is to study the effect of spatial variability of soil properties (friction angle, unit weight and cohesion) at depth on the external dynamic stability of gravity retaining walls using the indirect method of probabilistic simulation non- Gaussian random fields to simulate the properties of soil. Thus, we associate the bounded random variable distribution law beta (angle of friction, unit weight), and random variable unbounded lognormal distribution law (cohesion). Finally a numerical model based on the horizontal slices method has been proposed to introduce the effect of spatial variability of soil properties. The statistics are calculated using Monte Carlo simulations. The numerical results presented suggest that the effect of spatial variability of soil properties on the external stability of retaining walls is important and should be considered in the seismic design of these structures.

Keywords: retaining walls, dynamic stability, dynamic thrust, spatial variability, horizontal slices method.

الملخص

ان هدف هذه المذكرة هو دراسة مدى تأثير التغيرات المكانية للخصائص الميكانيكية للتربة (زاوية الاحتكاك، الثقل الحجمي و قوة التماسك) على الثبات الديناميكي للجدران الداعمة المستقرة بثقلها، أين سيتم عرض الطرق والوسائل الرقمية وذلك بالاعتماد على طريقة الاحتمالات. وهذا بتقدير اتباع المتغير العشوائي المحدود (زاوية الاحتكاك، الثقل الحجمي) لرتل بيتا و المتغير العشوائي الغير المحدود (قوة التماسك) لرتل اللوغاريتم البسيط . بهذا الخصوص تم اعداد نموذج رقمي يعتمد على طريقة التجزئة الافقي الذي يسمح بإدخال التغيرات الخصائص الميكانيكية للتربة. النتائج المتحصل عليها في دراستنا سمحت بإبراز اهمية الاخذ بعين الاعتبار لتغيرات الخصائص الميكانيكية لتربة المسندة بالجدران الداعمة في مجال الدراسات الزلزالية أمر لا غنى عنه.

كلمات المفتاح: الجدران الداعمة، الثبات الديناميكي، الضغوطات الديناميكية، التغيرات المكانية، طريقة التجزئة الافقي

Sommaire

Introduction générale 1

Chapitre 1 : Recherche bibliographique

1.1 Introduction 5
1.2. Généralités sur les murs de soutènement 5
1.2.1 Définition 5
1.2.2 Différents types d'ouvrages de soutènement 6
1.2.2.1 Murs gravitaires ou murs-poids 6
1.2.2.2 Murs voiles 7
1.2.3 Pressions des remblais derrière les murs de soutènement 7
1.2.4 Modes de rupture et instabilité des ouvrages de soutènement 11
1.2.5 Considérations de conception pour la stabilité sismique 12
1.2.5.1 Méthode de conception basée sur la force 12
1.2.5.2 Méthode de conception basée sur le déplacement 13
1.3 Variabilité spatiale des paramètres géotechniques 14
1.3.1 Introduction 14
1.3.2 Origines de la variabilité spatiale des paramètres de sols 14
1.3.3 Quantification des incertitudes 15
1.3.4 Modélisation des incertitudes 17
1.3.5 Simulation de Monte-Carlo 18
1.3.6 Techniques statistiques pour la modélisation de la variabilité des propriétés du sol 18
1.3.6.1 Analyse par régression 19
1.3.6.2 Géostatistiques 19
1.3.6.3 Krigeage, Estimateur local 20
1.3.7 Modèles de champs aléatoires des propriétés de sol 20
1.4 Conclusion 21

Chapitre 2 : Poussée des terres sur les murs de soutènement

2.1 Introduction 22
2.2 Pressions des terres 22
2.2.1 Pression du sol au repos 22
2.2.2 Mobilisations des équilibres de poussée et de butée 23
2.3 Détermination des poussées des terres en cas statique 26
2.3.1 Théorie de Coulomb 26
2.3.2 Théorie de Rankine 27
2.4 Calcul des poussées des terres en cas dynamique 30
2.4.1 Théorie de Mononobe-Okabe (1929) 30

2.4.2 Formulation de Sima Ghosh et Sengupta (2012) 32
2.5 Effet de différents paramètres sur le coefficient de la poussée dynamique active (K_{ae}) 35
2.5.1 Effet de l'angle de frottement du sol (ϕ) 36
2.5.2 Effet du poids volumique (γ) 37
2.5.3 Effet de la cohésion du remblai (c) 37
2.5.4 Effet de l'angle de frottement mur/remblai (δ) 38
2.5.5 Effet de l'adhérence (c_a) 38
2.5.6 Effet de la surcharge (q) 39
2.5.7 Effet de l'angle d'inclinaison du mur de soutènement (α) 40
2.5.8 Effet de la hauteur du mur de soutènement 40
2.5.9 Récapitulation de l'étude paramétrique 41
2.6 Conclusion 41

Chapitre 3 : Poussée dynamique active via la méthode des tranches horizontales

3.1 Introduction 42
3.2 Historique de la méthode des tranches horizontales (HSM) 42
3.3 Méthode des tranches pour la détermination de la poussée dynamique active d'un remblai stratifie de type ($c-\phi$) 43
3.3.1 Principes de la HSM 43
3.3.2 Équations d'équilibres et formulation 44
3.3.3 Résolution numérique 48
3.4 Validation 51
3.4.1 Comparaison avec Ghosh et Sengupta 51
3.4.2 Comparaison avec la méthode de Mononobe-Okabe 52
3.5 Étude paramétrique de l'effet de la variation des propriétés des sols sur la poussée active dynamique et l'angle de rupture critique 54
3.5.1 Effet de l'angle de frottement du sol (ϕ) 55
3.5.2 Effet du poids volumique (γ) 56
3.5.3 Effet de la cohésion du remblai (c) 58
3.6 Conclusion 59

Chapitre 4 : Simulation des propriétés du sol

4.1 Introduction 60
4.2 Généralités sur les lois de probabilités 60
4.2.1 Notions sur la théorie des champs aléatoires 60
4.2.1.1 Variables aléatoires discrètes 61
4.2.1.2Variables aléatoires continues 61
4.2.2 Lois de probabilités 62

4.2.2.1 Loi normale (de Laplace-Gauss) 62
4.2.2.2 Loi log-normale 63
4.2.2.3 Loi Bêta 63
4.2.3 Processus Stochastiques Stationnaires 64
4.2.3.1 Fonction d'Autocorrélation 64
4.3 Simulation des propriétés du sol 64
4.4 Variabilité spatiale des propriétés du sol non-bornées 68
4.5 Variabilités spatiale des propriétés du sol bornées 71
4.6 Conclusion 76

Chapitre 5 : Effet de la variabilité spatiale des propriétés de sol sur la stabilité dynamique des murs de soutènement

5.1 Introduction 77
5.2 Analyse de la stabilité des murs de soutènement 77
5.2 .1 Cas statique 77
5.2 .2 Cas dynamique 80
5.3 Données du problème 81
5.4 Étude paramétrique de l'effet de la variabilité spatiale des propriétés de sol sur la poussée dynamique active et l'angle de rupture critique 81
5.4.1 Influence de la variabilité de l'angle de frottement 82
5.4.2 Influence de la variabilité du poids volumique 84
5.4.3 Influence de la variabilité de la cohésion 85
5.5 Étude paramétrique de l'effet de la variabilité spatiale des propriétés de sol sur la stabilité dynamique des murs de soutènement poids retenant un remblai stratifie cohérent de $(c-\phi)$ 87
5.5.1 Influence de la variabilité de l'angle de frottement 88
5.5.2 Influence de la variabilité du poids volumique 90
5.5.3 Influence de la variabilité de la cohésion 91
5.6 Conclusion 93

Conclusions générales et recommandations 97

Références bibliographiques 100

Liste des figures

Figure 1.1 : Mur de soutènement avec les forces appliquées 5
Figure1.2 : Murs gravitaires 6
Figure1.3 : Murs voiles 7
Figure1.4 : Équilibre du coin de Coulomb Figure.1.5 : Équilibre d'un coin quelconque(Poncelet) 8
Figure 1.6 : Profondeur de la zone de rupture z0 du prisme d'un remblai de $(c-\phi)$ 10
Figure 1.7 : Modes de rupture des ouvrages de soutènement. 11
Figure 1.8 : Forces considérées par la méthode « Mononobe-Okabe » 12
Figure 1.9 : Forces considérées par la méthode « Richard et Elms » 13
Figure 1.10 : Types des incertitudes des propriétés du sol (Kulhawy.1992). 15
Figure 2.1 : Etat initial du sol au repos 23
Figure 2.2 : Variation de *K* en fonction de la déformation 24
Figure 2.3 : État active. 24
Figure 2.4 : État passive. 25
Figure 2.5 : Différents états de la poussée 25
Figure 2.6 : Théorie de coulomb état active 26
Figure 2.7 : Forces de poussée et de butée 28
Figure 2.8 : Diagramme de la pression active 29
Figure 2.9 : Forces appliquées sur le prisme « Mononobe-Okabe » 30
Figure 2.10: Forces appliquées sur le prisme en cas passive 32
Figure 2.11 : Forces agissantes sur le coin de rupture pendant l'état actif d'équilibre 32
Figure 2.12 : Forces agissantes sur le coin de rupture pendant l'état passif d'équilibre 34
Figure 2.13 : Influence de l'angle de frottement (ϕ) sur K_{ae} 36
Figure 2.14 : Influence du poids volumique (γ) sur K_{ae} 37
Figure 2.15: Influence de la cohésion (c) sur K_{ae} 38
Figure 2.16 : Influence l'angle de frottement mur remblai (δ) sur K_{ae} 38
Figure 2.17 : Influence de l'adhérence (c_a) sur K_{ae} 39
Figure 2.18 : Influence de la surcharge (q) sur K_{ae} 39
Figure 2.19 : Influence de l'angle d'inclinaison du mur de soutènement(α) sur K_{ae} 40
Figure 2.20 : Influence de la hauteur (H) du mur sur K_{ae} 40
Figure 3.1 : Présentation les tranches verticales et horizontales pour un talus 43
Figure 3.2 : Présentation les tranches verticales et horizontales d'un sol derrière un mur de soutènement 43
Figure 3.3 : Mur de soutènement avec le prisme de rupture devisé en tranches horizontales 44
Figure 3.4 : Représentation des forces agissantes sur la tranche « *i* » à l'état d'équilibré active. 45
Figure 3.5 : Organigramme du procédé de solution 49
Figure 3.6 : Distribution de la poussée active (HSM) 51
Figure 3.7 : Détermination de la (*Pae*) par la méthode de tranches et la formulation de Ghosh et Sengupta (2012a) pour un sol cohérent 52
Figure 3.8 : Détermination de (*Pae*) par les méthodes de tranches et (M-O) d'un sol pulvérulent 53
Figure 3.9 : Influence de l'angle de frottement sur *Pae* 55
Figure 3.10 : Influence de l'angle de frottement sur θ_c 56
Figure 3.11 : Influence du poids volumique sur *Pae* 57
Figure 3.12 : Influence du poids volumique sur θ_c 57
Figure 3.13 : Influence de la cohésion sur *Pae* 58

Figure 3.14 : Influence de la cohésion sur θ_c 59
Figure 4.1 : Densité de probabilité processus Gaussien (ou normal) 62
Figure 4.2 : Densité de probabilité Loi log-normale. 63
Figure 4.3 : Densité de probabilité Loi bêta 64
Figure 4.4(a) : Dix réalisations de la cohésion pour différentes valeurs de CV_c 70
Figure 4.4(b) : Réalisation typiques des histogrammes de la cohésion 70
Figure 4.5(b) : Réalisation typique des histogrammes de l'angle de frottement 75
Figure 4.5(a) : Dix réalisations de l'angle de frottement pour différentes valeurs de CV_ϕ 75
Figure 5 .1 : Point (O) de renversement d'un mur de soutènement 79
Figure 5.2: Forces appliquées sur un mur de soutènement poids 80
Figure 5.3 : Mur poids soutenant un remblai stratifie 82
Figure 5.4: La poussée active en fonction de la variabilité de l'angle de frottement. 83
Figure 5.5: L'angle de rupture critique en fonction de la variabilité de l'angle de frottement 83
Figure 5.6: La poussée active en fonction de la variabilité du poids volumique 84
Figure 5.7: L'angle de rupture critique en fonction de la variabilité du poids volumique 85
Figure 5.8: La poussée active en fonction de la variabilité de la cohésion 86
Figure 5.9:L'angle de rupture critique en fonction de la variabilité de la cohésion 86
Figure 5.10:Modes de stabilités étudies d'un mur poids retenant un remblai stratifie cohérent 87
Figure 5.11: La stabilité au glissement en fonction de la variabilité de l'angle de frottement 89
Figure 5.12: La stabilité au renversement en fonction de la variabilité de l'angle de frottement 90
Figure 5.13: La stabilité au glissement en fonction de la variabilité du poids volumique 91
Figure 5.14: La stabilité au renversement en fonction de la variabilité du poids volumique 91
Figure 5.15: Stabilité externe du mur en fonction de la variabilité de la cohésion 92
Figure 5.16: Effet de la variabilité au frottement sur le *FSg.* 93
Figure 5.17: L'effet de la variabilité au frottement sur le *FSr* 94
Figure 5.18: Effet de la variabilité de la cohésion sur le *FSg.* 95
Figure 5.19: Effet de la variabilité dans cohésion sur le *FSr.* 95
Tableau 5.1: Récapitulatif des résultats 96

Liste des tableaux

Tableau 3.1: Valeurs des poussées élémentaires (P_{aei}), la poussée totale $(P_{ae})_{\text{Totale}}$ et l'angle θ_c déterminées par la méthode des tranches horizontales.....50
Tableau 3.2 : Résultats de la comparaison de la poussée active dynamique obtenus par la (HSM) et par la formulation de Ghosh et Sengupta.....52
Tableau 3.3: Résultats de la comparaison de la poussée active dynamique obtenus par la (HSM) et par Mononobe-Okabe 53
Tableau 5.1: Récapitulatif des résultats.....96

Introduction Générale

Introduction générale

Le développement économique et l'accroissement des populations des villes saturées entrainent l'extension des agglomérations. Ainsi, de plus en plus de constructions et d'infrastructures sont construites sur des terrains accidentés qui nécessite des travaux de confortement et de soutènement afin de stabiliser ces terrains, les murs de soutènement est l'une des solutions les plus utilisées.

Les murs de soutènement sont des ouvrages servant à retenir le sol lorsque les besoins d'espace sont importants, en milieu urbain notamment, ou lorsque le terrain est escarpé. La pente que suppose la construction d'un talus occasionne généralement une perte d'espace, que le mur permet de récupérer. Le mur peut également servir de butée pour des pentes naturelles instables.

Sur le plan technique, les murs de soutènement comme les autres structures de génie civil ne sont pas seulement soumis à des charges statiques mais aussi à des charges dynamiques. Leur rupture sous l'effet des séismes est en général accompagnée par des conséquences dramatiques sur les plans humain et matériel. Beaucoup d'auteurs ont cité de nombreux cas des dommages ou ruptures des murs de soutènement induits par des séismes récents. Les ruptures observées étaient dues au glissement, au renversement et à la perte de la portance du sol de fondation. Ce qui a conduit à étudier de manière précise la stabilité dynamique de ces murs en vue d'évaluer leur performance et leur sécurité sous l'action des séismes.

Malgré la multitude d'études qui ont été effectuées au cours des dernières années, la réponse dynamique des ouvrages de soutènement révèle un intérêt particulier, reste loin d'être bien étudier. En conséquence, la norme en vigueur manque d' éclaircissements qui peuvent être employées dans la conception. Dans des conditions sismiques, les méthodes les plus utilisées pour la conception les murs de soutènement basées sur l'équilibre des forces sont : l'analyse pseudo-statique**,** l'analyse pseudo dynamique et l'analyse de déplacement limité.

L'étude de la stabilité sismique des murs de soutènement est l'un des problèmes les plus complexes auquel est confronté l'ingénieur de génie civil. C'est un ouvrage qui est fortement liée à son environnement avec une interaction très prononcée. En conséquence, il a été montré que cette stabilité est tributaire aux poussées engendrées derrière les murs de soutènement surtout que ces pressions seront amplifiées en cas sismiques. L'évaluation de ces dernières par les différentes méthodes démontre qu'elles sont en fonction des propriétés physiques et mécaniques des sols retenus.

Les méthodes de calcul de la mécanique des sols reposent toutes sur des hypothèses simplificatrices qui ignorent le caractère hétérogène des sols naturels. La variation d'un point à

un autre des propriétés physiques et mécaniques du sol porte une source d'incertitudes sur le comportement statique et dynamique des ouvrages.

Les recherches entreprises sur les méthodes d'analyse statistiques et probabilistes pour les études de mécanique des sols et le dimensionnement des ouvrages en géotechnique ont montré que, pour évaluer de façon acceptable les incertitudes et les risques, il faut tenir compte de la variabilité spatiale des propriétés mécaniques et physiques de sol. Plusieurs modèles numériques ont été développés pour simuler ces propriétés, parmi ces techniques, on peut citer l'analyse par régression, la géostatistique ainsi que les techniques basées sur les champs aléatoires.

Dans ce travail d'initiation à la recherche, on s'intéresse à la troisième technique en utilisant la méthode probabiliste de simulation indirecte de champ aléatoire non- Gaussien. Ainsi, on associe à la variable aléatoire bornée la loi de distribution beta (angle de frottement, poids volumique), et à la variable aléatoire non bornée la loi de distribution lognormale (cohésion).

L'objectif de ce travail est de montrer l'effet de la variabilité spatiale de l'angle de frottement, le poids volumique, et la cohésion d'un remblai stratifie cohérent de $(c-\phi)$ sur la stabilité externe (stabilité au glissement et au renversement) des murs de soutènement poids. Pour calculer la poussée active générée par le remblai, on propose d'utiliser la méthode des tranches horizontales qui consiste à subdiviser le profil de sol en sous couches et d'assigner à chaque sous couche ses caractéristiques physiques et mécaniques. Cette méthode a été utilisée par plusieurs auteurs : Nouri et al. (2006, 2008); Azad et al. (2008); Shekarian et al. (2008) ; Ghanbari, Ahmadabadi, (2010) ;Ghosh et Deb (2013), afin de calculer les coefficients des poussées actives ou passives pour les sols homogènes. Dans ce cadre une application sous MATLAB a été développé et associé avec un programme de simulation des propriétés de sols qui a été développé par (Nour et al. 2002), ce travail nous permet d'étudier l'effet de la variabilité spatiale des propriétés de sol, sur la poussée active dynamique, sur l'angle de rupture critique et sur la stabilité externe des murs de soutènements.

Le travail présenté dans ce mémoire est organisé en cinq (05) chapitres en suivant le cheminement suivant :

- ***Chapitre 1 : Recherche bibliographique***

Le premier chapitre de ce mémoire présente les résultats d'une recherche bibliographique. Cette recherche s'est intéressée dans un premier temps aux connaissances classiques portant sur les murs de soutènement à savoir : types de murs, pressions générées derrières les murs pour les sols pulvérulent et cohérent, modes de rupture et instabilité etc. Aussi une revue bibliographique sur la variabilité des paramètres géotechniques et leur influence sur les murs de soutènement a été faite.

- ***Chapitre 2 : Poussée des terres sur les murs de soutènement***

Ce chapitre consiste à présenter les formulations de détermination des pousses des terres sur les murs de soutènement en cas statique et dynamique, et conclue par une étude paramétrique sur l'effet de variation des propriétés de sols, de l'interface, du mode chargement et de la géométrie sur les coefficients actifs de la pousse cas sismique pour un sol cohérent en considérant que l'adhérence est différente à la cohésion.

- ***Chapitre 3 : Poussée dynamique active via la méthode des tranches horizontales***

Dans ce chapitre, on expose la méthode des tranches horizontales, et sa formulation pour évaluer la poussée active d'un remblai $(c-\phi)$ stratifie; les résultats de cette méthode ont été comparés à ceux obtenus par (**Ghosh et Sengupta, 2012a ; Mononobe-Okabe 1929**). Enfin une étude déterministe de l'effet de la variation des propriétés des sols sur la poussée active dynamique et l'angle de rupture critique a été effectuée.

- ***Chapitre 4 : Simulation des propriétés du sol***

Dans ce chapitre, on présentera une formulation stochastique pour la simulation des propriétés du sol non bornées (cohésion) et bornées (angle de frottement et poids volumique), appelée méthode probabiliste de simulation indirecte de champs aléatoires non-Gaussien **(Nour et al. 2002 et 2003).** Ainsi, on associe à la variable aléatoire non bornée la loi de distribution lognormale (la cohésion), et à la variable aléatoire bornée la loi de distribution beta (l'angle de frottement et poids volumique).

- ***Chapitre 5 : Effet de la variabilité spatiale des propriétés de sol sur la stabilité dynamique des murs de soutènement***

Ce dernier chapitre est consacré pour l'étude de l'effet de la variabilité spatiale des déférentes caractéristiques mécaniques d'un remblai stratifie cohérent, derrière un mur de soutènement poids sur la poussée active dynamique, sur l'angle de rupture et sur la stabilité externe (glissement et renversement).

- ***Conclusion générale et recommandations***

On termine ce mémoire par un récapitulatif des résultats obtenus accompagnés par quelques recommandations concernant les perspectives.

Chapitre 1
Recherche bibliographique

1.1 Introduction

Les dommages causés par les séismes sur les murs de soutènement sont essentiellement dus à l'augmentation des pressions latérales des terres derrière ces murs, et vu que ces poussées sont en fonction des propriétés des sols, ce qui implique que les propriétés locales du sol telles que l'angle de frottement, le poids volumique, la cohésion, le module de cisaillement, l'amortissement, etc. jouent un rôle déterminant dans le comportement dynamique du système sol-mur.

Il est bien connu que les propriétés du sol sont fondamentalement variables d'un site à l'autre et d'un point à un autre de l'espace. Cela est dû principalement à des processus variés et complexes qui ont des effets directs sur la formation des dépôts de sol.

Ce chapitre sera composé en deux partie la première partie est consacrée à exposer des généralités sur les murs de soutènement et la deuxième partie avise la description des sources de variations des paramètres de sol lesquelles présentent des caractères fortement aléatoires ainsi que les méthodes stochastiques de simulations de la variabilité spatiale du sol.

1.2. Généralités sur les murs de soutènement

1.2.1 Définition

Dans la littérature technique, on définit comme structure de soutènement tout ouvrage adapté à retenir la poussée du terrain. Un mur de soutènement est un ouvrage constitué de deux parties essentielles; un fut, paroi résistante destinée à retenir les terres situées en arrière, et une semelle de fondation, dans laquelle s'encastre le fut, qui assure la stabilité de l'ouvrage. En générale les murs de soutènement sont considérés comme structure bidimensionnelle.

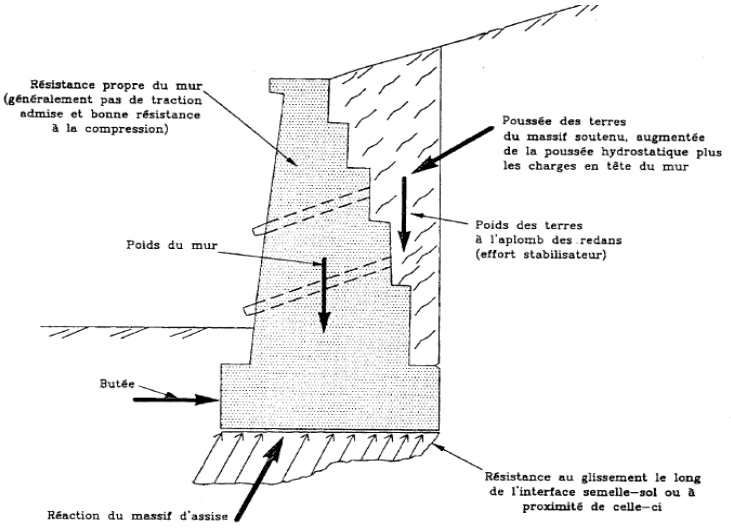


Figure 1.1 : Mur de soutènement avec les forces appliquées

1.2.2 Différents types d'ouvrages de soutènement

Il existe de nombreux types d'ouvrages de soutènement, qui ont été conçus pour répondre aux situations les plus diverses .Ils se distinguent principalement par :

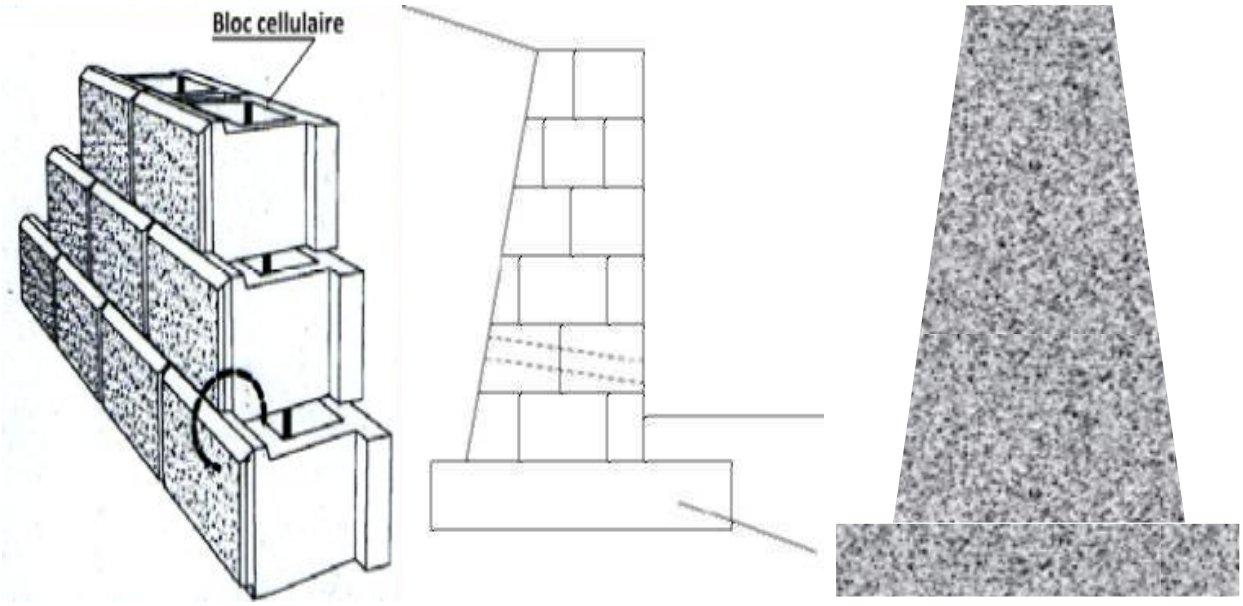
- ✓ leur morphologie ;
- ✓ leur mode de fonctionnement ;
- ✓ les matériaux qui les constituent ;
- ✓ leur mode d'exécution ;
- ✓ leur domaine d'emploi privilégié (urbain, montagneux, aquatique,...).

On classe les murs de soutènement en deux grandes catégories **(Bieth, 2010)** :

- ➢ Les murs gravitaires ou murs-poids ;
- ➢ Les murs-voiles.

1.2.2.1 Murs gravitaires ou murs-poids

Ce sont des ouvrages assurent la stabilité du système mur-sol par son poids propre. Le poids du mur peut contribuer à sa stabilité et à la reprise des poussées, sans subir des déplacements pouvant rompre le sol derrière. Ces murs sont massifs et réalisés en béton non armé ou en maçonnerie épaisse de pierres ou de briques. Leur parement arrière peut présenter éventuellement des redans.

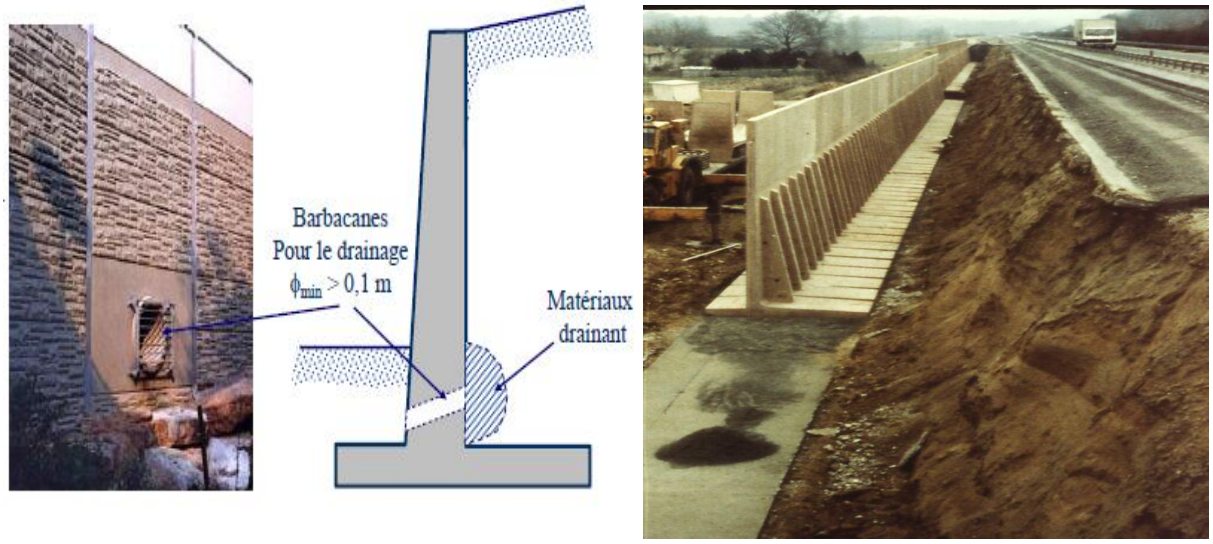


a) Mur à caissons **b) Mur gravitaire en maçonnerie** **c) Mur en béton**

Figure1.2 : Murs gravitaires

1.2.2.2 Murs voiles

Ils sont aussi appelés quelquefois murs-chaises ou mur cantilever : ce sont des ouvrages utilisés comme élément de stabilisation des poids des terres soutenues par l'intermédiaire de leur semelle de fondation. De tels murs sont réalisés en voiles minces de béton armé (d'où leur nom) et peuvent avoir des formes plus ou moins compliquées. Les semelles de tels murs comportent un patin ou bec et un talon avec parfois une bêche à l'arrière. Leur fut comporte parfois une chaise de lestage. On rencontre également des murs voiles à contreforts avec radier.



a- Mur en «T renversé» classique **b- Mur à contreforts**

Figure1.3 : Murs voiles

1.2.3 Pressions des remblais derrière les murs de soutènement

Le remblai derrière le mur de soutènement produit une pression latérale (poussée) sur le mur. La poussée peut être dénotée par « *P* », qui est caractérisé par : la magnitude, la direction et son point d'application. L'estimation et l'évaluation correcte de la répartition de cette pression sur les murs de soutènement en cas statique et dynamique est indispensable pour évaluer la fiabilité et la conception de ces murs. L'évaluation des pressions statiques a été étudiée par de nombreux chercheurs. **Coulomb (1773)** fut le pionnier, il a proposé une méthode basée sur le coin de rupture avec des hypothèses simplifiées pour estimer la poussé générée sur un mur vertical par un sol pulvérulent sec, après **Poncelet** a généralisé la méthode de Coulomb à un écran incliné de λ et à un sol surmonté d'un talus d'angle β **(Plumelle, 2002)**.

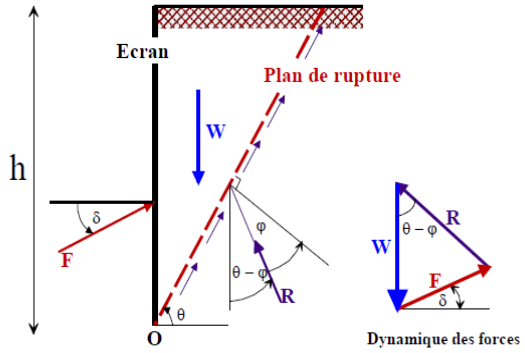


Figure1.4 : Équilibre du coin de Coulomb

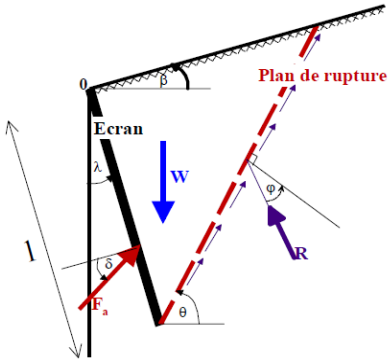


Figure.1.5 : Équilibre d'un coin quelconque(Poncelet)

La méthode de Coulomb, qui suppose des plans de rupture, n'est pas applicable dans le cas de la butée pour laquelle les surfaces de rupture ne peuvent être assimilées à des plans. De plus, elle n'indique pas la répartition des contraintes le long de l'écran. Par contre la méthode donne des résultats acceptables pour le calcul de la poussée de sols sans cohésion. **(Plumelle, 2002)**.

Rankine (1857) avait rajouté l'hypothèse que la présence d'un écran ne modifie pas la répartition des contraintes dans le massif. Cette hypothèse permet de déterminer la répartition des contraintes de poussée (ou de butée) pour les sols pulvérulents et les sols cohérents le long de la hauteur du mur. **Boussinesq (1882)** a amélioré la théorie de Rankine en prenant l'interaction réelle entre le sol et l'écran, c'est-à-dire en choisissant la valeur de l'angle de frottement sol-écran. Dans cet équilibre, Boussinesq considère une première zone où on a l'équilibre de Rankine se raccordant à une seconde zone où il tient compte des conditions aux limites sur l'écran.

Par ailleurs, (**Caquot et Kerisel ,1948**; **Lee et Herrington, 1972**; **Hua et Shen, 1987 ; Chen et Liu, 1990 et Lancellotta, 2002)** ont des procédures avancées pour estimer les pressions latérales statiques. Dans le cas général, seuls les tableaux de Caquot, Kérisel et Absi donnent une valeur correcte des coefficients de poussée et de butée **(Plumelle, 2002)**.

Dans les zones sismiques, il est nécessaire de prendre en compte les effets dynamiques dans le calcul de dimensionnement des ouvrages de soutènement. Pour le calcul des pressions des terres derrière les murs de soutènement en cas sismique deux approches sont utilisées ; Analyse à l'état limite et analyse à l'état élastique. L'analyse à l'état limite consiste deux méthodes de calcul de la poussée des terres; la méthode pseudo statique et la méthode pseudo dynamique. Mais en raison de la complexité de l'interaction sol-structure (mode de mouvement de la paroi) durant le séisme, la théorie de la poussée est basée sur la méthode pseudo statique qui est largement utilisée par la plupart des ingénieurs de conception. À cet effet, on se limite de citer les travaux

basés sur cette méthode. Une des plus anciennes théories connue sous le nom de « Mononobe–Okabe » (M-O) a été proposée par **Okabe** (**1926)**; **Mononobe et Matsuo (1929**) pour évaluer la poussée dynamique active d'un sol pulvérulent. Cette technique est basée sur la théorie de Coulomb et considère que les actions sismiques seront représentées par un ensemble de forces statiques horizontales (F_h) et verticales (F_v) appliquées au centre de gravité du prisme de rupture. **Kapila (1962)** a utilisé l'approche Mononobe-Okabe de calcul de la poussée active, et a développé une formulation pour calculer la poussée passive (P_{pe}). L'expression des poussées sismique active et passive, P_{ae}, P_{pe} de la terre, évaluée par (M-O) est la suivante :

$$P_{ae,pe} = \frac{1}{2}\gamma H^2 (1-k_v) K_{ae,pe} \tag{1.1}$$

$$K_{ae,pe} = \frac{\cos^2(\phi \pm \beta - \theta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta \pm \beta + \theta)\left[1 \pm \sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi \pm i - \theta)}{\cos(\delta \pm \beta + \theta)\cos(i-\beta)}}\right]^2} \tag{1.2}$$

Arango (1969) a élaboré une procédure simple, pour obtenir les valeurs de coefficient de la poussée dynamique active (*Kae*) à partir des courbes graphiques standards du coefficient de la poussée active statique (*Ka*). **Seed et Whitman (1970),** ont conclu dans ses études que l'accélération verticale peut être ignorée dans l'approche de Mononobe-Okabe, sur la base de cette observation, ils ont développé une équation pour déterminer la poussée dynamique active.

Concernant les travaux qui ont été effectuées pour déterminer la poussée des terres pour les sols cohérent de $(c-\phi)$, (**Prakash et Saran, 1966**; **Saran et Prakash, 1968)** ont proposé une expression de la poussée active en cas dynamique, cette formule est appuie par des graphes pour obtenir les paramètres de calcul, et basée sur les hypothèses suivantes**:**

1. La composante verticale de l'action sismique ($K_V W$) a été considéré nulle.
2. L'adhérence (c_a), le long de l'interface sol-mur a été prise égale à la cohésion (c) du sol.
3. La profondeur de la zone de rupture qui peut se développer dans le sol est: $z_0 = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}}$

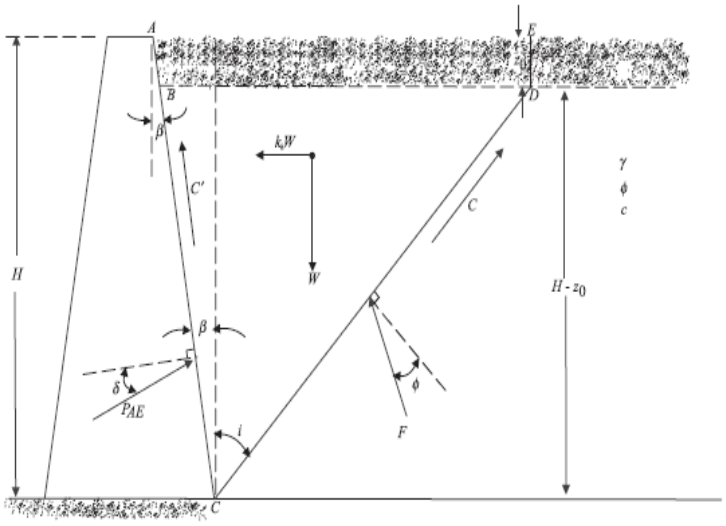


Figure 1.6 : Profondeur de la zone de rupture z0 du prisme d'un remblai de $(c-\phi)$

Ensuite, **Shukla (2009)** était le premier qui a donné l'idée de prolonger le concept de Mononobe-Okabe pour calculer la poussée dynamique en considérant la force de la cohésion est différente à la force de l'adhérence. En effet, **Ghosh et Sengupta (2012a, b et c)** ont considéré dans leurs études que l'adhérence (c_a) mur remblai est différente à la cohésion (c), et ils ont utilisé le concept Mononobe-Okabe afin de donner une évaluation des poussées par des formulations satisfaisantes et spécifiques pour chaque cas :

1-Formulation de la poussée active dynamique pour un remblai de $(c-\phi)$, horizontal et surchargé uniformément derrière un mur de soutènement incliné.

2-Formulation de la poussée active dynamique pour un remblai de $(c-\phi)$, incliné et surchargé uniformément derrière un mur de soutènement incliné.

3- Formulation de la poussée passive dynamique pour un remblai de $(c-\phi)$, horizontal et surchargé uniformément derrière un mur de soutènement incliné.

Par ailleurs, il existe d'autres méthodes d'évaluation de la poussée dynamique basé sur l'approche pseudo statique ou pseudo dynamique tel que la méthode des tranches horizontales qui a été utilisé par plusieurs auteures. L'avantage de cette méthode est de permettre de discrétiser le coin de rupture à plusieurs sous couches et affecter à chaque sous couche des forces équivalentes. Cette méthode sera détaillée en chapitre III et sera utilisée pour étudier l'effet de la variabilité spatiale des propriétés d'un remblai stratifie cohérent généré une poussée active en cas du séisme.

1.2.4 Modes de rupture et instabilité des ouvrages de soutènement

Dans l'état statique, les murs de soutènement sont sollicités généralement par la force du poids propre et la poussée statique, durant le séisme, les changements dans la poussée du sol apportent des modifications de l'équilibre et provoquent la déformation dans la paroi. Donc, la conception des murs de soutènement exige de maintenir le mur en sécurité contre de différents types d'instabilité." Il peut y avoir trois principaux types d'instabilité: renversement, glissement et le grand glissement englobant l'ouvrage **(Kramer 1996)**. Globalement, pour les ouvrages de soutènement, il existe cinq modes de rupture :

- ✓ le glissement de l'ouvrage sur sa base (figure 1.7a) ;
- ✓ le renversement de l'ouvrage (figure 1.7b) ;
- ✓ le poinçonnement du sol de fondation (figure 1.7c) ;
- ✓ le grand glissement englobant l'ouvrage (figure 1.7d) ;
- ✓ la rupture des éléments structuraux de l'ouvrage (figure 1.7e) ;

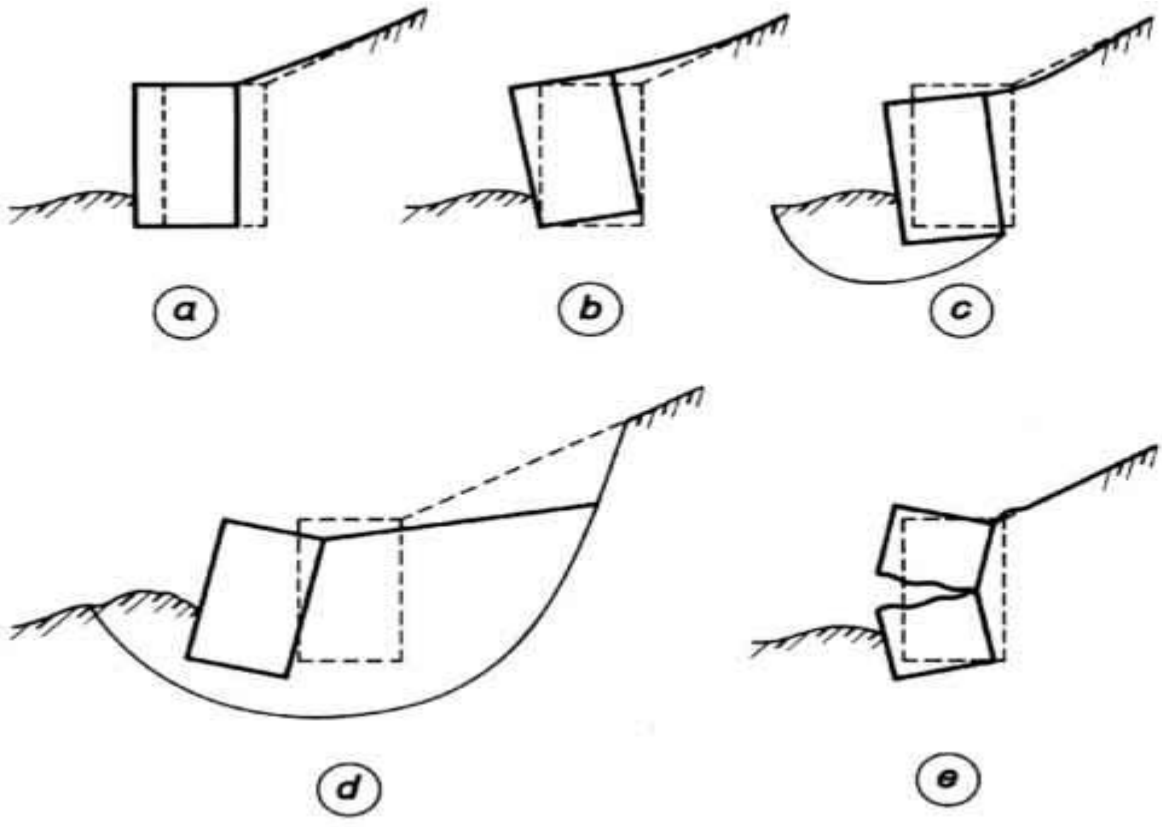


Figure 1.7 : Modes de rupture des ouvrages de soutènement.

Les quatre premiers types de rupture sont relatifs à l'instabilité externe de l'ouvrage et la rupture des éléments structuraux constituant l'instabilité interne.

1.2.5 Considérations de conception pour la stabilité sismique

Il existe différentes procédures de conception pour la construction de murs de soutènement qui envisagent la stabilité sismique **(Huang et Chen, 2004)**. Puisque le séisme est un facteur principal causant des mouvements et ou de ruine des murs, le processus de conception doit répondre aux exigences de stabilité sismique. Pour assurer la sécurité des murs, deux approches de base de conception peuvent être appliquée, la méthode de conception basée sur la force et la méthode de conception basée sur le déplacement **(Huang et Chen 2004 ; Choudhury et al. 2004)**.

1.2.5.1 Méthode de conception basée sur la force

C'est une méthode connue consiste à répondre aux exigences de sécurité en augmentant la force sismique d'entrée dans le processus de conception.

La stabilité des ouvrages de soutènement est considérée généralement pour l'état d'équilibre statique, d'où la pression statique de la terre est appliquée dans l'analyse. Pour la stabilité sismique de ces structures seront analysées par l'approche pseudo-statique dans laquelle les effets des forces du séisme sont exprimés par un ensemble de forces statiques horizontale (K_hW) et verticale (K_vW). Mononobe et Matsuo (1929), ont utilisé cette approche pour obtenir les coefficients actif et passif de la poussée des terres dans des conditions sismiques.

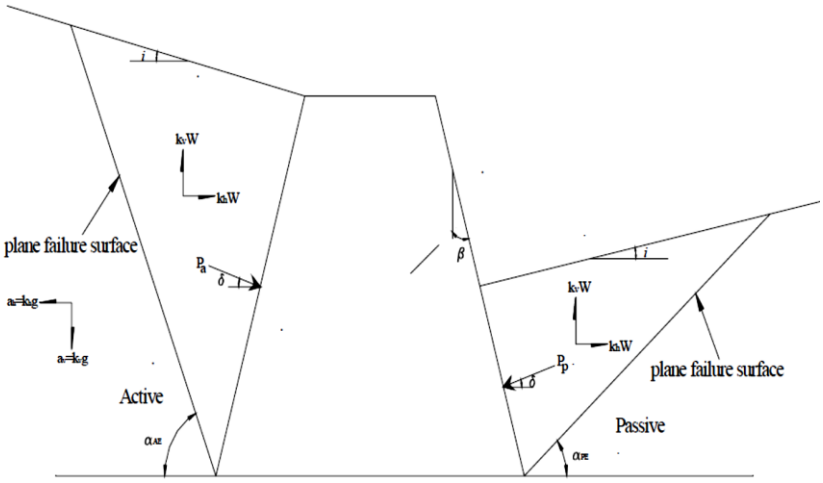


Figure 1.8 : Forces considérées par la méthode « Mononobe-Okabe »

1.2.5.2 Méthode de conception basée sur le déplacement

Cette méthode admet que le mur de soutènement durant le séisme peut se déplacer jusqu'à un certain déplacement admissible. **Richards et Elms (1979)** sur la base des travaux de **Newmark, 1965 et Franklin et Chang, 1977** qui ont été effectué sur un bloc coulissant et en mouvement, ils ont proposé une procédure pour la conception des murs de soutènement poids basée sur le déplacement limite. Dans cette étude l'effet de l'inertie du mur et le mouvement latéral de la paroi même pour un séisme léger ont été considérés. Cette méthode de conception est économique car elle minimise les dimensions des murs.

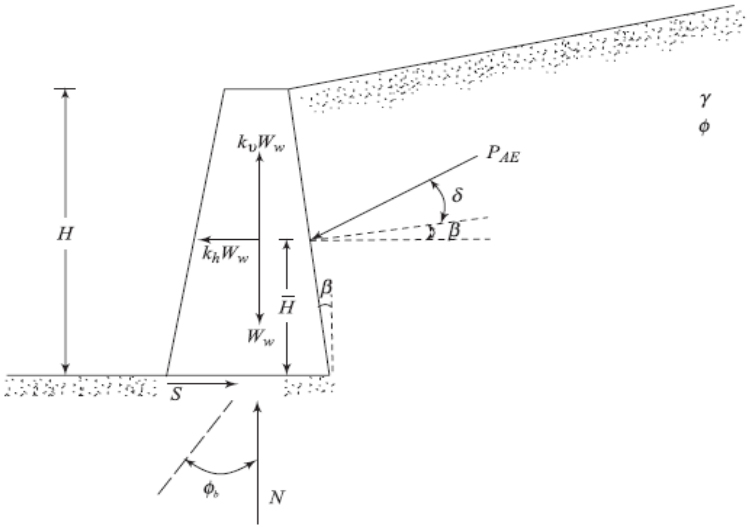


Figure 1.9 : Forces considérées par la méthode « Richard et Elms »

L'analyse de cette première partie de la recherche bibliographie, nous permet de conclure que la poussée des terres que ce soit statique ou dynamique a une influence sur les ouvrages de soutènement, ainsi que cette poussée est en fonction des propriétés de ce sol (angle de frottement, le poids volumique et la cohésion), donc les valeurs de ces propriétés ont un rôle primordiale dans la détermination de la poussée, mais vu que, le processus de formation et d'altération du sol, la nature des composantes de ce sol et l'influence de l'histoire géologique sur les caractéristiques du sol, font que les sols ne sont, en général, pas homogènes et ont des propriétés qui varient considérablement d'un point à un autre, dans cette deuxième section on va présenter une revue non exhaustive sur la variabilité spatiale des propriétés des sol.

1.3 Variabilité spatiale des paramètres géotechniques

1.3.1 Introduction

Une reconnaissance géotechnique est la première phase d'étude d'un projet de génie civil. Cette reconnaissance permet de décrire les différentes couches de sols, leurs natures, leurs caractéristiques mécaniques et physiques, etc. Ces dernières sont déterminées par des mesures in situ, directes ou indirectes, ou par des mesures en laboratoire sur des échantillons remaniées ou non remaniés.

Le rapport de cette compagne comprend, outre les résultats bruts des observations, essais et mesures, une interprétation géotechnique et géologique et éventuellement des avis et des conseils. On notera que, de manière consciente ou non consciente, un certain nombre d'hypothèses sont introduites à ce stade. C'est ainsi que nous procédons à l'interpolation entre les différents sondages ou forages en supposant ainsi la continuité des couches géologiques, ce qui n'est pas toujours justifié. De même, on introduira implicitement des conditions d'homogénéité de ces couches, ou du moins de faible variabilité.

L'examen des résultats d'une compagne d'essais géotechniques met en évidence que même à l'intérieur d'une couche géologique considérée comme homogène, les divers paramètres mesurés manifestent toujours une certaine variabilité, parfois très élevée.

Cette variabilité est quelques fois tellement importante que le choix de valeurs caractéristiques semble illusoire. En effet, il se peut que la variation imprévisible soit d'une importance telle qu'une description déterministe s'avère insuffisante. Il est alors plus indiqué de faire usage de la théorie des probabilités. Cette dernière permet de développer des modèles plus proches de la réalité. Ces modèles sont d'autant plus exploitables qu'il est possible de rassembler des caractéristiques du phénomène stochastique complexe en un minimum de paramètres physiques, expérimentalement accessibles.

Avant d'aborder la manière de prendre en compte cette variabilité des paramètres, on peut d'abord s'interroger sur ses causes profondes. L'examen critique et approfondi des variations entre les valeurs mesurées d'un même paramètre dans une couche de sol "homogène", montre qu'elles sont attribuables à plusieurs sources d'incertitude.

1.3.2 Origines de la variabilité spatiale des paramètres de sols

Les incertitudes sont présentées dans la plupart des problèmes de génie civil et plus spécifiquement dans le domaine de la géotechnique. Le mot "incertitude" y est utilisé et interprété de plusieurs façons selon les personnes et le domaine d'application. Dans la plupart des

cas, il englobe les concepts d'ambiguïté et de variabilité : il est aussi utilisé pour décrire l'état de ce qui ne peut être établi avec exactitude, qui laisse place au doute.

Les incertitudes géotechniques peuvent être classées en trois catégories : celles liées à la variabilité naturelle du sol, celles liées à l'erreur de mesure, et celles liées à l'erreur de modélisation **(Kulhawy, 1992)**. La première source d'incertitude est inévitable, et résulte des processus géologiques complexes qui ont contribué à la formation et à la modification progressive du sol considéré. La seconde incertitude est liée à (i) l'appareil de mesure, (ii) l'opérateur des mesures, et (iii) au manque de connaissance liée à des mesures ou des reconnaissances géotechnique incomplètes. Cette source d'incertitude peut être réduite par des moyens de mesure appropriés. La troisième incertitude est liée à l'utilisation de modèles de comportement théoriques qui ne peuvent qu'approximer le comportement réel du sol. Le simple choix de deux paramètres de modèle tel que l'angle de frottement et la cohésion pour un modèle de Mohr-Coulomb est une source d'erreur, indépendamment de l'estimation ou de la mesure de ces paramètres. Un modèle de transformation est en effet nécessaire pour convertir les mesures des essais en des valeurs des propriétés du sol que l'ingénieur pourra utiliser dans ses modèles de calcul.

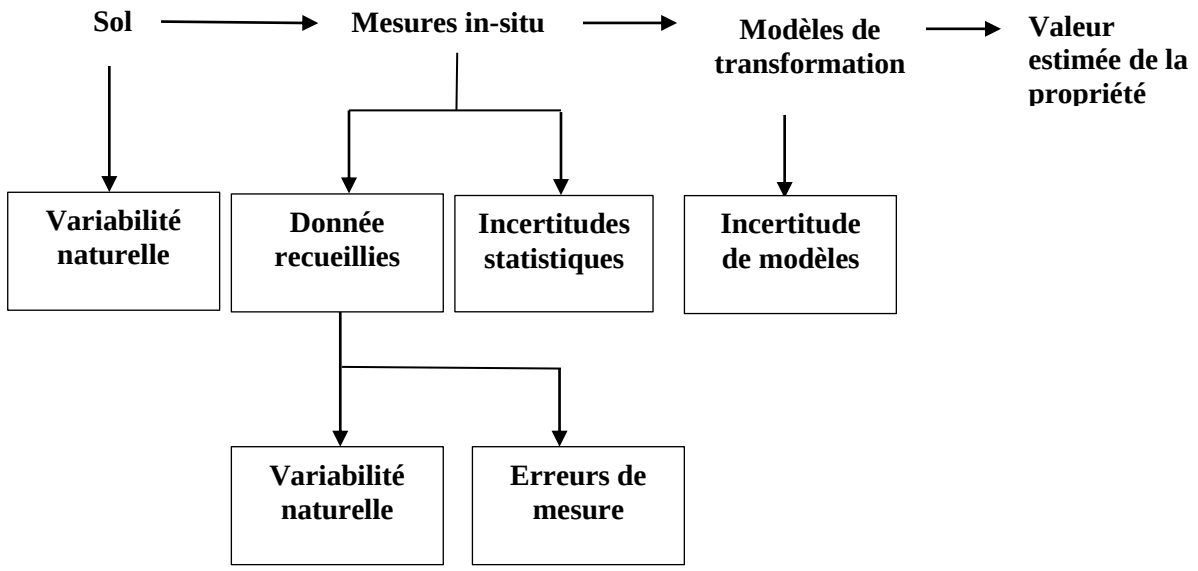


Figure 1.10 : Types des incertitudes des propriétés du sol (Kulhawy.1992).

1.3.3 Quantification des incertitudes

Une étude exhaustive des données de nombreux essais *in situ* (CPT, SPT, Vane Shear Test…) et de laboratoire (essais triaxiaux C.D., U.U., C.U.) a été réalisée par **Phoon et Kulhawy (1999)**. À partir de cette étude, les intervalles de coefficients de variation (le coefficient de variation

d'une grandeur étant défini comme le rapport entre l'écart-type et la moyenne de cette grandeur) pour les paramètres de sol ont pu être estimés. Il en ressort que la cohésion non drainée (c_u) à un coefficient de variation compris entre 10% et 55%. **Cherubini et al. (1993)** ont rassemblé les valeurs de coefficient de variation de la cohésion non drainée proposées par plusieurs auteurs, et ont fourni l'intervalle très large 12%-145%. Ils ont également observé que la variabilité diminuait pour les faibles valeurs de la cohésion, et ont préconisé des valeurs de 12% à 45% pour des sols moyennement raides à raides (**Guilhem, 2010**). Pour les sols mous à grande variabilité, la valeur du COV de la cohésion peut être considérée comme raisonnable jusqu'à une limite de 80%. Pour l'angle de frottement interne, un intervalle de coefficient de variation plus restreint que celui de la cohésion est proposé dans la littérature. Pour les sols ayant un angle de frottement moyen compris entre 20° et 40°, **Phoon et Kulhawy (1999)** proposent de considérer un coefficient de variation compris entre 5% et 15%. Il apparaît également dans la littérature **(Bauer et Pula, 2000)** que les sols à faibles caractéristiques élastiques présentent une variabilité importante de leurs propriétés élastiques. Les valeurs couramment citées (**Baecher et Christian, 2003** ; **Nour et al. 2002**) pour le COV du module d'Young sont comprises entre 2% et 50%. **Phoon et Kulhawy (1999)** proposent la valeur de 30%. Il semble que la variabilité du coefficient de Poisson puisse être négligée.

Il est proposé dans la littérature de considérer une corrélation entre les paramètres de cisaillement (φ et c) d'un sol. De nombreux auteurs (**Wolf, 1985** ;**Yuceman et al. 1973** ; **Lumb 1970**; **Cherubini , 2000**) proposent des valeurs négatives comprises entre -0.7 et -0.24. **Fenton et Griffiths (2003)** proposent néanmoins de considérer dans leur étude paramétrique non seulement une corrélation négative mais aussi une corrélation positive entre c et φ. L'échelle de fluctuation d'une propriété reflète le degré de dépendance de cette propriété entre deux points en fonction de la distance qui les sépare. Plusieurs auteurs (**Chiasson et al. 1995** ; **Soulie et al. 1990**; **Popescu, 1995** ; **Lacasse et Nadim, 1996** ; **Phoon et Kulhawi 1999**) ont fourni des échelles de fluctuation de la cohésion du sol à partir des mesures d'essais en laboratoire et *in situ*. Les échelles de fluctuation horizontales sont comprises entre 5 et 40 mètres, et les échelles verticales sont nettement plus réduites (0.5 à 6 mètres). Ces grandeurs restent néanmoins peu documentées. Si l'incertitude sur les propriétés de sol est correctement évaluée et quantifiée, il est souhaitable de déterminer comment cette incertitude se traduit sur l'ouvrage considéré au niveau d'un certain nombre de grandeurs d'intérêt pour l'ingénieur.

Ces grandeurs peuvent caractériser le fonctionnement d'un ouvrage géotechnique ou sa sécurité. Dans cet objectif, il est nécessaire d'évaluer la propagation d'incertitude à travers un modèle

déterministe du système géotechnique étudié. Par modèle déterministe, on entend toute méthode permettant d'obtenir une estimation quantitative de la grandeur d'intérêt (appelée variable de sortie), pour un certain nombre de données (appelées variables d'entrée). Il peut s'agir d'une équation mathématique, d'un modèle analytique ou empirique, d'une simulation numérique, etc. L'étude de la propagation d'incertitude a pour objet de caractériser de manière probabiliste la variable de sortie à partir des caractéristiques probabilistes des variables d'entrée.

Lorsque cette caractérisation est effectuée, la définition d'un ou plusieurs critères de défaillance permet d'accéder à la donnée la plus intéressante pour l'ingénieur, à savoir la probabilité de défaillance. Pour la modélisation des variables d'entrée, l'ingénieur a deux solutions correspondant à deux niveaux de complexité successifs :

- ✓ Si l'on s'intéresse à des grandeurs n'ayant pas d'extension spatiale (c'est-à-dire n'étant pas susceptible de prendre une valeur différente selon le point de l'espace considéré), ou si l'on souhaite négliger la variabilité spatiale d'une variable, on peut modéliser l'aléa sous forme de variables aléatoires. Dans ce cas, les variables aléatoires d'entrée du modèle déterministe ne sont caractérisées que par leur distribution statistique, et éventuellement par leurs coefficients de corrélation. Une telle modélisation des paramètres mécaniques du sol ne saurait être qu'une approximation, puisqu'elle fait abstraction à des variations spatiales apportées par l'histoire géologique souvent complexe des sites considérés.
- ✓ Dans le cas où la variabilité spatiale du sol est prise en compte, les variables aléatoires d'entrée peuvent être modélisées par l'intermédiaire de champs aléatoires, pour lesquels la valeur numérique de la variable dépend des coordonnées spatiales du point considéré. Dans ce cas, une variable d'entrée est caractérisée par sa distribution statistique et par ses éventuels coefficients de corrélation avec d'autres variables, mais également par une fonction d'autocorrélation. Celle-ci caractérise la corrélation entre deux points du système en fonction de leurs positions respectives.

1.3.4 Modélisation des incertitudes

Plusieurs méthodes pour modéliser l'incertitude dans la performance en géotechnique sont proposées par **Tang et al. (1988).** Deux groupes de base de l'incertitude sont identifiés, à savoir, l'incertitude dans les propriétés du sol et de l'incertitude dans la conception. Dans le premier cas, les procédures de bases sont développées pour synthétiser les données d'exploration du site en vertu la détection des anomalies géologiques. Dans le deuxième groupe, une procédure à grande échelle, la méthode de Monte-Carlo MCS est utilisée pour intégrer les incertitudes dans le calcul

de fiabilité. En raison de la quantité excessive de calcul souvent requise, des méthodes approximatives telles que l'utilisation des facteurs de correction suivie les analyses de premier ordre pour modifier la fonction des performances déterministes sont utilisées **(Tang, 1988)**. Des méthodes plus avancées utilisent le champ aléatoire pour modéliser les paramètres du sol, qui sont ensuite utilisés pour produire les statistiques d'un profil de sol. Récemment, des travaux comprennent un système d'identification des propriétés du sol in situ **(Glaser, 1995)**, une analyse de régression des essais de compression triaxiale **(Rajan et al., 1996)**, des mesures de la conductivité hydraulique en 2D d'un réseaux aléatoire pour représenter les mini-tissu de l'argile compactée, des différentes techniques pour estimer la précision des propriétés des sols mesurées en présence de la variabilité spatiale **(Jaksa et al. 1997)** et, enfin, des simulations de la structure aléatoire de la matière basées sur le traitement statistique des résultats des essais (**Fenton, 1999 ; Przewlocki, 2000**)

1.3.5 Simulation de Monte-Carlo

La simulation de Monte-Carlo (Monte Carlo Simulation, MCS) est largement utilisée dans nombreux domaines scientifiques et considérée comme la solution aux problèmes intéressant les milieux stochastiques (**Shinozuka, 1972).** Quoiqu'elle est coûteuse en calcul, elle semble mieux adaptée aux problèmes à plusieurs variables aléatoires corrélées entre elles ou non, auquel cas d'autre technique analytique ou numérique s'avère peu pratique. En génie civil, elle est largement utilisée notamment dans l'analyse des structures non-linéaires soumises soit une sollicitation sismique si l'excitation provient du sol, ou bien une charge externe appliquée directement à la structure telle qu'un choc ou alors des charges dues au vent. Une application typique en géo mécanique où la MCS est efficace c'est la prédiction de tassement d'un système de fondation composé de nombreuses semelles individuelles tel que groupe de pieux (**Madhav et Ramakrishna, 1988)**. Une autre application de la MCS est dans le calcul hydraulique du maximum de gradient hydraulique dans les barrages en terre avec les propriétés matérielles stochastique (densité, porosité, perméabilité,…) **(Fenton et Griffiths, 1997; Griffiths et Fenton, 1998)**

1.3.6 Techniques statistiques pour la modélisation de la variabilité des propriétés du sol

Afin de fournir une analyse de fiabilité raisonnable d'un système géotechnique, il est nécessaire de disposer de modèles aléatoires réalistes des sols qui tiennent compte de la variabilité spatiale.

En général, les analyses statistiques peuvent être répertoriées en deux catégories : descriptive et déductive. Dans la première, le but est de décrire au mieux un échantillon particulier, les techniques descriptives, le plus souvent utilisées, étant celles de la régression.
Alors que dans la deuxième catégorie, le recours à la déduction a lieu toutes les fois qu'il est nécessaire d'estimer les propriétés d'un site pour lequel il y a peu ou pas de données.

1.3.6.1 Analyse par régression

Smith (1986) a suggéré une classification du degré de dépendance en fonction des valeurs de la corrélation. Le coefficient de corrélation linéaire mesure la manière dont les données s'ajustent autour d'une ligne (**Ang et Tang, 1975**). **Lumb (1974)** a mentionné que lors des compagnes d'investigation, il est rare de disposer de données suffisantes pour fournir une forme plus compliquée que la tendance linéaire. De son côté, **Mann (1987)** a signalé que théoriquement, le modèle de régression linéaire est valide uniquement sous certaines hypothèses. **Matheron (1963)** a démontré que le concept des statistiques classiques tel que l'analyse par régression n'est pas suffisant parce que les matériaux en géotechnique ne sont pas totalement indépendants. En effet, ils sont auto-corrélés. Ainsi, les échantillons proches présentent une forte corrélation comparée aux échantillons distants, qui eux, exhibent une faible corrélation **(Jaksa et al. 1993)**. **Rendu (1981)** a recommandé l'utilisation des analyses de régression seulement pendant les phases préliminaires d'explorations géotechniques, ou quand le nombre d'échantillons est relativement petit et les distances entre échantillons sont larges.

1.3.6.2 Géostatistiques

Les méthodes géostatistiques ont été développées essentiellement comme un outil pour estimer les changements de niveaux à travers les parois d'une mine, **Krige (1951)** et **Matheron (1965)**. La géostatistique a été appliquée à divers domaines tels que le génie parasismique et la sismologie, le contrôle de la pollution, l'exploration géochimique et la géotechnique. Les géostatistiques peuvent être appliquées à n'importe quel phénomène naturel associant des paramètres spatiaux ou temporels **(Hohn, 1988)**. Une des bases de mesure statistique de la géostatistique est le semi-variogramme, qui est utilisé pour exprimer le taux de changement d'une variable aléatoire le long d'une orientation spécifiée. Le semi-variogramme est une mesure du degré de dépendance spatiale entre les échantillons le long d'une orientation spécifiée. Il représente aussi le degré de continuité de la propriété du sol en question. **Clark (1980)** a mentionné que le semi-variogramme expérimental est théoriquement limité à des distances représentant le quart de toute l'étendue des échantillons prélevés. Cependant, dans la pratique, le

double de cette dimension est généralement employé **(Clark, 1980)**. En outre, la précision est directement liée à la dimension des données.

1.3.6.3 Krigeage, Estimateur local

Le Krigeage est essentiellement un outil d'interpolation, et consiste en la détermination d'une série de coefficients de pondération (d'influence) qui sont appliqués à un ensemble de données prélevées pour obtenir une estimation à l'endroit où aucun échantillon n'a été prélevé.

La détermination de la variabilité des erreurs ou de la variance estimée pour l'estimateur linéaire non biaisé est détaillée dans **Clark (1979)** et **Brooker (1991)**.

1.3.7 Modèles de champs aléatoires des propriétés de sol

Les fluctuations des mesures des propriétés du sol par rapport à la tendance moyenne peuvent être modélisées en utilisant un champ aléatoire. Celui-ci est totalement décrit par la fonction d'auto-covariance qui peut être estimée par lissage des données de la fonction d'auto covariance empirique en utilisant un modèle théorique simple à un paramètre. Le concept de processus aléatoire a été, à l'origine, introduit pour analyser l'aspect aléatoire de la variation temporelle associée aux systèmes physiques**(Badaoui, 2008)**.

Dans la littérature, un processus aléatoire unidimensionnel à une seule variable est souvent assimilé à une fonction du temps **(Vanmarcke, 1983)**. La technique d'analyse la plus courante pour les variations spatiales des propriétés du sol consiste à décomposer les variations observées de chaque propriété en une fonction déterministe appelée tendance (ou moyenne) et une composante aléatoire de moyenne nulle (**Fenton, 1990**; **Fenton et Vanmarcke, 1998**; **Baecher, 1987**; **DeGroot et Baecher, 1993**). Dans une telle décomposition, la tendance représente l'effet de phénomènes qui influencent la formation du sol pendant de longues périodes, tandis que la composante aléatoire décrit les fluctuations de courte durée des états de formation du sol. Conventionnellement, la fonction tendance est approximativement éliminée (**Brockwell et Davis, 1991**; **Kulhawy et al. 1992**).

L'application de la modélisation théorie du champ aléatoire sera fortement simplifiée si les données sont stationnaires, d'où la distribution de probabilité qui gouverne la série des données est indépendante de la position des échantillons. Les données sont dites stationnaires au sens strict du terme, si la moyenne est constante avec la distance, i.e. que les données ne présentent ni une tendance ni une direction préférentielle: la variance est constante avec la distance et en l'absence de fluctuations irrégulières.

Nour et al. (2002 et 2003) ont proposé une alternative robuste pour la simulation des champs aléatoires non bornés et surtout bornés, appelée méthode probabiliste de simulation indirecte de

champs aléatoires non-Gaussien. La technique de simulation proposée est utilisée conjointement avec la méthode de simulation de Monte Carlo combinée avec la méthode des éléments finis déterministes (MEFD). Cette dernière est considérée comme un outil attractif pour la simulation des milieux incertains à large variabilité. Ainsi, ils ont associé à la variable aléatoire non bornée la loi de distribution log normale, et à la variable aléatoire bornée la loi de distribution beta.

La détermination du champ beta est obtenue en développant une technique de cadrage sur le diagramme de la fonction de distribution de probabilité dont la solution est donnée par la résolution d'une équation non-linéaire. Cette technique permet de calculer analytiquement les paramètres de la distribution beta connaissant les données statistiques à savoir, la moyenne, l'écart type et les valeurs extrêmes, et ensuite sa variabilité spatiale par le processus d'itérations via la technique proposée. Cette technique a été utilisé par **Zahafi**, **2010** dans son mémoire de magister intitulé « effet de la variabilité spatiale des propriétés de sol sur la réponse des fondations filantes reposant sur un profil de sol viscoélastique multicouche » pour le cas 2D et par **Cherif, 2011** pour le cas 3D et sera utilisée dans notre travail pour simuler les propriétés de sol derrière un mur de soutènement.

1.4 Conclusion

Dans ce chapitre, on a vu que la réponse des murs de soutènement en cas sismique dépend de la poussée générée par le remblai derrière ces murs, et que cette poussée est en fonction des propriétés du sol (angle de frottement, le poids volumique et la cohésion) composé de ce remblai, ainsi on a montré que, le processus de formation et d'altération du sol, la nature des composantes de ce sol et l'influence de l'histoire géologique sur les caractéristiques du sol, font que les sols ne sont, en général, pas homogènes et ont des propriétés qui varient considérablement d'un point à un autre, donc la variabilité spatiale des propriétés des sols doit être pris en considération dans l'étude de la poussée en cas dynamique et la stabilité dynamique des ouvrages de soutènement.

Chapitre 2
Poussée des terres sur les murs de soutènement

2.1 Introduction

Le comportement sismique d'un mur de soutènement dépend, de la pression latérale des terres développée durant le séisme. Cette pression est la somme de la pression statique, existant avant le séisme et la pression dynamique transitoire produite par ce dernier.

L'augmentation des pressions latérales des terres sur les murs de soutènement lors d'un tremblement de terre a été l'une des principales causes de leur déplacement excessif et de leur dommages **(Seed et Whitman, 1970; Dakoulas et Gazetas 2008)**. Par conséquent, l'estimation correcte de la répartition de la pression de terre agissante sur les murs de soutènement lors du séisme est indispensable pour évaluer la fiabilité du mur.

Dans ce chapitre, on va présenter les principales méthodes de calcul des pressions statiques et dynamiques dans les sols non satures.

2.2 Pressions des terres

En mécanique des sols, la contrainte latérale totale est définie en fonction de la contrainte verticale totale par la relation:

$$\sigma_h = K\sigma_v \tag{2.1}$$

Où K est dit coefficient de la pression des terres. Puisque les contraintes totales peuvent changer selon le degré de saturation du sol. Le coefficient K n'est pas constant pour un sol donné. C'est pour cette raison que nous écrivons cette relation en termes de contraintes effectives:

$$\sigma_h^{'} = K\sigma_v^{'} \tag{2.2}$$

2.2.1 Pression du sol au repos

La pression latérale au repos exercée par un massif de sol à surface horizontale est caractérisée par le coefficient « K_0 », rapport entre la contrainte effective horizontale sur une facette verticale et la contrainte effective verticale sur une facette horizontale qui s'exercent en un point donné du massif. Il est indépendant de l'état de saturation du massif et constant pour une même couche de sol. De ce fait, ce coefficient est très important pour l'analyse de stabilité et la conception des différents ouvrages.

Le « K_0 » varie suivant la nature du sol et son histoire. Il dépend largement de son état de compacité. Il n'est défini qu'en situation drainée.

$$\sigma'_h = K_0\,\sigma_v' \tag{2.3}$$

Le coefficient K_0 peut être déterminé expérimentalement par un essai triaxial pendant lequel on empêche toute déformation latérale. D'autre part, on peut trouver des relations analytiques donnant K_0, en fonction des propriétés du sol.

Pour les sols pulvérulents et les sols fins normalement consolidés, on pourra utiliser la formule simplifiée de Jaky: $K_0 = 1 - \sin\varphi'$ (2.4)

Dans le cas d'un talus incliné de β par rapport l'horizontale, la formule suivante est usuellement appliquée : $K_{0,\beta} = K_0(1+\sin\beta)$ (2.5)

Pour les sols cohérents sur-consolidés, K_0 peut être plus élevé (à long terme). D'autant plus que le coefficient de sur consolidation R_{OC} est important. On pourra utiliser la relation suivante :

$K_0 = (1-\sin\varphi')R_{oc}^{0.5}$ (2.6)

Avec : $R_{oc} = \dfrac{\sigma_p^{'}}{\sigma_{v0}^{'}}$ (2.7)

$\sigma_p^{'}$: Pression de pré consolidation

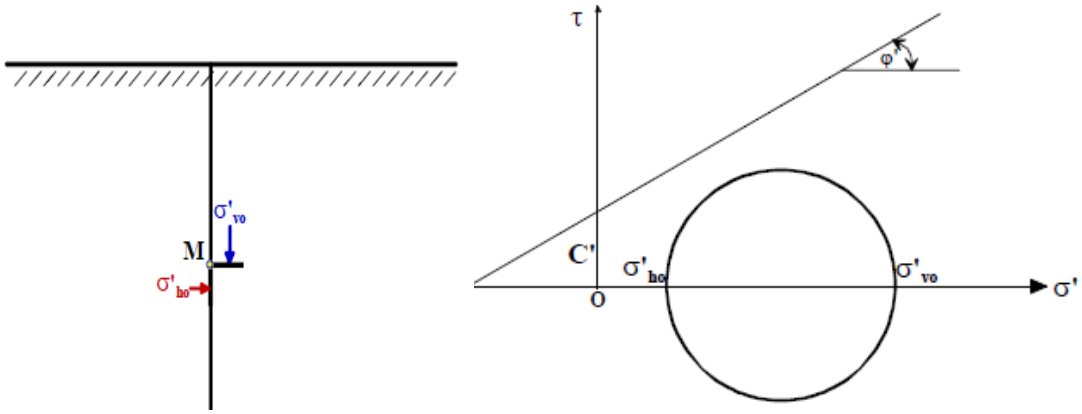


Figure 2.1 : Etat initial du sol au repos

2.2.2 Mobilisations des équilibres de poussée et de butée

Lorsque le sol subit des déformations, on parle de coefficient de pression latérale. La variation de ce coefficient en fonction des déformations latérales est montrée ci- dessus (figure 2.2). On peut remarquer que la déformation latérale nécessaire à la mobilisation de la poussée passive est beaucoup plus grande que la déformation nécessaire à la mobilisation de la pression active.

Grossièrement de l'ordre de (H/1000) pour mobiliser la poussée et supérieur à (H/100) pour mobiliser la butée.

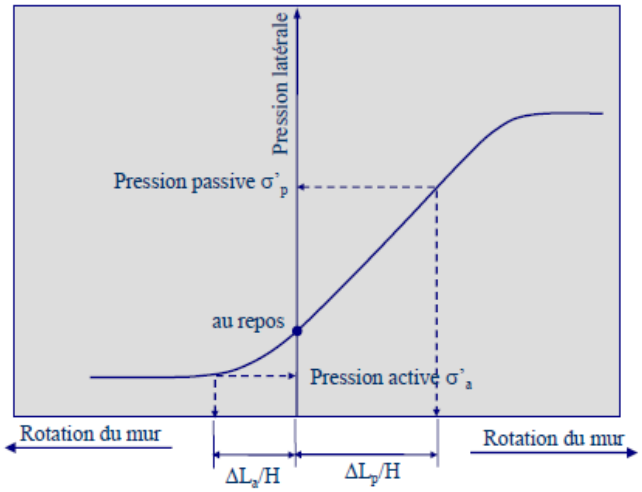


Figure 2.2 : Variation de *K* en fonction de la déformation

- ✓ **Etat actif**

Elle correspond à une expansion latérale du massif et un affaissement de sa surface libre provoqué par le mouvement de l'écran.

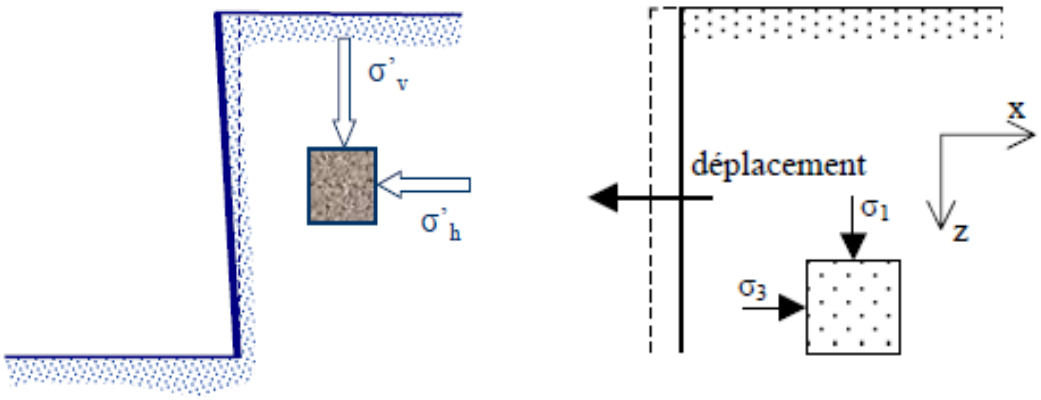


Figure 2.3 : État active.

Soit un massif de sol semi infini avec une surface horizontale et un écran vertical lisse. Le sol est supposé homogène et isotrope. Dans ces conditions, les contraintes σ_z et σ_x sont des contraintes principales (figure 2. 3). Supposons que l'on effectue un déplacement de l'écran loin du massif. Ce déplacement est équivalent à une expansion du sol ce qui induit une diminution de σ_x (cette diminution est fonction des déformations latérales dues au déplacement). Si le déplacement de l'écran est assez suffisant, σ_x atteint une valeur minimale correspondant à un état d'équilibre plastique dans lequel le cercle de Mohr touche l'enveloppe de rupture. Puisque σ_x diminue, elle représente donc la contrainte principale mineure σ_3. La contrainte verticale σ_z sera la contrainte principale majeure σ_1. La contrainte σ_3 est dite pression active.

- ✓ **État passif**

Elle correspond à une contraction latérale du massif, et une expansion verticale de sa surface libre.

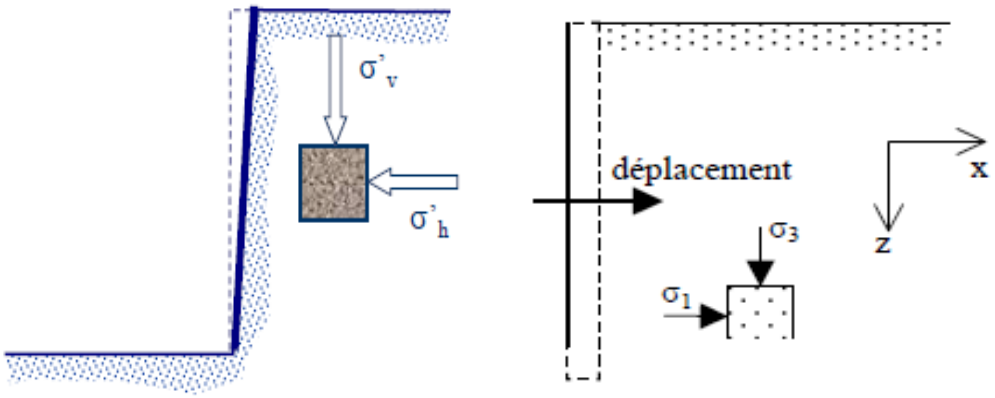


Figure 2.4 : État passive.

Supposons que l'on déplace l'écran vers le massif de sol (figure 2.4). La contrainte σ_x croit jusqu'à ce qu'un état d'équilibre plastique soit atteint. Dans ces conditions, σ_x devient la contrainte principale majeure et σ_z sera la contrainte principale mineure σ_3. σ_x maximum est atteinte lorsque le cercle de Mohr devient tangent à l'enveloppe de rupture. La contrainte horizontale est dite pression passive.

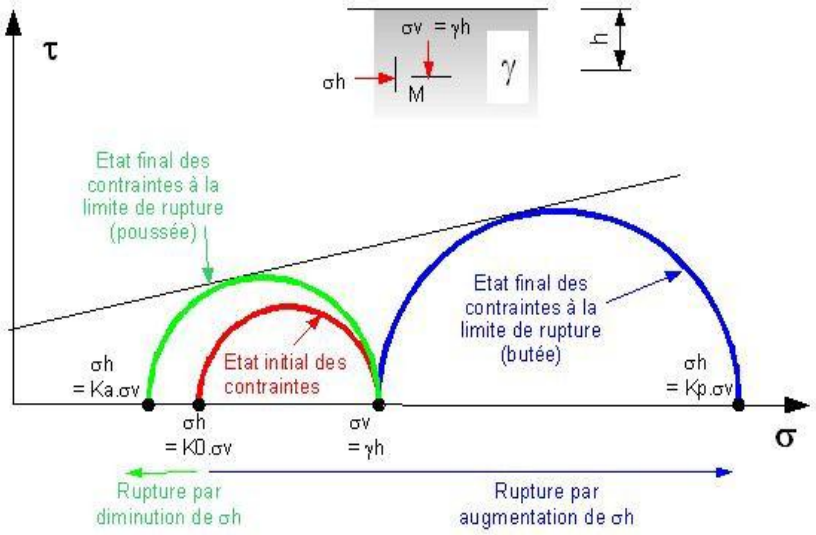


Figure 2.5 : Différents états de la poussée

2.3 Détermination des poussées des terres en cas statique

Il existe plusieurs méthodes pour calculer les efforts de Poussée-Butée en cas statique. Les principales sont présentées dans cette partie.

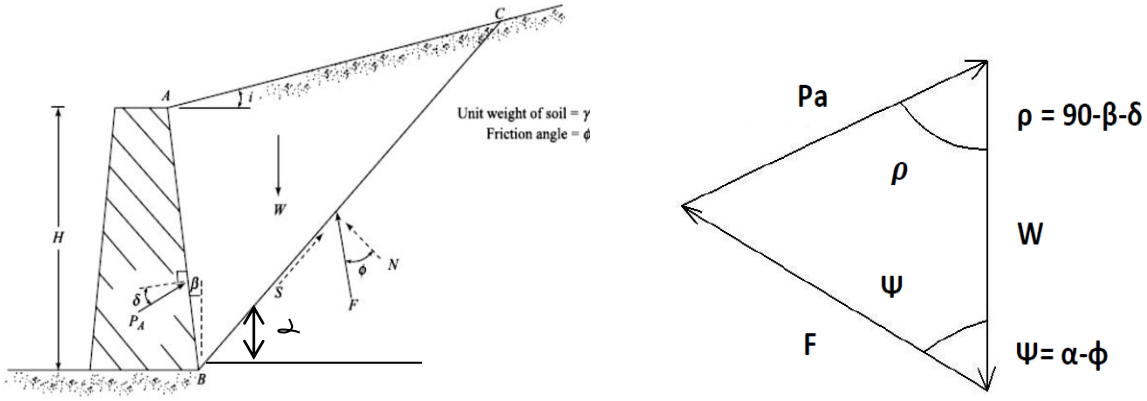
2.3.1 Théorie de Coulomb

- ✓ **La poussée active**

La théorie de Coulomb est basée sur l'équilibre d'un coin de sol situé entre l'écran et une surface quelconque de glissement (figure 2.6). Les forces appliquées sont évaluées à l'état de l'équilibre limite. Cette théorie est basée sur les hypothèses suivantes :

- Sol isotrope, homogène et frottant
- Surface de rupture plane
- Les forces de frottement sont uniformément réparties le long de la surface de rupture
- Le coin de rupture est un corps rigide
- Le problème est plan

Ces hypothèses faites, la force agissante sur le mur est calculée par de simples considérations d'équilibre statique.



(a) Hypothèse de rupture **(b) Polygone des forces**

Figure 2.6 : Théorie de coulomb état active

Le principe consiste à écrire l'équilibre des forces en présence de *F*, *W* et *P* (figure 2.6);

Avec :

W : le poids propre du coin du sol

P_a : la poussée du sol inclinée de δ sur la normale à l'écran.

F : la réaction du sol sur lequel glisse le coin de Coulomb.

Connaissant le poids propre *W* et les directions d'action des forces, à partir du polygone des forces le diagramme de l'équilibre limite (figure 2.6b), d'où on montre que:

L'angle $(W, P) = \rho = 90 - \beta - \delta$ (2.8)

L'angle $(W, F) = \psi = \alpha - \phi$ (2.9)

Avec : $\frac{P}{\sin(\alpha - \phi)} = \frac{W}{\sin(90 + \beta + \delta + \phi - \alpha)}$ (2.10)

A partir de cette relation, on peut calculer la poussée P. La poussée active P_a est la valeur maximum de $P(W, \alpha)$ et qui est donnée par $\frac{dP}{d\alpha} = 0$ (2.11)

Ceci est équivalent à essayer plusieurs plans de glissement, d'évaluer à chaque fois P et ne garder pour P_a que la valeur maximale. Tout calcul fait abouti à

$$Pa = \frac{1}{2}\gamma H^2 \left[\frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2\beta \cos(\delta + \beta)\left[1 + \left\{ \frac{\sin(\delta + \phi)\sin(\phi - i)}{\cos(\delta + \beta)\cos(\beta - i)} \right\}^{1/2}\right]^2} \right] = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a \quad (2.12)$$

D'où $K_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2\beta \cos(\delta + \beta)\left[1 + \left\{ \frac{\sin(\delta + \phi)\sin(\phi - i)}{\cos(\delta + \beta)\cos(\beta - i)} \right\}^{1/2}\right]^2}$ (2.13)

$$\alpha = \phi + \tan^{-1}\left[\frac{-\tan(\phi - i) + \sqrt{\tan(\phi - i)\left[\tan(\phi - i) + \cot(\phi - \beta)\right]\left[1 + \tan(\delta + \beta)\cot(\phi - \beta)\right]}}{1 + \tan(\delta + \beta)\left[\tan(\phi - i) + \cot(\phi - \beta)\right]} \right] \quad (2.14)$$

Avec :

P_a: la poussée statique active.

γ : Poids volumique du sol.

H : Hauteur du mur de soutènement.

K_a : coefficient de la poussée statique active.

α : Angle d'inclinaison du plan de rupture.

2.3.2 Théorie de Rankine

La méthode de Rankine consiste à déterminer l'état des contraintes dans un sol en butée ou en poussée derrière un mur de soutènement, donc de calculer les forces s'exerçant sur ce mur. Le calcul de la force de poussée ou de butée s'effectue par intégration des contraintes sur la hauteur du mur.

a- Cas d'un sol pulvérulent à surface horizontale

✓ **La poussée active**

En exprimant la contrainte verticale en fonction du poids volumique du sol, on aura :

$$\sigma'_A = K_a \gamma h \tag{2.15}$$

Représentée par le diagramme ci-dessous figure (2.7), et donc la poussée active Pa est l'intégrale de σ'_A sur la hauteur h est donnée par :

$$P_a = \int_0^h \sigma'_A = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2 \tag{2.16}$$

$$K_a = \frac{1-\sin\varphi'}{1+\sin\varphi'} = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right) \tag{2.17}$$

✓ **La poussée passive (butée)**

Avec la même procédure pour la poussée active on obtient la poussée passive

$$P_p = \int_0^h \sigma'_P = \frac{1}{2} K_p \gamma h'^2 \tag{2.18}$$

$$K_p = \frac{1+\sin\varphi'}{1-\sin\varphi'} \tag{2.19}$$

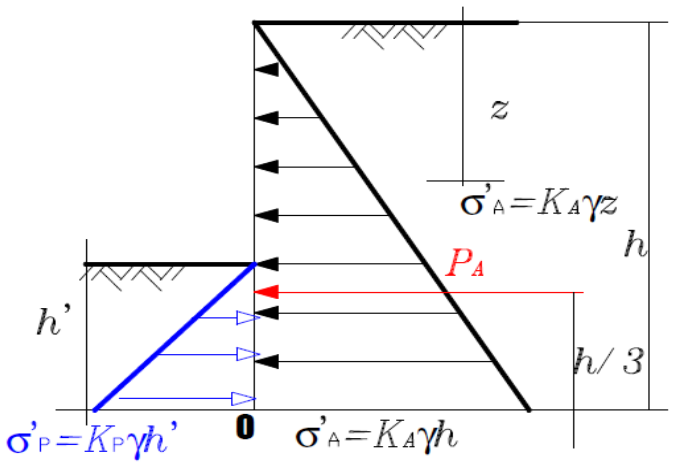


Figure 2.7 : Forces de poussée et de butée

b- Cas d'un sol cohérent

✓ **La poussée active**

À long terme :

$$\sigma'_A = K_a \sigma'_v - 2C' \sqrt{K_a} \tag{2.20}$$

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \gamma h^2 - 2c' \sqrt{K_A}.h \tag{2.21}$$

$$K_a = \frac{1-\sin\varphi'}{1+\sin\varphi'} = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (2.22)$$

À court terme :

$$\sigma'_A = \gamma.h + 2c_u \quad (2.23)$$

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma h^2 - 2c_u.h \quad (2.24)$$

$$K_a = 1 \quad (2.25)$$

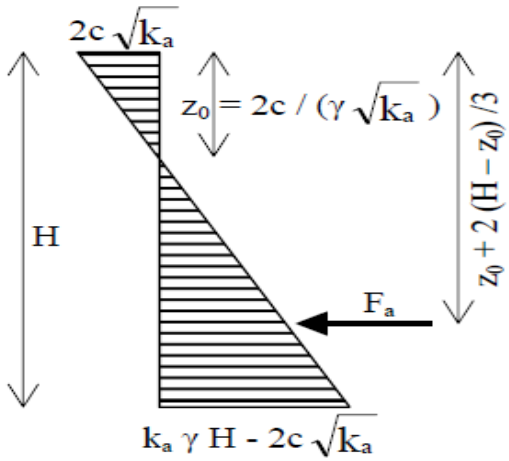


Figure 2.8 : Diagramme de la pression active

- ✓ **La poussée passive**

A long terme :

$$\sigma'_P = K_p\sigma'_v + 2C'\sqrt{K_p} \quad (2.26)$$

$$P_P = \frac{1}{2}K_P\gamma h'^2 + 2c'\sqrt{K_A}.h' \quad (2.27)$$

$$K_P = \frac{1+\sin\varphi'}{1-\sin\varphi'} = tg^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (2.28)$$

A court terme :

$$\sigma'_P = \gamma.h' + 2c_u \quad (2.29)$$

$$P_P = \frac{1}{2}\gamma h'^2 + 2c_u.h' \quad (2.30)$$

$$K_p = 1 \quad (2.31)$$

L'inconvénient de la méthode de Rankine est impose la direction de la contrainte qui s'exerce sur le mur en tout point du mur et ne tient pas compte du frottement entre le sol et le mur (**M. Bieth Emmanuel ,2010**).

2.4 Calcul des poussées des terres en cas dynamique

Le calcul des poussées en cas dynamique repose sur plusieurs approches. Mais en raison de la complexité de l'interaction sol-structure (mode de mouvement de la paroi) durant le séisme, la théorie de la poussée est basée sur une solution entièrement plastique (aussi connue comme méthode pseudo-statique) qui est largement utilisée. Dans cette partie on va citer les principales formulations de la poussée dynamique (P_{ae}) basée sur l'approche pseudo-statique.

2.4.1 Théorie de Mononobe-Okabe (1929)

a-Sol pulvérulent

- ✓ **La poussée active**

La méthode de Mononobe-Okabe de la poussée active des terres, dans des conditions sismiques est fondée sur la formule proposée par Coulomb en 1776 pour le calcul de la poussée active statique d'un sol pulvérulent sec. La méthode de Mononobe-Okabe considère que l'équation du Coulomb de la poussée active peut être modifiée, en additionnant les forces sismiques qui seront représentées par des forces statiques équivalentes. Ces dernières sont exprimées en termes de poids du coin de rupture multipliée par un coefficient séismique, (k_hW et k_vW) dans les directions horizontale et verticale respectivement. Cette analyse est basée sur les hypothèses suivantes :

1. La rupture dans le sol se développe le long du plan BC (figure 2.9).
2. Le mouvement de la paroi est suffisant pour produire la poussée minimale active.
3. A la rupture, la résistance au cisaillement est mobilisée le long du plan de rupture.
4. Le sol derrière du mur de soutènement se comporte comme un corps rigide.

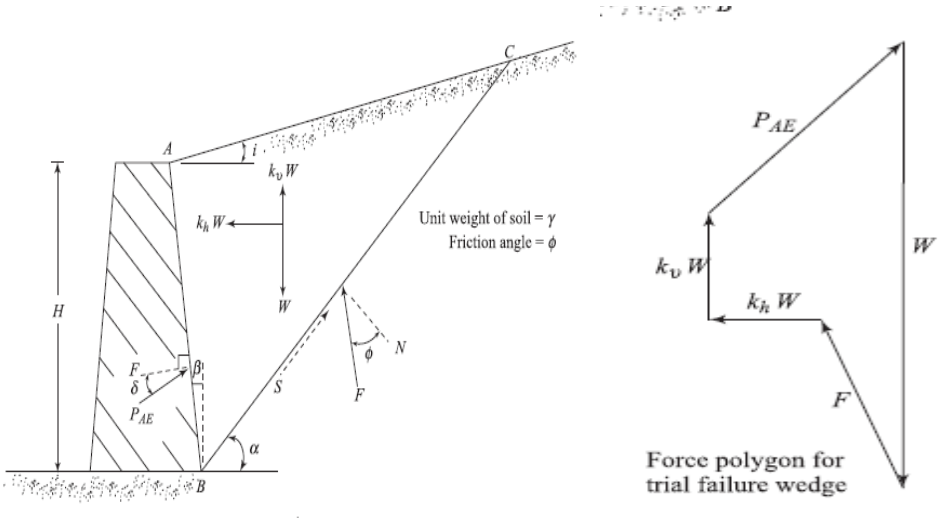


Figure 2.9 : Forces appliquées sur le prisme « Mononobe-Okabe »

Soit un mur de soutènement d'une face AB et un prisme de rupture formé de ABC et qui compose un angle d'inclinaison α avec l'horizontale.

Les forces exercées sur le coin de rupture (figure 2.9) dans la solution Mononobe-Okabe par unité de longueur de la paroi sont :

W : Poids de coin ;

P_{ae} : Poussée active dynamique ;

F : Réaction exercée par le sol sur le plan de rupture BC ;

$k_h W$ et $k_v W$: les forces d'inerties dans les directions horizontale et verticale, respectivement.

Et :

k_h : Coefficient sismique horizontal = (la composante horizontale de l'accélération sismique)/g

k_v : Coefficient sismique vertical = (la composante verticale de l'accélération sismique)/g

A partir le polygone des forces en cas sismique, la poussée active déterminée par la méthode Mononobe-Okabe est exprimée par :

$$P_{ae} = P_a + P_e = \frac{1}{2}\gamma H^2 (1-k_v) K_{ae} \tag{2. 32}$$

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\theta-i)}{\cos(\delta+\beta+\theta)\cos(i-\beta)}}\right]^2} \tag{2. 33}$$

$$\alpha = \phi-\theta+\tan^{-1}\left[\frac{-\tan(\phi-i-\theta)+\sqrt{\tan(\phi-i-\theta)\left[\tan(\phi-i-\theta)+\cot(\phi-\beta-\theta)\right]\left[1+\tan(\delta+\beta+\theta)\cot(\phi-\beta-\theta)\right]}}{1+\tan(\delta+\beta+\theta)\left[\tan(\phi-i-\theta)+\cot(\phi-\beta-\theta)\right]}\right] \tag{2 .34}$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right) \tag{2. 35}$$

Avec :

K_{ae} : Coefficient de la poussée dynamique active

α : Angle d'inclinaison du plan de rupture

ϕ : Angle de frottement

δ : Angle de frottement entre le mur et le sol

β : Angle d'inclinaison entre le mur et vertical

i : Angle que fait le talus avec l'horizontal

Dans l'analyse Mononobe-Okabe, le point d'application de la poussée totale en cas sismique est considérée comme étant à $H/3$ de la base du mur, mais les résultats expérimentaux **(Prakash et Basavanna, 1969** ; **Sherifet al. 1982**), montres qu'il est légèrement supérieur à $H/3$ de la base du mur.

✓ **Poussée passive**

Kapila, 1962 a utilisé les hypothèses de base de Mononobe-Okabe de calcul de la poussée active sur un mur de soutènement, et il estime la poussée dynamique passive (P_{pe}) comme suit :

$$P_{pe} = \frac{1}{2}\gamma H^2 (1-k_v) K_{pe} \tag{2.36}$$

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\phi+\beta-\theta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cos(\delta-\beta+\theta)\left[1-\left(\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi+i-\theta)}{\cos(i-\beta)\cos(\delta-\beta+\theta)}\right)^{1/2}\right]^2} \tag{2.37}$$

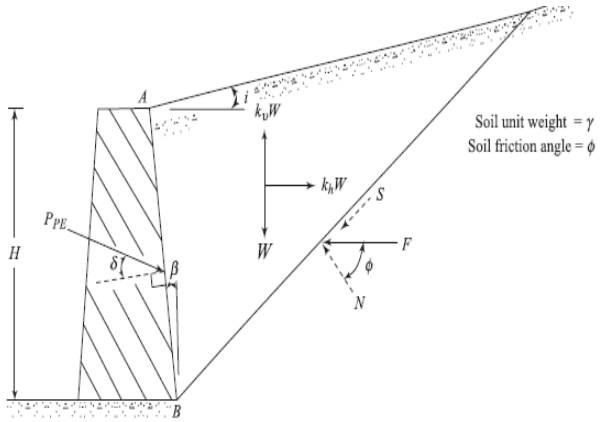


Figure 2.10: Forces appliquées sur le prisme en cas passive

2.4.2 Formulation de Ghosh et Sengupta (2012)

a- Sol cohérent de $(c-\phi)$ de cohésion différente à l'adhérence ($c \neq c_a$) et surchargé

✓ **Poussée sismique active**

Ghosh et Sengupta (2012a) ont utilisé le concept Mononobe-Okabe, afin de donner une formulation pour évaluer la poussée dynamique active d'un remblai de $(c-\phi)$ produite derrière un mur de soutènement incliné, en considérant que la force de l'adhérence c_a mur-sol est différente à la force de la cohésion c du remblai.

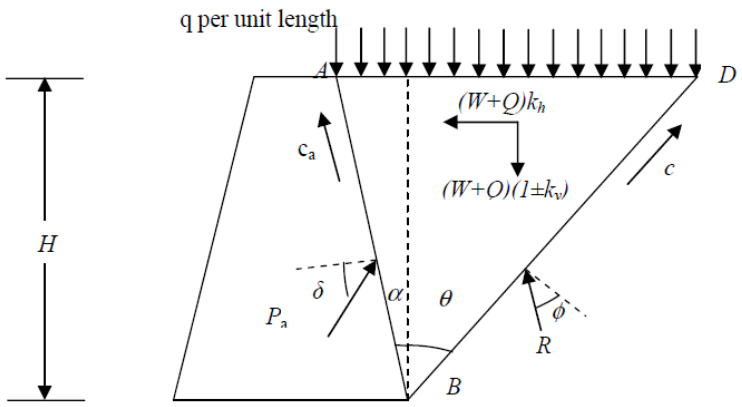


Figure 2.11 : Forces agissantes sur le coin de rupture pendant l'état actif d'équilibre

Soit un mur de soutènement rigide d'une hauteur H incliné par un angle α, retenant un remblai de $(c-\phi)$ dont les caractéristiques sont les suivantes : poids volumique γ, angle de frottement Φ, la cohésion c, l'adhérence c_a, angle de frottement sol-mur δ. Ce remblai est surcharge par une charge repartie de l'intensité q.

À tout moment de tremblement de terre ayant une accélération sismique des coefficients k_h et k_v. Pendant l'état actif de l'équilibre, la surface de rupture du coin (BD) génère un angle θ avec la verticale. Les forces agissantes sur le système de prisme (figure 2.11) sont :

1- La poussée active dynamique P_a ;
2- La réaction de la terre retenue sur le coin de rupture R ;
3- La cohésion totale $C = c(\bar{BD}) = \dfrac{cH}{\cos\theta}$;
4- L'adhérence totale $C_a = c_a(\bar{BA}) = \dfrac{c_a H}{\cos\alpha}$;
5- Le poids de prisme $W = \gamma H^2 \left(\tan\theta + \tan\alpha\right)/2$;
6- La charge repartie $Q = qH\left(\tan\theta + \tan\alpha\right)$;
7- La force d'inertie horizontale $\left(W+Q\right)k_h$;
8- La force d'inertie verticale $\left(W+Q\right)k_v$.

L'application des conditions d'équilibres sur le prisme de rupture, $\Sigma F_H = 0$ et $\Sigma F_V = 0$, donne respectivement :

$$P_a \cos\left(\delta+\alpha\right) - R\cos(\phi+\theta) + cH\tan\theta - c_a H\tan\alpha = \left(W+Q\right)k_h \qquad (2.38)$$

$$P_a \sin\left(\delta+\alpha\right) + R\sin(\phi+\theta) + cH + c_a H = \left(W+Q\right)\left(1\pm k_v\right) \qquad (2.39)$$

En remplaçant la valeur de R de l'équation (2.38) dans l'équation (2.39) et après simplifications, l'expression de la poussée active dynamique est donnée par :

$$P_a = \frac{\gamma_e H^2}{2}\left(1\pm k_v\right)\left[\frac{\sin\left(\alpha+\theta\right)\cos\left(\theta+\phi-\psi\right) - n_c\cos\alpha\cos\phi\cos\psi - m_c\cos\theta\cos\psi\cos\left(\theta+\phi+\alpha\right)}{\cos\theta\cos\alpha\cos\psi\sin\left(\theta+\phi+\delta+\alpha\right)}\right] \qquad (2.40)$$

$$P_a = \frac{\gamma_e H^2}{2}\left(1\pm k_v\right)K_a \qquad (2.41)$$

$$K_a = \left[\frac{\sin\left(\alpha+\theta\right)\cos\left(\theta+\phi-\psi\right) - n_c\cos\alpha\cos\phi\cos\psi - m_c\cos\theta\cos\psi\cos\left(\theta+\phi+\alpha\right)}{\cos\theta\cos\alpha\cos\psi\sin\left(\theta+\phi+\delta+\alpha\right)}\right] \qquad (2.42)$$

Avec :

$$\psi = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right) \tag{2.43}$$

$$\gamma_e = \gamma + 2q/H \tag{2.44}$$

$$n_c = \frac{2c}{\gamma_e H\left(1 \pm k_v\right)} \tag{2.45}$$

$$m_c = \frac{2c_a}{\gamma_e H\left(1 \pm k_v\right)} \tag{2.46}$$

Dans l'équation (2.42) précédente de K_a, tous les termes sont constants sauf θ. Lorsque $\theta = \theta_c$ (angle critique de rupture), la poussée active sismique P_a est maximale, donc $Pa = P_{ae}$ (équation 2.40) et $K_{ae}=k_a$ (équation 2.42).

D'où, l'angle de rupture θ_c est donné par :

$$\theta_c = \cos^{-1}\sqrt{\frac{(p+q)q + r^2 + r\sqrt{q^2 + r^2 - p^2}}{2(q^2 + r^2)}} \tag{2.47}$$

Avec :

$$p = -\sin(\psi + \delta) - m_c \cos\psi \sin\delta \tag{2.48}$$

$$q = 2n_c \cos\alpha \cos\phi \cos\psi \cos(\alpha + \phi + \delta) + m_c \cos\psi \cos\delta + \sin(\phi - \psi)\cos(2\alpha + \phi + \delta) + \sin(\phi + \delta)\cos(\phi - \psi) \tag{2.49}$$

$$r = 2\cos\alpha \sin(\alpha + \phi + \delta)\left[\sin(\phi - \psi) - n_c \cos\phi \cos\psi\right] \tag{2.50}$$

- ✓ **Poussée sismique passive**

Pour l'évaluation de la poussée dynamique passive pour un remblai de $(c-\phi)$, en considérant l'influence de l'adhérence et la cohésion sur un mur de soutènement, **Ghosh et Sengupta (2012b)** ont utilisé la même procédure de l'évaluation de la poussée active, d'où les forces seront à l'état passive.

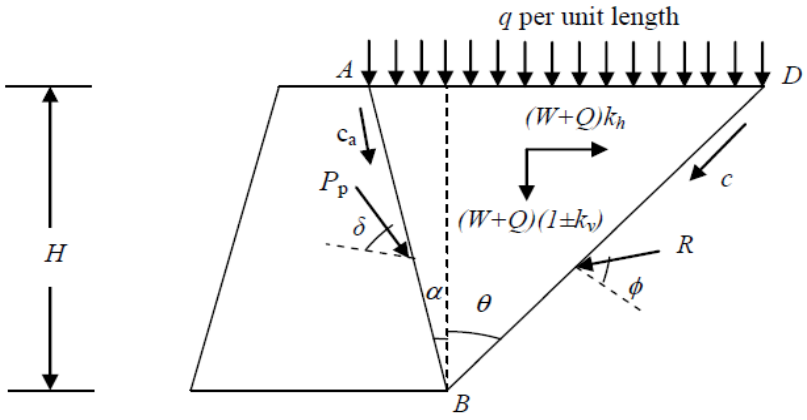


Figure 2.12 : Forces agissantes sur le coin de rupture pendant l'état passif d'équilibre

A partir, des forces appliquées sur le prisme de rupture et en appliquant les conditions d'équilibres ($\Sigma F_H = 0$ et $\Sigma F_V = 0$), on obtient respectivement,

$$P_P \cos(\delta-\alpha)+(W+Q)k_h - cH\tan\theta + c_a H\tan\alpha - R\cos(\phi-\theta)=0 \quad (2.51)$$

$$P_P \sin(\delta-\alpha)+(W+Q)(1\pm k_v)+cH+c_a H - R\sin(\phi-\theta)=0 \quad (2.52)$$

En remplaçant la valeur de *R* de l'équation (2.51) dans l'équation (2.52), après simplifications et pour $\theta=\theta_c$ (angle critique de rupture)

L'expression de la poussée passive dynamique est donnée par :

$$P_{pe}=P_P=\frac{\gamma_e H^2}{2}(1\pm k_v)\left[\frac{\sin(\alpha+\theta)\cos(\theta-\phi+\psi)+n_c\cos\phi\cos\psi\cos\alpha+m_c\cos\theta\cos(\theta-\phi+\alpha)\cos\psi}{\cos\theta\cos\alpha\cos\psi\sin(\theta-\phi-\delta+\alpha)}\right] \quad (2.53)$$

$$P_{pe}=P_P=\frac{\gamma_e H^2}{2}(1\pm k_v)K_P \quad (2.54)$$

$$K_{pe}=K_P=\left[\frac{\sin(\alpha+\theta)\cos(\theta-\phi+\psi)+n_c\cos\phi\cos\psi\cos\alpha+m_c\cos\theta\cos(\theta-\phi+\alpha)\cos\psi}{\cos\theta\cos\alpha\cos\psi\sin(\theta-\phi-\delta+\alpha)}\right] \quad (2.55)$$

$$\theta_c=\cos^{-1}\sqrt{\frac{(p+q)q+r^2+r\sqrt{q^2+r^2-p^2}}{2(q^2+r^2)}} \quad (2.56)$$

Avec :

$$p=\sin(\psi+\delta)+m_c\cos\psi\sin\delta \quad (2.57)$$

$$q=\sin(\psi-\phi)\cos(2\alpha-\phi-\delta)-\sin(\phi+\delta)\cos(\psi-\phi)-m_c\cos\psi\cos\delta-2n_c\cos\alpha\cos\phi\cos\psi\cos(\alpha-\phi-\delta) \quad (2.58)$$

$$r=2\cos\alpha\sin(\alpha-\phi-\delta)\left[\sin(\phi-\psi)-n_c\cos\phi\cos\psi\right] \quad (2.59)$$

2.5 Effet de différents paramètres sur le coefficient de la poussée dynamique active (K_{ae})

A partir, des équations (2.42) et (2.55), des coefficients des poussées dynamique active et passive (K_{ae}, K_{pe}) ont été évaluées par la formulation de **Ghosh et Sengupta (2012a et b),** pour un sol cohérent $(c-\phi)$, on remarque que ces coefficients sont en fonction des paramètres à savoir : les propriétés de sol, l'interface sol mur, le chargement et la géométrie du mur.

Dans cette partie, nous mettons en exergue une étude paramétrique faisant sortir l'effet de chacun de ces facteurs cardinaux sur l'amplitude du coefficient de la poussée active dynamique (K_{ae}). Pour exécuter cette étude on suppose un mur de soutènement maintenu un remblai cohérent sec avec les données ci-dessous.

Données géométriques du mur et du remblai

La hauteur du mur H=10m;

L'angle d'inclinaison du mur α =20°;

L'angle de frottement du remblai $\phi = 30°$;

Poids volumique du remblai $\gamma = 18\ \mathrm{KN}/m^3$;

La cohésion du remblai $c = 10\ \mathrm{KN}/m^2$;

L'adhérence c_a=8KN/m^2 ;

L'angle de frottement mur/sol $\delta = 2/3\phi$;

La surcharge sur le remblai q=15 KN/ml ;

Les coefficients accélérations sismiques K_v=K_h/2 .

2.5.1 Effet de l'angle de frottement du sol (ϕ)

La figure (2.13) montre l'effet de la variation de l'angle de frottement du remblai sur le coefficient de la poussée dynamique active (K_{ae}). A partir des courbes tracées, on peut remarquer ce que suit :

- ✓ L'augmentation de l'angle de frottement (ϕ) diminue le coefficient de la poussée active dynamique (K_{ae}). Pour k_h =0,2, le coefficient (K_{ae}) varie de 0.55 à 0.45 quand l'angle de frottement ϕ varie de 30° à 40°.
- ✓ On peut observer aussi que le coefficient de la poussée active dynamique (K_{ae}) augmente avec l'augmentation du coefficient d'accélération sismique (k_h).

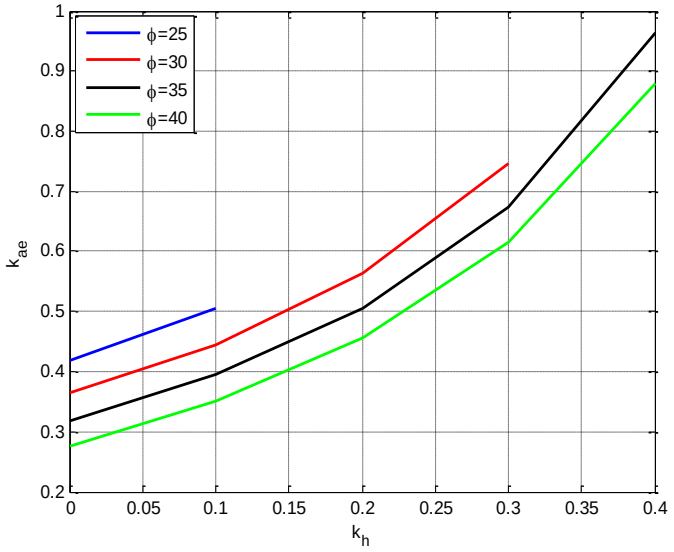


Figure 2.13 : Influence de l'angle de frottement (ϕ) sur K_{ae}

2.5.2 Effet du poids volumique (γ)

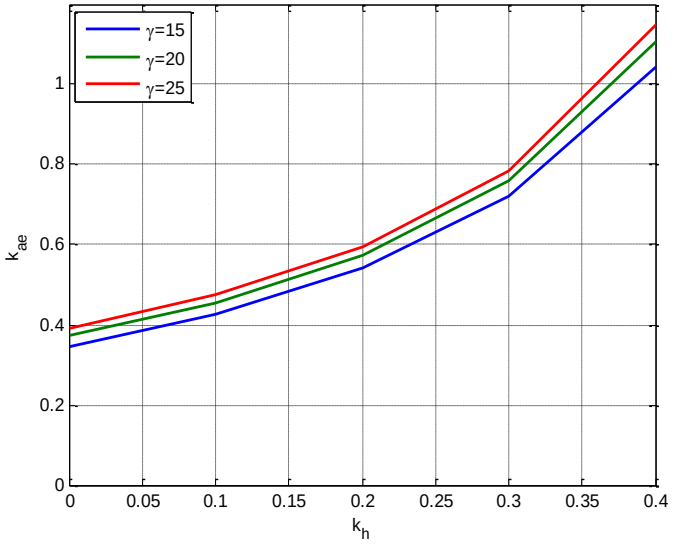


Figure 2.14 : Influence du poids volumique (γ) sur K_{ae}

La figure (2.14), expose l'effet de la variation de la masse volumique (γ) du remblai sur le coefficient de la poussée active dynamique (K_{ae}).L'analyse des graphes tracés, relève que:

- ✓ L'augmentation de la masse volumique (γ) induit une augmentation légère du coefficient de la poussée active dynamique (K_{ae}). Par exemple, à k_h =0.2 et pour γ =15 kN/m^3, 20 kN/m^{3}et 25 kN/m^3, les valeurs du coefficient de la poussée (K_{ae}) sont 0.55, 0.58 et 0.6 respectivement.
- ✓ Le coefficient de la poussée dynamique (K_{ae}) augmente lorsque le coefficient d'accélération sismique (k_h) augmente quelle que soit la valeur du poids volumique.

2.5.3 Effet de la cohésion du remblai (*c*)

La figure (2.15) présente l'effet de la variation de la cohésion (c) du remblai sur le coefficient de la poussée dynamique (K_{ae}).A partir des courbes tracées, on peut remarquer ce que suit :

- ✓ L'augmentation des valeurs de la cohésion induit une diminution remarquable dans l'ampleur du coefficient de la poussée active (K_{ae}). Pour k_h =0.2, le coefficient (K_{ae}) varie de 0.70 à 0.5 quand la cohésion c varie de 0 à 20 KN/m^2.
- ✓ Le coefficient de la poussée dynamique (K_{ae}) augmente avec l'augmentation du coefficient d'accélération sismique (k_h), quelle que soit la valeur de la cohésion.

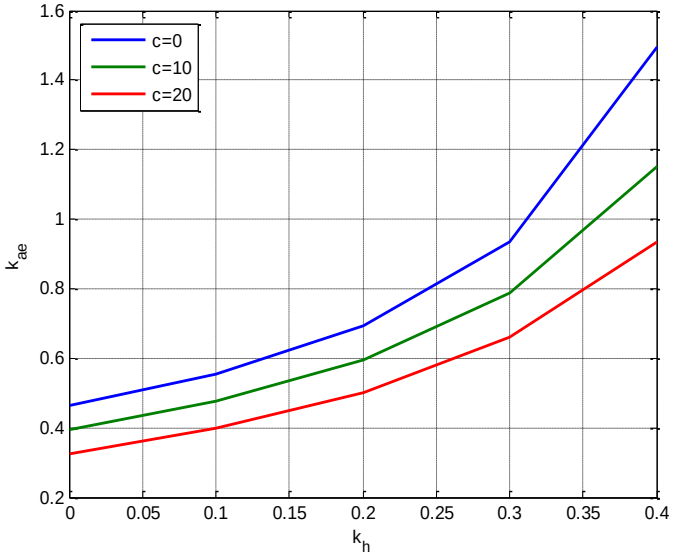


Figure 2.15: Influence de la cohésion (*c*) sur K_{ae}

2.5.4 Effet de l'angle de frottement mur/remblai (δ)

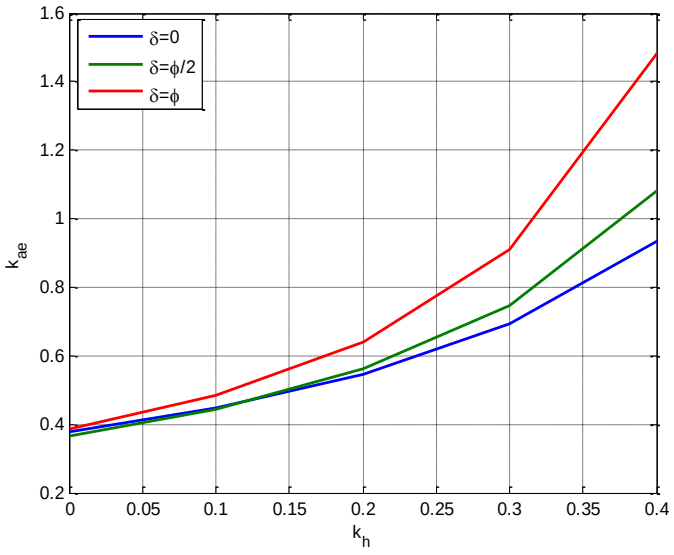


Figure 2.16 : Influence l'angle de frottement mur remblai (δ) sur K_{ae}

La figure (2.16) montre l'effet de la variation du frottement paroi-remblai (δ) sur le coefficient de la poussée dynamique (K_{ae}). A partir des courbes tracées, on peut déduire que l'augmentation de fortement (δ) fait augmenter le coefficient (K_{ae}), néanmoins cette augmentation est plus prononcée dans les grandes accélérations.

2.5.5 Effet de l'adhérence (c_a)

A partir de la figure (2.17), on constate que l'effet de l'adhérence (c_a) sur le coefficient de la poussée dynamique (K_{ae}) peut être négligé.

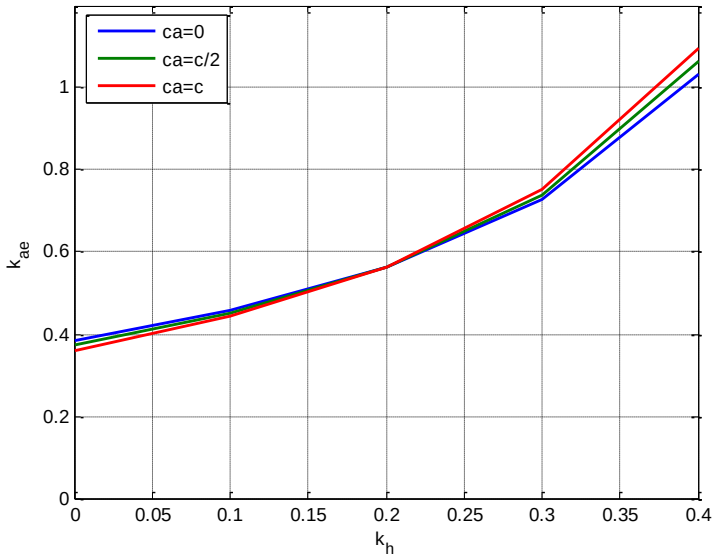


Figure 2.17 : Influence de l'adhérence (c_a) sur K_{ae}

2.5.6 Effet de la surcharge (q)

La figure (2.18) présente l'effet de la variation de la surcharge (q) sur le coefficient de la poussée dynamique (K_{ae}). Selon les résultats obtenus, on peut souligner que l'augmentation de la surcharge q appliquée sur le remblai induit l'augmentation du coefficient de la force active des poussées des terres sismiques (K_{ae}), à k_h=0.2, le coefficient K_{ae} varie de 0.56 à 0.6 quand q varie de 0 à 40 KN/ml. A cet effet, il est conseillé d'éviter le chargement dans la zone de rupture.

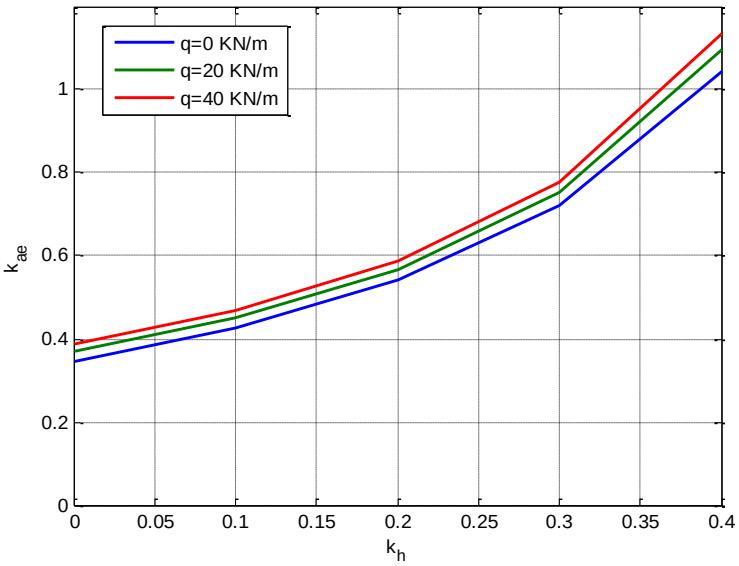


Figure 2.18 : Influence de la surcharge (q) sur K_{ae}

2.5.7 Effet de l'angle d'inclinaison du mur de soutènement (α)

A partir des courbes tracées de la figure (2.17), on peut observer que l'augmentation des valeurs de (α) induit une augmentation importante du coefficient de la poussée active sismique (K_{ae}). Par exemple pour k_h=0.2, le coefficient K_{ae} varie de 0.35 à 0.6 quand l'angle α varie de 0°à 20°.

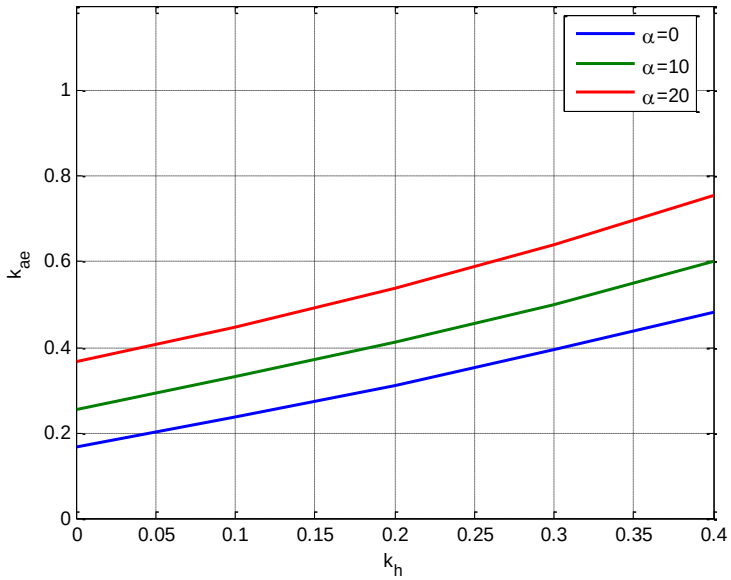


Figure 2.19 : Influence de l'angle d'inclinaison du mur de soutènement(α) sur K_{ae}

2.5.8 Effet de la hauteur du mur de soutènement

La figure (2.20) montre l'effet de la variation de la hauteur (H) du mur de soutènement sur le coefficient de la poussée active dynamique (K_{ae}). On peut observer que l'augmentation de la hauteur du mur (H) augmente le coefficient (K_{ae}). Pour k_h=0.2, le coefficient (K_{ae}) varie de 0.35 à 0.58 quand H varie de 2 à 10 m.

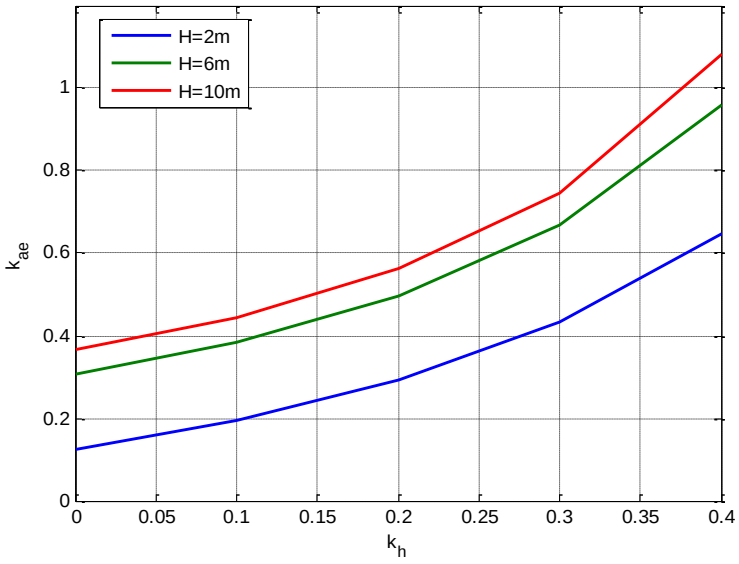


Figure 2.20 : Influence de la hauteur (H) du mur sur K_{ae}

2.5.9 Récapitulation de l'étude paramétrique

Le tableau ci-dessous est un récapitulatif de l'étude d'influence des paramètres de propriétés de sol, l'interface sol-mur, le chargement et la géométrie du mur sur le coefficient de la poussée active K_{ae} d'un sol cohérent $(c-\phi)$.

Augmentation des paramètres (+)	Angle de frottement interne ϕ	Poids volumique (γ)	Cohésion (c)	Angle de friction du mur δ	Adhésion (c_a)	Surcharge charge (q)	Angle d'inclinaison du mur (α)	La hauteur du mur (H)
Le coefficient K_{ae}	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(+)	(+)

Convention de signes utilisée :

(+) : Augmentation
(-) : Diminution

2.6 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les méthodes les plus utilisés pour le calcul des poussées des terres (en repos, passif et active) sur les murs de soutènement dans le cas statique et pour les deux types de sols (sols pulvérulents et sols cohérents). Nous avons également exposé la méthode de Mononobe-Okabe pour calculer les poussées sismiques des terres active et passive, cette dernière a été étendue par Ghosh et Sengupta (2012) pour évaluer les pressions passives et actives d'un sol de type $(c-\phi)$, en tenant compte de l'effet de l'adhérence et la cohésion sur le mur de soutènement incliné. A partir de cette formulation, on a fait une étude paramétrique afin de mettre en exergue l'effet de la variation des paramètres des propriétés de sol, l'interface sol-mur, le chargement et la géométrie du mur sur le coefficient de la poussée active dynamique d'un sol cohérent de type $(c-\phi)$. Les résultats obtenus montrent que le coefficient de la poussée sismique active (K_{ae}) diminue avec l'augmentation de l'angle de frottement interne, de la cohésion et de l'adhésion. Par ailleurs, le coefficient de la poussée sismique active (K_{ae}) augmente avec l'augmentation de poids volumique, de l'angle de frottement mur-remblai, de la surcharge appliquée, de l'angle d'inclinaison du mur et de la hauteur de mur.

Chapitre 3
Poussée dynamique active via la méthode des tranches horizontales

3.1 Introduction

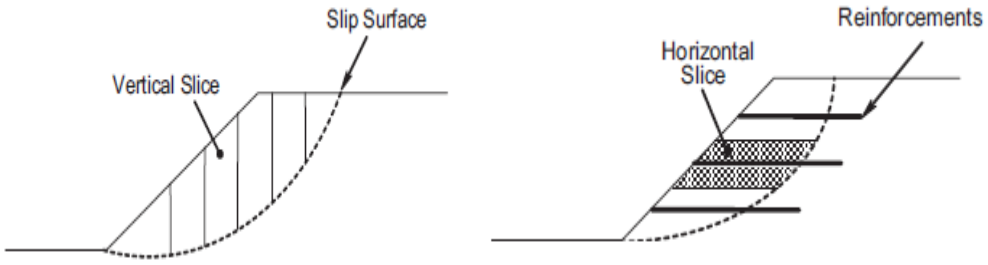
Plusieurs méthodes peuvent être employées pour calculer la pression active sismique de la terre derrière les murs de soutènement, ces méthodes généralement sont limitées par des conditions et sont basées sur des approches avec des hypothèses bien déterminées. La formulation de **Mononobe-Okabe (1926, 1929)** proposée pour l'évaluation de la poussée active des sols pulvérulents sec et la formulation de **Ghosh et Sengupta (2012)** pour l'évaluation de la poussée active pour les sols cohérents de type $(c-\phi)$ sont basées sur l'approche pseudo-statique et l'analyse à l'état d'équilibre limite. Dans ce chapitre on va présenter une méthode dite la méthode des tranches horizontales, horizontal slices method, (HSM), qui a été utilisée par plusieurs auteurs à savoir : **Shahgholi et al. (2001) ; Nouri et al. (2006, 2008)** ; **Azad et al. (2008)** ; **Shekarian et al. (2008)** ; **Ghanbari et Ahmadabadi (2010)** et **Ghosh et Deb (2013),** afin de calculer les poussées actives ou passives pour les sols homogènes.

Le principe de cette méthode repose sur la décomposition du profil de sol à plusieurs couches horizontales, ce qui permettra d'assigner les caractéristiques physiques et mécaniques à chaque tranche. A cet effet, on a exploité cette méthode, et on l'a étendue pour calculer la poussée active d'un sol de type $(c-\phi)$ multicouches en considérant que l'adhésion (c_a) est différente de la cohésion (c), et ce, en développant un programme numérique sous Matlab.

3.2 Historique de la méthode des tranches horizontales (HSM).

La méthode des tranches horizontales est à l'origine a été utilisée pour l'évaluation de la stabilité des talus. **Morgenstern et price (1965), Spencer (1976)** et **Janbu (1973)**, ont étudié la stabilité d'une pente par la méthode des tranches verticales, ils ont appliqué l'équilibre des forces et des moments dans leur méthode proposée. **Chen et Li (1998)** ont effectué des travaux de recherche sur l'utilisation de la méthode des tranches généralisées pour évaluer la pression active de la terre. **Shahgholi et al. (2001)** ont utilisé la méthode des tranches horizontales pour étudier la stabilité des pentes. Après, la méthode a été développée par **Nouri et al. (2006, 2008)** pour étudier la stabilité des talus renforcés et estimer la poussée sismique générée derrière les murs de soutènement à différentes altitudes.

Azad et al. (2008), **Shekarian et al. (2008)**, **Shekarian et Ghanbari (2008)**, **Ghanbari et Ahmadabadi (2010)**, ont contribué au développement de concept de la (HSM) dans le cadre des approches pseudo-statique et pseudo-dynamique pour calculer la pression active sismique de la terre sur des murs de soutènement. **Ghosh et Deb (2013)** ont aussi adapté la méthode des tranches horizontales pour calculer le coefficient passif dynamique de la pression d'un remblai qui avait la ligne de rupture non linéaire.



a-tranches verticales **b- tranches horizontales**

Figure 3.1 : Présentation les tranches verticales et horizontales pour un talus



a-Tranches verticales **b- tranches horizontales**

Figure 3.2 : Présentation les tranches verticales et horizontales d'un sol derrière un mur de soutènement

3.3 Méthode des tranches pour la détermination de la poussée dynamique active d'un remblai stratifie de type $(c-\phi)$

3.3.1 Principes de la HSM

La méthode des tranches horizontales consiste à décomposer le profil de sol derrière le mur de soutènement (figure 3.3), afin de permettre d'appliquer les forces agissantes à chaque tranche, et ce, pour but d'estimer les poussées élémentaires de chaque tranche et la poussée totale du profil à l'aide d'un ensemble d'hypothèses simplificatrices.

Dans notre cas, pour déterminer la pression active en cas dynamique par la méthode HSM, on a considéré les hypothèses qui ont été utilisées par **Shekarian et al. (2008) ; Ghanbari, et Ahmadabadi (2010)** qui sont :

1- La surface de rupture est plane ;
2- La ligne de la surface de rupture passe par la base du mur ;
3- Le point d'application de la force verticale (V_i) inter-tranche est appliqué au centre de la longueur l_i ;
4- Les forces de cisaillement entre les tranches horizontales sont les mêmes (H_i=H_{i+1}) ;
5- Le point d'application où le R_i agit est situé au milieu de la hauteur de chaque tranche ;
6- Le point d'application où la (P_{aei}) agit est situé à mi-hauteur de chaque tranche.

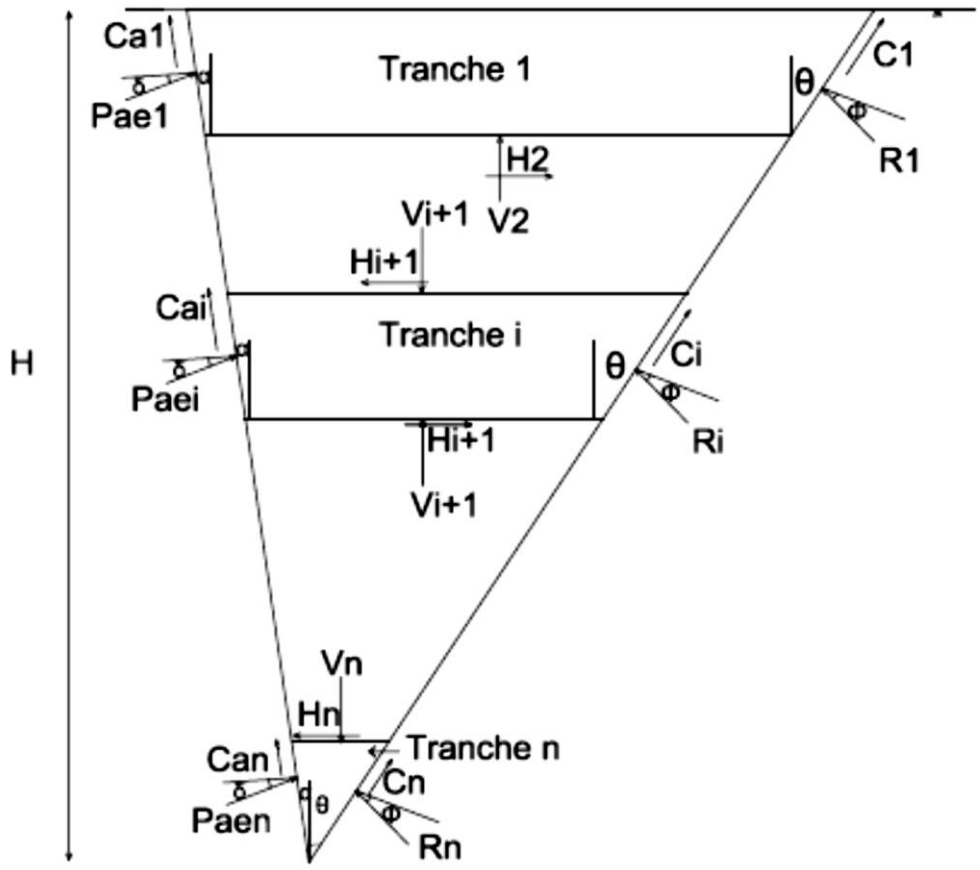


Figure 3.3 : Mur de soutènement avec le prisme de rupture devisé en tranches horizontales

3.3.2 Équations d'équilibres et formulation

Nous considérons un mur de soutènement d'une hauteur *H*, incliné par un angle α retenant un remblai stratifie. Le prisme de rupture est divisé en « *n* » tranches ayant une même épaisseur ΔH, et sa surface de rupture fait un angle θ avec le vertical (figure 3.3). Afin de trouver les relations analytiques pour le calcul de la pression active, on applique l'équilibre des forces pour chaque tranche. Considérant la « i^{eme} » tranche (figure 3.4), les forces appliquées sur cette tranche sont :

R_i : Réaction exercée par le sol sur le plan de rupture de la couche *i* ;

P_{aei} : Poussée active exercée de la couche *i* ;

C_i : La cohésion appliquée sur le plan de rupture de la couche *i* $C_i = \dfrac{c_i \Delta H}{\cos\theta}$;

Ca_i : L'adhérence appliqué sur le plan de rupture de la couche *i* $Ca_i = \dfrac{c_{a_i} \Delta H}{\cos\alpha}$;

W_i : Le poids de la tranche *i* $W_i = \gamma_i A_i = \gamma_i \Delta H^2 (\tan\theta + \tan\alpha)/2$

La force inertie horizontale $W_i k_h$

La force inertie verticale $W_i(1-k_v)$

H_i, H_{i+1} : Les forces de cisaillement appliquées sur la couche *i*

V_i, V_{i+1} : Les forces verticales appliquées sur la couche *i* $V_i = q_i l_i$

Pour calculer V_i de la couche *i*, on doit connaitre la contrainte cumulée (q_i) sur cette couche

D'où $q_i = q_{i-1} + \Delta H \gamma_{i-1}$ et $q_1 = 0$

Avec :

A_i : La surface de la tranche *i* est déterminée par $A_i = (L_i + L_{i+1})\Delta H / 2 = \Delta H^2(\tan\theta + \tan\alpha)/2$

γ_i : Le poids volumique du remblai de la couche *i*

ϕ_i : L'angle de frottement du remblai de la couche *i*

c_i : la cohésion du remblai de la couche *i*

α : L'angle d'inclinaison du mur

θ : L'angle du plan de rupture avec le vertical

δ : Angle de frottement entre le mur et le sol

C_a : l'adhérence entre le mur et le remblai

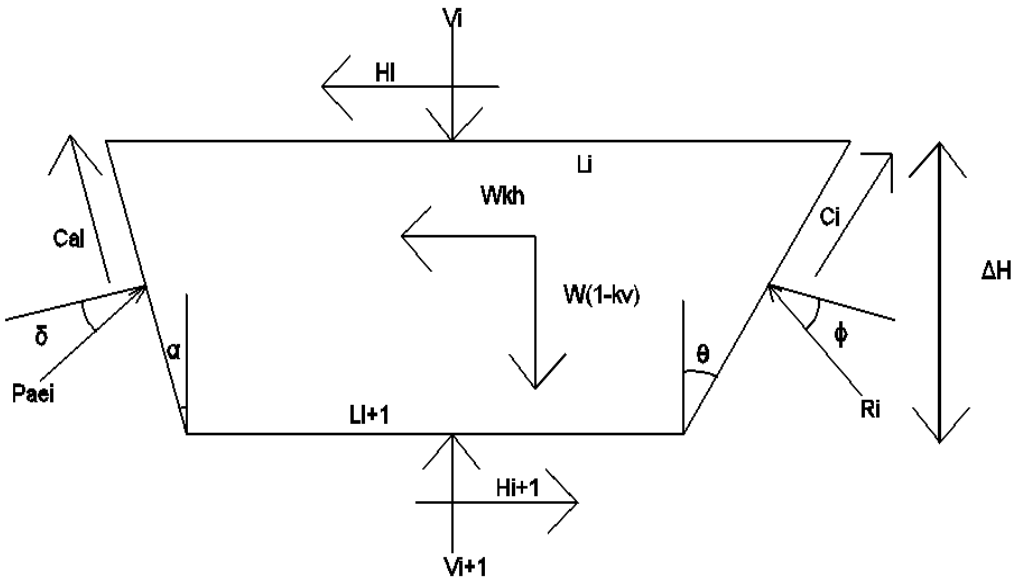


Figure 3.4 : Représentation des forces agissantes sur la tranche « *i* » à l'état d'équilibré active.

En appliquant l'équilibre des forces horizontales et verticales pour la couche (*i*), nous aurons comme suit :

$$\sum F_H = 0$$

$$R_i \cos(\theta+\phi_i) - Pae_i \cos(\delta+\alpha) - c_i(\Delta H/\cos(\theta))\cos(\pi/2-\theta) + ca_i(\Delta H/\cos(\alpha))\cos(\pi/2-\alpha) + W_i k_h + H_i - H_{i+1} = 0 \quad (3.1)$$

$$R_i \cos(\theta+\phi_i) - Pae_i \cos(\delta+\alpha) = c_i(\Delta H/\cos(\theta))\cos(\pi/2-\theta) - ca_i(\Delta H/\cos(\alpha))\cos(\pi/2-\alpha) - A_i\gamma_i k_h \quad (3.2)$$

En remplaçant

$$Ha_i = \cos(\theta+\phi_i) \quad (3.3)$$

$$Hb_i = -\cos(\delta+\alpha) \quad (3.4)$$

$$Hk_i = c_i(\Delta H/\cos(\theta))\cos(\pi/2-\theta) - ca(\Delta H/\cos(\alpha))\cos(\pi/2-\alpha) - A_i\gamma_i k_h \quad (3.5)$$

On obtient

$$Ha_i R_i + Hb_i Pae_i = Hk_i \quad (3.6)$$

$$\sum F_v = 0$$

$$R_i \sin(\theta+\phi_i) + Pae_i \sin(\delta+\alpha) + c_i(\Delta H/\cos(\theta))\sin(\pi/2-\theta) + ca_i(\Delta H/\cos(\alpha))\sin(\pi/2-\alpha) + V_{i+1} - V_i - W_i(1-k_v) = 0 \quad (3.7)$$

$$R_i \sin(\theta+\phi_i) + Pae_i \sin(\delta+\alpha) = -c_i(\Delta H/\cos(\theta))\sin(\pi/2-\theta) - ca_i(\Delta H/\cos(\alpha))\sin(\pi/2-\alpha) - V_{i+1} + V_i + A_i\gamma_i(1-k_v) \quad (3.8)$$

En remplaçant

$$Va_i = \sin(\theta+\phi_i) \quad (3.9)$$

$$Vb_i = \sin(\delta+\alpha) \quad (3.10)$$

$$Vk_i = -c_i(\Delta H/\cos(\theta))\sin(\pi/2-\theta) - ca(\Delta H/\cos(\alpha))\sin(\pi/2-\alpha) - V_{i+1} + V_i + A_i\gamma_i(1-k_v) \quad (3.11)$$

On obtient

$$Va_i R_i + Vb_i Pae_i = Vk_i \quad (3.12)$$

Donc chaque couche (tranche), on a 2 équations avec 2 inconnus, et pour la couche (*i*) le système est le suivant :

$$Ha_i R_i + Hb_i Pae_i = Hk_i \quad (3.13)$$

$$Va_i R_i + Vb_i Pae_i = Vk_i \quad (3.14)$$

Pour toutes les couches on obtient une matrice de (*2n*X*2n*), et on aura un système linéaire de la forme *AF=B* ; où *F* est la solution de l'équation qui représente les forces inconnues composées de réactions (R_i) et des poussées actives dynamique (P_{aei}) de chaque sous couches.

$$\begin{bmatrix} Ha_1 & Hb_1 & & & & & & & \\ Va_1 & Vb_1 & & & & & & & \\ & & Ha_2 & Hb_2 & & & & & \\ & & Va_2 & Vb_2 & & & & & \\ & & & & Ha_i & Hb_i & & & \\ & & & & Va_i & Vb_i & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & Ha_n & Hb_n & \\ & & & & & & Va_n & Vb_n & \end{bmatrix} \begin{bmatrix} R_1 \\ Pae_1 \\ R_2 \\ Pae_2 \\ \\ R_i \\ Pae_i \\ \\ R_n \\ Pae_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Hk_1 \\ Vk_1 \\ Hk_2 \\ Vk_2 \\ \\ Hk_i \\ Vk_i \\ \\ Hk_n \\ Vk_n \end{bmatrix} \qquad (3.15)$$

et $F = \dfrac{B}{A}$ Avec :

$$A = \begin{bmatrix} Ha_1 & Hb_1 & & & & & & & \\ Va_1 & Vb_1 & & & & & & & \\ & & Ha_2 & Hb_2 & & & & & \\ & & Va_2 & Vb_2 & & & & & \\ & & & & Ha_i & Hb_i & & & \\ & & & & Va_i & Vb_i & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & Ha_n & Hb_n & \\ & & & & & & Va_n & Vb_n & \end{bmatrix}, \; B = \begin{bmatrix} Hk_1 \\ Vk_1 \\ Hk_2 \\ Vk_2 \\ \\ Hk_i \\ Vk_i \\ \\ Hk_n \\ Vk_n \end{bmatrix}$$

La solution de l'équation (3.15) est effectuée pour un angle de rupture supposé. On doit varie chaque fois θ et résoudre l'équation (3.15) jusqu'à la détermination de la poussée active maximale.

3.3.3 Résolution numérique

Pour résoudre l'équation (3.15) du system (figure 3.3), et afin de déterminer la poussée active dynamique correspondant à l'angle de rupture critique, un programme sous Matlab a été développé.

Il est important de noter que l'angle de rupture (θ_c) varie entre la ligne verticale et la ligne de la surface de rupture (figure 3.3).

Pour que la rupture soit produite, l'angle (θ_c) est varié entre (θ_{max}, θ_{min}), ou bien entre $\theta_c \in [90, 0]$.

Le déroulement logique du programme développé suit les étapes suivantes :

- Entrée des données du system ;
- Développement d'un procédé de variation du θ_c, sachant que (θ_c) est varié entre (θ_{max}, θ_{min}), le pas de variation est $\Delta\theta = -0.5^{\circ}$;
- Détermination les forces verticales ;
- Calcul les coefficients des équations d'équilibres ;
- Détermination les R_i et P_{aei} élémentaires exercées sur chaque couche à partir de la résolution de la matrice des tranches qui est : $F = A^{-1}B$;
- Calcul de la poussée totale $(Pae)_{Totale}$ qui est la somme des poussées élémentaires $(Pae)_{Totale} = \sum_{i=1}^{n} Pae_i$;
- Enregistrement des résultats de la $(Pae)_{Totale}$ jusqu'à la boucle de la variation de θ_c entre $(\theta_{max}, \theta_{min})$ est terminée.

Enfin, cette application nous a conduit d'obtenir la $(Pae)_{Totale}$ maximale, cette dernière permet de définir le (θ_c) critique.

Un organigramme de la procédure développé est présenté ci-dessous

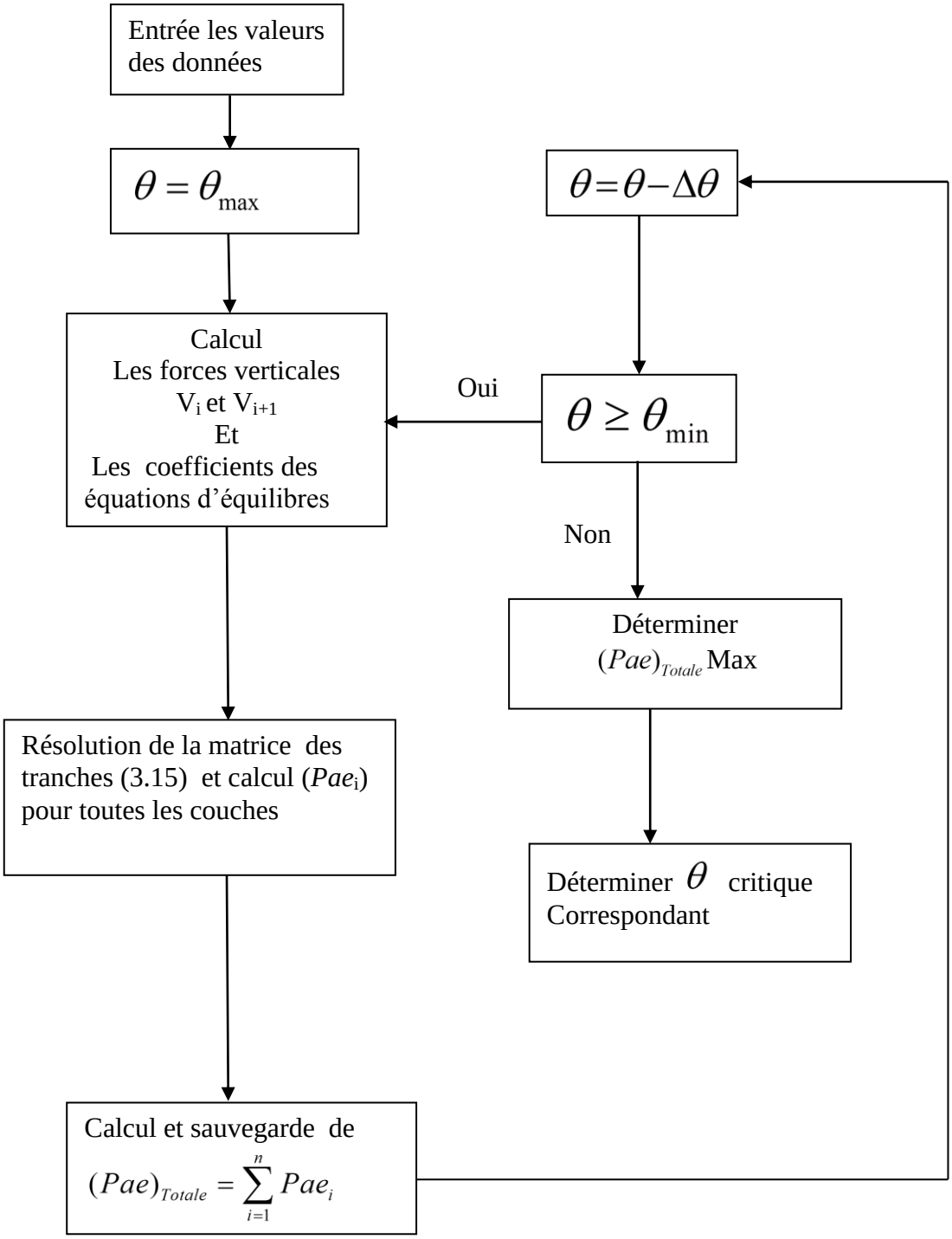


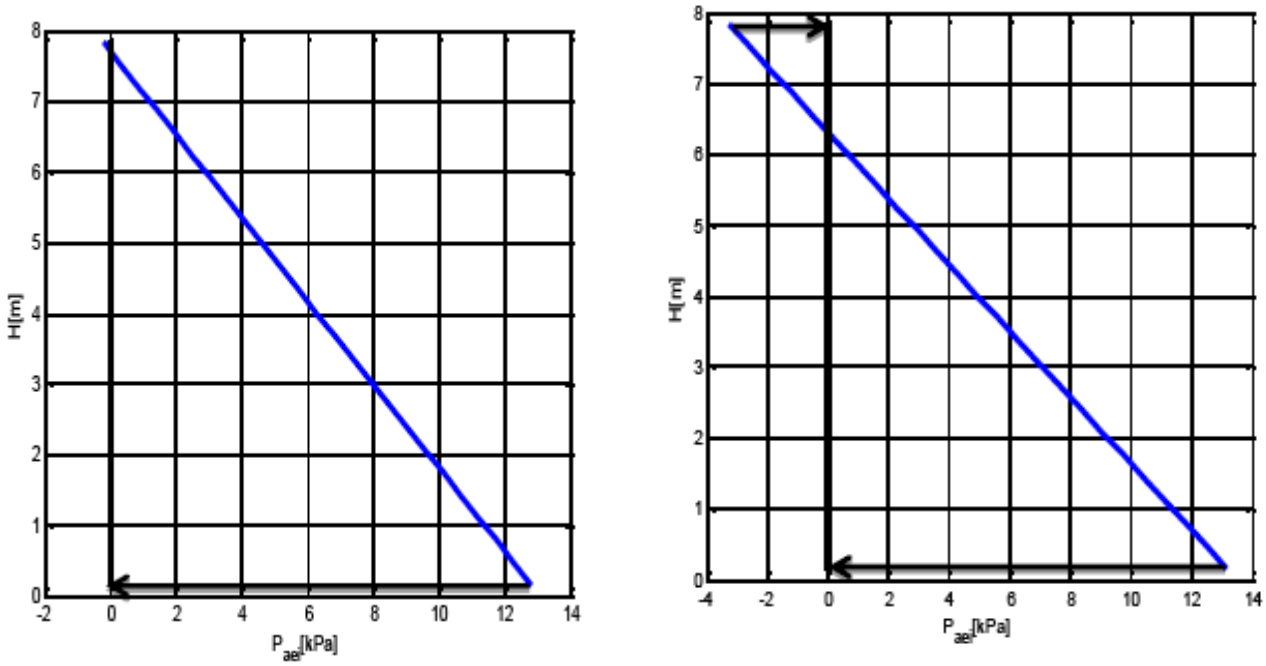
Figure 3.5 : Organigramme du procédé de solution

Pour vérifier notre application développée, on a étudié un exemple d'un mur de soutènement retenant un remblai cohérent de type $(c-\phi)$ composé de 25 couches afin de calcul la poussée active en cas statique et dynamique.

Les données utilisées sont : $k_v = k_h / 2$, $\phi_1 = \phi_i = ... = \phi_{25} = \phi$ =35°, $\gamma_1 = \gamma_i = ... = \gamma_{25} = \gamma$ =18KN/m3, $c_1 = c_i = ... = c_{25} = c$ =10 KN/m2, c_a=8 KN/m2, $\delta = 2/3\phi$, H = 8m, α=15°. Les valeurs des poussées élémentaires (P_{aei}) pour chaque couche et la poussée totale ainsi que l'angle de rupture θ_c sont présentées dans le tableau (3.1) ci-dessous.

Tableau 3.1 : Valeurs des poussées élémentaires (P_{aei}), la poussée totale $(P_{ae})_{Totale}$ et l'angle θ_c déterminées par la méthode des tranches horizontales.

$K_h=2k_v$	$(P_{ae})_{Totale}$ (kPa)	θ_c	N° couche	P_{aei} (kPa)	N° couche	P_{aei} (kPa)	N° couche	P_{aei} (kPa)
(cas statique)	123.801	26.50°	1	-3.2585	10	2.8994	19	9.0574
			2	-2.5743	11	3.5836	20	9.7416
			3	-1.8901	12	4.2678	21	10.4258
			4	-1.2059	13	4.9521	22	11.1100
			5	-0.5217	14	5.6363	23	11.7942
			6	0.1626	15	6.3205	24	12.4784
			7	0.8468	16	7.0047	25	13.1626
			8	1.5310	17	7.6889		
			9	2.2152	18	8.3731		
(cas dynamique)	157.335	32°	1	-0.2226	10	4.6644	19	9.5514
			2	0.3204	11	5.2074	20	10.0944
			3	0.8634	12	5.7504	21	10.6374
			4	1.4064	13	6.2934	22	11.1804
			5	1.9494	14	6.8364	23	11.7234
			6	2.4924	15	7.3794	24	12.2664
			7	3.0354	16	7.9224	25	12.8094
			8	3.5784	17	8.4654		
			9	4.1214	18	9.0084		



a) En cas statique **b) En cas dynamique**

Figure 3.6 : Distribution de la poussée active (HSM)

A partir de la figure (3.6), on remarque que l'allure de la distribution de la poussée active en cas statique et dynamique déterminée par HSM est identique que l'allure de la distribution de la poussée active des sols cohérents déterminée par la méthode de **Rankine.**

3.4 Validation

Pour la validation de notre application, on compare les résultats obtenus par notre méthode à ceux obtenus par la formule de **Ghosh et Sengupta (2012a)** pour remblai de type $(c-\phi)$ et avec la méthode **Mononobe-Okabe (1929)** pour un remblai composé d'un sol pulvérulent sec.

3.4.1 Comparaison avec Ghosh et Sengupta

Pour faire la comparaison entre les résultats de ces méthodes, nous avons utilisé: un remblai composé de 25 sous couches identiques ($\phi_1=\phi_2=...=\phi_i=\phi_{25}, \gamma_1=\gamma_2=...=\gamma_i=\gamma_{25}$, $c_1=c_2=...=c_i=c_{25}$) et un autre remblai constitué par une seul couche ayant des caractéristiques ϕ,γ,c. Pour faire le calcul par les deux méthodes, les valeurs suivantes sont considères : $k_v=k_h/2$, $\phi_i=\phi$=35°, $\gamma_i=\gamma$=18 KN/m^3, $c_i=c$=10 KN/m^2, c_a=8 KN/m^2, δ = $2\phi/3$, q = 0, H = 8 m, α=15°. Les résultats de la comparaison obtenus sont présentés dans le tableau (3.2) et la figure 3.7.

Tableau 3.2 : Résultats de la comparaison de la poussée active dynamique obtenus par la (HSM) et par la formulation de Ghosh et Sengupta.

k_h	0.1	0.2	0.3	0.4
(P_{ae}) Ghosh et Sengupta (2012a)	157.3351	203.1255	269.5797	375.5092
$(Pae)_{Totale}$ Présente application de la HSM	157.3350	203.1234	269.5710	375.5039

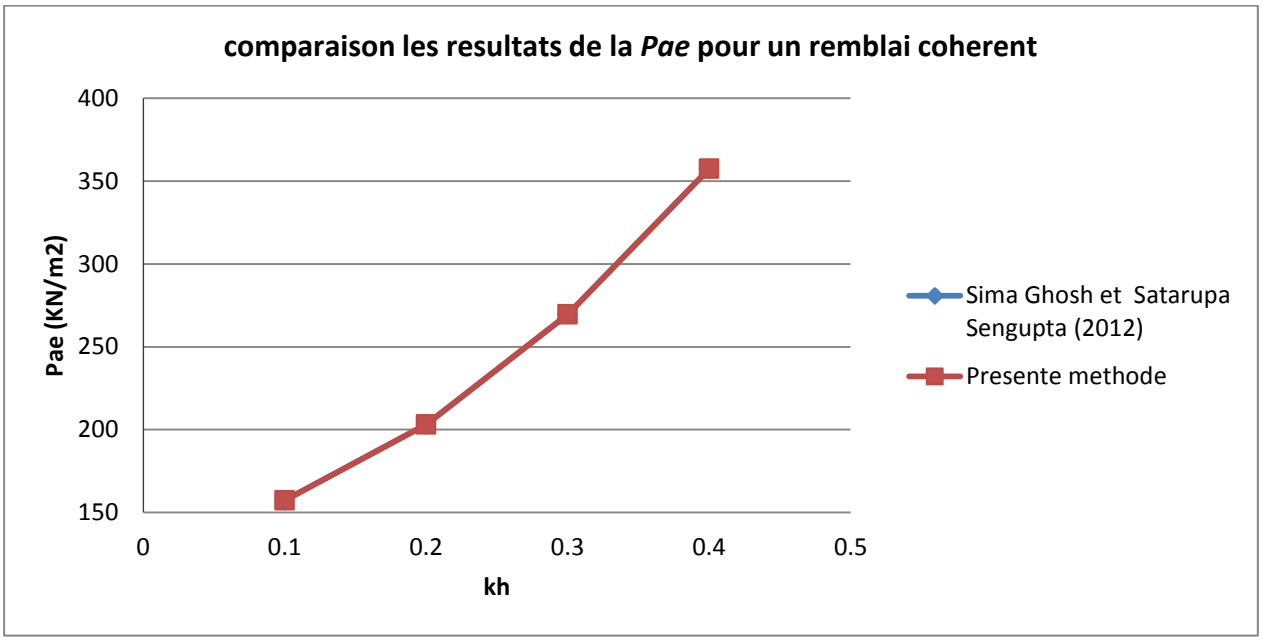


Figure 3.7 : Détermination de la (*Pae*) par la méthode de tranches et la formulation de Ghosh et Sengupta (2012a) pour un sol cohérent

3.4.2 Comparaison avec la méthode de Mononobe-Okabe

Pour cette comparaison, la même procédure a été considéré que la première comparaison, mais le remblai considéré est composé d'un sol pulvérulent sec d'où $c_i = c = c_a = 0$. Les valeurs suivantes des paramètres, de la géométrie du mur et des propriétés des sols sont considérées: $k_v = k_h / 2$, $\phi_i = \phi = 35°$, $\gamma_i = \gamma = 18$ KN/m^3, $\delta = 2\phi/3$, $\alpha = 15°$, $H = 8$ m, $q = 0$,. Les résultats de la comparaison obtenus sont présentés dans le tableau (3.3) et la figure (3.8).

Tableau 3.3: Résultats de la comparaison de la poussée active dynamique obtenus par la (HSM) et par Mononobe-Okabe

k_h	0.1	0.2	0.3	0.4
(P_{ae}) Mononobe-Okabe	254.550	304.740	386.495	546.500
$(Pae)_{Totale}$ Présente application de la HSM	247.335	296.040	376.0372	533.315
Ghosh et Sengupta (2012)	247.498	296.042	376.040	533.334

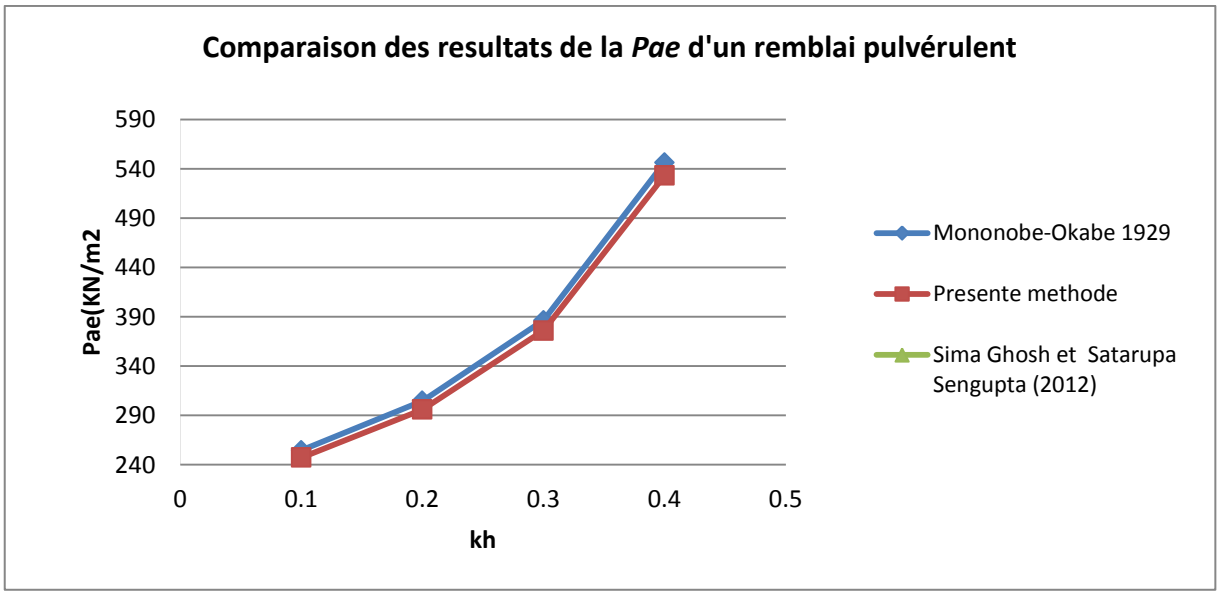


Figure 3.8 : Détermination de (*Pae*) par les méthodes de tranches et (M-O) d'un sol pulvérulent

A partir des résultats présentes dans les tableaux (3.2) et (3.3), Nous pouvons conclure que notre programme de calcul de la poussée active par HSM donne des résultats en parfaite concordance avec ceux obtenus par la formulation de **Ghosh et Sengupta (2012a)** pour les sols de type $(c-\phi)$, en considérant que l'adhérence (c_a) est différente de la cohésion (c). Mais en comparaison avec la méthode de **Mononobe-Okabe (1929)** pour les sols pulvérulents secs, on constate une différence légère qui ne dépasse pas du 3%.

Compte tenu des résultats obtenus cités ci-dessus entre la méthode de tranches horizontales utilisée dans la présente étude et les formulations de **Ghosh et Sengupta (2012a) et Mononobe-Okabe (1929)**, on peut dire que la détermination de la poussée active dynamique d'un remblai stratifie de type $(c-\phi)$ de notre cas par la méthode des tranches horizontales avec l'approche pseudo-statique à l'état d'équilibre limite est valable et donne des résultats acceptables avec les avantages suivants :

- ✓ Possibilité de la détermination de la poussée dynamique élémentaire de chaque couche
- ✓ Décomposition le profil de sol à des tranches qui donne la possibilité d'introduire les propriétés à chaque couche et donc permet d'étudier l'effet de la variabilité spatiale en profondeur des propriétés de sol des profils non-homogène.

3.5 Étude paramétrique de l'effet de la variation des propriétés des sols sur la poussée dynamique active et l'angle de rupture critique

Dans cette partie, le programme développé sera utilisée pour faire une étude paramétrique de l'effet de la variation des propriétés des sols (l'angle de frottement, le poids volumique et la cohésion) sur la poussée active et l'angle de rupture critique d'un remblai de type $(c-\phi)$ stratifie retenu par un mur de soutènement. Les données ci-dessous sont utilisées :

La hauteur du mur H=8 m;

Nombre de sous couche n=25 ;

L'angle d'inclinaison du mur α =15°;

L'angle de frottement du remblai $\phi_i = \phi = 35°$;

Poids volumique du remblai $\gamma_i = \gamma = 18\ \mathrm{KN}/m^3$;

La cohésion du remblai $c_i = c = 10\ \mathrm{KN}/m^2$;

L'adhérence c_{ai}= c_a =8 KN/m^2 ;

L'angle de frottement mur-sol $\delta = 2/3\phi$;

Coefficients d'accélération sismique K_v=K_h/2.

3.5.1 Effet de l'angle de frottement du sol (ϕ)

- ✓ **La poussée active dynamique**

La figure (3.9) montre l'effet de la variation de l'angle de frottement du remblai sur la poussée dynamique active (P_{ae}). A partir des courbes tracées, on peut remarquer que l'augmentation de l'angle de frottement (ϕ) engendre une diminution remarquable de la poussée dynamique active (P_{ae}). Pour k_h =0.2, à ϕ = 30°, 35° et 40°, les valeurs de (P_{ae}) sont : 230, 205 et 180 Kpa respectivement, donc l'augmentation de l'angle de frottement interne du remblai augmente la rigidité du remblai et la résistance aux efforts de cisaillement qui diminue la poussée dynamique. On peut observer aussi, plus que le coefficient d'accélération sismique (k_h) augmente, la poussée dynamique (P_{ae}) augmente quelle que soit la valeur de l'angle de frottement.

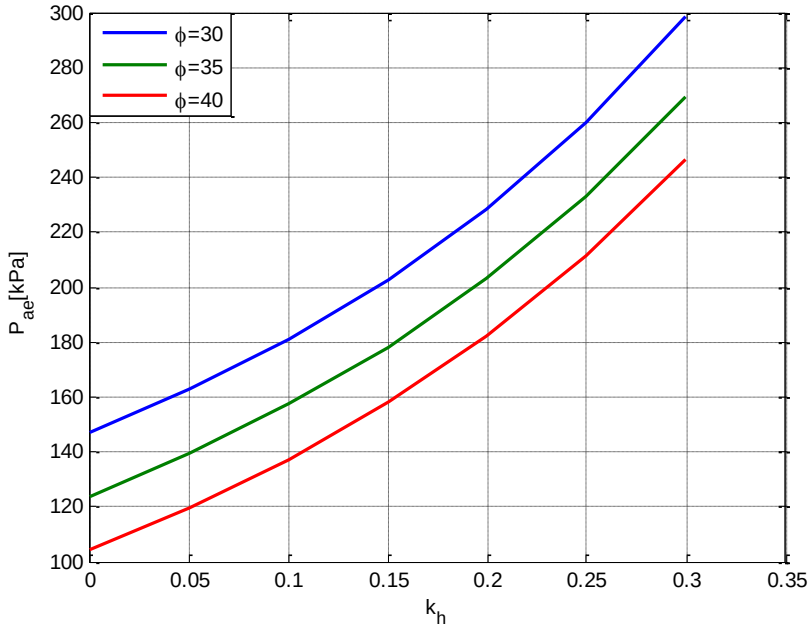


Figure 3.9 : Influence de l'angle de frottement sur *Pae*

La variation de l'angle de frottement (ϕ) a une influence sensible sur la poussée dynamique active (P_{ae}); pour k_h=0.1, k_v=0.05, la $Pae_{(\phi=35)}$ est réduite d'environ 16% par rapport à $Pae_{(\phi=30)}$. A cet effet, pour atténuer la poussée dynamique sur le mur de soutènement, il est préférable d'utiliser un remblai de matériaux aussi frottant que possible.

- ✓ **L'angle de rupture critique**

La figure 3.10 présente l'effet de la variation de l'angle de frottement d'un remblai sur l'angle de rupture critique θ_c . A partir de ces courbes nous pouvons constater que :

- ✓ L'augmentation de l'angle de frottement (ϕ) induit une diminution de l'angle de rupture critique (θ_c). L'augmentation de l'angle de frottement permet de diminuer la surface du remblai qui compose le prisme de rupture lors d'un séisme.
- ✓ L'angle de rupture critique (θ_c) augmente avec l'augmentation de coefficient d'accélération sismique (k_h), quelle que soit la valeur de l'angle de frottement.

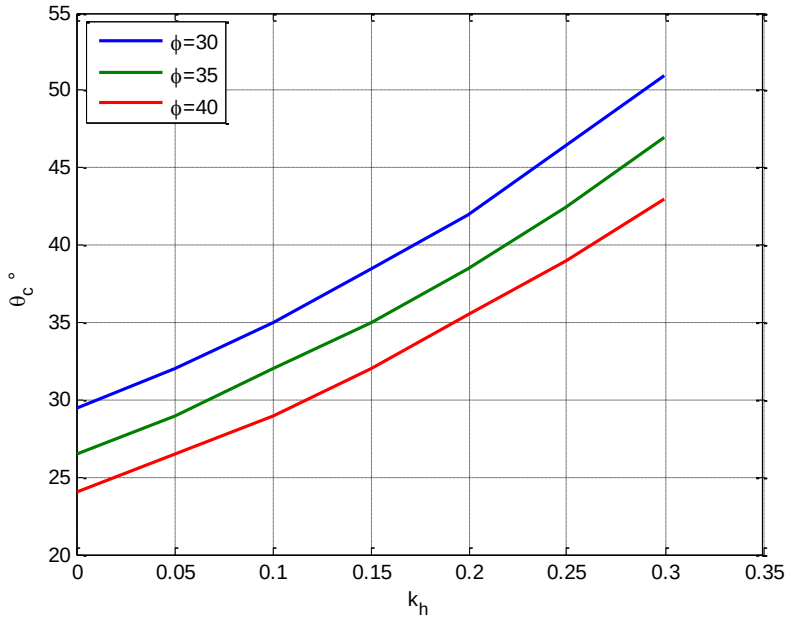


Figure 3.10 : Influence de l'angle de frottement sur θ_c

3.5.2 Effet du poids volumique (γ)

- ✓ **La poussée active dynamique**

La figure (3.11) exprime l'effet de la variation de la masse volumique (γ) du remblai arrière sur la poussée dynamique active (P_{ae}). L'analyse des graphes de la figure, relevé que l'accroissement des valeurs du poids volumique (γ) induit une augmentation légère de la poussée active dynamique (P_{ae}). Pour k_h =0.2, la poussée active dynamique (P_{ae}) varie de 170 à 200 Kpa quand γ varie de 16 à 20KN/m3. L'augmentation des valeurs de la masse volumique (γ), signifie que le remblai devient dense, donc cette densification implique une augmentation de la poussée dynamique (P_{ae}). Aussi on observe plus que le coefficient d'accélération sismique (k_h) augmente, la poussée dynamique (P_{ae}) augmente aussi, quelle que soit la valeur du poids volumique.

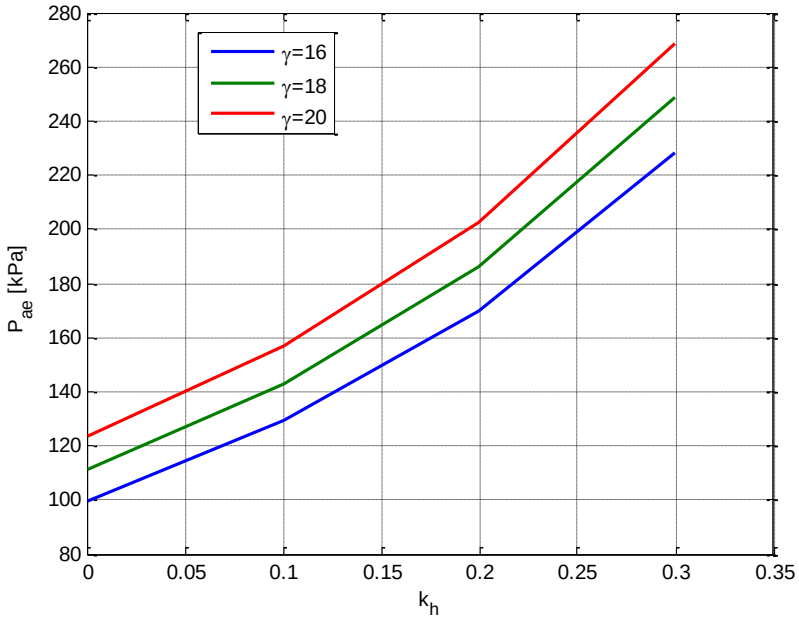


Figure 3.11 : Influence du poids volumique sur *Pae*

Pour k_h=0.1, k_v=0.05, la $Pae_{(\gamma=20)}$ est plus élevé d'environ de 10% que la $Pae_{(\gamma=18)}$. Donc pour réduire la poussée dynamique sur le mur de soutènement, il est préférable d'utiliser un remblai moins dense.

- ✓ **L'angle de rupture critique**

A partir des courbes de la figure (3.12), on peut conclure que la variation du poids volumique n'a pas d'influence sur l'angle de rupture critique (θ_c).

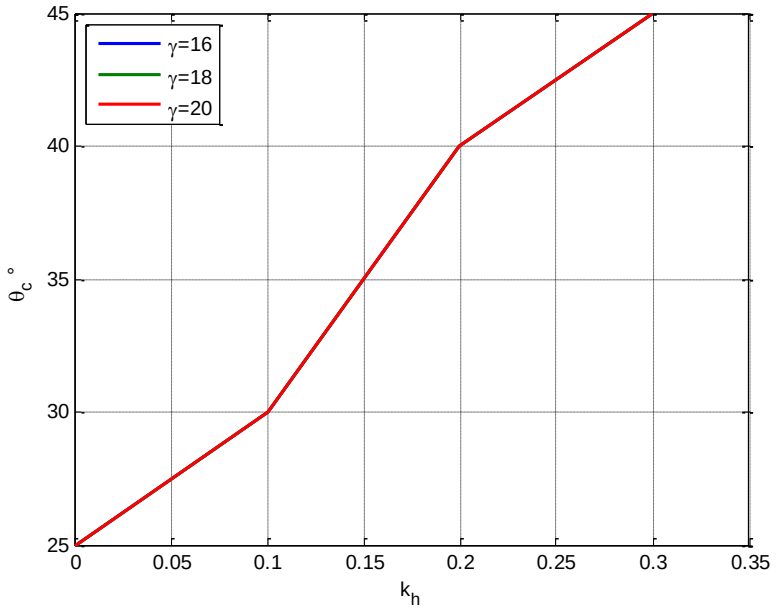


Figure 3.12 : Influence du poids volumique sur θ_c

3.5.3 Effet de la cohésion du remblai (*c*)

- ✓ **La poussée active dynamique.**

La figure (3.13) montre l'effet de la variation de la cohésion (*c*) du remblai sur la poussée dynamique (P_{ae}). A partir de ces courbes, on peut remarquer ce que suit :

- ✓ L'augmentation des valeurs de la cohésion diminue l'ampleur de la poussée active (P_{ae}). Par exemple, à k_h =0.2, les valeurs (P_{ae}) pour c =10, 15 et 20 kN/m^2, respectivement sont: 205, 155 et 115 Kpa. Donc l'augmentation de la cohésion du remblai augmente les forces de contact entre les particules et permet l'augmentation de la rigidité du remblai (augmentation de la force de cisaillement τ), et par conséquence, la réduction de la poussée dynamique.
- ✓ La poussée dynamique (Pae) augmente avec l'augmentation au coefficient d'accélération sismique (k_h), quelle que soit la valeur de la cohésion.

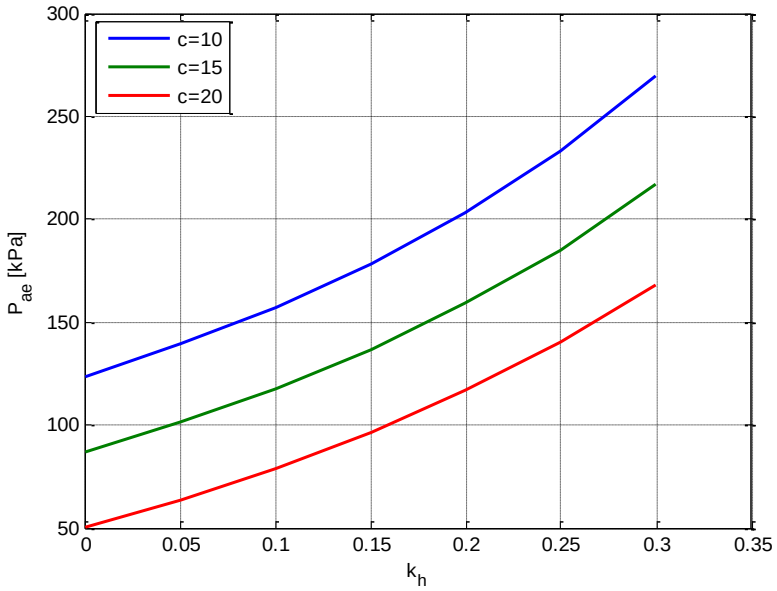


Figure 3.13 : Influence de la cohésion sur *Pae*

La variation de la cohésion à une considérable influence sur les valeurs de la poussée dynamique active, dans notre cas pour k_h=0.2, la $Pae_{(c=10)}$ est plus élevé d'environ 40% que la $Pae_{(c=15)}$, donc les sols cohérents réduisent la poussée dynamique active sur les murs de soutènement.

- ✓ **L'angle de rupture critique**

La figure (3.14) illustre l'effet de la variation de la cohésion (*c*) du remblai sur l'angle de rupture critique (θ_c). A partir des courbes tracées, on constate que l'augmentation de la cohésion engendre, une diminution de l'angle de rupture critique (θ_c). L'augmentation de la

cohésion implique la réduction de la poussée dynamique qui permet de diminuer la surface du remblai qui composé le prisme de rupture. On peut observer aussi que l'angle de rupture critique (θ_c) augmente avec l'augmentation de coefficient d'accélération sismique (k_h), quelle que soit la valeur de la cohésion.

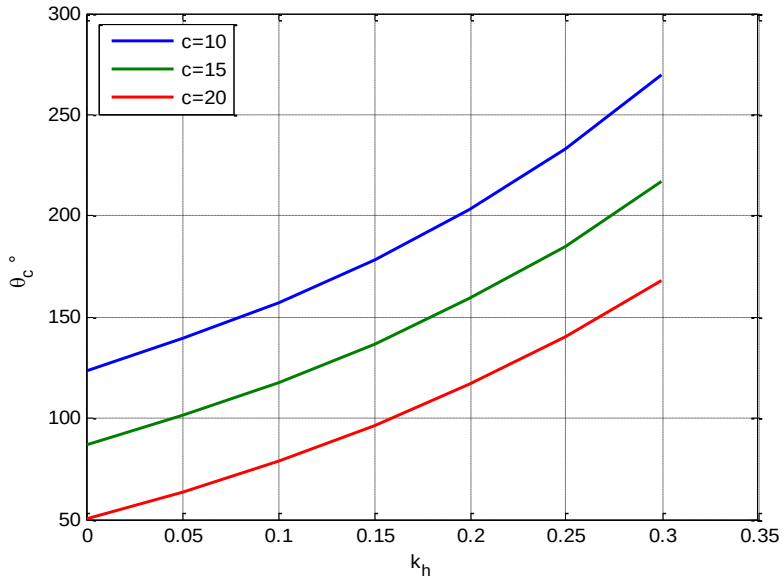


Figure 3.14 : Influence de la cohésion sur θ_c

3.6 Conclusion

Dans ce chapitre, on a présenté la méthode des tranches horizontales qui a été utilisée dans les études antérieures pour calculer les poussées actives ou passives des sols homogènes, laquelle a été exploité dans notre étude pour déterminer la poussée dynamique active d'un sol de type $(c-\phi)$ non homogène (formé de plusieurs sous couches) avec considération que la force de l'adhérence (c_a) est différente de la force de cohésion (c), et ce, en développant un programme sous Matlab basé sur la résolution des équations d'équilibres.

La comparaison des résultats obtenus avec ceux d'autres méthodes homologues présente une bonne concordance, et cela assure la validation du programme développé. On peut déduire aussi que la (HSM) est performante par rapport aux autres méthodes citées dans les chapitres précédents, et ce, pour la détermination des pressions statiques et sismiques, ainsi que l'angle de rupture critique des remblais non homogène de type $(c-\phi)$.Une étude paramétrique a été faite pour étudier l'effet de la variation des propriétés de sol (angle de frottement, poids volumique et cohésion) sur la poussée dynamique active et l'angle de rupture critique d'un sol de type $(c-\phi)$ retenu par un mur de soutènement. Les résultats montrent que la poussée sismique active (P_{ae}) diminue avec l'augmentation de l'angle de frottement interne et de la cohésion. Par contre, la (P_{ae}) augmente en augmentant le poids volumique.

Chapitre 4
Simulation des propriétés du sol

4.1 Introduction

Les propriétés physiques et mécaniques d'un sol présentent toutes une certaine variabilité naturelle dont l'origine vient de la complexité des processus géologiques naturels mis en jeu (érosion, transport, dépôt, compaction, transformation physicochimique,…) qui mènent à la constitution d'un sol. On peut utiliser des techniques très variées pour analyser cette variabilité naturelle. Parmi ces techniques, on peut citer l'analyse par régression, la géostatistique ainsi que les techniques basées sur les champs aléatoires. La technique d'analyse la plus courante basées sur les champs aléatoires consiste à décomposer les variations observées de chaque propriété en une fonction déterministe, appelée dérive ou tendance, et une composante aléatoire de moyenne nulle **(Fenton,1990; Fenton et Vanmarcke, 1998).** Dans une telle décomposition, la tendance représente l'effet de phénomènes qui influencent la formation du sol pendant de longues périodes, tandis que la composante aléatoire décrit les fluctuations de courte durée des états de formation du sol.

Dans ce chapitre, on va présenter une formulation stochastique pour la simulation des propriétés du sol non bornées et bornées, appelée méthode probabiliste de simulation indirecte de champs aléatoires non-Gaussien **(Nour et al, 2002 et Nour 2003).** Ainsi, on associe à la variable aléatoire non bornée la loi de distribution lognormale (la cohésion), et à la variable aléatoire bornée la loi de distribution beta (l'angle de frottement et le poids volumique).

4.2 Généralités sur les lois de probabilités

Généralement on peut représenter un phénomène aléatoire par un nombre aléatoire, X, dont la valeur dépend du résultat de l'essai. X est une fonction définie sur l'ensemble des résultats possibles du phénomène aléatoire. La variable X est appelée variable aléatoire. On distingue les variables aléatoires continues et discrètes ;

4.2.1 Notions sur la théorie des champs aléatoires

L'analyse déterministe suppose une connaissance complète des propriétés et de l'état initial du système, de même que l'exacte évolution temporelle de l'excitation, par contre, l'analyse probabiliste admet une incertitude dans la connaissance de un ou plusieurs éléments des deux sources principales de comportement aléatoire : Les systèmes et les forces d'excitations. De ce fait, on présente quelques notions importantes en probabilité qui seront utilisées par la suite pour définir le système imparfaitement connu.

4.2.1.1 Variables aléatoires discrètes

Une variable aléatoire est dite discrète si elle ne prend que des valeurs discontinues dans un intervalle donné (borné ou non borné). L'ensemble des nombres entiers est discret. En règle générale, toutes les variables qui résultent d'un dénombrement ou d'une numération sont de type discret.

4.2.1.2Variables aléatoires continues

Une variable aléatoire est dite continue si elle peut prendre toutes les valeurs dans un intervalle donné (borné ou non borné). En règle générale, toutes les variables qui résultent d'une mesure sont de type continu.

- **Fonction de probabilité :**

Le moyen le plus simple de décrire une variable aléatoire *X* est de donner sa fonction de probabilité qui définit la probabilité que la variable aléatoire prenne ses différentes valeurs x_i

$$p_x(x_i) = \Pr(X = x_i) \tag{4.1}$$

- **La moyenne** :

Si X est une variable aléatoire discrète avec une fonction de probabilité $p_x(x_i)$, sa valeur moyenne notée E(x) est définie comme suit : $\mu_x = E(X) = \sum_{x_i} x_i \; p_x(x_i)$ (4.2)

- **Variance et Ecart type** :

La deuxième importante quantité d'une variable aléatoire après la moyenne est la mesure de sa variabilité. Cette quantité nous offre une mesure sur la dispersion des valeurs aléatoires autour de la valeur centrale.

$$\text{var}(X) = \sum_{x_i} (x_i - \mu_x)^2 \, p_x(x_i) \tag{4.3}$$

Pour un souci dimensionnel, il est préférable de mesurer la dispersion à travers l'Écart type

$$\sigma_x = \sqrt{\text{var}(X)} \tag{4.4}$$

4.2.2 Lois de probabilités

Les phénomènes naturels sont souvent modélisés avec des distributions continues. On peut nommer entre autres : les lois uniformes, normales, log-normales, exponentielles, gamma, bêta, etc. Trois sont plus souvent utilisées pour caractériser des propriétés géotechniques

4.2.2.1 Loi normale (de Laplace-Gauss)

La distribution de probabilité la plus importante dans la théorie, aussi bien que dans l'application est la gaussienne ou de distribution normale. Une variable aléatoire X est gaussienne ou normale si son PDF est de la forme :

$$f_X(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-u}{\sigma}\right)^2\right] \quad -\infty \prec x \prec +\infty \tag{4.5}$$

Où u et σ représentent respectivement la moyenne et l'écart type de la variable aléatoire X. La caractéristique de la V.A Gaussienne est complètement définie par sa moyenne et sa variance.

La loi normale (de Laplace-Gauss).

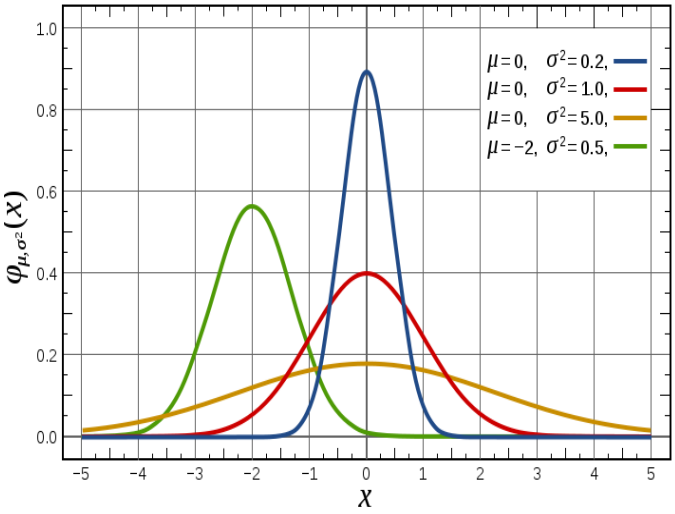


Figure 4.1 : Densité de probabilité processus Gaussien (ou normal)

4.2.2.2 Loi log-normale

Une variable aléatoire *X* est dite suivre une loi log-normale de paramètres μ et σ si la variable *Y* = ln(*X*) suit une loi normale de paramètres μ et σ La caractéristique de la Loi log-normale est qu'elle permet d'analyser une grande variabilité dans les valeurs positives.

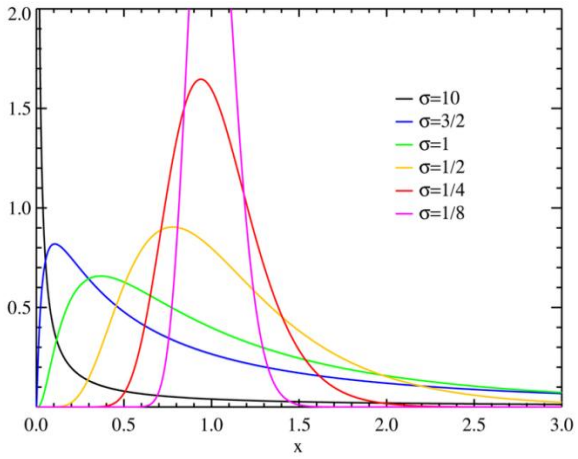


Figure 4.2 : Densité de probabilité Loi log-normale.

4.2.2.3 Loi Bêta

C'est une loi de probabilité définie entre deux bornes, il peut s'avérer plus séduisant de recourir à des lois naturellement bornées, comme la loi log-normale ou la loi bêta, hormis la loi uniforme, qui reste assez pauvre. La loi bêta présente par ailleurs l'avantage de bénéficier de paramètres de forme : ces derniers permettent de donner à la loi bêta une forme proche d'autres lois.

La loi beta est de la forme:

$$f\left(x;\alpha,\beta\right)=\frac{x^{\alpha-1}(1-x)^{\beta-1}}{\int_0^1 u^{\alpha-1}\left(1-u\right)^{\beta-1}\,du}=\frac{\Gamma(\alpha+\beta)}{\Gamma(\alpha)\Gamma\left(\beta\right)}x^{\alpha-1}\left(1-x\right)^{\beta-1}=\frac{1}{B(\alpha,\beta)}x^{\alpha-1}\left(1-x\right)^{\beta-1} \qquad (4.6)$$

Où Γ est la fonction gamma.

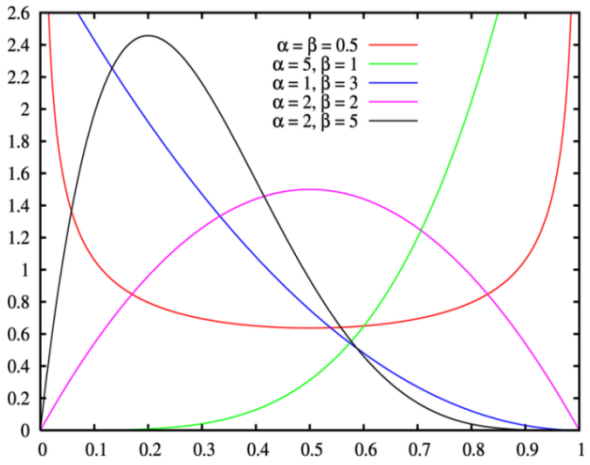


Figure 4.3 : Densité de probabilité Loi bêta

4.2.3 Processus Stochastiques Stationnaires

Un processus aléatoire est dit stationnaire ou strictement stationnaire, si les distributions de probabilités obtenues pour l'ensemble ne dépendent que des temps relatifs et non absolus (t_i) ou encore, si sa structure de probabilité est invariante vis-à-vis d'un changement de l'origine des temps.

4.2.3.1 Fonction d'Autocorrélation

Étudier la corrélation entre deux variables aléatoires, c'est étudier l'intensité de la liaison qui peut exister entre ces deux variables. Une mesure de cette corrélation est obtenue par le calcul de La fonction d'auto-corrélation, pour un processus aléatoire $X(t)$, Fonction d'auto-corrélation est définie comme la valeur moyenne du produit des V.A $X(t_1)$ et $X(t_2)$ du processus.

$$R_{XX}(t_1,t_2) = E[X(t_1)\cdot X(t_2)] \qquad (4.7)$$

Pour un processus aléatoire stationnaire, l'équation (4.7) dépend simplement de la différence des arguments (séparation des instants).

$$R_{XX}(t_1,t_2) = R_{XX}(\tau), \qquad \tau = t_2 - t_1 \qquad (4.8)$$

Pour un processus aléatoire stationnaire, la fonction d'auto-corrélation est symétrique $R_{XX}(\tau) = R_{XX}(-\tau)$ et sa valeur maximale est atteinte à son origine ($\tau = 0$).

4.3 Simulation des propriétés du sol

La méthode probabiliste de simulation indirecte de champs aléatoires non-gaussien est basée sur la théorie des champs aléatoires, cette approche utilise une hypothèse de base qui consiste à décomposer la variable aléatoire en une tendance déterministe, et en une composante aléatoire décrivant la variabilité autour de cette tendance **(Fenton, 1990 ; Fenton et Vanmarcke, 1998)**.

Dans une telle décomposition, la tendance représente l'effet de phénomènes qui influencent la formation du sol pendant de longues périodes, tandis que la composante aléatoire décrit les fluctuations de courte durée des états de formation du sol.

Soit la variable aléatoire $f_p(z)$ décrivant une propriété du sol définie par la fonction déterministe $f_{0p}(z)$ décrivant la tendance dans le sens vertical, elle est prise dans la pratique comme étant la moyenne des valeurs mesurées, et également en fonction du champ aléatoire Gaussien à moyenne nulle, et à variance unité $\Delta f_p(z)$ décrivant les fluctuations autour de la tendance. On peut écrire **(Fenton, 1990).**

$$f_p(z) = \Re\left[f_{0p}(z) + \sigma_p \Delta f_p(z) \right] \tag{4.9}$$

$\Re$ est une transformation du processus Gaussien $\Delta f_p(z)$ vers une distribution appropriée pour $f_p(z)$ et σ_p représente l'écart type.

L'application de la théorie du champ aléatoire sera beaucoup simplifiée si les données sont stationnaires, c.-à-d. que la distribution de probabilité qui gouverne la série des données est indépendante de la position des échantillons. Mais la plupart des propriétés du sol mesurées présentent un caractère non-stationnaire **(Jaksa, 1995)**, la représentation des champs aléatoires par l'équation (4.9) se justifie comme un outil de décomposition des données en composante déterministe supposée la source de la non-stationnarité et en une composante aléatoire fluctuant autour de cette dernière supposée stationnaire. Dans la suite, on s'intéresse principalement à la technique permettant d'évaluer la composante aléatoire $\Delta f_p(z)$.

$$\Delta f_p(z) = \sum_{n=1}^{N_p} \Delta g_{pn}(z) \tag{4.10}$$

$$mean(\Delta f_p(z)) = 0 \qquad p = 1,2...,N_p \tag{4.11}$$

Avec N_p est le nombre de propriétés du sol à simuler. Le champ aléatoire Gaussien à N_p variables, unidimensionnel, à moyenne nulle et à variance unité $\Delta g_{pn}(z)$ peut être simulé comme suit **(Shinozuka, 1987 ; Yamazaki et Shinozuka, 1988).**

$$\Delta g_{pn}(z) = \sqrt{2} \sum_{l=0}^{N} A_{l,pn} \cos(K_l z + \Omega_{l,pn}) \tag{4.12}$$

Avec :

$$A_{l,pn} = H_{pn}(K_l)\sqrt{2\Delta k} \tag{4.13}$$

L'équation (4.12) assure également la corrélation inter-propriété, $\Omega_{l,pn}$ sont des phases aléatoires distribuées uniformément dans l'intervalle [0 2π]. Les coefficients H_{pn} sont obtenus à partir de la matrice inter densité spectrale dans le domaine du nombre d'onde k, cette dernière est une matrice réelle, symétrique, et définie positive. Les éléments de la matrice *H* sont obtenus à partir de la décomposition de Cholesky de la matrice symétrique *S* qui est définie par

$$S(k) = \begin{bmatrix} s_{11}(k) & s_{12}(k) & \dots & s_{1N_p}(k) \\ s_{21}(k) & s_{22}(k) & \dots & s_{2N_p}(k) \\ \dots & \dots & s_{p_i p_j}(k) & \dots \\ s_{N_p 1}(k) & s_{N_p 2}(k) & \dots & s_{N_p N_p}(k) \end{bmatrix} \tag{4.14}$$

La matrice *H* est supposée être triangulaire inférieure

$$H(k) = \begin{bmatrix} H_{11}(k) & 0 & \dots & 0 \\ H_{21}(k) & H_{22}(k) & \dots & 0 \\ \dots & \dots & H_{p_i p_j}(k) & \dots \\ H_{N_p 1}(k) & H_{N_p 2}(k) & \dots & H_{N_p N_p}(k) \end{bmatrix} \tag{4.15}$$

Avec $\mathcal{K}$ est le nombre d'onde qui vérifie

$$\begin{cases} k_l = l \cdot \Delta k \\ k_u = N \cdot \Delta k \end{cases} \tag{4.16}$$

Le pas en nombre d'onde $\Delta\mathcal{K}$ est évalué à partir de la représentation de $S(k)$ et du nombre d'onde de coupure k_u pour *N* incréments, k_u est défini par **(Nour, 2004)**

$$k_u = \frac{1}{a}\sqrt{\ln\left(\frac{1}{\lambda^4}\right)} \qquad \lambda = 0.001 \tag{4.17}$$

On suppose dans l'équation (4.14), la symétrie du quadrant de chaque élément de la matrice $S(k)$ par rapport à l'origine. Les éléments inter corrélés de la matrice densité spectrale de puissance *S* sont donnés par :

$$S_{p_i p_j} = \sqrt{S_{p_i p_i} \cdot S_{p_j p_j} \cdot T_{p_i p_j}} \tag{4.18}$$

Où $S_{p_i p_j}$ désigne la densité inter spectrale $S_{p_i p_i}$ et $S_{p_j p_j}$ les densités auto-spectrales et

$T_{p_i p_j}$ Représente le coefficient d'inter corrélation déterminé par l'expression suivante

$$T_{p_i p_j} = \frac{mean(p_i \cdot p_j) - mean(p_i) \cdot mean(p_j)}{\sigma_{p_i} \cdot \sigma_{p_j}} \tag{4.19}$$

Dans cette étude la forme Gaussienne, exponentiellement décroissante avec variance unité, est utilisée pour définir la fonction de densité spectrale de puissance **(Nour, 2004)**

$$S(k) = \frac{\sigma^2\big|_{\sigma=1} a}{2\sqrt{\pi}} \exp\left[-(\frac{ka}{2})^2\right] \tag{4.20}$$

Avec *a* est la longueur de corrélation, qui est obtenue à partir d'une régression non -linéaire des données expérimentales.

Dans le but de réduire considérablement le temps de calcul, la génération numérique d'échantillons de fonctions de l'équation (4.12) est aisément calculée à l'aide de la transformée rapide de Fourier (FFT), développée par **Yamazaki et Shinozuka (1988)** et modifiée par **Zerva (1992)**. Les nombres d'ondes discrets sont donnés par :

$$\begin{cases} k_l = (l + \dfrac{1}{2}) \cdot \Delta k \\ \quad l = 1,..., N \end{cases} \tag{4.21}$$

L'équation (4.12) peut être réécrite comme suit

$$\Delta g_{pn}(z) = \sqrt{2}\,\mathrm{Re}\left[\exp(i\frac{\Delta k\ z}{2}) \sum_{l=0}^{M} A_{l,pn} \exp(i\,\Omega_{l,pn}) \exp(i\,l\,\Delta k\,z)\right] \tag{4.22}$$

Avec :

$$\begin{cases} \quad z = r \cdot \Delta\xi \\ r = \quad 1,..., M-1 \end{cases} \tag{4.23}$$

Où *N* et *M* doivent être positifs, et ayant des puissances en nombre entier de deux. Afin d'éviter l'effet d'Aliasing, on doit respecter les conditions suivantes.

$$\Delta\xi = \frac{2\pi}{\Delta k\, M} = \frac{2\pi N}{k_u M}; \qquad M \geq 2N \tag{4.24}$$

L'application de la FFT (Fast Fourier Transform) dans l'équation (4.22) fournit des valeurs pour la simulation sur la moitié de la longueur d'ondes, c'est à dire sur $\frac{L}{2} = \frac{2\pi}{\Delta k}$, par conséquent, la simulation devrait être prolongée pour la longueur d'ondes entière, et peut être également facilement prolongée pour des distances plus longues que la longueur d'ondes *L*.

4.4 Variabilité spatiale des propriétés du sol non-bornées

Les propriétés du sol non bornés, telles que la cohésion *c*, le module de cisaillement *G*, la perméabilité *k*, etc, sont supposées être distribuées d'une manière lognormale. Ce choix est motivé par le fait que ces propriétés sont des paramètres positifs, et que la distribution lognormale permet d'analyser leur grande variabilité. Pour étudier la variabilité de la cohésion c de notre cas, on va exploiter l'expression du module de cisaillement qui a été donné par **(Nour et al. 2002)** :$G(z) = exp\left[G_{0,lnG}(z) + \sigma_{lnG}\Delta f_G(z)\right]$

Donc la simulation de la cohésion (*c*) est comme suit :

$$c(z) = \exp\left[c_{0,\ln c}(z) + \sigma_{\ln c}\Delta f_c(z)\right] \tag{4.25}$$

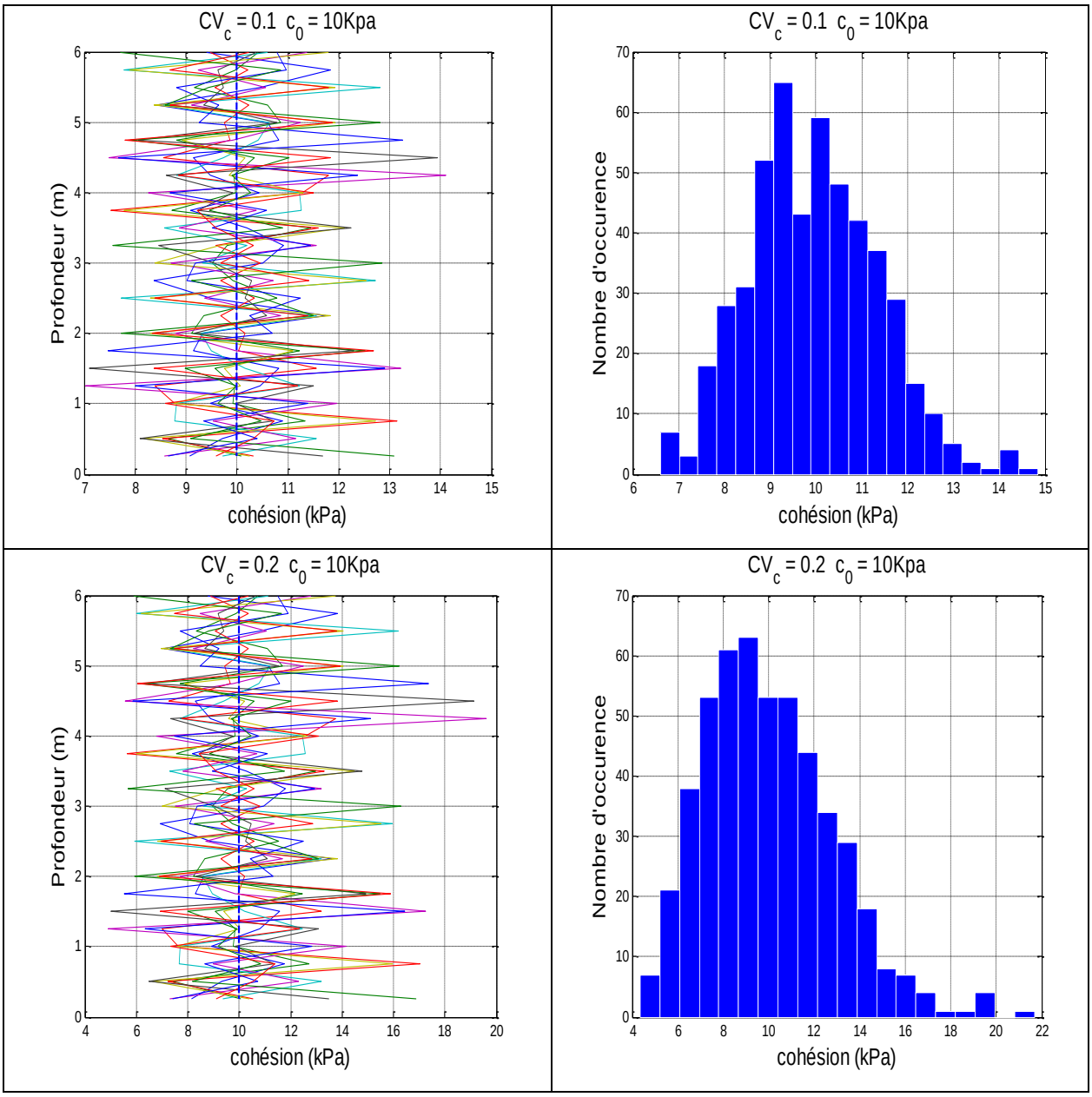
Avec

$$\begin{cases} \sigma_{\ln c}^2 = \ln\left(1 + \dfrac{\sigma_c^2}{c_{0,c}^2}\right) \\ c_{0,\ln c} = \ln\left(c_{0,c}\right) - \dfrac{1}{2}\sigma_{\ln c}^2 \end{cases} \quad \text{Ou} \quad \begin{cases} \sigma_{\ln c}^2 = \ln\left(1 + CV_c^2\right) \\ c_{0,\ln c} = \ln\left(c_{0,c}\right) - \dfrac{1}{2}\sigma_{\ln c}^2 \end{cases} \tag{2.26}$$

c_0 et σ_c désignent respectivement la moyenne et l'écart type du module de cisaillement $CV_c = \dfrac{\sigma_c}{c_{0,c}}$ désigne le coefficient de variation. Dans l'équation (4.25), la relation $\Re$ définie par l'équation (4.9) est exponentielle. Cette transformation a permis de simuler d'une manière indirecte le champ aléatoire non-Gaussien (non-borné) de la cohésion. Ainsi, toute autre propriété du sol non-bornée peut être exprimée de la même manière par l'équation (4.25).

Dans notre cas la cohésion moyenne pour le sol choisi est (*c* = 10 Kpa) et le coefficient de variation (CV_c) est varié pour les valeurs suivantes : 0, 0.1, 0.2, 0.5 et 1.

Il est montré dans les figures **(4.4a)** et **(4.4b)** respectivement dix réalisations de la cohésion et des réalisations typiques des histogrammes de la cohésion pour différentes valeurs de CV_c .



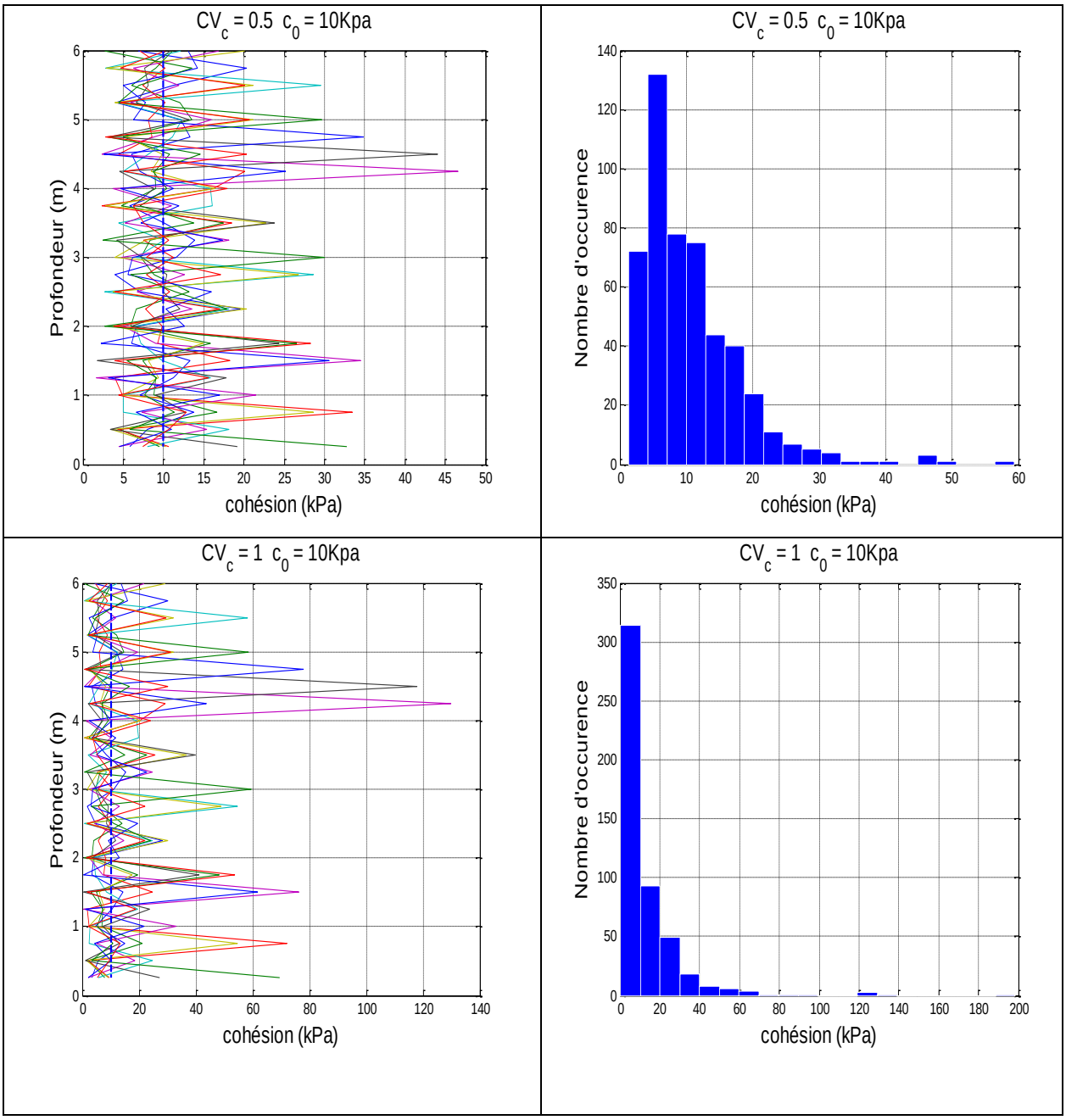


Figure 4.4(a) : Dix réalisations de la cohésion pour différentes valeurs de CV_c

Figure 4.4(b) : Réalisation typiques des histogrammes de la cohésion

4.5 Variabilités spatiale des propriétés du sol bornées

Il est bien connu que l'angle de frottement interne ϕ, la masse volumique γ pour les sols, sont bornés dans la pratique entre deux valeurs extrêmes. Pour décrire et simuler les champs bornés des propriétés du sol, on adopte la méthode probabiliste de simulation indirecte des champs aléatoires non gaussiens **(Nour, 2004).** La distribution de probabilité appropriée pour une variable aléatoire dont les valeurs sont bornées, est la distribution beta. Pour étudier la variabilité de ϕ et γ, on va exploiter l'expression qui a été donné par**(Fenton, 1990 ; Ang et Tang, 1975).** Exprimant la variabilité spatiale du coefficient de Poisson : $\nu(z) = \nu_{\min} + (\nu_{\max} - \nu_{\min})V(z)$.

Dans ce qui suit, la méthodologie est bien développé pour l'angle de frottement $\phi \in [\phi_{\min}, \phi_{\max}]$, mais la démarche est la même pour les autres propriétés du sol bornées.

Soit $\phi(z)$ un champ beta, l'équation exprimant la variabilité spatiale de l'angle de frottement

$$\phi(z) = \phi_{\min} + (\phi_{\max} - \phi_{\min})V(z) \tag{4.27}$$

Le champ, $V \in [0\ 1]$ est la solution de l'équation intégrale de la fonction de distribution cumulative beta avec les paramètres q et r qui permet de déterminer la fonction appropriée de probabilité $P_{\bar{V}}$, c.-à-d.

$$\beta(V|q,r) = \frac{B_V(q,r)}{B(q,r)} = P_{\bar{V}} \qquad q,r \succ 0 \tag{4.28}$$

Le champ simulé $\bar{V}(z)$ est transformé en un champ beta $\phi(z)$ en le cadrant sur le diagramme de la fonction de distribution de probabilité. L'opération de cadrage conserve la moyenne et l'écart type du de l'angle de frottement employés pour évaluer q, r et $\bar{V}$. Ce genre de transformation a été adapté pour la simulation numérique des champs non Gaussiens par **Yamazaki et Shinozuka (1988),** et trouve son origine dans le papier de **Rosenblatt (1952).** Notons que les paramètres q et r doivent être tous les deux positifs et $P_{\bar{V}}$ doit se trouver sur l'intervalle [0 1].

L'équation (4.28) est non linéaire, ainsi, V est obtenu à partir d'un algorithme itératif en utilisant la méthode de Newton avec des modifications pour contraindre les incréments d'itérations à être dans la gamme permise pour V [0 1].

$B_V(q, r)$ est la fonction beta incomplète, son expression est donnée par **(Ang et Tang, 1975)**

$$B_V(q,r) = \int_0^V y^{q-1}(1-y)^{r-1}dy \qquad q,r \succ 0 \tag{4.29}$$

L'expression de la fonction beta est donnée par :

$$B(q,r) = \frac{\Gamma(q)\Gamma(r)}{\Gamma(q+r)} \tag{4.30}$$

V(z) est obtenu en supposant que la fonction de distribution cumulative beta est égale à une fonction appropriée de probabilité $P_{\bar{V}}$. Puisque l'angle de frottement du sol est un paramètre positif, on préfère cadrer la fonction de distribution cumulative beta avec la fonction de distribution cumulative lognormale, exprimée au moyen de la fonction cumulative normale standard comme suit :

$$P_{\bar{V}}(q,r) = \int_{-\infty}^{\bar{y}} \frac{1}{2\pi}\exp\left(-\frac{1}{2}y^2\right)dy = \Phi_0\left(\bar{y}\right) \text{Avec } \bar{y} = \frac{1}{\sigma_{\ln\phi}}\ln\bar{V} - \ln\left(\phi_{0,\phi}\exp\left(-\frac{1}{2}\sigma^2_{\ln\phi}\right)\right) \tag{4.31}$$

Où ϕ_0 est la fonction de distribution cumulative normale standard, pour laquelle $\bar{V}$ représente le cadrage de $\bar{V} \in [0,\infty]$ dans $P_{\bar{V}} \in [0,1]$. L'expression de $\bar{V}$ est donnée par

$$\bar{V} = \exp\left[\phi_{0,\ln\phi} + \sigma_{\ln\phi}(\Delta f_\phi(z))\right] \tag{4.32}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \sigma^2_{\ln\phi} = \ln\left(1+\dfrac{\sigma^2_\phi}{\phi^2_{0,\phi}}\right) \\ \phi_{0,\ln c} = \ln\left(\phi_{0,\phi}\right) - \dfrac{1}{2}\sigma^2_{\ln\phi} \end{cases} \tag{4.33}$$

La moyenne et la variance de la distribution beta son données par **(Ang et Tang, 1975)**

$$\phi_0 = \phi_{max} + \frac{q}{q+r}\left(\phi_{max} - \phi_{min}\right) \tag{4.34}$$

$$\sigma^2{}_\phi = \frac{qr}{(q+r)^2(q+r+1)}\left(\phi_{max} - \phi_{min}\right)^2 \tag{4.35}$$

Ainsi, on peut dériver les expressions de *q* et *r* comme suit :

$$\begin{cases} q = \dfrac{\left(\phi_0 - \phi_{min}\right)}{\left[\left(\phi_{max} - \phi_{min}\right)\sigma^2_{\phi}\right]}\left[\left(\phi_0 - \phi_{min}\right)\left(\phi_{max} - \phi_0\right) - \sigma^2_{\phi}\right] \\ r = \dfrac{\left(\phi_{max} - p_0\right)}{\left[\left(\phi_{max} - \phi_{min}\right)\sigma^2_{\phi}\right]}\left[\left(\phi_0 - \phi_{min}\right)\left(\phi_{max} - \phi_0\right) - \sigma^2_{\phi}\right] \end{cases} \quad q, r \text{ et } \sigma_{\phi} \succ 0 \qquad (4.36)$$

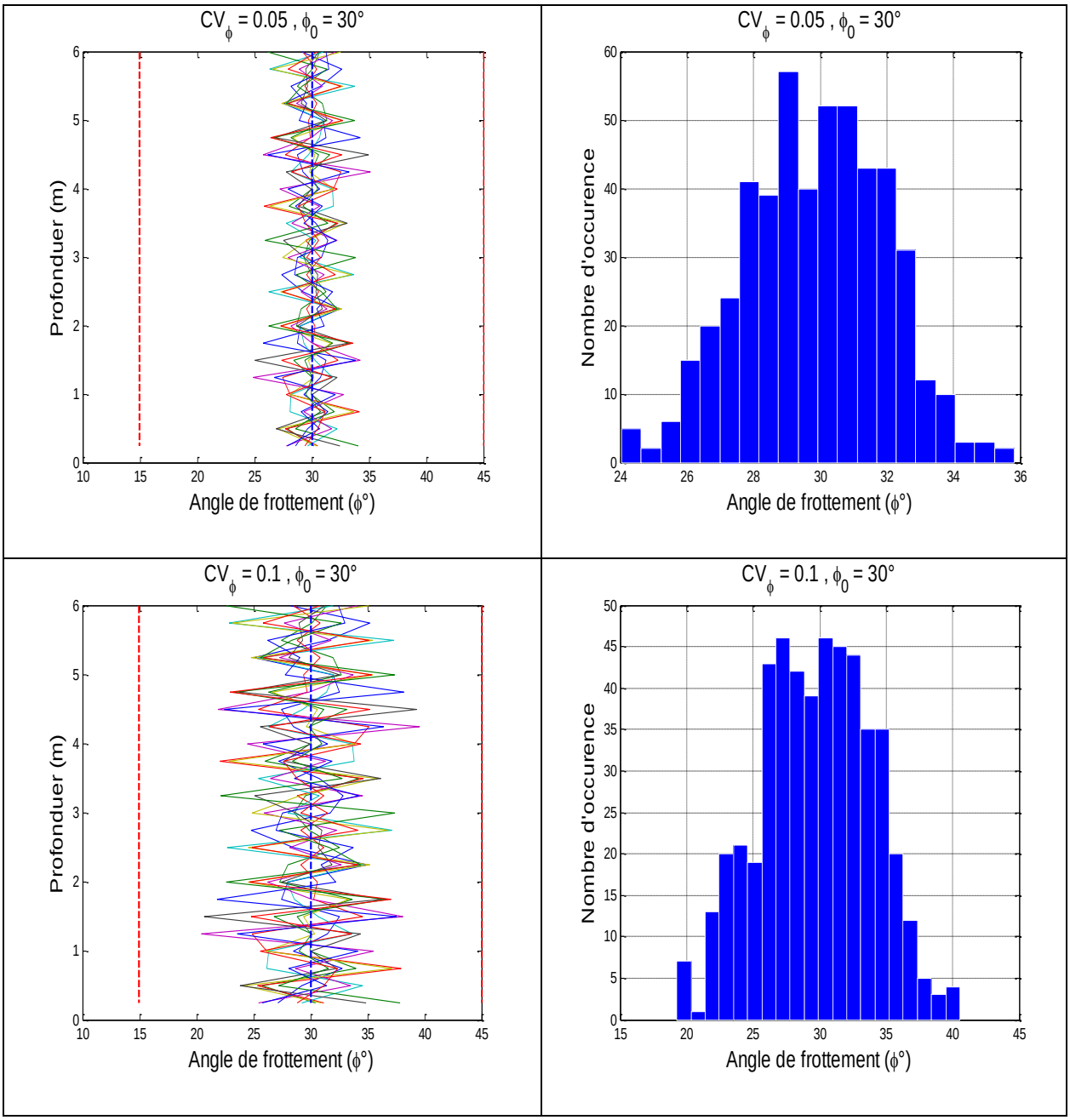
q et *r* doivent être toujours positifs, ainsi il existe un écart type critique à ne pas dépasser qui est donné par **(Nour et al. 2002)**

$$\sigma_{\phi} < \sigma_{\phi,cr} = \sqrt{\left(\phi_0 - \phi_{min}\right)\left(\phi_{max} - \phi_0\right)} \qquad (4.37)$$

La stratégie de la simulation de l'angle de frottement consiste à calculer par le biais de l'équation (4.36), les paramètres *q* et *r* à partir des données du sol $\phi_0, \phi_{\min}, \phi_{\max}$ *et* σ_{ϕ}. Après la simulation du champ aléatoire $\overline{V}(z)$, $P_{\overline{V}}$ est obtenu et utilisé pour cadrer la fonction de distribution cumulative beta, et calculer $V(z)$ à l'aide d'un processus itératif. La dernière étape consiste à calculer la variabilité spatiale de l'angle de frottement.

Il est montré dans les figures (4.5a) et (4.5b) respectivement dix réalisations de l'angle de frottement et des réalisations typiques des histogrammes de l'angle de frottement pour différentes valeurs de CV_{ϕ}.

On a constaté que les larges valeurs du coefficient de variation dans le cas de la distribution beta produisent des distributions concentrées dans les extrémités de l'intervalle de variabilité. À cet effet on a limité le $CV_{\phi} = 0.3$


CV$_\phi$ = 0.05 , ϕ_0 = 30°
Profonduer (m)
Angle de frottement (ϕ°)
CV$_\phi$ = 0.05 , ϕ_0 = 30°
Nombre d'occurence
Angle de frottement (ϕ°)
CV$_\phi$ = 0.1 , ϕ_0 = 30°
Profonduer (m)
Angle de frottement (ϕ°)
CV$_\phi$ = 0.1 , ϕ_0 = 30°
Nombre d'occurence
Angle de frottement (ϕ°)

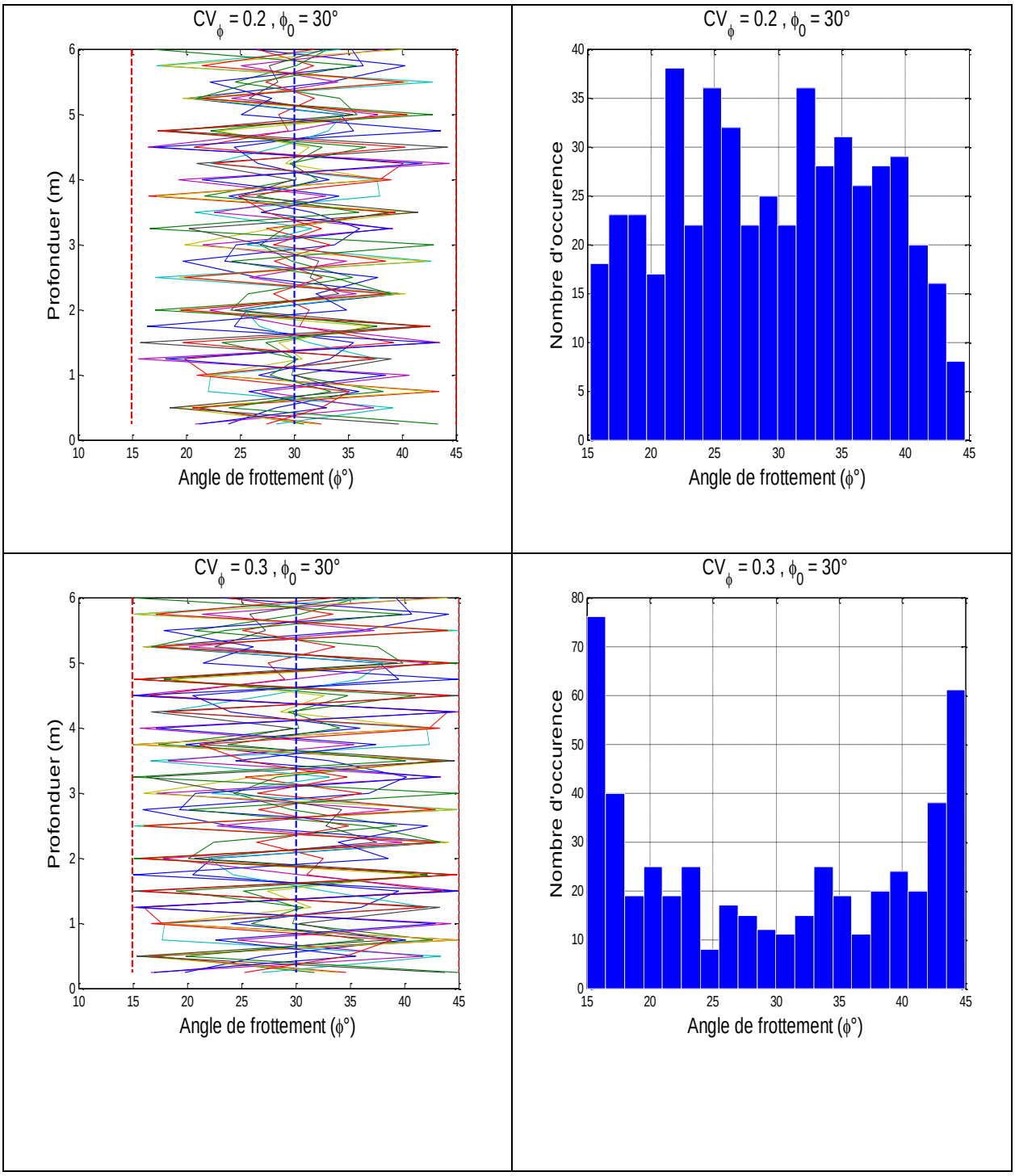


Figure 4.5(a) : Dix réalisations de l'angle de frottement pour différentes valeurs de CV_ϕ

Figure 4.5(b) : Réalisation typique des histogrammes de l'angle de frottement

4.6 Conclusion

Dans ce chapitre, on a présenté une formulation stochastique pour la simulation des propriétés du sol bornées et non bornées, appelée méthode probabiliste de simulation indirecte de champs aléatoires non-Gaussien. Cette approche, développée par **Nour** dans le cadre de sa thèse de doctorat (Nour, 2004). Il a Considéré une hypothèse de base qui consiste à décomposer la variable aléatoire en une tendance déterministe, et en une composante aléatoire décrivant la variabilité autour de cette tendance. Ainsi, il a associé à la variable aléatoire non bornée la loi de distribution lognormale, et à la variable aléatoire bornée la loi de distribution beta. La détermination du champ beta est obtenue en développant une technique de cadrage sur le diagramme de la fonction de distribution de probabilité dont la solution est donnée par la résolution d'une équation non-linéaire. Cette technique permet de calculer analytiquement les paramètres de la distribution beta connaissant les données statistiques à savoir, la moyenne, l'écart type et les valeurs extrêmes, et ensuite sa variabilité spatiale par le processus d'itérations via la technique proposée.

La technique de simulation présentée dans ce chapitre sera utilisée dans le chapitre suivant à travers une application portant sur l'analyse probabiliste de la poussée active et de l'angle de rupture critique ainsi que sur la stabilité externe (stabilité au glissement et au renversement) en cas dynamique d'un mur de soutènement poids retenant un sol cohérent.

Chapitre 5
Effet de la variabilité spatiale des propriétés de sol sur la stabilité dynamique des murs de soutènement

5.1 Introduction

Dans ce chapitre nous étudions l'effet de la variation spatiale de différentes propriétés du sol sur la stabilité externe dans le cas dynamique des murs de soutènement poids retenant un remblai stratifie cohérent de type $(c-\phi)$ sec exerçant une poussée active, et ce, par le biais de modèle probabiliste présenté au chapitre précédent. En effet, le modèle était proposé par **Nour et al. (2002)** et **Nour (2003)**, il s'agit de la méthode de simulation probabiliste indirecte de champs aléatoires non-Gaussien destinée pour l'analyse de la variation des caractéristiques du sol en profondeur. Les propriétés variables du sol sont l'angle de frottement, le poids volumique et la cohésion. Ces propriétés seront modélisées par des champs aléatoires. Le champ aléatoire pour la cohésion est adopté par la distribution log-normale (propriété non-bornée), qui permet d'analyser sa grande variabilité tandis que l'angle de frottement et le poids volumique sont bornés dans la pratique entre deux valeurs extrêmes, leurs champs aléatoires sont obtenus en utilisant la distribution Beta. La variation de ces propriétés est considérée uniquement suivant la direction *z*.

La détermination de la poussée dynamique exercée sur le mur est basée sur la méthode des tranches horizontales exposée au chapitre trois. L'analyse statistique est faite en utilisant les simulations de Monte Carlo. L'étude paramétrique porte sur l'influence de la variabilité spatiale en profondeur des propriétés de sol la poussée active dynamique, l'angle de rupture et les coefficients de sécurité de la stabilité externe.

5.2 Analyse de la stabilité des murs de soutènement

5.2 .1 Cas statique

Le mur de soutènement subit à des actions volumiques (poids du mur, du terrain sur les semelles, etc.) et des actions surfaciques (poussée et butée des terres, actions directes sur le mur, etc.)

Les éléments de réduction (moment, effort normal, effort tranchant) sont rapportés à la base du mur et servent à vérifier le glissement sur la base et le poinçonnement du sol de fondation. Pour qu'un mur de soutènement soit stable en cas statique, il ne doit ni glisser, ni se renverser, ni poinçonner le sol de fondation. La stabilité externe de ce mur de soutènement est considérée sous les aspects suivants :

- ✓ Stabilité au renversement
- ✓ Stabilité au glissement
- ✓ Résistance au poinçonnement

Les actions ne seront pas pondérées, les poussées et les butées seront calculées sans pondération des poids volumiques des sols. De même, les coefficients de poussée et de butée ne seront pas affectés de coefficients de sécurité partiels.

a- Stabilité vis à vis au glissement

Glissement: C'est l'état-limite correspond à l'équilibre global de la structure sous l'effet des forces horizontales motrices dont on vérifie qu'elles peuvent être reprises par la mobilisation d'une résistance à l'interface sol-ouvrage.

Le coefficient de sécurité vis à vis d'un glissement sur la base est défini comme le rapport de la force résistante de cisaillement à la composante tangentielle de la réaction exercée sur la base du mur (qui s'oppose à la résultante des forces appliquées sur le mur). Le coefficient de sécurité de glissement est donné par la relation suivante:

$$F_s = \frac{\sum F_V .tg\phi_a + B.c_a}{\sum F_H} \qquad (5.1)$$

Avec :

$\sum F_H$: Somme des composantes horizontales des efforts exercés ;

$\sum F_V$: Somme des composantes verticales des efforts exercés ;

B : Largeur de la base du mur ;

c_a et ϕ_a : Les paramètres de frottement et d'adhérence à l'interface définie par le plan de glissement.

D'où

$$\phi_a = 2/3.\phi_f ; c_a = c_f$$

ϕ_f , c_f : Les propriétés du sol de fondation

b- Stabilité vis à vis au renversement

La sécurité vis-à-vis du renversement sera assurée si le moment des forces stabilisantes est supérieur au moment des forces motrices (forces qui tendent à renverser le mur autour de son arête extérieure).

Le renversement peut être lié à un tassement différentiel, en cas d'assise de l'ouvrage sur un talus, du fait des disparités de déchargement de cette assise (déchargement plus important en amont qu'en aval). Le coefficient de sécurité de renversement est écrit :

$$F_s = \frac{M_s}{M_m} \qquad (5.2)$$

Avec :

M_s : moments par rapport à l'arête inférieure aval (point O de la figure 5.1) des forces stabilisatrices

M_m : moments par rapport à l'arête inférieure aval (point O de la figure 5.1) des forces motrices

Les forces motrices sont celles dont l'action est défavorable (poussée des terres, éventuellement pression de l'eau s'exerçant sur la paroi amont). Les forces stabilisatrices sont celles dont l'action est favorable : poids de l'ouvrage, poids du volume de sol qui charge la fondation.

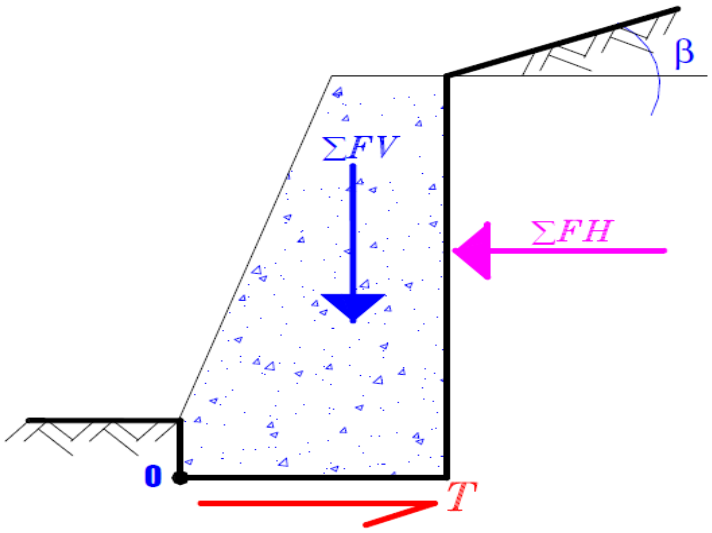


Figure 5 .1 : Point (O) de renversement d'un mur de soutènement

b- Stabilité vis-à-vis au poinçonnement

Le poinçonnement est produit, si les fondations sollicitent le sol au-delà de sa capacité de résistance, ce dépassement se traduisant alors par l'apparition de grandes déformations incompatibles avec le souci de préservation de l'équilibre de tout ou d'une partie de l'ouvrage.

La contrainte de référence q_{ref} doit rester inférieure à la contrainte de rupture du sol q_u qui tient compte de l'excentrement de la charge, de son inclinaison, de l'inclinaison propre de la semelle et du talus arrière.

Le coefficient de sécurité au poinçonnement est :

$$F_s = \frac{q_u}{q_{ref}} \qquad (5.\ 3)$$

5.2 .2 Cas dynamique

En cas dynamique, la vérification de la stabilité externe d'un mur de soutènement est identique à celle appliquée dans le cas statique (stabilité au glissement, au renversement, au poinçonnement), mais les forces appliquées seront en conditions sismiques et seront déterminées dans notre cas par la méthode pseudo statique.

La stabilité externe en cas dynamique d'un mur de soutènement poids vis-à-vis au glissement et au renversement est déterminée à travers ces coefficients de sécurité comme suit :

Coefficient de sécurité au glissement

$$Fs_g = \frac{(W + Pae_V).\tan(\frac{2}{3}\phi_f) + B.c_f}{Pae_H} \tag{5.4}$$

Coefficient de sécurité au renversement

$$Fs_r = \frac{W.a + Pae_V.d}{Pae_H.H/3} \tag{5.5}$$

Avec :

$$Pae_V = Pae.\sin(\delta + \alpha) \tag{5.6}$$

$$Pae_H = Pae.\cos(\delta + \alpha) \tag{5.7}$$

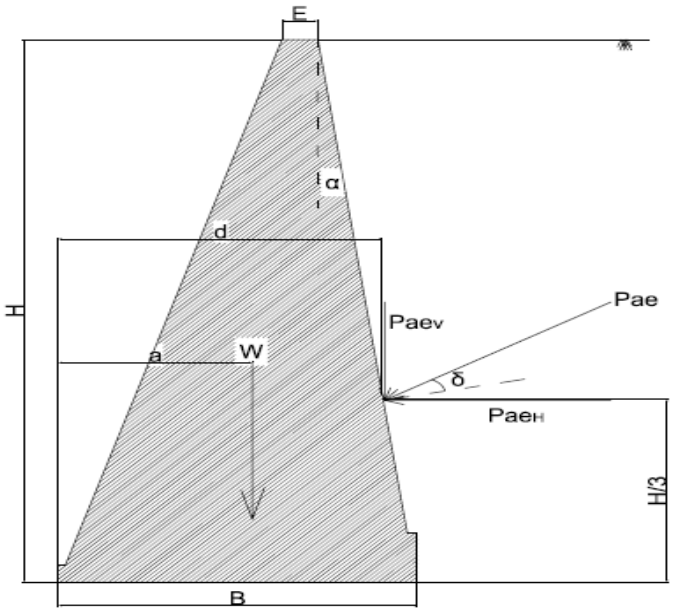


Figure 5.2: Forces appliquées sur un mur de soutènement poids

5.3 Données du problème

Dans notre cas, nous aurons étudié que la stabilité externe d'un mur de soutènement poids vis-à-vis au glissement et au renversement. Les données du problème sont les suivantes:

Valeur moyenne de l'angle de frottement $\phi_0 = 30°$.

Valeurs extrêmes de l'angle de frottement $\phi_{\min} = 15°$et $\phi_{\max} = 45°$.

Valeur moyenne du poids volumique $\gamma_0 = 18$ KN/m^3.

Valeurs extrêmes de la masse volumique $\gamma_{\min} = 13$KN/m^3 et $\gamma_{\max} = 23$KN/m^3.

Valeur moyenne de la cohésion $c_0 = 10$ KN/m^2.

L'adhérence c_a= 8 KN/m^2

L'angle de frottement mur/sol $\delta = 2/3\phi$.

Longueur de corrélation $a = 1.5$.

Coefficient de variation de l'angle de frottement = 0.0; 0.05; 0.1; 0.2; 0.3.

Coefficient de variation du poids volumique = 0.0 ; 0.02 ; 0.05 ; 0.1; 0.15.

Coefficient de variation de la cohésion = 0.0 ; 0.1 ; 0.2 ; 0.5; 1.0.

- ✓ **Caractéristiques géométriques du mur**

La hauteur du parement *H*=6 m;

L'angle d'inclinaison du mur α =8°;

Épaisseur du mur *E*=0.3 m;

Largeur de la base du mur *B* =2 m;

Poids volumique béton γ_{beton} = 24 KN/m^3;

- ✓ **Propriétés du sol de fondation;**

L'angle de frottement semelle-sol de fondation ϕ_f = 30°;

La cohésion du sol de fondation c_f =10.

5.4 Étude paramétrique de l'effet de la variabilité spatiale des propriétés de sol sur la poussée dynamique active et l'angle de rupture critique

Cette partie a pour objectif d'analyser la variabilité de la poussée active et l'angle de rupture d'un remblai stratifie cohérent de $(c-\phi)$ derrière un mur de soutènement poids. La variabilité spatiale des propriétés du sol (l'angle de frottement, le poids volumique, et la cohésion) est considérée uniquement suivant la direction *z*. Suivant le plan (*x*, y), il est supposé que les propriétés du sol sont représentées par leurs moyennes.

A travers cette étude paramétrique, nous examinons l'influence de la variabilité de l'angle de frottement, le poids volumique, et la cohésion sur les statistiques (les moyennes) de la poussée sismique active et l'angle de rupture critique d'un remblai cohérent stratifié. Les statistiques (les moyennes) de la poussée dynamique active et l'angle critique du remblai sont évaluées en considérant 1000 échantillons.

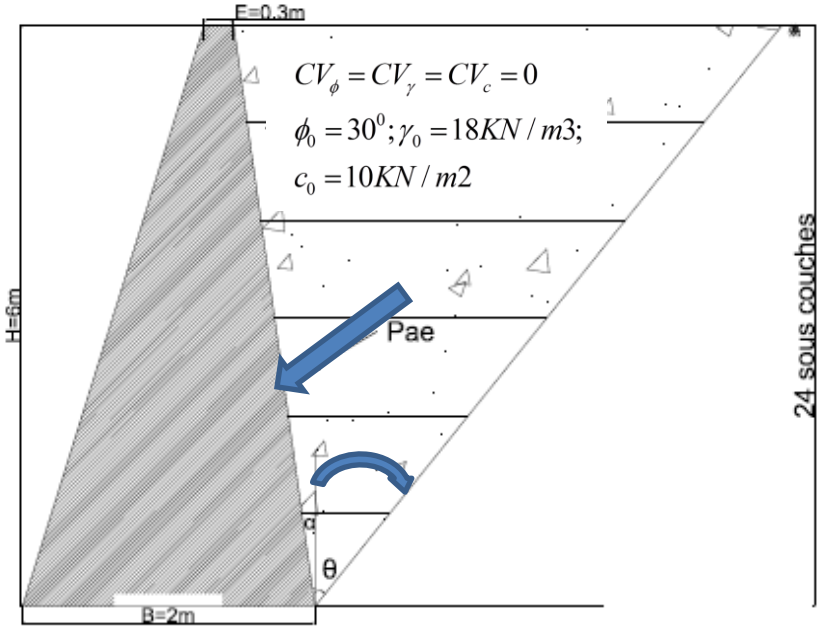


Figure 5.3 : Mur poids soutenant un remblai stratifie

5.4.1 Influence de la variabilité de l'angle de frottement

- **La poussée dynamique active**

La figure (5.4) présente les statistiques de la poussée dynamique en fonction de la variabilité de l'angle de frottement ϕ. D'après les courbes tracées, on remarque que : plus la variabilité de l'angle de frottement augmente, plus la poussée active dynamique moyenne générée augmente.

L'augmentation de CV_ϕ favorise l'hétérogénéité. Cette dernière implique une variation du frottement entre les grains des couches de profil en profondeur et le sol devient moins frottant, comparé au sol homogène qui permet l'augmentation de la poussée active.

On peut observer aussi, plus que le coefficient d'accélération sismique (k_h) augmente, la poussée dynamique (P_{ae}) moyenne augmente quelle que soit la valeur de CV_ϕ.

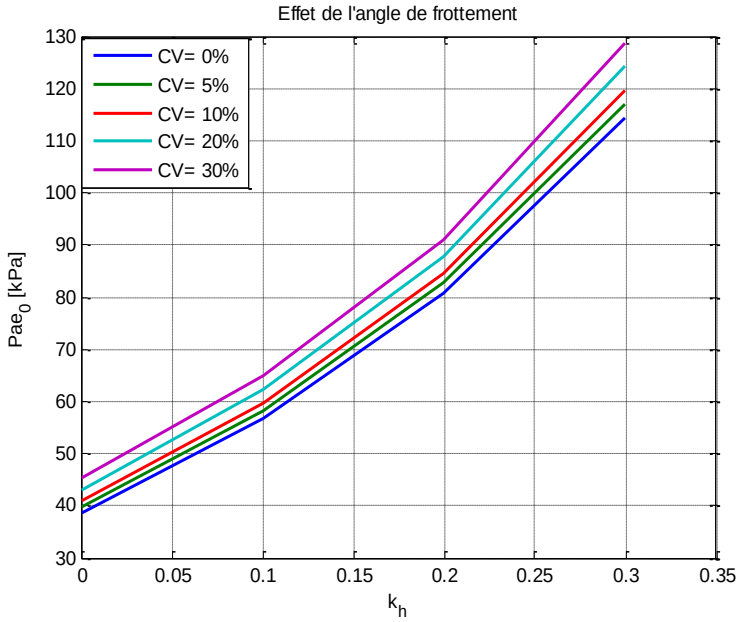


Figure 5.4: La poussée active en fonction de la variabilité de l'angle de frottement.

- **L'angle critique de rupture**

La figure (5.5) montre les statistiques de l'angle de rupture critique en fonction de la variabilité de l'angle de frottement ϕ. A partir des courbes tracées, on observe que l'augmentation de CV_ϕ induit une augmentation dans de l'angle de rupture critique. L'augmentation de CV_ϕ favorise l'hétérogénéité dans le frottement entre les couches ce qui rend le sol moins frottant, comparé au sol homogène (la masse du coin de rupture devient plus grande).

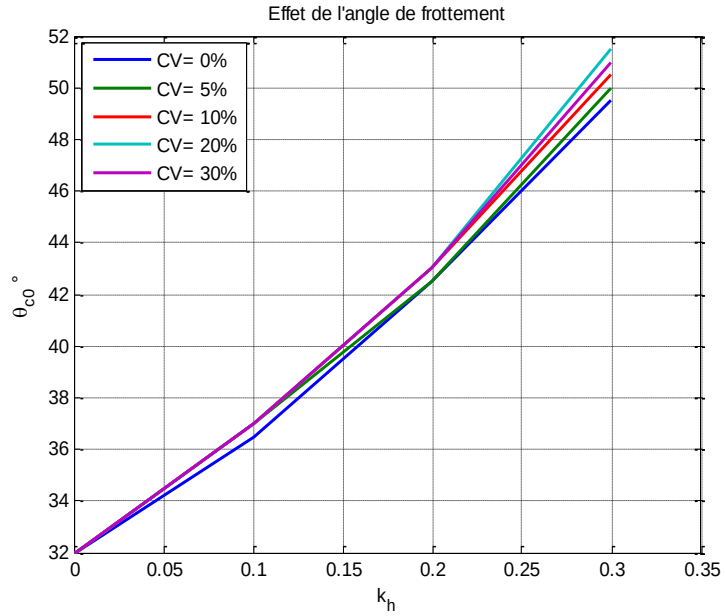


Figure 5.5: L'angle de rupture critique en fonction de la variabilité de l'angle de frottement

5.4.2 Influence de la variabilité du poids volumique

- **La poussée active dynamique**

A partir des courbes de la figure (5.6) qui présente les statistiques de la poussée active dynamique en fonction de la variabilité du poids volumique γ, il ressort que la variabilité du poids volumique présente une légère influence sur la poussée active dynamique. Par ailleurs, lorsque le coefficient de variation CV_γ augmente, la poussée active augmente. L'augmentation de CV_γ favorise l'hétérogénéité .Cette dernière permet la densification du remblai et donc une augmentation du poids volumique (γ). Cette augmentation induit une augmentation dans la poussée dynamique (P_{ae}). On peut remarquer aussi que plus le coefficient d'accélération sismique (k_h) augmente, la poussée dynamique (P_{ae}) moyenne augmente quelle que soit la valeur de(CV_γ)

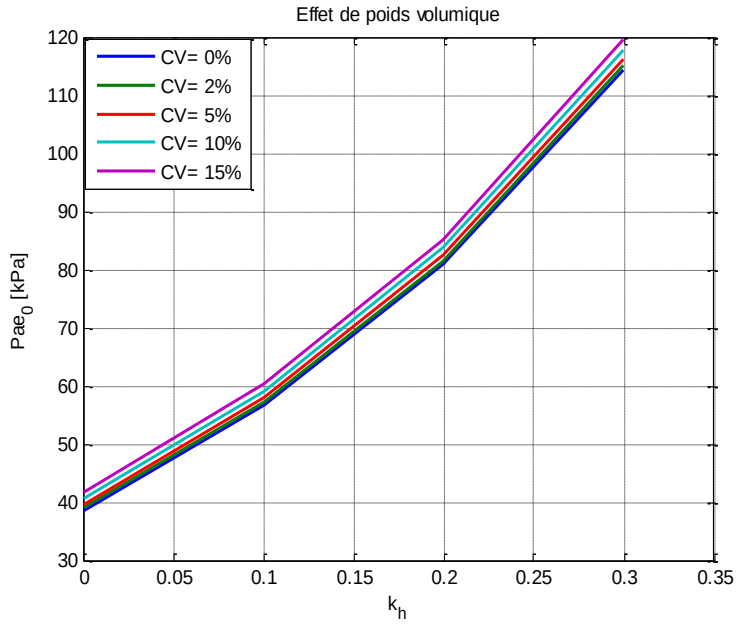


Figure 5.6: La poussée active en fonction de la variabilité du poids volumique

- **L'angle critique de rupture**

La figure (5.7) présente les courbes de moyennes de l'angle de rupture critique en fonction de la variabilité du poids volumique γ. A partir les courbes tracées, il est ressort que la variabilité du poids volumique γ n'a pas d'influence sur l'angle de rupture critique.

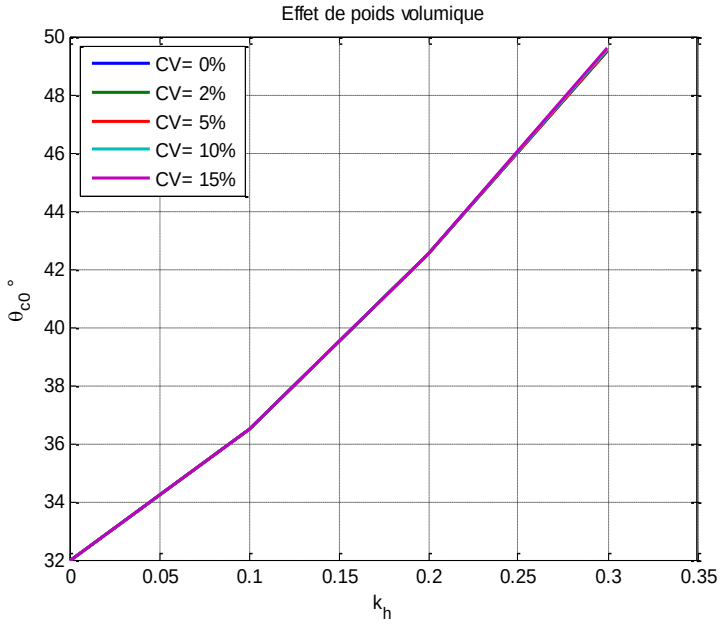


Figure 5.7: L'angle de rupture critique en fonction de la variabilité du poids volumique

5.4.3 Influence de la variabilité de la cohésion

- **La poussée dynamique active**

La figure (5.8) présente les statistiques de la poussée active en fonction de la variabilité de la cohésion. Sur les courbes de cette figure, on peut relever ce qui suit :

- ✓ Lorsque la variation de $CV_c \leq 20\%$, la variabilité de la cohésion n'a pas d'influence sur la poussée active dynamique ;
- ✓ Lorsque la variation de $CV_c \geq 50\%$, la variabilité de la cohésion a une influence sensible sur la poussée active.

Ces remarques, peuvent être interprétées comme suit la variation de CV_c égale 50% et 100% favorise l'hétérogénéité, cette dernière peut changer complètement le type de sol (d'un sol cohérent à un sol non cohérent), car la variation dans la cohésion des couches de profil est importante, cette variation aura pour conséquence de générer une poussée active supplémentaire considérable, et ce, en comparaison par rapport à un sol homogène ou un sol de faible variation de la cohésion. Cette importante influence a été remarquée, aussi lors de l'étude déterministe, de l'effet de variation de la cohésion sur la poussée dynamique dans le chapitre 3. On peut remarquer aussi que plus le coefficient d'accélération sismique (k_h) augmente, la poussée dynamique (P_{ae}) moyenne augmente quelle que soit la valeur de la cohésion.

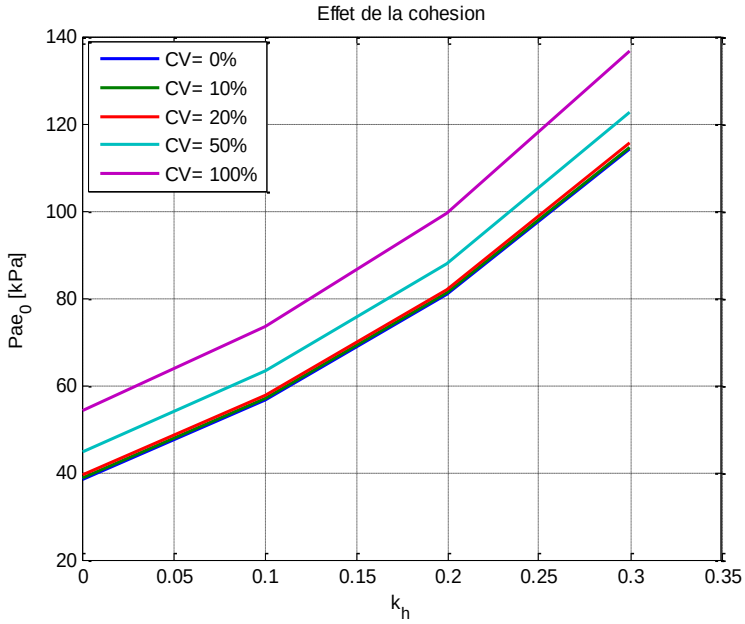


Figure 5.8: La poussée active en fonction de la variabilité de la cohésion

- **L'angle de rupture critique**

La figure (5.9) montre les statistiques de l'angle de rupture critique en fonction de la variabilité de la cohésion. D'après les courbes tracées, on note qu'à partir d'une augmentation de $CV_c \geq 50\%$, la cohésion à une influence par augmentation remarquable sur l'angle de rupture critique.

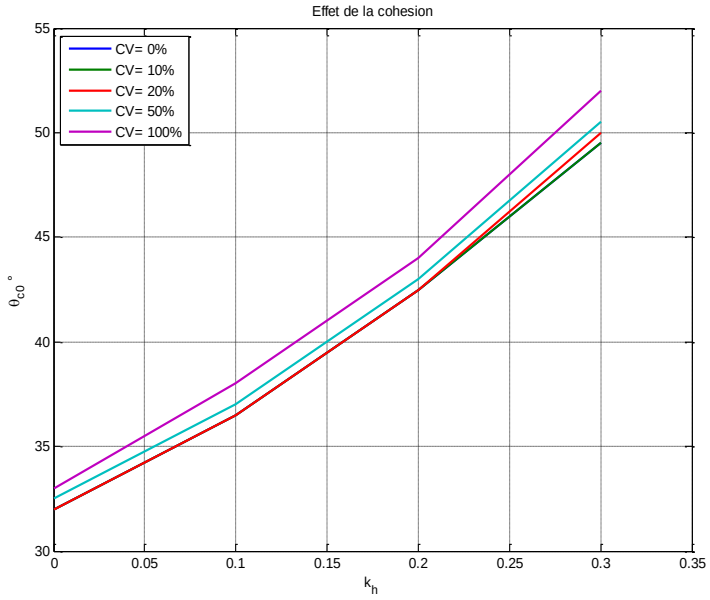


Figure 5.9:L'angle de rupture critique en fonction de la variabilité de la cohésion

5.5 Étude paramétrique de l'effet de la variabilité spatiale des propriétés de sol sur la stabilité dynamique des murs de soutènement poids retenant un remblai stratifie cohérent de $(c-\phi)$

On a vu dans la première partie l'effet de la variabilité des propriétés de sol sur les moyennes de la poussée active et sur l'angle de rupture qui jouent un rôle très important dans l'étude de la stabilité des murs de soutènement poids. Dans cette partie, on va étudier l'influence de la variabilité de l'angle de frottement, le poids volumique, et la cohésion sur les moyennes de la stabilité au glissement et au renversement d'un mur de soutènement poids soutenant un remblai stratifie cohérent de type $(c-\phi)$ sec. Les caractéristiques du mur et les propriétés du sol utilisées sont citées dans le paragraphe 5.3.

Il est important de noter que les statistiques (les moyennes) des coefficients de la stabilité dynamique du mur sont évaluées en considérant 1000 échantillons.

Le mur au préalable a été étudié en cas déterministe pour vérifier la stabilité à une zone de k_h=0.2 et k_v =0.1 ; et ce, d'après le RPA99/2003 qui stipule que la stabilité est vérifiée en cas du séisme:

Au glissement lorsque $Fs_g \succ 1.2$;

Au renversement lorsque $Fs_r \succ 1.3$.

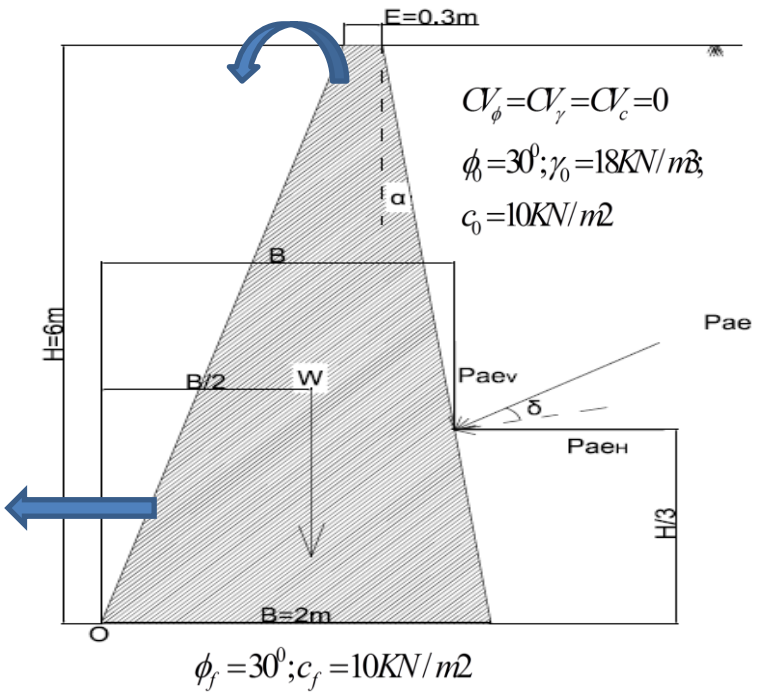


Figure 5.10:Modes de stabilités étudies d'un mur poids retenant un remblai stratifie cohérent

En utilisant les relations (5.4) et (5.5), les coefficients de sécurité au glissement et au renversement respectivement sont : Fs_g=*1.34* *et* Fs_r=*1.72* donc le mur est sable dans cette zone

Ce choix est motivé pour voir la variation de la stabilité dans les zones où le mur est stable et dans les zones où il perd sa stabilité.

5.5.1 Influence de la variabilité de l'angle de frottement

- **La stabilité au glissement**

La figure (5.11) illustre les statistiques du coefficient de sécurités au glissement en fonction de la variabilité de l'angle de frottement ϕ. A partir des courbes tracées, on observe que :

- ✓ L'augmentation de CV_ϕ provoque une diminution sensible, dans le coefficient de sécurité au glissement. L'augmentation de CV_ϕ favorise l'hétérogénéité, qui permet l'augmentation de la poussée active car le sol devient moins frottant, (conclusion à partir de la figure (5.4)). En outre, la variabilité dans le frottement entre les particules des couches en profondeur permet de mettre en évidence que la force de cisaillement de ce profil sera diminué, tenant en compte que cette force est définie par la relation suivante ($\tau = \sigma tg\phi + c$) et donc le profil est rend mois résistant aux forces de séisme. Donc l'augmentation dans la poussée active et la diminution de la force de cisaillement implique une diminution au coefficient de sécurité au glissement. Cette diminution peut changer l'état de stabilité du mur dans la zone où il est dimensionné ; par exemple en cas déterministe avec CV_ϕ =0, pour k_h=0.2, le coefficient de sécurité au glissement est 1.34 pour une augmentation de variation CV_ϕ = 30%, le coefficient de sécurité au glissement est diminué à 1.2, donc le mur risque de perdre sa stabilité.
  - ✓ On peut remarquer ainsi que plus le coefficient d'accélération sismique (k_h) augmente, le coefficient de stabilité au glissement (Fs_g) moyen diminue quelle que soit la valeur de CV_ϕ
  - ✓ On note aussi, plus le coefficient d'accélération sismique (k_h) augmente, plus l'écart entre les valeurs du coefficient de sécurité au glissement diminue.

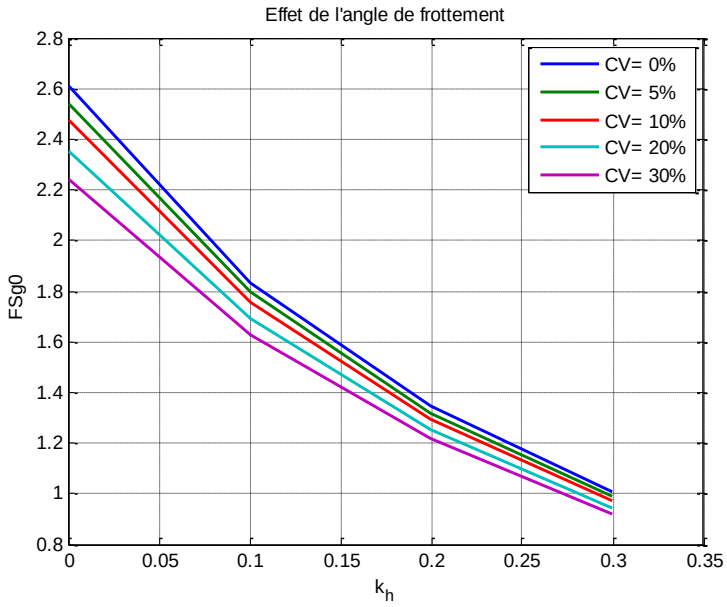


Figure 5.11: La stabilité au glissement en fonction de la variabilité de l'angle de frottement

- **La stabilité au renversement**

La figure (5.12) présente les statistiques du coefficient de sécurités au renversement en fonction de la variabilité de l'angle de frottement ϕ. D'après les courbes de cette figure, on peut constater que l'augmentation de CV_ϕ provoque une diminution sensible dans le coefficient de sécurité au renversement. L'augmentation de CV_ϕ favorise l'hétérogénéité et le sol devient moins frottant, moins résistant aux forces de cisaillement, par apport un sol homogène ce qui implique une diminution au coefficient de sécurité au renversement. Cette diminution peut changer l'état de stabilité du mur dans la zone où il est dimensionné ; pour k_h=0.2 en cas déterministe avec CV_ϕ=0, le coefficient de sécurité au renversement F_{s_r}= 1.72, pour une augmentation de variation CV_ϕ = 30%, le coefficient de sécurité au renversement est devient 1.57. Aussi on observe que plus le coefficient d'accélération sismique (k_h) augmente, le coefficient de stabilité au renversement (Fs_r) moyen diminue et plus que, l'écart entre les valeurs du coefficient de sécurité au renversement diminue quelle que soit la valeur de CV_ϕ.

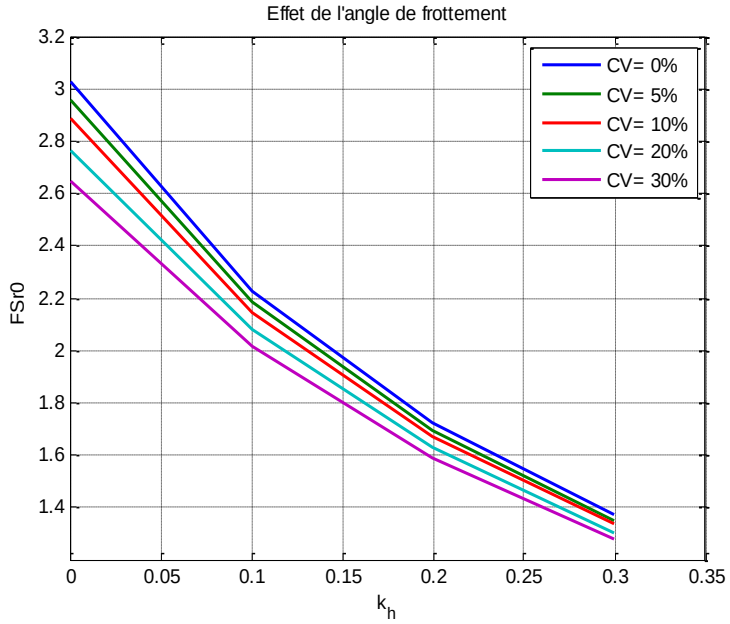


Figure 5.12: La stabilité au renversement en fonction de la variabilité de l'angle de frottement

5.5.2 Influence de la variabilité du poids volumique

- **Stabilité au glissement**

Les figures (5.13, 14) montrent les statistiques des coefficients au glissement et au renversement en fonction de la variabilité du poids volumique γ respectivement. A partir des courbes tracées, on peut souligner ce qui suit :

- ✓ La variabilité du poids volumique présente une légère influence sur la stabilité externe du mur de soutènement poids, cette influence légère a été constatée aussi sur la poussée active dynamique (figure 5.6).
- ✓ On peut remarquer aussi, lorsque le coefficient de variation CV_γ augmente, la poussée active augmente qui implique une augmentation dans la poussée dynamique (P_{ae}) (conclusion à partir de la figure 5.6). L'augmentation dans la poussée active avec même conditions (zone et géométrie du mur) induit une diminution aux coefficients de sécurité au glissement et au renversement (équations 5.4 et 5.5).
- ✓ Aussi on observe que plus le coefficient d'accélération sismique (k_h) augmente, les coefficients de stabilité au glissement(Fs_g) et au renversement(Fs_r) moyens diminuent et plus que, l'écart entre les valeurs des coefficients de sécurité diminuent quelle que soit la valeur de CV_γ

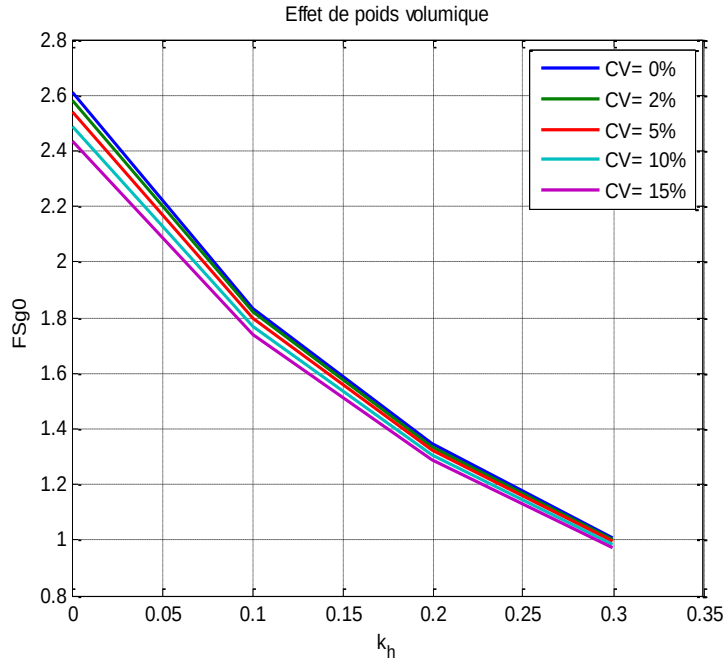


Figure 5.13: La stabilité au glissement en fonction de la variabilité du poids volumique

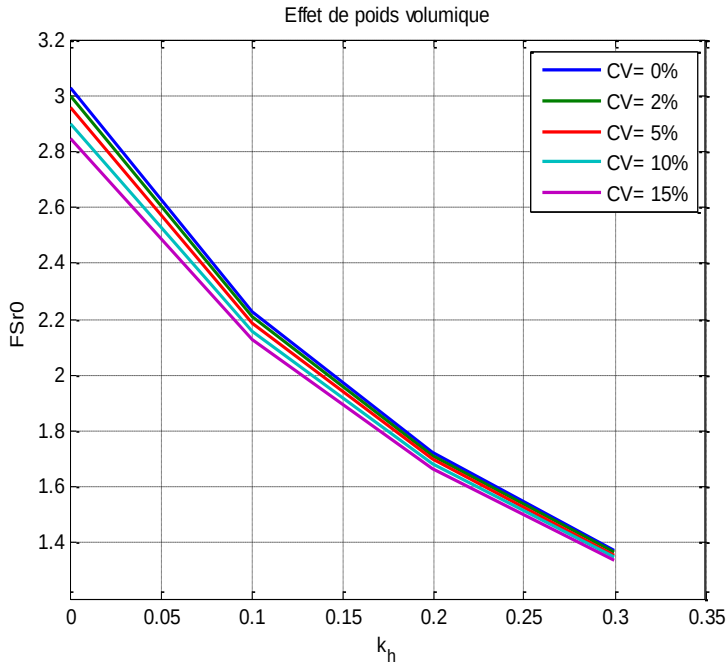


Figure 5.14: La stabilité au renversement en fonction de la variabilité du poids volumique

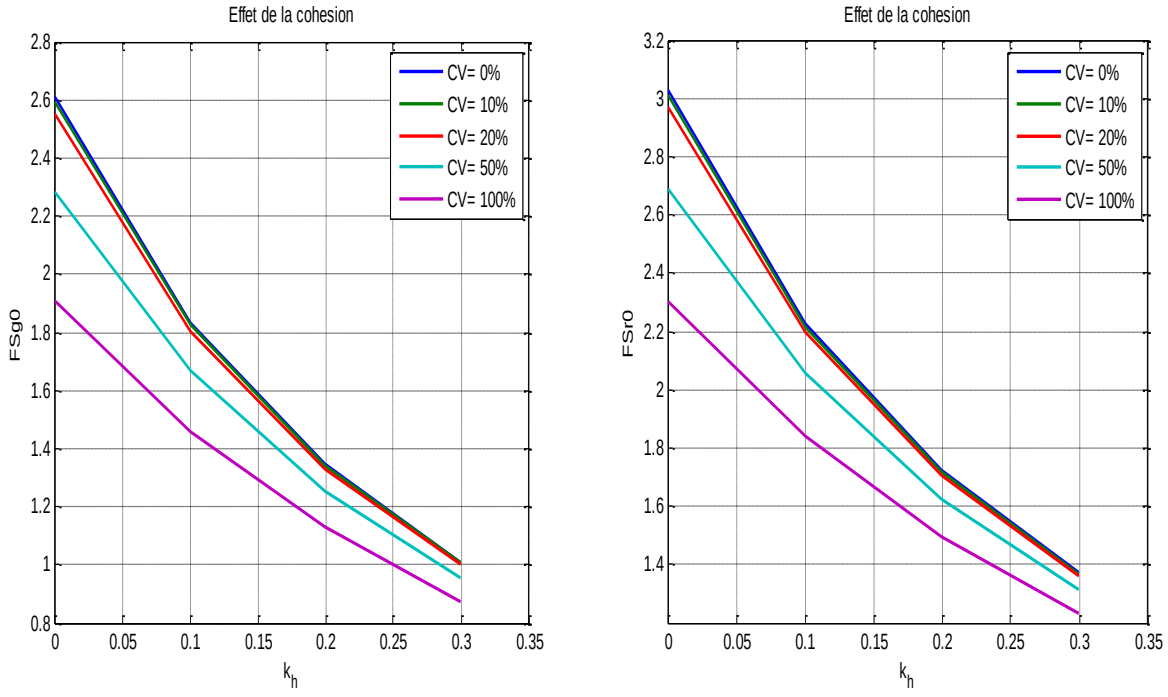
5.5.3 Influence de la variabilité de la cohésion

- **Stabilité au glissement et au renversement**

À partir des courbes tracées dans la figure (5.15), on peut constater que l'influence de la variabilité de la cohésion sur la stabilité externe (glissement et renversement) des murs de soutènement se compose à deux parties :

1- Lorsque la variation de $CV_c \leq 20\%$, la variabilité de la cohésion n'a pas d'influence sur la stabilité du mur que soit la stabilité au glissement ou la stabilité au renversement ;
2- Lorsque la variation de $CV_c \geq 50\%$, la variabilité de la cohésion a une influence sensible sur la stabilité du mur que soit au glissement ou au renversement.

L'augmentation de la cohésion par une variation de 50% et 100% favorise la non homogénéité de la cohésion entre les sous couches en profondeur qui permet une diminution remarquable de la force de cisaillement ($\tau = \sigma tg\phi + c$) et le profil rend mois résistant aux forces de séisme comparé au sol homogène .Donc la diminution de la force de cisaillement induit une augmentation au risque d'instabilité et une diminution sensible dans les coefficients de sécurité au glissement et au renversement. Cette conséquence peut changer l'état de stabilité du mur dans la zone où il est dimensionné, par exemple pour *kh*=0.2 en cas déterministe (CV_c =0) Fs_g = 1.34, pour CV_c = 100%, le coefficient de sécurité au glissement devient 1.17, donc le mur est perdu sa stabilité.



a- stabilité au glissement **b- stabilité au renversement**

Figure 5.15: Stabilité externe du mur en fonction de la variabilité de la cohésion

Suite à l'étude paramétrique on a constaté que, les paramètres influencent sur la stabilité des murs de soutènement poids en cas dynamique sont :

1- L'angle de frottement ;

2- La cohésion.

Pour bien montrer l'effet de la variabilité de ces deux propriétés sur la stabilité externe en fonction du coefficient d'accélération sismique (*kh*) , une étude comparative est faite entre un sol homogène et deux autres hétérogènes, le périmer a une variation dans le frottement $CV\phi$=30% et le deuxième a une variation de *CVc* =100%. Les résultats sont présentes ci-dessous :

Cas 1 : Sol a une variation au frottement $CV\phi$=30%

kh	0	0.1	0.2	0.3
FSg0 (CV_ϕ=0)	2.61	1.83	1.35	1.01
FSg (CV_ϕ=30%)	2.24	1.63	1.22	0.92
ΔFgr	-0.37	-0.20	-0.13	-0.09

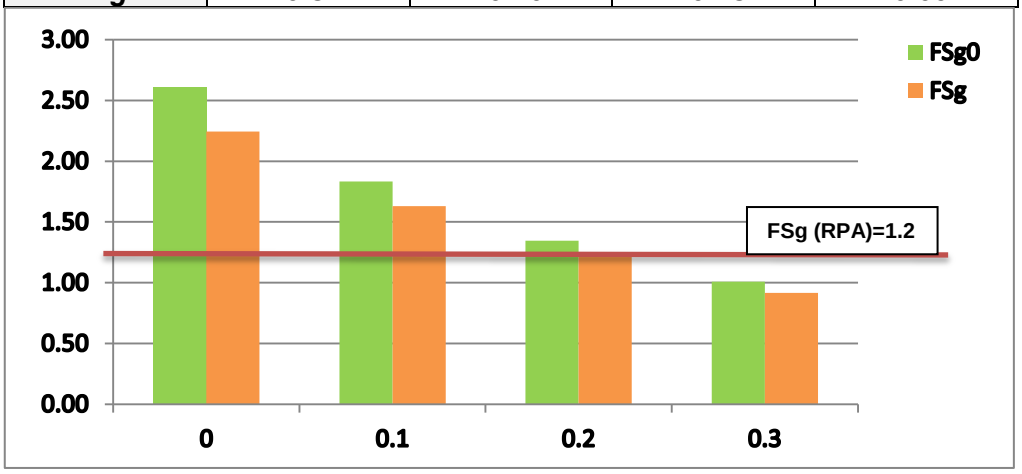


Figure 5.16: Effet de la variabilité au frottement sur le *FSg*.

kh	0	0.1	0.2	0.3
FSr0 (CV_ϕ=0)	3.03	2.23	1.72	1.37
FSr (CV_ϕ=30%)	2.65	2.01	1.59	1.28
ΔFSr	-0.38	-0.21	-0.13	-0.09

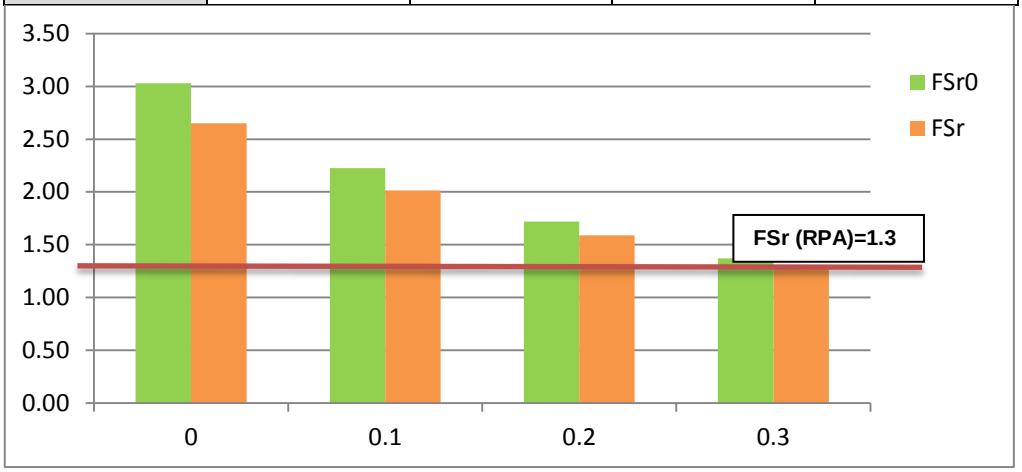


Figure 5.17: Effet de la variabilité au frottement sur le *FSr*

A partir les résultats obtenus dans les figures 5.16 et 5.17 on constate que :

- ✓ La non homogénéité au frottement augmente toujours le risque d'instabilité car elle induit toujours une diminution aux coefficients sécurités (*FSg* et *FSr)*, par exemple, pour *kh*=0.2 dans le cas de la stabilité au glissement, le mur retenant un sol homogène est stable mais pour le sol hétérogène ($CV\phi$=0.3) ce mur risque de perdre sa stabilité, en comparaison par apport à la valeur définie par RPA2003.
- ✓ Aussi on observe, plus le coefficient accélération sismique (*kh*) augmente plus la variation due au $CV\phi$=30% dans les *FSg* et *FSr* diminuée. Donc dans la zone ou accélération sismique est grande quelle que soit de la variabilité $CV\phi$ ne peut résister aux forces sismique et va engendrer une poussée plus grande.

Cas 2 : Sol a une variation de la cohésion *CVc*=100%

A partir les résultats exposés dans les figures 5.18 et 5.19 on remarque que :

- ✓ L'Hétérogénéité dans la cohésion d'un sol a une influence idem que la non homogénéité au frottement d'un sol sur la stabilité dynamique des murs de soutènement mais sa influence est plus prononcée.

kh	0	0.1	0.2	0.3
FSg0 (CVc=0)	2.61	1.83	1.35	1.01
FSg (CVc=100%)	1.91	1.46	1.13	0.88
ΔFgr	-0.70	-0.37	-0.22	-0.13

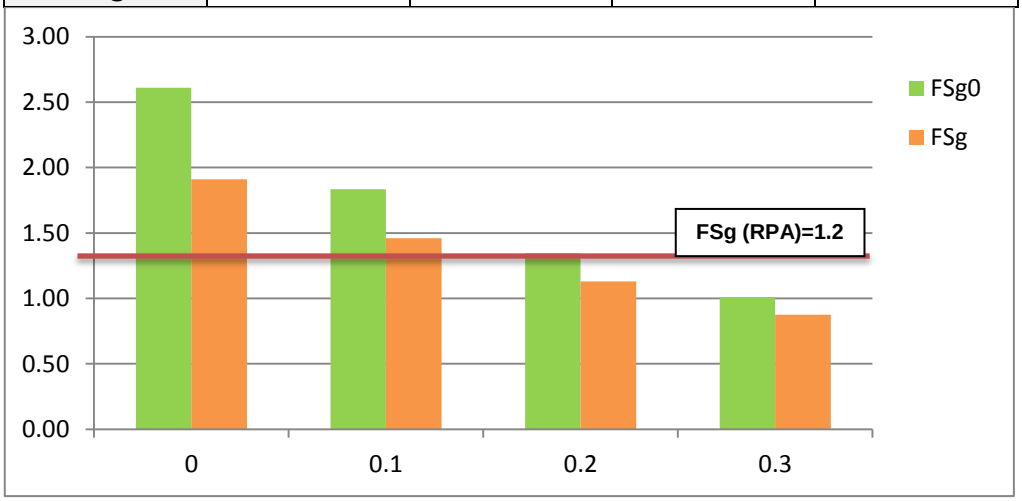


Figure 5.18: Effet de la variabilité dans la cohésion sur le *FSg*.

CVc	100%			
kh	0	0.1	0.2	0.3
FSr0 (CVc=0)	3.03	2.23	1.72	1.37
FSr (CVc=100%)	2.30	1.84	1.50	1.23
ΔFSr	-0.72	-0.39	-0.22	-0.14

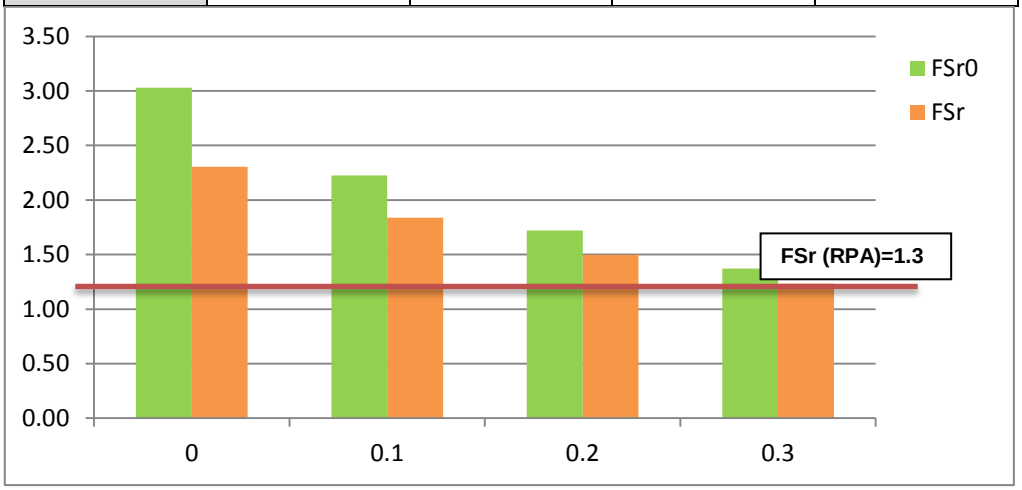


Figure 5.19: Effet de la variabilité dans la cohésion sur le *FSr*.

5.6 Conclusion

Dans ce chapitre, il a été montré à partir une étude parametrique de l'effet de la variabilité spatiale des propriétés de sol sur la stabilité externe (glissement et renversement) pour les murs de soutenement poids soutenu un remlai stratifie de type $(c-\phi)$ ainsi que l'angle de rupture et la poussée active, car cette derniere a un role important sur stabilité de ce type de murs. Les propriétés aléatoires du sol considérées sont l'angle de frottement, le poids volumique et la cohésion. La prédiction des moyennes est effectuée en utilisant les simulations de Monte Carlo combinées avec la méthode de tranches horizontales. Les principaux résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5.1: Récapitulatif des résultats

Paramètres	**Angle de rupture critique (θ_c)**	**La poussée active dynamique (P_{ae})**	**Stabilité externe du mur**	
			Au glissement	**Au renversement**
L'angle de frottement (ϕ)	L'augmentation de CV_ϕ induit une augmentation dans de l'angle de rupture critique.	L'augmentation de CV_ϕ provoque une augmentation sensible dans de la poussée dynamique active.	L'augmentation de CV_ϕ provoque une diminution visible, dans le coefficient de sécurité au glissement	L'augmentation de CV_ϕ provoque une diminution sensible dans le coefficient de sécurité au renversement
Le poids volumique (γ)	La variabilité du poids volumique γ n'a pas d'influence sur l'angle de rupture critique.	La variabilité du poids volumique présente une influence superficielle sur la poussée active dynamique	La variabilité du poids volumique présente une légère influence sur la stabilité au glissement et au renversement	
La cohésion (c)	L'influence de l'augmentation de la cohésion sur l'angle de rupture critique s'avère significative lorsque $CV_c \geq 50\%$	La variabilité de la cohésion n'a pas d'influence sur la poussée active dynamique pour les $CV_c \leq 20\%$, par contre a une influence remarquable sur la poussée active en cas de $CV_c \geq 50\%$.	La variabilité de la cohésion n'a pas d'influence sur la stabilité du mur que soit le glissement ou le renversement pour les $CV_c \leq 20\%$, par contre a une influence visible sur la stabilité du mur en cas de $CV_c \geq 50\%$.	

Conclusion générale

Conclusions générales et recommandations

Le présent travail fait partie des recherches consacrées à l'évaluation de l'effet de la variabilité spatiale sur le comportement des ouvrages. Dans ce mémoire de magister, on s'est intéresse à la détermination de la poussée dynamique active et la stabilité dynamique externe (glissement et renversement) d'un mur de soutènement poids retenant un remblai stratifie de $(c-\phi)$ avec considération que l'adhésion (c_a) est différente de la cohésion (c), et ce, en tenant compte de la variabilité spatiale des propriétés du sol. La méthode probabiliste de simulation indirecte des champs aléatoires non-gaussiens a été utilisée pour la simulation de la variabilité spatiale des propriétés du sol. En associant à la variable aléatoire bornée la loi de distribution beta (l'angle de frottement, poids volumique), et à la variable aléatoire non bornée la loi de distribution lognormale (cohésion). Pour déterminer la poussée active dynamique du sol, on a utilisé la méthode des tranches horizontales. Le principe de cette méthode est la décomposition le profil de sol sous plusieurs couches horizontales, qui favorise l'affectation des caractéristiques physiques et mécaniques de chaque couche. La résolution de la matrice des forces d'équilibres appliquées sur les tranches a été faite par une application numérique développée sous Matlab. Pour l'étude de la stabilité dynamique externe du mur de soutènement, les formules des coefficients de sécurité au glissement et au renversement ont été utilisées, en considérant que les forces appliquées et les moments générés en cas dynamique. La théorie de calcul des forces est basée sur la méthode pseudo statique qui est largement utilisée par la plupart des ingénieurs de conception. Cette approche considère que les actions sismiques seront représentées par un ensemble de forces statiques horizontales (F_h) et verticales (F_V) appliquées au centre de gravité du prisme de rupture et qui sont exprimées en termes de poids du coin de rupture multipliée par un coefficient sismique, (k_hW et k_vW).

A ce titre, une étude paramétrique a été effectuée relative à l'influence de la variabilité spatiale en profondeur du l'angle de frottement, de poids volumique et de la cohésion sur la poussée sismique active et sur l'angle de rupture pour un remblai stratifie de type $(c-\phi)$ sec ainsi que sur la stabilité externe (au glissement et au renversement) en cas sismique du mur de soutènement poids retenant ce remblai.

Dans ce cadre de travail d'initiation de recherche, on peut récapituler les principales conclusions suivantes:

- La poussée active dynamique, en cas déterministe est diminuée par l'augmentation des facteurs suivants: l'angle de frottement (ϕ), la cohésion (c) et l'adhésion (ca).

- La poussée active dynamique en cas déterministe est augmentée par l'augmentation des paramètres suivants : le poids volumique (γ), l'angle de frottement du mur-remblai (δ), la surcharge (q), l'angle d'inclinaison du mur (α) et sa hauteur (H).
- L'utilisation d'un remblai frottant, cohérent et lâche favorise l'atténuation de la magnitude de la poussée active générée lors d'un séisme.
- L'augmentation du coefficient de variation de l'angle de frottement (CV_ϕ) provoque une augmentation sensible dans de la poussée dynamique active. L'accroissement de CV_ϕ favorise l'hétérogénéité, qui implique une diminution de l'angle de frottement, ce qui explique que la non-homogénéité rend le profil de sol moins frottant, moins rigide et plus lâche, comparé au sol homogène (CV_ϕ=0).
- l'augmentation de CV_ϕ conduit à une augmentation dans l'angle de rupture critique, en induisant un élargissement de la surface de la masse qui participé au coin de rupture.
- L'augmentation de CV_ϕ provoque une diminution sensible, dans le coefficient de sécurité au glissement et au renversement. La diminution des coefficients de sécurité peut changer l'état de stabilité des murs dans la zone où ils sont dimensionnés.
- L'augmentation de la variabilité du poids volumique (CV_γ) présente une légère influence sur la poussée dynamique active ainsi que une diminution superficielle dans les valeurs des coefficients de sécurité au glissement et renversement. Par ailleurs cette variabilité n'a pas d'influence sur l'angle de rupture critique. Pratiquement l'influence du poids volumique sur la stabilité des murs de soutènement poids peut être négligée.
- La variabilité de la cohésion n'a pas d'influence sur la poussée active dynamique et l'angle de rupture critique pour une variation de $CV_c \leq 20\%$. Néanmoins, elle a une influence remarquable sur la poussée active et l'angle de rupture en cas d'une variation de $CV_c \geq 50\%$.
- La variabilité de la cohésion a une influence visible sur la stabilité du mur en cas de variation $CV_c \geq 50\%$. Une augmentation importante de CV_c peut changer complètement le type de sol, à cet effet, la poussée active subit une augmentation considérable, en impliquant des diminutions remarquable aux valeurs des coefficients de sécurité.
- Plus que le coefficient d'accélération sismique (k_h) augmente, les coefficients de stabilité au glissement (Fs_g) et au renversement (Fs_r) moyens diminuent quelle que soit les valeurs de CV_ϕ, de CV_c et de CV_γ.

Ces résultats mettent en évidence la nécessité de prendre en considération l'effet de la variabilité spatiale des propriétés des sols dans une conception parasismique des murs de soutènement.

Perspectives et travaux futures

A la fin de ce mémoire, certaines recommandations peuvent être citées pour des futurs travaux, il s'agit de :

- Étude de l'effet de la variabilité spatiale des propriétés du sol en considérant un remblai partiellement saturé ou saturé ;
- Étude de l'effet de la variabilité spatiale des propriétés du sol en considérant la détermination de la poussée active par la méthode pseudo dynamique ;
- Prise en compte de l'interaction fondation-sol-remblai.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

Ang AHS, Tang WH (1975). *Probability concepts in engineering planning and design. John Wiley& Sons..*

Arango I(1969). *Response of Soils, Foundations, and Earth Structures. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 53, No. 2, pp. 309 – 357.*

Azad A, Yasrobi S, Pak A(2008)*.Seismic active earth pressure distribution behind rigid retaining walls. Soil Dynamic and Earthquake Engineering; Vol. 28, No.5, pp 365-375.*

Badaoui M (2008).*Influence de l'hétérogénéité géologique et mécanique sur la réponse des sols multicouches. Thèse de Doctorat.*

Baecher GB. (1987). *Statistical analysis of geotechnical data. Rep. No. GL-87-1, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Va.*

Baecher GB, Christian JT. (2003)*.Reliability and statistics in geotechnical, Wiley*

Bauer J, Pula W (2000). Reliability with respect to settlement limit-states of shallow foundations on linearly-deformable subsoil. *Computer and Geotechnics*, 26, pp. 281-308.

Brockwell PJ, Davis RA. *Time series: theory and methods. 2nd. Ed., Springer, New-York,* 1991.

Brooker PI.(1991). *A Geostatistical Primer. World Scientific, Singapore.*

C .Plumelle (2002). *Chapitre XIV : Action du sol sur un écran Cnam – Paris – Géotechnique,*

C. Plumelle (2003). *Chapitre XV : calculs des murs de soutènement Cnam –Paris –Géothnique,*

Caquot A, Kerisel F*. Tables for the Calculation of Passive Pressure, Active Pressure and Bearing Capacity of Foundations. Gauthier-Villars, Paris (1948).*

Chen WF, Liu XL. (1990). *Limit analysis in soil mechanics,Elsevier, Amsterdam, 477.*

Chen Z, Li S*. Evaluation of active earth pressure by the generalized method of slices. Can Geotech J 1998; 35:591–9.*

Cherif Mohammed (2011)*. Effet de la variabilité spatiale des propriétés de sol sur la réponse dynamique des fondations tridimensionnelles reposant sur un profil de sol viscoélastique non homogène. Mémoire de Magister ENSTP.*

Cherubini C. (2000). *Reliability evaluation of shallow foundation bearing capacity on C', ϕ' soils. Can. Geotech. J., 37, 264-269.*

Cherubini C, Giasi I, Rethati L. (1993*).The coefficient of variation of some geotechnical parameters. Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering. Edited by Li, K.S., et Lo, S-C.R., A.A. Balkema, Rotterdam, pp 179-183.*

Chiasson P, Lafleur J, Soulie M, Law K.T. (1995)*. Characterizing spatial variability of a clay by geostatistics. Canadian Geotechnical Journal, 32(1), pp. 1-10.*

Choudhury D, Sitharam TG, Subbarao KS*. (2004). Seismic design of earth retaining structures and foundations. Current Science, Special Section: Geotechnics and Earthquake Hazards, Vol. 87, No. 10, pp 1417-1425.*

Clark I. *Practical geostatistics. Applied Science Publishers, London, 1979.*

Coulomb C.A*. Essai sur une application des règles de maximis et minimis relatifs à l'architecture. in Mémoires de Mathématique et de Physique. Présentes à l'Académie Royale des Sciences, 7, pp. 343-382 (1776).*

Dakoulas, Gazetas G. (2008*). Seismic earth pressures on rigid and flexible retaining walls. J.Soil dynamics and earthquake engineering vol.25, 795-809,*

DeGroot DJ, Baecher GB. (1993)*. Estimating autocovariance of in-situ soil properties. Journal of Geotechnical Engineering, 1993; 119(1): 147–166.*

Fang YS, Yang YC, Chen TJ . *Retaining walls damaged in the Chi-Chi earthquake. Can. Geotech. J. 40: 1142–1153 (2003). © 2003 NRC Canada.*

Fenton GA, Griffiths DV(1997)*. Extreme hydraulic gradient statistics in stochastic earth dam. J Geotech Engng ASCE;123:995-1000.*

Fenton GA. (1990). *Simulation and analysis of random fields. Ph.D. thesis, Princeton University.*
Fenton GA, Griffiths DV.*Probabilistic foundation settlement on spatially random soil.Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2002; 128(5):381-390.*
Fenton GA, Vanmarcke EH.*Spatial variation in liquefaction risk.Géotechnique,1998;48(6): 819-831.*
Fenton G A, Griffiths DV. (2003)*. Bearing capacity prediction of spatially random C-φsoils. Can. Geotech. J, 40, 54-65.*
Franklin AG, Chang FJC. (1977). *Earthquake Resistancc of Earth and Rockfill Dams;.Permanent Displacements of Earth Embankments by Newmark Sliding Block Analysis, U S. Army Engineer Waterways Experiment Station. Soils and Pavements Laboratory, Vicksburg.MS. pp. 1-38.*
Ghanbari A, Ahmadabadi M. (2010)*. Pseudo-Dynamic Active Earth Pressure Analysis of Inclined Retaining Walls Using Horizontal Slices Method. Transaction A: Civil Engineering Vol. 17, No. 2, pp. 118-130© Sharif University of Technology.*
Glaser S. *System identification and its application to estimating soil properties. Journal of Geotechnical Engineering, 1995; 121(7): 553-560.*
Griffiths DV, Fenton GA(1998)*. Probabilistic analysis of exit gradients due to steady seepage. J Geotech Engng ASCE; 124:789-797.*
Griffiths DV, Fenton GA. *Three-dimensional seepage through spatially random soil. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1997; 123(2): 153–160.*
Guilhem Mollon (2010) *.Etude déterministe et probabiliste du comportement des tunnels.Thèse de Doctorat. École doctorale MEGA de Lyon.*
Hohn ME. (1988). *Geostatistics and Petroleum Geology. Van Nostrand Reinhold, New-York.*
Hua ZK, Shen CK*.Lateral earth pressure on retaining structure with anchor plates. J. of Geotechnical Eng. ASCE, 113(3), pp. 189-201 (1987).*
Huang C, Chen Y H. (2004)*.Seismic stability of soil retaining walls situated on slope. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol 130, No. 1, ASCE.pp 45-57.*
Ishihara K. (1995). *Soil behaviour in earthquake geotechnics. Oxford science publications1995*
Jaksa M B. (1995). *The influence of spatial variability on the geotechnical design properties of a stiff, over consolidated clay. Ph.D. Thesis, The University of Adelaide, Faculty of Engineering*
Jaksa MB, Brooker PI, Kaggiva WS. *Inaccuracies associated with estimating random measured errors. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1997; 123(5):393-401*
Jaksa MB, Kaggwa WS, Brooker PI. (1993). *Geostatistical Modelling of the Undrained Shear Strength of a Stiff, Over consolidated, Clay. Proceedings of Conference of Probabilistic Methods. in Geotechnical Engineering, Canberra, A. A. Balkema, Rotterdam: 185-194.*
Janbu N. (1973).*Slope stability computation in embankment dam engineering. New York: Wiley; 1973.*
Kapila, JP. (1962). *Earthquake Resistant Design of Retaining Walls, Proceedings. 2nd Earthquake Symposium, University of Roorkee, Roorkee, India,*
Kramer SL.(1996)*. Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice Hall, Inc. Upper Saddle River, New Jersey, pp 653.*
Krige DG. *A Statistical Approach to Some Mine Valuations and Allied Problems at the Witwatersrand, Master's Thesis, University of Witwatersrand 1951.*
Kulhawi FH. (1999)*. On evaluation of statistic soil properties.Stability and performance of slopes and embankments II (GSP31).ASCE, Edité par Seed,R.B. et Boulanger, R.W., New York, pp. 95-115.*
Kulhawy FH, Birgisson B, Grigoriu M. (1992) *Reliability based foundation design for transmission line structures: Transformation models for in-situ tests. Report No. El-5507(4), Electric Power Research Institute, Palo Alto, Calif.*

Kumar J, Subba Rao K S, (1997*). Passive Pressure determination by method of Slices. In J Num Anal Method Geomech USA 21:337-345.*

Lacasse S, Nadim F. (1996). *Uncertainties in characterizing soil properties. Uncertainty in the Geologic Environment, ASCE, Madison, pp. 49-75.*

Lancellotta R. (2002). *Analytical solution of passive earth pressure. Geotechnique, Vol. 52, No. 8, pp. 617-619.*

Lee IK, Herrington JR*. (1972). A theoretical study of the pressure acting on a rigid wall by sloping earth of rock fill Geotechnique, 22(1), pp. 1-27.*

Lumb P. *Application of Statistics in Soil Mechanics. In Soil Mechanics – New Horizons,Chapter 3, American Elsevier, New York, 1974: 44-111.*

Lumb P. (1970). *Safety factors and the probability distribution of soil strength. Canadian Geotechnical Journal, 3, 74-97.*

M. bieth Emmanuel (2010). *Cours de Mécanique des sols appliquée : Murs de soutènement.*

Madhav MR, Ramakrishna KS(1988)*. Probabilistic prediction of pile group capacity. In: Spanos PD, editor. Probabilistic methods in civil engineering. New York: ASCE Publication, p. 5-8.*

Magnan J P*. Quelques Spécifités du Problème des Incertitudes en Géotechnique. Revue Française De Géotechnique N°93, 2000.*

Mann C J. (1987) .*Misuses of Linear Regression in Earth Sciences. In Use and Abuse of Statistical Methods in the Earth Sciences, Size, W. B. (ed.), Oxford University Press, New York, 74-106.*

Matheron G. (1963).*Principles of Geostatistics. Economic Geology, 58: 1246-1266.*

Matheron G. (1965).*Les variables régionalisées et leur estimation. Masson et Cie, Paris.*

Mononobe N, Matsuo H. (1929). *On the Determination of Earth Pressures During Earthquakes, Proceedings, World Engineering Conference, Vol. 9,1929.*

Morgenstern NR, Price VE (1965)*. The analysis of the stability of general slip surfaces.Geotechnique 1965;15(1):79–83.*

Newmark NM. (1965)*. Effects of Earthquakes on Dams and Embankments. The Institution of Civil Engineers, The Fifth Rankine Lecture, Geotechnique. Vol. 15, No.2, January, pp.137-161,*

Nour A. (2004). *Investigation stochastique sur les milieux hétérogènes par la méthode des éléments finis. Thèse de Doctorat, Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumedienne, Algérie,*

Nour A, Slimani A, Laouami N. (2002). *Foundation settlement statistics via finite element analysis. Journal Computers and Geotechnics, 29(8): 641-672.*

Nour A, Slimani A, Laouami N, Afra H.(2003). *Finite element model for the probabilistic seismic response of heterogeneous soil profile. Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 23(5): 331-348.*

Nouri H, Fakher A, Jones C.J.F.P. (2006)*. Development of horizontal slice method for seismic stability analysis of reinforced slopes and walls. Geotextiles and Geomembranes; Vol. 24, pp 175–187.*

Nouri H, Fakher A, Jones C.J.F.P.(2008).*Evaluating the effects of the magnitude and amplification of pseudo-static acceleration on reinforced soil slopes and walls using the limit equilibrium horizontal slices method.Geotextiles and Geomembranes; Vol26, No. 3, pp 263–278.*

Okabe S. (1926) .*General theory of earth pressures. J.Japan Soc. Civil Eng 1926, 12(1).*

Phoon K, Kulhawy F H*. (1999)****. Evaluation of geotechnical property variability. Can. Geotech. J., 36, 625-639.*

Popescu R. (1995)*. Stochastic variability of soil properties: data analysis, digital simulation, effects on system behaviour. PhD thesis, Princeton University, Princeton, NJ.*

Prakash S, d Basavanna BM. (1969). *Earth Pressure Distribution Behind Retaining Wall During Earthquake. Proceedings, 4th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile.*

Prakash S, Saran S. (1966). *Static and Dynamic Earth Pressure Behind Retaining Walls. Proceedings, 3rd Symposium on Earthquake Engineering, Roorkee, India, Vol. 1.*

Przewlocki J(2000).*Two-dimensional random field simulations of mechanical soil properties. J GeotechEngng ASCE;126: 373-378.*

Rankine WJ. *On the mathematical theory of the stability of earthwork and masonry. Proc. of the Royal Society of London, 8, pp. 60-61 (1857).*

Rendu JM. (1981). *An Introduction to Geostatistical Methods of Mineral Exploration, 2nd ed., SouthAfrican Inst. Mining and Metallurgy, Johannesburg.*

Richard R, Elms DG. (1979). *Seismic Behavior of Gravity Retaining Walla. J Gcol.Engrg.Dn .ASCE, Vol. 105, No. GT4, April, pp. 449-464.*

Rosenblatt M. (1952).*Remarks on a multivariate transformation. Ann. of Mathematical Statistics, 23: 470-472.*

Saran S, and Prakash S. (1968). *Dimensionless Parameters for Static and Dynamic Earth Pressure for Retaining Walls. Indian Geotechnical Journal, Vol. 7, No. 3.*

Seed HB, Whitman RV. (1970). *Design of Earth Retaining Structures of Dynamic Loads. Proceedings, Speciality Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, ASCE, pp. 103-147.*

Shahgholi M, Fakher A, Jones C.J.F.P. (2001).*Horizontal slice method of analysis. Geotechnique; Vol. 51, No. 10, pp 881-885.*

Shekarian S, Ghanbari A, Farhadi, A. (2008).*New seismic parameters in the analysis of retaining walls with reinforced backfill.Geotextiles and Geomembranes; Vol. 26, No. 4,pp 350–356.*

Shekarian S, Ghanbari A. (2008) *.A Pseudo-Dynamic Method to Analyze Retaining Wall with Reinforced and Unreinforced Backfill . JSEE; Vol. 10, No. 1, pp 41-47.*

Shinozuka M. (1987). *Stochastic fields and their digital simulation. In: Schueller GI and Shinozuka M, Editors. Stochastic methods in structural dynamics, Martinus Nijhoff Publishers, Boston, Mass. 93-133,*

Shinozuka M (1972). *Digital simulation of random processes and its applications. J Sound Vibr.25(1):111-28,*

Shukla SK, Gupta SK, Sivakugan N. (2009). *Active earth pressure on retaining wall for c – Φ soil backfill under seismic loading condition. J of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 135, No.5,*

Sima Ghosh, Satarupa Sengupta (2012c). *Extension of Mononobe-Okabe Theory to Evaluate Seismic Active Earth Pressure Supporting c-φ Backfill: Vol. 17 [2012], Bund. D.*

Sima Ghosh, Satarupa Sengupta, (2012a). *Formulation of Seismic Active Earth Pressure of Inclined Retaining Wall Supporting c-Φ Backfill :IPCSIT vol. 28 (2012)Press, Singapore.*

Sima Ghosh, SatarupaSengupta (2012b). *Formulation of Seismic Passive Resistance of Non-Vertical Retaining Wall Backfilled with c-Φ Soil :Civil and Environmental Research Vol 2, No.1, 2012.*

Sima Ghosh, Sumen Deb (2013) .*pseudo-static passive response of retaining wall supporting c-φ backfill IJRET . MAR 2013.*

Smith GN (1986). *Probability and Statistics in Civil Engineering: An Introduction. Collins, London.*

Soulie M, Montes P, Silvestri V. (1990). *Modelling spatial variability of soil parameters. Canadian Geotechnical Journal, 27, pp. 617-630.*

Spencer EA (1967).*Method of analysis of stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. Geotechnique1967;17(1):11–26.*

Steedman RS, Zeng X. (1990)*.The influence of phase on the calculation of pseudo-static earth pressure on a retaining wall. Geotechnique, 40 (1), 103-112.*

Tang WH (1988)*. Updating anomaly statistics Ðmultiple anomaly pieces. J Engng Mech ASCE;114:1091-1096.*

Tang WH, Halim I, Gilbert RB(1988)*. Reliability of geotechnical systems considering geological anomaly. In: Spanos PD, editor. Probabilistic methods in civil engineering. New York: ASCE Publication, p. 136-139.*

Vanmarcke EH. (1983). *Random fields: analysis and synthesis. MIT Press, Cambridge, Massachusetts.*

Vanmarke EH.*Random vibration approach to soil dynamics. The use of probability in earth quake engineering. New York: ASCE Publication, 1977c: 143-76.*

Yamazaki F, Shinozuka M. (1988).*Digital generation of non-Gaussian stochastic field. Journal of Engineering Mechanics ASCE ; 114(7): 1183-1197.*

Yuceman MS, Tang WH, Ang AH. (1973)*. A probabilistic study of safety and design of earth slopes. Civil Engineering Studies, Structural research Series 402, University of Illinois, Urbana.*

Zahafi A. (2010). *Effet de la variabilité spatiale des propriétés de Sol sur la réponse des fondations filantes Reposant sur un profil de sol viscoélastique Multicouche. Memoir de magister ENSTP.*

Zerva, A. (1992). *Seismic ground motion simulations from a class of spatial variability models. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 21: 351-361.*

Zobiri Youcef. (2012). *effet de la variabilité spatiale des propriétés de sol sur la réponse sismique des barrages poids en béton reposant sur un profil de sol viscoélastique. Mémoire de Magister ENSTP.*