

N° d'ordre : / / G.C

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE HOUARI BOUMEDIENE

FACULTE DE GENIE CIVIL

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de

MAGISTER

En **GENIE CIVIL**

Spécialité : géotechnique

Par:

Madani HAMLAOUI

Ingénieur d'état en Travaux Publics de L'école Nationale des Travaux Publics ENTP

Thème

**INFLUENCE DE LA VARIABILITE DES PROPRIETES PHYSIQUES ET
MECANIQUES DES SOLS SUR LA STABILITE DES OUVRAGES
" APPROCHE STOCHASTIQUE "**

Soutenu le : 16 / 07 / 2005 devant le jury suivant :

Messieurs :

BENOUAR DJILLALI	Professeur	USTHB	Président
NECHNECH AMMAR	Maître de Conférences	USTHB	Directeur de thèse
BAHAR RAMDANE	Professeur	UMMTO	Examineur
KAOUA FARID	Maître de Conférences	USTHB	Examineur
KHEMISSA MOHAMED	Maître de Conférences	UMBM	Examineur (Abs)
BELABDELOUAHAB FARID	Chargé de Cours	ENTP	Examineur (Abs)

Résumé

Au cours de ces dernières années, une importance grandissante est donnée aux approches probabilistes pour l'évaluation de la sécurité des ouvrages en mécanique du sol, où on a assisté à un développement rapide des méthodes permettant d'estimer la probabilité de ruine de ces ouvrages.

Le but de notre travail est d'une part, tester et évaluer la possibilité réelle d'application de ces méthodes et d'autre part, cerner les limites des approches actuelles et définir certains résultats utiles à l'ingénieur géotechnicien.

Pour quantifier ce risque de ruine, on considère les variables d'entrée comme des variables aléatoires ou des fonctions aléatoires. Ainsi le résultat final qui est sous forme de facteur de sécurité correspond à une variable aléatoire dépendante.

En se mettant dans un contexte géologique local (sol Algérien) et en considérant les propriétés physique et mécanique du sol déterminées à partir des essais de laboratoires comme étant des variables aléatoires, nous avons élaboré un programme de calcul de fiabilité relatif aux cas des murs de soutènement et des fondations superficielles en se basant sur le développement théorique de trois méthodes de calcul probabiliste (Monte Carlo, Rosenblueth et les Perturbation Indépendantes)

L'outil de calcul développé ne prétend pas avoir une utilité générale, il définit toutefois une voie qui devrait être explorée plus à fond dans le futur, car elle est susceptible d'apporter des éléments permettant de contribuer aux prises de décision des concepteurs de ce type d'ouvrages.

Mots-clés

Mur de soutènement, Fondation superficielle, Variabilité, Stochastique, Probabilité de ruine, Méthode de Monte Carlo, Méthode de Rosenblueth, Méthode des perturbations indépendantes,

Abstract

Along the last years, a growing importance has been dedicated to the probabilistic approaches for the evaluation of the security of structure in soil mechanics, where we've assisted rapid developments of the methods which allow assessing the ruin probability of these structures.

The goal of our work is on one part, testing and evaluating the real possibility to apply these methods and on the other part, enclosing the limits of the actual approaches and defining certain useful results for the geotechnical engineer.

To quantify this risk of ruin, we consider the input variables as random variables or random functions. Thus, the final result which is in the form of a security factor corresponds to a dependent random variable.

Being put within a local geological context (Algerian soil) and considering the physical properties and soil mechanics determined from laboratory trials as being random variables, we have elaborated a calculation relative program of the reliability in case of the retaining walls and the shallow foundations based on the theoretical development of tree methods of probabilistic calculation (Monte Carlo, Rosenblueth, and the independent disruption).

The developed calculation tool does not claim having the general usefulness; however it defines a way which should be explored deeply in the future, for it being susceptible to bring elements allowing contributing to decision-taking for the designers of this type of structures.

Key words

(Retaining wall, Shallow Foundation, variability, ruin probability, Method of Monte Carlo, Method of Rosenblueth, Method of independent disruption, Stochastic).

ملخص

خلال الفترة الأخيرة أعطيت أهمية بالغة للطرق التي تستعمل فيها الاحتمالات من أجل قياس استقرار منشآت الهندسة المدنية ، حيث شهدنا تطور سريع لهذه الطرق موازاة مع إدخال الاحتمالات في ميدان ميكانيك التربة . الهدف من هذا العمل هو من ناحية تجريب و تقييم مدى صلاحية استعمال هذه الطرق على أرض الواقع ومن ناحية ثانية اختبار محدودية الطرق المستعملة في الوقت الحالي مع إعطاء بعض النتائج على شكل توجيهات تطبيقية للمهندس الجيو تقني .

من أجل تقييم نسبة احتمال انهيار المنشآت و التي هي عبارة عن جدار السند و الأساسات السطحية ، قمنا بإعداد برنامج رقمي و هذا بالاعتماد على الجانب النظري لبعض طرق الاحتمالات الموجودة (طريقة مونت كارلو ، طريقة روزنبلوث وطريقة المتباعدات المستقلة) ، حيث نعتبر المتغيرات الأساسية والمتمثلة في الخصائص الفيزيائية و الميكانيكية للتربة المحصل عليها عن طريق التجارب المخبرية كمتغيرات عشوائية أو دالة متغيرة، أما النتائج النهائية و التي هي عبارة عن معامل الأمان (FS) فهي توافق بدورها متغيرات عشوائية مرتبطة، مع الأخذ بعين الاعتبار الطابع الجيولوجي للمنطقة(تربة جزائرية).

إن الهدف من وراء إعداد البرنامج الرقمي ليس بالضرورة استعمال عام وإنما يفتح الطريق من أجل استعمال أوسع لطرق الاحتمالات في مجال قياس استقرار المنشآت التي لها علاقة مع ميكانيك التربة .

كلمات المفتاح : جدار السند ، الأساسات السطحية ، متغيرات الاحتمالات ، احتمال الانهيار ، طريقة مونتكارلو ، طريقة روزنبلوث وطريقة المتباعدات المستقلة .

Remerciements

Ce travail a été réalisé sous la direction de Monsieur Ammar NECHNECH, Maître de Conférences à L'USTHB, à qui je tiens à exprimer toute ma reconnaissance pour les aides multiples qu'il m'a apporté afin de mener à bien ce travail.

Je voudrais exprimer mes vifs remerciements à Monsieur Djillali BENOUAR, Professeur à l'USTHB, pour avoir accepté à la fois de juger mon travail et de présider ce jury.

J'adresse mes sincères remerciements à Monsieur Ramdane BAHAR, Professeur à l'UMMTO pour avoir accepté de juger ce travail et de participer au jury. Qu'il sache que je suis très honoré

Je remercie Monsieur Farid KAOUA, Doyen de la faculté de Génie Civil de l'USTHB, pour l'honneur qu'il m'a fait en faisant partie de ce jury et d'accepter de consacrer une partie de son temps précieux pour examiner ce travail.

Mes vifs remerciements s'adressent également à Monsieur Mohamed KHEMISSA, Maître de Conférences à l'UMB de M'sila pour avoir accepté d'examiner mon travail et de participer au jury.

Je remercie également Monsieur Farid BELABDELOUHAB, Chargé de cours à l'ENTP, pour l'honneur qu'il m'a fait de se pencher sur ce mémoire et de faire partie du jury.

Ma reconnaissance et mes vifs remerciements vont à mes enseignants de ma première année de magister à la faculté de génie civil de l'USTHB.

Je remercie également Messieurs M. NOUIOUAT et M. BADRI, pour leurs aides précieuses en informatique.

Mes remerciements s'adressent également à l'ensemble du personnel de la faculté de génie civil de l'USTHB pour leur disponibilité et leur gentillesse.

Sans oublier de remercier l'ensemble du personnel technique et administratif du laboratoire national des travaux publics de l'est L.T.P. Est, unité de Sétif pour leur prise en charge au sein du laboratoire durant mon stage.

Et enfin Je tiens à exprimer mon amitié et ma gratitude à Messieurs Z. KALLI et Z. MERZOUGUI pour leurs aides, leurs générosités et pour tous les bons moments passés ensemble à L'ENTP.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I - PATHOLOGIE ET CALCUL DETERMINISTE DES OUVRAGES	
I.1 - MURS DE SOUTÈNEMENT	5
I.1.1 - Introduction	5
I.1.2 - Pathologie des murs de soutènement.	5
I.1.3 - Calcul des murs de soutènement	8
I.2 - FONDATIONS SUPERFICIELLES.	17
I.2.1 - Introduction	17
I.2.2 - Pathologie des fondations superficielles	17
I.2.3 - Calcul des fondations superficielles	18
I.3 – CONCLUSION	20
CHAPITRE II - VARIABILITE NATURELLE DES SOLS	
II.1- INTRODUCTION.....	21
II.2 - ETUDES ANTERIEURS	21
II.3 -VARIABILITE NATURELLE DU SOL	22
II.3.1 - Introduction	22
II.3.2 - Aperçu historique sur le projet de l'aéroport de Sétif	22
II.3.3 – déroulement des études géotechniques antérieures	23
II.3.4 - Programme de reconnaissance géotechnique	23
II.3.5 - Géologie du site.	23
II.3.6 - Essais de laboratoire.	24
II.3.7 - Interprétation des résultats	25
II.3.8 - Variabilité des propriétés du sol d'assise	25
II.3.9 - Variabilité des propriétés du matériaux d'emprunt	27
II.4 - CONCLUSION.	28
CHAPITRE III - ANALYSE DE FIABILITE	
III.1- INTRODUCTION	29
III.2 - CONCEPTS GENERAUX DE FIABILITE.....	29
III.3 - CALCUL DE FIABILITÉ	31
III.3.1 – Cas fondamental	31
III.3.2 – Notion d'indice de fiabilité	31

III.4 - PROBABILITE DE RUINE D'UN SYSTEME.	36
III.5 - CONCLUSION	36
CHAPITRE IV - METHODES DE CALCUL PROBABILISTES DES OUVRAGES	
IV.1 - INTRODUCTION	37
IV.2 - MÉTHODES ANALYTIQUES	37
IV.3 - METHODES APPROCHEES	38
IV.3.1 -Estimation ponctuelle de Rosenblueth.....	38
IV.3.2 -Méthode des perturbations indépendantes... ..	41
IV.3.3 -Méthode de Monte Carlo.	45
IV.4 - CONCLUSION.	49
CHAPITRE V - APPLICATION 1 : CAS DES MURS DE SOUTÈNEMENTS	
V.1 – INTRODUCTION.	50
V.2 - EXEMPLES D' APPLICATIONS	51
V.2.1-Données géométriques et mécaniques.	51
V.2.2 - Analyse de Fiabilité	53
V.2.3 - Interprétations des résultats	68
V.3 – CONCLUSION	72
CHAPITRE VI - APPLICATION 2 : CAS DES FONDATIONS SUPERFICIELLES	
VI.1 - INTRODUCTION	74
VI.2 - EXEMPLES D 'APPLICATIONS	74
VI.2.1 - Données géométriques et mécaniques.	76
VI.2.2 - Analyse de fiabilité	77
VI.2.3 - Interprétations.	77
VI.3 - CONCLUSION.	90
CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES	91
REFERENCES ET BIBLIOGRAPHIE	94
ANNEXE	97
DESCRIPTION DU PROGRAMME DE CALCUL « FMSF ».	97
5.1 - Méthode de Mont Carlo	99
5.2 - Méthode de Rosenblueth	100
5.3 - Méthode de Rosenblueth	100

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1	Classification des désordres des murs de d'après les causes de sinistre	6
Tableau 2.1	Distribution des propriétés de l'argile molle organique de Cubzac-Les-Ponts	22
Tableau 2.2	Espérance et écart type des propriétés du sol d'assise	26
Tableau 2.3	Espérance et écart type des propriétés du remblai	27
Tableau 5.1	Données géométriques du mur	52
Tableau 5.2	Espérances et écarts types des propriétés physiques et mécaniques des sols	52
Tableau 5.3	Variables corrélées, Indice de fiabilité obtenue par différentes méthodes	53
Tableau 5.4	Variables non corrélés, Indice de fiabilité obtenue par différentes méthodes	54
Tableau 5.5	Renversement valeurs de la moyenne et de fréquences des classes	55
Tableau 5.6	Glissement : valeurs de la moyenne et de fréquences des classes	56
Tableau 5.7	Poinçonnement : valeurs de la moyenne et de fréquences des classes	57
Tableau 5.8	Probabilité de ruine en fonction du nombre des itérations $Pr=f(Iterations)$	58
Tableau 5.9	Probabilité de ruine en fonction de la cohésion du remblai $Pr=f(Cr)$	59
Tableau 5.10	Probabilité de ruine en fonction de l'angle entre le sol /semelle : $Pr=f(\psi)$	60
Tableau 5.11	Probabilité de ruine en fonction de l'angle de frottement interne : $Pr=f(\phi r)$	61
Tableau 5.12	Probabilité de ruine en fonction du poids volumique du sol : $Pr=f(\gamma r)$	62
Tableau 5.13	Probabilité de ruine en fonction de l'angle d'inclinaison% surface: $Pr=f(\varepsilon)$	63
Tableau 5.14	Probabilité de ruine en fonction de la surcharge q : $Pr=f(q)$	64
Tableau 5.15	Probabilité de ruine en fonction de la hauteur du remblai : $Pr=f(Hr)$	64
Tableau 5.16	Probabilité de ruine en fonction de la largeur de la semelle : $Pr=f(Lt)$	66
Tableau 5.17	Probabilité de ruine en fonction de la hauteur totale du mur : $Pr=f(\delta)$	67
Tableau 6.1	Données géométriques et géotechniques	73
Tableau 6.2	Espérances et écarts types des propriétés physiques et mécaniques des sols	74
Tableau 6.3	Variables corrélées, Indice de fiabilité obtenue par différentes méthodes	75
Tableau 6.4	Variables non corrélées Indice de fiabilité obtenue par différentes méthodes	75
Tableau 6.5	La moyenne et les fréquences des classes (Variables corrélées, F.S)	76
Tableau 6.6	Probabilité de ruine en fonction du nombre des itérations	77
Tableau 6.6	Variation de la probabilité de ruine et la capacité portante en fonction de θ	78
Tableau 6.7	Variation de la probabilité de ruine en fonction de l'excentricité	79

Tableau 6.8	Variation de la probabilité de ruine : $Pr=f(\theta,Ex)$	80
Tableau 6.9	Probabilité en fonction de l'angle de Frottement interne du sol : φ	81
Tableau 6.10	Probabilité de ruine fonction de la cohésion du sol d'assise : C	82
Tableau 6.11	Probabilité de ruine fonction du poids volumique du sol : γ	83
Tableau 6.12	Variation de la probabilité de ruine en fonction de (D, B, L)	84

LISTE DES FIGURES

Fig.1.1	Classification des désordres en fonction du type de mur.	5
Fig.1.2	Classification des désordres des murs d'après les causes de sinistres	7
Fig.1.3	Classification des différents type de désordres par catégorie	7
Fig.1.4	Dimensions usuelles d'un mur de soutènement	8
Fig.1.5	Décomposition de la résultante des forces appliquées au niveau de la semelle	10
Fig.1.6	Excentricité et inclinaison de la résultante des forces appliquées sur le mur	12
Fig.1.7	Schéma des forces appliquées sur un mur de soutènement (Costet, Sanglerat)	13
Fig.1.8	Schéma des forces appliquées sur un mur de soutènement (Terzaghi)	14
Fig.1.9	Force de cohésion (théorème des états correspondants)	15
Fig.1.10	Causes des désordres des fondations superficielles	18
Fig.1.11	Courbe de chargement d'une fondation superficielle	19
Fig.1.12	Schéma de rupture d'une fondation superficielle	19
Fig.2.1	Vue du site de projet : Aéroport de Ain Arnat	23
Fig.2.2	Position des points de sondage sur le site du projet	24
Fig.2.3	Analyse statistique de la cohésion du sol (C)	26
Fig.2.4	Analyse statistique du poids volumique du sol (γ)	26
Fig.2.5	Analyse statistique de l'angle de frottement interne du sol (φ)	26
Fig.3.1	Représentation graphique de l'équation (3.6)	32
Fig.3.2	Représentation de l'indice de fiabilité (β)	33
Fig.3.3	Représentation graphique de l'indice de fiabilité (β) dans l'espace U	34
Fig.4.1	Discrétisation de la fonction $F(x)$ en deux points	38
Fig.4.2	Schéma explicatif de la méthode de Rosenblueth .	40
Fig.4.3	Discrétisation de la variable u en 3 points. (Perturbations indépendantes)	43
Fig.4.4	Fonction de distribution de la variable uniforme $Z=f(x)$ (Monte Carlo)	45
Fig.4.5	Principe de la méthode de Monte Carlo	46
Fig.5.1	Dimensions usuelles du mur	51
Fig.5.2	Histogramme de la fonction de performance vis a vis du renversement	55
Fig.5.3	Histogramme de la fonction de performance vis à vis du glissement	56
Fig.5.4	Histogramme de la fonction de performance vis avis du poinçonnement	57
Fig.5.5	La probabilité de ruine du système en fonction du nombre des itérations	58

Fig.5.6	Probabilité de ruine du système en fonction de la cohésion du remblai	59
Fig.5.7	Probabilité de ruine du système en fonction de l'angle entre sol et semelle, ψ	60
Fig.5.8	Probabilité de ruine du système en fonction de l'angle φ du remblai	61
Fig.5.9	Probabilité de ruine du système en fonction de poids volumique du remblai	62
Fig.5.10	Variation de la probabilité de ruine du système en fonction de, $Pr=f(\varepsilon)$	63
Fig.5.11	Probabilité de ruine du système en fonction de la surcharge (q)	64
Fig.5.12	Probabilité de ruine du système en fonction de la hauteur du remblai (Hr)	65
Fig.5.13	Probabilité de ruine du système en fonction de la largeur de la semelle, (Lt)	66
Fig.5.14	Probabilité de ruine du système en fonction de l'angle entre le remblai et mur	67
Fig.6.1	Fondation superficielle sous chargement incliné et excentré	74
Fig.6.2	Histogramme de la fonction de performance (variables corrélées, FS)	76
Fig.6.3	Probabilité de ruine en fonction du nombre des itérations: $Pr=f(\text{Itérations})$	77
Fig.6.4	Probabilité de ruine en fonction de l'inclinaison $Pr=f(\theta)$	78
Fig.6.5	La probabilité de ruine en fonction de l'excentricité $Pr=f(Ex)$	79
Fig.6.6	Probabilité de ruine fonction de l'inclinaison et de l'excentricité $Pr=f(\theta, Ex)$	80
Fig.6.7	Probabilité de ruine fonction de l'angle de frottement interne du sol $Pr=f(\varphi)$	81
Fig.6.8	Probabilité de ruine en fonction de la cohésion du sol d'assise $Pr=f(c)$	82
Fig.6.9	Probabilité de ruine en fonction du poids volumique du sol : $Pr=f(\gamma)$	83
Fig.6.10	Variation de la probabilité de ruine en fonction de (D), (B) et (L)	84

INTRODUCTION GENERALE

En mécanique des sols classique, le calcul de la sécurité des ouvrages s'exprime en comparant la sollicitation maximale S prévue pour le système et la résistance R de celui-ci à l'aide d'un coefficient appelé coefficient de sécurité $F = \frac{R}{S}$, cette approche n'a de sens que si on est réellement assuré que :

- La sollicitation S ne devra pas être dépassée durant la période de vie de l'ouvrage.
- La résistance R restera toujours inférieure ou égale à la plus faible résistance estimée.

Ce qui n'est pas toujours le cas dans la pratique ou ces certitudes ne sont jamais absolues puisque plusieurs paramètres qui, rentrent en jeu dans le calcul des ouvrages, sont aléatoires et même ceux qui sont considérés comme déterministes ne sont connus qu'à partir des mesures plus ou moins entachées d'erreurs, d'où il existe toujours un risque de ruine, peut être faible mais jamais nul.

Ces dernières années, on a assisté à une évolution profonde de l'évaluation de la sécurité des ouvrages, où une importance grandissante a été donnée aux approches probabilistes, et cela grâce au développement rapide des méthodes permettant d'estimer la probabilité de ruine des ouvrages ou son complément à l'unité : La fiabilité.

Ces méthodes sont encore en plein développement, il est donc nécessaire de les tester et d'évaluer leurs possibilités réelles d'application pratique. Par ailleurs, il semble possible de les utiliser dès maintenant afin de cerner les limites des approches actuelles et de définir certains résultats utiles à l'ingénieur.

Dans le but d'appliquer ces méthodes de calcul probabilistes sur un sol local, on a pris comme cas particulier d'ouvrages, un mur de soutènement et une fondation superficielle, et on a élaboré un programme de calcul fiabiliste qui permet d'une part d'estimer la probabilité de ruine de chaque ouvrage en fonction des différents paramètres du système sols-ouvrage et d'autre part d'évaluer l'effet de la variabilité de ses paramètres sur sa sécurité.

Le présent mémoire est composé de six chapitres, et une annexe. Dans le premier chapitre, qui est consacré à l'analyse pathologique et au calcul de stabilité de chaque ouvrage on a montré que la ruine peut se présenter suivant de nombreux mécanismes à cause de la diversité des modes de ruines et le nombre élevé de facteurs d'incertitudes existant dans le calcul de stabilité de chaque ouvrage

Le calcul des murs de soutènement, reste encore compliqué par le fait qu'un nombre élevé d'auteurs présentent des méthodes de vérification de la stabilité plus ou moins contestables.

La vérification de la stabilité des fondations superficielles vis à vis du glissement et du poinçonnement est identique à celle du mur de soutènement à l'exception de quelques modifications apportées à la formulation de la capacité portante par l'introduction des coefficients réducteurs dus à la forme géométrique de la semelle (semelle de forme continue pour les murs de soutènement et isolée pour les fondations superficielles)

Dans le souci d'examiner la variabilité naturelle des sols et en particulier le cas d'un sol local, on a abordé dans le chapitre II, une étude de variabilité des caractéristiques physiques et mécaniques d'un sol situé dans la région de Ain -Arnat, à 6km du chef lieu de la wilaya de Sétif. Le site était destiné à recevoir l'extension de la piste principale de l'aérodrome de Sétif vers le coté Ouest.

L'exploitation de l'étude géotechnique effectuée par l'organisme national de contrôle CTPP, sur ce site, nous a permis de caractériser cette variabilité, à travers une analyse statistique de chaque paramètre du sol d'assise (C , φ , γ)

Dans le chapitre III, on a développé les approches probabilistes qui prennent en compte le caractère aléatoire des paramètres, étant donnée que les méthodes de vérifications actuelles des ouvrages, dites déterministes, se basent sur des lois de comportement du sol avec peu de paramètres pour calculer des coefficients de sécurité, qui ne sont pas définis d'une manière homogène et ne constituent pas une mesure objective de la sécurité des ouvrages.

En effet, la variabilité élevée des paramètres géotechniques, leurs caractères évolutifs dans le temps et dans l'espace et l'incertitude importante qui les affecte, rendent nécessaire leur prise en compte sous forme de variables aléatoires. L'approche probabiliste fournit un résultat exprimé en probabilité de ruine. On obtient ainsi une mesure homogène de la sécurité qui peut en outre s'intégrer dans une étude économique globale.

En théorie l'étude de fiabilité des ouvrages peut être traitée de la manière suivante:

- On identifie d'abord tous les modes de ruine possibles du système
- On cherche ensuite, pour chaque mécanisme, son équation de ruine en fonction des résistances des éléments qui interviennent et des charges qui les sollicitent
- On obtient, enfin, la probabilité de ruine associée à chaque fonction d'état limite de ce système et la probabilité de ruine globale du système, lorsqu'il existe plusieurs états de ruines possibles.

L'équation de ruine associée à un mécanisme donné ne peut être établie que sur la base d'un modèle mécanique supposé satisfaisant. Il convient donc de souligner que l'analyse de fiabilité ne permet pas de s'abstraire des déficiences éventuelles de ce modèle qui devra être choisi avec soin. Elle constitue une approche rationnelle de la sécurité pour un modèle de comportement donné.

Le calcul théorique de la probabilité de ruine et de la fiabilité peut présenter des difficultés opératoires considérables. Des méthodes approchées ont donc été développées par plusieurs auteurs.

Dans le chapitre IV, certaines méthodes probabilistes existantes sont passées en revue et une analyse critique est faite dans l'optique de leur application pour le calcul des ouvrages en mécanique des sols, et en particulier, pour le cas des murs de soutènement et des fondations superficielles.

Les chapitres V et VI sont consacrés respectivement à l'application de ces méthodes probabilistes sur des murs de soutènement et des fondations superficielles, en utilisant trois méthodes de calcul probabiliste pour chacune ouvrage (La méthode de Monté Carlo, de Rosenblueth et la méthode des perturbations indépendantes), le premier chapitre, traitant le cas du mur de soutènement, est composé de dix exemples, tandis que le second abordant les fondations superficielles comprend six exemples.

Les deux applications présentées permettent de comparer les résultats des différentes méthodes utilisées dans le calcul de fiabilité, et d'étudier la variabilité de la probabilité de ruine du système mécanique en fonction des critères adoptés dans sa conception, elles permettent aussi d'apprécier l'effet de la corrélation entre les variables de bases X_i sur la probabilité de ruine du système.

Enfin ces applications nous permettent de vérifier quelques résultats théoriques exposés dans les chapitres précédents.

L'outil de calcul développé sous forme de programme numérique (fiabilité des murs de soutènement et des fondations superficielles FMSF) ne prétend pas avoir une utilité générale, il définit toutefois une voie qui devrait être explorée plus à fond dans le futur, car elle est susceptible d'apporter des éléments permettant de contribuer aux prises de décision des concepteurs de ce type d'ouvrages.

CHAPITRE I : PATHOLOGIE ET CALCUL DÉTERMINISTE DES OUVRAGES

I.1 - MURS DE SOUTÈNEMENT

I.1.1 - Introduction

L'étude statistique effectuée par Logeais (1982) sur les désordres des murs de soutènement en France a dénombré près de 403 cas de désordre relatifs à ces murs, soit 10 à 15 accidents par année, ce qui montre à quel point ces ouvrages sont délicats.

I.1.2 - Pathologie des murs de soutènements

Ces statistiques relativement anciennes, données par Logeais (1982) mettent en évidence un grand nombre de causes d'accidents qui varient suivant les types de murs.

A fin de clarifier et d'ordonner ces différents cas d'instabilité de murs, Logeais a procédé de la manière suivante:

a - Classification en fonction du type de mur : Sur les 403 cas de désordre dénombrés, la répartition est la suivante :

a.1 - Les murs autostables : 326 cas sur 403 cas sont dénombrés

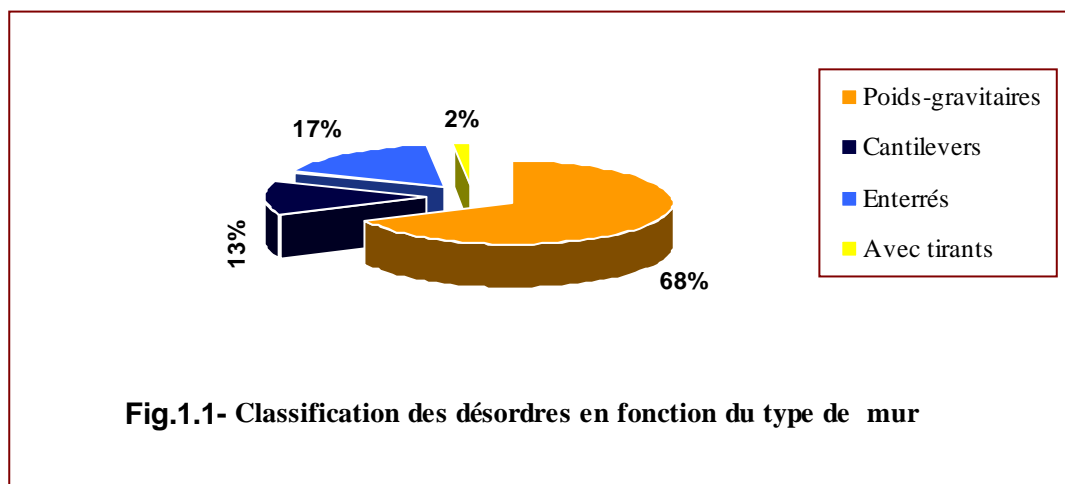
Les murs poids- gravitaires : 274 cas sur 326 cas sont dénombrés

Les murs lestés ou murs cantilevers : 52 cas sur 326 cas sont dénombrés

a.2 -Les murs non naturellement autostables : 77 cas sur 403 cas sont dénombrés

Les murs de sous-sols enterrés : 70 cas sur 77 cas sont dénombrés

Les murs maintenus par des tirants : 7 cas sur 77 cas sont dénombrés



b - Classification d'après les causes de sinistre

On s'intéresse au cas des murs autostables et au critère de la répartition en fonction du nombre de cas. Les résultats sont présentés dans le tableau I.1

Tableau I.1 - Classification des désordres des murs autostables d'après les causes de sinistre

Catégorie 1	Catégorie 2	
Désordres dus à l'insuffisance des dimensions transversales du mur en égard à la poussée des terres : 173 cas	Désordres dus à des poussées hydrostatiques suite à l'absence d'un système de drainage ou d'évacuation des eaux : 99 cas	
<ul style="list-style-type: none"> ❑ Renversement : 110 cas <ul style="list-style-type: none"> ▪ Basculement de l'ensemble (Semelle + mur) : 17 cas ▪ Renversement de la paroi seule : 93 cas ❑ Faux aplomb : 35 cas ❑ Fissures : 18 cas ❑ Erreurs de calcul : 10 cas <ul style="list-style-type: none"> ▪ Absence de tout calcul : 8 cas sur 10 ▪ Hypothèses optimistes pour le calcul de la poussée: 1cas / 10 ▪ Surestimation de la capacité portante du terrain : 1cas sur 10 	<ul style="list-style-type: none"> ❑ Effondrements : 74 cas ❑ Faux aplomb : 18 cas ❑ Fissures : 7 cas 	
Catégorie 3	Catégorie 4	Catégorie 5
Fautes commises lors du remblaiement : 14 cas, répartis en <ul style="list-style-type: none"> ❑ Remblaiement en grandes masses : 7 cas ❑ Remblaiement trop brutal : 7 cas 	Travaux venant ultérieurement compromettre la stabilité d'un mur existant : 17 cas	Cas divers : 23 cas, répartis en <ul style="list-style-type: none"> ❑ Stabilité au glissement non assurée: 4 cas ❑ Absence de joints de retrait: 7cas ❑ Non respect des dispositions de ferrailage : 4 cas ❑ Désagrégation du mur : 8 cas

- La représentation graphique des désordres (en pourcentage) est illustrée dans la figure 1.2

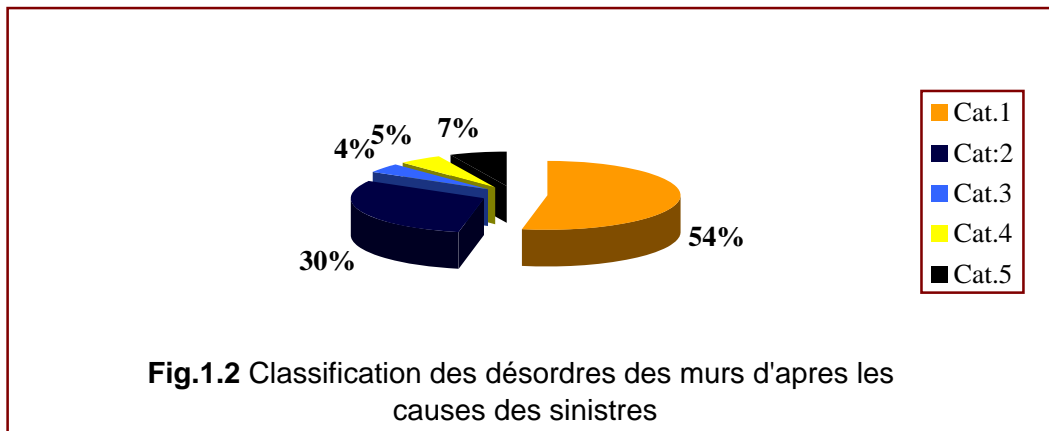


Fig.1.2 Classification des désordres des murs d'après les causes des sinistres

- La représentation graphique des causes de désordres (en nombre de cas) pour chaque catégorie est illustrée dans la figure 1.3

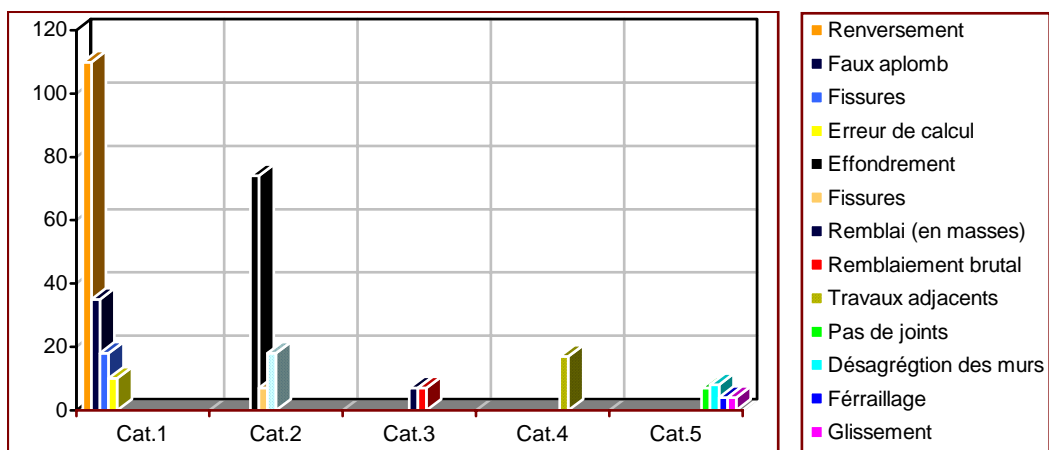


Fig.1.3-Classification des causes de désordre par catégorie

Commentaire 1

Comme on peut le constater sur ces statistiques, 54% des cas sont dus à l'insuffisance des dimensions transversales du mur, 30 % sont dus à un mauvais drainage de l'eau et le reste des désordres est dû à des causes diverses.

Les murs de soutènement constituent des ouvrages délicats, leur stabilité doit être vérifiée sous les hypothèses les plus défavorables, et en tenant compte du facteur temps qui peut modifier les données initiales.

I.1.3 - Calcul des murs de soutènement

Pour cette étude, notre choix s'est porté sur les murs auto-stables en béton armé vu que les murs poids ont été traités par plusieurs auteurs, nous citerons à titre d'exemple les travaux de Hoeg et Murarka (1974) et Bolle (1988)

Parmi les mécanismes de ruine recensés, on s'est intéressé uniquement aux cas du Renversement, du glissement et du poinçonnement, tandis que les cas de stabilité de l'ensemble (mur+sol d'assise) et de la stabilité interne du mur ne seront pas traités dans cette étude.

a - Dimensions usuelles d'un mur de soutènement

les dimensions usuelles du mur de soutènement en béton armé telles que données par Sanglérat sont représentées dans la figure 1.4

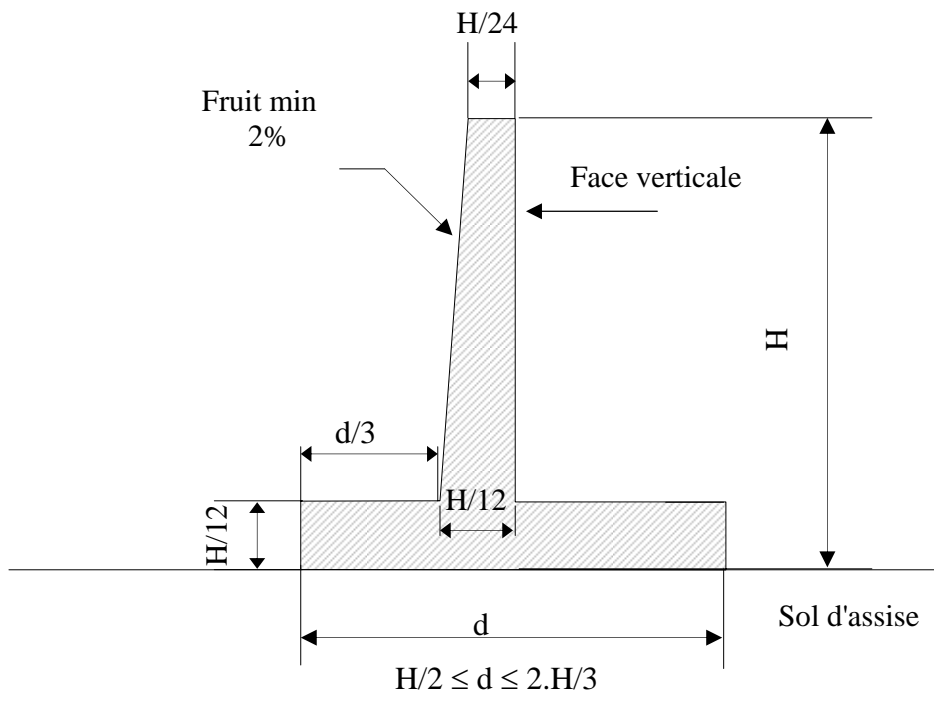


Fig.1.4 - Dimensions usuelles d'un mur de soutènement en béton armé

b - Vérification

On examinera la stabilité du mur vis à vis des trois conditions de stabilité : le non renversement, le non glissement et le non poinçonnement.

b1 - Renversement :

On localise assez arbitrairement l'axe de rotation possible du mur au droit de l'arête extérieure de la semelle (point O, figure 1.7), on vérifie alors que le moment des forces stabilisatrices (le poids propre du mur, le poids du remblai surmontant la semelle des deux côtés du voile et les composantes verticales des poussées des terres et des surcharges), est supérieur au moment des forces de renversement (composantes horizontales des poussées des terres et surcharges)

Il est admis un coefficient de sécurité qui varie entre 1,5 à 2 et qui s'écrit sous la forme suivante:

$$F = \frac{\text{Moment des forces stabilisatrices} / O}{\text{Moment des forces de renversement} / O} \dots\dots\dots (1.1)$$

Remarques

- Cette vérification est relative puisqu'en raison de la souplesse du terrain d'assise, le centre de rotation n'est jamais pratiquement l'arête externe de la fondation. Filliat G., De Lamotte M. (1981)
- La butée n'est pas prise en compte dans ce calcul puisque lors des travaux futurs, le terrain au pied du mur peut être retiré.

b2 - Glissement du mur

Sous l'effet de la poussée des terres, le mur peut avoir tendance à se déplacer; ce glissement peut être comparé à celui de deux solides l'un sur l'autre. Il n'aura lieu que si la résultante générale (R) des forces appliquées sur le sol sort du cône de glissement d'angle au sommet Ψ (Fig. 1.5) La valeur de cet angle dépend de la nature du sol et de la qualité du contact semelle-sol.

Pour qu'il n'y ait pas glissement, il faut donc que :

$$\frac{X}{Z} \leq \text{tg}\Psi \dots\dots\dots (1.2)$$

Le coefficient de sécurité contre le glissement s'écrit alors :

$$F = \frac{Z \cdot \text{tg}\Psi}{X} \dots\dots\dots (13)$$

Il est recherché un coefficient de sécurité qui varie entre 2 à 3 pouvant être réduit à 1,5 lorsque l'on néglige totalement la butée de pied du mur.

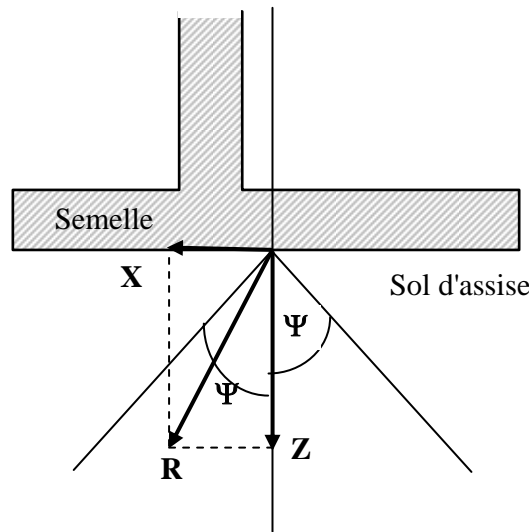


Fig. 1.5 - Décomposition de la résultante des forces appliquées au niveau de la semelle

Remarques :

L'angle Ψ peut prendre des valeurs comprises entre 0 et φ_s

$\Psi = 0$: Lorsque le contact semelle-sol est parfaitement lisse.

$\Psi = \varphi_s$: Lorsque le contact semelle-sol est parfaitement rugueux (présence de bûches)

Avec φ_s : Angle de frottement interne du sol d'assise

b3 - Poinçonnement

C'est le sol d'assise qui, en définitive, va recevoir tous les efforts transmis au mur. Ce sol doit être suffisamment résistant pour que le mur ne s'enfonce pas. C'est le problème général de la force portante d'une fondation soumise à une charge excentrée et inclinée.

On vérifiera donc que la résultante générale R des forces appliquées sur le sol est inférieure à la capacité portante du sol calculée à partir de la formule de Meyerhof (1.4) d'après Frank Roger. (1999)

$$Q = d c i c N_c + d q i q \gamma_2 D N_q + d \gamma i \gamma \frac{\gamma_1 B'}{2} N_\gamma \dots\dots\dots (1.4)$$

Tel que :

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \dots\dots\dots (1.5)$$

$$N_q = \exp(\pi \tan \varphi) N_\phi \dots\dots\dots (1.6)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4 \varphi) \dots\dots\dots (1.7)$$

$$N_{\phi} = tg^2(\pi/4 + \phi/2) \dots\dots\dots (1.8)$$

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{N_{\phi}} \frac{D}{B'} \dots\dots\dots (1.9)$$

$$d_q = d_{\gamma} = 1 + 0.1\sqrt{N_{\phi}} \frac{D}{B'} \dots\dots\dots (1.10)$$

Avec ($\phi > 10^{\circ}$)

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 \dots\dots\dots (1.11)$$

$$i_{\gamma} = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2 \dots\dots\dots (1.12)$$

D'où le coefficient de sécurité vis-à-vis du poinçonnement est :

$$F = \frac{Nu}{R} \dots\dots\dots (1.13)$$

Avec :

Q_u : Contrainte de rupture (Capacité portante par unité de surface)

C : Cohésion du sol sous la base de la fondation

γ_1 : Poids volumique du sol sous la base de la fondation

γ_2 : Poids volumique du sol latéralement à la fondation

$N_c(\phi)$, $N_q(\phi)$ et $N_{\gamma}(\phi)$: Facteurs de portance (dépendent de ϕ du sol d'assise)

d_c , d_q , d_{γ} : Coefficients multiplicatifs tiennent compte de la forme de la fondation

i_c , i_q , i_{γ} : Coefficients minorateurs, dépendent de l'inclinaison de la charge

N_u : Charge verticale ultime que peut supporter le sol

R : Résultante générale des forces appliquées sur le sol.

θ : Angle d'inclinaison de la charge.

B : Largeur réelle de la semelle

B' : Largeur réduite de la semelle ; $B' = B - 2.E_x$

E_x : Excentricité de la charge

D : Profondeur de la semelle

L : Longueur de la semelle (par unité de longueur)

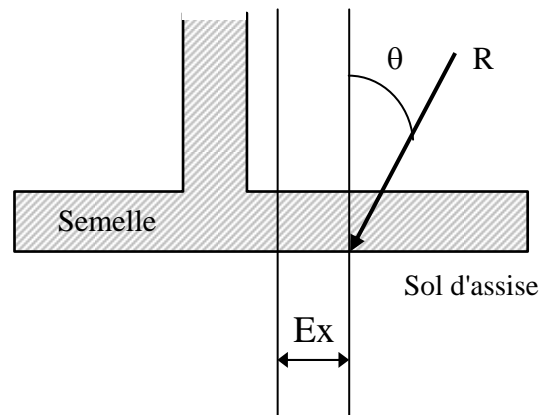


Fig.1.6 - Excentricité et inclinaison de la résultante des forces appliquées sur le mur

c - Méthodes de calcul

Les trois méthodes qui vont être exposées se différencient par la façon de prendre en compte le volume de sol reposant sur la semelle intérieure.

c1 - Méthode simple

Le bilan des forces est très classique, on considère que la semelle intérieure est chargée par le poids des terres qui la surmonte. Cette méthode ne tient pas compte du coin du sol enserré entre le voile et la semelle et par conséquent elle surestime la composante verticale de la poussée et sous-estime la composante horizontale.

c2 -Méthode de Costet et Sanglerat

Les auteurs considèrent que lors de la ruine, la zone BDH déterminée par les lignes de glissement de l'équilibre de Rankine (Fig.1.7) passe à l'état d'équilibre plastique, alors que la zone enserrée entre la semelle et le voile reste à l'état d'équilibre élastique le long de DC', qui est la ligne de distribution des contraintes de Rankine.

Le calcul d'un tel mur revient alors à considérer que son parement intérieur se situe en DC et non en AK. Le poids de la semelle est augmenté du volume du sol AC'DK.

La ligne de glissement BD coupe le parement intérieur AK en B (entre A et K)

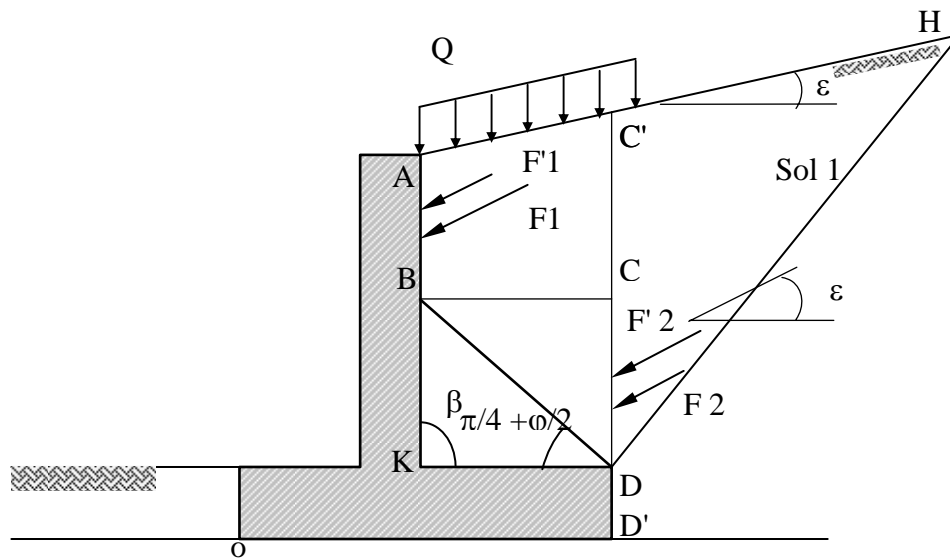


Fig. 1.7 - Schéma des forces appliquées sur un mur de soutènement (Costet et Sanglerat)

Sur la face AB s'exerce une poussée F1 d'inclinaison δ due au massif ABCC', et appliquée au 1/3 de AB à partir de B

$$F_1 = 1/2 \gamma_r K AB^2 \dots\dots\dots (1.14)$$

Si le terrain est surchargé de Q/m², il y aura de plus une force F'1 et qui sera appliquée à AB/2

$$F'_1 = Q \cdot AB \cdot Kq \dots\dots\dots (1.15)$$

C'est sur l'écran fictif DC que s'exerce la poussée F2 du massif de terre, limité à gauche par DC. Son obliquité sera nulle si la surface du sol est horizontale. Si le sol s'élève depuis A d'un angle (ε), on admettra que F2 est parallèle à AC' et qu'elle est appliquée au tiers de DC en partant de D.

$$F_2 = 1/2 \gamma_r \overline{CD}^2 \text{tg}^2 (\pi/4 - \Phi/2) \dots\dots\dots (1.16)$$

Mais cet écran fictif DC est soumis également à une poussée F'2 due à la surcharge que constitue la bande de terrain de hauteur CC', elle est parallèle à F2, appliquée au milieu de DC et a pour valeur:

$$F'_2 = \gamma_r AB \cdot CD \cdot \text{tg}^2 (\pi/4 - \Phi/2) \dots\dots\dots (1.17)$$

Si le terrain lui-même est surchargé de Q/m², l'expression de F'2 s'écrit alors :

$$F'_2 = (Q + \gamma_r AB) \cdot CD \cdot \text{tg}^2 (\pi/4 - \Phi/2) \dots\dots\dots (1.18)$$

Avec :

γ_r : Poids volumique du remblai

C_r : Cohésion du remblai

Q : Surcharge

ϕ_r : Angle de frottement interne du remblai

K_a : Coefficient de poussée des terres

K_q : Coefficient de poussée due à la surcharge Q

c3 - Méthode de Terzaghi

Terzaghi a adopté une méthode un peu différente, qui débouche sur des résultats assez voisins des précédents. Il considère que le coin du sol BDK est lié au mur.

Le plan BD fait un angle de : $(\pi/4 + \phi/2)$ avec DK (Fig.1.8)

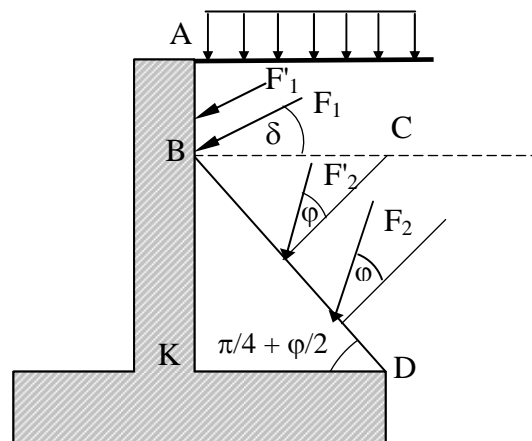


Fig. 1.8 - Schéma des forces appliquées sur un mur de soutènement, (Méthode de Terzaghi)

Le bilan des forces est le suivant :

$$F_1 = 1/2 \gamma_r K \overline{AB}^2 \dots\dots\dots(1.19)$$

$$F_1 = Q.A.BKq \dots\dots\dots(1.20)$$

$$F_2 = 1/2 \gamma_r \overline{BD}^2 \text{tg}^2(\pi/4 - \Phi/2) \dots\dots\dots(1.21)$$

$$F'_2 = \gamma_r BD \text{tg}^2(\pi/4 - \phi/2) \dots\dots\dots (1.22)$$

$$F'_2 = (Q + \gamma_r \overline{BD}) \text{tg}^2(\pi/4 - \Phi/2) \dots\dots\dots(1.23)$$

Avec :

F_1 : appliquée au 1/3 de AB, d'inclinaison δ

F'_1 : éventuellement si $Q \neq 0$, F'_1 : appliquée à AB/2

F_2 : appliqué au 1/3 de BD et inclinée d'un angle ϕ

F'_2 : parallèle à F_2

F'_2 : éventuellement si $Q \neq 0$, F'_2 : appliqué à BD/2

Le poids des terres est pris égal au poids du 1/2 volume BKDC

d - Cas des sols cohérents

Leur étude se ramène à celle des sols pulvérulents, grâce au théorème des états correspondants (Fig.1.9). On considère un massif analogue constitué d'un sol pulvérulent de même angle de frottement ϕ et de même densité. Il est soumis aux mêmes charges auxquelles on ajoute une pression hydrostatique uniforme de valeur $C \cdot \cot g \phi$, cette pression doit être appliquée sur toutes les faces libres du sol, c'est à dire sur le dessus de AD et latéralement sur AB.

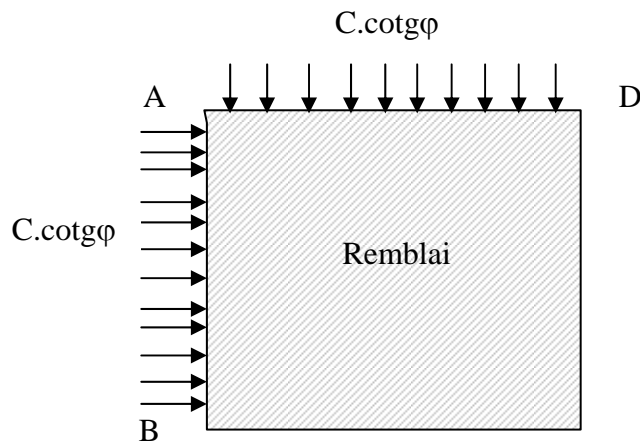


Fig. 1.9 - Les forces de cohésion

En raison de la présence de l'écran, la contrainte $C \cdot \cot g \phi$ ne peut s'appliquer que sur l'écran qui transmettra cette force F_3 au massif.

$$F_3 = C \cot g \phi \cdot AB \dots\dots\dots(1.24)$$

Il convient donc de la retrancher:

$$F = F_1 + F_2 + F_3 \dots\dots\dots(1.25)$$

Avec :

F1: Poussée des terres et surcharges

F2: Poussée due à $C \cdot \cot \varphi$ et appliquée horizontalement sur AD.

Dans un souci de généralisation, la cohésion du remblai est prise en compte dans le calcul.

Par conséquent les forces dans la méthode de Costet et Sanglerat deviennent :

$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_r \cdot K_a \cdot \overline{AB}^2 \dots\dots\dots (1.26)$$

$$F_2 = (Q + C_r \cot \varphi_r) \cdot AB \cdot K_q \dots\dots\dots (1.27)$$

$$F_2 = 1/2 \gamma_r \overline{CD}^2 \operatorname{tg}(\pi/4 - \Phi/2) \dots\dots\dots (1.28)$$

$$F_2' = (Q + C_r \cot \varphi_r + \gamma_r AB) CD \operatorname{tg}^2(\pi/4 - \Phi/2) \dots\dots\dots (1.29)$$

Commentaire 2

Comme nous l'avons déjà mentionné, nous avons opté dans notre étude de fiabilité pour le cas des murs de soutènement en béton armé.

La méthode choisie, pour le calcul des coefficients de sécurité (ou des marges de sécurité), est celle de Costet et Sanglerat, pour sa simplicité et son originalité.

On soulignera en particulier que le drainage du mur est suffisant pour écarter toute possibilité d'accumulation d'eau derrière celui-ci, ce qui élimine une des causes de rupture les plus courantes.

I.2 - FONDATION SUPERFICIELLE

I.2.1 - Introduction :

Les fondations superficielles sont les organes qui transmettent les efforts provenant d'un ouvrage directement à la surface du sol ou à une profondeur relativement faible

Pour tout dimensionnement, la première préoccupation des géotechniciens est de calculer la capacité portante du sol de fondation et par la suite s'assurer que les tassements sous les charges appliquées sont admissibles.

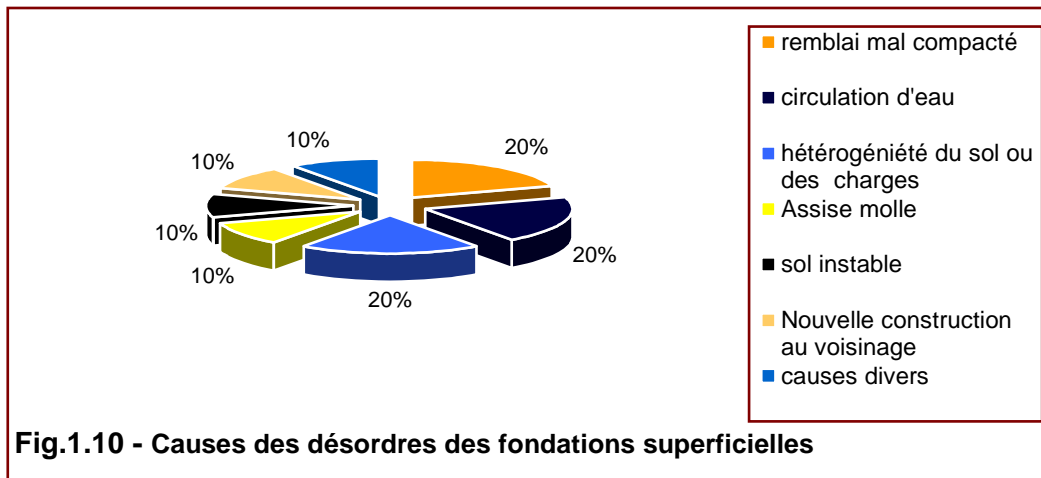
I.2.2 - Pathologies des fondations superficielles.

Comme toute construction, les fondations superficielles sont sujettes à des désordres et il est bon de connaître les causes des principaux accidents.

Une statistique intéressante a été établie par un bureau de contrôle orienté surtout sur les bâtiments d'habitation ; elle porte sur plus d'un millier de désordre survenus à des fondations superficielles entre 1950 et 1970. Lebergue Y. (1981) Et elle a abouti aux résultats suivants :

- 20 % sont dus à des remblais mal compactés
- 20 % à une circulation d'eau
- 20 % à une hétérogénéité du sol ou des charges
- 10 % à une assise molle trop compressible et pour laquelle des fondations profondes auraient été préférables .
- 10 % à la présence d'un sol instable; affaissements miniers, pentes etc.
- 10 % ont été provoqués dans des immeubles déjà existant par la construction d'importants ouvrages dans leurs voisinages immédiats.
- 10% restant sont dus à des causes indéfinies.

- La représentation graphique de ces désordres (en pourcentage) est illustrée dans la figure 1.10



Commentaire 3 :

Actuellement on observe très peu d'accidents dus à une insuffisance de charge portante, sauf dans les cas où le sol est trop médiocre, le terrain est en pente et surtout le cas d'une fondation recevant un effort possédant une composante horizontale, (c'est en particulier le cas des murs de soutènement)

Les déformations sont responsables de la majeure partie des désordres constatés, l'assise est plus souvent en cause soit par son hétérogénéité, soit par suite de travaux.

I.2.2 - Calcul des fondations superficielles

a) - Phénomène de rupture

La notion de la capacité portante et du tassement est clairement illustrée par la figure 1.11 qui représente une courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle de largeur B et de profondeur D . A partir d'une certaine charge Q_1 , il y a poinçonnement du sol ou tout du moins un tassement non contrôlé.

Le sol n'est pas capable de supporter une charge supérieure, cette charge Q_1 est la capacité portante de la fondation.

Le dimensionnement d'une fondation d'un ouvrage consistera notamment à s'assurer que l'on reste au-dessous de cette charge limite, avec une certaine marge quantifiée par un coefficient de sécurité et que les tassements correspondants aux points Q_a , S_a sur la figure sont admissibles. D'après Frank Roger. (1999)

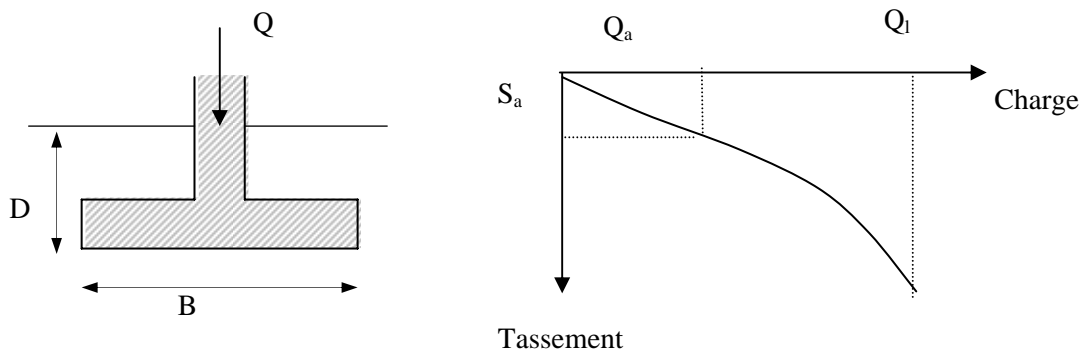


Fig. 1.11 : Courbe de chargement d'une fondation superficielle

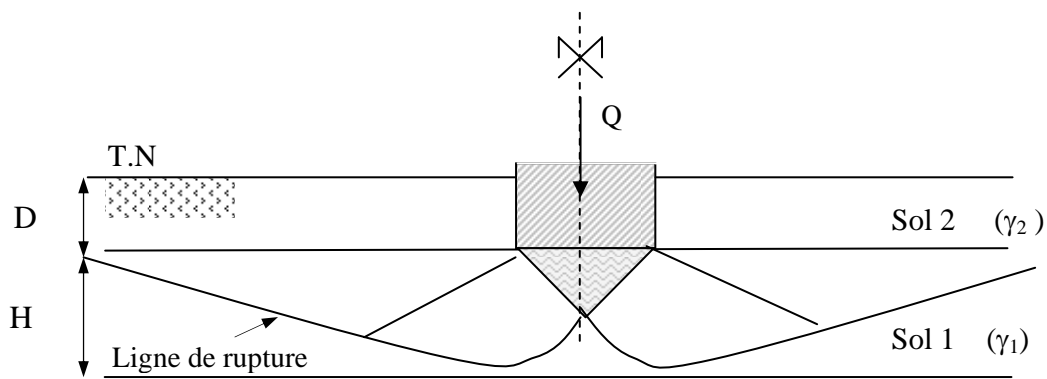


Fig. 1.12 - Schéma de rupture d'une fondation superficielle

Remarque:

On considère que les tassements sont admissibles et on se limitera uniquement à l'étude du poinçonnement des fondations superficielles.

b) - Détermination de la capacité portante :

La capacité portante d'un sol supportant des fondations superficielles soumises à une charge verticale et centrée a fait l'objet de nombreuses études par d'éminents auteurs (Terzaghi, Caquot, Sokolovski, etc.) et qui ont abouti à l'expression générale suivante :

$$Q = CN_c(\varphi) + \gamma_2 DN_q(\varphi) + \frac{\gamma_1 B}{2} N_\gamma(\varphi) \dots\dots\dots (1.30)$$

Où la recherche des facteurs de portance $N_c(\varphi)$, $N_q(\varphi)$ et $N_\gamma(\varphi)$ n'est pas une question d'actualité. Néanmoins, peu d'études ont porté sur le cas des charges inclinées et excentrées, assez fréquent pour les ouvrages de travaux publics, soumis à des efforts

horizontaux en sus de leurs poids propres et des Surcharges, Gabi.S et al (2004), dans ce cas précis où la charge appliquée par la fondation est inclinée et excentrée par rapport à la verticale, il est d'usage de ne considérer qu'une partie de la largeur B de la fondation et d'apporter des corrections aux coefficients de portance.

La vérification de la stabilité vis à vis du glissement et du poinçonnement est identique à celle du mur de soutènement à l'exception des quelques modifications apportées à la formule de la capacité portante de Meyerhof (équation 1.4), Frank Roger (1999), par l'introduction des coefficients multiplicatifs (S_c , S_q , S_γ) pour tenir compte de la forme géométrique de la semelle (forme continue pour les murs de soutènement et forme isolée pour les fondations superficielles)

Avec :

$$S_c = 1 + 0.2 \sqrt{N\varphi} \cdot \frac{B'}{l} \quad S_q = 1 + 0.1 \sqrt{N\varphi} \cdot \frac{B'}{l} \quad S_\gamma = S_c$$

D'où l'expression de la capacité portante d'une fondation superficielle isolée et soumise à une charge inclinée et excentrée est :

$$Q = s_c d c i c C N_c + s_q d q i q \gamma_2 D N_q + s_\gamma d_\gamma i_\gamma \frac{\gamma B'}{2} N_\gamma \dots\dots\dots (1.30)$$

I.1.4 - Conclusion

La brève révision de l'état de connaissances présentée dans ce chapitre montre la diversité des causes pouvant conduire à la ruine des murs de soutènement et des fondations superficielles ainsi que la faiblesse des méthodes de calcul existantes.

Dans les chapitres qui seront développés ultérieurement, Il est important de souligner que les probabilités de ruine estimées ne tiennent pas compte des incertitudes concernant le mode de calcul.

CHAPITRE II :

VARIABILITE NATURELLE DES SOLS

II.1 - INTRODUCTION

Les sols sont des milieux hétérogènes, cette hétérogénéité est due à plusieurs causes (diversité des formes des grains, existence des vides, fissures, etc. ...), elle est aussi l'effet du processus conduisant à leurs formations (leurs origines, les conditions de dépôt, etc. ...)

Par conséquent, elle conduit à la variabilité des propriétés physiques et mécaniques des sols, ce qui influe sur la stabilité des ouvrages, puisque ces propriétés vont être utilisées dans les calculs de ces ouvrages.

II.2 - ÉTUDES ANTÉRIEURS

De nombreuses études statistiques ont été réalisées dans le monde entier sur les propriétés physiques et mécanique des sols. Ils ont porté sur des sols très variés et sur la plupart des propriétés utilisées en mécanique des sols.

Dans leur majorité, ces études ont testé la représentativité des deux lois de distribution les plus simples, la loi normale et la loi log- normale. Parmi les auteurs qui se sont penchés sur ce problème, nous citerons, Magnan et Baghery (1982) qui ont rassemblé les différents résultats obtenus, tel qu'ils sont parus dans les publications spécialisées.

Cherubini (1993) a étudié les variations des quelques paramètres géotechniques (C , φ , γ , C_c). Cherubini et Giasi (1993) ont estimé des coefficients de variation de quelques propriétés des sols, un coefficient de variation du poids volumique du sol (γ), entre 2 et 16 %, tandis que le coefficient de variation de l'angle de frottement interne varie entre 3 et 33% pour ($\varphi < 30^\circ$) et entre 3 et 15% pour ($\varphi > 30^\circ$)

Chawdhury (1993) a proposés des coefficients de corrélation entre les différents paramètres physiques et mécaniques des sols et qui sont présentés sous forme de matrice (voir annexe).

Ainsi que d'autres travaux réalisés par : Magnan (1993), Magnan (2000), Magnan et Abdalbaki (1993). Un exemple de variation de quelques propriétés des sols d'après Baghery (1980) est illustré dans le tableau 2.1. Rappelons que :

Le coefficient de variation des paramètres est donné par la relation : $C.V = \frac{EcartType}{Moyenne}$

Le coefficient de corrélation est lié à la covariance par la relation suivante : $\rho_{ij} = \frac{Cov(x_i, x_j)}{\sigma_{x_i} \sigma_{x_j}}$

Tableau 2.1 - Distribution des propriétés de l'argile molle organique de Cubzac-Les-Ponts selon Baghery (1980) .

Propriétés	Observations	Moyenne	Ecart type	Coef. Variation
γ (t/m ³)	314	1.49	0.12	0.08
γ_d (t/m ³)	378	0.83	0.18	0.22
γ_s (t/m ³)	94	2.52	0.15	0.06
ϕ' (°)	30	30.5	6.10	0.20
ϕ_{cu} (°)	21	12.1	2.17	0.18
C' (t/m ²)	30	1.09	0.86	0.79
C_u (t/m ²)	87	2.34	1.19	0.51

II.3 - VARIABILITE DU SOL

II.3.1 - Introduction

Dans l'objectif d'étudier la variabilité naturelle d'un sol local, on a choisi, un site dans la région de Ain Arnat (wilaya de Sétif), et qui été destiné à recevoir l'extension de la future piste de l'aérodrome de Sétif vers le coté ouest.

On a choisi ce site parmi d'autres pour les raisons suivantes:

- La disponibilité des données géotechniques
- L'importante campagne de reconnaissance géotechnique effectuée sur ce site de projet
- L'uniformité de la nature géologique du sol (argile rougeâtre) sur une vaste superficie

II.3.2 - Aperçu historique sur le projet de l'aérodrome de Ain Arnat

L'Aéroport de Ain Arnat est situé a 6 km vers l'ouest de la ville de Sétif, l'étude d'extension de sa piste principal été confiée en 1997 au bureau d'étude SAETI d'Alger en collaboration avec le l'organisme national des travaux public CTTTP Alger.

Deux variantes ont été proposées, une extension vers le coté ouest et l'autre vers le coté est. Au début le choix été pour l'extension vers l'ouest ce qui exige la construction d'une plate forme de 900m de longueur et de 150m de largeur sur un remblai dont l'épaisseur varie entre 12 et 26m, le site est une zone vallonnée en pente douce traversée par un oued et des écoulements des eaux usées et comporte une source d'eau potable.

Actuellement cette variante a été abandonné pour des raisons divers et le choix c'est tourné vers la variante du coté Est où les travaux de réalisation de l'extension sont en cours.

II.3.3 - Déroulement des études géotechniques relatives au projet

Ce projet avec ces des deux variantes d'extension, a fait l'objet de plusieurs études géotechniques par différents laboratoires CTTP Alger et LTPEST Sétif, ainsi que des travaux d'expertises à titre d'exemple : Magnan J.P. (1998) au nom du CTTP Alger, Bendaouad L. (2003), Khemissa M., (2003) Khenat A. (2003), qui sont des experts consultants auprès du bureau d'études SETS Sétif.

II.3.4 - Programme de reconnaissances géotechniques

Vu la nature de l'ouvrage qui sera construit sur ce sol, qui est une piste d'aérodrome sur un remblai de hauteur supérieur à 20m, une importance particulière a été allouée à l'étude géotechnique de ce projet. La compagnie de reconnaissance géotechnique effectuée par l'organisme national de contrôle technique CTTP d'Alger, pour le compte de la direction des travaux publics de la wilaya de Sétif, a comporté la réalisation de :

- Treize sondages carottés, dont la profondeur varie entre 9 à 25m.
- Quatorze essais de pénétration statique.
- Quatre essais pressiométriques de 10m de profondeur

II.3.5 - Géologie du site

Le site en question est situé dans une zone de plateaux marquée essentiellement par le développement des terrains encroûtés du quaternaire et de formation argileuse du Mio-Pliocène a gisement horizontal. Aucun accident tectonique (faille, décrochement plissement) notable n'est à révéler dans les limites de la zone étudiée. (CTTP 1999)

Les sondages réalisés font ressortir une monotonie lithologique traduite par la dominance d'une assise argileuse rougeâtre, généralement altérée et plastique, localement sableuse à caillouteuse présentant quelques niveaux indurés et passant parfois à une argile marneuse en profondeur.



Fig.2.1 - Vue du site du projet de l'Aéroport de Ain Arnat à Sétif

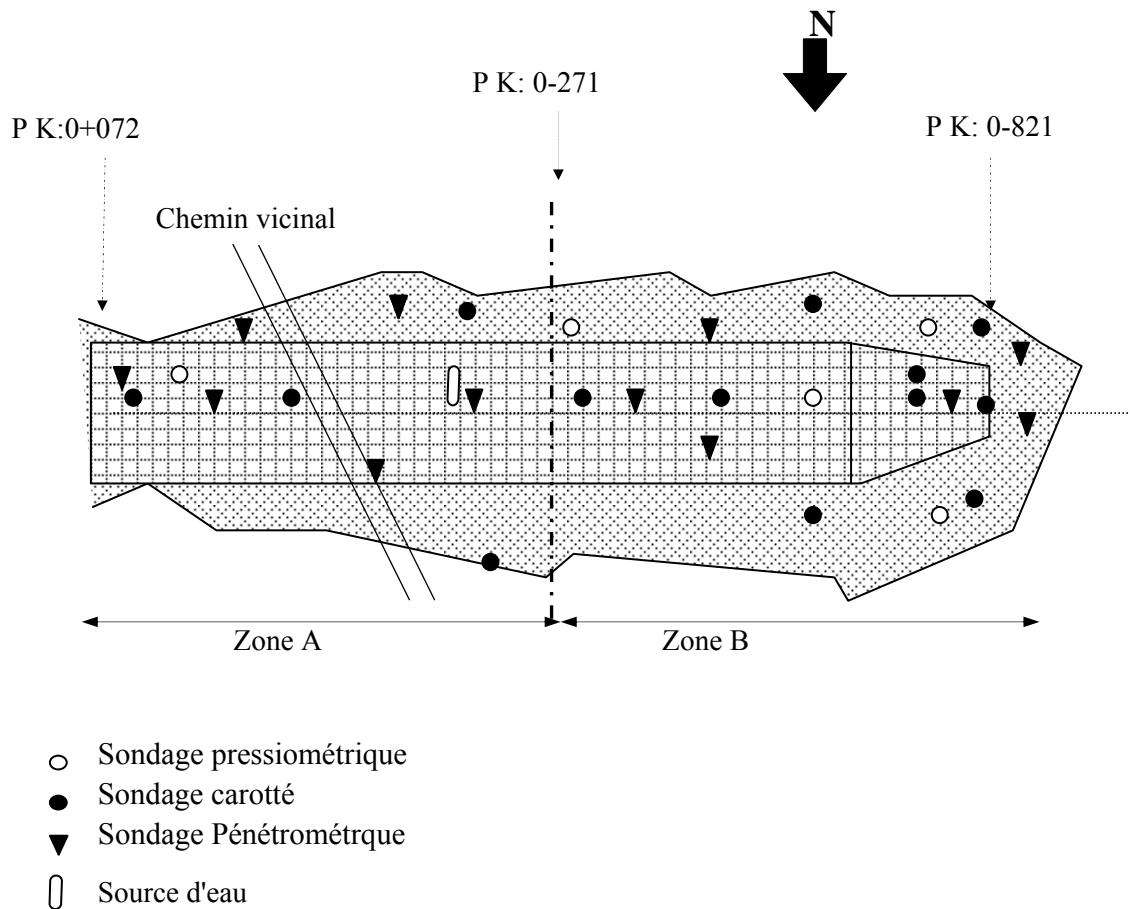


Fig.2.2 - Position des points de sondage sur le site du projet

II.3.6 - Essais de laboratoires

Le terrain devant recevoir le futur remblai a été subdivisé en deux zones, A et B.

La zone A : du P K: 0+72 au P K 0-271, s'étalant sur une longueur de 343m et une largeur de 150m, dans cette zone quatre sondages carotés ont été réalisés (Sc1, Sc2, Sc11, Sc12), la nature du sol pour les différentes profondeurs de sondage a révélé une argile rougeâtre altérée.

La zone B : du P K: 0-271 au P K 0-821, s'étalant sur une longueur de 550m et une largeur de 150m. Dans cette zone neuf sondages carotés ont été réalisés, (sc3, sc4, sc5, sc6, sc7, sc8, sc9, sc10, sc13), la nature du sol pour les différentes profondeurs a donné le classement suivant entre 0 à 3 m : Limon argileux, entre 3 à 10m : Argile altérée, et entre 10 à 20m : Argile rougeâtre saine.

Sur les échantillons intacts et paraffinés prélevés à partir des treize sondages carottés, il a été effectué les essais suivant :

- Essai d'identification : teneur en eau naturelle, densité sèche, analyse granulométrique et sédimentométrique ainsi que la teneur en carbonate
- Essai de cisaillement : essai triaxial type UU saturé, essai triaxial type CU+U avec mesure de la pression interstitielle et essai de la compression simple
- Essais de compressibilité : essais oedométriques avec mesure du coefficient de consolidation c_v et calcul du coefficient de perméabilité k_v

L'exploitation des résultats des différents essais de laboratoire, nous a permis, d'identifier la nature et les épaisseurs des différentes couches constituant le sol, ainsi que les propriétés physiques et mécaniques de chaque couche.

II.3.7 - Interprétation des résultats

À la lumière des résultats fournis par la campagne de reconnaissance géotectonique, le sol de notre site est constitué par des formations géologiques essentiellement argileuses, ces argiles à prédominance rougeâtre sont souvent caillouteuses à très caillouteuses, ou à concrétions calcaires, elles sont altérées dans les couches superficielles et deviennent saines à plus ou moins saine et compactes en profondeur à partir de 10m.

II.3.8 - Variabilité des propriétés physiques et mécaniques du sol

Excepté les trois premiers mètres de limon argileux rencontrés dans la zone B, La nature du massif du sol est pratiquement identique pour les deux zones A et B, c'est une argile rougeâtre altérée sur une profondeur importante allant jusqu'à 15m et sur le long du site.

Pour des raisons d'uniformité du massif de sol sur une épaisseur bien déterminée (argile rougeâtre), on se limitera dans notre analyse de la variabilité naturelle de ce sol, à une couche de profondeur comprise entre 3 et 10m

On s'intéressera dans notre analyse statistique du sol à son poids volumique (γ), sa cohésion (C) et son angle de frottement interne (ϕ)

Les résultats d'analyse de ces paramètres sont reportés dans le tableau 2.2

Tableau 2.2 - Espérance et écart type des propriétés du sol d'assise

Propriétés	Observations	Moyennes	Écart- type	Cœf.Var.
C (t/m ²)	15	0.85	0.13	0.15
γ (t/m ³)	26	1.65	0.09	0.05
φ (°)	15	20	3	0.15

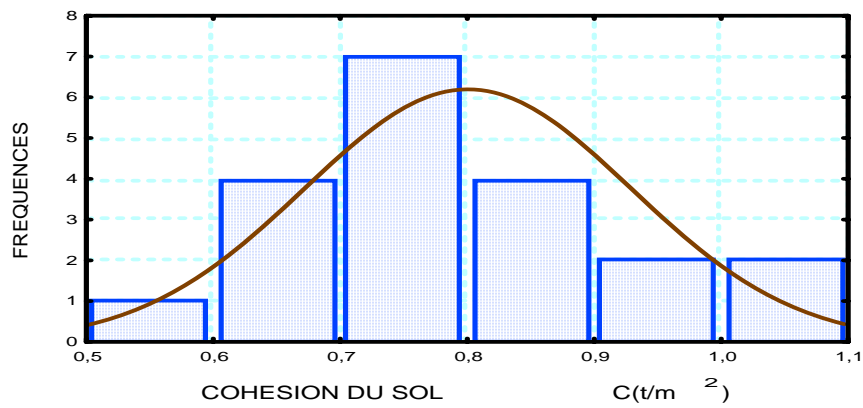


Fig. 2.3 - Distribution statistique de la cohésion du sol C (t/m²)

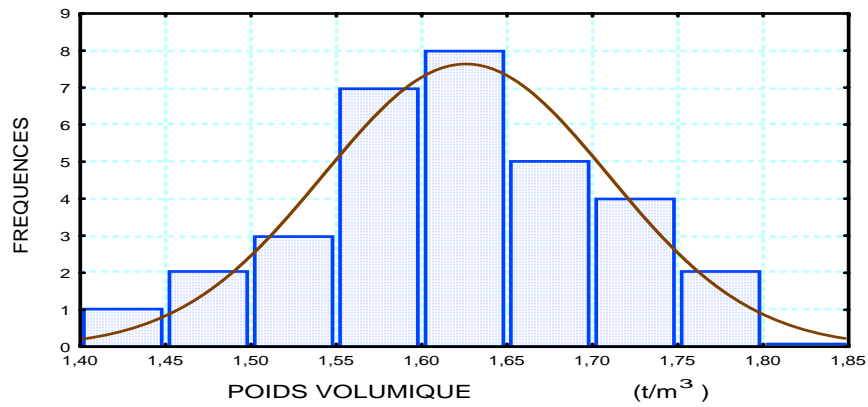


Fig. 2.4 - Distribution statistique du poids volumique du sol γ (t/m³)

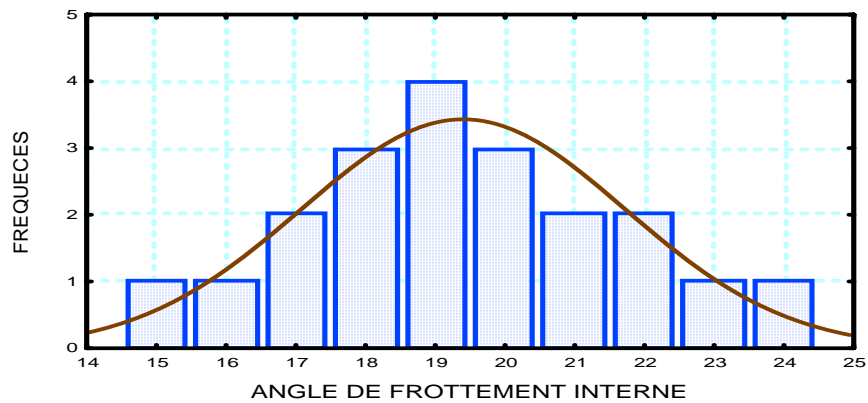


Fig. 2.5 - Distribution statistique de l'angle de frottement interne du sol φ (°)

Commentaire

Afin de comparer les valeurs des coefficients de variation obtenues pour chaque propriété du sol (argile rougeâtre) avec un autre sol (argile) , nous avons choisis quelques résultats de la littérature techniques tel qu'elles sont cités par Magnan (1982), pour l'angle de frottement interne (ϕ) Baghery (1980) propose un coefficient de variation de 0,20 ; Fredlund et Dahlman (1977) ont abouti à des coefficients de variation de la cohésion (C) varie entre 0,396 et 0,491 tandis que Hammit (1966) a donné les valeurs des coefficients de variation du poids volumique (γ) suivantes 0,025 - 0,123 et 0,019.

II.3.9 - Variabilité des propriétés physiques et mécaniques du matériau d'emprunt

Parallèlement à la campagne de reconnaissance géotectonique, une autre campagne de recherche de gîte d'emprunt a été lancée par le même organisme CTPP, afin d'identifier les caractéristiques physiques et mécaniques du matériau à utiliser dans le corps du remblai et qui a abouti à un gîte d'emprunt situé à environ 4 km du lieu du projet, appelé El-Melha l'identification de ce matériau a révélé un tout- venant naturel dont les résultats de l'analyse statistique de ses caractéristiques physiques et mécaniques (C_r , ϕ , γ) sont reportés dans le tableau 2.3 .

Tableau 2.3 - Espérance et écart type des propriétés du remblai

Paramètres	Observation	Moyenne	Écart-type	Cœf. Variation
C (t/m ²)	15	0.5	0.09	0.18
γ (t/m ³)	26	2.0	0.10	0.05
ϕ (°)	15	30	3.0	0.10

Remarque

IL est à signaler que l'objectif de la campagne de reconnaissance géotechnique effectuée par le CTPP, était d'étudier la stabilité l'ouvrage (remblais) et non pas de faire une étude statistique des propriétés du sol, par ailleurs, il est tout à fait justifié qu'il nous paraisse quelques insuffisances dans cette campagne, puisque nous l'avons adapté à une autre étude, dont objectif est d'analyser la variabilité naturelle du sol, parmi ces insuffisances nous citerons :

- *Le nombre des sondages carotté qui n'est pas proportionnelle à la vaste superficie du sol étudié (13Sc pour 10 hectares)*
- *Le nombre limité des essais mécaniques et surtout les essais triaxiaux, et par conséquent peu de valeurs des propriétés mécaniques du sol déterminées au laboratoire.*
- *La conception du plan de sondage (position des points), qui est orienté beaucoup plus vers le sens longitudinal (suivant l'axe projeté de la piste de l'aérodrome)*

II.4 - CONCLUSION

L'évaluation de la dispersion des propriétés physiques et mécaniques des sols est un problème délicat puisqu'il dépend du type de sol, du contexte géologique ou du mode de mise en place des matériaux.

On constate à travers notre analyse statistique, que la variabilité des propriétés physiques et mécaniques du sol (argile rougeâtre de Ain Arnat), comparativement à d'autres sols de même nature (argile) à travers le monde * est plus au moins acceptable, cela est due à l'homogénéité du sol choisi, les écarts constatés dans les valeurs des coefficients de variations, reviennent non seulement à la diversité du contexte géologique de chaque région mais aussi au nombre limité des sondages carottés (et par conséquent insuffisance des paramètres physique et mécanique déterminés au laboratoire), ce qui est justifié par le fait que la campagne géotechnique n'était pas destinée à ce genre d'étude statistique.

Dans le reste de notre travail nous essayons de caractériser cette variabilité et d'étudier son influence sur la stabilité de certains ouvrages qui sont en relation directe avec le sol, puisque dans le calcul de stabilité et de dimensionnement des ouvrages on utilise ces mêmes propriétés des sols, il est donc plus intéressant de caractériser cette variabilité et de sensibiliser les géotechniciens sur l'effet qu'elle peut engendrer sur la stabilité des ouvrages plutôt que de la camoufler derrière des coefficients de sécurité.

* Valeurs des coefficients de variation citées par Magnan (1982) et mentionnées dans le commentaire

CHAPITRE III : **ANALYSE DE FIABILITE**

III.1 - INTRODUCTION

L'idée de sécurité est concomitante à la pratique de la construction, les premiers constructeurs bâtirent pour leur utilisation personnelle et ils s'intéressent naturellement à ce que leur ouvrage remplisse bien les fonctions qu'ils lui avaient assignées. La notion de sécurité est donc extrêmement ancienne mais elle est aussi inséparable de l'état des connaissances et du temps de service.

La notion de sécurité conduit très tôt à l'idée de règlement, d'estimation des défaillances vis à vis d'un état limite de ruine et d'états limites de service, et par conséquent à la notion de fiabilité.

III.2 - CONCEPTS GENERAUX DE FIABILITE

Ce n'est qu'au 18^{me} siècles que l'approche empirique a été remplacée par une approche numérique grâce aux travaux de Hooke, Navier, Cauchy, saint Venant etc. Mais cette nouvelle approche basée sur l'analyse des contraintes et de leurs effets eut pour conséquence de réduire le concept de sécurité à une notion déterministe.

Fréquemment la sécurité s'exprime en comparant la sollicitation maximale (S) prévue pour le système et la résistance (R) de celui-ci.

Traditionnellement, on a recours au concept de facteur de sécurité :

$$F = \frac{R}{S} \dots\dots\dots 3.1$$

Cette approche n'a de sens que si on est assuré que:

- La sollicitation (S) ne devra pas être dépassée durant la période de vie de l'ouvrage.
- La résistance (R) est toujours inférieure ou égale à la plus faible résistance estimée.

Dans la pratique, ces certitudes ne sont jamais absolues et il existe toujours un risque de ruine.

La première contestation du coefficient de sécurité vint du professeur Streletsky en 1928 au Congrès international " Le coefficient de sécurité est dépourvu de sens réel ". Plusieurs autres l'ont suivi M.Prot, R.Lévi, J.Dutheil et dans les années cinquante, Freudenthal qui devint le chef de file de l'approche probabiliste de la sécurité.

Cette approche se propose non pas de camoufler ce risque de ruine derrière des coefficients de sécurité (appelés aussi à juste titre, coefficients d'ignorance) mais de l'évaluer. Le principe de l'approche probabiliste de sécurité est de dire :

- La sécurité absolue n'existe pas quel que soit le type d'ouvrage.
- Plusieurs paramètres qui rentrent en jeu dans un calcul d'ouvrage sont aléatoires
- Même les paramètres déterministes entrant dans le calcul ne sont connus qu'à partir de mesures plus ou moins entachées d'erreurs.
- Les méthodes de calcul sont incertaines.

L'évaluation de ce risque peut se faire de diverses manières. On peut distinguer plusieurs niveaux d'analyse :

- Niveau 0 : Il correspond à l'usage du coefficient de sécurité traditionnel. R et S sont considérés comme déterministes. La valeur du facteur de sécurité est fixée d'une façon empirique (le cas le plus utilisé pour le calcul des murs de soutènements).
- Niveau 1: On vérifie que la résistance calculée à partir des valeurs minorées des paramètres de résistance (valeurs caractéristiques) est supérieure à la sollicitation calculée à partir des valeurs majorées (appelées aussi valeurs caractéristiques) des actions. On parle alors de méthodes semi-probabilistes.
- Niveau 2 : L'approche du niveau 2 nécessite seulement la connaissance des paramètres statistiques estimés (moyenne et covariances).

L'évaluation des indices de fiabilité de Cornell (1969) ou d'Hasofer et Lind (1974), (cités par Arroyo), permet d'estimer la probabilité de ruine.

A ce niveau on fait appel à une méthode approchée pour vérifier que :

$$P[R > S] \approx 1 - \varepsilon \dots\dots\dots (3.2)$$

$$P[S < R] \approx \varepsilon \dots\dots\dots (3.3)$$

On peut par exemple linéariser R et S et utiliser seulement les premiers moments des variables aléatoires (moyenne, variance, covariance) Ce sont les méthodes du premier ordre de Cornell.

- Niveau 3 : C'est le calcul exact de la probabilité :

$$P[R > S] \approx 1 - \varepsilon \dots\dots\dots (3.4)$$

$$P[S < R] \approx \varepsilon \dots\dots\dots (3.5)$$

Pour une configuration donnée du système et un niveau de risque, la résolution probabiliste (niveau 3), nécessite la connaissance totale des densités de probabilité (marginales et conjointes) des variables aléatoires de bases et de la distribution de densité de la fonction d'état limite. Il faut disposer aussi des outils de calcul permettant de calculer la probabilité recherchée.

Choisir le niveau de risque est du ressort d'une approche d'un niveau (supérieur à 3) placée dans un cadre décisionnel. La probabilité $P [R > S]$, complément à 1 de la probabilité de ruine est appelée " fiabilité ". Nous examinerons ci-dessous divers aspects du calcul de cette probabilité. Par conséquent l'approche probabiliste de la sécurité est devenue la seule valable pouvant conduire à une meilleure concordance avec les phénomènes physiques que celle obtenue par l'approche déterministe.

Pour des raisons objectives un retard de la réglementation par rapport aux possibilités est observé notamment en mécanique des sols où il existe encore des réglementations déterministes. Parmi ces raisons :

- L'absence de données suffisantes et adéquates pour fournir une base fiable.
- La faiblesse propre à la méthode.
- Le maniement parfois difficile des modèles de comportement (non-linéaire).
- La difficulté de la prise en compte de l'erreur humaine
- La prudence inhérente au législateur devant des innovations.

III.3 - CALCUL DE FIABILITE

III.3.1 - Cas fondamental

Si on admet l'indépendance entre R et S, la probabilité de ruine peut être calculée comme suit :

$$Pr = P[R - S < 0] = \int_{-\infty}^{-\infty} P[R < S] f_s(x) dx = \int_{-\infty}^{+\infty} F_R(x) . F_s(x) dx \dots\dots\dots (3.6)$$

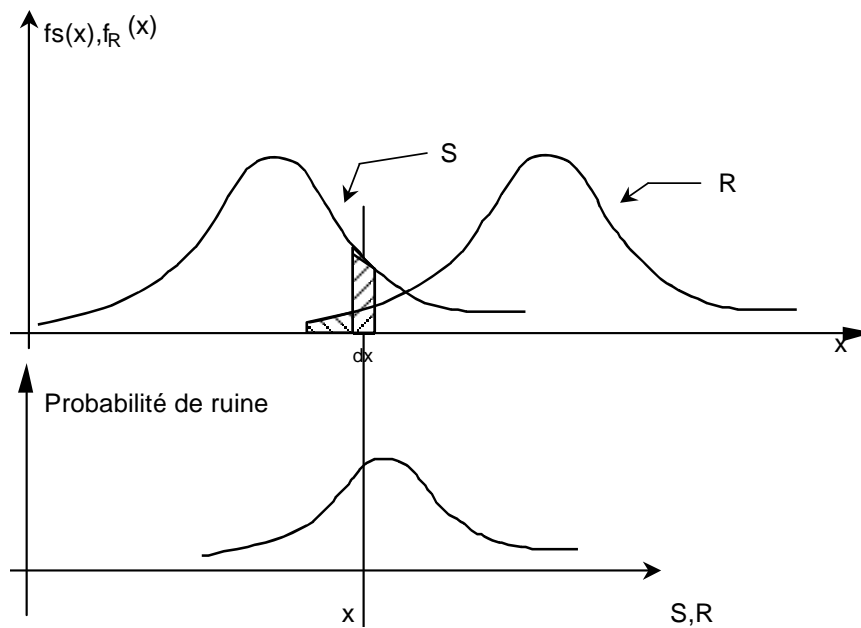


Fig. 3.1 - Représentation graphique de l'équation (3.6)

III.3.2 - Notion d'indice de fiabilité

On introduit une fonction de performance qui peut par exemple s'écrire sous forme de marge de sécurité G comme suit :

$$G=R-S \dots\dots\dots(3.7)$$

Si on accepte la normalité, La probabilité de ruine peut s'écrire alors sous la forme :

$$Pr=\Phi\left[-\frac{\bar{G}}{\sigma_G}\right] \dots\dots\dots (3.8)$$

$$\beta=\frac{E[G(x)]}{\sigma_{G(x)}} \dots\dots\dots(3.9)$$

$$Pr=\Phi[-\beta] \dots\dots\dots (3.10)$$

Avec:

Φ : Loi Normale (0,1) centrée réduite

β : Indice de fiabilité selon Cornell représente le nombre d'écart types (σ_G) qui sépare la moyenne de l'origine d'après Benjamin et Cornell (1970)

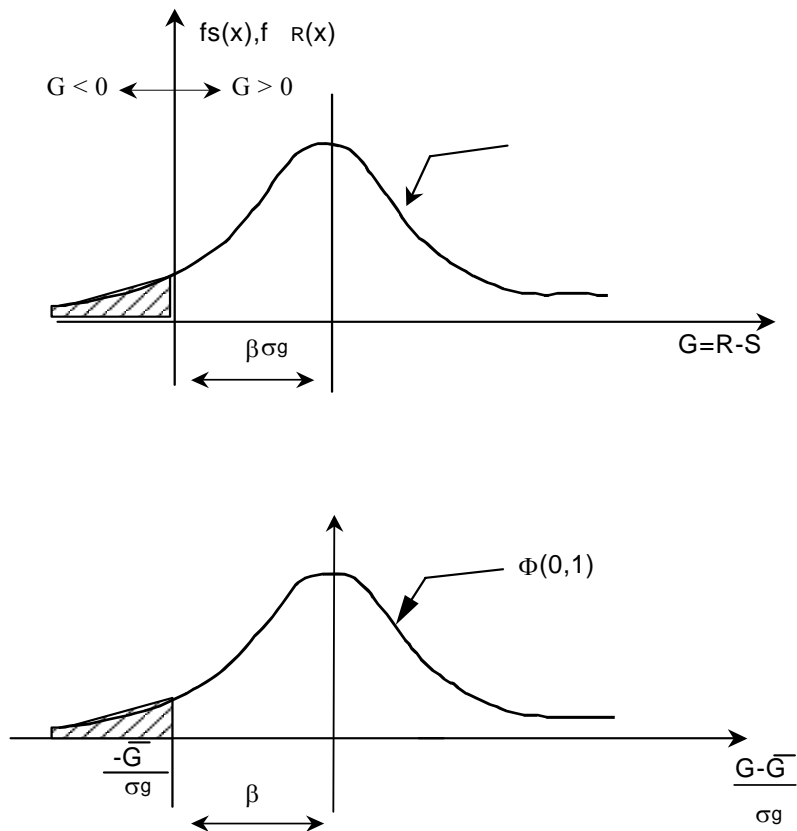


Fig. 3.2 - Représentation de l'indice de fiabilité β

On peut aussi introduire les deux variables U_1 et U_2

$$U_1 = \frac{R - \bar{R}}{\sigma_R} \dots\dots\dots (3.11)$$

$$U_2 = \frac{S - \bar{S}}{\sigma_S} \dots\dots\dots (3.12)$$

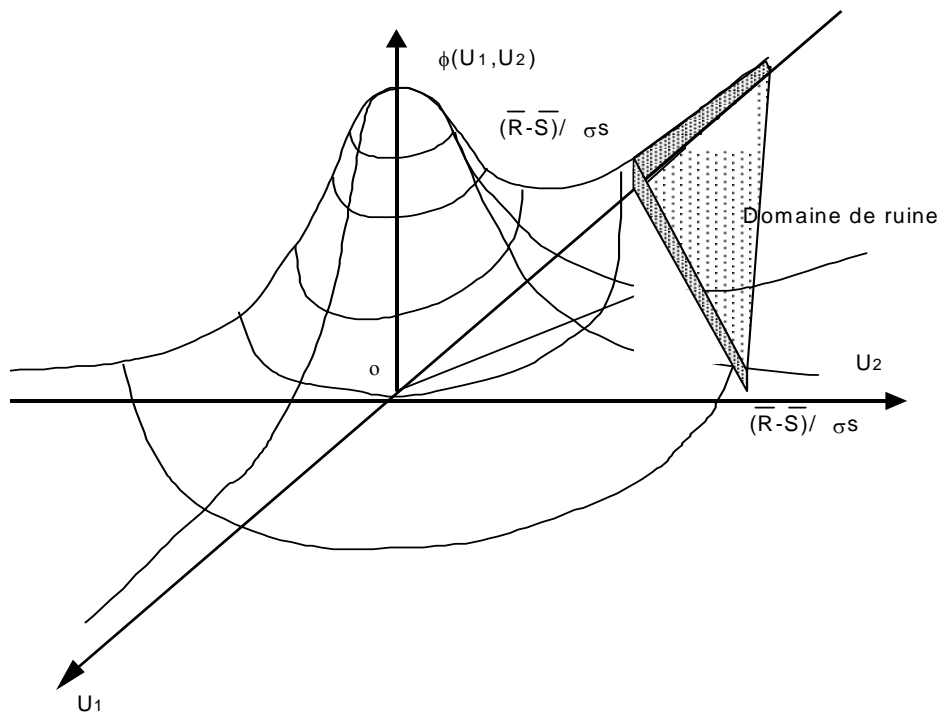


Fig. 3.3 - Représentation graphique de l'indice de fiabilité β dans l'espace U (d'après Arroyo)

La droite limite $G=0$ a pour équation :

$$G = \sigma_R U_1 + \bar{R} - \sigma_S U_2 \bar{S} \dots \dots \dots (3.13)$$

La probabilité de ruine correspond à l'intégrale de la densité conjointe de U_1 et U_2 dans le domaine de ruine limité par la droite précédente. (Fig.3.3)

$$\beta = \frac{\bar{R} - \bar{S}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \dots \dots \dots (3.14)$$

On donne ainsi une seconde interprétation de l'indice de fiabilité β .

Les considérations précédentes peuvent être généralisées au cas où le nombre des variables aléatoires (X_i) du type R et S est supérieur à deux. On introduit à nouveau une fonction limite $G(x)$ qui représente la fonction de performance, c'est une surface de dimension (n-1) qui peut être appelée surface de ruine.

Les trois états de la fonction G sont :

$$G(X) > 0 : \text{État de stabilité} \dots\dots\dots (3.15)$$

$$G(X) = 0 : \text{État limite du système.} \dots\dots\dots (3.16)$$

$$G(X) < 0 : \text{État de ruine du système.} \dots\dots\dots (3.17)$$

Connaissant les distributions de probabilité de variables aléatoire $X = (x_1, x_2, x_3, \dots, x_n)$, c'est à dire la fonction de distribution de probabilité conjointe $f_x(x_1, x_2, \dots, x_n)$, la probabilité de sécurité du système peut s'exprimer comme suit :

$$P_s = \int \dots \int f_{x_1, x_2, \dots, x_n}(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1, dx_2, \dots, dx_n \dots\dots\dots (3.18)$$

Où les intégrales sont calculées dans le domaine : $\{G(X) \geq 0\}$

Et la probabilité de ruine par :

$$Pr = \int \dots \int f_{x_1, x_2, \dots, x_n}(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1, dx_2, \dots, dx_n = 1 - P_s \dots\dots\dots (3.19)$$

Quand la fonction limite $G(X)$ est linéaire (Variables corrélées ou non), elle peut s'écrire sous la forme :

$$G(X) = b_0 + b^T X \dots\dots\dots (3.20)$$

Avec : b^T Vecteur transposé de b

$$\overline{G(X)} = b_0 + b^T \overline{X} \dots\dots\dots (3.21)$$

$$\sigma_G = \sqrt{b^T [C_x] b} \dots\dots\dots (3.22)$$

$[C_x]$: Matrice des covariances du vecteur variables aléatoires X

La probabilité de ruine du système est :

$$Pr = P[G < 0] = \Phi\left[-\frac{\overline{G}}{\sigma_G}\right] = \Phi\left[\frac{b_0 + b^T \overline{X}}{(b^T [C_x] b)^{1/2}}\right] = \Phi[-\beta] \dots\dots\dots (3.23)$$

Si la fonction d'état limite du système est non linéaire, on peut utiliser l'approche du premier ordre (FORM) ou du second ordre (SORM) Auvinet (1993)

Remarque

La formulation $Pr = \Phi [-\beta]$ n'est valable que sous les conditions de normalité et d'indépendance des variables X_i , et de linéarité de la fonction de performance $G(X_i)$. Les fonctions de performances utilisées ne sont pas linéaires (fortement non linéaires) et par conséquent l'application de la formule (3.23) donne des résultats erronés.

III .4 - CALCUL DE LA PROBABILITE DE RUINE D'UN SYSTEME

Pour l'analyse de fiabilité des systèmes dépendants de plusieurs composants, on a recours à des modélisations simples qui permettent de se ramener aux cas suivants :

III .4.1 - Système en parallèle :

Le système est ruiné si et seulement si tous les composants sont ruinés, (son évènement de ruine est l'intersection des évènements de ruine des composants)

III 4.2 - Système en série :

Le système est ruiné si et seulement si un composant quelconque est ruinés, (son évènement de ruine est l'union des évènements de ruine des composants).

En générale, tout système peut être modélisé comme un arrangement de composant C_i (ensembles de coupe minimaux de composants élémentaires) en série (Auvinet, 1993)

La valeur de la probabilité de ruine pour un système de composants en série est obtenue en fonction des probabilités de ruine des composants par la formule de Poincaré :

$$P[\cup C_i] = \sum_i P[C_i] - \sum_{i \neq j} P[C_i \cap C_j] + \sum_{i \neq j \neq k} P[C_i \cap C_j \cap C_k] \dots \dots \dots (3.24)$$

III.5 - CONCLUSION

Dans la présente étude, les fonctions de performances utilisées ne sont pas linéaires et par conséquent et afin d'éviter d'avoir recours aux approches du premier ordre ou du second ordre, d'après Auvinet (1993), la probabilité de ruine sera calculée simplement par la méthode de Monte Carlo, qui s'avère suffisamment rapide dans ce genre de cas,

CHAPITRE IV :

METHODES DE CALCUL PROBABILISTES DES OUVRAGES

IV.1 - INTRODUCTION

Nous allons exposer quelques méthodes qui peuvent être utilisées pour l'évaluation de la fiabilité des ouvrages de génie civil, en supposant connus:

- La distribution de probabilité des variables aléatoires X .
- Les modes de ruine.

Cette évaluation se limitera dans notre cas à celle de la probabilité de ruine en décrivant le comportement par une loi de ruine.

On notera que les distributions de probabilités des variables aléatoires intervenant dans le problème posé ne sont jamais connues en pratique, mais qu'elles sont seulement approchées par la détermination de quelques paramètres, usuellement les premiers moments statistiques des observations disponibles (vu le nombre réduit des mesures économiquement réalisables).

Dans le cadre de ce travail, on ne s'attachera guère à cet aspect de la question et on admettra sans discussion que les distributions de probabilités des différentes variables aléatoires sont connues avec la précision voulue, et dont les hypothèses nécessaires ont été formulées.

Il en va de même en ce qui concerne les lois de comportement, que l'on supposera parfaitement déterminées et représentant avec exactitude les phénomènes physiques en jeu. On s'attachera à souligner les qualités et faiblesses de chaque méthode.

IV.2 - METHODE ANALYTIQUE DIRECTE

Le principe fondamental de cette méthode est très simple :

Connaissant les distributions de probabilités des variables aléatoires $X=(X_1, X_2, \dots, X_n)$, c'est à dire la fonction de distribution de probabilité conjointe $f_x(X_1, X_2, \dots, X_n)$ et étant donnée une fonction scalaire $G=G(X)$ de ces variables aléatoires, on détermine la distribution de probabilité de cette fonction, Soit $f_g=f_g[G(X)]$.

L'évaluation de l'intégrale donnant la probabilité de ruine est en général une tâche difficile. Pour parer à ce problème plusieurs auteurs ont développé des méthodes probabilistes approchées. Parmi ces méthodes, on citera, L'estimation ponctuelle de Rosenblueth, les Perturbations indépendantes, et la méthode de Monte Carlo, et qui seront passer en revue dans le paragraphe suivant.

IV.3 - METHODES APPROCHEES

IV.3.1 - Estimation ponctuelle de Rosenblueth (1975)

Cette méthode consiste à remplacer la distribution continue d'une variable aléatoire par une distribution discrète formée de deux points seulement. Les valeurs de la variable aléatoire en ces deux points et les probabilités correspondantes sont calculées de façon à reproduire identiquement les moments statistiques d'ordre 0 à 3 de la distribution originale de la variable aléatoire, d'après Vancauwelart et al (1985).

Rosenblueth a développé la méthode pour réaliser l'approximation des trois premiers moments statistiques d'une fonction de N variables aléatoires, en utilisant 2^N points pour discrétiser la fonction de distribution.

a) - Cas d'une fonction univariée

Considérons la variable aléatoire continue (x) et sa fonction de densité de probabilité $f_x(x)$ représentée par la figure 4.1

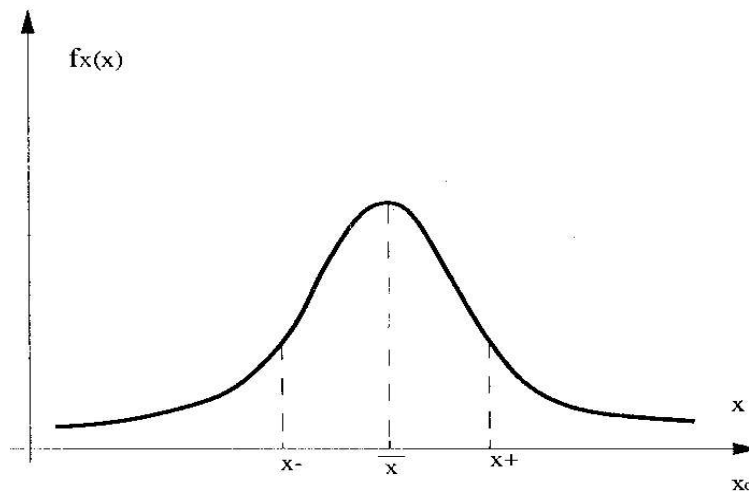


Fig. 4.1 - Déscritisation de la fonction $f_x(x)$ en deux points

Soient x_+ et x_- des valeurs de x, situées de part et d'autre part de la moyenne \bar{x} , x_+ et x_- constituent le domaine de définition d'une variable discrète x^0 .

Les probabilités correspondantes sont :

$$P_+ = \text{probabilité}[x^0 = x_+] \dots\dots\dots (4.1)$$

$$P_- = \text{probabilité}[x^0 = x_-] \dots\dots\dots (4.2)$$

Le système d'équations permettant de déterminer P_+ , P_- , x_+ , x_- est le suivant :

$$\sum P_i = 1 \quad \dots\dots\dots (4.3)$$

$$\bar{x} = \bar{x}^0 = \sum p_i x_i \quad \dots\dots\dots (4.4)$$

$$\sigma_x^2 = P_+(x_+ - \bar{x})^2 + P_-(x_- - \bar{x})^2 \quad \dots\dots\dots (4.5)$$

$$\beta_1 \sigma_x^3 = P_+(x_+ - \bar{x})^3 + P_-(x_- - \bar{x})^3 \quad \dots\dots\dots (4.6)$$

Dans cette expression β_1 représente le coefficient de dissymétrie de Pearson.

Le système des quatre équations a pour solution :

$$P_+ = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{\beta_1 x}{|\beta_1 x|} \sqrt{1 - \frac{1}{1 + \left(\frac{\beta_1 x}{2}\right)^2}} \right] \quad \dots\dots\dots (4.7)$$

Avec: $P_- = 1 - P_+$

$$x_+ = \bar{x} + \sigma_x \sqrt{\frac{P_+}{P_-}} \quad \dots\dots\dots (4.8)$$

$$x_- = \bar{x} - \sigma_x \sqrt{\frac{P_+}{P_-}} \quad \dots\dots\dots (4.9)$$

Soit à présent la fonction $y = G(x)$ dans laquelle x est une variable aléatoire. Rosenblueth considère que la quantité aléatoire Y peut être également représentée par une approximation ponctuelle Y^0 , définie par les valeurs y_+ et y_- et leurs probabilités, et que si la fonction $y = G(x)$ est univoque on peut déterminer y_+ et y_- par l'application des fonctions :

$$y_+ = G(X_+) \quad \dots\dots\dots (4.10)$$

$$y_- = G(X_-) \quad \dots\dots\dots (4.11)$$

Leurs probabilités associées P_+ et P_- ont les mêmes valeurs que celles associées à x_+ et x_- . La démarche à suivre est expliquée dans la figure 4.2.

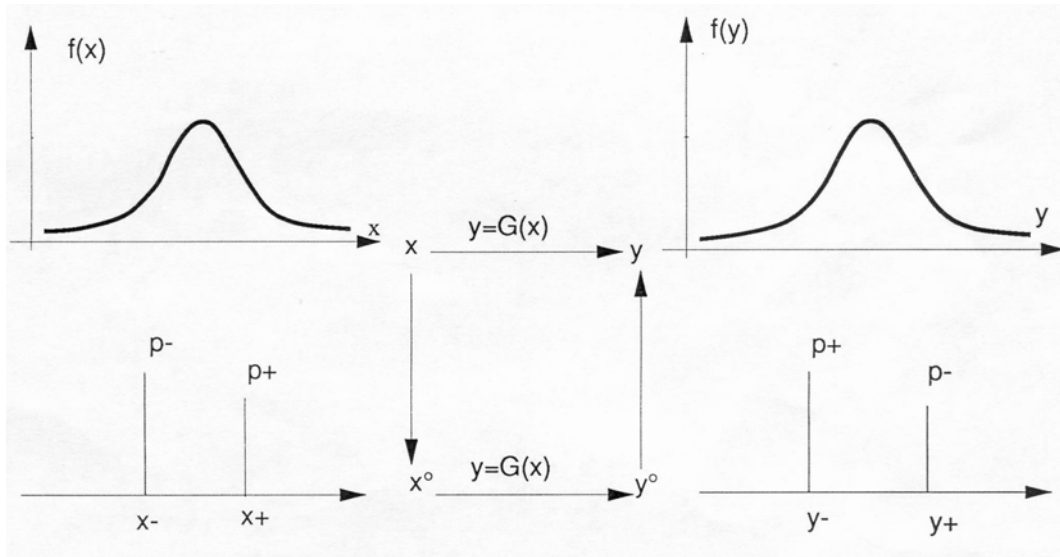


Fig. 4.2 - Schéma explicatif de la méthode de Rosenblueth

Connaissant x_+ , x_- , P_+ et P_- nous obtenons les paramètres de la fonction de distribution

$F_y(y)$ par :

$$\bar{y} = P_+ y_+ + P_- y_- \dots\dots\dots (4.12)$$

$$\sigma_y^2 = P_+ (y_+ - \bar{y})^2 + P_- (y_- - \bar{y})^2 \dots\dots\dots (4.13)$$

$$\beta_1 \sigma_y^3 = P_+ (y_+ - \bar{y})^3 + P_- (y_- - \bar{y})^3 \dots\dots\dots (4.14)$$

Pour les moments d'ordre supérieur :

$$E[(y - \bar{y})^n] = P_+ (y_+ - \bar{y})^n + P_- (y_- - \bar{y})^n \dots\dots\dots (4.15)$$

b) - Cas d'une fonction multivariée

Dans le cas de n variables :

$$y = G(x_1, x_2, \dots, x_n) \dots\dots\dots (4.16)$$

$$E(y) = \sum_1^{2^n} P_{ijkln} y_{ijkln} \dots\dots\dots (4.17)$$

Où les suites i, j, k, l, n sont les permutations de signes \pm ; il y a 2^n permutations.

Les termes:

$$y_{ijkln} = G \left[x_1 + \sigma_{x1} \left(\frac{P_-}{P_+} \right)^{\pm 0.5}, \dots, x_n + \sigma_{xn} \left(\frac{P_-}{P_+} \right)^{\pm 0.5} \right] \dots\dots\dots (4.18)$$

Sont les valeurs ponctuelles de la fonction.

En général

$$E(y^N) = \sum_1^{2^n} P_{ijkln} \cdot y^N_{ijkln} \dots\dots\dots (4.19)$$

$$V(y) = \sigma_y^2 = E(y^2) - [E(y)]^2 \dots\dots\dots (4.20)$$

La valeur de la probabilité se calcule comme suit :

$$P_{ijkln} = \left[1 \pm \rho_{n,1} \pm \sum_1^{N-1} \rho_{l,i+1} \right] \cdot \frac{1}{2^N} \dots\dots\dots (4.21)$$

Où $\rho(i, j)$ est le coefficient de corrélation partiel entre les variables x_i et x_j , le signe précédent la valeur de $\rho(i, j)$ étant le produit des signes figurant aux positions i et j dans la permutation.

Remarque

L'estimation biponctuelle de Rosenblueth n'est applicable que dans le cas où les variables aléatoires de base sont gaussiennes ou au moins symétriques (cas présent), sinon, on se voit dans l'obligation d'augmenter le nombre des points d'estimation.

Quand le nombre de variables aléatoires de base est grand (dépassé la dizaine), la méthode devient encombrante pour la programmation.

IV.3.2 - Méthode des perturbations indépendantes (méthode de BOLLE)

C'est une méthode d'approximation de la distribution d'une fonction de variables aléatoires $G(X)$, inspirée du développement limité en série de Taylor et utilisant la technique de transformation des variables de base en variables principales non corrélées, ainsi que la discrétisation en trois points de la fonction de distribution de probabilité d'une variable aléatoire. L'idée de base consiste à calculer d'une manière plus directe, mais aussi plus précise, les différents termes dispersants ou perturbateurs liés à chaque variable aléatoire indépendante.

Bolle (1993) propose de remplacer les dérivées partielles apparaissant dans le développement en série de Taylor par des différences finies calculées numériquement et évaluer les perturbations de divers ordres introduits par le caractère aléatoire de chaque variable.

Pour ce faire, il utilise une discrétisation en trois points de la distribution de chaque variable aléatoire et réalise ainsi une estimation ponctuelle des perturbations.

Plus précisément les premiers moments de la distribution de la fonction G(X) seront calculés en ajoutant à un terme central la somme des termes perturbateurs liés à chaque variable aléatoire indépendante.

Le terme central correspond à la valeur de la fonction calculée au point central de la distribution, discrétisée de chaque variable aléatoire, et est affectée d'une probabilité finie correspondant à la probabilité liée à ce point central. Des termes perturbateurs ajoutés au terme central apportent la contribution de chaque variable indépendante à la distribution de la fonction G(X)

a) - Formulation et mise en oeuvre de la méthode

On se limitera dans cette étude au cas de variables aléatoires symétriques corrélées ou non, normalement distribuées.

Tout d'abord, chaque variable X_i est réduite et normée sous la forme d'une variable T_i de moyenne nulle et de variance unitaire par la transformation suivante :

$$X = A.T + B \quad \dots\dots\dots (4.22)$$

$$T_i = \frac{X_i - \bar{X}}{\sigma_{xi}} \quad \dots\dots\dots (4.23)$$

Avec :

A : La matrice diagonale des écarts type.

B : Le vecteur des valeurs moyennes de X

Rappelons que la matrice des corrélations R reste inchangée suite à cette transformation ainsi

$$R(x) = R(t) \quad \dots\dots\dots (4.24)$$

L'ensemble T est ramené à un ensemble de variable U indépendantes (non corrélées) en diagonalisant la matrice de corrélation R (T), la matrice résultante L est formée par les N valeurs propres de R

$$L = \text{Diag}(\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_n) \dots\dots\dots (4.25)$$

La matrice L peut être interprétée comme étant la matrice de covariance d'un nouveau système U de N variables aléatoires indépendantes.

La transformation de T en U consiste en une rotation autour de l'origine dans l'espace à n dimensions. Ainsi dans le cas où les U axes coïncident avec les axes principaux, les coefficients linéaires utilisés pour cette rotation sont les N vecteurs propres, correspondants aux N valeurs propres, rangés dans la matrice D.

$$T = D.U \dots\dots\dots (4.26)$$

Chacune des variables aléatoires indépendantes U_i de moyenne nulle et de variance λ_i (valeur propre de R) peut avoir sa fonction de densité de probabilité discrétisée et trois points comme suit :

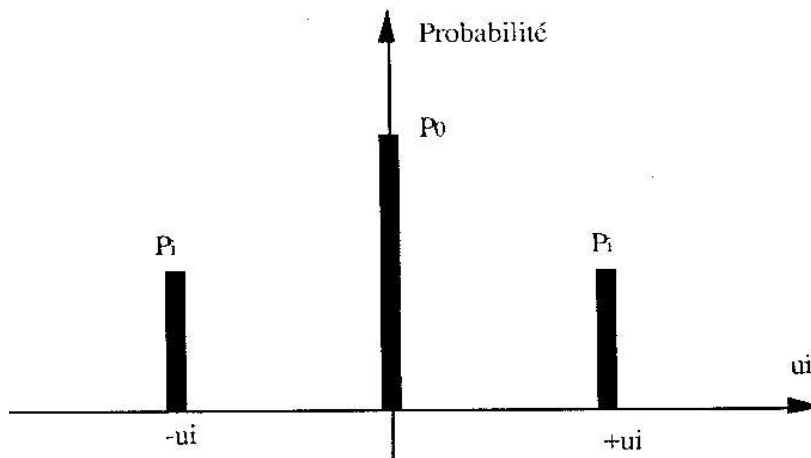


Fig. 4.3 - Discrétisation de la variable U en 3 points

Avec : $u_i = \sqrt{\beta_2} \lambda_i$ $P_1 = \frac{1}{2\beta_2}$ $P_0 = 1 - 2P_1$

Pour la fonction G(X) des variables aléatoires X, la valeur centrale est simplement :

$$G_c = G(\bar{x}) = G(A.D.\{0,0,\dots,0\} + B) \dots\dots\dots (4.27)$$

Les perturbations par rapport à cette valeur centrale sont introduites par les deux points latéraux de la discrétisation de la distribution de chaque variable aléatoire. Elles sont calculées sous la forme de moments perturbateurs en considérant chacune des variables aléatoires séparément (les autres variables étant considérées déterministes)

$$G_i^+ = G(A.D.\{0,0,\dots,+u_i,\dots,0\}+B) \dots\dots\dots (4.28)$$

$$G_i^- = G(A.D.\{0,0,\dots,-u_i,\dots,0\}+B) \dots\dots\dots (4.29)$$

Avec:

$$u_i = \sqrt{3\lambda_i} \text{ et } \beta=3 \text{ pour une distribution normale}$$

Les valeurs de la perturbation relative sont introduites comme dit :

$$d_i^+ = G_i^+ - G_c \dots\dots\dots (4.30)$$

$$d_i^- = G_i^- - G_c \dots\dots\dots (4.31)$$

Le moment perturbateur d'ordre K par rapport au point central, engendrée par la variable U_i est posé égal à :

$$dm_{ki} = P \left((d_i^+)^k + (d_i^-)^k \right) \dots\dots\dots (4.32)$$

$$m_l(G) = \bar{G} + \sum_{i=1}^N dm_{ki} \dots\dots\dots (4.33)$$

$$m_1(G) = \bar{G} + \sum_{i=1}^N 2P \frac{d_i^+ + d_i^-}{2} \dots\dots\dots (4.34)$$

Avec : $P = \frac{1}{6}$

La valeur moyenne de G peut être alors estimée par :

$$\bar{G} = G_c + \frac{1}{6} \sum_{i=1}^N (d_i^+ + d_i^-) \dots\dots\dots (4.35)$$

La variance par :

$$\sigma^2(G) = \frac{1}{36} \sum_{i=1}^N (5d_i^{+2} - 2d_i^+ d_i^- + 5d_i^{-2}) \dots\dots\dots (4.36)$$

Le troisième moment statistique par :

$$\mu_3(G) = \frac{1}{54} \sum_{i=1}^N (5d_i^{+3} - 3d_i^+ d_i^- (d_i + d_j^-) + 5d_i^{-3}) \dots\dots\dots (4.37)$$

IV.3.3 - Méthode de simulation de Monte Carlo

La simulation de Monte Carlo (Harr.1977) est une méthode d'approximation de la fonction de distribution de probabilité $f_y(G(X))$ d'une fonction $G(x)$ de variables aléatoires X qui consiste à réaliser des calculs répétés de la fonction en question en utilisant des valeurs des variables aléatoires obtenues par des tables de nombres aléatoires RAND (Tirage au sort)

Les valeurs aléatoires générées par les tables RAND reproduisent à la longue la fonction de distribution de probabilité $f_x(x_i)$ adoptée pour chaque variable aléatoire x_i . Pour extraire d'une densité de probabilité les valeurs "au hasard" présentant cette densité on procède de la manière suivante :

$$f_z(z) = f_x(x) \frac{1}{\left| \frac{dz}{dx} \right|} = f_x(x) \frac{1}{|f_x(x)|} = 1 \quad \dots\dots\dots (4.38)$$

La densité de Z est donc uniforme et égale à 1 dans l'intervalle [1,1]

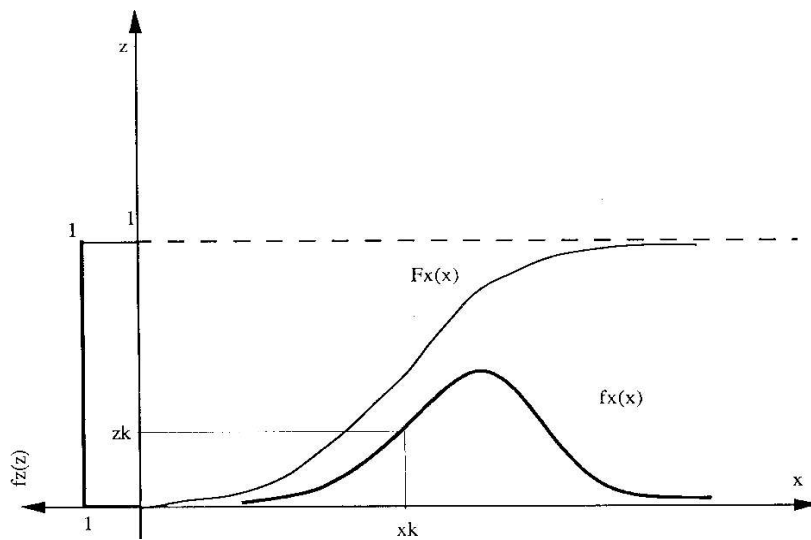


Fig. 4.4 - Fonction de distribution de la variable uniforme $Z=f(x)$

Pour avoir des valeurs de X dont la densité soit $f_x(x)$ il suffit de prendre des valeurs de Z_i entre 0 et 1 de manière uniforme (même probabilité) et de calculer les x_i par les relations suivantes :

$$\begin{aligned}
 x_1 &= F_x^{-1}(z_1) \\
 x_2 &= F_x^{-1}(z_2) \\
 &\vdots \\
 x_n &= F_x^{-1}(z_n)
 \end{aligned}
 \dots\dots\dots (4.39)$$

a) Cas d'une fonction d'une seule variable

La procédure à suivre est expliquée sur le schéma suivant :

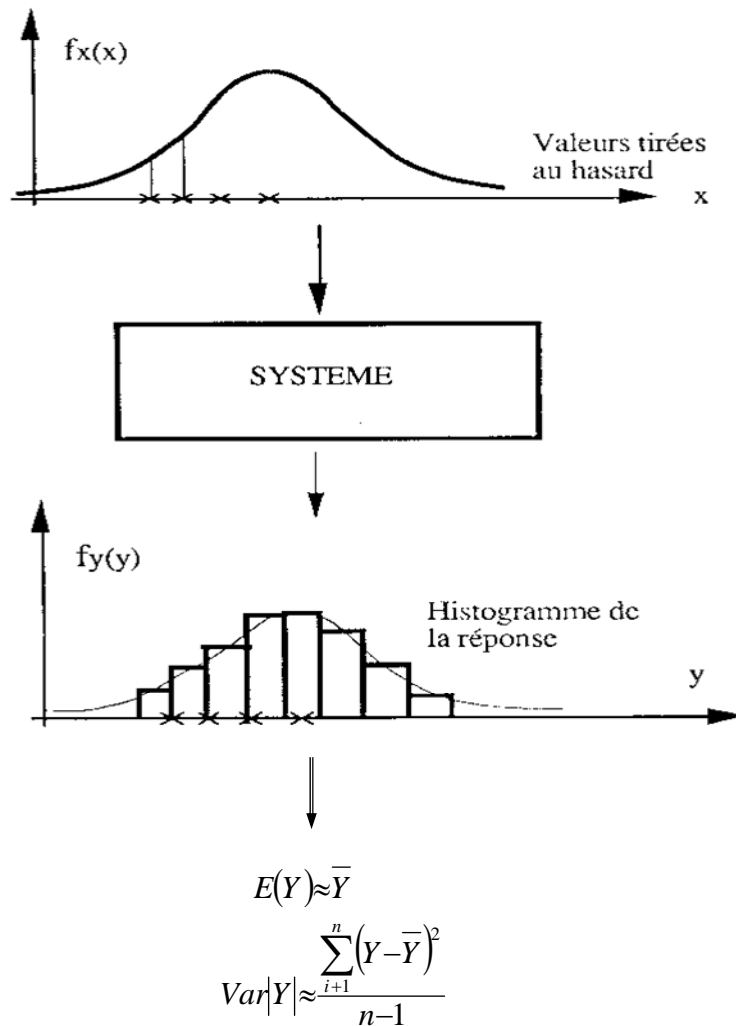


Fig. 4.5 - Principe de la méthode de Monte Carlo

b) Simulation de variables et de vecteurs aléatoires (Fogli, 1980)

La simulation probabiliste est un procédé numérique selon lequel il est toujours possible de ramener une variable aléatoire quelconque à une variable uniformément distribuée sur $(0,1)$, pratiquement, ce procédé se résume aux deux étapes suivantes :

- Construire une suite de nombres compris entre 0 et 1 qui puisse représenter une variable aléatoire de loi uniforme sur $(0,1)$
- Générer, à partir de cette suite, des réalisations de la variable aléatoire considérée

b1- Construction de la suite

Pour construire une succession de valeurs numériques qui soient le résultat d'épreuves indépendantes sur une variable aléatoire, uniformément répartie entre 0 et 1, il est nécessaire de recourir à un jeu statistique convenablement choisi. On obtient ce qu'on appelle une table de nombres aléatoires.

C'est ce qui a été fait pour établir les tables RAND et les tests statistiques semblent prouver que le résultat est correct.

Une fois la suite de nombres aléatoires construite, il est nécessaire de vérifier a posteriori qu'elle vérifie les propriétés suivantes :

- Les résultats successifs sont indépendants et peuvent donc être considérés comme les valeurs de variables aléatoires indépendantes R_i
- Les R_i ont la répartition souhaitée (uniforme)

b2 - Simulation d'une variable aléatoire

A partir de telles suites, il est possible d'obtenir des représentations de variables aléatoires ayant une loi donnée : il suffit de remarquer que si R est une V. A. de densité uniforme sur $[0,1]$, alors $F^{-1}_x(R)$ a pour fonction de répartition F_x . Cette inversion se fera soit directement (si cela est possible), soit par une construction intermédiaire.

- **Méthode directe**

Considérons une variable aléatoire X de fonction de répartition $F_x(x) = P(X \leq x)$. Si F^{-1}_x n'est pas algébriquement formulable (cas de la loi normale par exemple, le cas présent), il suffit de la tabuler en mémoire ou de l'approcher par des expressions algébriques, quitte à évaluer l'erreur.

Examinons le cas où F^{-1}_x est algébriquement formulable et continue.

Soit $\{r_k\}$ une suite numérique équirépartie sur $[0,1]$, représentant une variable aléatoire R uniformément répartie sur $[0, 1]$.

La suite $\{r_k\}$ construite par : $X_k = F^{-1}_x\{r_k\}$ représente alors la variable aléatoire $X = F^{-1}_x(R)$ de fonction de répartition F_X En effet :

$$P[X \leq x] = P[F^{-1}_x(R) \leq x] \dots\dots\dots (4.40)$$

$$= P[R \leq F(x)] \text{ car } F_X \text{ est croissante} \dots\dots\dots (4.41)$$

$$= F_X(x) \text{ car } R \text{ est uniformément répartie sur } [0,1] \dots\dots\dots (4.42)$$

▪ **Méthode relative à la loi normale**

En ce qui concerne la loi normale, la fonction densité d'une variable aléatoire a pour expression :

$$f_x(x) = \frac{1}{\sigma(2\Pi)^{0.5}} \exp(-0.5 \frac{x^2}{\sigma^2}) \dots\dots\dots (4.43)$$

Nous calculons $X_k = F^{-1}_x\{r_k\}$ en approchant la fonction de répartition par des approximations rationnelles, ou des polynômes différents dans des sous intervalles successifs de $[0,1]$.

b3 - Simulation d'un vecteur aléatoire

Si le vecteur est à composantes indépendantes, le problème est simplifié car il suffit alors de simuler indépendamment chacune des composantes à l'aide de la méthode présentée ci-dessus. Le problème se pose lorsque les composantes sont stochastiquement liées.

La génération de vecteurs aléatoires a donné lieu à de nombreuses études.

Badel s'est attaché à définir des méthodes de simulation pour des échantillons autocorrélés à arguments identiquement distribués suivant divers types de lois (Exponentielles, hyperexponentielles, gaussiennes).

VI.4 - CONCLUSION

Le calcul de fiabilité requiert la connaissance des fonctions de performance (fonctions définissant les états de ruine) et les lois de distributions des variables aléatoires de base X_i . Pour les murs de soutènement et les fondations superficielles, les fonctions de performance sont des coefficients ou des marges de sécurité des différents modes d'instabilité existants, ces dernières sont des fonctions des propriétés physiques et mécaniques des sols.

Pour l'application de ces méthodes approchées nous supposons que toutes les distributions des variables aléatoires de base introduites dans ce calcul de fiabilité suivent une loi normale.

CHAPITRE V :
APPLICATION 1 : CAS DES MURS DE SOUTÈNEMENT

V.1 - INTRODUCTION

On se basant sur le développement théorique des différentes méthodes de calcul probabiliste développées précédemment (Monté Carlo, Rosenblueth, et les perturbations indépendantes) on va étudier la stabilité d'un mur de soutènement vis à vis de ses trois modes de ruines (glissement, renversement et poinçonnement) en utilisant les données géotechniques d'un sol local ; la validation de l'utilisation des méthodes de calcul a été faite par chaque auteur.

La stabilité du mur pour chaque mode de ruine, est examinée en terme de marge ou de coefficient de sécurité, en fonction des propriétés physiques et mécaniques du sol :

- Le renversement, est fonction de $(c_r, \varphi_r, \delta, \gamma)$
- Le glissement, est fonction de $(c_r, \varphi_r, \delta, \gamma_r, \psi)$
- Le poinçonnement, est fonction de $(C_r, \varphi_r, \delta, \gamma, \varphi, C)$

Pour la démarche de notre calcul nous admettons que :

- Toutes les distributions des variables aléatoires de base suivent une loi normale
- Les valeurs des moyennes et des écarts-types des variables aléatoires de base sont celles obtenues dans l'étude de variabilité du sol de Ain Arnat (chapitre 2)
- Les valeurs des coefficients de corrélation entre les variables sont celles proposées par Chawdhury (1993)
- La fonction de performance est sous forme de facteur ou marge de sécurité
- Les paramètres géométriques sont considérés comme des variables déterministes.
- Les calculs sont effectués pour une section de 1m de longueur.
- La force de butée sur l'avant du mur est négligeable (pour des consécutions sécuritaires)
- La poussée hydrostatique derrière le mur est nulle (drainage efficace)
- La poussée hydrostatique sur la base du mur est nulle (le niveau de la nappe en profondeur)

V.2 - EXEMPLE D'APPLICATION

Soit un mur de soutènement en béton armé, soutenant un sol en pente faisant un angle (ε) avec la surface horizontale et supportant une surcharge q . Les dimensions géométriques du mur, ainsi que les valeurs de l'angle d'obliquité (ε) et de la surcharge q , sont récapitulées dans le tableau 5.1.

Les caractéristiques physiques et mécaniques du sol d'assise et des matériaux utilisés dans le remblai derrière le mur sont respectivement, ceux du sol de la région de Ain Arnat et du gîte d'El-Melha (d'après le chapitre 2) Les données sont résumées dans le tableau 5.2.

Notre application est composée de dix exemples, en essayeras à travers les deux premiers d'étudier la performance des différentes méthodes de calculs utilisées ainsi que la convergence de la méthode de Monte Carlo, Le reste des exemples sera consacré à l'étude de l'influence des différents paramètres physiques, mécaniques et géométriques adoptés dans la conception du mur de soutènement ($\varphi, \gamma, C, \delta, \psi, \varepsilon, q, h_r, L_t$,) sur sa probabilité de ruine du vis à vis des trois modes de ruines (renversement, glissement et le poinçonnement), ainsi que la probabilité de ruine de tout le système.

V.2.1 - Données géométriques et mécaniques

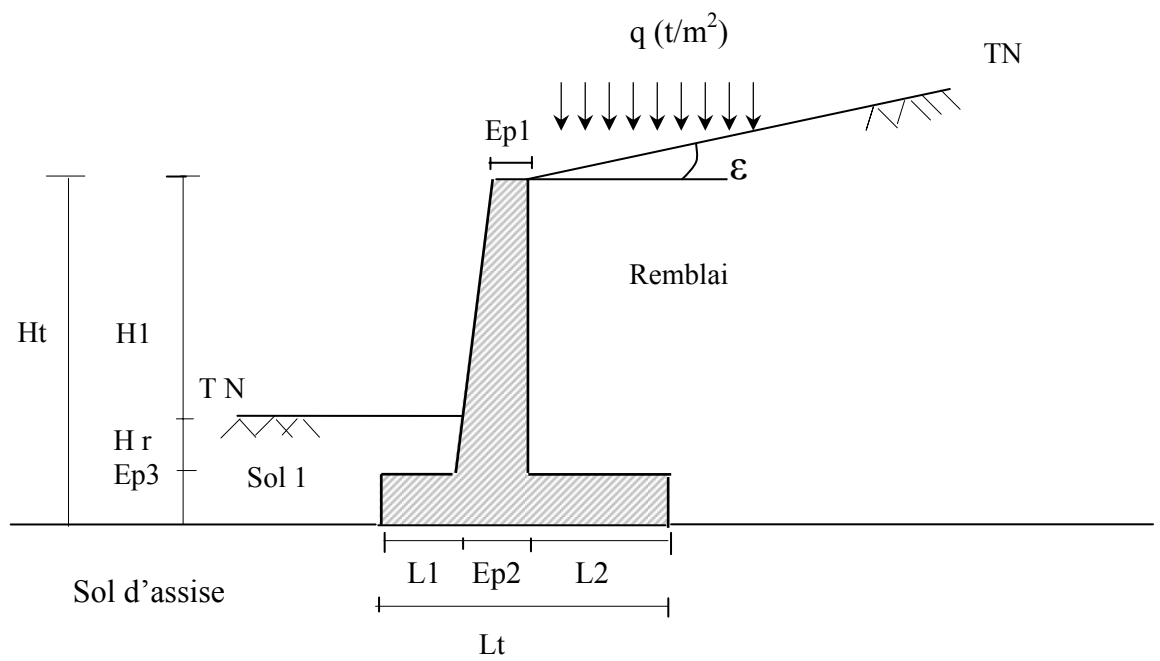


Fig.5.1 - Dimensions du mur de soutènement

Tableau 5.1 - Données géométriques du mur

Dimensions géométriques du mur (M)								Surcharge (T)	Obliquité (degré)	
Ht	Lt	L1	Ep2	L2	Ep1	Ep3	H1	H r	q (t)	$\varepsilon(^{\circ})$
5.5	3.5	0.9	0.6	2.0	0.3	0.5	5.0	1.0	1.5	15

Tableau 5.2 - Espérances et écarts types des propriétés physiques et mécaniques du sol d'assise et du matériau de remblai.

Propriétés	$\varphi (^{\circ})$	$\sigma\varphi (^{\circ})$	$\delta/\psi (^{\circ})$	$\sigma\delta / \sigma\psi (^{\circ})$	$\gamma (t/m^3)$	$\sigma\gamma (t/m^3)$	C (t/m ²)	$\sigma C t/m^2$
Remblai	30	3	28	3	2	0.1	0.5	0.09
Sol d'assise	20	3	18	2.5	1.65	0.09	0.85	0.13

Avec :

φ : Espérance de l'angle de frottement du sol

$\sigma\varphi$: Écart type de l'angle de frottement du sol

σ : Espérance de l'angle de frottement (remblai/voile)

ψ : Espérance de l'angle de frottement (semelle/sol d'assise)

$\sigma\delta$: Écart type de l'angle de frottement (remblai/voile.)

$\sigma\psi$: Écart type de l'angle de frottement (semelle/sol d'assise)

γ : Espérance du poids volumique du sol

$\sigma\gamma$: Écart type du poids volumique du sol

C : Espérance de la cohésion du sol

σC : Écart type de la cohésion du sol

V.2.2 - Analyse de fiabilité

Exemple 1 : Dans cet exemple on va comparer les différents résultats de calcul en tenant compte de:

- La méthode de calcul utilisée
- Corrélations entre les variables de base (corrélées ou non corrélées)
- Choix de la fonction de performance. (Facteur ou marge de sécurité)
- La distribution des fonctions de performance

Dans les trois premiers cas, on va indiquer les valeurs de l'indice de fiabilité de Cornell calculé après estimation de l'espérance et de l'écart type de la fonction de performance vis à vis des trois modes de ruine pour chaque méthode de calcul fiabiliste.

En plus de l'indice de fiabilité on va indiquer, une estimation de la probabilité de ruine qui est une particularité de la méthode de Monte Carlo.

Les résultats obtenus sont reportés dans les tableaux 5.3 et 5.4

Tableau 5.3 - Variables corrélées, Indice de fiabilité obtenue par différentes méthodes

Modes de ruine		Renversment				Glissement				Poinçonnement				P.r Syst. E-2
Méthodes		m	σ	β	Pr. E-2	m	σ	β	Pr. E-2	m	σ	β	Pr. E-2	
Monte Carlo	Fs	4.52	0.62	7.26	00	1.19	0.24	4.99	21.1	2.07	0.67	3.10	0.7	21.8
	Ms	70.5	4.72	14.71	00	1.88	2.47	0.36	21.1	44.77	27.95	1.57	0.7	21.8
Rosenblueth	Fs	4.52	0.67	6.75	00	1.20	0.25	4.73	/	2.08	0.63	3.32	/	/
	Ms	70.51	3.38	20.54	00	1.88	2.53	0.35	/	44.79	25.62	1.71	/	/
Perturbations Indépendantes	Fs	4.51	0.63	7.17	00	1.19	0.05	5.10	/	2.08	0.68	3.07	/	/
	Ms	70.54	3.83	18.14	00	1.92	2.43	0.38	/	44.81	28.04	1.56	/	/

Tableau 5.4 - Variables non corrélés, Indice de fiabilité obtenue par différentes méthodes.

Modes de ruines		Renversement				Glissement				Poinçonnement				Pr.
Méthodes		m	σ	β	Pr. E-2	m	σ	β	Pr. E-2	m	σ	β	Pr. E-2	Syst E-2
Monte Carlo	Fs	4.56	0.80	5.70	00	1.20	0.27	4.40	23.1	2.07	0.68	3.03	1	24.1
	Ms	70.42	319	21.79	00	1.82	2.69	0.30	23.1	44.30	27.99	1.55	1	24.1
Rosenblueth	Fs	4.56	0.79	5.73	00	1.20	0.26	4.57	/	2.07	0.63	3.31	/	/
	Ms	70.46	3.15	22.02	00	1.86	2.60	0.33	/	44.55	25.58	1.70	/	/
Perturbations	Fs	4.55	0.79	5.76	00	1.20	0.26	4.61	/	2.08	0.69	3.04	/	/
Indépendantes	Ms	70.45	3.17	21.88	00	1.86	2.62	0.33	/	44.87	28.25	1.55	/	/

d - Distribution de la fonction de performance $G(x)$

On va étudier la distribution de la fonction de performances vis a vis des trois modes de ruines en utilisant la méthode de Monte Carlo.

Avec la mise en évidence de la non-normalité de la distribution de la fonction de performance $G(x)$. La distribution de la fonction de performance pour chaque mode de ruine est représentée, dans les Trois figures 5.2, 5.3 et 5.4, en considérant que :

- Les variables sont corrélées ente eux
- La fonction de performance est sous forme de facteur de sécurité
- La méthode de calcul utilisée est celle de Monte Carlo.

Tableau 5.5 - Renversement valeurs de la moyenne et de fréquences des classes
(Variables corrélées, F.S)

N°Classes	Moyennes	Fréquences	N°Classes	Moyennes	Fréquences
1	2.92	11	11	5.09	253
2	3.14	26	12	5.31	166
3	3.35	61	13	5.52	87
4	3.57	137	14	5.74	59
5	3.79	230	15	5.96	33
6	4.00	323	16	6.18	23
7	4.22	413	17	6.39	8
8	4.44	420	18	6.61	9
9	4.66	411	19	6.83	4
10	4.87	324	20	7.05	2

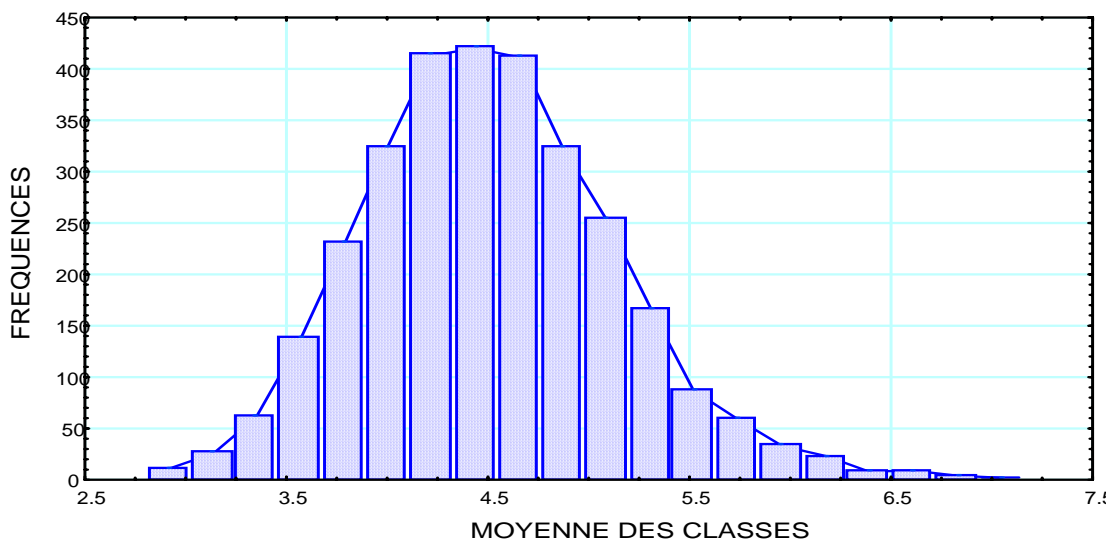


Fig.5.2 - Histogramme de la fonction de performance vis à vis du renversement

Tableau 5.6 - Glissement : valeurs de la moyenne et de fréquences des classes
(Variables corrélées, F.S)

N°Classes	Moyennes	Fréquences	N°Classes	Moyennes	Fréquences
1	0.59	12	11	1.40	242
2	0.67	22	12	1.84	158
3	0.75	79	13	1.56	107
4	0.83	155	14	1.64	56
5	0.91	205	15	1.72	54
6	0.99	316	16	1.80	21
7	1.08	429	17	1.88	12
8	1.16	442	18	1.96	4
9	1.24	377	19	2.05	1
10	1.32	304	20	2.13	4

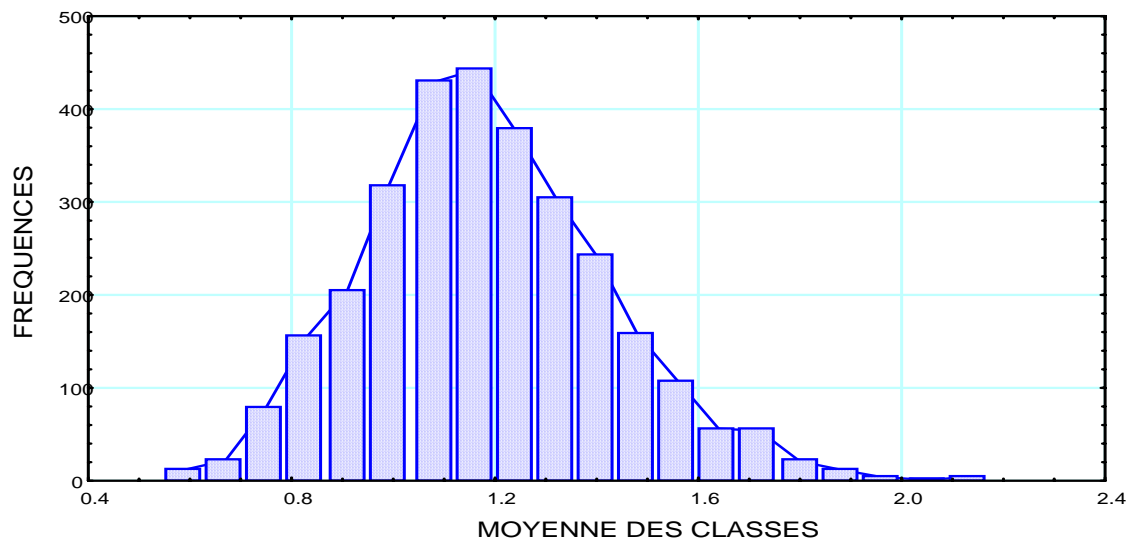


Fig. 5.3 - Histogramme de la fonction de performance vis à vis du glissement

Tableau 5.7 - Poinçonnement : valeurs de la moyenne et de fréquences des classes (Variables corrélées, F.S)

N°Classes	Moyennes	Fréquences	N°Classes	Moyennes	Fréquences
1	1.04	128	11	4.03	21
2	1.34	405	12	4.32	14
3	1.64	585	13	4.62	5
4	1.94	645	14	4.92	4
5	2.23	448	15	5.22	1
6	2.53	326	16	5.52	4
7	2.83	189	17	5.82	0
8	3.13	106	18	6.12	2
9	3.43	71	19	6.41	0
10	3.73	45	20	6.71	1

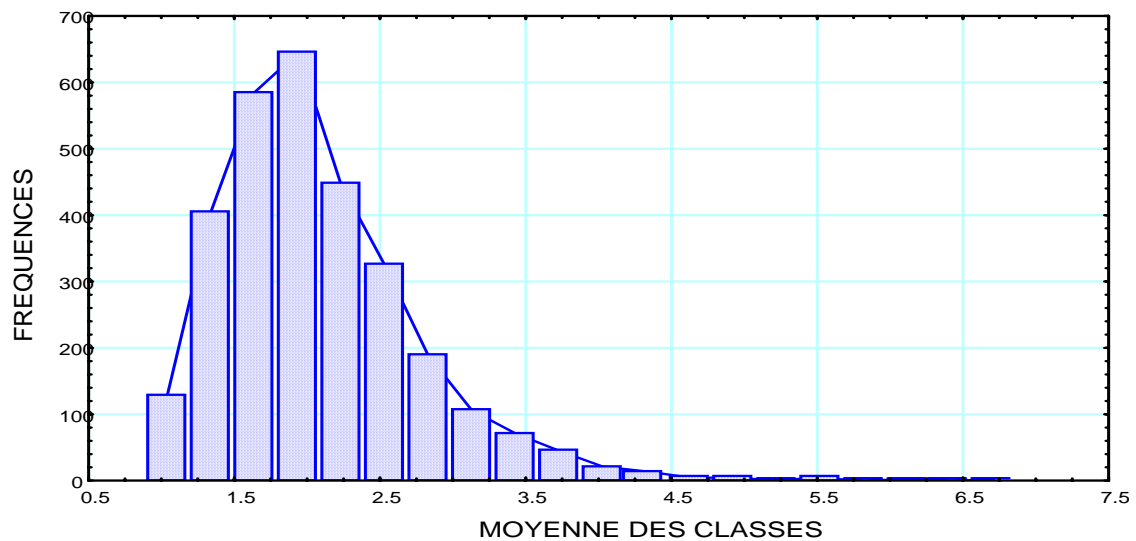


Fig. 5.4 - Histogramme de la fonction de performance vis avis du poinçonnement

NB : Dans les exemples qui vont être traités ci-dessous, on considère que :

- La méthode utilisée dans les calculs est celle de Monte Carlo
- La fonction de performance est sous forme de facteur de sécurité
- Les variables aléatoires de bases sont corrélées entre eux.

Exemple 2 : Dans cet exemple d'application on étudiera la probabilité de ruine du système en fonction du nombre des itérations. $Pr=f(Iterations)$.

Les résultats sont reportés dans le tableau 5.8

Tableau 5.8 - $Pr=f(Iterations)$

Nombre Itérations	Pr.Ruine Syst: E-2	Nombre Itérations	Pr.Ruine Syst: E-2	Nombre Itérations	Pr.Ruine Syst: E-2	Nombre Itérations	Pr.Ruine Syst: E-2
200	27.5	1500	22.3	4000	21.3	6500	21.6
300	26.7	2000	22.5	4500	21.7	6800	21.4
500	23.4	2500	22.4	5000	21.8	6900	21.4
700	23.9	3000	21.8	5500	21.8	7000	21.4
1000	22.5	3500	21.5	6000	21.6	/	/

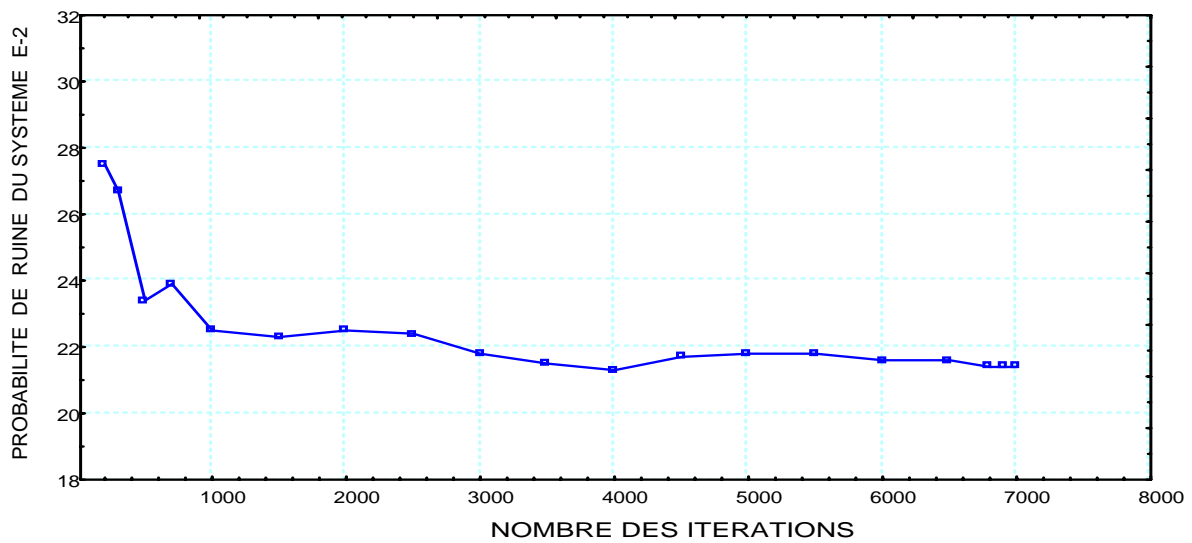


Fig. 5.5 - Variation de la probabilité de ruine du système en fonction du nombre des itérations

Exemple 3 : Dans cet exemple, on va étudier l'effet de la cohésion du remblai sur la probabilité de ruine du système.

Les résultats sont représentés dans tableau 5.9

Tableau 5.9 - $Pr=f(Cr)$

C (t/m ²)	Renversément				Glissement				Poinçonnement				Pr Syst. E-2
	m.	σ	β	P.r E-2	m.	σ	β	P.r E-2	m	σ	β	Pr E-2	
0.1	3.36	0.39	8.51	00	0.97	0.29	5.18	60.9	1.73	0.55	3.12	4.4	65.30
0.3	3.85	0.84	7.96	00	1.06	0.21	5.10	39.7	1.92	0.62	3.08	2.0	41.70
0.5	4.52	0.62	7.26	00	1.19	0.24	4.99	21.1	2.07	0.67	3.10	0.7	21.8
0.7	5.44	0.85	6.40	00	1.34	0.28	4.85	10.5	2.14	0.69	3.12	0.5	11.00
1.0	7.83	1.65	4.74	00	1.65	0.36	4.55	2.0	2.17	0.70	3.08	0.6	2.6
1.2	11.1	3.49	3.26	00	1.95	0.46	4.25	0.4	2.18	0.71	3.07	0.6	1.1

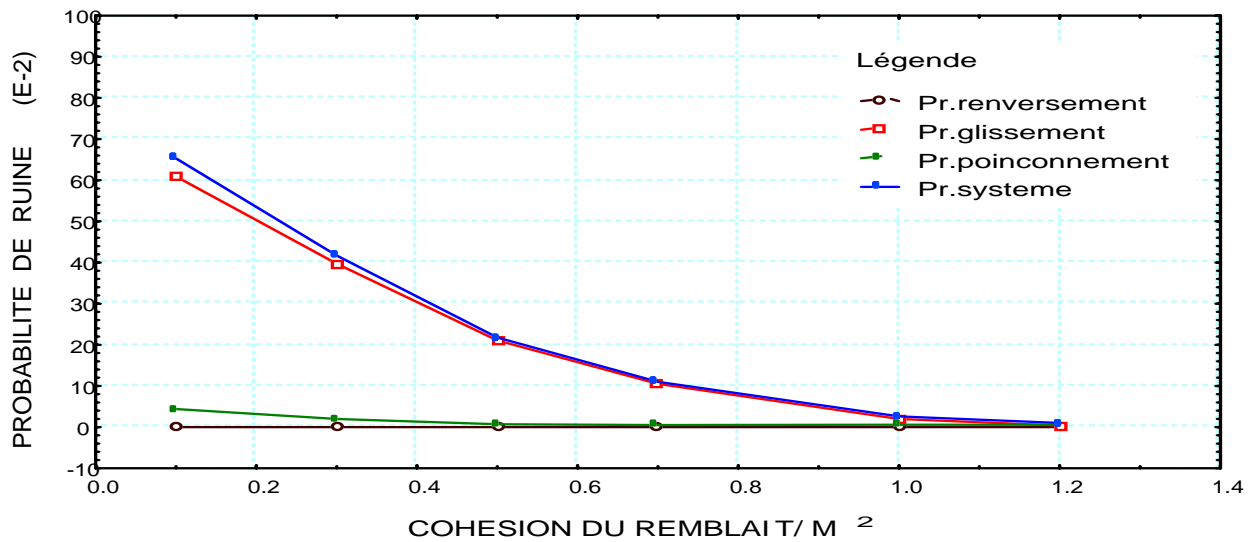


Fig.5.6 - Probabilité de ruine du système en fonction de la cohésion du remblai

Exemple 4 : Dans cet exemple, on va étudier la variation de la probabilité de ruine du système en fonction de l'angle de frottement de la semelle par rapport au sol d'assise. Les résultats sont représentés dans le tableau 5.10

Tableau 5.10 - $Pr=f(\psi)$

Ψ (°)	Renversement				Glissement				Poinçonnement				Pr. Sys E-2
	m	σ	β	Pr E-2	m	σ	β	Pr E-2	m	σ	β	Pr E-2	
10	4.52	0.62	7.26	00	0.61	0.19	3.40	96.0	2.07	0.67	3.10	0.7	96.7
12	4.52	0.62	7.26	00	0.77	0.20	3.89	87.5	2.07	0.67	3.10	0.7	88.2
15	4.52	0.62	7.26	00	0.98	0.22	4.51	57.5	2.07	0.67	3.10	0.7	58.2
17	4.52	0.62	7.26	00	1.12	0.23	4.84	31.2	2.07	0.67	3.10	0.7	31.9
20	4.52	0.62	7.26	00	1.33	0.25	5.26	9.1	2.07	0.67	3.10	0.7	9.8

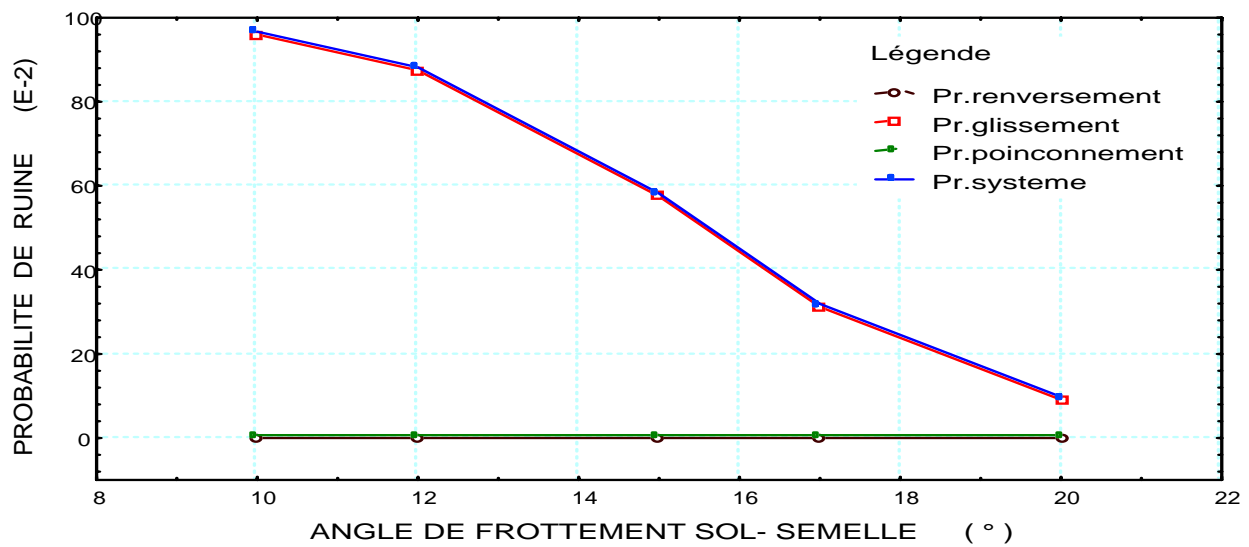


Fig.5.7 - Probabilité de ruine du système en fonction de l'angle de frottement semelle / sol

Exemple 5 : Dans cet exemple, on va étudier l'effet de l'angle de frottement interne du remblai sur la probabilité de ruine du système.

Les résultats sont représentés dans le tableau 5.11

Tableau 5.11 - $Pr=f(\varphi r)$

φ (°)	Renversement				Glissement				Poinçonnement				Pr Syst. E-2
	m.	σ	β	P.r E-2	m.	σ	β	Pr. E-2	m	σ	β	Pr E-2	
25	3.48	0.48	7.28	00	0.92	0.19	4.89	68.9	1.66	0.54	3.06	7.0	75.9
28	4.07	0.55	7.38	00	1.07	0.22	4.98	38.4	1.92	0.62	3.08	1.9	40.3
30	4.52	0.62	7.26	00	1.19	0.24	4.9	21.1	2.07	0.67	3.10	0.7	21.8
32	5.01	0.71	7.06	00	1.31	0.26	4.98	11.4	2.20	0.71	3.11	0.3	11.7
35	5.88	0.88	6.65	00	1.53	0.31	4.91	3.0	2.36	0.76	3.09	0.1	3.1

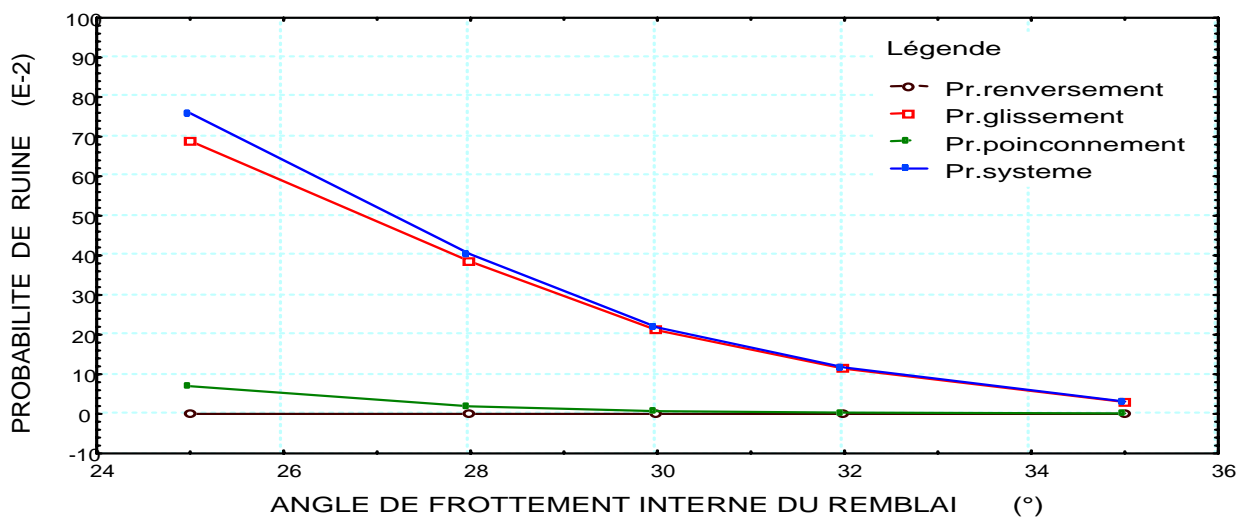


Fig.5.8 - Probabilité de ruine du système en fonction de l'angle de frottement interne du remblai.

Exemple 6 : Dans cet exemple, on va étudier l'effet du poids volumique du remblai sur la probabilité de ruine du système.

Les résultats sont représentés dans le tableau 5.12

Tableau 5.12 - $Pr=f(\gamma_r)$

γ (t/m ³)	Renversement				Glissement				Poinçonnement				Pr Syst. E-2
	m	σ	β	P.r E-2	m.	σ	β	P.r E-2	m	σ	β	Pr E-2	
2.0	4.52	0.62	7.26	00	1.19	0.24	4.99	21.1	2.07	0.67	3.10	0.7	21.8
2.2	4.40	0.59	7.50	00	1.15	0.23	5.01	26.0	2.02	0.65	3.11	0.8	26.8
2.3	4.35	0.57	7.60	00	1.13	0.23	5.02	28.6	2.00	0.64	3.12	1.1	29.6
2.4	4.30	0.56	7.69	00	1.12	0.22	5.02	30.3	1.98	0.63	3.12	1.4	31.7
2.5	4.26	0.55	7.77	00	1.10	0.22	5.03	32.7	1.96	0.63	3.12	1.5	34.3

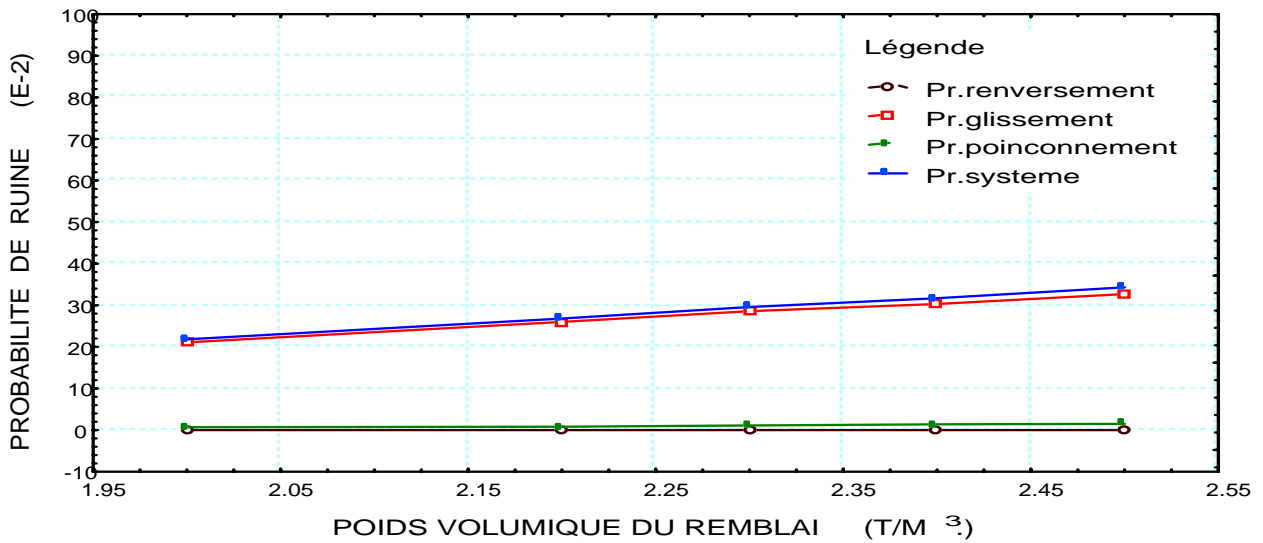


Fig.5.9 - Probabilité de ruine du système en fonction de poids volumique du remblai.

Exemple 7 : Dans cette application, on va étudier la variation de la probabilité de ruine du système en fonction de l'angle ε que fait la surface du sol avec l'horizontale. $Pr=f(\varepsilon)$. Les résultats sont regroupés dans le tableau 5.13

Tableau 5.13 - $Pr=f(\varepsilon)$

ε (°)	Renversement				Glissement				Poinçonnement				Pr. SysE-2.
	m	σ	β	Pr E-2	m	σ	β	Pr E-2	m	σ	β	Pr E-2	
5	5.06	0.71	6.94	00	1.33	0.26	5.17	9.5	2.45	0.80	3.05	0.0	9.5
10	4.79	0.66	7.25	00	1.26	0.25	5.12	13.9	2.27	0.74	3.08	0.1	14
15	4.25	0.62	7.26	00	1.19	0.24	4.99	21.1	2.07	0.67	3.10	0.7	21.8
20	4.18	0.63	6.60	00	1.10	0.23	4.71	35.2	1.85	0.60	3.08	3.0	38.2

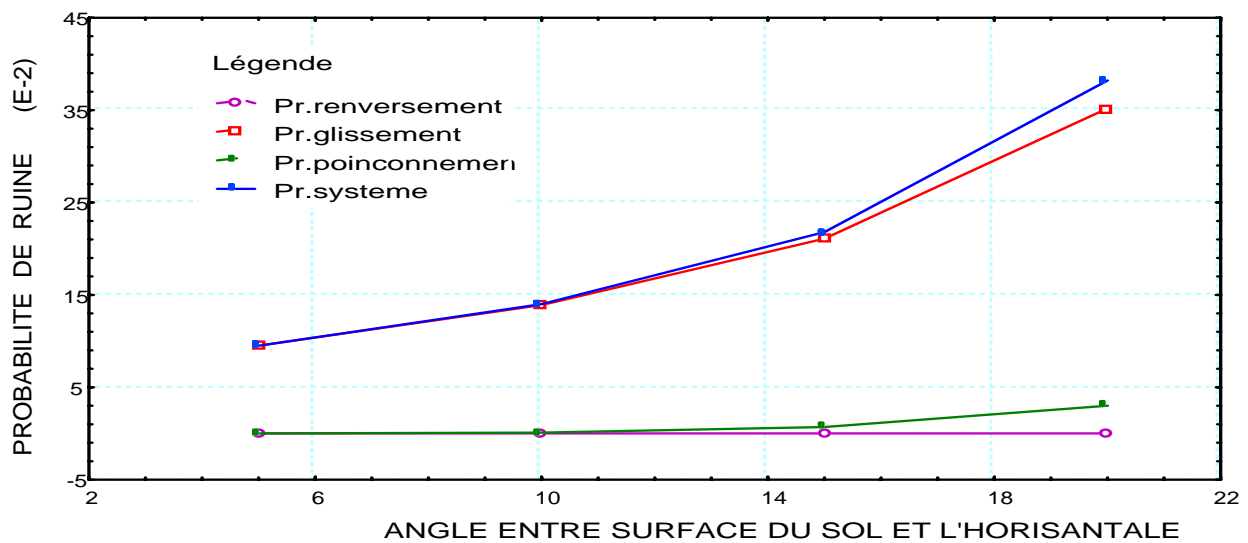


Fig.5.10 - Variation de la probabilité de ruine du système en fonction de l'angle que fait la surface du sol derrière le mur par rapport à l'horizontale.

Exemple 8 : Dans cette application, on va étudier la variation de la probabilité de ruine du système en fonction de la surcharge extérieur : $Pr=f(q)$

Les résultats sont regroupés dans le tableau 5.14

Tableau 5.14 - $Pr=f(q)$

q (t/m ²)	Renversement				Glissement				Poinçonnement				Pr. Sys E-2
	m	σ	β	Pr E-2	m	σ	β	Pr E-2	m	σ	β	Pr E-2	
0.5	5.81	0.91	6.39	00	1.37	0.28	4.95	8.8	2.32	0.75	3.12	0.1	8.9
1.0	5.06	0.73	6.91	00	1.27	0.25	4.98	14.1	2.21	0.71	3.12	0.2	14.3
1.5	4.52	0.62	7.26	00	1.19	0.24	4.99	21.1	2.07	0.67	3.10	0.7	21.8
2.0	4.11	0.55	7.52	00	1.12	0.22	5.00	30.0	1.94	0.63	3.07	1.8	31.8
2.5	3.80	0.49	7.71	00	1.06	0.21	5.01	40.2	1.80	0.59	3.06	3.8	43.7
3.0	3.54	0.45	7.86	00	1.02	0.20	5.02	50.1	1.67	0.55	3.05	6.6	56.7

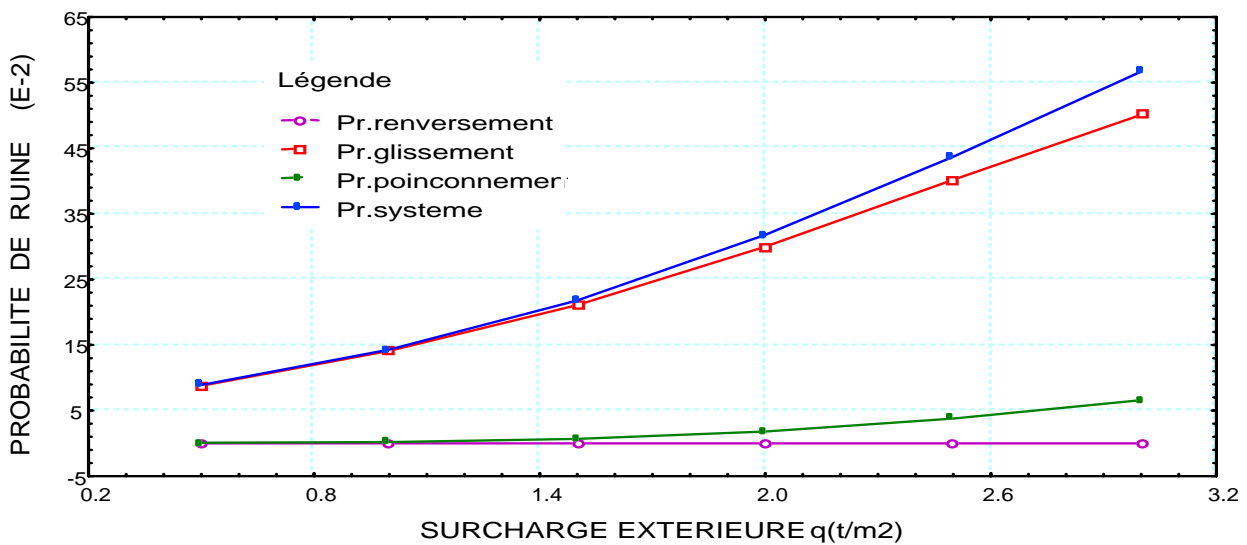


Fig. 5.11 - Variation de la probabilité de ruine du système en fonction de la surcharge extérieur.

Exemple 9 : Dans cette application, on va étudier la variation de la probabilité de ruine du système en fonction de la hauteur du remblai sur l'avant de la semelle.
 $Pr=f(Hr)$. Les résultats sont regroupés dans le tableau 5.15

Tableau 5.15 - $Pr=f(Hr)$

Hr (m)	Renversement				Glissement				Poinçonnement				Pr. SysE-2.
	m	σ	β	Pr E-2	m	σ	β	Pr E-2	m	σ	β	Pr E-2	
0.0	4.48	0.62	7.27	00	1.13	0.23	5.01	27.9	1.19	0.37	3.20	32.8	60.7
0.3	4.49	0.62	7.27	00	1.15	0.23	5.01	26.0	1.46	0.46	3.17	13.6	39.6
0.5	4.50	0.62	7.27	00	1.16	0.23	5.00	24.4	1.63	0.52	3.15	6.4	30.8
0.8	4.51	0.62	7.26	00	1.18	0.24	5.00	22.5	1.90	0.61	3.12	1.9	24.4
1.0	4.52	0.62	7.26	00	1.19	0.24	4.99	21.1	2.07	0.67	3.10	0.7	21.8
1.5	4.54	0.63	7.26	00	1.21	0.24	4.98	18.4	2.51	0.82	3.05	00	18.4

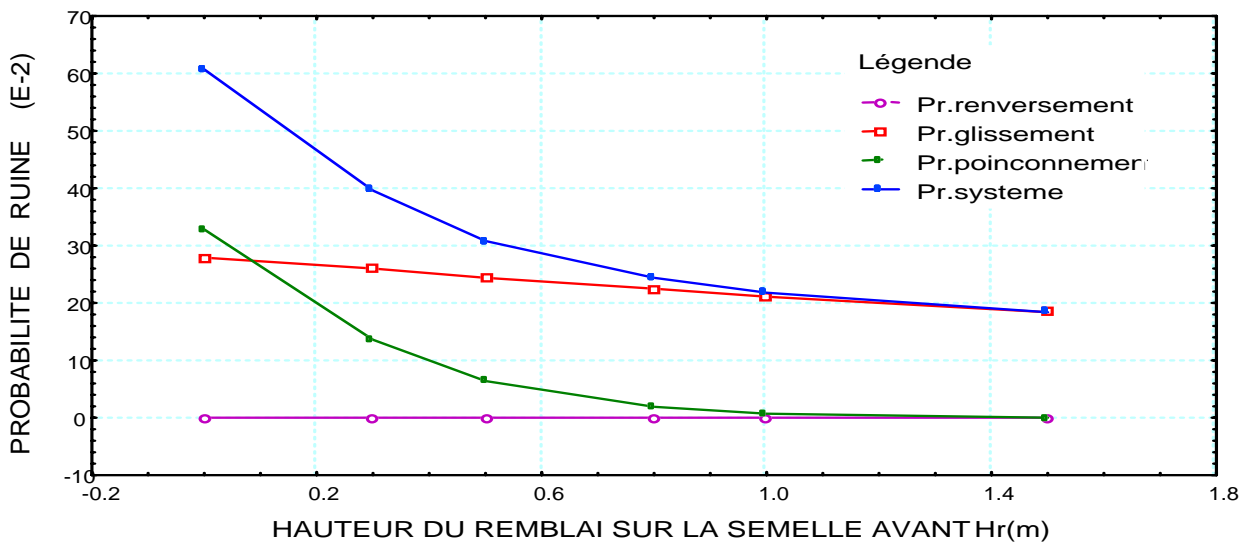


Fig. 5.12 -Variation de la probabilité de ruine du système en fonction de la hauteur du remblai sur l'avant de la semelle.

Exemple 10 : Dans cette application, on va étudier la variabilité de la probabilité de ruine du système en fonction de la largeur de la semelle. $Pr=f(Lt)$

Les résultats sont regroupés dans le tableau 5.16

Tableau 5.16 - $Pr=f(Lt)$

Lt (m)	Renversement				Glissement				Poinçonnement				Pr. SysE-2
	m	σ	β	Pr E-2	m	σ	β	Pr E-2	m	σ	β	Pr E-2	
3.0	3.31	0.44	7.47	00	0.98	0.19	5.06	56.8	1.85	0.60	3.07	3.1	59.9
3.3	4.01	0.55	7.34	00	1.10	0.22	5.02	32.6	2.01	0.65	3.09	1.2	33.8
3.5	4.52	0.62	7.26	00	1.19	0.24	4.99	21.1	2.07	0.67	3.10	0.7	21.8
4.0	5.92	0.83	7.11	00	1.39	0.28	4.94	7.4	2.15	0.70	3.06	0.5	7.9
4.5	7.53	1.08	7.00	00	1.60	0.33	4.91	2.0	2.20	0.74	2.98	0.5	2.5
5.0	9.35	1.35	6.91	00	1.82	0.37	4.88	0.6	2.26	0.77	2.91	0.5	1.1

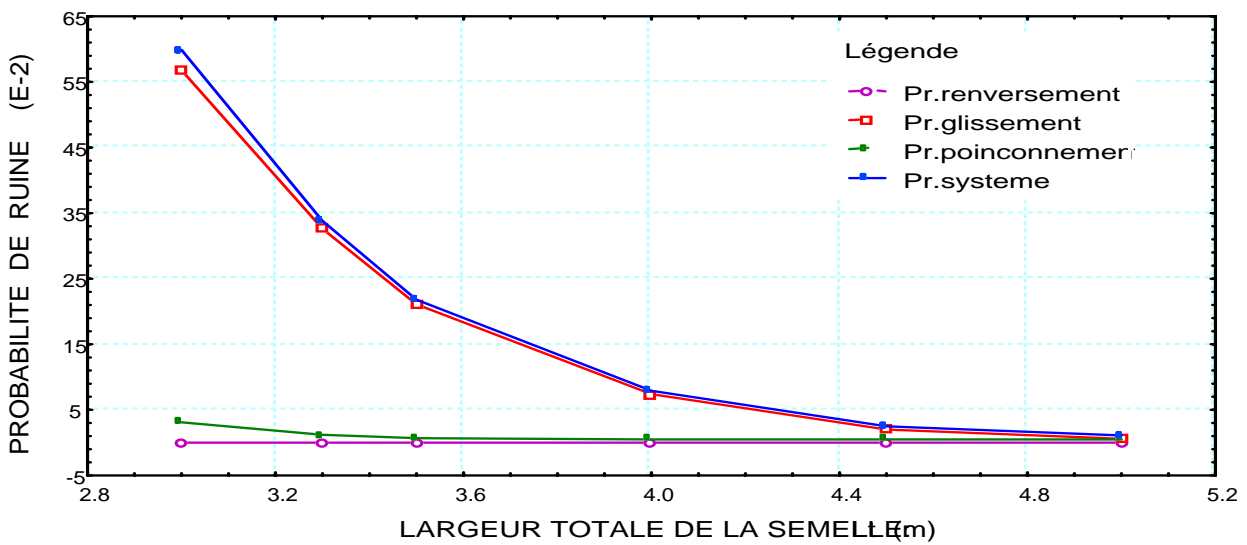


Fig. 5.13 - Probabilité de ruine du système en fonction de la largeur de la semelle.

Exemple 11 : Dans cet exemple, on va étudier la variation de la probabilité de ruine du système en fonction de l'angle de frottement du remblai avec le mur
 Les résultats sont représentés dans le tableau 5.17

Tableau 5. 17 - $Pr=f(\delta)$

δ (°)	Renversement				Glissement				Poinçonnement				P r. SysE- 2
	m	σ	β	Pr E-2	m	σ	β	Pr E-2	m	σ	β	Pr E-2	
10	4.43	0.66	6.69	00	1.17	0.24	4.78	24.7	2.04	0.67	3.06	0.9	25.6
15	4.54	0.66	6.85	00	1.19	0.25	4.85	21.6	2.07	0.67	3.08	0.7	22.3
17	4.56	0.66	6.91	00	1.20	0.25	4.87	20.9	2.08	0.67	3.09	0.7	21.6
20	4.58	0.65	7.00	00	1.20	0.24	4.91	20.1	2.09	0.68	3.04	0.7	20.8
25	4.56	0.64	7.16	00	1.20	0.24	4.96	20.3	2.08	0.67	3.10	0.7	21.0

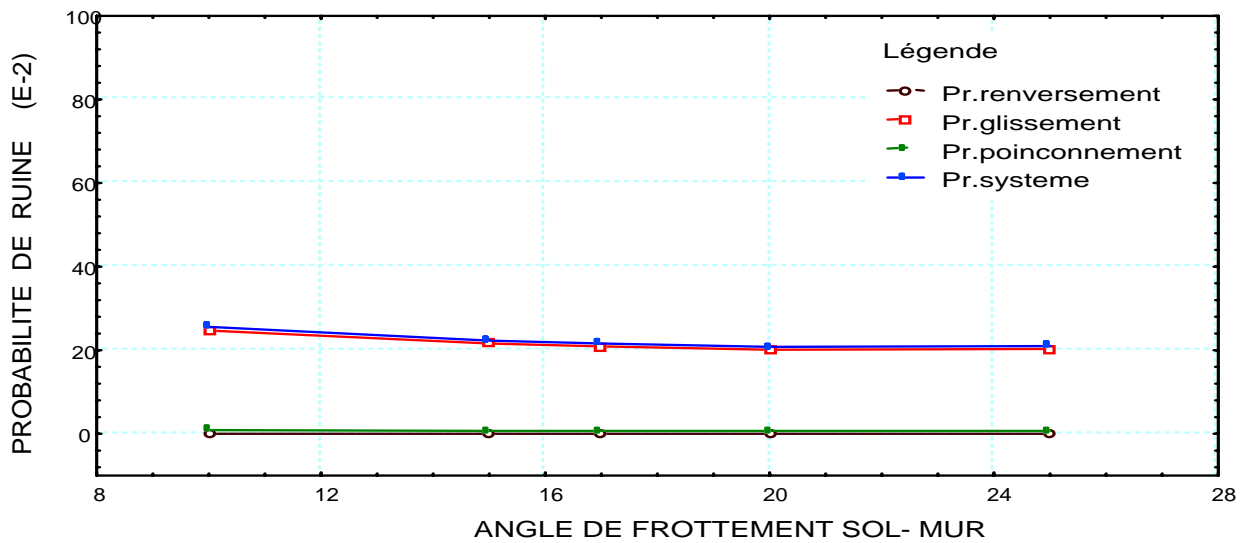


Fig. 5.14 - Probabilité de ruine du système en fonction de l'angle de frottement entre le remblai et le mur

V.2.3 - Interprétation des résultats

Les résultats obtenus à travers les exemples d'applications présentés dans ce chapitre nous ont permis de tirer les interprétations suivantes

Exemple 1

- a) Comparaison des résultats des différentes méthodes :

On constate que les trois méthodes donnent des résultats similaires et en particulier la méthode de Monte Carlo et celles des perturbations indépendantes qui donnent des résultats très voisins.

- b) Choix de la fonction de performance :

L'indice de fiabilité β (selon Cornell) n'est pas le même selon que l'on choisi le facteur de sécurité ou la marge de sécurité, ce qui est normal du fait que cet indice dépend de la fonction de performance choisie (Favre, 1985). Par contre, la probabilité de ruine calculée par la méthode de Monte Carlo est la même dans les deux cas (facteur ou marge de sécurité), ce qui représente une forme de validation de cette méthode.

- c) Corrélations des variables de bases :

L'application numérique nous a montré que les corrélations choisies entre les variables de bases n'ont que peu d'influence dans le cas où elles sont normales (le cas présent), le même résultat a été constaté par (Arroyo, 1989), par Nechnech et al (2000) et par (Bekkouche, 1987)

- d) Distribution des fonctions de performances :

Pour le cas du renversement, où la fonction de performance G est fonction de $(\varphi, \gamma, \delta, \text{ et } C)$ du remblai seulement, on constate que la distribution de G peut être assimilée à celle d'une loi normale, $\Phi(-\beta)$ donne une valeur pratiquement nulle (ce qui correspond à la réalité) Benmansour (1996).

Par contre pour les deux autres modes d'instabilités (glissement et poinçonnement), la fonction de distribution G perd sa symétrie et par conséquent la valeur de $\Phi(-\beta)$ est différente de la probabilité de ruine réelle. Donc La méthode de Monte Carlo s'avère la seule qui puisse donner des résultats fiables.

Exemple 2 : $Pr = f(\text{Itérations})$

On constate du graphique 5.5 qui traite la probabilité de ruine du système en fonction du nombre d'itérations qu'il y'a convergence de la probabilité de ruine mais cette dernière n'est que statique, elle n'est pas monotone. A partir de 6000 itérations, l'erreur devient négligeable.

Considérations théoriques

La probabilité de ruine se calcule par la méthode de Monte -Carlo comme suit :

$$p_r = \sum_{i=1}^N \frac{I(\in D)}{N}$$

Calcul de la précision de la probabilité de ruine : pr

Soit x_i une variable binaire ($x_i = p, \text{ou } q$), avec : p : ruine, q : fiabilité

L'estimateur est :

$$\bar{p} = \bar{x} = \sum \frac{x_i}{N}$$

$$E(\bar{p}) = p$$

$$\text{Var}(x_i) = p \cdot q$$

$$\text{Var}(\bar{p}) = \frac{p \cdot q}{N}$$

$$\sigma(x_i) = \sigma(\bar{p}) = \sqrt{\frac{p \cdot q}{N}}$$

Ainsi pour $N = 6000$ itérations :

$$P = 21.60 E-2$$

$$q = 78.40 E-2,$$

$$\sigma_p = \sqrt{\frac{(21.60E-2) \cdot (78.40E-2)}{6000}} = 5.30E-2 \quad 5.30 E-2$$

$$Pr \in \bar{p} \pm 2 \cdot \sigma_p$$

Remarque

Cette convergence, qui posait un problème pour l'application de la méthode de Monte Carlo dans le cas de la modélisation numérique des différents types d'ouvrages, (Problème de maillage en éléments finis par exemple) est très rapide pour notre cas, car le modèle est analytique.

Exemple 3 : $Pr=f(Cr)$

On constate que la cohésion du remblai a un effet considérable sur la probabilité de ruine du système. Lorsque la cohésion varie de 0.3 à 0.7 t/m², soit une variation de 57%, la probabilité de ruine du système passe de 41% à 11%, c'est à dire un passage d'un état d'instabilité à un état plus stable, ce qui montre l'influence majeure de la cohésion sur la probabilité de ruine et par conséquent l'intérêt et la précaution qu'il faut accorder à ce paramètre lors de la détermination pratique de ce coefficient.

Exemple 4 : $Pr=f(\psi)$

On constate que l'angle (ψ) influe d'une manière très importante sur la probabilité de ruine du système, son effet est ressenti uniquement sur le mode de glissement, par contre il n'a aucune influence sur les deux autres modes de ruine.

Une variation de $\psi = 5^\circ$ (entre $\psi = 15^\circ$ et $\psi = 20^\circ$) correspond à une diminution de la probabilité de ruine du système de 58 % à 10%, soit une variation de 48 %, ce qui montre que des variations de l'angle ψ de l'ordre de 5° peuvent provoquer la ruine du mur, ce explique le rôle important de ce paramètre lors du dimensionnement.

Exemple 5 : $Pr=f(\varphi r)$

L'angle de frottement interne du remblai a une influence très considérable sur la probabilité de ruine du système, ce qui est traduit par sa diminution brusque de 40 % pour $\varphi=28$ à 12 % pour $\varphi=32$, c'est à dire le mur peut passer à la ruine pour une légère variation de $\varphi = 4$ ce qui montre à quel point la prise en considération de ce paramètre est importante dans tous calcul de stabilité de mur de soutènement, puisque pour des faibles variations de φ l'ouvrage risque d'entrer dans un état d'instabilité.

Cette influence de l'angle de frottement est partagée sur chaque mode de ruine, avec des degrés différents. Le glissement est le mode de ruine le plus concerné relativement au poinçonnement, par contre, aucune influence n'est ressentie sur le renversement

Exemple 6 : $Pr=f(\gamma r)$

On constate que le poids volumique du remblai a peu d'influence sur la probabilité de ruine du système, ce qui est traduit par la faible variation de la probabilité de ruine et qui est de l'ordre de 12% pour une variation de γ entre 2 et 2.5 t/m²

Son influence est beaucoup plus ressentie sur le glissement que sur les autres modes de ruines.

Exemple 7 : $Pr=f(\varepsilon)$

Dans cette application, la variation de la probabilité de ruine du système varie proportionnellement en fonction de l'angle (ε), pour une variation de (ε) entre 5° et 20° , la probabilité de ruine du système varie entre 9,5% et 38.2%.

On constate que l'influence de (ε) sur la probabilité de ruine du mur vis à vis du glissement est plus importante que celle du poinçonnement, et qu'elle est négligeable vis à vis du renversement.

Exemple 8 : $Pr=f(q)$

On constate que la surcharge appliquée sur la surface du remblai a une influence considérable sur la probabilité de ruine du système, cette dernière varie proportionnellement en fonction de la charge, soit une variation de $Pr = 48\%$ pour une variation de $q=2.5 \text{ t/m}^2$ l'effet de la charge sur la probabilité de ruine du glissement est beaucoup plus important que le poinçonnement, tandis que pour la probabilité de ruine du renversement, elle n'a aucun effet.

Exemple 9 : $Pr=f(Hr)$

Dans cette application, on constate que la probabilité de ruine du système diminue en fonction de la variation de la hauteur du remblai sur la partie avant de la semelle, (soit une variation de $Pr = 42\%$ pour un intervalle de $Hr = 1,5\text{m}$); l'effet de cette dernière est beaucoup plus ressenti sur le poinçonnement que sur le glissement, par contre elle n'a aucun effet sur le renversement .

Exemple 10 : $Pr=f(Lt)$

On constate d'après la figure 5.13 que la probabilité de ruine du système varie d'une manière très rapide en augmentant la largeur de la semelle du mur; on remarque aussi que la probabilité de ruine vis-à-vis du glissement est dominante par rapport à celle engendré par les deux autres modes, soit une variation de probabilité de ruine du système entre 59.9 % pour $Lt = 3\text{m}$ et 1.1% pour $Lt=5 \text{ m}$. Soit une variation de 58.8% pour une variation de largeur égale a 2m ce qui signifie que la dimension transversale de la semelle influe énormément sur la stabilité de ruine du mur.

Exemple 11 : $Pr=f(\delta)$

On constate que la variation de la probabilité de ruine du système engendrée par l'angle de d'obliquité entre le mur et le corps de remblai est négligeable, soit une variation de $Pr = 4,6\%$ pour un intervalle d'angle $=15^\circ$, et par conséquent on peut conclure que l'effet de cet angle a très peu d'influence sur la probabilité de ruine du système.

V.3 - CONCLUSION

La conclusion tirée de cette application se résume dans ce qui suit:

- Performance des méthodes de calcul:

Malgré que les trois méthodes donnent des résultats similaires (des coefficients de fiabilité très rapprochés), la méthode de Monte Carlo reste la plus intéressante, puisqu'en plus de l'estimation de la fiabilité sous forme de coefficient de fiabilité, elle nous donne une estimation en terme de probabilité de ruine, et elle est aussi indépendante du choix de la fonction de performance (donne le même résultat que soit un facteur ou une marge de sécurité), ce qui représente une forme de validation de cette méthode

- Influence de la variabilité des paramètres physiques et mécaniques.

L'application de la méthode de Monte Carlo, nous a permis d'apprécier l'effet de la variabilité des différents paramètres entrant dans la conception des murs de soutènement sur leurs stabilité à travers une estimation de la probabilité de ruine du système

L'influence de l'angle de frottement interne du remblai est très ressentie sur la stabilité du mur puisque pour des variations de l'ordre de 4° , le mur peut entrer dans un état d'instabilité, ce qui montre la nécessité de prendre beaucoup de précaution lors de sa détermination pratique.

La cohésion du remblai et l'angle de frottement entre la semelle et le sol d'assise ont un effet remarquable sur la probabilité de ruine du système et par conséquent on doit leur accorder tout l'intérêt nécessaire lors de leurs détermination pratique.

L'angle de frottement entre la semelle et le sol d'assise est d'une importance capitale dans le cas particulier de la stabilité vis à vis du glissement.

Bien que le poids volumique du remblai a un certain effet sur la probabilité de ruine, l'angle du contact entre le voile et le remblai n'a que très peu d'influence sur la stabilité du mur.

La largeur de la semelle et la hauteur du remblai sur la partie avant de la semelle jouent un rôle considérable dans les calculs de vérification et de dimensionnement du mur de soutènement.

CHAPITRE VI :

APPLICATION 2 : CAS DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

VI.1 - INTRODUCTION

A travers cette application, nous envisageons d'étudier la fondation superficielle autant qu'un ouvrage isolé, indépendant du mur de soutènement, afin de pouvoir tester l'effet de certains paramètres agissant sur sa stabilité d'une manière plus détaillée, et principalement l'effet de :

- L'inclinaison et de l'excentricité de la charge (Pour le mur le seul cas possible est celui d'une charge inclinée et excentrée).
- Paramètres physiques et mécaniques du sol d'assise lorsqu'ils agissent seuls sur la fondation (Pour le mur les paramètres du remblai interviennent aussi dans les calculs)
- La longueur de la semelle (Pour le mur on prend une longueur unitaire)

VI.2 - EXEMPLE D'APPLICATION

Soit une fondation superficielle, de forme rectangulaire, soumise à une charge R excentrée et inclinée d'angle (θ) par rapport à la verticale et suivant la largeur B et ancrée à une profondeur (D) dans un massif de sol homogène et horizontal d'épaisseur importante, limité à sa partie inférieure par un substratum rigide.

Les données géométriques et géotechniques sont regroupées dans les tableaux 6.1 et 6.2.

Dans cette application le seul mode de ruine à considérer est le poinçonnement de la fondation par dépassement de la contrainte admissible du sol sous l'effet de la force appliquée.

Afin de tester l'effet des différents paramètres entrant dans la conception de la fondation sur sa probabilité de ruine vis à vis du poinçonnement, on a développé sept exemples de calcul en considérant que :

- Tous les dispositifs constructifs nécessaires sont pris en compte pour que la fondation soit stable vis à vis du glissement sur sa base.
- La composante horizontale de la charge ne provoque pas de glissement entre la base de la semelle et le sol d'assise (l'angle d'inclinaison de la charge par rapport à la verticale est toujours inférieur à l'angle de frottement interne du sol)
- Les rapports D/B et L/B obéissent aux critères des fondations superficielles isolées.

Pour les démarches de notre calcul nous considérons que :

- Les variables aléatoires de base sont la cohésion, l'angle de frottement interne et le poids volumique du sol
- Les distributions des variables aléatoires de base suivent une loi normale
- Les valeurs des moyennes et des écarts-types des variables aléatoires de base sont celles obtenues dans l'étude de variabilité du sol de Ain Arnat (d'après le chapitre 2)
- Les valeurs des coefficients de corrélation entre les variables aléatoires de base sont celles proposées par Chawdhury (1993) et qui sont mentionnées dans l'annexe.
- Le seul critère de ruine à considérer est le poinçonnement.
- La fonction de performance est prise sous forme de facteur ou de marge de sécurité.
- Les méthodes de calcul probabiliste utilisées sont celles de Monte Carlo, de Rosenblueth, et des perturbations indépendantes.
- Les paramètres géométriques de la fondation (B , D , L , θ et Ex) sont considérés comme des variables déterministes

VI.2.1 - Données géométriques et géotechniques

Tableau.6.1 - Données géométriques de la fondation

Données géométriques	B (m)	L (m)	D (m)	R (t)	Ex (m)	θ (°)
	2	5	1	250	0 à 0.2	0 à 20

Avec :

R : La résultante des forces appliquées sur la semelle y compris son propre poids.

θ : L'angle d'inclinaison de la résultante des forces (R) par rapport à la verticale.

Ex : L'excentricité de la résultante des forces (R) par rapport à l'axe de la semelle.

B : Largeur de la semelle

D : Hauteur de la semelle

L : Longueur de la semelle

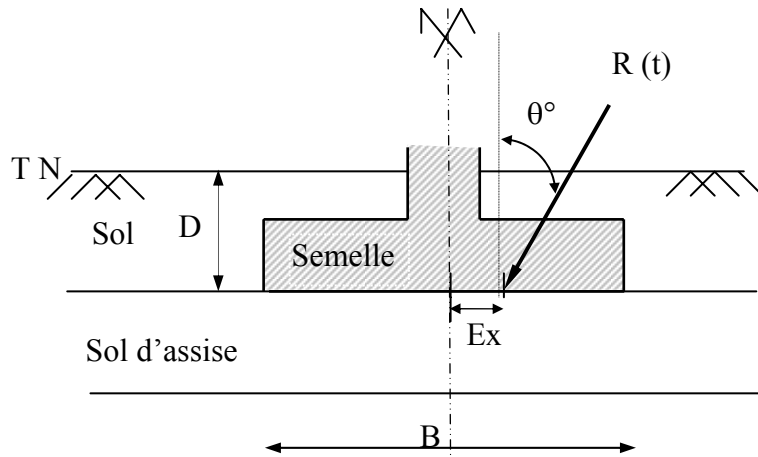


Fig. 6.1 - Fondation superficielle sous chargement incliné et excentré

Tab 6.2 - Espérances et écarts types des propriétés physiques et mécaniques du sol

Caractéristiques du sol d'assise	φ (°)	$\sigma\varphi$ (°)	γ (t/m ³)	$\sigma\gamma$ (t/m ³)	C (t/m ²)	σ_C (t/m ²)
	20	3	1.65	0.09	0.85	0.13

Avec :

- φ : Espérance de l'angle de frottement interne du sol,
- $\sigma\varphi$: Ecart type de l'angle de frottement interne du sol,
- γ : Espérance du poids volumique du sol
- $\sigma\gamma$: Ecart type du poids volumique du sol
- C : Espérance de la cohésion
- σ_C : Ecart type de la cohésion

VI.2.2 - Analyse de fiabilité

Exemple1 : Dans cet exemple on va comparer les résultats de calcul des différentes méthodes de calcul sur un cas simple de chargement de la fondation (charge verticale et centrée), en tenant compte du:

- a. Corrélation entre les variables de base.
- b. Choix de la fonction de performance.
- c. La distribution des fonctions de performances

Pour les deux premiers cas : a et b, les résultats obtenus sont reportés dans les tableaux 6.3 et 6.4.

Les résultats du troisième cas, qui traitera la distribution de la fonction de performances $G(x)$ vis à vis du poinçonnement en utilisant la méthode de Monte- Carlo, sont reportés dans le tableau 6.5

Tableau 6.3 - Variables corrélées, Indice de fiabilité obtenue par différentes méthodes

Mode de ruine		Poinçonnement			
Méthodes		m	σ	β	Pr. E-2
Monte -Carlo	Fs	1.40	0.46	3.05	17.43
	Ms	101.94	115.26	0.87	17.43
Rosenblueth.	Fs	1.41	0.42	3.35	/
	Ms	102.39	109.06	0.96	/
Perturbations Indépendantes	Fs	1.44	0.41	3.47	/
	Ms	100.63	100.23	0.99	/

Tableau 6.4 - Variables non corrélés, Indice de fiabilité obtenue par différentes méthodes

Mode de ruine		Poinçonnement			
Méthodes		m	σ	β	Pruine E-2
Monte –Carlo	Fs	1.40	0.45	3.12	16.69
	Ms	101.48	112.66	0.98	16.69
Rosenblueth.	Fs	1.40	0.41	3.38	/
	Ms	101.56	103.97	0.96	/
Perturbations Indépendantes	Fs	1.44	0.46	3.15	/
	Ms	112.36	115.03	0.98	/

Avec :

m : La moyenne

σ : L'écart type

β : L'indice de fiabilité de Cornell.

Tableau 6.5 - Valeurs des moyennes et des fréquences des classes (Variables corrélées, F.S)

N°Classes	Moyennes	Fréquences	N°Classes	Moyennes	Fréquences
1	0.54	18	11	2.40	80
2	0.72	156	12	2.58	27
3	0.91	440	13	2.77	26
4	1.09	642	14	2.95	14
5	1.28	644	15	3.14	10
6	1.47	549	16	3.33	4
7	1.65	375	17	3.51	4
8	1.84	257	18	3.70	4
9	2.02	153	19	3.88	0
10	2.21	96	20	4.07	1

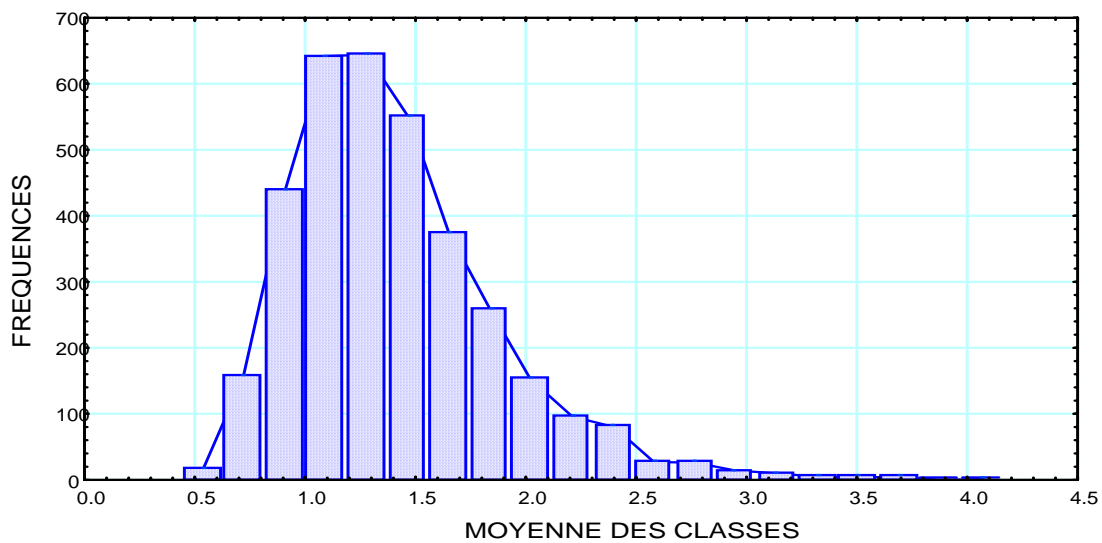


Fig. 6.2 - Histogramme de la fonction de performance (variables corrélées, FS)

NB : Dans les exemples qui vont être traités ci-dessous, on considère que :

- La méthode utilisée dans les calculs est celle de Monte Carlo.
- La fonction de performance est sous forme de facteur de sécurité
- Les variables aléatoires de base sont corrélées.

Exemple 2 : Dans cet exemple d'application on étudiera la probabilité de ruine de la fondation vis a vis du poinçonnement en fonction du nombre des itérations. $Pr=f(Iterations)$

Les résultats sont reportés sur le tableau 6.6

Tableau 6.6 - Probabilité de ruine en fonction du nombre des itérations.

Nombre Itérations	Pr.Ruine Syst E-2	Nombre Itérations	Pr.Ruine Syst :E-2	Nombre Itérations	Pr.Ruine Syst :E-2	Nombre Itérations	Pr.Ruine Syst :E-2
100	19.00	2500	17.44	6000	17.80	9500	17.72
300	17.67	3000	17.53	6500	17.88	10000	17.59
500	17.20	3500	17.43	7000	17.90	10500	17.61
700	15.86	4000	17.80	7500	17.87	11000	17.50
1000	17.10	4500	17.88	8000	17.75	11500	17.50
1500	17.13	5000	17.84	8500	17.71	12000	17.37
2000	17.40	5500	17.80	9000	17.62	13000	17.41

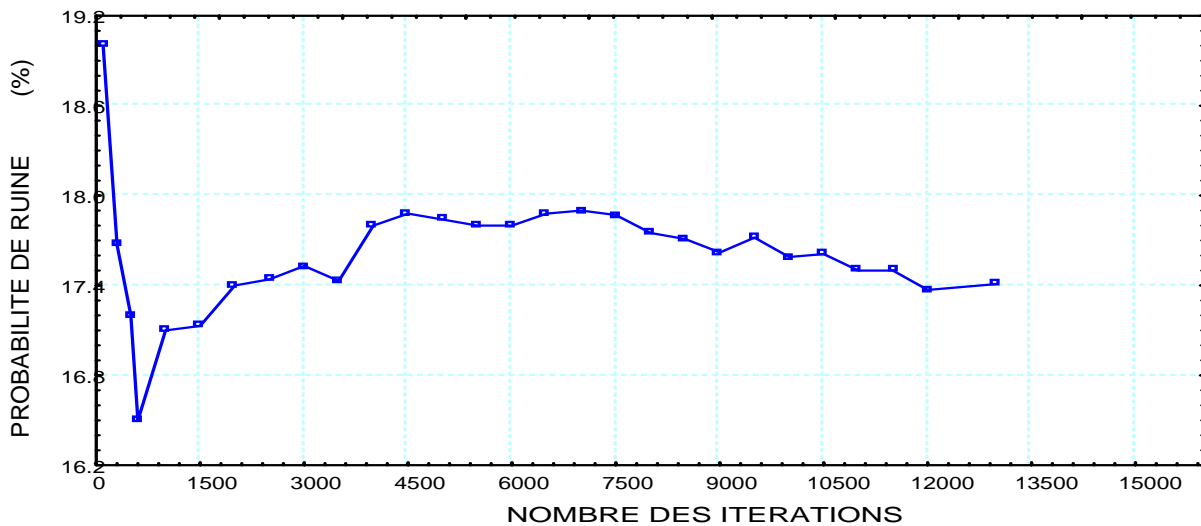


Fig. 6.3 - La probabilité de ruine en fonction du nombre des itérations $Pr=f(Iterations)$

Exemple 3 : Dans cet exemple on va étudier l'influence du type de chargement sur la probabilité de ruine d'une fondation, à travers trois cas de chargement possibles: le cas d'une charge inclinée et centrée, verticale et excentrée, et en fin le cas d'une charge inclinée et excentrée à la fois.

Cas 1 : Fondation soumise a une charge inclinée et centrée ($E_x = 0$ et $\theta \neq 0$)

On va étudier l'effet de l'inclinaison de la charge par rapport à la verticale (θ) sur la probabilité de ruine, $Pr = f(\theta)$. Les résultats sont présentés dans le tableau 6.7

Tableau 6.7 - Variation de la probabilité de ruine et la capacité portante en fonction de θ

Valeurs de θ°	0	5	10	12.5	15	17	20	25	30
Pr Ruine (E-2)	17.43	36.40	59.06	70.50	79.66	86.17	87.00	87.29	85.29

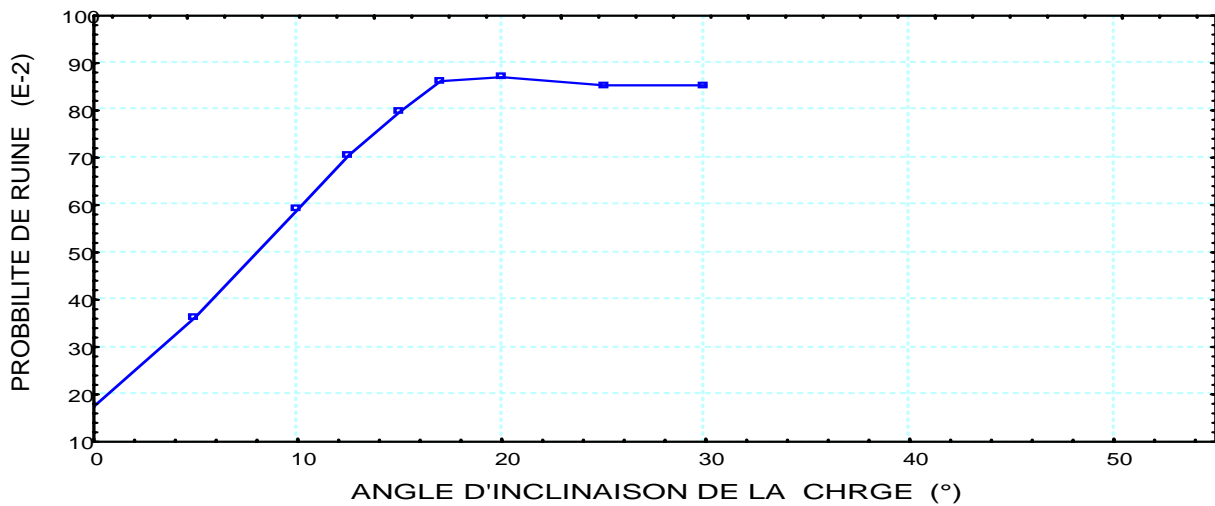


Fig. 6.4 - la probabilité de ruine en fonction de l'inclinaison $Pr = f(\theta)$

Cas 2 : Fondation soumise a une charge verticale et Excentrée ($\theta=0$ et $Ex \neq 0$) :

On va étudier l'influence de l'excentricité (Ex) de la charge par rapport à l'axe de la semelle sur la probabilité de ruine : $Pr=f(Ex)$. Les résultats sont présentés dans le tableau 6.8

Tableau 6.8 - Variation de la probabilité de ruine en fonction de l'excentricité (Ex)

Ex (m)	00	0.10	0.15	0.18	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45
Pr. Ruine (E-2)	17.43	28.97	37.14	42.09	45.57	54.74	63.77	73.54	83.97	87.03

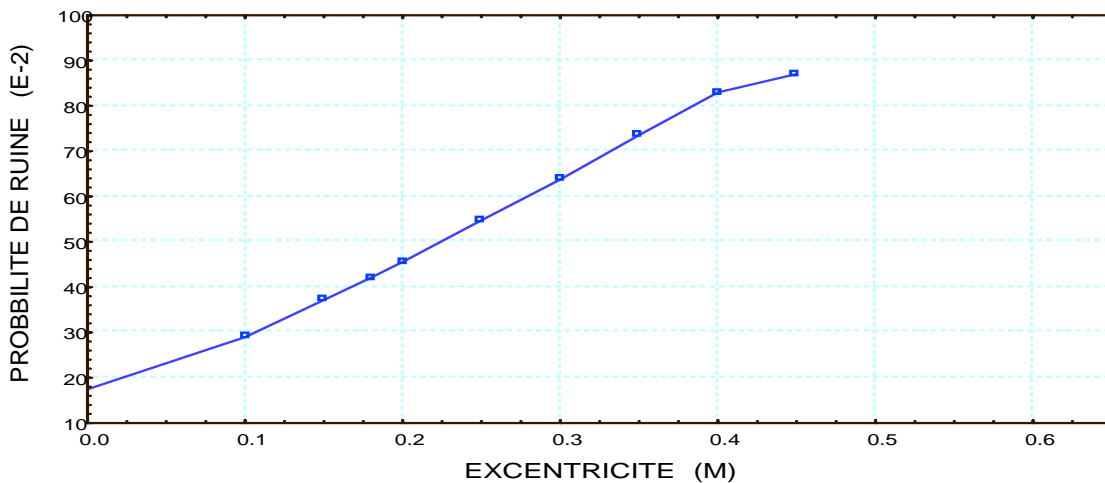


Fig. 6.5 - La probabilité de ruine en fonction de l'excentricité $Pr=f(Ex)$

Cas3 : Fondation soumise a une charge inclinée et excentrée ($\theta \neq 0$ et $Ex \neq 0$) :

Dans cet exemple, on va étudier l'influence de l'angle d'inclinaison et de l'excentricité agissant simultanément sur la probabilité de ruine de la fondation $Pr=f(\theta, Ex)$.

Les résultats de cette étude sont récapitulés dans le tableau 6.9

Tableau 6.9 - Variation de la probabilité de ruine en fonction de l'inclinaison et de l'excentricité $Pr=f(\theta, Ex)$

Ex=0.10		Ex=0.15		Ex=0.20		Ex=0.25	
Valeur de (θ°)	Pr. Ruine E-2	Valeur de (θ°)	Pr. Ruine E-2	Valeur de (θ°)	Pr. Ruine E-2	Valeur de (θ°)	Pr. Ruine E-2
0.0	28.97	0.0	37.74	0.0	45.57	0.0	54.74
5.0	50.97	5.0	58.66	5.0	66.89	5.0	74.260
10.0	72.97	10.0	78.29	10.0	84.23	10.0	87.000
12.5	81.17	12.5	86.37	12.5	87.23	12.5	86.770
15.0	87.14	15.0	86.91	15.0	86.89	15.0	85.940
17.0	87.00	17.0	86.43	17.0	85.80	17.0	85.740
20.0	85.94	20.0	85.74	20.0	84.89	20.0	84.630

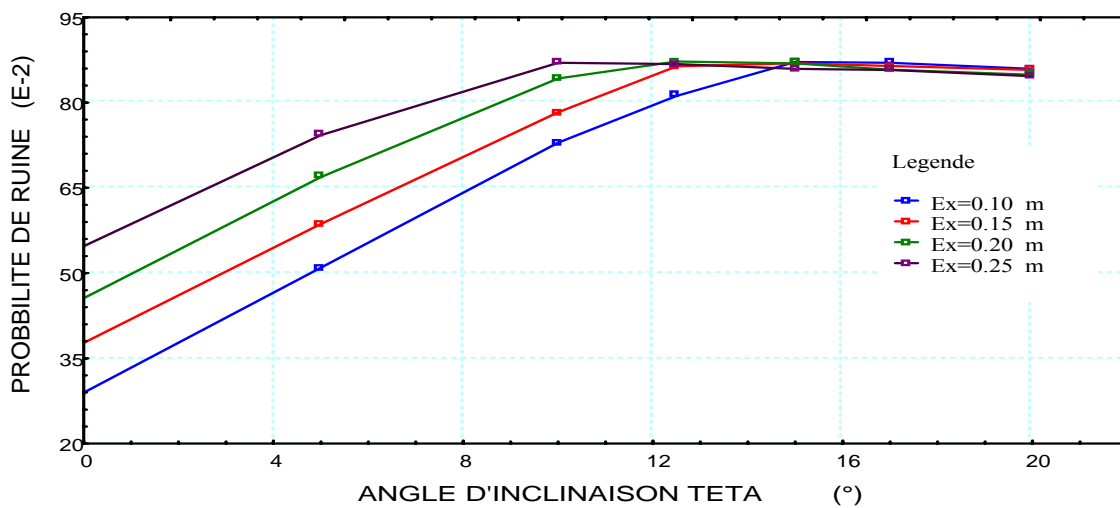


Fig. 6.6 - La probabilité de ruine en fonction de l'inclinaison et de l'excentricité $Pr=f(\theta, Ex)$

Exemple 4 - Dans cet exemple, on va étudier l'effet de la variation de l'angle de frottement interne du sol d'assise (φ) sur la probabilité de ruine vis à vis du poinçonnement $Pr=f(\varphi)$. Les résultats sont rassemblés dans le tableau 6.10

Tableau 6.10 - Variation de la probabilité de ruine vis à vis du poinçonnement en fonction de l'angle de Frottement interne du sol d'assise $Pr=f(\varphi)$

Angle frottement (φ°)	15	17	20	22	25	28
Pr. Ruine (E-2)	73.83	50.23	17.43	6.03	0.57	0.06

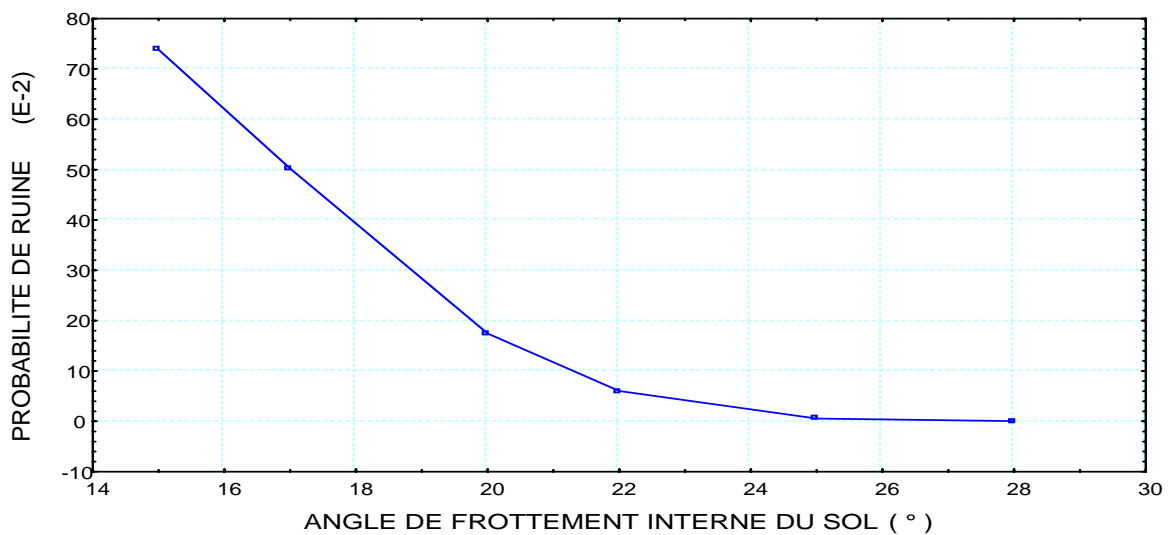


Fig. 6.7 - Probabilité de ruine en fonction de l'angle de frottement interne du sol $Pr=f(\varphi)$

Exemple 5 - Dans cet exemple on va étudier l'effet de la cohésion sur la probabilité de ruine vis à vis du poinçonnement, $Pr=f(c)$ Les résultats sont regroupés dans le tableau 6.11

Tableau 6.11 - Variation de la probabilité de ruine fonction de la cohésion : $Pr=f(c)$

Cohésion C (t/m ²)	0.20	0.30	0.50	0.70	1.00	1.20	1.50
P.ruine E-2	68.11	59.51	43.06	26.91	10.37	4.43	0.94

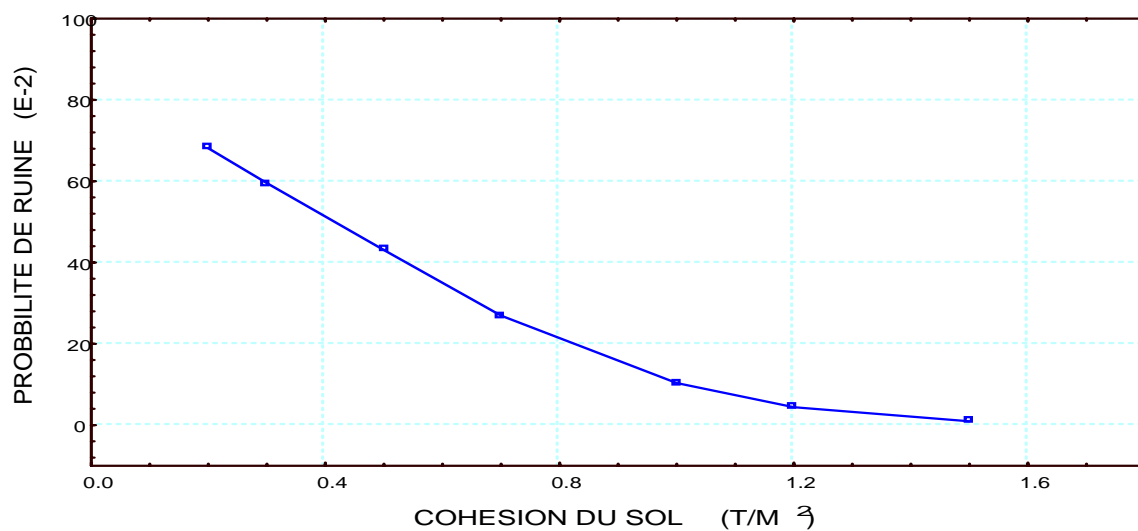


Fig. 6.8 - Probabilité de ruine en fonction de la cohésion du sol d'assise : $Pr=f(c)$

Exemple 6 - Dans cet exemple on va étudier l'effet du poids volumique du sol d'assise sur la probabilité de ruine vis a vis du poinçonnement $Pr=f(\gamma)$. Les résultats sont regroupés dans le tableau 6.12

Tableau 6.12 - Variation de la probabilité de ruine fonction du poids volumique du Sol : $Pr=f(\gamma)$

Poids volumique	1.00	1.30	1.50	1.70	1.80	2.00	2.30
Pr. Ruine E-2	43.26	28.97	21.63	16.34	13.89	9.91	6.11

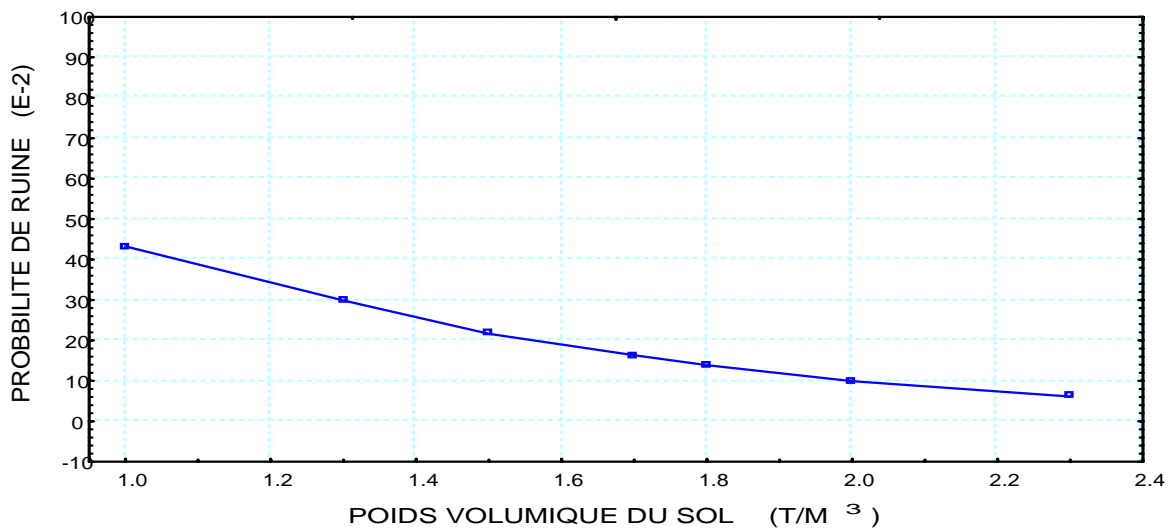


Fig. 6.9 - Probabilité de ruine en fonction du poids volumique du sol d'assise : $Pr=f(\gamma)$

Exemple 7 - Dans cet exemple on va étudier la variation de la probabilité de ruine en fonction des différentes dimensions de la semelle : la profondeur (D), largeur (B) et la longueur (L).

Les résultats seront regroupés dans le tableau 6.13 et représentés graphiquement dans une seule figure 6.10

Tableau 6.13 - Variation de la probabilité de ruine en fonction de :

La profondeur de la semelle : $Pr=f(D)$

La largeur de la semelle : $Pr=f(B)$

La longueur de la semelle : $Pr=f(L)$

Profondeur D (m)	Pr. Ruine E-2	Largeur B (m)	Pr. Ruine E-2	Longueur L (m)	Pr. Ruine E-2
0.5	45.60	1.5	54.74	4.0	40.09
0.8	26.43	2.0	17.43	4.5	26.83
1.0	17.43	2.5	3.71	5.0	17.43
1.2	11.11	3.0	0.54	5.5	10.71
1.5	5.31	3.2	0.29	6.5	3.77

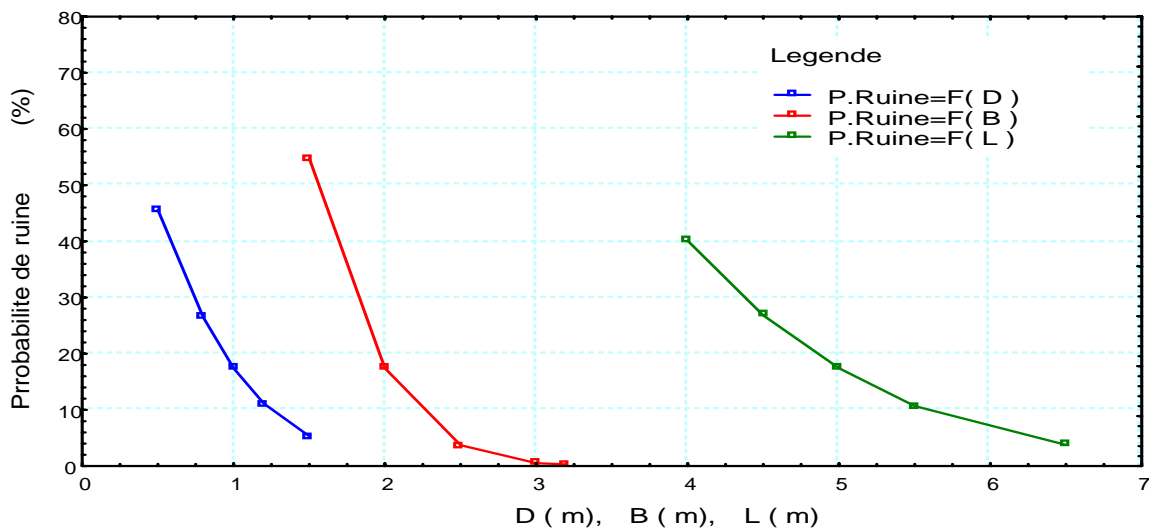


Fig. 6.10 - Variation de la probabilité de ruine en fonction de (D), (B) et (L)

VI.2.3 - Interprétation des résultats

Les interprétations des résultats obtenus à travers les différents exemples d'applications présentés dans ce chapitre sont résumés dans ce qui suit:

Exemple 1 :

On constate que les trois méthodes de calcul utilisées donnent des résultats similaires et que la valeur de l'indice de fiabilité dépend de la forme de la fonction de performance, tandis que la probabilité de ruine estimée par la méthode de Monte Carlo est totalement indépendante du choix de cette fonction de performance et donne les mêmes valeurs que soit un facteur ou une marge de sécurité.

Pour la distribution de la fonction de performance vis à vis du poinçonnement, on constate d'après la figure 6.2 qu'on ne peut pas l'assimiler à une loi normale vu sa dissymétrie et son non-aplatissement.

Exemple 2 : $Pr=f(\text{Itérations})$

On constate d'après la figure 6.3 que la probabilité de ruine de la fondation vis à vis du poinçonnement commence à converger à partir de 8000 itérations, ce qui nous a permis de faire les calculs de la probabilité de ruine à partir de ce seuil d'itération, ce qui a été constaté par Hamlaoui et al (2002).

Exemple 3 :

A travers cet exemple qui tient compte de la manière dont laquelle la résultante des charges est appliquée sur la semelle, on peut constater l'effet engendré par chaque cas de chargement sur la probabilité de ruine correspondante.

Cas 1 : Influence de l'inclinaison de la charge sur la probabilité de ruine : $Pr=f(\theta)$

On constate d'après la figure 6.4 que la probabilité de ruine de la fondation est très sensible à l'inclinaison de la charge, puisque le passage d'un chargement vertical à un chargement incliné de 10 degrés fait augmenter la probabilité de ruine de 17% à 60 %, ce qui représente un écart assez important (43%) et qui augmente considérablement les risques d'instabilité. Et comme dans la pratique, on n'est jamais certain de l'exactitude de la verticalité de la résultante des forces exercée sur la semelle (pour des raisons de mise en oeuvre et d'hétérogénéité du sol d'assise), on peut considérer qu'une erreur de 10° dans l'estimation de l'angle d'inclinaison est toujours probable, ce qui montre à quel point la stabilité de la

fondation peut être menacée si on ne prend pas en considération la variabilité de cette inclinaison .

Cas 2 : Influence de l'excentricité de la charge sur la probabilité de ruine: $Pr=f(Ex)$

On constate d'après la figure 6.5 que la probabilité de ruine augmente proportionnellement en fonction de l'excentricité de la charge. Elle varie légèrement dans les dix premiers centimètres pour passer de 17 % à 29 %, puis elle augmente rapidement pour atteindre les 45% pour une excentricité de 20 cm.

On remarque que l'effet de l'excentricité sur probabilité de ruine n'est ressenti d'une manière considérable qu'à partir d'une distance de 15 cm qui est équivalente à un écart de 35 % dans les valeurs de la probabilité de ruine.

Cas 3 : Influence d'une charge inclinée et excentrée sur la probabilité de ruine $Pr=f(\theta,Ex)$

On constate d'après la figure 6.6 que la variation de la probabilité de ruine est respectivement proportionnelle à l'excentricité et à l'inclinaison de la charge lorsqu'elles agissent simultanément.

On remarque que le passage d'un chargement vertical et centré ($\theta = 0, Ex = 0$) à un chargement incliné et excentré ($Ex = 10$ cm, $\theta = 5^\circ$), fait varier la probabilité de ruine de 13% à 51% ce qui signifie que la fondation peut entrer dans état de ruine malgré les légères variations de l'inclinaison (5°) et de l'excentricité (10) cm, et par conséquent on peut conclure que l'influence des ces deux paramètres quant îles agissent simultanément est beaucoup plus importante que lorsqu'ils agissent indépendamment.

Exemple 4 : $Pr=f(\varphi)$

On constate d'après la figure 6.7 que l'angle de frottement interne du sol d'assise (φ) a une influence très importante sur la probabilité de ruine vis à vis du poinçonnement puisque lorsqu'on fait varier φ de 17° à 20° , la probabilité de ruine baisse brusquement de 50 % qui représente un état d'instabilité à 13 % qui est un état stable, ce qui montre à quel point une légère variation dans les valeurs de ce paramètre de l'ordre de 3° (négligeable dans la plus part des cas) peut menacer la stabilité de la fondation, de ce fait on doit accorder un intérêt particulier à ce paramètre dans nos calculs de stabilité.

Exemple 5 : Influence de la cohésion sur la probabilité de ruine : $Pr=f(c)$

On constate que la probabilité de ruine varie proportionnellement en fonction de la cohésion du sol d'assise, elle diminue de 22 % à 7 % lorsque la cohésion augmente de 0.7 t/m^2 à 1 t/m^2 ce qui signifie que la cohésion a un effet considérable sur la probabilité de ruine.

Exemple 6 : Influence du poids volumique sur la probabilité de ruine : $Pr=f(\gamma)$

On constate d'après la figure 6.9 que le poids volumique du sol d'assise n'a pas beaucoup d'influence sur la probabilité de ruine de la fondation, vu la légère variation de la probabilité de ruine qui passe de 17 % pour $\gamma=1,5 \text{ t/m}^3$ à 10 % pour $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$.

Ce qui signifie que la probabilité de ruine a baissé uniquement de 7% pour une variation du poids volumique de 0.3 t/m^3 .

Exemple 7 : Influence des dimensions de la semelle (D, B L) sur la probabilité de ruine : $Pr=f(D)$, $Pr=f(B)$ et $Pr=f(L)$

Afin de tester et de comparer l'influence de chaque dimension sur la probabilité de ruine de la fondation on prend un intervalle de variation égale 1m

On constate d'après la figure 6.10 que l'effet de la profondeur (D) est très important, puisque la probabilité de ruine diminue de 45 % à 5 % pour une profondeur allant de 0,5 m à 1,5 m, soit une variation de 40% par unité de profondeur.

Pour la largeur (B) de la semelle, on constate qu'elle engendre une variation très considérable sur la probabilité de ruine, ce qui explique la diminution brusque de la probabilité de ruine de 55 % à 4 % lorsque la largeur varie de 1,5 m à 2,5 m, soit une variation de 51% par unité de largeur.

Tandis que la longueur (L) engendre une influence sur la probabilité de ruine mais avec un degré moins important par rapport aux autres dimensions, puisque la probabilité de ruine diminue de 40 % à 17 %, lorsque la longueur passe de 4 à 5 m, soit une variation de 23% par unité de longueur.

VI.3 - CONCLUSION

La conclusion tirée se résume dans ce qui suit:

- Performance des méthodes de calcul

La méthode de Monte Carlo reste la seule à pouvoir donner des résultats fiables en terme de probabilité de ruine

Les résultats concernant l'influence des corrélations entre les variables de base, le choix de la fonction de performance et la forme de sa distribution coïncident avec ceux obtenus dans le cas du mur de soutènement vis à vis du poinçonnement, ce qui représente une validation des trois méthodes de calcul utilisées et par conséquent une forme d'approbation de notre programme de calcul.

- Influence des caractéristiques physiques et mécaniques du sol (c , ϕ , γ)

Après avoir tester l'effet des trois caractéristiques du sol, on peut dire que l'angle de frottement interne (ϕ) a le plus d'influence sur la stabilité de l'ouvrage relativement à la cohésion du sol, tandis que le poids volumique a le moins d'influence.

- Influence des dimensions géométriques de la semelle. (B, D, L)

L'influence engendrée par chaque dimension sur la probabilité de ruine de la fondation nous a permis de conclure que la largeur et la profondeur de la semelle jouent un rôle très important dans la stabilité de la fondation, tandis que la longueur a moins d'influence sur la stabilité cette dernière.

- Influence du type de chargement exercé sur la semelle.

L'inclinaison et l'excentricité de la charge ont une influence très considérable sur la stabilité de la fondation et leurs effets quant elles agissent simultanément est beaucoup plus ressenti que lorsqu'elles agissent indépendamment.

Le cas du chargement incliné et excentré est considéré comme le cas le plus défavorable pour la stabilité de la fondation, suivit du cas du chargement incliné et centré et en fin le cas d'un chargement vertical et excentré.

CONCLUSION GENERALE

A la fin de notre étude nous tirons les conclusions suivantes :

- a. L'analyse statistique du sol a révélé une forte variabilité de ses caractéristiques physiques et mécaniques, ce qui nécessite la prise en compte de leurs caractères aléatoires dans les calculs de stabilité et de caractériser cette variabilité dans un contexte fiabiliste.
- b. L'application de l'approche probabiliste pour l'évaluation de la fiabilité des ouvrages en mécanique des sols, et en particulier pour le cas des murs de soutènement et des fondations superficielles, s'avère intéressante de plusieurs points de vue :
 - Elle nous permet d'estimer la fiabilité de chaque ouvrage en fonction des propriétés physiques et mécaniques entrant dans sa conception, et de constater l'effet engendré par cette variabilité sur la stabilité des ouvrages
 - Elle nous permet aussi de fixer les paramètres entrant dans la conception de chaque ouvrage, à partir du choix d'un seuil de ruine considéré acceptable pour chaque cas étudié.
 - Elle nous permet de consolider les résultats de l'étude déterministe puisque l'étude fiabiliste est un complément de l'étude déterministe.
- c. L'outil de calcul développé " FMSF " n'est pas lié à une classe d'ouvrage donnée, son application à d'autres types d'ouvrages, nécessite simplement la définition de nouvelle fonction d'état limite (état de ruine) relative au problème posé.
- d. L'application de la méthode de Monte Carlo à des cas simples d'ouvrages (murs de soutènement ou fondations superficielles) nous a permis de montrer :
 - L'effet considérable des incertitudes affectant les propriétés des sols sur la stabilité de chaque ouvrage, on constate que pour le cas du mur de soutènement, où les valeurs des coefficients de sécurité sont théoriquement acceptables ($F_s = 4,48$ pour le renversement, $F_s = 1,18$ pour le glissement et $F_s = 2,02$ pour le poinçonnement) la valeur de la probabilité de ruine du système atteint 21,8 %, ainsi que pour les fondations superficielles où la valeur du coefficient de sécurité vis à vis du poinçonnement est $F_s = 1,33$ pour une probabilité de ruine de 17,42 %.
 - L'importance des différents paramètres entrant dans la conception de chaque ouvrage et l'intérêt que nous devrions accorder à certains d'entre eux

e. L'influence de la variabilité des différents paramètres entrant dans la conception de chaque ouvrage nous a permis de tirer les conclusions suivantes:

Pour le cas des murs de soutènement :

- L'angle de frottement interne du remblai (φ) est un paramètre géotechnique très influent sur la stabilité du mur, vu son effet considérable sur la probabilité de ruine du système, par ailleurs on doit accorder un intérêt particulier à ce paramètre lors de sa détermination.
- La cohésion du remblai (C) et l'angle que fait la semelle du mur avec le sol d'assise (ψ) jouent un rôle très important dans la stabilité du mur et en particulier dans le cas du glissement, et par conséquent on doit leur accorder tout l'intérêt et la précaution nécessaire lors des calculs de stabilité
- Le poids volumique du remblai (γ) a aussi un effet sur la probabilité de ruine, par contre l'angle du contact entre le voile et le remblai (δ) n'a que très peu d'influence sur la stabilité du mur
- La largeur de la semelle (Lt) et la hauteur du remblai sur la semelle avant (Hr) sont deux paramètres à prendre en considération dans les calculs vue leurs effets remarquables sur la stabilité du mur

Pour le cas des fondations superficielles :

- Parmi les caractéristiques physiques et mécaniques du sol d'assise, on considère que l'angle de frottement interne (φ) a le plus d'influence sur la stabilité de la fondation relativement à la cohésion, par ailleurs le poids volumique enregistre une faible influence.
- La largeur (B) et la profondeur (D) de la semelle jouent un rôle très important dans la stabilité de la fondation, par contre que la longueur (L) a moins d'influence. Le type de chargement exercé sur la semelle nous montre que l'inclinaison et l'excentricité de la charge ont une influence très considérable sur la stabilité de la fondation et leurs effets quant elles agissent simultanément est beaucoup plus ressenti que lorsqu'elles agissent indépendamment.

PERSPECTIVES

Les perspectives d'extension de la présente étude sont multiples autant pour les murs de soutènement que pour les fondations superficielles, Parmi ces possibilités nous envisageons :

- L'intégration de ce code de calcul dans une analyse décisionnelle globale.
- L'utilisation des résultats de calcul par l'ingénieur comme complément aux méthodes déterministes intégrées dans un outil d'aide à la décision

Ainsi que la prise en compte de :

- L'effet séismique et le phénomène de liquéfaction des sols
- La stratification du sol soutenu par le mur

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- 1 - **ANG A., CORNELL C.A. (1974)** -Reliability of structures safety and design. Journal of the structural division, ASCE, Vol.100.
- 2 - **ARROYO-CONTRERAS M. (1989)** -Approche probabiliste du comportement élasto-plastique des structures marines sous sollicitations aléatoires de houle. Thèse ENPC, Paris
- 3 - **AUVINET G. (1993)** - Gestion des risques. Notes de cours ENSG, Nancy.
- 4 - **AUVINET G. (1993)** - Modélisation stochastique. Notes de cours ENSG, Nancy.
- 5 - **AUVINET G., ROSSA O. (1992)** - Reliabilité of foundations on soils.
- 6 - **BENDAOU EL A. (2003)** - Note sur les études géotechniques menées dans le cadre de l'extension vers l'Est de la piste de l'aérodrome de Sétif, BET/SETS, 7 pages
- 7 - **BENJAMIN J.R., CORNELL C.A. (1970)** - Probability statistics and decisions for civil engineers. Mc Graw Hill, New York.
- 8 - **BENMANSOUR A. (1996)** -Fiabilité des conduites enterrées. Thèse de Doctorat de ENSG, INPL de Nancy.
- 9 - **BEKKOUCHE A. (1987)** - Sécurité des grands barrages en terres. Approche probabiliste des problèmes d'écoulement liés aux reconnaissances et contrôles. Thèse de Doctorat de E.C. Paris
- 10 - **BEKKOUCHE A. et DJEDID A. (2000)** - Statistique de la décision appliquée à l'estimation des paramètres de cisaillements des sols. Algérie équipement N°25 (avril 2000).
- 11 - **BOLLE A. (1988)** - Approche probabiliste en mécanique des sols avec prise en compte de la variabilité spatiale. Thèse n°743, E. P.F. Lausanne.
- 12 - **BOLLE A. (1993)** - How to manage the spatial variability of sol natural soils. Thèse de doctorat de l'université de Liège, Belgique
- 13 - **BOLLE A. (2000)** - Étude et prise en compte de la variabilité. Revue française de géotechnique N°93, 4eme trimestre (2000), pp.55-66.
- 14 - **CASSAN M. (2000)** - Utilisation de la statistique descriptive en géotechnique .Revue française de géotechnique N°93, 4eme trimestre (2000), pp.21-34.
- 15 - **CHERUBINI C., GIASI C.I. (1993)** - The coefficient of variation of some géotechnical parameters. Proceedings of the conference on probabilistic methods in Geotechnical engineering, Balkema Canberra, Rotterdam, pp.179- 183.
- 16 - **CHERUBINI C. (1993)** - The variability of geotechnical parameters. Thèse, institute of engineering geology and geotechnics University, Bari, Italy.

- 17 - **CHOWDHUY R.N., XU D.W. (1993)** - Rational polynomial technique in slope-reliability analysis. Journal of géotechnical engineering division, vol.119, N°12, pp.1910-1920
- 18 - **COSTET J., SANGLERAT G. (1976)** - Cours pratique de mécanique des sols tome 2, calcul des ouvrages, deuxième édition, DUNOD.
- 19 - **C.T.T.P (1999)** - Département laboratoire. Rapport géotechnique sur le prolongement Ouest de la piste d'aérodrome de Ain Arnat.52 pages
- 20 - **C.T.T.P (2002)** - Département sol et matériaux. Rapport géotechnique sur l'extension de la piste 9/27 coté Est Aérodrome de Ain Arnat, 32pages
- 21 - **FAVRE J.L., (2000)** - Les différents types d'erreurs et leur prise en compte dans les calculs géotechniques. Revue française de géotechnique N°93, 4eme trimestre (2000), pp11-20
- 22 - **FAVRE J.L., BEKKOUCHE A. (1990)** - Analyse de la fiabilité des barrages en terre. Revue française de géotechnique, N° 53, pp. 45-54.
- 23 - **FAVRE J.L. (1985)** - Analyse de la sécurité. Notes de cours 3^{ème} année ECAM, Paris.
- 24 - **FILLIAT G., DE LAMOTTE M. (1981)** -Poussée et butée des Murs de soutènement, Chap7
- 25 - **FOGLI M. (1980)** - L'approche de Monte Carlo dans les problèmes de sécurité. Thèse de Doctorat, INSA Lyon.
- 26 - **FRANK R. (1999)** - Calcul des fondations superficielles et profondes. Technique de l'ingénieur. Presse de l'école nationale des ponts et chaussées.
- 27 - **GABLS, BELAKROUF A., AIT.TAHAR.K. (2004)** -Portance des fondations des ouvrages portuaires en caissons cylindriques de grand diamètre. Algérie équipement N°38 (décembre 2004)
- 28 - **GAOUAR EL M. (1997)** - Approche fiabiliste de stabilité des barrages en terre par la simulation champs aléatoires. Thèse de doctorat de l'université Blaise Pascal -Clermont II
- 29 - **HAMLAOUI M., NECHNECH A., LARADI N., AHMED BENYAHIA A. (2002)** - Calcul de stabilité des fondations superficielles " Approche Fiabiliste " séminaire Internationale de la gestion des milieux urbains F.G.C / USTHB 16 / 17/ 18 JUIN 2002
- 30 - **HÖEG K., MURARKA R.P. (1974)** - Probabilistic analysis and design of retaining wall. Journal of the geotechnical engineering division. ASCE, Vol. 100, N° GT3, pp. 349-366.
- 31 - **KHALDI K. (2000)** - Méthodes statistiques et probabilistes.
- 32 - **KHEMISSA M. (2003)** - Expertise géotechnique du projet d'extension de la piste principale de l'aérodrome de Ain Arnat. , BET/ SETS, 7 pages
- 33 - **LEBERGUE Y. (1981)** - Fondations superficielles. In Filliat George, Chap 8
- 34 - **LOGEAIS L. (1982)** - Pathologie des murs de soutènements. Ed. Moniteur, Paris

- 35 - MAGNAN J.P. (1996)** - Les applications des statistiques et probabilités en géotechnique au LCPC Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées (N°202, 1996) pp.25-35
- 36 - MAGNAN J.P. (2000)** - Quelques spécificités du problème des incertitudes en géotechniques, Revue française de géotechnique N°93, 4eme trimestre (2000), pp.3-9.
- 37 - MAGNAN J.P. (1993)** - Corrélations entre les propriétés des sols, Article C 218, Techniques de l'ingénieur, paris, 10pages.
- 38 - MAGNAN J.P., BAGHERY S. (1982)** - Statistiques et probabilités en mécanique des sols, état des connaissances. Rapport de recherche, LPC n° 109.
- 39 - MAGNAN J.P. (1982)** - Les méthodes statistiques et probabilistes en mécanique des sols. Presse de l'ENPC. 201 pages
- 40 - MAGNAN J. P. (1998)** - Assistance technique pour le projet de prolongement de l'aérodrome de Ain Arnat . Rapport d'expertise géotechnique, septembre 1998, pp 2 – 16
- 41- MAGNAN J.P., ABDULBAKI A. (1993)** - Analyse statistique de la variabilité des propriétés physiques et mécaniques d'un sol (Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées (N°186 juillet -août 1993), pp.31-34
- 42 - NECHNECH A., AHMED BENYAHIA A., LARADI N. (2000)** - Utilisation de la méthode de Monte Carlo pour le calcul fiable des murs de soutènement, Conférence internationale de Géoengineering / IGC / USTHB, Alger du 11 au 13 juin 2000.
- 43 - NECHNECH A. (1994)** - Fiabilité des murs de soutènement. Mémoire de DEA, ENSG, INPL Nancy.
- 44 - POUGET P., CADOUX N., MAGNAN J. P (1993)** - Deux applications de l'analyse factorielle des données géotechniques. Revue française de géotechnique N°93 4eme trimestre (2000), pp43-54.
- 45 - SAETI (2002)** - Département géotechnique FS/BF/Z B : Rapport géotechnique sur le Prolongement Est de la piste 9/27 de l'aérodrome de Ain Arnat. 51 pages.
- 46 - SANGLERAT G., OLIVARI G. et CAMBOU B. (1980)** - Problèmes pratiques de mécanique des sols et de fondations, tome 2, Calcul des soutènements et des fondations stabilité des pentes, édition, DUNOD.
- 47 - SCHLOSSER F. (1989)** - Exercices de mécanique des sols. Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées. Pp 77 – 111.
- 48 - SCHLOSSER F. (1988)** - Elément de mécanique des sols. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées. Pp 145 – 189.
- 49 - VANCAUWELART F, BOURDEAU P.L., PERZWEZ A. (1985)** - Approximation ponctuelles des distributions de probabilité par la méthode de Rosembueth . Application à l'estimation du risque de rupture d'un bajeoyeur d'écluse . Annales des travaux publics de Belgique, N° 5 / 85.

ANNEXE

DESCRIPTION DU PROGRAMME " FMSF "

I - INTRODUCTION

Une des objectifs de ce travail est l'élaboration d'un logiciel de calcul de fiabilité des murs de soutènement basé sur des considérations théoriques développés au chapitre 1, 3 et 4.

Cet outil nous permet de comparer les résultats des applications des différentes méthodes exposées au chapitre 4. Il permet de calculer l'indice de fiabilité de chaque mode de ruine pour les différents types de fonctions de ruine de ruine. Pour le cas de la méthode de Monte Carlo FMSF peut donner une estimation de la probabilité de ruine de chaque mode de ruine, ainsi que la probabilité de ruine du système.

FMSF est écrit en turbo Basic pour PC compatible IBM.

II - CONSTRUCTION DU PROGRAMME

Le programme est structuré comme suit :

- Introduction des données géométriques et mécaniques du problème posé.
- Un choix est fait sur la fonction de performance.
- L'utilisateur a le choix de faire appel au sous programme permettant de résoudre le problème désiré (calcul déterministe, calcul de fiabilité, ou les deux même temps)

1 - Calcul déterministe

Le programme permet de calculer les différents facteurs de sécurité ainsi que la marge de sécurité pour les trois modes de ruines (Renversement, Glissement et Poinçonnement)

2 - Calcul de fiabilité

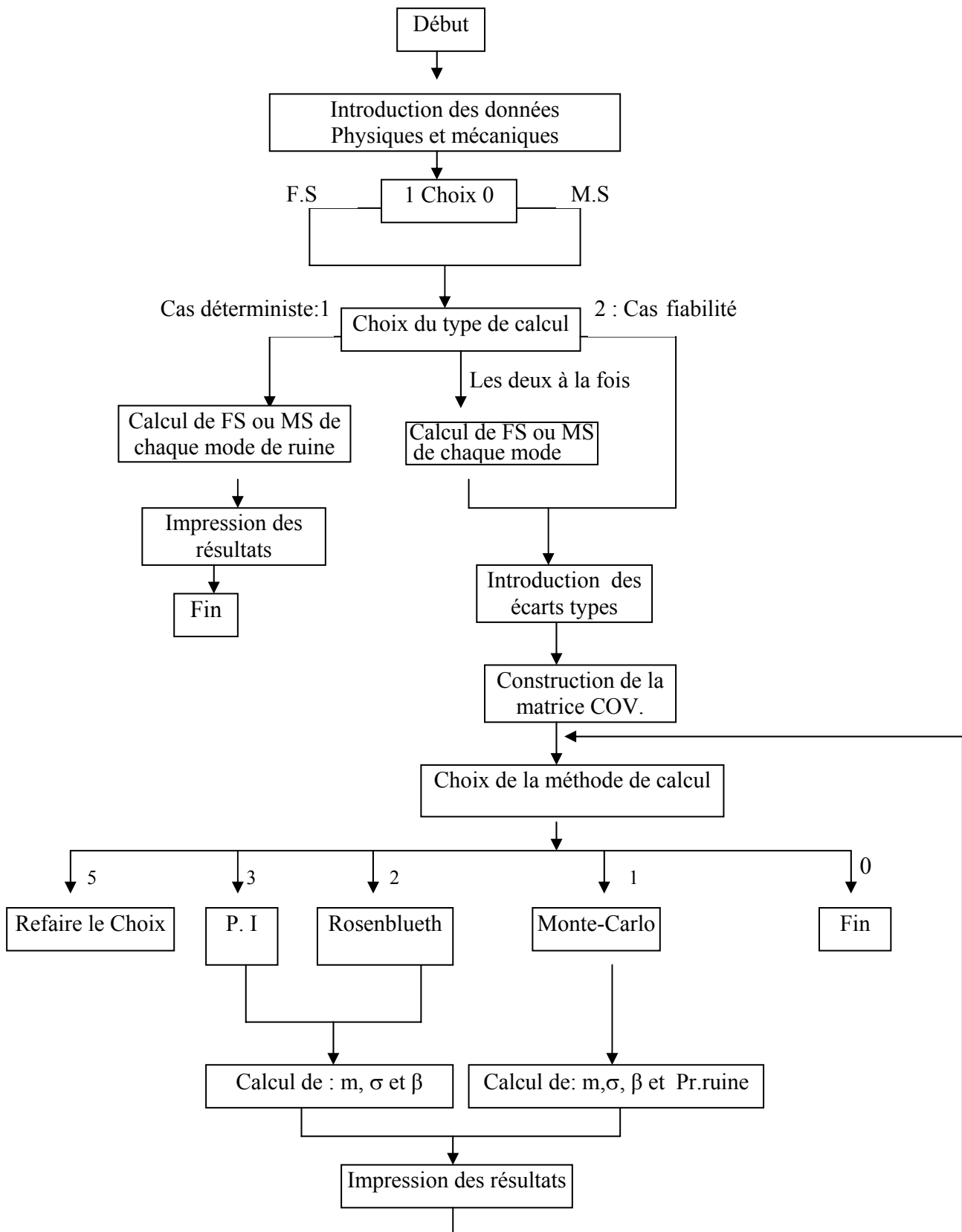
Après introduction des écarts types des variables aléatoires de base, le programme construit la matrice des covariances.

- La définition de l'existence de corrélations entre variables de base revient à l'utilisateur.
- Enfin, on choisira l'une des quatre méthodes de calcul de fiabilité (choix de 1 à 4)
- Le choix 5 lui permet de revenir à l'étape 1 et le choix 0 terminera l'exécution.
- Impression des résultats

III - INTRODUCTION DES DONNÉES

Les données sont introduites par un langage interactif (le mur de soutènement est dessiné sur écran, il reste à introduire les dimensions de ce dernier)

PROGRAMME PRINCIPAL " FMSF "



IV - FORMULATION DE LA MATRICE DE COVARIANCE

Rappelons que le coefficient de corrélation est lié à la covariance par la relation suivante :

$$\rho_{ij} = \frac{Cov(x_i, x_j)}{\sigma_{x_i} \cdot \sigma_{x_j}} \dots \dots \dots (A.1)$$

- Les corrélations entre les différentes variables de base sont prédéfinies dans le programme d'après Chawdhury (1993) comme suit :

Reversement : $\rho_{ji} = \begin{vmatrix} 1 & .8 & .5 & -.2 \\ .8 & 1 & .5 & .4 \\ .5 & .5 & 1 & .4 \\ -.2 & .4 & .4 & 1 \end{vmatrix}$

Glissement: $\rho_{ji} = \begin{vmatrix} 1 & .8 & .5 & -.2 & 0 \\ .8 & 1 & .5 & .4 & 0 \\ .5 & .5 & 1 & .4 & 0 \\ -.2 & .4 & .4 & 1 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{vmatrix}$

Poinçonnement : $\rho_{ji} = \begin{vmatrix} 1 & .8 & .5 & -.2 & 0 & 0 & 0 \\ .8 & 1 & .5 & .4 & 0 & 0 & 0 \\ .5 & .5 & 1 & .4 & 0 & 0 & 0 \\ -.2 & .4 & .4 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & .5 & -.2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & .5 & 1 & .4 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -.2 & .4 & 1 \end{vmatrix}$

V - RESOLUTION

Pour chaque méthode, on suivra les étapes développées dans la théorie.

5.1 - Méthode de Mont Carlo

Pour chaque mode de ruine (renversement, glissement et poinçonnement) faire la décomposition de la matrice de covariance. (Méthode de Cholesky généralisée)

$$Cov = A \cdot D \cdot A^T \dots \dots \dots (A.2)$$

- Générer un vecteur aléatoire X de variables normales centrées réduites indépendantes.
- Déterminer le vecteur aléatoire à variable centrée réduite corrélée par la transformation.

$$Y=AX \dots\dots\dots(A.3)$$

- Déterminer le vecteur aléatoire à variables corrélées représentant les variables aléatoires de base par l'opération suivante :

$$Y_{ib}=Y_i \sigma_{yib}+Y_b \dots\dots\dots(A.4)$$

- Calculer la valeur de la fonction de performance puis répéter ces étapes N fois, N étant le nombre des itérations.
- Etude statistique de la fonction de performance.
- Calcul de la probabilité de ruine.
- Pour les trois modes de ruine, calcul de la probabilité de ruine du système.

5.2 - Méthode de Rosenblueth

Pour chaque mode de ruine, on doit faire

- Le calcul des P_i
- Le calcul des Y_i
- Calcul de La moyenne, de l'écart type et de l'indice de fiabilité (β)

5.3 - Méthode de Rosenblueth

Pour chaque mode de ruine, on doit faire :

Le calcul des valeurs de vecteurs propres de la matrice de corrélation par la méthode de Jacobi

- Calcul de la valeur centrale.
- Calcul des moments de perturbateurs
- Calcul de l'espérance, de l'écart type et de l'indice de fiabilité (β)

VI - IMPRESSION DES RÉSULTATS

Les résultats sont imprimés sur un fichier ouvert au préalable. Ces derniers sont l'espérance, l'écart type, la variance de la fonction de performance G ainsi que les probabilités de ruine locale et globale (pour le cas de la méthode de Monte Carlo)