

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMÈRI DE TIZI-OUZOU  
FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION  
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL



# THESE DE DOCTORAT Es SCIENCES

Filière : Génie Civil

Présentée par :

**M. BAZIZ Karim**

## Thème

---

**Facteurs influant sur la stabilité des murs de  
soutènement et estimation de leur effet. Etat de l'art**

---

Devant le jury composé de :

M <sup>me</sup> KHELOUI	Fatma	Professeure à l'université Mouloud MAMMÈRI de Tizi-Ouzou	Présidente
M. KAHIL	Amar	Professeur à l'université Mouloud MAMMÈRI de Tizi-Ouzou	Rapporteur
M. Hadji	Lazreg	Professeur à l'université IBN KHALDOUN de Tiaret	Examineur
M. AIT ATHMANE	Hassene	Professeur à l'université Hassiba BENBOUALI de Chlef - UHBC	Examineur
M. KRIM	Abdellah	Professeur à l'université IBN KHALDOUN de Tiaret	Examineur
M. ALICHE	Amar	Maitre de conférences A à l'université Mouloud MAMMÈRI de Tizi-Ouzou	Examineur

**Année universitaire 2024 / 2025**

# DÉDICACES

Je tiens à dédier ce travail à toutes les personnes qui m'ont soutenu tout au long de ce parcours :

- À mes chers parents, pour leur amour inconditionnel, leur soutien moral et leurs encouragements constants qui ont été ma plus grande force. Leur dévouement et leur confiance en moi m'ont permis de persévérer dans les moments difficiles.
- À mes frères et sœurs, pour leur présence chaleureuse et leur soutien indéfectible, ainsi que pour les moments de partage et de réconfort qui m'ont donné l'énergie nécessaire pour mener à bien ce projet.
- À tous mes amis, dont l'amitié et les encouragements ont été une source précieuse de motivation. Leur écoute et leur solidarité ont grandement contribué à ma réussite.
- À toutes les personnes qui m'ont soutenu de près ou de loin dans la réalisation de ce travail, par leurs conseils, leurs encouragements et leur bienveillance.

Ce travail est le fruit de nombreuses contributions et je vous en suis infiniment reconnaissant.

# **REMERCIEMENTS**

Je souhaite exprimer ma profonde gratitude à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de cette thèse.

Tout d'abord, je tiens à remercier mes encadrants pour leurs soutiens inestimables tout au long de ce travail. Je remercie particulièrement mon ancien directeur de thèse, **M. BOUHERAOUA Ali**, Professeur à l'Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou, pour avoir proposé ce thème de recherche. Son départ à la retraite a marqué une transition, mais son accompagnement au début de cette aventure a été précieux.

Je remercie également **M. KAHIL Amar**, Professeur à l'Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou, qui a repris le flambeau en tant que directeur de thèse. Je lui suis reconnaissant pour la confiance qu'il m'a témoignée, ainsi que pour ses nombreux conseils, orientations et encouragements tout au long de la réalisation de ce travail. Son expertise et sa disponibilité ont grandement contribué à l'aboutissement de cette thèse.

Je souhaite aussi exprimer ma gratitude à **Mme KHELOUI Fatma**, Professeure à l'Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou, pour avoir accepté d'assumer la présidence du jury de soutenance, ainsi qu'à **M. HADJI Lazreg** et **M. KRIM Abdellah**, Professeurs à l'Université IBN KHALDOUN de Tiaret, **M. AIT ATHMANE Hassene**, Professeur à l'Université Hassiba BENBOUALI de Chlef (UHBC), et **M. ALICHE Amar**, Maître de Conférences A à l'Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou, pour avoir accepté d'évaluer ce travail en tant que membres du jury. Leur expertise et leurs remarques contribueront certainement à enrichir et perfectionner cette thèse.

Je remercie également les responsables de la post-graduation ainsi que mes collègues enseignants du département de génie civil pour leur soutien moral tout au long de cette période de recherche. Leur présence et leurs encouragements m'ont permis de surmonter de nombreux défis.

Enfin, sur un plan plus personnel, je tiens à remercier chaleureusement mes parents pour leur soutien indéfectible, tant moral que financier, tout au long de mon parcours scolaire et académique. Leurs présences à mes côtés ont été une source constante de motivation et de sérénité, me permettant de persévérer jusqu'à l'achèvement de cette thèse.

---

## Résumé

L'étude porte sur deux types d'incertitudes : les incertitudes épistémiques, liées aux hypothèses de modélisation, et les incertitudes aléatoires, liées à la variabilité naturelle des propriétés du sol. Deux axes principaux sont abordés dans l'étude : l'impact des méthodes de modélisation sur les déplacements des murs et les facteurs qui affectent leur stabilité. Nous analysons l'impact des techniques de modélisation en prenant en compte la variabilité spatiale des paramètres du sol (vertical et horizontal). Les modèles qui prennent en compte cette variabilité en deux dimensions permettent d'estimer plus précisément les déplacements des murs, avec une diminution de la dispersion par rapport aux méthodes déterministes traditionnelles. Les risques de défaillance sont calculés à l'aide simulations de Monte Carlo quant à l'impact de la variabilité spatiale des caractéristiques du sol sur la stabilité des murs de soutènement. Il ressort des résultats que la prévention du glissement assure généralement une protection contre le renversement et que l'angle de frottement interne du sol de remblai et la cohésion de sol de fondation sont des paramètres très influant sur la stabilité et nécessitent un coefficient de sécurité d'environ 2. La prise en compte simultanée de la variabilité des paramètres du sol peut augmenter le risque de défaillance et souligne l'importance d'intégrer la variabilité spatiale avec corrélation des paramètres dans les études de conception.

## Mots clés

Murs de soutènement poids, variabilité spatiale, méthodes probabilistes, simulation de Monte-Carlo, probabilités de défaillance.

---

---

## Abstract

The study focuses on two types of uncertainties: epistemic uncertainties, linked to modeling assumptions, and random uncertainties, linked to the natural variability of soil properties. Two main axes are addressed in the study: the impact of modeling methods on wall displacements and the factors affecting their stability. We analyze the impact of modeling techniques by taking into account the spatial variability of soil parameters (vertical and horizontal). Models that consider this two-dimensional variability allow for a more precise estimation of wall displacements, with a decrease in dispersion compared to traditional deterministic methods. Failure risks are calculated using Monte Carlo simulations regarding the impact of spatial variability of soil characteristics on the stability of retaining walls. The results show that preventing sliding generally provides protection against overturning and that the internal friction angle of the backfill soil and the cohesion of the foundation soil are highly influential parameters on stability and require a safety factor of around 2. Simultaneously considering the variability of soil parameters can increase the risk of failure and emphasizes the importance of integrating spatial variability with parameter correlations in design studies.

## Keywords

Weight retaining walls, spatial variability, probabilistic methods, Monte Carlo simulation, failure probabilities.

---

# Table de matières

Dédicaces	i
Remerciements	ii
Résumé	iii
Abstract	iii
Table des matières	iv
Liste des figures	viii
Liste des tableaux	xi
<b>Introduction générale</b>	<b>-1-</b>
<b>CHAPITRE 1: Généralités sur les murs de soutènement</b>	
1.1. Introduction	- 4 -
1.2. Types d'ouvrages de soutènement	- 4 -
1.2.1. Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement	- 5 -
1.2.1.1. Le mur poids	- 5 -
1.2.1.2. Les murs en Terre Armée	- 5 -
1.2.1.3. Les ouvrages cellulaires	- 6 -
1.2.2. Cas où la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement dans le sol de fondation	- 7 -
1.2.2.1. Le mur cantilever en béton armé	- 7 -
1.2.2.2. Les murs en parois moulées	- 8 -
1.2.2.3. Les rideaux de palplanches	- 9 -
1.2.3. Cas où la poussée est reprise en totalité ou en partie par des ancrages	- 10 -
1.3. Dimensionnement des ouvrages de soutènement	- 11 -
1.3.1. Modes de rupture des ouvrages de soutènement	- 12 -
1.3.2. Résistance au cisaillement du sol et frottement sol-mur	- 13 -
1.3.2.1. Paramètres de résistance au cisaillement	- 13 -
1.3.2.2. Frottement sol-mur	- 15 -
1.4. Dimensionnement des murs poids en maçonnerie ou en béton	- 16 -
1.4.1. Sécurité vis-à-vis d'un glissement sur la base du mur	- 20 -
1.4.2. Sécurité au renversement	- 22 -
1.4.3. Sécurité vis-à-vis d'une rupture du sol de fondation	- 23 -
a) Méthode basée sur les essais de laboratoire	- 24 -
b) Méthode basée sur les essais in situ	- 25 -
1.4.4. Sécurité au grand glissement	- 26 -
1.5. Forces de poussée et de butée	- 27 -
Relation fondamentale entre pressions latérales et déplacements	- 28 -
1.6. Coefficients de poussée et de butée	- 30 -
1.6.1. Cas géostatique	- 30 -
1.6.1.1. Terres au repos : coefficient de pression latérale	- 31 -
1.6.1.2. Sol pulvérulent	- 33 -
a) Coefficients de poussée et de butée	- 33 -
b) Déformations associées aux états de poussée et de butée	- 35 -
1.6.1.3 Sol fin	- 36 -
1.6.2. Cas général d'un massif de sol pulvérulent	- 37 -
1.6.2.1. Massif à surface inclinée et sans écran	- 37 -
1.6.2.2. Massif à surface horizontale et le long d'un écran avec frottement.	- 39 -

1.7. Calcul des forces de poussée et de butée	- 40 -
1.7.1. Méthode de Coulomb	- 40 -
1.7.1.1. Principe	- 41 -
1.7.1.2. Calcul	- 42 -
1.7.1.3. Méthode graphique de Culmann	- 44 -
1.7.1.4. Frottement entre le sol et le mur	- 45 -
1.7.1.5. Cas des sols flottants et cohérents	- 45 -
1.7.2. Méthode de Rankine	- 45 -
1.7.2.1. Principe	- 45 -
1.7.2.2. Force de poussée pour un massif pulvérulent saturé à surface horizontale	- 47 -
1.7.2.3. Force de butée pour un massif pulvérulent à surface inclinée	- 48 -
1.7.2.4. Stabilité d'une tranchée dans un sol cohérent	- 49 -
1.7.3. Méthode des équilibres limites	- 50 -
1.8. Conclusion	- 51 -
 <b>CHAPITRE 2: Risque et incertitudes géotechniques</b>	
2.1. Introduction	- 53 -
2.2. Analyse du risque en géotechnique	- 53 -
2.3. Prise en compte des incertitudes géotechniques	- 55 -
2.3.1. Méthodes de propagation de l'incertitude géotechnique	- 56 -
2.3.1.1. Approche semi-probabiliste	- 56 -
2.3.1.2. Approches probabilistes	- 58 -
2.3.2. Description statistique des incertitudes géotechniques	- 60 -
2.3.2.1. Fonction de densité de probabilité (FDP)	- 60 -
2.3.2.2. Coefficient de variation (COV)	- 62 -
2.3.2.3. Corrélation entre deux variables aléatoires	- 63 -
2.3.2.4. La corrélation spatiale du sol	- 65 -
A. Variogramme	- 66 -
B. Fonction d'autocorrélation	- 67 -
C. Longueur de corrélation	- 68 -
2.3.3. Revue bibliographique de quelques travaux traitants le calcul probabiliste d'ouvrages de soutènement	- 69 -
2.4. Conclusion	- 77 -
 <b>CHAPITRE 3: Influence des approches de modélisation sur la réponse d'un mur de soutènement</b>	
3.1. Introduction	- 78 -
3.2. Modélisation numérique	- 79 -
3.3. Interface sol-mur de soutènement	- 79 -
3.4. Modélisation du mur de soutènement	- 80 -
3.4.1. Prise en compte du phasage	- 80 -
3.4.2. Présentation du modèle étudié	- 80 -
3.4.3. Paramètres des matériaux et interfaces	- 80 -
3.5. Présentation des différents cas étudiés	- 81 -
3.5.1. Cas déterministe	- 82 -
3.5.2. Cas statistiquement homogène	- 85 -
3.5.3. Cas d'analyse d'un multicouche	- 89 -

3.5.4. Cas hétérogène	- 95 -
3.6. Comparaison des résultats des différents cas étudiés et interprétations	- 99 -
3.7. Conclusion	- 103 -
 <b>CHAPITRE 4 : Facteurs influant sur la stabilité d'un mur de soutènement poids</b>	
4.1. Introduction	- 104 -
4.2. Principes de l'approche probabiliste	- 104 -
4.2.1. Données d'entrée	- 105 -
4.2.2. Définition d'une défaillance	- 105 -
4.2.3. Probabilité de défaillance et indice de fiabilité	- 106 -
4.2.4. Probabilité/fiabilité du système	- 106 -
4.3. Application pour un cas d'étude	- 107 -
4.3.1. Présentation du cas d'étude	- 107 -
4.3.2. Analyse déterministe	- 118 -
4.3.3. Analyse probabiliste	- 109 -
4.3.3.1. Mode de rupture par renversement	- 110 -
a) Influence de l'angle de frottement interne du sol de remblai	- 111 -
b) Influence du poids volumique du sol de remblai	- 113 -
4.3.3.2. Mode de rupture par glissement	- 115 -
a) Influence de l'angle de frottement interne du sol de remblai	- 115 -
b) Influence du poids volumique du sol de remblai	- 118 -
c) Influence de l'angle de frottement interne du sol de fondation	- 120 -
d) Influence de la cohésion du sol de fondation	- 122 -
4.3.3.3. Prise en compte de la variabilité de tous les paramètres simultanément	- 123 -
a) Mode de rupture par renversement	- 124 -
b) Mode de rupture par glissement	- 127 -
4.4. Conclusion	- 130 -
Conclusion générale	- 133 -
Références bibliographiques	- 137 -

# Liste des figures

**CHAPITRE 1: Généralités sur les murs de soutènement**

Figure 1.1.	Mur poids en béton ou maçonnerie (Robitaille & Tremblay, 1997).	- 5 -
Figure 1.2.	Mur en Terre Armée (Abdelouhab, 2010).	- 6 -
Figure 1.3.	Mur à caissons (Robitaille & Tremblay, 1997).	- 7 -
Figure 1.4.	Mur cantilever en béton armé (François SCHLOSSER, 1991).	- 8 -
Figure 1.5.	Paroi moulée (François SCHLOSSER, 1991).	- 9 -
Figure 1.6.	Rideau de palplanches (François SCHLOSSER, 1991).	- 10 -
Figure 1.7.	Murs partiellement ou totalement ancrés (François SCHLOSSER, 1991).	- 11 -
Figure 1.8.	Modes de rupture des ouvrages de soutènement (François SCHLOSSER, 1991).	- 12 -
Figure 1.9.	Murs cantilever en béton armé, simple et avec contreforts (Robitaille & Tremblay, 1997).	- 17 -
Figure 1.10.	Forces s'exerçant sur un mur-poids (François SCHLOSSER, 1991).	- 17 -
Figure 1.11.	Dispositifs de drainage derrière un mur (François SCHLOSSER, 1991).	- 19 -
Figure 1.12.	Parement fictif Pour différentes configurations de mur (Hubert et al., 2019).	- 20 -
Figure 1.13.	Sécurité vis-à-vis d'un glissement sur la base du mur (François SCHLOSSER, 1991).	- 21 -
Figure 1.14.	Sécurité au renversement (François SCHLOSSER, 1991).	- 22 -
Figure 1.15.	Règle du tiers central pour le calcul de la sécurité au renversement (François SCHLOSSER, 1991).	- 23 -
Figure 1.16.	Surface de rupture du sol de fondation (François SCHLOSSER, 1991).	- 24 -
Figure 1.17.	Plans de rupture pour le calcul de la portance	- 26 -
Figure 1.18.	Rupture par grand glissement (François SCHLOSSER, 1991).	- 27 -
Figure 1.19.	Sollicitations exercées sur un mur de soutènement (François SCHLOSSER, 1975).	- 28 -
Figure 1.20.	Relation force-déplacement pour un écran rigide en translation (François SCHLOSSER, 1975).	- 29 -
Figure 1.21.	Répartition de la poussée selon le type de déplacement de l'écran (François SCHLOSSER, 1975).	- 30 -
Figure 1.22.	Coefficient K0 de pression latérale des terres au repos (François SCHLOSSER, 1975).	- 31 -
Figure 1.23.	États de contraintes de poussée et de butée pour un sol pulvérulent, dans le cas géostatique (François SCHLOSSER, 1975).	- 34 -
Figure 1.24.	Évolution du rapport	- 36 -
Figure 1.25.	État de contraintes de poussée pour un sol fin (argile) dans le cas géostatique (François SCHLOSSER, 1975).	- 37 -
Figure 1.26.	Coefficients de poussée et de butée pour un massif de sol pulvérulent à surface inclinée (François SCHLOSSER, 1975).	- 38 -
Figure 1.27.	Lignes de glissement dans la zone de rupture en butée derrière un écran rugueux (sol pulvérulent) (François SCHLOSSER, 1975).	- 40 -
Figure 1.28.	Coefficients de poussée et de butée en fonction de l'angle de frottement	- 40 -
Figure 1.29.	Forces de poussée ou de butée exercées sur un mur par la méthode de Coulomb (François SCHLOSSER, 1975).	- 42 -
Figure 1.30.	Méthode graphique de Culmann (cas de la force de poussée) (François SCHLOSSER, 1975).	- 44 -
Figure 1.31.	Hypothèse de la méthode de Rankine (François SCHLOSSER, 1975).	- 47 -
Figure 1.32.	Force de poussée exercée par un massif pulvérulent saturé (François SCHLOSSER, 1975).	- 48 -
Figure 1.33.	Force de butée sur un massif pulvérulent à surface inclinée (François SCHLOSSER, 1975).	- 49 -
Figure 1.34.	Stabilité d'une tranchée en terrain cohérent (François SCHLOSSER, 1975).	- 50 -
Figure 1.35.	Théorème des états correspondants (François SCHLOSSER, 1975).	- 51 -

**CHAPITRE 2: Risque et incertitudes géotechniques**

Figure 2.1.	Risque en géotechnique (Baecher & Christian, 2005).	- 54 -
Figure 2.2.	Différentes échelles d'observation de la variabilité du sol (Huber, 2013).	- 55 -
Figure 2.3.	Classification des méthodes de propagation d'incertitude géotechnique (Mokeddem, 2018).	- 56 -
Figure 2.4.	Survol des méthodes de fiabilité selon (NF EN 1990, 2003).	- 57 -
Figure 2.5.	Influence de la corrélation croisée, cas de deux variables aléatoires (Mokeddem, 2018).	- 64 -
Figure 2.6.	Propriétés d'un variogramme (Mokeddem, 2018).	- 67 -
Figure 2.7.	Organigramme d'optimisation de la conception basée sur les facteurs de risque (Guha Ray & Baidya, 2012).	-73-
Figure 2.8.	Mur de soutènement poids schématique et échantillonnage du sol (He, Fenton, & Griffiths, 2023).	-76-

**CHAPITRE 3: Influence des approches de modélisation sur la réponse d'un mur de soutènement**

Figure 3.1.	Représentation du critère de Mohr-Coulomb (Mokeddem, 2018).	- 79 -
Figure 3.2.	Caractéristiques géométriques du modèle étudié.	- 80 -
Figure 3.3.	Conditions aux limites du modèle éléments finis.	- 83 -
Figure 3.4.	Maillage du modèle éléments finis (cas déterministe et statistiquement homogène).	- 83 -
Figure 3.5.	Déplacements horizontaux derrière le mur (cas déterministe).	- 83 -
Figure 3.6.	Déplacements verticaux à la base du mur (cas déterministe).	- 84 -
Figure 3.7.	Déplacements horizontaux derrière le mur (Cas statistiquement homogène).	- 86 -
Figure 3.8.	Evolution des écart-types des déplacements horizontaux derrière le mur (Cas statistiquement homogène).	- 87 -
Figure 3.9.	Déplacements verticaux à la base du mur (Cas statistiquement homogène).	- 88 -
Figure 3.10.	Evolution des écart-types des déplacements verticaux à la base du mur (Cas statistiquement homogène).	- 89 -
Figure 3.11.	Maillage du modèle éléments finis (cas d'analyse d'un multicouche).	- 90 -
Figure 3.12.	Déplacements horizontaux derrière le mur (multicouche).	- 90 -
Figure 3.13.	Evolution des écart-types des déplacements horizontaux derrière le mur (multicouche).	- 91 -
Figure 3.14.	Déplacements verticaux à la base du mur (multicouche).	- 92 -
Figure 3.15.	Evolution des écart-types des déplacements verticaux à la base du mur (multicouche).	- 94 -
Figure 3.16.	Maillage du modèle éléments finis (cas hétérogène).	- 95 -
Figure 3.17.	Déplacements horizontaux derrière le mur (hétérogène).	- 96 -
Figure 3.18.	Evolution des écart-types des déplacements horizontaux derrière le mur (hétérogène).	- 97 -
Figure 3.19.	Déplacements verticaux à la base du mur (hétérogène).	- 98 -
Figure 3.20.	Evolution des écart-types des déplacements verticaux à la base du mur (hétérogène).	- 99 -
Figure 3.21.	Déplacements horizontaux moyens derrière le mur.	- 100 -
Figure 3.22.	Déplacements verticaux moyens à la base du mur.	- 100 -
Figure 3.23.	Déplacements horizontaux max et min derrière le mur (BAZIZ & KAHIL, 2023).	- 101 -
Figure 3.24.	Déplacements verticaux max et min à la base du mur.	- 101 -
Figure 3.25.	Evolution des écart-types des déplacements horizontaux derrière le mur.	- 102 -
Figure 3.26.	Evolution des écart-types des déplacements verticaux à la base du mur.	- 102 -

**CHAPITRE 4 :Facteurs influant sur la stabilité d'un mur de soutènement poids**

Figure 4.1.	Notion de domaine de défaillance et de fonction d'état limite (CAZES, CUIRA, & SIMON, 2014).	- 105 -
Figure 4.2.	Représentation schématique d'un système en série (Zevgolis & Bourdeau, 2010).	- 107 -

Figure 4.3.	Coupe transversale du mur de soutènement poids	- 108 -
Figure 4.4.	Probabilités de rupture en fonction de $c_v$ ( $\varphi_1$ ) pour différents coefficient de sécurité.	- 112 -
Figure 4.5.	Probabilités de rupture en fonction de $c_v$ ( $\gamma_1$ ) pour différents coefficient de sécurité au renversement.	- 114 -
Figure 4.6.	Probabilité de rupture en fonction de $c_v$ ( $\varphi_1$ ) pour différents coefficient de sécurité au glissement.	- 117 -
Figure 4.7.	Probabilité de rupture en fonction de $c_v$ ( $\gamma_1$ ) pour différents coefficient de sécurité au glissement.	- 119 -
Figure 4.8.	Probabilité de rupture en fonction de $c_v$ ( $\varphi_2$ ) pour différents coefficient de sécurité au glissement.	- 121 -
Figure 4.9.	Probabilité de rupture en fonction de $c_v$ ( $c_2$ ) pour différents coefficient de sécurité au glissement.	- 123 -
Figure 4.10.	Probabilités de rupture au renversement pour différents coefficient de sécurité.	- 126 -
Figure 4.11.	Probabilités de rupture au glissement pour différents coefficient de sécurité.	- 129 -

# Liste des tableaux

**CHAPITRE 1: Généralités sur les murs de soutènement**

Tableau 1.1.	Angle de frottement sol-mur en fonction de l'état de surface du parement (François SCHLOSSER, 1991).	- 16 -
Tableau 1.2.	Coefficient $K_0$ pour quelques types de sols (François SCHLOSSER, 1975).	- 32 -
Tableau 1.3.	Valeurs des coefficients $K_a$ , $K_0$ et $K_p$ pour divers angles de frottement $\varphi$ (François SCHLOSSER, 1975).	- 35 -
Tableau 1.4.	Contraintes horizontales pour un sol fin (François SCHLOSSER, 1975).	- 37 -

**CHAPITRE 2: Risque et incertitudes géotechniques**

Tableau 2.1.	Description des méthodes de calcul par fiabilité (Mokeddem, 2018).	- 57 -
Tableau 2.2.	Coefficients de variation décrivant la variabilité inhérente du sol (Mokeddem, 2018).	- 63 -
Tableau 2.3.	Fonctions d'autocorrélation utilisées en géostatistique (Li et al., 2015).	- 68 -
Tableau 2.4.	Statistiques des paramètres d'entrée (Guha Ray & Baidya, 2012).	- 72 -
Tableau 2.5.	Facteurs de risque et valeurs corrigées pour les variables aléatoires (Guha Ray & Baidya, 2012).	- 73 -

**CHAPITRE 3: Influence des approches de modélisation sur la réponse d'un mur de soutènement**

Tableau 3.1.	Caractéristiques du sol pour la modélisation.	- 81 -
Tableau 3.2.	Caractéristiques du matériau du mur	- 81 -

**CHAPITRE 4 :Facteurs influant sur la stabilité d'un mur de soutènement poids**

Tableau 4.1.	Statistiques des paramètres de calcul	- 108 -
Tableau 4.2.	Les coefficients de sécurité déterministes.	- 109 -
Tableau 4.3.	Probabilité de défaillance par renversement selon les différentes séries de calculs en fonction de $C_v (\varphi_1)$ .	- 111 -
Tableau 4.4.	Probabilité de défaillance par renversement selon les différentes séries de calculs en fonction de $C_v (\gamma_1)$ .	- 113 -
Tableau 4.5.	Probabilité de défaillance par glissement selon les différentes séries de calculs en fonction de $C_v (\varphi_1)$ .	- 116 -
Tableau 4.6.	Probabilité de défaillance par glissement selon les différentes séries de calculs en fonction de $C_v (\gamma_1)$ .	- 118 -
Tableau 4.7.	Probabilité de défaillance par glissement selon les différentes séries de calculs en fonction de $C_v (\varphi_2)$ .	- 120 -
Tableau 4.8.	Probabilité de défaillance par glissement selon les différentes séries de calculs en fonction de $C_v (c_2)$ .	- 122 -
Tableau 4.9.	Probabilité de défaillance par renversement selon les différentes séries de calculs.	- 125 -
Tableau 4.10.	Probabilité de défaillance par glissement selon les différentes séries de calculs.	- 128 -

# *Introduction générale*

Les murs de soutènement occupent une place essentielle dans l'organisation spatiale des territoires, jouant un rôle important tant en milieu urbain qu'en zone montagneuse. Leur présence est particulièrement significative dans les zones urbaines où l'optimisation de l'espace est impérative pour répondre aux besoins croissants de la population. En stabilisant les pentes naturelles instables, ces structures verticales permettent non seulement de prévenir les risques de glissements de terrain et d'érosion, mais également de récupérer des terrains exploitables, contribuant ainsi à une gestion efficace du territoire.

Dans les environnements urbains, les murs de soutènement représentent un élément clé de la planification urbaine, garantissant la stabilité des terrains en pente et offrant la possibilité de créer des espaces utilisables supplémentaires. Leur conception et leur implantation stratégiques contribuent à une utilisation rationnelle de l'espace disponible, favorisant une croissance urbaine durable et sûre. En agissant comme des remparts contre les mouvements de terrain, ces structures jouent un rôle essentiel dans la préservation des infrastructures et des habitations contre les risques naturels.

Dans les régions montagneuses, les murs de soutènement sont essentiels pour assurer la sécurité des aménagements dans des environnements naturels souvent contraignants. En plus de stabiliser les pentes abruptes et instables, ces structures permettent de récupérer des terrains précieux tout en minimisant les risques de glissements de terrain et d'érosion. Leur implantation stratégique contribue à la préservation des écosystèmes fragiles et à la protection des habitants contre les dangers naturels inhérents à ces zones montagneuses.

Les ingénieurs ont traditionnellement recours à des méthodes de conception déterministes, auxquelles est ajouté un facteur de sécurité pour prendre en compte les incertitudes telles que la variabilité des propriétés des sols ou les incertitudes liées aux modèles de calcul. Malgré son efficacité avérée, cette approche présente des limites. En effet, des incidents peuvent survenir si le facteur de sécurité sous-estime ou surestime l'incertitude réelle, ce qui peut conduire à des conceptions non optimales du point de vue économique. Il est donc impératif d'adopter une approche plus rationnelle pour mieux gérer ces incertitudes et ainsi améliorer la fiabilité des conceptions.

Afin de pallier les lacunes des méthodes de conception traditionnelles, il est essentiel d'envisager une approche plus sophistiquée pour la gestion des incertitudes en génie civil. Une réflexion plus approfondie est nécessaire pour intégrer de manière plus précise et efficiente les incertitudes liées aux variables en jeu. Une approche plus nuancée, peut-être basée sur des méthodes probabilistes ou stochastiques, pourrait offrir une meilleure compréhension des

risques et des marges de sécurité nécessaires, conduisant à des conceptions plus fiables et économiquement optimisées dans le domaine de l'ingénierie.

Les méthodes probabilistes jouent un rôle important en répondant à ce besoin en ingénierie. Elles parviennent à modéliser de façon mathématique les aléas associés aux paramètres essentiels tels que les caractéristiques du sol, la géométrie et les charges, en s'appuyant sur des variables aléatoires ou des champs aléatoires. Cette approche permet d'analyser la propagation des incertitudes à travers un modèle déterministe et de fournir des estimations probabilistes des variables clés pour la conception des structures. En évaluant la probabilité de défaillance pour une configuration donnée, ces méthodes offrent la possibilité d'optimiser la conception en fonction d'une probabilité de défaillance cible, établissant ainsi un langage commun entre les concepteurs et les décideurs.

Les approches de dimensionnement fondées sur la fiabilité se démarquent des méthodes conventionnelles par leur capacité à quantifier de manière objective les incertitudes entourant les paramètres du projet. En adoptant une approche rationnelle et probabiliste, ces méthodes offrent aux ingénieurs la possibilité de prendre des décisions éclairées basées sur une évaluation précise des risques. En intégrant la notion de fiabilité dès les phases de conception, il devient possible d'améliorer la robustesse des structures tout en optimisant leur performance, contribuant ainsi à des réalisations plus sûres et économiquement efficaces dans le domaine de l'ingénierie.

Dans le cadre de cette thèse, une attention particulière sera portée à la variabilité spatiale des propriétés du sol et à son influence sur le comportement des murs de soutènement poids. Deux aspects seront étudiés : l'influence des approches de modélisation sur la réponse des murs de soutènement et l'identification des paramètres du sol les plus influents sur leur vulnérabilité.

La thèse est articulée en quatre chapitres :

**Chapitre 1 : Revue de littérature sur les murs de soutènement**, présente une vue d'ensemble des murs de soutènement, abordant leur conception, dimensionnement et les calculs nécessaires pour assurer leur stabilité et efficacité, mettant en avant leur importance pour la sécurité des aménagements.

**Chapitre 2 : Risque et incertitudes géotechniques**, ce chapitre examine les méthodes de gestion des incertitudes en géotechnique, en se concentrant sur les murs de soutènement, et introduit les concepts statistiques clés pour modéliser ces incertitudes.

**Chapitre 3 : Influence des approches de modélisation sur la réponse d'un mur de soutènement,** examine l'effet du caractère aléatoire spatial des paramètres du sol sur les déplacements des murs de soutènement, en explorant diverses configurations de variabilité spatiale.

**Chapitre 4 : Facteurs influant sur la stabilité d'un mur de soutènement poids,** ce chapitre explore la vulnérabilité des murs de soutènement face à la variabilité spatiale du sol, en utilisant des simulations de Monte Carlo pour évaluer les probabilités de défaillance en fonction de l'évolution des coefficients de variation des paramètres du sol.

La thèse se conclut par une synthèse des principaux résultats et des recommandations pour les travaux futurs, suivie d'une liste des références bibliographiques.

# ***CHAPITRE 1***

## ***Revue de littérature sur les murs de soutènement***

### **1.1. Introduction**

Les murs de soutènement constituent un élément fondamental de l'aménagement du territoire, en particulier en milieu urbain où l'aménagement de l'espace est primordial, ainsi que dans les zones montagneuses. En effet, la mise en place d'un talus implique souvent une pente qui réduit l'espace mobilisable. Les murs de soutènement verticaux facilitent la récupération de cet espace en offrant une surface plane et stable. De plus, ils servent de butée pour stabiliser les pentes naturelles instables, ce qui permet de prévenir les mouvements de terrain et l'érosion.

Ce chapitre présente par une analyse détaillée des différents types d'ouvrages de soutènement, tels que les murs poids, les murs cantilevers, etc. Chaque catégorie possède des particularités et des méthodes de construction spécifiques qui s'ajustent à divers contextes géotechniques et constructifs.

Par la suite, nous examinerons en détail les différentes méthodes de calcul des forces de poussée et de butée qui ont un impact sur ces structures. Ces forces sont essentielles pour garantir la stabilité et la durabilité des murs de soutènement.

Pour récapituler, ce chapitre offre une vision globale des murs de soutènement, incluant à la fois leur conception et leur dimensionnement, ainsi que les calculs requis pour assurer leur stabilité. Cela offre la possibilité de saisir non seulement le dimensionnement de ces structures, mais également leur fonctionnement pour maintenir le sol et stabiliser les terrains, ce qui contribue à la sécurité et à la durabilité des aménagements urbains et ruraux.

### **1.2. Types d'ouvrages de soutènement**

Un ouvrage de soutènement peut retenir soit des terres en remblai, c'est-à-dire des terres rapportées, soit le terrain naturel. Dans ce dernier cas, on parle d'un ouvrage de soutènement en déblai (François SCHLOSSER, 1991).

L'effort de poussée exercé par le massif de terre retenu (François SCHLOSSER, 1975) peut être repris de diverses manières. Trois modes principaux peuvent être distingués :

- la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement ;
- la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement ;
- la poussée est reprise par des ancrages.

## 1.2.1. Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement

### 1.2.1.1. Le mur poids

Le type d'ouvrage le plus classique et le plus ancien est le mur poids, qui peut être construit en béton ou en maçonnerie. Ces structures se caractérisent par leur rigidité et leur capacité à résister aux forces de poussée latérale grâce à leur propre poids. Cependant, cette rigidité présente une limitation importante : ces murs ne peuvent tolérer que de très faibles tassements différentiels, généralement supérieurs à quelques pour-mille, sans subir de dommages (François SCHLOSSER, 1991).

En d'autres termes, si le sol sous le mur se tasse de manière inégale, le mur peut se fissurer ou se déformer, compromettant ainsi sa stabilité et son intégrité. Par conséquent, pour assurer la durabilité de ces ouvrages, il est essentiel que le sol de fondation soit uniformément stable et que les techniques de construction appropriées soient employées pour minimiser les risques de tassements différentiels (Terrade, 2017).

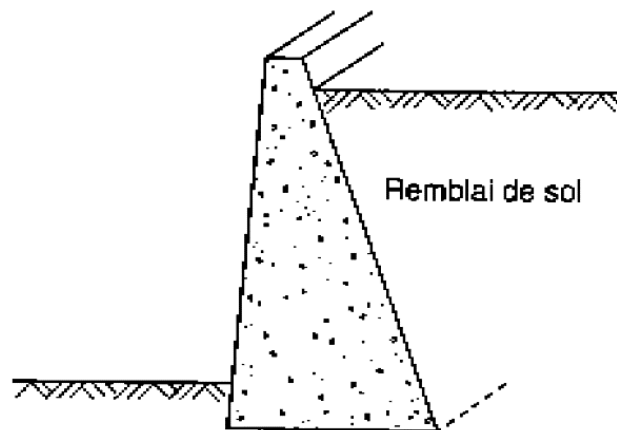


Figure 1.1. Mur poids en béton ou maçonnerie (Robitaille & Tremblay, 1997).

### 1.2.1.2. Les murs en Terre Armée

Les murs en terre armée sont des structures innovantes où le sol est renforcé par des éléments souples capables de résister à la traction, tels que des bandes ou des grilles en acier ou en polymère. Contrairement aux murs poids traditionnels, ces murs sont conçus pour être souples, ce qui leur permet de s'adapter aux variations du sol sans subir de dommages significatifs (Francis Schlosser, 1973). Cette souplesse confère aux murs en Terre Armée la capacité de supporter les tassements différentiels du sol de fondation, c'est-à-dire les mouvements inégaux du sol sur lequel ils reposent.

En absorbant et en répartissant ces mouvements, les murs en Terre Armée maintiennent leur intégrité structurelle et leur stabilité, même dans des conditions de sol moins homogènes ou

plus sujettes à des variations. Cela les rend particulièrement adaptés pour des environnements où les conditions géotechniques peuvent varier où des mouvements de sol sont attendus, offrant ainsi une solution durable et résistante pour la construction de murs de soutènement et autres ouvrages similaires (Abdelouhab, 2010).

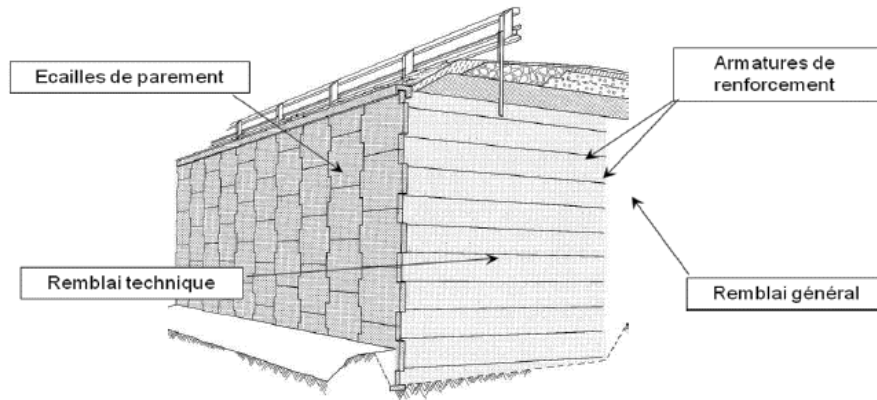


Figure 1.2. Mur en Terre Armée (Abdelouhab, 2010).

### 1.2.1.3. Les ouvrages cellulaires

Les ouvrages cellulaires présentent une grande diversité de types et d'applications, le plus ancien étant le mur caisson composé d'éléments préfabriqués (Robitaille & Tremblay, 1997). Dans le domaine des travaux maritimes, ce type de construction est couramment utilisé, notamment pour l'édification de quais.

Pour ces projets, on recourt souvent à de grands batardeaux cellulaires en palplanches métalliques ou à d'imposants caissons en béton armé (Corfdir, 1997). La particularité d'un ouvrage cellulaire réside dans la structure de ses cellules, qui sont remplies de sol. Cette configuration permet de créer une structure globale qui, dans certains cas, peut présenter une grande souplesse (François SCHLOSSER, 1991).

Les grands batardeaux cellulaires en palplanches métalliques sont assemblés pour former des structures temporaires ou permanentes capables de retenir l'eau pendant la construction de quais, de digues ou d'autres infrastructures maritimes. Ces cellules sont ensuite remplies de matériaux granulaires ou de béton, leur conférant ainsi une masse suffisante pour résister aux forces de l'eau et du sol (Dormieux & Delaurens, 1991).

De même, les caissons en béton armé, préfabriqués ou coulés sur place, sont utilisés pour des applications similaires. Ils offrent une grande résistance et peuvent être conçus pour s'adapter aux mouvements et aux pressions variables des environnements marins.

L'avantage principal des ouvrages cellulaires réside dans leur capacité à offrir une solution robuste et adaptable pour des conditions variées. Leur structure interne, divisée en cellules remplies de sol ou de matériaux granulaires, permet une distribution uniforme des charges et une meilleure gestion des mouvements différentiels du sol. De plus, cette modularité et flexibilité des cellules permettent de concevoir des ouvrages capables de répondre aux exigences spécifiques de chaque projet, tout en offrant une grande durabilité et une résistance aux intempéries et aux forces externes.

Ainsi, les ouvrages cellulaires, par leur conception innovante et leur adaptabilité, constituent une solution efficace et fiable pour les travaux maritimes et autres infrastructures nécessitant une robustesse et une flexibilité accrues.

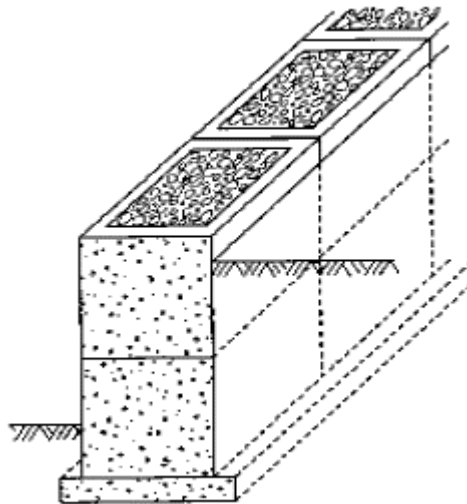


Figure 1.3. Mur à caissons (Robitaille & Tremblay, 1997).

### **1.2.2. Cas où la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement dans le sol de fondation**

Parmi les ouvrages de ce type, on citera :

#### **1.2.2.1. Le mur cantilever en béton armé**

Un mur cantilever en béton armé est une structure de soutènement qui repose sur une base élargie, ancrée solidement dans la partie supérieure du sol de fondation. Cette configuration permet au mur de tirer parti du poids du remblai adjacent pour contribuer à la stabilité et à l'efficacité du soutènement.

En effet, si l'on considère le poids du remblai compris entre le mur et une ligne verticale imaginaire (représentée par la verticale I) passant par l'extrémité arrière de la semelle, on peut

assimiler un mur cantilever à un ouvrage de type poids (figure 1.4). Cette comparaison souligne que le remblai joue un rôle actif dans la résistance au basculement et au glissement (François SCHLOSSER, 1991).

En outre, les murs cantilevers en béton armé sont classés parmi les ouvrages rigides (Sibille, 2018). Leur conception robuste et leur ancrage dans le sol de fondation leur confèrent une grande capacité à résister aux charges latérales exercées par le sol et les forces externes. Ces caractéristiques rendent les murs cantilevers particulièrement adaptés pour des applications où une forte résistance et une durabilité accrue sont nécessaires.

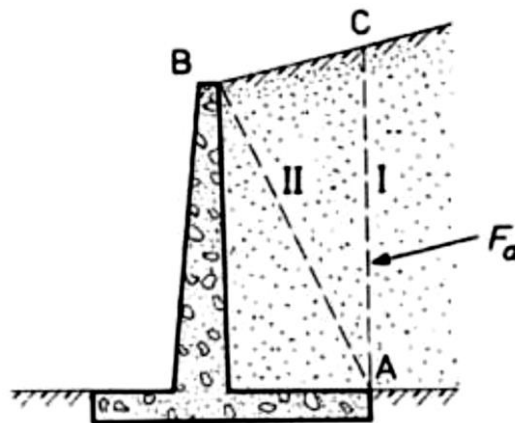


Figure 1.4. Mur cantilever en béton armé (François SCHLOSSER, 1991).

### 1.2.2.2. Les murs en parois moulées

Les murs en parois moulées représentent une technique de construction innovante qui permet d'ériger un mur directement dans le sol existant avant de procéder à toute excavation. Ce processus implique le bétonnage d'une tranchée préalablement remplie de boue de bentonite, qui sert à maintenir la stabilité des parois durant les travaux. Cette méthode est particulièrement appliquée pour les projets situés sous la nappe phréatique, dans les environnements urbains et portuaires (Balay, 1988).

La technique des parois moulées est efficace grâce à l'encastrement du mur, qui peut être total ou partiel, dans le sol de fondation. Cela confère à la structure une grande stabilité et une capacité à résister aux pressions latérales du sol et de l'eau environnante. En effet, en milieu urbain, cette méthode permet de construire des sous-sols et des fondations profondes sans perturber significativement les structures adjacentes. Dans les zones portuaires, elle est utilisée pour construire des quais et des digues, offrant une résistance accrue contre les forces hydrostatiques.

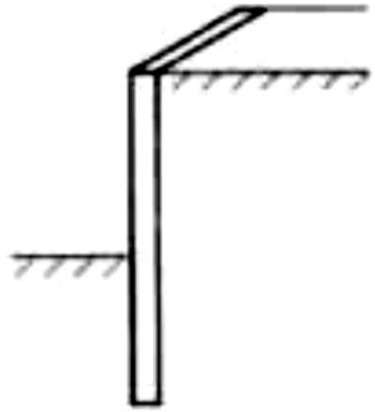


Figure 1.5. Paroi moulée (François SCHLOSSER, 1991).

### 1.2.2.3. Les rideaux de palplanches

Les rideaux de palplanches, enfoncés dans le sol de fondation, constituent des structures de soutènement flexibles. Ces ouvrages se distinguent par leur capacité à s'adapter aux mouvements et aux pressions du sol environnant. La dynamique d'interaction entre la structure des palplanches et le remblai adjacent joue un rôle prépondérant dans le comportement global de l'ouvrage (François SCHLOSSER, 1991).

Ces rideaux sont formés de palplanches, souvent en acier, qui sont battues ou vibrées dans le sol pour former une barrière continue et étanche. Grâce à leur flexibilité, les rideaux de palplanches peuvent absorber et redistribuer les charges latérales exercées par le sol et les forces externes, minimisant ainsi le risque de déformation ou de rupture.

L'interaction entre la structure des palplanches et le remblai environnant est déterminante pour la stabilité et la performance de ces ouvrages. Les forces exercées par le sol sur les palplanches sont contrebalancées par la rigidité et la résistance du matériau, permettant ainsi de maintenir l'intégrité du mur tout en s'adaptant aux variations de pression et de mouvement (Josseaume, 1974).

Les rideaux de palplanches sont particulièrement utiles dans les environnements où les conditions de sol sont instables ou sujettes à des changements significatifs, comme les zones côtières, les berges de rivières, et les sites de construction urbains. Ils sont également utilisés pour créer des enceintes étanches pour les fouilles en terrain humide, ainsi que pour la protection des rives et la construction de quais dans les ports (Mokeddem, 2018).

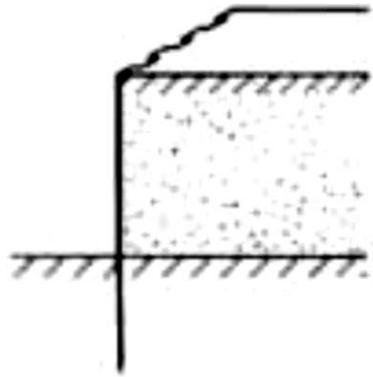


Figure 1.6. Rideau de palplanches (François SCHLOSSER, 1991).

### 1.2.3. Cas où la poussée est reprise en totalité ou en partie par des ancrages

Dans les ouvrages de soutènement en déblai, la poussée des terres est souvent reprise partiellement ou totalement par des ancrages. Cette méthode est couramment utilisée pour des structures telles que les rideaux de parois moulées et les parois berlinoises (François SCHLOSSER, 1991).

Contrairement à une paroi moulée, qui est construite en coulant du béton dans une tranchée préalablement remplie de boue pour maintenir sa stabilité, une paroi berlinoise est réalisée à partir de poteaux placés dans le sol en place avant toute excavation. Au fur et à mesure de l'excavation, des éléments de soutènement, qui peuvent être des poutres ou des plaques préfabriquées ou coulées sur place, sont installés entre les poteaux (Delattre, 2000). La poussée des terres est ensuite reprise par des ancrages précontraints fixés sur les poteaux, offrant ainsi une grande stabilité à l'ensemble de la structure (figure 1.7.a).

Il existe également des techniques spécifiques pour les ouvrages en déblai où la poussée des terres est entièrement reprise par des ancrages précontraints. Un exemple typique est celui des murs épinglés. Cette méthode consiste à réaliser des excavations successives d'environ 2 mètres de hauteur, dans lesquelles des éléments verticaux en béton armé sont coulés. À chaque étape, des ancrages précontraints sont mis en place pour reprendre les efforts de poussée du sol, garantissant ainsi la stabilité et la sécurité de l'ouvrage (François SCHLOSSER, 1991) (figure 1.7.b).

Ces techniques sont particulièrement efficaces dans des environnements où la stabilité des sols est critique, comme dans les zones urbaines densément construites ou les chantiers de grande envergure, où la sécurité et la durabilité des structures de soutènement sont primordiales. Les ancrages précontraints jouent un rôle essentiel en répartissant les charges et en minimisant les déplacements et les déformations des parois de soutènement.

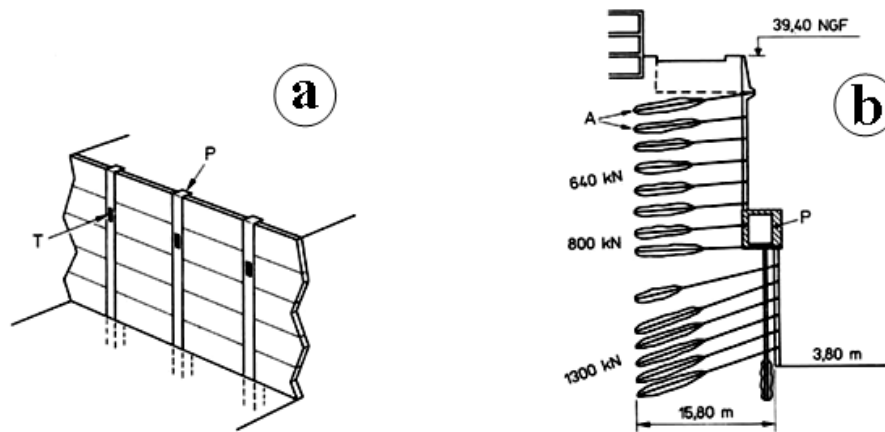


Figure 1.7. Murs partiellement ou totalement ancrés (François SCHLOSSER, 1991). a) Paroi berlinoise. b) Mur épinglé de 35 m de hauteur construit à Monaco.

### 1.3. Dimensionnement des ouvrages de soutènement

Dimensionner un ouvrage de soutènement consiste à déterminer ses éléments géométriques et structuraux afin d'assurer sa stabilité sous l'action des forces appliquées, notamment la poussée des terres qu'il retient. La plupart des méthodes de dimensionnement reposent sur des calculs à la rupture, intégrant des coefficients de sécurité pour garantir la robustesse et la durabilité de l'ouvrage (François SCHLOSSER, 1991).

Pour les parois souples ou semi-flexibles ancrées, comme les rideaux de palplanches et les parois moulées, le dimensionnement se fait généralement par un calcul en déformation. Cette approche utilise la méthode du module de réaction, qui assimile la paroi retenant le sol à une poutre sur un appui élasto-plastique continu (Delattre, 2001). Cette méthode permet de modéliser le comportement de la paroi sous les charges appliquées, en prenant en compte les interactions complexes entre la structure et le sol environnant.

En pratique, cette méthode consiste à diviser la paroi en segments et à calculer les déformations et les forces internes pour chaque segment. Ces calculs permettent d'identifier les zones critiques où des renforcements supplémentaires peuvent être nécessaires, et de vérifier que les déformations restent dans des limites acceptables pour assurer la stabilité de l'ouvrage. Les coefficients de sécurité sont alors appliqués pour tenir compte des incertitudes et garantir une marge de sécurité suffisante.

Ainsi, le dimensionnement d'un ouvrage de soutènement est un processus complexe qui nécessite une compréhension approfondie des interactions sol-structure et une application rigoureuse des méthodes de calcul pour assurer la sécurité et la performance de l'ouvrage dans le temps.

### 1.3.1. Modes de rupture des ouvrages de soutènement

Cinq modes de rupture, illustrés à la figure 1.8 peuvent être rencontrés dans les ouvrages de soutènement :

- Le glissement de l'ouvrage sur sa base (figure 1.8.a) ;
- Le renversement de l'ouvrage (figure 1.8.b) ;
- Le poinçonnement du sol de fondation (figure 1.8.c) ;
- Le grand glissement englobant l'ouvrage (figure 1.8.d) ;
- La rupture des éléments structuraux de l'ouvrage (figure 1.8.e).

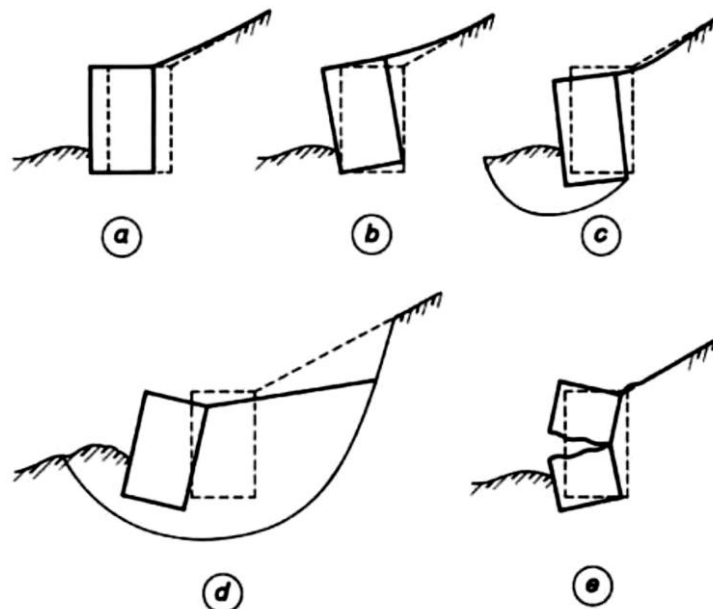


Figure 1.8. Modes de rupture des ouvrages de soutènement (François SCHLOSSER, 1991).

Les quatre premiers types de rupture concernent l'instabilité externe de l'ouvrage, tandis que la rupture des éléments structuraux est liée à l'instabilité interne (François SCHLOSSER, 1991).

Les parois de soutènement, telles que les rideaux de palplanches et les parois moulées, présentent principalement deux types d'instabilité externe : la rupture par renversement et la rupture par glissement. Ces types de ruptures se produisent lorsque les forces externes sur l'ouvrage dépassent sa capacité à résister, provoquant soit un basculement, soit un déplacement horizontal de la structure.

Cependant, un autre type de rupture, spécifique à ces ouvrages, est la rupture par renard hydraulique. Cette rupture se produit lorsqu'il y a une différence de niveau de la nappe

phréatique de chaque côté de la paroi (François SCHLOSSER, 1975). Le gradient hydraulique créé par cette dénivellation peut engendrer un écoulement d'eau suffisant pour éroder le sol à la base de la paroi, compromettant ainsi la stabilité de l'ouvrage. Pour éviter ce type de rupture, il est essentiel de bien évaluer les conditions hydrauliques locales et de mettre en place des mesures de drainage adéquates.

La compréhension de ces différents types de ruptures est essentielle pour le dimensionnement et la conception des parois de soutènement. Des analyses détaillées et l'application de coefficients de sécurité appropriés permettent de garantir la durabilité et la fiabilité de ces ouvrages face aux diverses forces externes et aux conditions hydrologiques potentiellement défavorables.

L'analyse de la stabilité externe d'un ouvrage de soutènement utilise des concepts et des méthodes de calcul applicables à divers types d'ouvrages. Ces méthodes permettent d'évaluer la capacité de la structure à résister aux forces externes, telles que la poussée des terres, les charges sismiques et les effets des nappes phréatiques.

Cependant, pour illustrer ces concepts et méthodes, nous nous concentrerons spécifiquement sur les murs en béton ou en maçonnerie. Ces types de murs sont couramment utilisés en raison de leur robustesse et de leur capacité à supporter des charges importantes. L'étude de leur stabilité externe inclut des analyses de renversement, de glissement et de capacité portante du sol de fondation.

Pour l'analyse de la stabilité interne des murs poids en béton ou en maçonnerie, les calculs classiques de béton suffisent généralement.

### **1.3.2. Résistance au cisaillement du sol et frottement sol-mur**

#### **1.3.2.1. Paramètres de résistance au cisaillement**

La résistance au cisaillement du sol est un des paramètres fondamentaux dans l'analyse de la stabilité des ouvrages de soutènement. Pour les sols granulaires, tels que les sables et les graviers, la résistance au cisaillement est principalement déterminée par l'angle de frottement interne  $\varphi$ . Pour les sols contenant une proportion significative de particules fines, comme les limons et les argiles, la résistance au cisaillement dépend de plusieurs facteurs, notamment de l'état de saturation du sol et de la vitesse à laquelle la sollicitation de cisaillement est appliquée.

Pour un sol fin saturé, la résistance au cisaillement à court terme est principalement gouvernée par la cohésion non drainée  $c_u$ , avec un angle de frottement nul ( $\varphi_u = 0$ ). Cela signifie que la résistance immédiate après l'application de la charge dépend presque exclusivement de cette cohésion non drainée.

À long terme, après que les pressions interstitielles se soient dissipées, la résistance au cisaillement effective est définie par deux paramètres distincts : la cohésion effective  $c'$  et l'angle de frottement interne effectif  $\varphi'$  (MAGNAN, 1991).

Ces distinctions entre les comportements à court terme et à long terme sont essentielles pour la conception et l'analyse des ouvrages de soutènement, car elles permettent de prévoir et de gérer les variations de la résistance du sol au fil du temps et sous différentes conditions de charge.

Pour déterminer les efforts de poussée ou de butée dans un sol non saturé, il est généralement recommandé d'utiliser les paramètres de résistance effective ( $c'$ ,  $\varphi'$ ) obtenus à partir de mesures effectuées sur le sol saturé (François SCHLOSSER, 1991). Cette approche permet d'assurer une évaluation plus précise des forces en jeu, en se basant sur des valeurs de résistance bien définies et vérifiées dans des conditions de saturation, même si le sol en question n'est pas entièrement saturé.

Pour les sols fins saturés, tels que les limons et les argiles, il est parfois nécessaire d'effectuer deux séries de calculs pour évaluer correctement les efforts agissant sur les structures. Le premier calcul doit être effectué à court terme, immédiatement après la construction, en tenant compte des conditions initiales et des surpressions interstitielles non dissipées. Le second calcul doit être réalisé à long terme, une fois que les surpressions interstitielles se sont dissipées, ce qui peut prendre de quelques semaines à plusieurs mois après la construction.

Cette double approche est particulièrement pertinente pour les parois réalisées dans le sol en place avec excavation. Cependant, l'expérience montre que c'est généralement le calcul à long terme, basé sur les contraintes effectives ( $c'$ ,  $\varphi'$ ), qui présente les conditions les plus défavorables pour la stabilité de la structure. Par conséquent, dans de nombreux cas, les ingénieurs se contentent de ce seul calcul à long terme, car il représente la situation la plus critique à prendre en compte pour assurer la sécurité et la durabilité de la structure.

Il est essentiel d'aborder avec prudence l'utilisation de la cohésion effective ( $c'$ ) lors de l'évaluation des sols saturés. En effet, dans le calcul des poussées, cette cohésion est souvent négligée. La raison principale est que la cohésion effective peut facilement être réduite ou

détruite sous l'effet des déplacements de l'ouvrage. Les mouvements structurels, même minimes, peuvent altérer les propriétés cohésives du sol, rendant ainsi cette valeur moins fiable pour une évaluation précise de la stabilité.

Pour cette raison, les ingénieurs préfèrent souvent ne pas compter sur la cohésion effective dans leurs calculs de poussée, afin de garantir une marge de sécurité adéquate. En négligeant  $c'$ , ils adoptent une approche plus conservatrice qui prend en compte la potentialité de dégradation des caractéristiques cohésives du sol en réponse aux sollicitations mécaniques induites par les déplacements de l'ouvrage. Cette précaution permet d'assurer une meilleure stabilité et durabilité des structures construites sur ou dans des sols saturés.

### **1.3.2.2. Frottement sol-mur**

L'angle de frottement  $\delta$  entre le sol et la face arrière d'un mur est influencé par plusieurs facteurs :

**La rugosité du parement** : La texture de la surface du mur joue un rôle déterminant dans l'interaction avec le sol. Une surface plus rugueuse augmentera l'adhérence entre le mur et le sol, ce qui peut accroître l'angle de frottement.

**L'angle de frottement interne du sol  $\varphi$**  : La résistance au cisaillement interne du sol, représentée par l'angle de frottement interne, influence directement l'angle de frottement entre le sol et le mur. Un sol avec un angle de frottement interne élevé tendra à avoir un angle de frottement  $\delta$  plus élevé lorsqu'il est en contact avec le mur.

**Le tassement relatif entre le mur et le sol** : Les mouvements relatifs entre le mur et le sol, notamment le tassement, affectent l'interaction entre les deux. Si le mur et le sol se déplacent de manière significative l'un par rapport à l'autre, cela peut modifier l'angle de frottement.

**L'inclinaison de la surface** : L'angle d'inclinaison de la surface arrière du mur par rapport à la verticale joue également un rôle. Une inclinaison différente peut changer la distribution des forces et, par conséquent, l'angle de frottement.

En combinant ces facteurs, on peut mieux comprendre et prédire le comportement de l'interface sol-mur, ce qui est essentiel pour la conception et la stabilité des structures de soutènement.

Pour une première estimation, l'angle de frottement  $\delta$  entre le sol et la face arrière du mur peut être déterminé en fonction de l'état de surface du parement, comme indiqué dans le tableau 1.1.

Lorsque l'ouvrage de soutènement subit un tassement plus important que le sol qu'il retient, par exemple dans le cas d'un mur plaqué contre un talus de déblai, l'angle  $\delta$  devient négatif (François SCHLOSSER, 1991). Ainsi, le tassement relatif entre le sol et le mur joue un rôle très important dans la détermination de cet angle.

Dans la plupart des cas de murs en béton ou en maçonnerie avec une surface rugueuse, il est recommandé d'utiliser une valeur de  $\delta$  égale à  $\left(\frac{2}{3}\right)$  de l'angle de frottement interne du sol  $\varphi$ . Cette valeur est généralement appropriée pour les conditions courantes et permet d'assurer une bonne approximation de l'angle de frottement pour le dimensionnement et l'analyse des structures de soutènement.

Tableau 1.1. Angle de frottement sol-mur en fonction de l'état de surface du parement (François SCHLOSSER, 1991).

État de surface du parement	Angle de frottement sol-mur
Surfaces très lisses ou lubrifiées	$\delta = 0$
Surface peu rugueuse (béton lisse, béton traité)	$\delta = \frac{1}{3}\varphi$
Surface rugueuse (béton, béton projeté, maçonnerie, acier)	$\delta = \frac{2}{3}\varphi$
Murs caissons	$\delta \geq \frac{2}{3}\varphi$
Parements fictifs inclinés des murs cantilevers	$\delta = \varphi$

#### 1.4. Dimensionnement des murs poids en maçonnerie ou en béton

On distingue principalement deux types de murs de soutènement : les murs-poids et les murs cantilevers. Les murs-poids sont conçus pour résister à la pression du sol par leur propre poids, tandis que les murs cantilevers, qui peuvent être renforcés par des contreforts, s'appuient sur une structure en forme de L pour offrir une plus grande résistance. Les contreforts, placés perpendiculairement au mur principal, permettent de mieux répartir les forces et augmentent ainsi la stabilité et la robustesse de l'ensemble (François SCHLOSSER, 1991) (Robitaille & Tremblay, 1997) (voir figure 1.9).

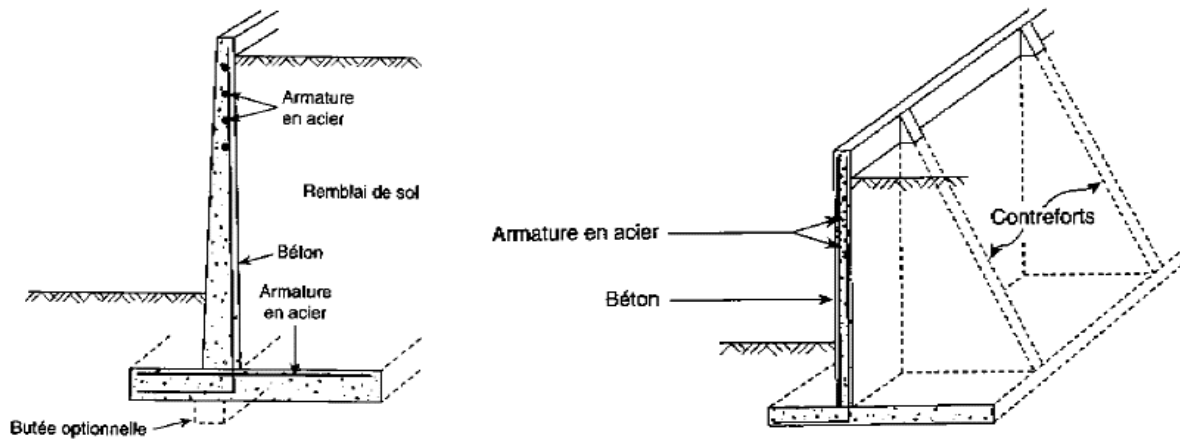


Figure 1.9. Murs cantilever en béton armé, simple et avec contreforts (Robitaille & Tremblay, 1997).

Dimensionner un mur de soutènement implique de déterminer ses caractéristiques géométriques et structurales, afin d'assurer sa stabilité sous l'action de diverses forces (voir figure 1.10) (François SCHLOSSER, 1991) :

- Le poids propre du mur ( $W$ )
- La force de poussée exercée par le sol ( $F_a$ )
- La force de butée en aval ( $F_p$ )
- La réaction du sol sous la fondation ( $R$ )

Chacune de ces forces doit être prise en compte pour garantir que le mur reste stable et fonctionne correctement sous les conditions de charge prévues.

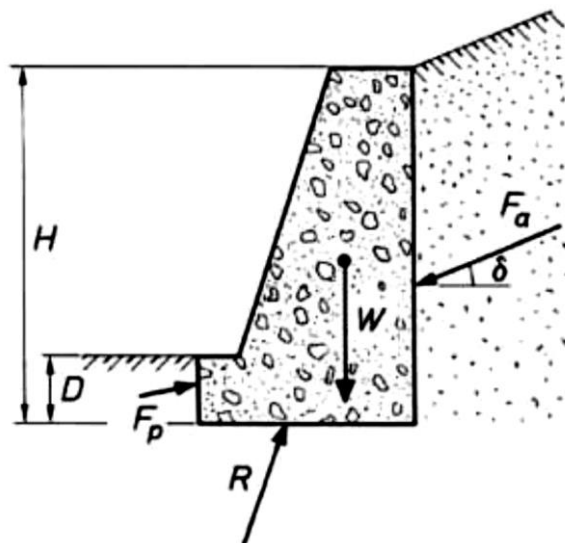


Figure 1.10. Forces s'exerçant sur un mur-poids (François SCHLOSSER, 1991).

Le dimensionnement d'un mur de soutènement, en ce qui concerne sa stabilité externe, comprend plusieurs étapes :

**Calcul des efforts de poussée et de butée :** Il s'agit de déterminer les forces exercées par le sol contre le mur (poussée) et les forces de réaction en aval (butée). Ces calculs sont essentiels pour comprendre les charges que le mur devra supporter.

**Vérification de la sécurité contre le glissement à la base du mur :** Cette étape évalue si le mur pourrait se déplacer latéralement en raison des forces horizontales. Une analyse de la friction et de la cohésion entre la base du mur et le sol de fondation est réalisée pour s'assurer que le mur reste en place.

**Vérification de la sécurité au renversement :** On s'assure que le mur ne basculera pas sous l'effet des forces de poussée du sol. Cela implique de vérifier que le moment de renversement est contrebalancé par le moment stabilisateur dû au poids du mur et aux forces de butée.

**Vérification de la sécurité vis-à-vis d'une rupture du sol de fondation :** Cette étape consiste à vérifier que le sol sur lequel repose le mur peut supporter les charges sans céder. Cela nécessite une analyse de la capacité portante du sol.

**Vérification de la sécurité contre un grand glissement englobant le mur :** Cette analyse s'assure que le mur, ainsi que le sol environnant, ne subiront pas un glissement global. Cela implique une étude de la stabilité globale de la pente et du mur en interaction avec le sol.

Ces étapes garantissent que le mur de soutènement sera stable et fonctionnel sous les conditions de charge prévues, assurant ainsi la sécurité et la durabilité de la structure.

Il est essentiel de vérifier que les déplacements du mur sont suffisants pour mobiliser les forces de poussée ou de butée. Cette vérification consiste à s'assurer que le mur peut se déplacer suffisamment pour que les forces latérales du sol, soit la poussée active ou la butée passive, se développent pleinement. En d'autres termes, un mouvement minimal du mur est nécessaire pour engager ces forces (François SCHLOSSER, 1975).

De plus, il est impératif de calculer la force de poussée en tenant compte des conditions hydrauliques les plus défavorables susceptibles de se produire derrière le mur. Il est très important de garder à l'esprit qu'un remblai horizontal entièrement saturé d'eau exerce une pression environ 2.5 fois plus élevée qu'un remblai sec. Par conséquent, il est indispensable d'éviter la saturation du remblai en assurant un drainage efficace à l'arrière du mur. Cela permet de réduire autant que possible l'impact de l'eau sur la force de poussée exercée par le

sol. En d'autres termes, un bon drainage est essentiel pour maintenir la stabilité du mur en minimisant les forces additionnelles générées par la présence d'eau (François SCHLOSSER, 1991). Parmi les dispositifs de drainage couramment utilisés, on distingue (figure 1.11) :

**Les barbacanes** : Ce sont des tubes légèrement inclinés vers l'aval et traversent le mur. Ils permettent à l'eau accumulée derrière le mur d'être évacuée, réduisant ainsi la pression hydrostatique sur le mur.

**Les filtres** : Placés à l'arrière du mur, ils peuvent être installés directement contre le parement vertical du mur ou sur le terrain naturel en pente. Lorsque la pente du talus naturel est inférieure à  $\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right)$ , où  $\varphi'$  représente l'angle de frottement interne effectif du sol, la mise en place d'un filtre sur ce talus empêche le coin de Coulomb d'intercepter la nappe phréatique. Cela élimine complètement l'effet de l'eau sur la poussée exercée sur le mur.

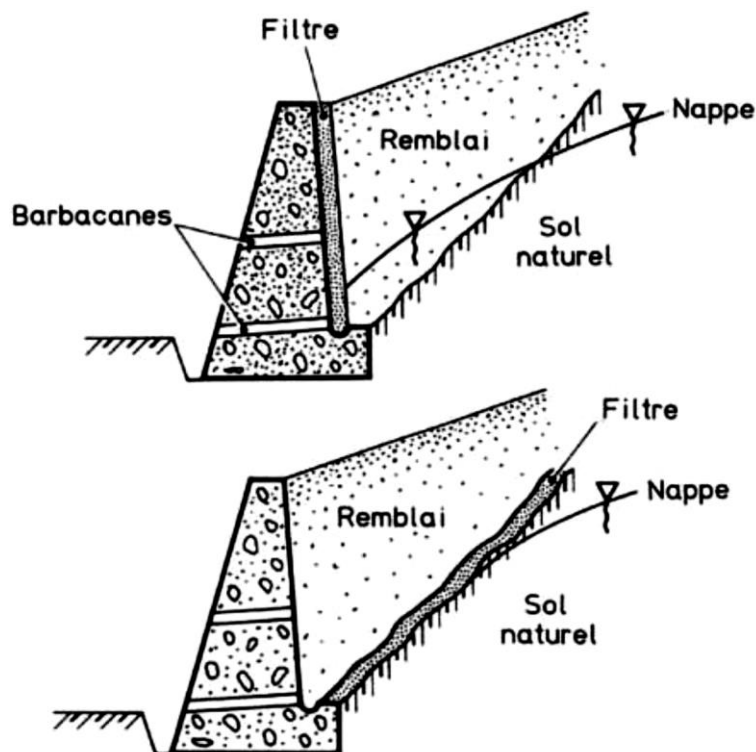


Figure 1.11. Dispositifs de drainage derrière un mur (François SCHLOSSER, 1991).

Lorsque la géométrie du parement du mur, du côté du remblai, présente des complexités, il est courant d'utiliser un parement fictif pour évaluer la force de poussée exercée par le sol (François SCHLOSSER, 1991) (Costet & Sanglerat, 1983) (Hubert, Philipponnat, Payant, & Zerhouni, 2019). Ce parement fictif est une surface théorique qui simplifie la géométrie réelle en englobant une partie du remblai, comme illustré dans la figure 1.12.

L'utilisation d'un parement fictif permet de simplifier les calculs en fournissant une approximation plus gérable de la surface de contact entre le mur et le remblai. Cette approche est particulièrement utile lorsque le parement réel présente des irrégularités, des inclinaisons ou des contours compliqués qui rendent les calculs directs plus difficiles.

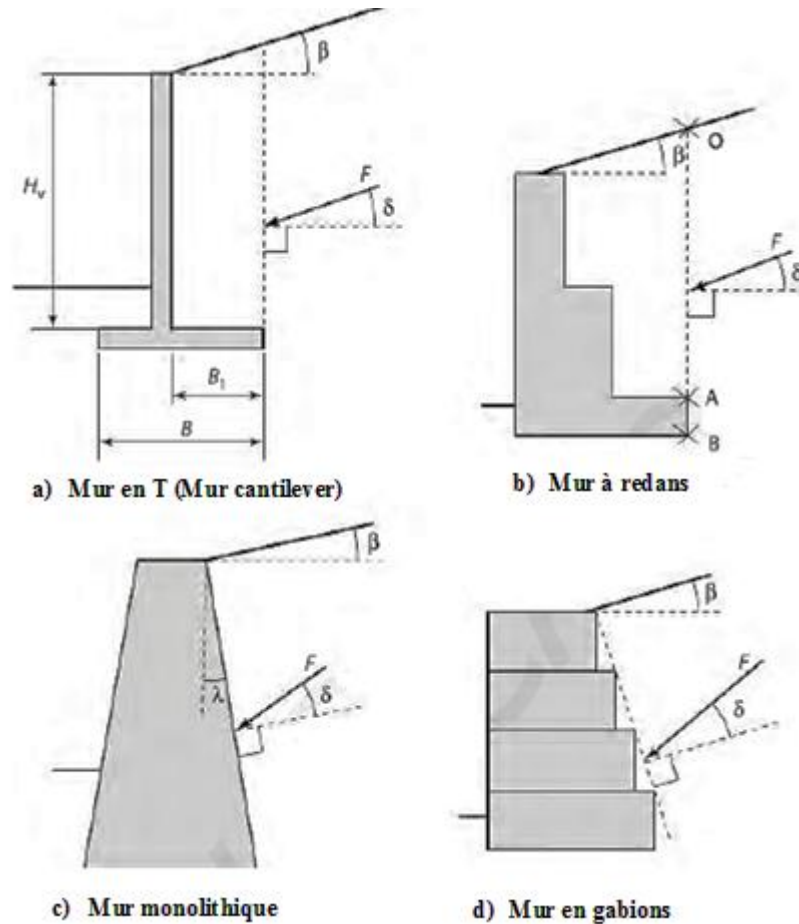


Figure 1.12. Parement fictif Pour différentes configurations de mur (Hubert et al., 2019).

#### 1.4.1. Sécurité vis-à-vis d'un glissement sur la base du mur

Le coefficient de sécurité  $F_G$  au glissement à la base d'un mur est une mesure de la stabilité du mur par rapport à un glissement le long de sa base. Il est défini comme le rapport entre la force résistante de cisaillement et la composante tangentielle de la réaction exercée sur la base du mur (François SCHLOSSER, 1991).

La force de réaction totale exercée sur la base du mur peut être décomposée en deux composantes : T, qui est la composante tangentielle suivant la base du mur, et N, qui est la composante normale perpendiculaire à la base (voir figure 1.13). Le coefficient de frottement entre le sol de fondation et la base du mur est noté  $\delta$ .

Le coefficient de sécurité  $F_G$  au glissement s'exprime alors par la formule suivante (Costet & Sanglerat, 1983) :

$$F_G = \frac{c \cdot B + N \cdot \tan \delta}{T} \quad (1.1)$$

Avec :  $c$ , cohésion du terrain de fondation et  $B$ , largeur de la fondation.

Cela signifie que le coefficient de sécurité dépend de la capacité du sol à résister au glissement et de la force normale  $N$  qui appuie sur la base du mur.

En règle générale, lorsqu'on détermine la force  $R$  agissant sur la base d'un mur, on néglige la contribution de la butée des terres sur la partie frontale du mur.

Pour les contacts entre le sol et le béton, on considère que le coefficient de frottement entre le sol et la base du mur est identique à celui du parement (François SCHLOSSER, 1991). Ce coefficient de frottement est défini par la relation suivante :

$$\delta = \frac{2}{3} \varphi \quad (1.2)$$

Où  $\varphi$  représente l'angle de frottement interne du sol.

Le coefficient de sécurité  $F_G$ , qui est une mesure de la résistance du mur contre le glissement par rapport à la base, doit être calculé de manière à garantir une marge de sécurité adéquate. Pour assurer une stabilité suffisante et prévenir tout risque de glissement, ce coefficient de sécurité doit être supérieur ou égal à 1.5 (François SCHLOSSER, 1991) (Costet & Sanglerat, 1983) (Robitaille & Tremblay, 1997). En prenant en considération la butée, il est nécessaire d'être plus rigoureux et d'exiger un coefficient au moins de 2.

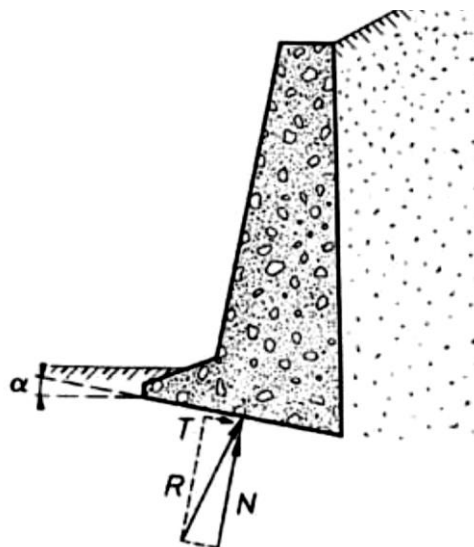


Figure 1.13. Sécurité vis-à-vis d'un glissement sur la base du mur (François SCHLOSSER, 1991).

### 1.4.2. Sécurité au renversement

La sécurité contre le renversement d'un mur est déterminée par son équilibre statique, prenant en compte le moment des forces exercées sur celui-ci. Le coefficient de sécurité est calculé en se basant sur l'équilibre limite, qui se produit généralement lorsque le mur bascule autour de son arête extérieure (François SCHLOSSER, 1991).

Au-dessus de la base, le mur est soumis à deux types de forces (figure 1.14) :

Les forces qui tendent à renverser le mur autour de son arête extérieure, principalement la force de poussée exercée par la terre ou d'autres éléments.

Les forces qui tendent à stabiliser le mur, principalement le poids propre du mur, agissant également autour de cette arête.

Si nous désignons par  $M_1$  le moment des forces de renversement et par  $M_2$  le moment des forces de stabilisation autour de l'arête extérieure, le coefficient de sécurité au renversement, noté  $F_R$ , se définit par le rapport entre ces deux moments :

$$F_R = \frac{M_2}{M_1} = \frac{Wd_1}{F_a d_2} \quad (1.3)$$

Pour garantir la stabilité du mur, la valeur du coefficient de sécurité  $F_R$  doit être supérieure ou égale à 1.5. Cela signifie que les moments stabilisateurs doivent être au moins 1.5 fois plus grands que les moments de renversement pour assurer que le mur ne basculera pas.

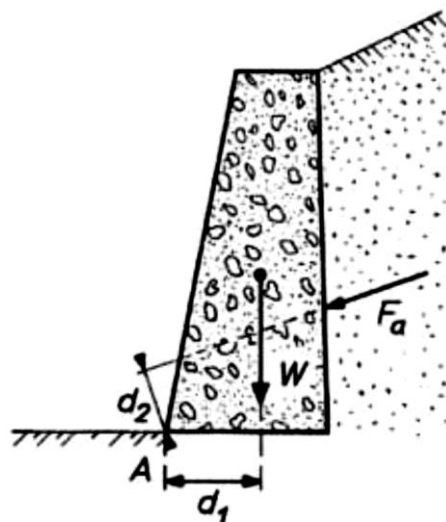


Figure 1.14. Sécurité au renversement (François SCHLOSSER, 1991).

On utilise également la règle du tiers central, qui vise à garantir que la réaction  $R$  sur la base du mur passe dans le tiers central de la semelle de fondation (figure 1.15). Cette règle

équivalent à s'assurer que, dans une distribution linéaire des contraintes verticales sous la semelle, aucune partie de celle-ci ne soit décomprimée (Costet & Sanglerat, 1983) (Sibille, 2018) (Robitaille & Tremblay, 1997).

La règle du tiers central est plus stricte en termes de sécurité au renversement par rapport à la méthode du rapport des moments. En effet, elle correspond à une valeur du coefficient de sécurité au renversement  $F_R$  supérieure à 2 et pouvant atteindre 3 selon les cas (François SCHLOSSER, 1991).

Lorsque le mur repose sur un sol résistant, il est possible d'admettre que la réaction sur la base se situe en dehors du tiers central, car le sol est capable de supporter les charges sans risque de déstabilisation (François SCHLOSSER, 1991) (Costet & Sanglerat, 1983). Cependant, pour assurer une sécurité maximale et éviter tout risque de basculement, il est préférable de respecter la règle du tiers central, surtout dans les cas où la stabilité du sol est incertaine ou lorsque des charges importantes sont appliquées sur le mur.

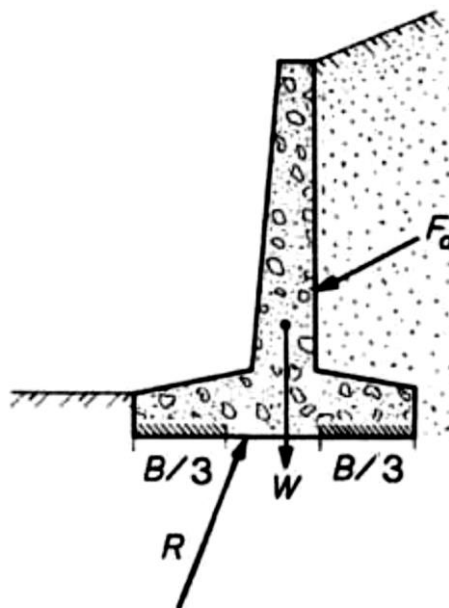


Figure 1.15. Règle du tiers central pour le calcul de la sécurité au renversement (François SCHLOSSER, 1991).

### 1.4.3. Sécurité vis-à-vis d'une rupture du sol de fondation

La sécurité par rapport à une rupture du sol de fondation (figure 1.16) est assurée en utilisant un coefficient de sécurité de 3. Ce coefficient est appliqué à la capacité portante du sol de fondation lorsqu'il est soumis à une charge excentrée et inclinée (François SCHLOSSER, 1991).

En adoptant un coefficient de sécurité de 3, on s'assure que la capacité portante du sol est trois fois supérieure à la charge excentrée et inclinée appliquée. Cela signifie que même en présence de charges déséquilibrées ou mal réparties, le sol de fondation sera capable de supporter les forces sans risque de rupture. Cette approche permet de compenser les incertitudes liées aux variations des propriétés du sol et aux conditions de charge imprévues, assurant ainsi une stabilité et une sécurité accrues de la structure.

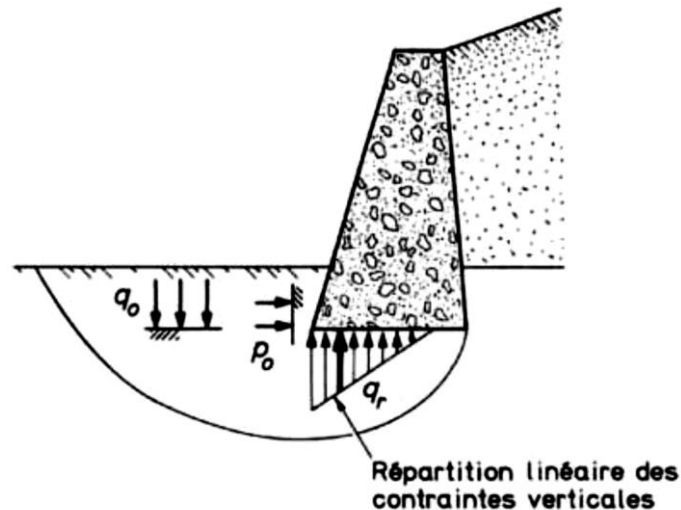


Figure 1.16. Surface de rupture du sol de fondation (François SCHLOSSER, 1991).

L'étude de la capacité portante d'une fondation peut être réalisée en utilisant des essais de laboratoire ou des essais in situ (Frank, 1999) (Frank, 1995).

Pour tenir compte de l'excentrement ( $e$ ) de la charge appliquée sur la fondation, la formule de Meyerhof est couramment utilisée. Cette méthode consiste à ajuster la largeur de la semelle de fondation en fonction de l'excentrement de la charge. La formule de Meyerhof calcule la capacité portante en se basant sur une largeur réduite de la semelle,  $(B - 2e)$ , où  $B$  est la largeur totale de la semelle et ( $e$ ) est la distance entre le point d'application de la charge et le centre de la semelle.

#### A- Méthode basée sur les essais de laboratoire

La force portante  $q$  d'une fondation, déterminée à partir d'essais de laboratoire, peut être calculée en utilisant la formule suivante :

$$q = (B - 2e)q_a \quad (1.4)$$

La pression admissible  $q_a$  est donnée par :

$$q_a = q_0 + \frac{1}{3} \left[ cN_c + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + q_0 (N_q - 1) \right] \quad (1.5)$$

avec :

$q_0$  : La contrainte initiale dans le sol.

$c$  : La cohésion du sol.

$\gamma$  : Le poids volumique du sol.

$N_q$ ,  $N_c$  et  $N_\gamma$  : Coefficients de capacité portante dépendant de l'angle de frottement interne  $\varphi$  du sol et de l'inclinaison de la charge (Frank, 1999).

### B- Méthode basée sur les essais in situ

Pour évaluer la capacité portante d'une fondation à partir d'essais in situ, comme la méthode pressiométrique, la force portante  $q$  est calculée en tenant compte de l'excentrement de la charge avec la formule suivante :

$$q = (B - 2e)q_a \quad (1.6)$$

avec :

$$q_a = q_0 + \frac{k_p}{3}(p_l - p_0) \quad (1.7)$$

où :

$p_l$  : La pression limite déterminée au pressiomètre, qui mesure la résistance du sol à l'expansion radiale.

$p_0$  : La contrainte horizontale initiale dans le sol.

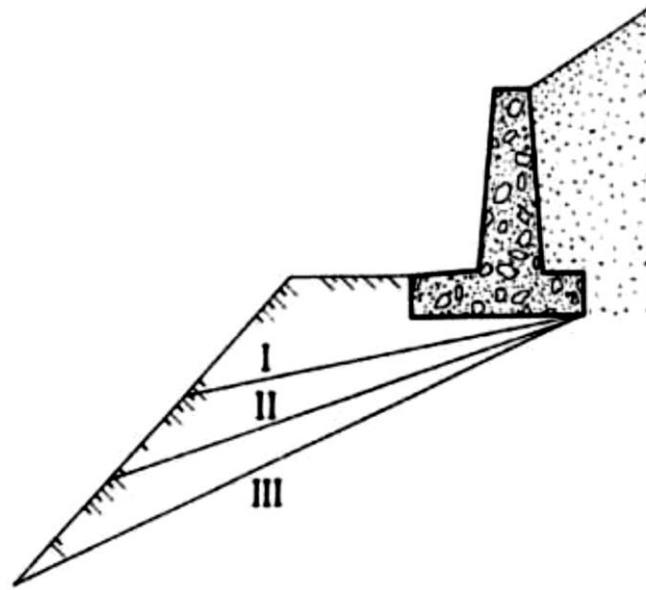
$q_0$  : La contrainte verticale initiale totale dans le sol.

$q_a$  : La pression admissible.

$k_p$  : Le facteur de portance, qui dépend à la fois de la géométrie de la fondation et de la nature du sol.

La force portante  $q$  du sol de fondation doit être supérieure ou égale à la composante verticale  $R_v$  de la réaction sur la base.

Lorsque la fondation est située en tête de talus, la capacité portante doit être ajustée en tenant compte des facteurs de correction liés à la géométrie du terrain (Giroud, 1971). Une première approximation de ces corrections peut être obtenue en considérant des plans de rupture intersectant la surface du talus (figure 1.17). Cette approche permet de modéliser l'effet de la pente sur la capacité portante et d'assurer une sécurité accrue.



I, II, III plans de rupture

Figure 1.17. Plans de rupture pour le calcul de la portance

De manière plus courante de nos jours, l'évaluation de la stabilité des fondations repose sur la comparaison entre la capacité portante  $q_a$  et la contrainte de référence  $q_r$ .

La capacité portante  $q_a$  est déterminée en utilisant les méthodes précédemment décrites, qu'il s'agisse d'essais de laboratoire ou d'essais in situ.

La contrainte de référence  $q_r$  est définie comme la contrainte verticale présente aux trois quarts de la largeur comprimée de la fondation. Cette définition repose sur l'hypothèse d'une répartition linéaire des contraintes verticales à la base du mur (voir figure 1.16).

Cette comparaison est primordiale pour garantir que la fondation ne subira pas de défaillance sous les charges appliquées. Si  $q_a$  est supérieur ou égal à  $q_r$ , cela signifie que le sol peut supporter les contraintes exercées sans risque de rupture ou de déformation excessive.

#### 1.4.4. Sécurité au grand glissement

La rupture du mur par grand glissement se produit lorsque la masse de sol en mouvement inclut l'ensemble du mur, créant ainsi une surface de rupture qui passe à l'arrière du mur (voir figure 1.18).

Ce type de rupture est caractérisé par le déplacement significatif d'une large portion du massif de sol qui entoure et dépasse le mur. Le phénomène de grand glissement implique que la surface de rupture, au lieu de se limiter au pied ou à une zone restreinte près du mur, s'étend en arrière de celui-ci, englobant une grande partie du sol.

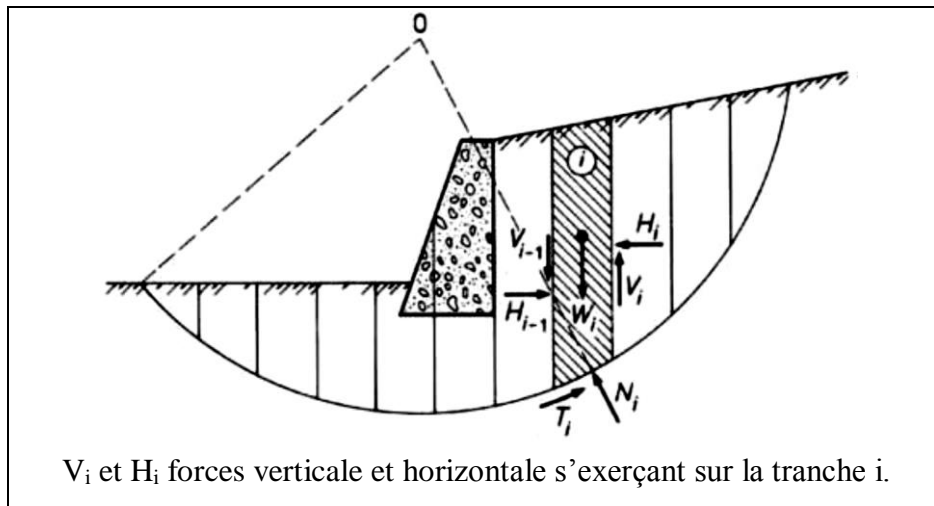


Figure 1.18. Rupture par grand glissement (François SCHLOSSER, 1991).

Le coefficient de sécurité pour une structure sujette à une rupture par grand glissement est défini comme le rapport entre le moment des forces motrices et le moment des forces résistantes mobilisables le long de la surface de rupture (François SCHLOSSER, 1991).

En général, les surfaces de rupture sont considérées comme étant cylindriques, avec une section circulaire (Costet & Sanglerat, 1983). La détermination de la surface de rupture critique, celle qui donne la valeur minimale du coefficient de sécurité, se fait par un calcul systématique souvent effectué par ordinateur. Ce calcul identifie la position du cercle de rupture qui minimise le coefficient de sécurité.

La méthode des tranches de Bishop (Pilot, 1975) est la plus fréquemment utilisée pour calculer le coefficient de sécurité des pentes. Cette méthode, divise le massif de sol en plusieurs tranches verticales et calcule les forces et les moments agissant sur chaque tranche.

Pour garantir la stabilité de la structure, la valeur du coefficient de sécurité doit être supérieure ou égale à 1.5. Ce critère assure une marge de sécurité suffisante pour compenser les incertitudes liées aux propriétés du sol et aux charges appliquées.

### 1.5. Forces de poussée et de butée

En plus des forces de pesanteur, représentées par le poids  $W$  du mur, trois forces importantes, issues de la mécanique des sols (François SCHLOSSER, 1975), s'exercent sur les différentes faces du mur en contact avec le sol (figure 1.19). Ces forces peuvent être décrites comme suit :

**Face amont du mur :** Cette face, généralement verticale, est soumise aux efforts exercés par le massif de sol retenu. Ces efforts ont tendance soit à renverser le mur, soit à le déplacer

horizontalement. La résultante de ces efforts est une force dont la composante principale est horizontale, appelée force de poussée ou simplement poussée, notée  $F_a$ . L'indice  $a$  précise qu'il s'agit d'une force active.

**Face aval du mur :** Sur cette face, où la partie enterrée est souvent faible, le sol exerce des forces qui tendent à retenir le mur. La résultante de ces forces est une force horizontale opposée à la composante horizontale de  $F_a$ . Cette force est appelée force de butée ou butée, notée  $F_p$  (l'indice  $p$  indique qu'il s'agit d'une force passive).

**Base du mur :** Le sol de fondation exerce des forces dont la résultante est inclinée par rapport à la verticale. Sa composante verticale, notée  $N$ , est appelée force portante. La composante horizontale, notée  $T$ , est appelée force de résistance au glissement, car elle s'oppose au glissement du mur sur sa base, sous l'action de la force de poussée.

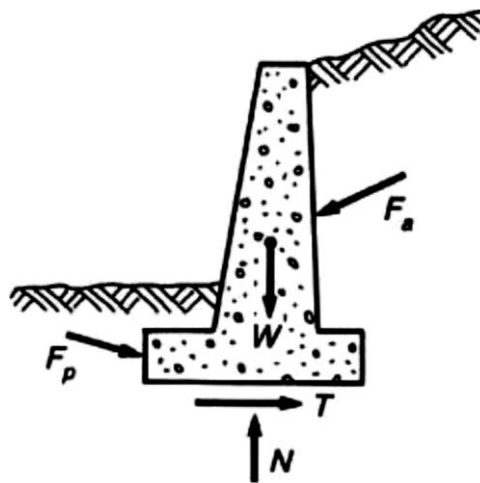


Figure 1.19. Sollicitations exercées sur un mur de soutènement (François SCHLOSSER, 1975).

### Relation fondamentale entre pressions latérales et déplacements

Des expériences simples, réalisées sur des modèles réduits, démontrent que les valeurs des forces latérales précédemment mentionnées (forces de poussée et de butée) dépendent principalement des déplacements horizontaux de l'ouvrage de soutènement.

Prenons par exemple un écran vertical parfaitement lisse légèrement encastré à la surface horizontale d'un massif de sable. Si nous remblayons progressivement et horizontalement derrière cet écran en appliquant des efforts de résultante générale  $F$  de telle sorte qu'il n'y ait aucun déplacement de l'écran (figure 1.20.a), la force  $F$  sera horizontale (absence de frottement entre l'écran et le massif de sable). Cette force est appelée poussée au repos (François SCHLOSSER, 1975) et est notée  $F_0$ .

Si nous déplaçons ensuite l'écran horizontalement vers l'intérieur du remblai, la force  $F$  augmente proportionnellement au déplacement  $\Delta$  jusqu'à atteindre un maximum  $F_p$ , correspondant à la mobilisation totale de la butée (figure 1.20.b). La valeur de  $F_p$  est généralement de 3 à 4 fois la valeur de la force initiale  $F_0$  (François SCHLOSSER, 1975) (Degoutte & Royet, 1999).

À l'inverse, si nous déplaçons l'écran horizontalement vers l'extérieur du remblai, la force  $F$  diminue jusqu'à atteindre une valeur minimale  $F_a$ , correspondant à l'état complet de poussée (François SCHLOSSER, 1975) (Degoutte & Royet, 1999). La valeur de  $F_a$  est typiquement de l'ordre de la moitié de celle de  $F_0$ .

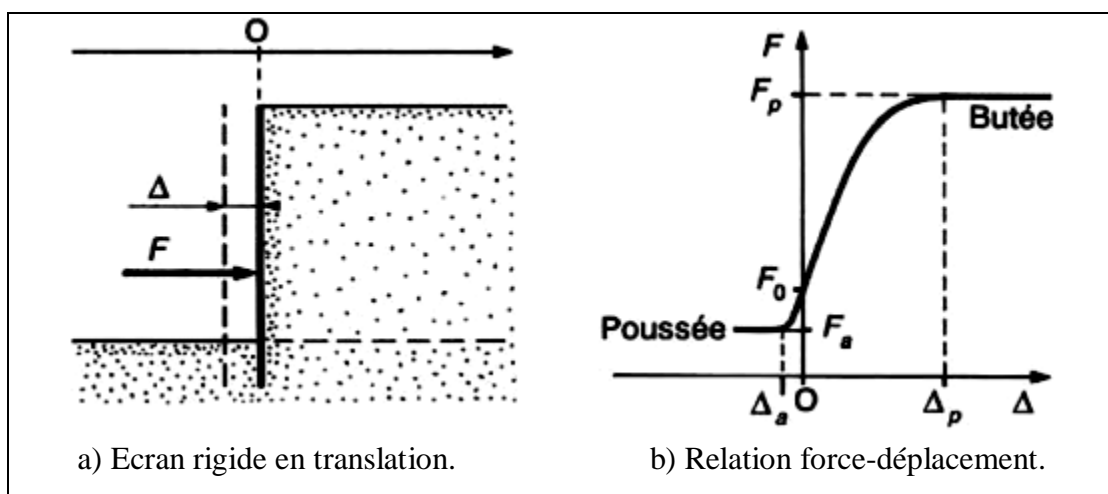


Figure 1.20. Relation force-déplacement pour un écran rigide en translation (François SCHLOSSER, 1975).

Il est également utilisé le terme "butée limite" et "poussée limite" pour décrire les efforts extrêmes qui entraînent la rupture du sol. Cependant, dans la réalité, on néglige fréquemment l'adjectif « limite », les mots de poussée et de butée qui sont implicitement associés à la rupture.

En comparant les déplacements, il est évident qu'il est nécessaire d'effectuer un déplacement  $\Delta_p$  beaucoup plus important pour atteindre l'état complet de butée que le déplacement  $\Delta_a$  nécessaire pour atteindre celui de poussée (François SCHLOSSER, 1975) (Varghese, 2005). En particulier, si  $H$  représente la hauteur hors fiche de l'écran, les ordres de grandeur de ces mouvements sont les suivants:

$$\Delta_a \approx \frac{H}{1\ 000} \quad (1.8)$$

$$\Delta_p \approx \frac{H}{100} \quad (1.9)$$

De même, la forme du diagramme des pressions exercées par le massif de sol sur l'écran est déterminée par la nature du mouvement imposé à l'écran. La répartition approximative de la poussée pour quatre déplacements spécifiques de l'écran est illustrée par les quatre diagrammes présentés à la figure 1.21 : rotation autour du pied (figure 1.21.a) ; translation horizontale (figure 1.21.b) ; rotation autour du sommet (figure 1.21.c) ; déplacement de flexion entre deux appuis fixes, le pied et le sommet (figure 1.21.d).

La plus homogène et la plus pure répartition est celle qui correspond à la rotation en pied. On observe souvent ce genre de déplacement dans le cas des murs de poids (François SCHLOSSER, 1991). Les autres mouvements engendrent au sol, derrière l'écran et de manière plus ou moins prononcée, un phénomène connu sous le nom d'effet de voûte, qui entraîne une concentration des efforts dans les zones proches des appuis fixes et au contraire une diminution dans les zones de grands déplacements.

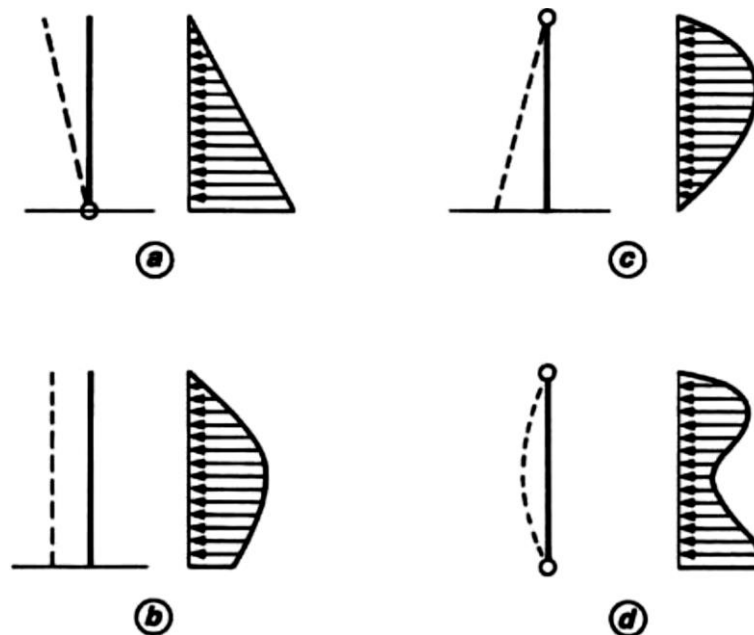


Figure 1.21. Répartition de la poussée selon le type de déplacement de l'écran (François SCHLOSSER, 1975).

## 1.6. Coefficients de poussée et de butée

### 1.6.1. Cas géostatique

Dans cette section, nous considérons un scénario simplifié où l'on analyse un massif de sol semi-infini, qui présente des propriétés homogènes et isotropes. Ce type de sol est caractérisé par une surface horizontale, ce qui nous permet de nous concentrer sur les comportements géotechniques sans la complexité des variations topographiques. Le terme "géostatique" fait référence à l'état de contrainte qui règne dans le sol lorsque celui-ci est soumis uniquement à

des charges statiques, sans influences dynamiques ni variations temporelles. Ce cadre nous permet d'explorer les principes fondamentaux de la mécanique des sols et de poser les bases pour des études plus complexes.

### 1.6.1.1. Terres au repos : coefficient de pression latérale

La contrainte totale verticale, notée  $\sigma_v$ , qui agit sur un plan horizontal à une profondeur  $z$ , est dirigée vers le bas (figure 1.22.a) et s'exprime par la relation suivante (Degoutte & Royet, 1999) :

$$\sigma_v = \gamma z \quad (1.10)$$

où  $\gamma$  représente le poids volumique du sol.

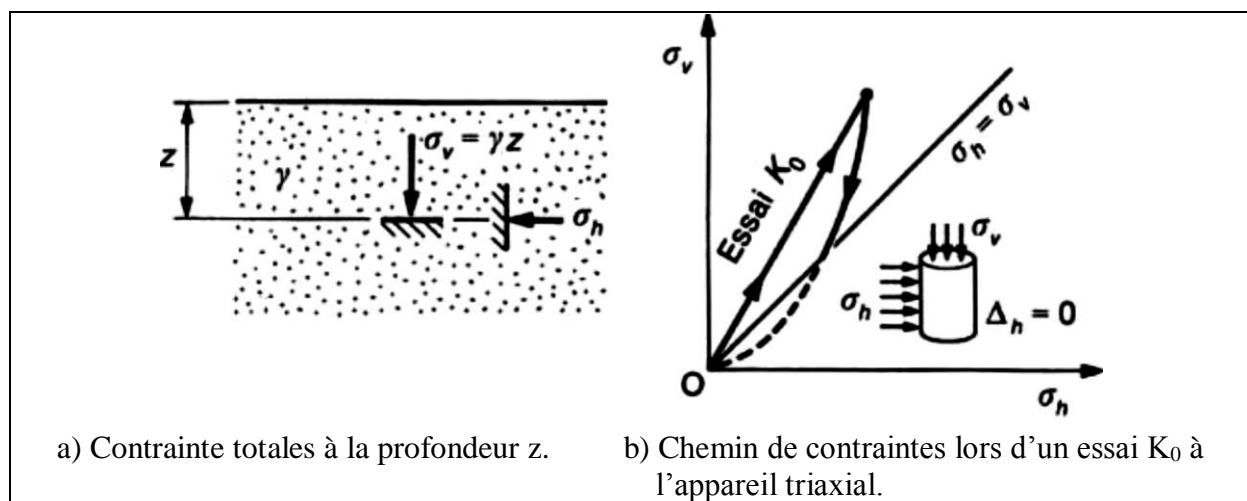


Figure 1.22. Coefficient  $K_0$  de pression latérale des terres au repos (François SCHLOSSER, 1975).

Le calcul de la contrainte totale horizontale,  $\sigma_h$ , agissant sur un plan vertical au même point, nécessite une compréhension approfondie de la loi de comportement du sol. Pour déterminer cette contrainte, on se base sur des observations expérimentales. En effet, dans un sol en place soumis à un chargement uniforme, il est constaté qu'aucun déplacement latéral ne se produit ( $\Delta_h = 0$ ).

Pour cela, un appareil triaxial est généralement utilisé. Cet équipement permet de mesurer en temps réel le déplacement radial de l'échantillon de sol. L'expérience consiste à appliquer simultanément des contraintes axiales et radiales sur un échantillon drainé en permanence, ce qui signifie que la pression interstitielle reste constamment nulle ( $u = 0$ ). Les contraintes sont augmentées progressivement de manière à éviter toute déformation latérale de l'échantillon ( $\Delta_h = 0$ ).

Les résultats de cette expérimentation, illustrés sur la figure 1.22.b, montrent que les contraintes  $\sigma_v$  et  $\sigma_h$  augmentent de manière proportionnelle. Le rapport entre ces deux

contraintes,  $\left(\frac{\sigma_h}{\sigma_v}\right)$ , est désigné comme le coefficient de pression latérale au repos noté  $K_0$  (François SCHLOSSER, 1975) :

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \tag{1.11}$$

Le coefficient  $K_0$  est généralement inférieur à 1 et s'applique exclusivement aux contraintes effectives. Dans le cas d'un sol en place et saturé,  $K_0$  peut être exprimé par la relation suivante :

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \tag{1.12}$$

avec

$$\left. \begin{aligned} \sigma_h &= u + \sigma'_h \\ \sigma_v &= u + \sigma'_v \end{aligned} \right\} \tag{1.13}$$

avec

$\sigma'_h$  désigne la contrainte effective horizontale.

$\sigma'_v$  la contrainte effective verticale.

$u$  représente la pression interstitielle.

Les valeurs de  $K_0$  varie en fonction des types de sols, et des estimations approximatives sont rapportées dans le tableau 1.2.

Tableau 1.2. Coefficient  $K_0$  pour quelques types de sols (François SCHLOSSER, 1975).

Type de sol	Valeur de $K_0$
Sable lâche	0.45 à 0.50
Sable compact	0.40 à 0.45
Argile normalement consolidée	0.50
Argile surconsolidée	> 0.50

Pour les sables, une formule empirique proposée par Jaky (JAKY, 1944) permet de calculer  $K_0$  en fonction de l'angle de frottement interne  $\varphi$  :

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) \tag{1.14}$$

Cette relation peut être partiellement extrapolée aux argiles normalement consolidées (Varghese, 2005), se formulant alors comme :

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \tag{1.15}$$

où  $\varphi'$  est l'angle de frottement effectif (Pilot, 1975).

Concernant les sols surconsolidés, le coefficient  $K_0$  reflète une situation de décharge différente de la charge initiale, comme illustré sur la figure 1.22.b. Dans ce cas, sa valeur peut dépasser celle du premier chargement associé au sol normalement consolidé, atteignant parfois des valeurs supérieures à 1 (François SCHLOSSER, 1975).

### 1.6.1.2. Sol pulvérulent

#### A. Coefficients de poussée et de butée

Dans une situation où aucun déplacement latéral n'est possible, les contraintes verticale  $\sigma_v$  et horizontale  $\sigma_h$  (figure 1.23.a) se définissent respectivement par les relations suivantes :

$$\sigma_v = \gamma z \quad (1.16)$$

$$\sigma_h = K_0 \gamma z \quad (1.17)$$

Cet état des contraintes est représenté par le cercle de Mohr ayant pour diamètre AB, comme illustré sur la figure 1.23.d.

Si l'on autorise une expansion latérale du sol ( $\Delta_h > 0$ ), la contrainte verticale  $\sigma_v$  demeure la contrainte principale, toujours égale à  $\gamma z$ , tandis que la contrainte horizontale  $\sigma_h$  diminue.

Sur la figure 1.23.d, le point B se déplace alors vers le point C, où le cercle de Mohr devient tangent aux droites intrinsèques. À ce stade, une rupture du sol se produit, cette rupture étant généralisée dans tout le massif (François SCHLOSSER, 1975).

Les plans de rupture en chaque point forment des surfaces de glissement planes. L'inclinaison de ces plans de rupture est déterminée à partir des points de contact I et G du cercle de Mohr, au moment de la rupture, avec la courbe intrinsèque. Ces points de contact déterminent un angle  $\left(\frac{\pi}{2} + \varphi\right)$  qui correspond à l'angle  $\widehat{ICG}$  dans le diagramme de Mohr. Cet état de rupture correspond à la condition de poussée, représentée sur la figure 1.23.b. La contrainte horizontale correspondante à cet état de poussée est notée  $(\sigma_h)_a$  (François SCHLOSSER, 1975).

La compression latérale peut aussi entraîner la rupture du massif de sol ( $\Delta_h < 0$ ). Dans cette situation, la figure 1.23.d montre que le point B ( $\sigma_h = K_0 \gamma z$ ) se rapproche d'abord du point A qui correspond à un état de contrainte isotrope ( $\sigma_h = \sigma_v = \gamma z$ ). Ensuite, avec l'augmentation de la contraction latérale, le point B atteint le point D ; ainsi, il y a une rupture, le cercle de Mohr étant tangent aux droites intrinsèques ; on observe la contrainte horizontale correspondante  $(\sigma_h)_p$  (François SCHLOSSER, 1975). En tout point du massif, la rupture se produit simultanément et les plans de glissement sont alignés entre eux avec un angle de

$(\frac{\pi}{2} - \varphi)$  égal à l'angle  $\widehat{JDH}$  dans le diagramme de Mohr. L'état de butée est représenté par cette rupture (figure 1.23.c).

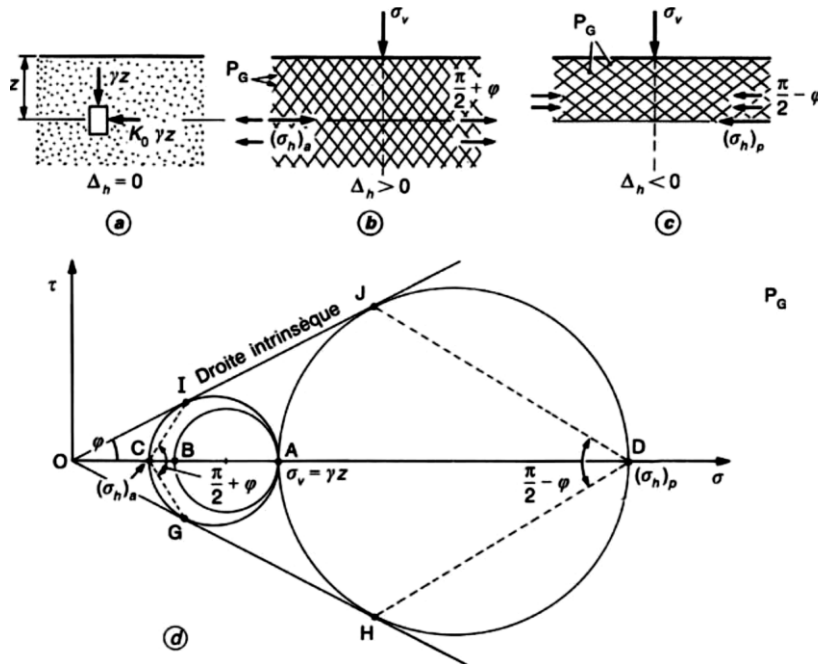


Figure 1.23. États de contraintes de poussée et de butée pour un sol pulvérulent, dans le cas géostatique (François SCHLOSSER, 1975).

Chacun des deux états de contraintes précédents peut être caractérisé par la valeur du rapport  $\frac{\sigma_h}{\sigma_v}$ . Dans l'état de poussée, ce rapport peut être facilement déterminé à partir du diagramme de Mohr représenté sur la figure 1.23.d, comme :

$$\frac{\sigma_v - (\sigma_h)_a}{2} = \frac{\sigma_v + (\sigma_h)_a}{2} \sin \varphi \tag{1.18}$$

d'où

$$\frac{(\sigma_h)_a}{\sigma_v} = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \tag{1.19}$$

Le rapport  $\frac{(\sigma_h)_a}{\sigma_v}$ , appelé coefficient de poussée et noté  $K_a$ , s'exprime pour un sol pulvérulent en situation géostatique par la relation suivante :

$$K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \tag{1.20}$$

Dans l'état de butée, le rapport  $(\sigma_h)_p/\sigma_v$ , appelé coefficient de butée et noté  $K_p$ , s'exprime par la relation suivante :

$$K_p = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.21)$$

Il convient de noter que ces deux coefficients sont inverses l'un de l'autre :

$$K_a = \frac{1}{K_p} \quad (1.22)$$

En résumé, le rapport des deux contraintes principales  $\sigma_h/\sigma_v$  dans un contexte géostatique et pour un sol pulvérulent varie entre les valeurs extrêmes  $K_a$  et  $K_p$ . L'équilibre initial correspond à la valeur  $K_0$ .

Les valeurs de  $K_a$ ,  $K_0 = (1 - \sin \varphi)$  et  $K_p$  sont données dans le tableau 1.3 pour des angles de frottement interne  $\varphi$  allant de 20 à 45°.

Tableau 1.3. Valeurs des coefficients  $K_a$ ,  $K_0$  et  $K_p$  pour divers angles de frottement  $\varphi$  (François SCHLOSSER, 1975).

$\varphi$	$K_a$	$K_0 = (1 - \sin \varphi)$	$K_p$
20°	0.490	0.658	2.04
25°	0.406	0.577	2.46
30°	0.333	0.500	3.00
35°	0.271	0.426	3.66
40°	0.217	0.357	4.60
45°	0.171	0.293	5.83

## B. Déformations associées aux états de poussée et de butée

L'essai triaxial permet de calculer les valeurs des déformations requises pour mobiliser entièrement la poussée et la butée à partir de l'état de repos (François SCHLOSSER, 1975). L'état homogène de l'échantillon des contraintes permet de suivre à tout moment l'évolution du rapport  $\frac{\sigma_h}{\sigma_v}$ .

En partant d'un état initial au repos (A) ( $\sigma_h = K_0 \sigma_v$ ), les chemins de contraintes utilisés dans les essais sont de réduire ou d'augmenter la contrainte latérale  $\sigma_h$  jusqu'à la rupture (B ou C), tout en maintenant la contrainte verticale  $\sigma_v$  constante (figure 1.24.a).

Les résultats obtenus sur un sable dense et sur un sable lâche sont illustrés dans la figure 1.24.b. Dans les deux situations, il suffit d'une légère déformation horizontale (environ 1 %) pour obtenir la poussée, tandis qu'une déformation beaucoup plus importante est requise pour obtenir la butée (5 % pour le sable dense et 12 % pour le sable lâche). La comparaison des chemins de contraintes correspondant aux deux essais (figure 1.24.a) permet une explication

partielle en démontrant que l'état au repos est relativement proche de l'état de poussée, mais très éloigné de l'état de butée.

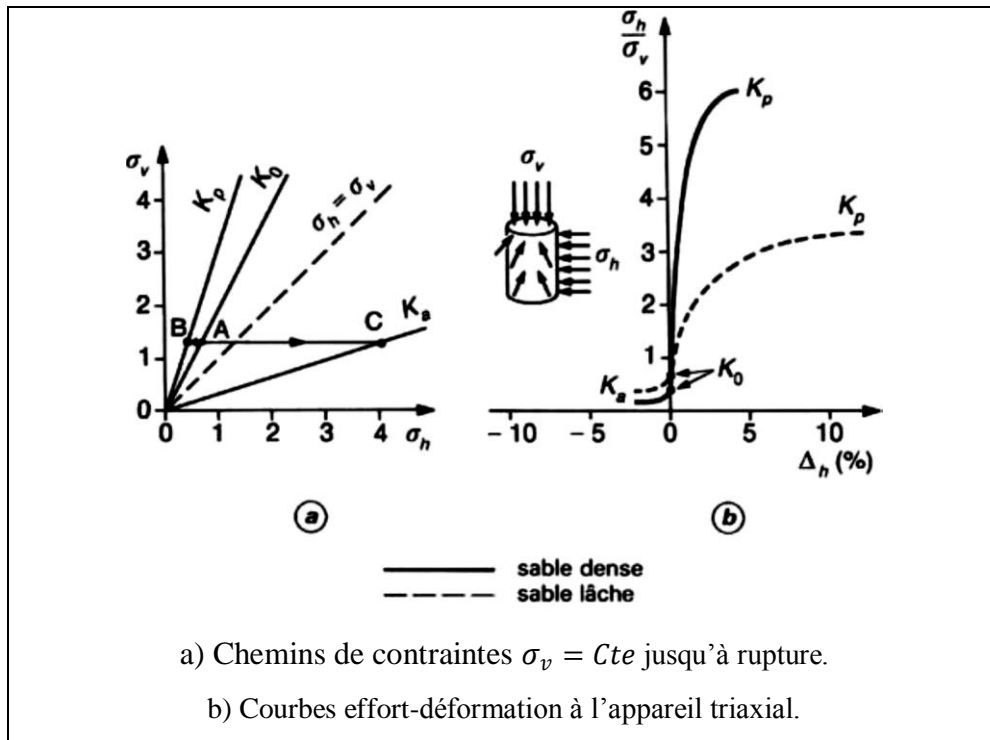


Figure 1.24. Évolution du rapport  $\sigma_h/\sigma_v$  en fonction de la déformation latérale  $\Delta_h$  à l'appareil triaxial (François SCHLOSSER, 1975).

### 1.6.1.3 Sol fin

On considère un massif de sol fin saturé, dont les caractéristiques de résistance à la rupture varient selon le type de comportement observé :

En comportement drainé, les paramètres de résistance sont la cohésion effective ( $c'$ ) et l'angle de frottement interne effectif ( $\varphi'$ ).

En comportement non drainé, ces paramètres sont la cohésion non drainée ( $c_u$ ) et l'angle de frottement non drainé ( $\varphi_u$ ) (MAGNAN, 1991).

Dans la situation non drainée, la nappe phréatique affleure à la surface du sol, ce qui implique que l'angle  $\varphi_u$  est considéré comme étant égal à zéro. Pour des conditions géostatiques initiales, les contraintes horizontales dans les états de poussée et de butée sont déterminées par des calculs similaires à ceux du sol pulvérulent. Les formules résultantes de ces calculs sont présentées dans le tableau 1.4 et illustrés par les figures 1.25.a et 1.25.b.

Tableau 1.4. Contraintes horizontales pour un sol fin (François SCHLOSSER, 1975).

État du sol	Comportement drainé	Comportement non drainé
Initiale	$\sigma'_v = \gamma'z$ $\sigma'_h = K_0 \gamma'z$	$\sigma_v = \gamma z$ $\sigma_h = u + K_0 \gamma z$
Poussée	$\sigma'_v = \gamma'z$ $\sigma'_h = K_a \sigma'_v - 2 c' \sqrt{K_a}$ avec $K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right)$	$\sigma_v = \gamma z$ $\sigma_h = \sigma_v - 2 c_u$
Butée	$\sigma'_v = \gamma'z$ $\sigma'_h = K_p \sigma'_v + 2 c' \sqrt{K_p}$ avec $K_p = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right)$	$\sigma_v = \gamma z$ $\sigma_h = \sigma_v + 2 c_u$

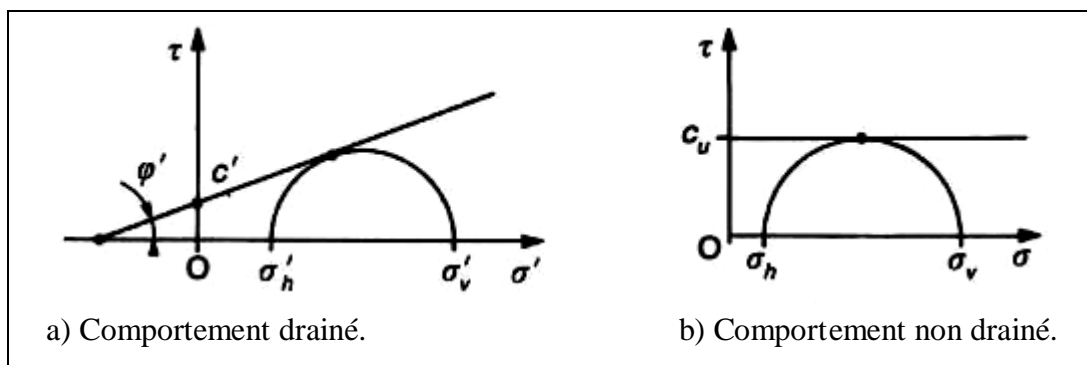


Figure 1.25. État de contraintes de poussée pour un sol fin (argile) dans le cas géostatique (François SCHLOSSER, 1975).

### 1.6.2. Cas général d'un massif de sol pulvérulent

#### 1.6.2.1. Massif à surface inclinée et sans écran

Considérons un massif de sol pulvérulent dont la surface forme un angle  $\beta$  avec l'horizontale. La résolution partielle des équations d'équilibre (Caquot & Kerisel, 1966) (François Schlosser, 1983) révèle que, sur le plan parallèle à la surface et à la profondeur  $z$ , la contrainte  $\vec{f}$  est verticale et égale à  $(\gamma z \cos \beta)$ . L'objectif est de calculer la contrainte  $\vec{p}$  exercée sur un plan vertical à la profondeur  $z$  lors de l'état de poussée ou de l'état de butée.

Pour déterminer les contraintes, on utilise la méthode du pôle (Caquot & Kerisel, 1966). Deux cercles traversant le point A et tangents à la courbe intrinsèque d'équation  $\tau = \pm \sigma \tan \varphi$  représentent les états de contraintes de poussée et de butée en un point M à la profondeur  $z$ . Les points d'intersection sur ces cercles avec la droite OA sont les deux pôles  $P_1$  et  $P_2$ , à l'exception de A. Par conséquent, les contraintes  $\vec{p}_1$  et  $\vec{p}_2$  agissant sur un plan vertical en M sont représentées par les points  $B_1$  et  $B_2$  sur la droite symétrique de OA par rapport à l'axe des  $\sigma$  ( $P_1B_1$  et  $P_2B_2$  verticales).

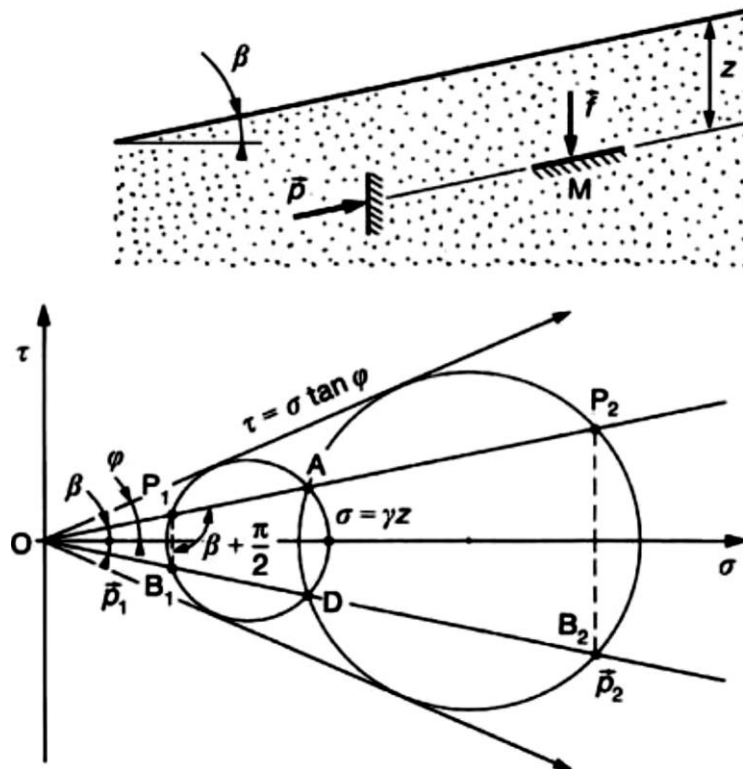


Figure 1.26. Coefficients de poussée et de butée pour un massif de sol pulvérulent à surface inclinée (François SCHLOSSER, 1975).

Ceci démontre que :

Quel que soit l'état des contraintes, la contrainte  $\vec{p}$  est toujours parallèle à la surface du sol ;  
 les contraintes  $\vec{f}$  et  $\vec{p}$  sont conjuguées ;

Les coefficients de poussée et de butée, définis en fonction des contraintes conjuguées, s'expriment ainsi :

$$K_a(\beta) = \frac{1}{K_p(\beta)} = \frac{OB_1}{OA} = \frac{OA}{OB_2} \tag{1.23}$$

Soit

$$K_a(\beta) = \frac{1}{K_p(\beta)} = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \tag{1.24}$$

Il convient de noter que lorsque la surface du sol est inclinée à l'angle limite, c'est-à-dire lorsque l'angle de frottement interne  $\varphi$  est égal à l'inclinaison de la surface du sol  $\beta$ , ces coefficients sont égaux à 1 :

$$K_a(\varphi) = K_p(\varphi) = 1 \tag{1.25}$$

### 1.6.2.2. Massif à surface horizontale et le long d'un écran avec frottement

Considérons un massif de sol pulvérulent à surface horizontale, qui est latéralement limité par un écran vertical rugueux. La mobilisation du frottement entre le sol et cet écran est influencée par le déplacement vertical relatif de l'écran. Si nous désignons par  $\varphi$  l'angle de frottement interne du sol, alors l'inclinaison  $\delta$  de la contrainte exercée sur l'écran peut varier entre les valeurs extrêmes de  $\pm \varphi$ .

Imaginons maintenant qu'en déplaçant latéralement l'écran, nous atteignons un état de rupture du sol (figure 1.27). Dans cette situation, l'état de contraintes dans le sol doit respecter deux conditions essentielles : d'une part, il doit satisfaire aux exigences d'équilibre, et d'autre part, il doit se conformer au critère de rupture de Mohr-Coulomb (François SCHLOSSER, 1975), en coordonnées rectangulaires Ox et Oz :

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} = \gamma \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = 0 \end{cases} \quad \text{et} \quad (\sigma_x + \sigma_z)^2 \sin^2 \varphi = (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{xz}^2 \quad (1.26)$$

On peut résoudre numériquement ce système différentiel en utilisant les conditions aux limites autour de la zone en rupture, à savoir : des lignes de glissement inclinées de  $\left(\frac{\pi}{4} \pm \frac{\varphi}{2}\right)$  sur la surface horizontale du massif ; des contraintes sur l'écran inclinées de l'angle  $\delta$  sur l'horizontale. S'il n'est plus nécessaire que la composante verticale  $\sigma_z$  soit égale à  $\gamma z$ , le coefficient de poussée ou de butée est défini comme le rapport du module  $\vec{f}$  de la contrainte exercée sur l'écran à  $\gamma z$  :

$$K_a(\delta) = \frac{\sqrt{\sigma_x^2 + \tau_{xz}^2}}{\gamma z} \quad (1.27)$$

Sokolovski (1965) a proposé des solutions numériques sous forme de tables (Sokolovskii, 2016). Dès 1948, Caquot et Kérisel, sous une forme un peu différente, avaient élaboré des tables qui sont encore très utilisées dans la pratique (Caquot, Kerisel, & Absi, 1973). Les coefficients de poussée  $K_a$  et de butée  $K_p$  en fonction de l'angle de frottement  $\delta$  entre le sol et l'écran sont représentés dans la figure 1.28.

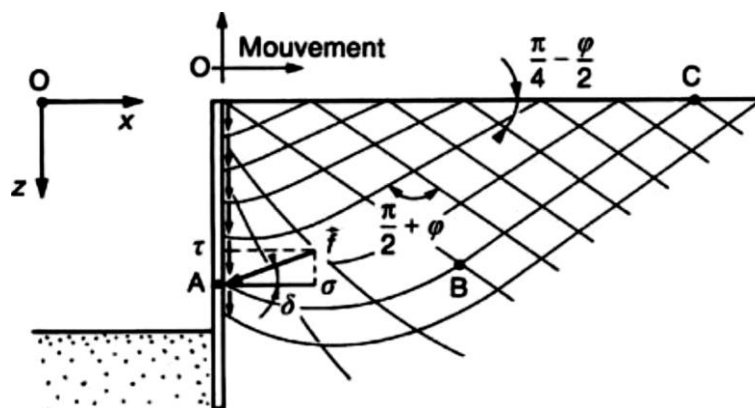


Figure 1.27. Lignes de glissement dans la zone de rupture en butée derrière un écran rugueux (sol pulvérulent) (François SCHLOSSER, 1975).

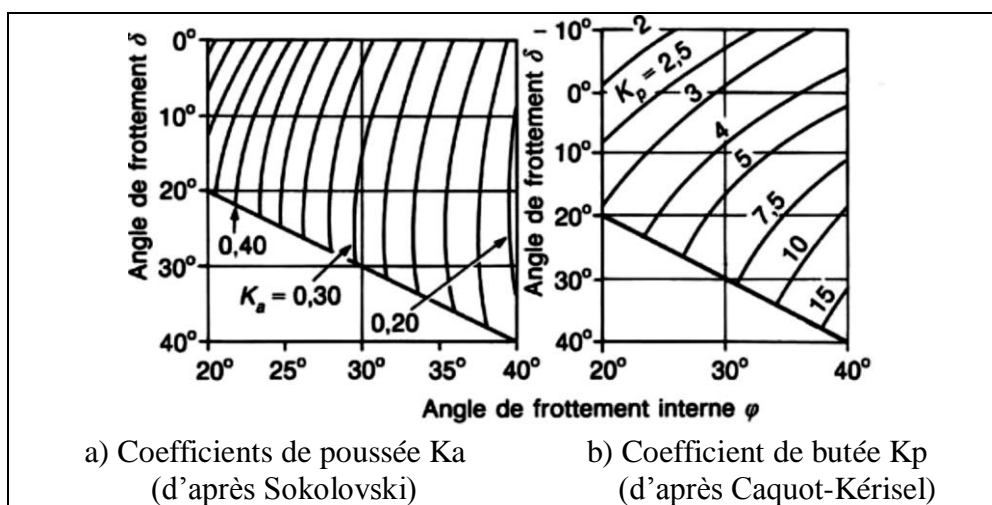


Figure 1.28. Coefficients de poussée et de butée en fonction de l'angle de frottement  $\delta$  (écran vertical, sol pulvérulent horizontal) et de l'angle de frottement interne  $\varphi$  du sol (François SCHLOSSER, 1975).

## 1.7. Calcul des forces de poussée et de butée

### 1.7.1. Méthode de Coulomb

Cette méthode, développée par Coulomb en 1773 (Degoutte & Royet, 1999; Varghese, 2005), permet de calculer les forces de poussée et de butée limites exercées derrière un écran ou un mur quelconque, sans prendre en compte l'état des contraintes exercées dans le sol derrière le mur. Deux hypothèses sont mises en place : le sol se brise en suivant une surface plane de rupture qui traverse le pied de l'écran ; la force qui agit sur l'écran a une direction connue. Autrement dit, il s'agit de savoir l'angle de frottement  $\delta$  entre l'écran (ou le mur) et le sol. En prenant en compte ces deux hypothèses, on peut calculer la force exercée sur le mur en se basant sur de simples considérations d'équilibre statique. Dans un premier temps, le calcul sera effectué pour les sols pulvérulents, puis étendu pour les sols cohérents.

### 1.7.1.1. Principe

Considérons un mur soutenant un massif de sol pulvérulent, caractérisé par un angle de frottement interne  $\varphi$ . La surface de rupture est supposée être le plan AC, faisant un angle  $\theta$  avec l'horizontale (figure 1.29.a).

Une contrainte  $\vec{\tau}$  exercée à chaque point M du plan de rupture fait l'angle  $\varphi$  avec la normale au plan et se trouve d'un côté ou de l'autre de cette normale, selon que le massif est en butée ou en poussée. Ainsi, la réaction totale du sol  $\vec{R}$  sur ce plan de rupture forme un angle  $\varphi$  avec la normale à ce plan.

Le calcul consiste à établir que la résultante des forces agissant sur le coin de sol ABC est nulle. Ces forces comprennent :

Le poids  $\vec{W}$  du massif de sol.

La réaction  $\vec{R}$  exercée par le sol sur le plan de rupture AC.

La force  $\vec{F}$  exercée par le mur, inclinée d'un angle  $\delta$  par rapport à la normale au parement du mur. Selon que la force de réaction  $\vec{R}$  est inclinée de  $+\varphi$  ou de  $-\varphi$  par rapport à la normale au plan de rupture (poussée ou butée), on peut noter cette force sous la forme de  $F^+$  ou  $F^-$ .

La force  $\vec{F}$  est donc calculée en fonction de l'angle  $\theta$  que fait le plan de rupture avec l'horizontale. Selon la théorie de la plasticité (Salençon, 1983), l'expression obtenue correspond à la méthode cinématique, c'est-à-dire à une approche par l'extérieur de la vraie valeur de F. C'est la raison pour laquelle on obtient la force de poussée en prenant le maximum de  $F^+(\theta)$ , tandis que la force de butée est obtenue en prenant le minimum de  $F^-(\theta)$ . Dans les deux situations, il sera écrit que :

$$\frac{dF(\theta)}{d\theta} = 0 \quad (1.28)$$

Il est important de noter que cette théorie ne permet pas de déterminer où la force  $\vec{F}$  s'applique. Si nécessaire, la répartition des contraintes sur le parement du mur est supposée linéaire, et la force résultante  $\vec{F}$  est alors appliquée au tiers de la hauteur à partir de la base.

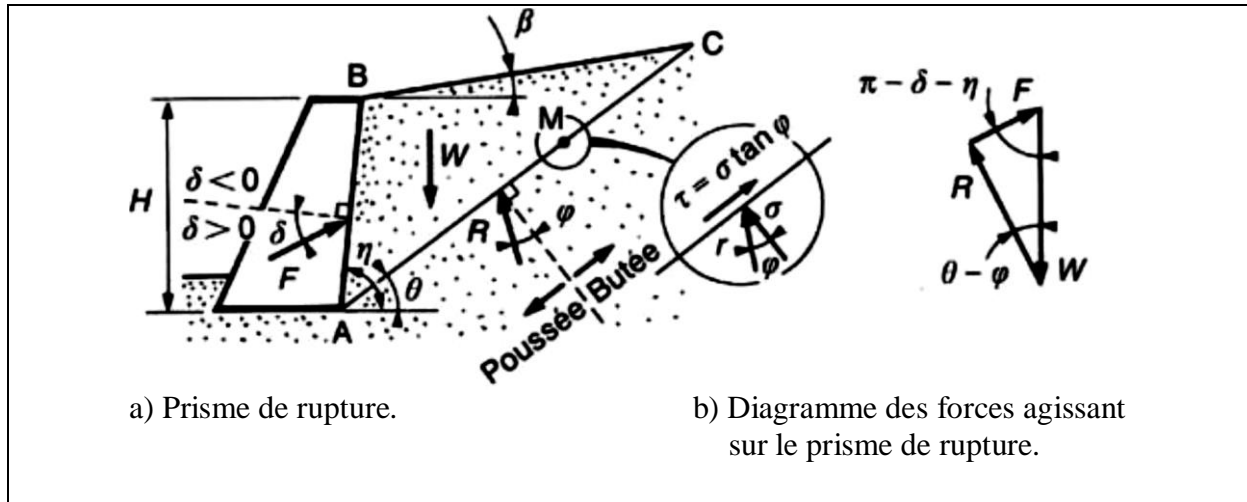


Figure 1.29. Forces de poussée ou de butée exercées sur un mur par la méthode de Coulomb (François SCHLOSSER, 1975).

**1.7.1.2. Calcul**

Concernant la poussée, le diagramme des forces exercées sur le coin ABC illustre (figure 1.29.b) :

$$F^+ = W \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin(\delta + \eta + \varphi - \theta)} \tag{1.29}$$

Avec

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\sin(\eta - \beta) \sin(\eta - \theta)}{\sin^2 \eta \sin(\theta - \beta)} \tag{1.30}$$

Il est nécessaire de déterminer le maximum de  $F^+$  afin de trouver l'orientation du plan de rupture, c'est-à-dire d'écrire que :

$$\frac{\partial F^+}{\partial \theta} = 0 \tag{1.31}$$

L'expression générale pour calculer la force de poussée est la suivante (Brooks & Nielsen, 2010; François SCHLOSSER, 1975; Varghese, 2005) :

$$F_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \tag{1.32}$$

Avec

$$K_a = \frac{\sin^2(\eta - \varphi)}{\sin^2 \eta \sin(\eta + \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\eta + \delta) \sin(\eta - \beta)}} \right]^2} \tag{1.33}$$

De la même manière, la force de butée a une expression générale :

$$F_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (1.34)$$

Avec

$$K_p = \frac{\sin^2(\eta + \varphi)}{\sin^2 \eta \sin(\eta + \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\sin(\eta + \delta) \sin(\eta - \beta)}} \right]^2} \quad (1.35)$$

Pour illustrer, prenons l'exemple de la paroi verticale, du massif à surface horizontale et de l'angle  $\delta$  nul, en poussée. Dans cette situation :

$$F^+ = W \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\cos(\theta - \varphi)} = W \tan(\theta - \varphi) \quad (1.36)$$

Avec

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cot \theta \quad (1.37)$$

$$F^+ = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cot \theta \tan(\theta - \varphi) \quad (1.38)$$

On vise à obtenir le maximum de F :

$$\frac{dF^+}{d\theta} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[ -\frac{\tan(\theta - \varphi)}{\sin^2 \theta} + \frac{\cot \theta}{\sin^2(\theta - \varphi)} \right] \quad (1.39)$$

$$\frac{dF^+}{d\theta} = \frac{1}{4} \gamma H^2 \left[ \frac{\sin 2\theta - \sin 2(\theta - \varphi)}{\sin^2 \theta \cos^2(\theta - \varphi)} \right] = 0 \quad (1.40)$$

Il y a un maximum pour :

$$\theta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \quad (1.41)$$

Ce qui équivaut à :

$$K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.42)$$

La force de poussée  $F_a$  est donc égale à :

$$F_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.43)$$

Il est remarquable que le coefficient de poussée  $K_a$  correspond à l'expression obtenue dans le cas géostatique.

Dans les mêmes conditions, il y a un autre cas où l'angle de frottement  $\delta$  entre le sol et le mur est maximal :  $+\varphi$ . La formule générale fournit donc toujours la force de poussée :

$$F_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos \varphi}{(1 + \sqrt{2} \sin \varphi)^2} \quad (1.44)$$

### 1.7.1.3. Méthode graphique de Culmann

La méthode graphique de Culmann (François SCHLOSSER, 1975; Varghese, 2005) est utilisée lorsque les conditions géométriques ne permettent pas de déterminer analytiquement la force de poussée ou de butée, comme le montre la figure 1.30 pour la poussée et dont le principe est décrit ci-après.

Derrière le mur, la masse de sol est divisée en une série de coins. La force correspondante  $F_i$  exercée sur le parement du mur est calculée pour chaque coin, délimité par un plan de rupture passant par le point B au pied du mur et incliné de l'angle  $\theta_i$  sur l'horizontale, en utilisant le graphique de la résultante générale des forces appliquées ( $W_i, R_i, F_i$ ).

Ainsi, on représente les poids  $W_i$  des différents coins sur un axe BX qui fait l'angle  $\varphi$  avec la direction horizontale, tandis que les forces  $F_i$  sont tracées à partir des extrémités des  $W_i$ , parallèlement à l'axe BY qui fait l'angle  $(\delta + \eta)$  avec l'axe BX.

D'après le diagramme des résultantes, les extrémités des forces  $F_i$  se trouvent sur les plans de rupture inclinés de  $\theta_i$ , formant ainsi la ligne de Culmann. La position où la tangente de cette courbe est parallèle à l'axe BX correspond à la valeur maximale de F, c'est-à-dire à la poussée limite  $F_a$ , et définit le plan de rupture le plus risqué, incliné de l'angle  $\theta_a$  par rapport à l'horizontale.

Pour évaluer la force de butée  $F_p$ , la méthode est utilisée de manière similaire. Il convient de souligner que toute surcharge ponctuelle ou répartie appliquée à la surface du sol retenu par le mur, est prise en compte par cette méthode (figure 1.30).

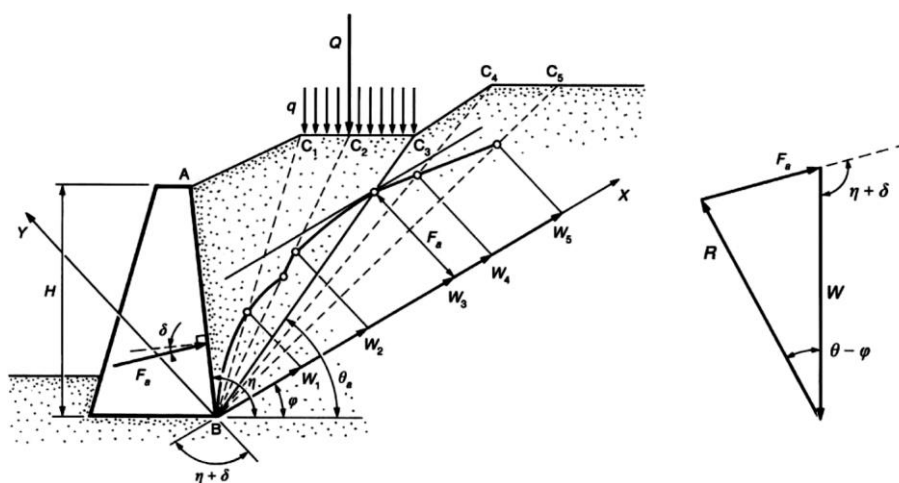


Figure 1.30. Méthode graphique de Culmann (cas de la force de poussée) (François SCHLOSSER, 1975).

### 1.7.1.4. Frottement entre le sol et le mur

L'angle de frottement  $\delta$  entre le mur et le sol est borné par l'angle de frottement interne  $\varphi$  du sol, ce qui signifie :

$$-\varphi \leq \delta \leq +\varphi \quad (1.45)$$

En règle générale, cet angle  $\delta$  est positif, car le massif tend à se tasser davantage que le mur. On utilise donc fréquemment (François SCHLOSSER, 1991) :

$$\delta = \frac{2}{3}\varphi \quad (1.46)$$

### 1.7.1.5. Cas des sols flottants et cohérents

Le problème est un peu plus complexe pour les sols flottants et cohérents. Les contraintes tangentielle  $\tau$  et normale  $\sigma$ , sur le plan de rupture, sont en effet liées par la relation de Mohr-Coulomb,  $c$  étant la cohésion du sol (François SCHLOSSER, 1975; Varghese, 2005):

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (1.47)$$

La cohésion entraîne une force supplémentaire, d'intensité  $c l$  ( $l = AC$ , figure 1.29), parallèle au plan de rupture, dans l'équilibre du prisme de rupture.

La force de poussée est exprimée, pour un mur à paroi verticale ( $\eta = \pi/2$ ), un sol à surface horizontale ( $\beta = 0$ ) et un angle de frottement nul entre le sol et le mur ( $\delta = 0$ ), par l'expression suivante :

$$F_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 c H \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.48)$$

À l'exception de cas simples analogues, il est nécessaire de réaliser la détermination des forces de poussée ou de butée en utilisant la méthode graphique. Grâce à des diagrammes et des constructions graphiques, il devient possible de déterminer avec précision les forces de poussée et de butée exercées sur les structures, en tenant compte des divers facteurs influents tels que les propriétés du sol et les conditions géométriques.

## 1.7.2. Méthode de Rankine

### 1.7.2.1. Principe

Les forces de poussée et de butée sont calculées à l'aide de la méthode de Rankine (Degoutte & Royet, 1999; Varghese, 2005), qui repose sur une approximation de l'état des contraintes

dans le sol au niveau de l'interface avec l'écran. Cette approche simplifie l'analyse des interactions sol-structure en supposant un certain profil de distribution des contraintes.

La force de poussée ou de butée par unité de longueur de l'écran peut être exprimée, si  $\vec{f}$  est la contrainte exercée par le sol sur l'écran, par la relation suivante :

$$\vec{F} = \int_0^H \vec{f} dz \quad (1.49)$$

L'hypothèse simplificatrice fondamentale de cette méthode est la suivante : La répartition des contraintes verticales dans le sol n'est pas modifiée par la présence de discontinuités, causées par la présence de murs ou d'écrans à la surface d'un massif de sol (figure 1.31). Par conséquent, sur un plan parallèle à la surface du sol, la contrainte demeure verticale et équivaut à  $\gamma z \cos \beta$  ( $\beta$  : angle d'inclinaison de la surface du sol par rapport à l'horizontale).

L'inconvénient majeur de cette hypothèse est qu'elle impose une direction fixe pour la contrainte exercée sur le mur à chaque point, sans tenir compte de la valeur du frottement entre le mur et le sol. En d'autres termes, cette hypothèse simplificatrice néglige l'effet du frottement qui peut exister à l'interface entre le mur et le sol.

Par conséquent, dans le cas d'un sol avec une surface horizontale et un mur à paroi verticale, la théorie de Rankine fait l'hypothèse que le frottement entre le mur et le sol est nul. Cela signifie que, selon cette théorie, la contrainte exercée par le sol sur le mur est strictement horizontale, sans composante verticale due au frottement.

Cette simplification peut entraîner des écarts significatifs par rapport à la réalité, car, dans la pratique, le frottement entre le mur et le sol peut jouer un rôle important dans la distribution des contraintes et des forces. Le frottement peut influencer la stabilité de la structure de soutènement et la manière dont les forces sont transmises à travers le sol. Par conséquent, en négligeant le frottement, la théorie de Rankine peut sous-estimer ou surestimer les forces réelles agissant sur le mur, ce qui peut affecter la précision des calculs de stabilité et de conception des structures de soutènement.

Cette méthode aboutit à une répartition triangulaire des contraintes de poussée ou de butée sur l'écran. En d'autres termes, les contraintes augmentent linéairement avec la profondeur, atteignant leur maximum à la base de l'écran et étant nulles à la surface du sol.

Grâce à cette répartition triangulaire, il est possible de déterminer non seulement l'intensité totale de la force de poussée ou de butée exercée sur l'écran, mais aussi son point d'application.

Le point d'application de cette force, également connu sous le nom de centre de pression, se situe à une distance de la base de l'écran égale à un tiers de sa hauteur. Cette information est importante pour l'analyse de la stabilité et la conception des structures de soutènement, car elle permet de définir avec précision les moments de flexion et les efforts auxquels l'écran sera soumis.

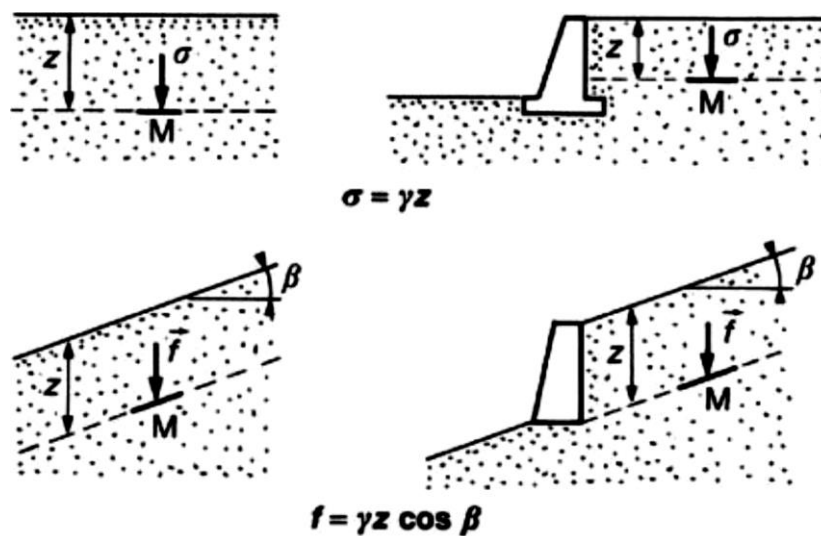


Figure 1.31. Hypothèse de la méthode de Rankine (François SCHLOSSER, 1975).

### 1.7.2.2. Force de poussée pour un massif pulvérulent saturé à surface horizontale

Considérons un mur à parement vertical qui soutient un massif de sol pulvérulent saturé, dont la surface est horizontale. Dans ce cas, la nappe phréatique affleure à la surface du sol (voir figure 1.32).

Lorsque le sol atteint un état de rupture de poussée, la contrainte exercée sur le mur est de nature horizontale et principale. Cette contrainte peut être formulée par l'expression suivante :

$$\sigma_h = u + K_a \sigma'_v \tag{1.50}$$

Avec

$$K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \tag{1.51}$$

Soit encore :

$$\sigma_h = \gamma_w z + K_a(\gamma - \gamma_w) z \quad (1.52)$$

avec  $\gamma_w$  poids spécifique de l'eau.

La répartition des contraintes est de nature linéaire, ce qui signifie qu'elle varie de manière constante avec la profondeur. Dans ce contexte, la force de poussée horizontale  $F_a$  est considérée comme étant appliquée au tiers de la hauteur de l'écran, mesurée à partir de sa base. La force de poussée horizontale peut être exprimée par la formule suivante :

$$F_a = \int_0^H \sigma_h dz \quad (1.53)$$

$$F_a = 1/2 (\gamma_w + K_a \gamma') H^2 \quad (1.54)$$

avec

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w \quad (1.55)$$

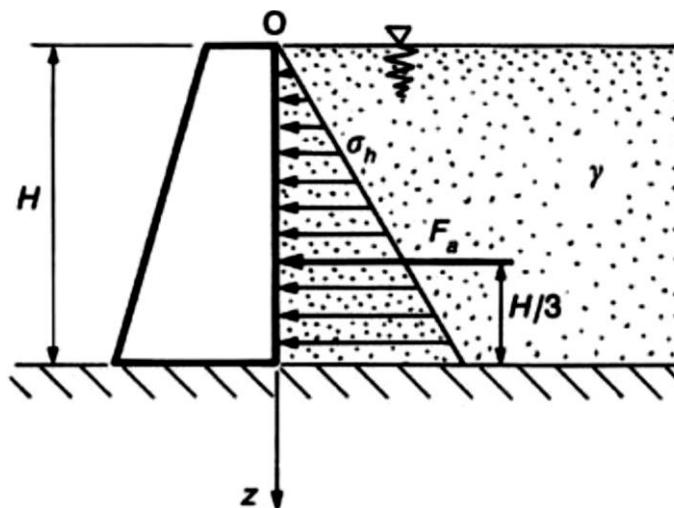


Figure 1.32. Force de poussée exercée par un massif pulvérulent saturé (François SCHLOSSER, 1975).

### 1.7.2.3. Force de butée pour un massif pulvérulent à surface inclinée

Considérons un écran vertical appliqué sur un massif de sol pulvérulent, dont la surface est inclinée d'un angle  $\beta$  par rapport à l'horizontale (comme illustré sur la figure 1.33). Lorsqu'on soumet le sol à une rupture de butée, la force de butée exercée peut être déterminée par l'expression suivante :

$$\vec{F}_p = \int_0^H \vec{f} dz \quad (1.56)$$

La contrainte  $\vec{f}$  exercée sur le sol est orientée selon un angle  $\beta$  par rapport à l'horizontale. La valeur de cette contrainte est déterminée par l'expression suivante :

$$f = K_p(\beta)\gamma z \cos \beta \tag{1.57}$$

D'où

$$F_p = \frac{1}{2} K_p(\beta) \gamma H^2 \cos \beta \tag{1.58}$$

Cette force, qui est inclinée d'un angle  $\beta$  par rapport à l'horizontale, est appliquée au point situé à un tiers de la hauteur à partir de la base.

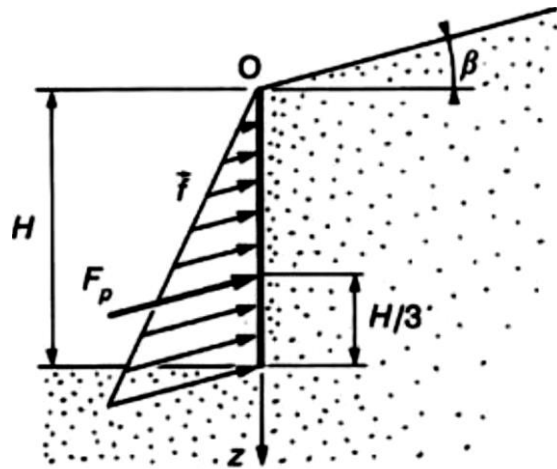


Figure 1.33. Force de butée sur un massif pulvérulent à surface inclinée (François SCHLOSSER, 1975).

#### 1.7.2.4 Stabilité d'une tranchée dans un sol cohérent

Considérons un sol fin cohérent et saturé dans lequel une tranchée à parois verticales est creusée rapidement, de manière à maintenir des conditions non drainées, c'est-à-dire sans permettre le drainage de l'eau à travers le sol (comme illustré dans la figure 1.34). La question se pose de savoir jusqu'à quelle profondeur cette tranchée peut rester stable sans risque d'effondrement (François SCHLOSSER, 1975; Varghese, 2005). Pour déterminer cette profondeur maximale, il est essentiel d'examiner l'état de contraintes présent sur les parois de la tranchée, qui est décrit comme suivant :

$$\sigma_h = 0 \tag{1.59}$$

$$\sigma_v = \gamma z \tag{1.60}$$

Si l'on considère que H est la profondeur de la tranchée, la condition nécessaire pour que la paroi reste stable et qu'aucun point ne soit en rupture est exprimée par :

$$\sigma_v - \sigma_h < 2 c_u \tag{1.61}$$

Cette condition découle du critère de rupture à court terme, qui est donné par :

$$\tau = c_u \tag{1.62}$$

En utilisant cette relation, on peut déterminer la profondeur critique  $H_c$  de la tranchée, au-delà de laquelle la stabilité n'est plus garantie. La profondeur critique est calculée par l'expression suivante :

$$H_c = 2c_u/\gamma \tag{1.63}$$

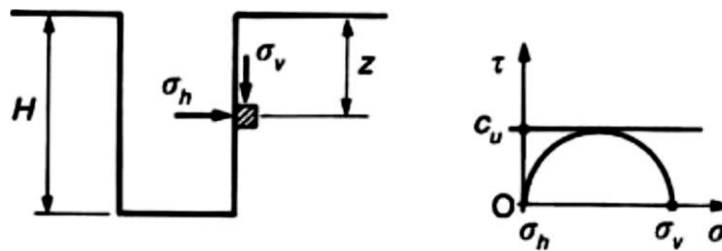


Figure 1.34. Stabilité d'une tranchée en terrain cohérent(François SCHLOSSER, 1975).

### 1.7.3. Méthode des équilibres limites

Les forces de poussée et de butée peuvent être déterminées en utilisant la méthode des équilibres limites (François SCHLOSSER, 1975) en se basant sur les coefficients  $K_a$  et  $K_p$  tels que :

$$K_a = \frac{\sqrt{\sigma_x^2 + \tau_{xz}^2}}{\gamma z} = \frac{|f|}{\gamma z} \tag{1.64}$$

Cette méthode aboutit à une répartition linéaire des contraintes sur l'écran, ce qui implique que la force de poussée F peut être calculée à partir de l'intégrale des contraintes exercées sur la hauteur de l'écran. Mathématiquement, cela se formule comme suit :

$$F = \frac{1}{2} \int_0^H f dz = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \tag{1.65}$$

Dans le cas d'un sol pulvérulent, les tables de Sokolovski ou de Caquot-Kérisel peuvent être utilisées directement. Lorsqu'on traite des sols présentant de la cohésion, il est nécessaire d'appliquer le théorème des états correspondants, formulé par Caquot et Kérisel. Ce théorème stipule que :

Il est possible de substituer le milieu cohérent par un milieu pulvérulent, qui présente la même forme et le même angle de frottement interne  $\varphi$ . Ce milieu pulvérulent supporte une contrainte  $\varkappa = c \cot \varphi$  sur l'ensemble de sa surface extérieure. Cette contrainte agit, d'une part, comme une surcharge sur la surface libre, et, d'autre part, sur la surface en contact avec l'écran, où, orientée vers le centre du massif, elle contribue à réduire la composante normale de l'action du massif (Caquot & Kerisel, 1966).

Ce principe est illustré par la figure 1.35, qui offre une représentation visuelle de cette substitution et des principes sous-jacents à la stabilité des structures en interaction avec des sols cohérents.

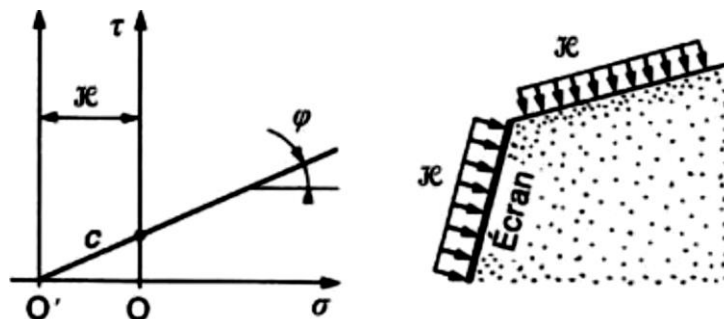


Figure 1.35. Théorème des états correspondants (François SCHLOSSER, 1975).

## 1.8. Conclusion

L'objectif était de rappeler les concepts fondamentaux concernant les ouvrages de soutènement couramment utilisés, ainsi que de présenter les principales vérifications nécessaires pour assurer la stabilité de ces structures.

Ainsi, nous avons examiné les diverses catégories d'ouvrages de soutènement, leurs rôles et leurs utilisations concrètes.

Afin d'y parvenir, nous avons établi les forces de poussée et de butée, en expliquant leur importance pour la stabilité des structures de soutènement. Il est essentiel de bien comprendre ces forces pour toute analyse de stabilité.

Ensuite, nous avons exposé les diverses méthodes pour le calcul des forces de poussée et de butée, en exposant en détail leurs principes fondamentaux, leurs avantages et leurs inconvénients. La méthode de Coulomb, la méthode de Rankine et la méthode des équilibres limites sont parmi ces méthodes. Chaque méthode présente des points de vue différents pour

l'analyse et le dimensionnement des ouvrages de soutènement, ce qui permet aux ingénieurs de sélectionner la méthode la plus adaptée en fonction des particularités du projet.

En résumé, ce chapitre a donné une solide base de connaissances pour appréhender et mettre en pratique les concepts liés aux ouvrages de soutènement, en mettant l'accent sur l'importance des forces de poussée et de butée, ainsi que sur les méthodes de calcul qui y sont liées. Il est essentiel de posséder ces connaissances afin d'assurer la sécurité et la pérennité des structures de soutènement dans différents domaines d'ingénierie.

## ***CHAPITRE 2***

### ***Risque et incertitudes géotechniques***

**2.1. Introduction**

Ce chapitre examine les différentes approches permettant de tenir compte de l'incertitude dans les ouvrages géotechniques, en mettant l'accent sur les murs de soutènements. Nous analyserons en profondeur les concepts et techniques utilisés pour évaluer et gérer l'incertitude dans ce domaine. En premier lieu, nous aborderons l'analyse du risque en géotechnique, qui permet d'évaluer et de gérer les risques associés aux incertitudes inhérentes aux propriétés des sols. Cette section couvrira les bases théoriques et les méthodes pratiques pour identifier et quantifier ces risques, tout en explorant les différents modes de défaillance et les pathologies courantes des ouvrages géotechniques. Cela nous permettra de saisir l'impact des incertitudes sur les performances et la sécurité des structures.

Ensuite, nous nous concentrerons sur les techniques et stratégies employées pour intégrer les incertitudes géotechniques dans la conception et l'analyse des ouvrages. Nous discuterons des différentes méthodes de propagation de l'incertitude géotechnique, qui permettent de déterminer comment les incertitudes initiales se transmettent et influencent les résultats finaux des analyses. Nous détaillerons l'approche semi-probabiliste, souvent utilisée dans les normes et règlements, en expliquant comment cette méthode combine des facteurs de sécurité avec des analyses probabilistes pour gérer l'incertitude. De plus, nous explorerons en profondeur les approches probabilistes, y compris les méthodes Monte Carlo et les simulations stochastiques, qui permettent de modéliser et de quantifier les incertitudes de manière plus rigoureuse.

Enfin, nous introduirons les concepts statistiques essentiels pour décrire les incertitudes géotechniques, fournissant les outils nécessaires pour une analyse rigoureuse. Nous expliquerons comment utiliser les fonctions de densité de probabilité (FDP) pour modéliser les distributions des variables géotechniques incertaines et présenterons le coefficient de variation ( $C_v$ ) comme une mesure de la dispersion relative des variables géotechniques, facilitant ainsi la comparaison entre différentes incertitudes. Nous aborderons également la corrélation entre deux variables aléatoires, expliquant comment les relations entre variables peuvent influencer les résultats.

**2.2. Analyse du risque en géotechnique**

Le risque est essentiellement défini par la probabilité ou la possibilité qu'un événement redouté se produise et par la gravité de ses conséquences (Lemaire, 2006). En d'autres termes, les biens, les activités ou les environnements susceptibles de subir des dommages sont

considérés comme des éléments à risque, avec un coût potentiel associé (Favre, Brugnot, Gresillon, & Jappiot, 1988). En plus de la notion de risque, il y a celle de la vulnérabilité, qui indique le degré de dommage subi en fonction de l'intensité du phénomène (Favre et al., 1988). La maîtrise du comportement et de la durabilité d'un ouvrage repose sur la gestion efficace des aléas auxquels il est soumis. Cela implique une compréhension approfondie des divers facteurs internes et externes qui peuvent agir indépendamment ou simultanément. En géotechnique, le risque est habituellement associé (Figure 2.1) à trois principales sources d'incertitudes (Baecher & Christian, 2005) :

**Variabilité aléatoire** : elle résulte de la variabilité naturelle ou intrinsèque du sol (Mokeddem, 2018), indiquant que les propriétés du sol peuvent changer au fil du temps ou d'un point à un autre sur une même zone.

**Variabilité épistémique** : elle découle d'un manque de connaissances sur le site, comme une insuffisance de données géotechniques en raison d'une campagne limitée, ou une classification incorrecte ou obsolète du site (zonage sismique, risque d'inondation, etc.). Cette catégorie inclut également les incertitudes liées au choix du modèle de calcul, qui peut reproduire de manière plus ou moins précise le comportement physique de l'ouvrage (Mokeddem, 2018).

**Incertitude d'origine socioéconomique** : ce type d'incertitude est lié aux imprécisions concernant l'impact socioéconomique du projet (Mokeddem, 2018), en fonction des hypothèses établies lors de la phase de planification.

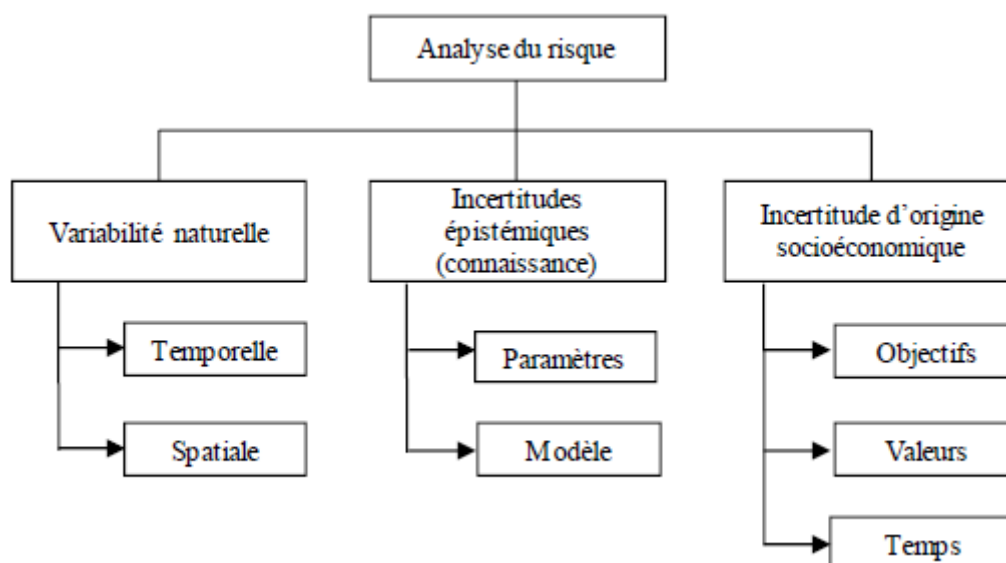


Figure 2.1. Risque en géotechnique (Baecher & Christian, 2005).

2.3. Prise en compte des incertitudes géotechniques

Selon (Li et al., 2015), la variabilité aléatoire est souvent considérée comme la source la plus significative d'incertitude parmi les deux types d'incertitude géotechnique (aléatoire et épistémique). Son influence est fréquemment soulignée dans les études sur l'incertitude géotechnique telles que (Ahmed & Soubra, 2012; Popescu, Deodatis, & Prévost, 2008). Sur le plan géologique, cette variabilité est due aux différentes étapes que traverse un sol lors de sa formation.

En effet, un sol est soumis à des conditions météorologiques, hydrauliques et mécaniques variables d'un point à un autre. L'observation d'un sol à différentes échelles confirme cette variabilité, bien que les appréciations diffèrent selon l'échelle. À l'échelle géotechnique, plus grande, un échantillon de sol est généralement considéré comme homogène (Figure 2.2), tandis qu'à une échelle locale, il peut être vu comme hétérogène (Mokeddem, 2018).

La variabilité du sol n'est intégrée que partiellement dans la géotechnique par des coefficients partiels de sécurité. Les analyses probabilistes sont généralement recommandées dans la plupart des travaux de recherche, telles que (Elkateb, Chalaturnyk, & Robertson, 2003). Cela implique de décrire les grandeurs physiques ( $c$ ,  $\phi$ ,  $E$ ,...) en utilisant des données statistiques telles que la moyenne, le coefficient de variation ( $C_v$ ) et la longueur de corrélation (Mokeddem, 2018).

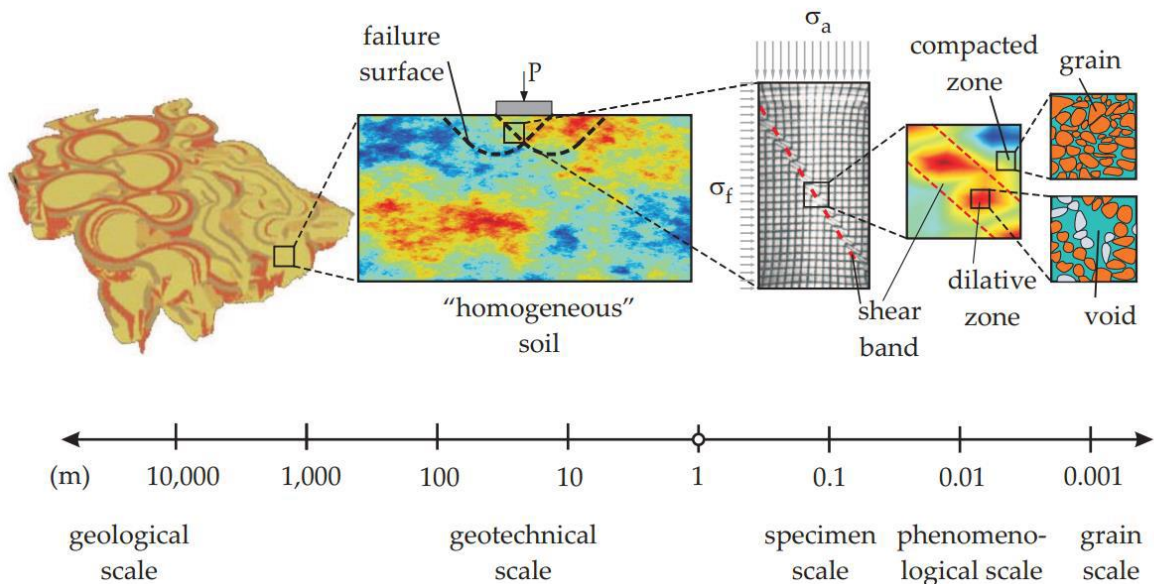


Figure 2.2. Différentes échelles d'observation de la variabilité du sol (Huber, 2013).

### 2.3.1. Méthodes de propagation de l'incertitude géotechnique

Pour évaluer les risques associés aux ouvrages géotechniques, il est important de considérer les différentes sources d'incertitude, notamment celles liées aux propriétés du sol. Diverses méthodes non déterministes permettent d'intégrer ces incertitudes de manière variée. La Figure 2.3 illustre uniquement les méthodes d'origine probabiliste, qui sont les plus fréquemment employées. Ces méthodes se divisent en deux grandes catégories : les méthodes probabilistes et les approches semi-probabilistes (Mokeddem, 2018).

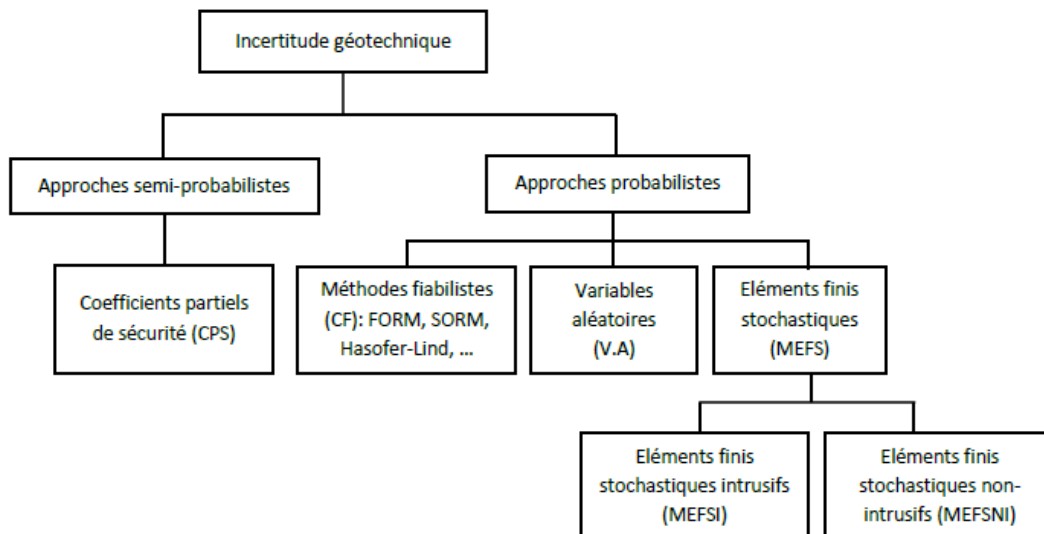


Figure 2.3. Classification des méthodes de propagation d'incertitude géotechnique (Mokeddem, 2018).

#### 2.3.1.1. Approche semi-probabiliste

Le dimensionnement normatif des ouvrages de génie civil, notamment d'un mur de soutènement, implique l'utilisation de coefficients partiels de sécurité (CPS) afin de prendre en compte les incertitudes, principalement liées à l'incertitude géotechnique (aléatoire et épistémique). La norme (NF EN 1997-1, 2005) impose plusieurs vérifications d'états limites pour ce type d'ouvrage, structurées selon trois approches de dimensionnement. Ces approches se distinguent par l'application des CPS, qui peut se faire en amont (avant le calcul déterministe pour définir les données d'entrée) ou en aval (pour ajuster les résultats). La norme française (NF P94-281), spécifique au dimensionnement des murs de soutènement, n'autorise que les deux dernières approches, qui sont :

- **Approche 2** : cette approche consiste à pondérer les actions (ou leurs effets) ainsi que les résistances du terrain par des facteurs partiels de sécurité (NF EN 1997-1, 2005) ;

- **Approche 3** : cette approche consiste à pondérer les actions (ou leurs effets) ainsi que les paramètres de résistance du terrain par des facteurs partiels de sécurité (NF EN 1997-1, 2005).

En effet, il a été fréquemment constaté que l’usage des deux combinaisons incluses dans l’approche 1 conduit soit à un sous-dimensionnement, soit à des résultats identiques à ceux de l’approche 3 (Orr, 2005; Wang, 2013).

Les méthodes d'estimation de la fiabilité sont à l'origine du calibrage des coefficients partiels de sécurité, ce calcul étant effectué selon des méthodes de niveau différent (NF EN 1990, 2003) (Figure 2.4). Le Tableau 2.1 présente une description succincte de ces différentes méthodes (Mokeddem, 2018).

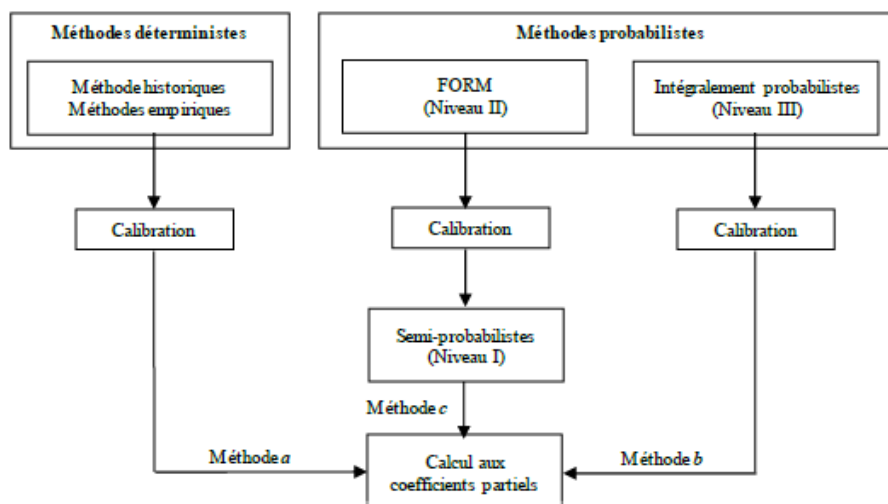


Figure 2.4. Survol des méthodes de fiabilité selon (NF EN 1990, 2003).

Tableau 2.1. Description des méthodes fiabilistes (Mokeddem, 2018).

Approche	Niveau	Description
Déterministe	Niveau 0	Les versions antérieures à l’Eurocode sont basées sur cette approche. Elle consiste à déterminer le coefficient de sécurité globale de l’ouvrage. Ces méthodes sont en voie de disparition.
Probabiliste	Niveau I	Méthode semi-probabiliste, c’est l’approche la plus utilisée. Dans ce cas, on se base sur des valeurs caractéristiques pour décrire les sollicitations et les résistances.
	Niveau II	Méthodes fiabilistes ou de premier ordre (FOSM, FORM, ...). Elles rentrent dans le calibrage des CPS obtenus par les méthodes de niveau I.
	Niveau III	Méthodes intégralement probabilistes. Elles sont censées être la référence dans le calcul fiabiliste. Leurs inconvénients sont le coût et le manque de données statistiques indispensables pour le calcul.

Il existe également un niveau supplémentaire et plus avancé, appelé Niveau IV, qui combine les méthodes fiabilistes avec la théorie de la décision, selon les travaux de (Nguyen, 2007). Ce niveau offre une approche plus sophistiquée en intégrant les principes de prise de décision dans l'analyse de la fiabilité. Cependant, il est important de noter que cette méthodologie n'est pas encore incluse dans les codes de calcul.

### **2.3.1.2. Approches probabilistes**

Les objectifs fixés peuvent influencer le choix de la méthode qui prend en compte l'incertitude, ce qui peut également influencer la nature des résultats obtenus. Ainsi, les résultats peuvent être exprimés de manière probabiliste, sous forme de fonction de répartition, fournissant des informations telles que la moyenne, la dispersion, la médiane et les écarts-types. Alternativement, ils peuvent être exprimés de manière fiabiliste, sous forme de probabilité de défaillance ou d'indice de fiabilité, nécessitant la définition des seuils d'états limites à considérer (Mokeddem, 2018).

Ce type de résultat (probabilité de défaillance ou indice de fiabilité) permet aussi de décrire l'état du système en termes de probabilité de défaillance ou de niveau de fiabilité.

Les descriptions des principales approches probabilistes sont dans ce qui suit.

#### **A- Variabilité aléatoire (VA)**

Cette approche repose sur l'utilisation de méthodes de tirage aléatoire, telles que Monte Carlo (MC) ou l'hypercube latin (LHS). Le nombre de simulations requises dépend de la méthode de tirage choisie. Le principe fondamental de la V.A consiste à appliquer une valeur obtenue par tirage aléatoire (génération) à un domaine défini, comme une couche de sol. Dans ce contexte, chaque simulation considère cette couche comme homogène, avec des propriétés uniformes basées sur la valeur générée. Cela entraîne une parfaite corrélation entre tous les points de cette couche, ce qui signifie qu'il n'y a pas de variabilité spatiale au sein de la couche (Mokeddem, 2018).

Bien que cette méthode ne reflète pas fidèlement la variabilité spatiale typique des sols géotechniques, elle est largement employée (Baecher & Christian, 2005) en raison de sa simplicité et de sa rapidité de mise en œuvre. En effet, malgré ses limites en termes de représentation de la variabilité géotechnique, la variabilité aléatoire est appréciée pour la facilité avec laquelle elle peut être implémentée et pour la rapidité avec laquelle elle permet d'obtenir des résultats.

**B- Méthode des éléments finis stochastiques intrusifs (MEFSI)**

Développée principalement par (Ghanem & Spanos, 2003), la MEFSI est une méthode relativement récente qui intègre les effets de l'incertitude géotechnique directement dans les codes des éléments finis. Cette approche nécessite des modifications significatives du logiciel de calcul pour modéliser les variations aléatoires des propriétés du sol (Mokeddem, 2018). La méthode est souvent perçue comme complexe et peu pratique, en particulier pour les problèmes non linéaires, ce qui limite son application (Nguyen, 2007). À l'heure actuelle, son utilisation dans le domaine des ouvrages géotechniques est encore restreinte et se limite principalement à des cas comme les fondations superficielles (Griffiths & Fenton, 2009; Sudret, 2007). La MEFSI, bien qu'innovante, n'est pas encore largement répandue en raison des défis techniques associés à sa mise en œuvre et aux modifications nécessaires des outils de calcul existants.

**C- Méthode des éléments finis stochastiques non intrusifs (MEFSNI)**

Également connue sous le nom de "Random Finite Element Method", cette technique a été largement appliquée aux ouvrages géotechniques au cours des dernières années. Elle est utilisée pour évaluer des aspects tels que la capacité portante (Fenton & Griffiths, 2003) et la stabilité des talus (Griffiths, Huang, & Fenton, 2011). La MEFSNI repose sur des simulations de Monte-Carlo, où un champ aléatoire est généré pour chaque simulation afin de décrire un paramètre physique. Ce champ est ensuite projeté sur le modèle éléments finis correspondant au maillage. Grâce à cette projection, la matrice de rigidité  $K(\omega)$  obtenue diffère totalement de celle obtenue par un calcul déterministe en raison de l'introduction de l'aléa (équation 2.1) (Mokeddem, 2018).

$$K(\omega)q(\omega) = P(\omega) \quad (2.1)$$

avec :

$q(\omega)$  : vecteur des déplacements nodaux,

$P(\omega)$  : vecteur des forces nodales équivalentes,

$K(\omega)$  : matrice de rigidité,

$\omega \in \Omega$  : traduit l'aléa sur un domaine.

**D- Calcul fiabiliste (CF)**

Cette approche vise à intégrer la fiabilité dans la conception en utilisant des méthodes telles FORM (First Order Reliability Method), SORM (Second Order Reliability Method), et la méthode PEM (Point Estimate Method), couplées à des méthodes d'équilibre limite (B. Low, 2005). Cette approche peut être appliquée sur une méthode de calcul numérique comme MISS-EF ou MISS-CR (Schweckendiek, Courage, & Van Gelder, 2007; Schweiger, Thurner, & Pöttler, 2001).

L'un des principaux avantages du calcul fiabiliste est la réduction du nombre d'itérations nécessaires par rapport à des méthodes plus intensives comme les simulations de Monte-Carlo (SMC). Cependant, ces méthodes ne permettent pas d'intégrer de manière rigoureuse la variabilité spatiale du sol dans l'analyse (Mokeddem, 2018). En dépit de cette limitation, le calcul fiabiliste reste une approche précieuse pour évaluer la fiabilité et optimiser la conception des ouvrages géotechniques.

Les premiers modèles de calcul probabilistes pour les ouvrages de soutènement combinaient des méthodes analytiques traditionnelles et des approches probabilistes pour évaluer la probabilité de défaillance. Ces méthodes analytiques, souvent basées sur l'équilibre limite, utilisent des calculs de poussée et de butée pour déterminer les forces exercées sur les ouvrages de soutènement. Simultanément, les méthodes probabilistes ou de fiabilité étaient appliquées pour estimer la probabilité de défaillance et/ou l'indice de fiabilité, permettant ainsi de quantifier les risques associés à ces structures.

Avec l'avènement de l'informatique moderne et les avancées technologiques de ces dernières années, les méthodes de calcul sont devenues plus sophistiquées et précises. Ces progrès ont conduit à l'émergence d'approches plus rigoureuses et intégrées, qui offrent une meilleure compréhension des incertitudes liées aux matériaux et aux conditions géotechniques.

**2.3.2. Description statistique des incertitudes géotechniques****2.3.2.1. Fonction de densité de probabilité (FDP)**

Pour modéliser les données statistiques d'un sol, on utilise diverses distributions probabilistes telles que la loi normale, lognormale, bêta, ou gamma. Le choix de la distribution appropriée dépend de plusieurs facteurs, notamment la nature des données d'entrée, les informations disponibles, et les exigences spécifiques de l'application probabiliste envisagée. En outre, des éléments comme les propriétés d'un sol peuvent influencer ce choix (Nobahar, 2003).

Une sélection inappropriée de la fonction de densité de probabilité (FDP) peut entraîner des erreurs significatives ou des résultats divergents, comme le souligne (Ahmed, 2012). En pratique, la plupart des paramètres physiques, tels que les conditions de vent, les séismes, et les caractéristiques géotechniques, sont représentés par des valeurs positives. Pour cette raison, les distributions non-gaussiennes, comme la loi lognormale (équation 2.3), la loi bêta, ou la loi gamma, sont souvent préférées (Stefanou, 2009). La loi bêta est particulièrement appréciée car elle permet de garantir que les valeurs sont confinées entre deux limites physiques définies préalablement (Popescu et al., 2008).

Néanmoins, il peut être parfois nécessaire de passer par une distribution gaussienne (équation 2.2) pour simplifier les calculs. L'avantage de la distribution gaussienne réside dans le fait que seuls les deux premiers moments, à savoir la moyenne ( $\mu$ ) et la variance, sont nécessaires pour la caractériser de manière adéquate. En revanche, les distributions non-gaussiennes peuvent nécessiter des moments statistiques d'ordre supérieur pour une représentation complète et précise (Mokeddem, 2018). Cela peut compliquer les calculs, justifiant ainsi l'utilisation parfois nécessaire de la distribution gaussienne comme outil simplificateur.

$$f(x) = \frac{1}{\sigma_x \sqrt{2\pi}} \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{x - \mu_x}{\sigma_x} \right)^2 \right] \text{ pour } -\infty < x < +\infty \quad (2.2)$$

Où  $x$  représente la variable aléatoire suivant une loi normale,  $\mu_x$  sa moyenne, et  $\sigma_x$  son écart type.

$$f(x) = \frac{1}{\sigma_{\ln x} \sqrt{2\pi}} \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{\ln x - \mu_{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \right)^2 \right] \text{ pour } -\infty < x < +\infty \quad (2.3)$$

avec :

$x$  désigne la variable aléatoire suivant une loi lognormale

$\mu_{\ln x}$ ,  $\sigma_{\ln x}$  représentent respectivement la moyenne et l'écart-type d'une distribution lognormale (équations 2.4 et 2.5), avec :

$$\sigma_{\ln x} = \sqrt{\ln \left( 1 + \frac{\sigma_x}{\mu_x} \right)} \quad (2.4)$$

$$\mu_{\ln x} = \ln \mu_x - \frac{1}{2} \sigma_{\ln x}^2 \quad (2.5)$$

Un cas particulier de la loi normale, fréquemment employé en calcul probabiliste, est la loi normale standard, également connue sous le nom de loi normale centrée réduite. Pour cette

loi, les paramètres sont fixés à  $\mu_x=0$  et  $\sigma_x=1$ . Cette distribution est couramment utilisée dans les méthodes de génération de champs aléatoires, dans ces méthodes, on commence généralement par générer des variables dans un espace standardisé avant de procéder à une transformation isoprobabiliste pour les ramener à l'espace physique (Mokeddem, 2018).

L'une des méthodes les moins exigeantes en termes de données d'entrée est celle proposée par (Nataf, 1962) :

$$x_i = F_{x_i}^{-1}[\Phi(y_i)] \quad (2.6)$$

avec :

$y_i$  est une variable aléatoire dans le vecteur Y de l'espace normé,

$x_i$  est la variable aléatoire correspondante dans l'espace physique, appartenant au vecteur X,

$\Phi(\cdot)$  désigne la fonction de répartition de la loi normale centrée réduite,

$F_{x_i}$  est la fonction de répartition de la variable  $x_i$ ,

On peut également effectuer la transformation inverse, en passant de l'espace physique à l'espace standardisé, en utilisant l'équation suivante :

$$y_i = \Phi^{-1}[F_{x_i}(x_i)] \quad (2.7)$$

### 2.3.2.2. Coefficient de variation (Cv)

La dispersion d'une variable autour d'une moyenne est définie par ce paramètre statistique, qui représente le rapport de la variance sur la moyenne. Plus sa valeur est élevée, plus la variabilité augmente. Elle a souvent une influence importante sur le comportement de l'ouvrage. Par exemple, dans le cas des fondations, une augmentation du Cv peut se traduire par une augmentation des sollicitations ou des déplacements relatifs (Ahmed, 2012).

Diverses recherches ont été réalisées afin de déterminer les intervalles de coefficients de variation qui décrivent les caractéristiques d'un sol. Ces travaux, tels que ceux de (Baker & Calle, 2006; Cherubini, 2000; Phoon&Kulhawy, 1999), sont résumés dans le tableau 2.2.

Les conclusions tirées de ces recherches indiquent que le Cv d'un paramètre géotechnique dépend principalement de deux facteurs essentiels :

- L'état hydrique du sol, c'est-à-dire la présence ou l'absence d'eau ;
- La nature du sol, qu'il soit sableux ou argileux (Mokeddem, 2018).

Tableau 2.2. Coefficients de variation décrivant la variabilité inhérente du sol.

Référence	c [%]	c' [%]	cu[%]	φ [%]	φ' [%]	γ' [%]	γ [%]	Es[%]
(Baker & Calle, 2006)	-	10-50	10-40	-	10-20 (tan φ')	-	5-10	20-100
(Cherubini, 2000)	-	12.8-70	12-145	-	1-87.2	-	1-27.9	-
(Schneider, 1999)	30-50			5-15		0-10		20-70

c, c' et cu désignent respectivement la cohésion d'un sol sec, la cohésion d'un sol drainé et la cohésion d'un sol non drainé,  
 γ et γ' se réfèrent au poids volumique d'un sol sec et d'un sol déjaugé respectivement,  
 φ et φ' indiquent l'angle de frottement d'un sol sec et d'un sol déjaugé respectivement, ce paramètre peut également être exprimé par tan φ,  
 Es est le module de Young du sol.

Il existe une certaine relation entre le coefficient de variation (Cv) et la valeur moyenne des paramètres géotechniques (Mokeddem, 2018). En effet, pour un même type de sol (par exemple, un sol sableux) situé sur deux sites différents avec des valeurs moyennes distinctes, les Cv observés peuvent varier (Cherubini, 2000). Cela explique les différentes valeurs de Cv proposées par les différents auteurs. Pour remédier à ces disparités, une approche simplifiée a été proposée par (Schneider, 1999) pour uniformiser les Cv en vue de leur intégration dans les normes, telles que la (NF EN 1997-1, 2005). Cette uniformisation consiste à regrouper toutes les conditions hydrogéologiques dans un seul intervalle de valeurs.

**2.3.2.3. Corrélation entre deux variables aléatoires**

La corrélation entre paramètres, également appelée corrélation croisée, est une mesure qui permet de décrire la relation linéaire entre deux variables aléatoires. Elle indique dans quelle mesure les variations d'un paramètre sont associées aux variations d'un autre. La valeur de la corrélation croisée est comprise entre -1 et 1, où une valeur de 1 indique une corrélation positive parfaite, -1 une corrélation négative parfaite, et 0 l'absence de corrélation (Mokeddem, 2018). Cette corrélation se calcule statistiquement selon l'expression suivante :

$$\rho_{xy} = \frac{Cov(x, y)}{\sqrt{Var(x)Var(y)}} = \frac{E[(x - \mu_x)(y - \mu_y)]}{\sqrt{E[(x - \mu_x)^2]E[(y - \mu_y)^2]}} \tag{2.8}$$

Pour illustrer la signification physique de la corrélation entre deux variables aléatoires (Figure 2.5), considérons trois types de corrélation différentes entre les variables X<sub>1</sub> et X<sub>2</sub> : une corrélation négative, absence de corrélation (corrélation nulle), et une corrélation positive (Mokeddem, 2018).

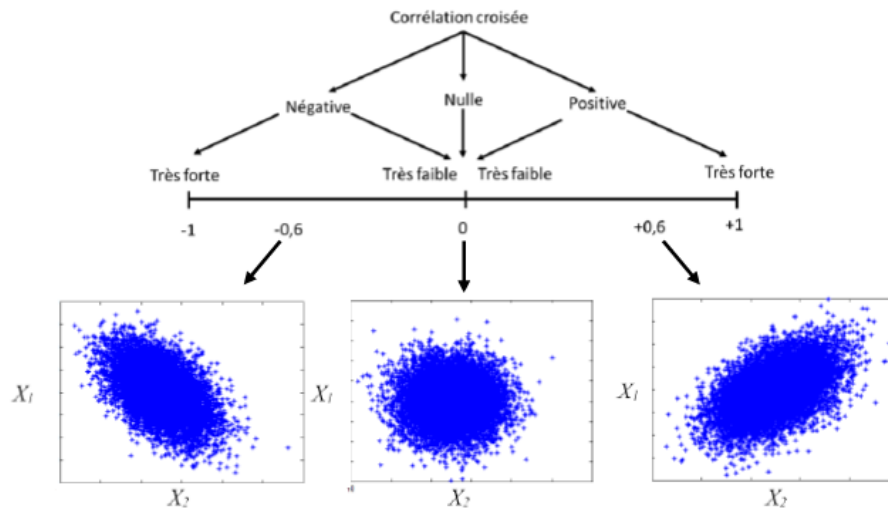


Figure 2.5. Influence de la corrélation croisée, cas de deux variables aléatoires (Mokeddem, 2018).

**Corrélation négative :** Dans ce cas, une valeur élevée de  $X_1$  obtenue par un tirage aléatoire est généralement associée à une valeur faible de  $X_2$ , et inversement. Cela signifie que les variables tendent à évoluer dans des directions opposées.

**Corrélation nulle :** Lorsque la corrélation est nulle ou inexistante, il n'y a aucune relation linéaire entre  $X_1$  et  $X_2$ . Autrement dit, les valeurs de  $X_1$  et  $X_2$  sont indépendantes l'une de l'autre, et toutes les combinaisons de valeurs sont possibles sans tendance particulière.

**Corrélation positive :** Ici, une valeur élevée de  $X_1$  est généralement associée à une valeur élevée de  $X_2$ , et vice-versa. Cela indique que les variables évoluent dans la même direction.

Faire des analyses avec des variables centrées réduites et appliquer des transformations, comme celle proposée par (Nataf, 1962), implique souvent d'introduire une correction par un facteur  $f$  en raison de la nature non linéaire de ces transformations (Mokeddem, 2018). Cette correction est nécessaire pour ajuster le coefficient de corrélation initial,  $\rho_{0,xy}$ , afin de représenter correctement les variables dans un espace gaussien (équation 2.9).

$$\rho_{0,xy} = f \rho_{xy} \tag{2.9}$$

Le paramètre  $f$  n'a pas de valeur constante, car il dépend de la nature des fonctions de densité de probabilité (FDP) utilisées pour décrire les deux paramètres aléatoires (Der Kiureghian & Liu, 1986). Par exemple, pour deux variables  $x$  et  $y$  qui suivent des distributions log-normales, on doit utiliser l'équation spécifique suivante :

$$f = \frac{\ln(1 + \rho_{xy} C v_x C v_y)}{\rho_{xy} \sqrt{\ln(1 + C v_x^2) \ln(1 + C v_y^2)}} \quad (2.10)$$

En géotechnique, l'une des corrélations les plus étudiées est celle entre la cohésion du sol et l'angle de frottement, notée ( $\rho_{c-\varphi}$ ). Cette corrélation dépend des propriétés spécifiques du sol ainsi que de la nature des essais effectués pour les mesurer. Il est couramment admis que cette corrélation est généralement négative. Par exemple, (Cherubini, 2000) propose une plage de valeurs comprises entre -0.24 et -0.70. Cette corrélation joue un rôle très important, notamment dans l'évaluation de la capacité portante des sols (Mokeddem, 2018).

Les recherches intégrant cette corrélation ont démontré que l'augmentation de la corrélation négative entre ces deux paramètres tend à réduire la probabilité de défaillance des ouvrages géotechniques (Piegay, 2015). Cela signifie qu'une relation inverse plus forte entre la cohésion et l'angle de frottement peut améliorer la stabilité globale du sol. Cependant, certains chercheurs ont élargi leur étude pour inclure des valeurs de  $\rho_{c-\varphi}$  positives, comme l'ont fait (Fenton & Griffiths, 2003; Javankhosdel & Bathurst, 2016). Ces études montrent que des valeurs positives de cette corrélation peuvent souvent conduire à des situations plus défavorables, augmentant ainsi la vulnérabilité des structures.

Peu d'études se sont penchées sur d'autres types de corrélations, telles que celles entre le module de Young du sol  $E_s$  et le coefficient de Poisson  $\nu$  (Ahmed, 2012). Cette rareté peut probablement s'expliquer par l'influence relativement faible du coefficient de Poisson dans ce type de calculs. De manière similaire, la corrélation entre l'angle de frottement  $\varphi$  et le poids volumique du sol a également été peu étudiée (B. K. Low & Phoon, 2015).

#### 2.3.2.4. La corrélation spatiale du sol

Les observations en géostatistique suggèrent que la variabilité dite aléatoire des caractéristiques du sol n'est pas anarchique, mais présente une transition graduelle d'un point à un autre (Elkateb et al., 2003). Cette transition indique une certaine régularité spatiale dans la distribution des propriétés du sol, ce qui peut être quantifié par plusieurs méthodes. Notamment la méthode basée sur le variogramme, qui mesure la variance des différences entre les valeurs des propriétés du sol à des distances variables, et la méthode basée sur la fonction de covariance, qui évalue la dépendance spatiale en analysant la covariance des propriétés à différentes distances et qui est liée à la fonction d'autocorrélation (Baecher & Christian, 2005; Mokeddem, 2018). Ces méthodes permettent de modéliser plus précisément

la structure spatiale et la distribution des propriétés du sol, ce qui est essentiel pour les analyses géotechniques.

### A. Variogramme

L'équation (2.11) théorise la définition de ce concept, lequel se divise en deux composantes distinctes, Figure 2.6 : une partie ascendante, généralement de forme parabolique, et une partie constituée d'un plateau (pour les données stationnaires). Dans la figure 2.6, la distance entre le premier point du plateau et l'axe des ordonnées représente la longueur de corrélation, également appelée longueur d'influence (Mokeddem, 2018).

$$\gamma(h) = \frac{1}{2} (\text{Var}[Z(u(x+h)) - Z(u(x))]) \quad (2.11)$$

avec :

$x$  : représente la coordonnée d'un point sur un axe donné,

$h$  : désigne la distance entre deux points de l'espace sur le même axe, tandis que  $h_l$  indique la zone d'influence ou la portée, c'est-à-dire la distance maximale à laquelle une corrélation spatiale peut exister,

$\text{Var}[\cdot]$  : est l'opérateur de variance,

$Z(u(x))$  et  $Z(u(x+h))$  : représentent respectivement les valeurs aléatoires aux positions  $x$  et  $x+h$ ,

$\gamma(h)$  : est le résultat du variogramme entre deux valeurs aléatoires séparées par une distance  $h$ .

Lorsque les données suivent une distribution stationnaire au moins du second ordre, le variogramme et la fonction de covariance sont en réalité liés par la variance  $\sigma^2$  comme indiqué dans l'équation (2.13) (Elkateb et al., 2003; Mokeddem, 2018).

$$\gamma(h) = \frac{1}{2} (\text{Var}[Z(u(x+h))] + \text{Var}[Z(u(x))]) - \text{Cov}[Z(u(x+h)), Z(u(x))] \quad (2.12)$$

$$\gamma(h) = \sigma^2 - C(h) \quad (2.13)$$

avec :  $C(h)$  représente le covariogramme,  $\text{Cov}[\cdot]$  désigne la covariance des valeurs aléatoires et  $\sigma^2$  correspond à la variance entre ces deux points.

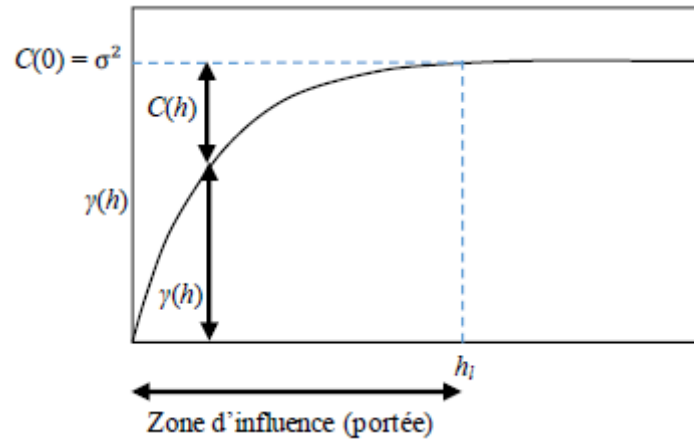


Figure 2.6. Propriétés d'un variogramme (Mokeddem, 2018).

Il est également possible de définir le variogramme empirique (également appelé expérimental), en présence de données expérimentales provenant d'un site, ou de données synthétiques, générées sous formes de champs aléatoires (Mokeddem, 2018). Ce variogramme est particulièrement utile en géostatistique, car il permet d'analyser la structure spatiale et la portée. Il est exprimé par l'équation (2.14) suivante :

$$\gamma(h) = \frac{1}{2N(h)} \sum_1^{N(h)} [Z(u(x)) - Z(u(x + h))]^2 \tag{2.14}$$

avec :

$N(h)$  : représente le nombre de paires de points possibles ayant une distance de  $(h)$  entre eux.

**B. Fonction d'autocorrélation  $\rho$**

La fonction d'autocorrélation est généralement utilisée dans les études géotechniques qui intègrent la variabilité spatiale dans le modèle de calcul (Mokeddem, 2018). Cette fonction repose sur le même principe que celui reliant le coefficient de corrélation à la covariance de deux variables aléatoires représentant deux paramètres distincts à savoir (équation 2.8) (Baecher&Christian, 2005), en substituant les deux variables aléatoires par deux points espacés de  $\tau$  dans l'espace, ce qui donne :

$$\rho(\tau) = \frac{Cov(u(x), u(x + \tau))}{\sqrt{Var(u(x))Var(u(x + \tau))}} \tag{2.15}$$

En condition de stationnarité, la variance de deux points appartenant au même champ aléatoire est identique, soit  $Var(u(x)) = Var(u(x + \tau))$  (Fenton & Griffiths, 2008). Par

conséquent, l'équation (2.15) peut être réécrite sous la forme de l'équation (2.16) (Mokeddem, 2018). En littérature, diverses expressions mathématiques sont disponibles pour décrire cette corrélation spatiale, et les plus courantes sont résumées dans le tableau 2.3.

$$\rho(\tau) = \frac{E[u(x)u(x + \tau)]}{Var(u(x))} \quad (2.16)$$

Le choix d'une fonction plutôt qu'une autre peut influencer la forme du champ aléatoire, qu'il soit lisse ou chaotique, et dans certains cas, affecter les résultats des calculs probabilistes, notamment la probabilité de défaillance (Elkateb et al., 2003; Mokeddem, 2018). Il est important de noter que les fonctions exponentielles sont fréquemment choisies, comme le montre la base de données de (Huber, 2013).

Tableau 2.3. Fonctions d'autocorrélation utilisées en géostatistique (Li et al., 2015).

Type de fonction	Fonction autocorrélation 1D $\rho(\tau_{v,h})$	Fonction autocorrélation 2D $\rho(\tau_v, \tau_h)$
Exponentielle simple	$exp\left(-\frac{2}{\delta_{v,h}}\tau_{v,h}\right)$	$exp\left[-2\left(\frac{\tau_v}{\delta_v} + \frac{\tau_h}{\delta_h}\right)\right]$
Exponentielle au carrée	$exp\left[-\left(\frac{\sqrt{\pi}}{\delta_{v,h}}\tau_{v,h}\right)^2\right]$	$exp\left[-\pi\left(\frac{\tau_v^2}{\delta_v^2} + \frac{\tau_h^2}{\delta_h^2}\right)\right]$
Markov de second ordre	$exp\left(-\frac{4}{\delta_{v,h}}\tau_{v,h}\right)\left(1 + \frac{4}{\delta_{v,h}}\tau_{v,h}\right)$	$exp\left[-4\left(\frac{\tau_v}{\delta_v} + \frac{\tau_h}{\delta_h}\right)\right]\left(1 + \frac{4\tau_v}{\delta_v}\right)\left(1 + \frac{4\tau_h}{\delta_h}\right)$
Cosinus exponentielle	$exp\left(-\frac{1}{\delta_{v,h}}\tau_{v,h}\right)\cos\left(\frac{1}{\delta_{v,h}}\tau_{v,h}\right)$	$exp\left[-\left(\frac{\tau_v}{\delta_v} + \frac{\tau_h}{\delta_h}\right)\right]\cos\left(\frac{\tau_v}{\delta_v}\right)\cos\left(\frac{\tau_h}{\delta_h}\right)$

avec :

$\delta_{v,h}$  : est la longueur de corrélation en fonction de la direction considérée en 1D, qu'elle soit verticale ou horizontale,

$\delta_v$  et  $\delta_h$  : sont respectivement les longueurs de corrélation verticale et horizontale,

$\tau_v$  et  $\tau_h$  : sont les distances entre deux positions distinctes dans le sens vertical et longitudinal respectivement.

### C. Longueur de corrélation

La longueur de corrélation est un paramètre statistique fondamental qui quantifie la distance sur laquelle les propriétés du sol présentent une dépendance spatiale. Il existe un terme connexe, la "longueur de fluctuation," qui est parfois utilisé pour décrire des phénomènes similaires. Cependant, la définition rigoureuse de la longueur de corrélation, telle que

proposée par (E Vanmarcke, 1983), est généralement préférée. Selon Vanmarcke, la longueur de corrélation  $\delta$  est définie comme l'intégrale de la fonction d'autocorrélation. Cette définition mathématique précise permet de quantifier la longueur de corrélation en termes d'aire sous la courbe de la fonction d'autocorrélation :

$$\delta = \int_{-\infty}^{+\infty} \rho(\tau) d\tau = 2 \int_0^{+\infty} \rho(\tau) d\tau \quad (2.17)$$

avec :

$\rho(\tau)$  désigne la fonction d'autocorrélation, et  $\tau$  représente la distance séparant deux positions distinctes.

En géostatistique, il est observé que la longueur de corrélation varie selon la direction (transversale ou longitudinale). Les recherches, comme celles de (Phoon & Kulhawy, 1999), montrent que la dimension verticale est généralement plus courte que la dimension longitudinale. Concrètement, cette longueur de corrélation est souvent de l'ordre du mètre dans la direction verticale, contre la dizaine de mètres dans la direction horizontale. Cette différence s'explique géologiquement par une variation rapide de la composition du sol en direction verticale, notamment dans les sols stratifiés (Mokeddem, 2018).

Lors de la modélisation numérique en deux ou trois dimensions, il est important de prendre en compte cette variabilité aléatoire du sol. Cela se traduit par la définition de sols avec des longueurs de corrélation distinctes selon l'orientation, ce qui peut être isotrope ou anisotrope statistiquement. Une attention particulière est nécessaire pour cette démarche, comme le soulignent (Ahmed & Soubra, 2012) dans le cas des semelles filantes. En effet, les longueurs de corrélation peuvent influencer le mode de défaillance ainsi que la pression des terres exercée sur les parois d'un tunnel, comme démontré par (Mollon, 2012).

### 2.3.3. Revue bibliographique sur le calcul probabiliste d'ouvrages de soutènement

Les méthodes d'analyse de fiabilité, telles que la méthode de fiabilité du premier ordre (FORM), la méthode de fiabilité du second ordre (SORM), la méthodologie de la surface de réponse (RSM), la simulation de Monte Carlo (MCS), la méthode de fiabilité du système et d'autres méthodes d'optimisation de la conception basée sur la fiabilité (RBDO), suscitent un intérêt croissant. Ces méthodes sont appréciées car elles permettent de quantifier les incertitudes inhérentes à la conception des ouvrages (Balakrishnan & Nevzorov, 2004; B. K. Low & Phoon, 2015; Phoon & Kulhawy, 1999; E. H. Vanmarcke, 1977; Zevgolis & Bourdeau, 2010).

Parmi les contributions notables, (Castillo, Mínguez, Terán, & Fernández-Canteli, 2004) ainsi que (B. Low, Zhang, & Tang, 2011) ont réussi à intégrer les méthodes traditionnelles basées sur le facteur de sécurité avec des approches probabilistes pour la conception de murs de soutènement gravitaires. Cette intégration a permis de combiner les avantages de la robustesse traditionnelle avec la précision de la fiabilité probabiliste. En parallèle, (Phoon & Kulhawy, 1999) et (Gravanis, Pantelidis, & Griffiths, 2014) ont approfondi l'étude de la variabilité spatiale des propriétés des géo-matériaux et son impact sur la probabilité de rupture des pentes, en appliquant la théorie des champs aléatoires à l'ingénierie géotechnique. Cette approche offre une meilleure compréhension de l'influence des incertitudes spatiales sur la stabilité des ouvrages.

L'évaluation de la conception des murs de soutènement poids du point de vue de la fiabilité a également reçu une attention particulière (Sivakumar Babu & Basha, 2008). Les méthodes FORM, SORM et MCS ont été largement utilisées pour déterminer la probabilité de défaillance ( $P_f$ ) associée à la rupture par glissement des murs de soutènement de différentes hauteurs (Sujith, Menon, & Dodagoudar, 2011). Étant donné que les murs de soutènement cantilevers peuvent s'effondrer selon différents modes de rupture (tels que la stabilité au renversement ou la stabilité structurelle), il est essentiel de considérer tous les modes de rupture possibles dans l'analyse. (Daryani & Mohamad, 2014) ont supposé deux modes de rupture en tant que système en série et ont appliqué la méthode MCS pour étudier la fiabilité du système d'un mur de soutènement cantilever.

De plus, pour intégrer les incertitudes dans la conception, (Liu, Juang, & Atamturktur, 2013) ont proposé une méthode basée sur le niveau de confiance (CL) pour résoudre les problèmes liés à la conception géotechnique face à l'incertitude.

(Zhou, Xie, Huang, & He, 2019) ont exploré la relation entre le facteur de sécurité et la fiabilité des soutènements gravitaires à l'aide d'une méthode basée sur la méthode du premier moment du second ordre (FOSM). L'étude s'est concentrée sur l'évaluation de la stabilité au glissement d'un mur de soutènement gravitaire en tenant compte de la variabilité spatiale des sols, conformément à la théorie des champs aléatoires. Les effets des longueurs de corrélation spatiale du coefficient de frottement entre le sol et la base du mur, ainsi que de la cohésion sur le facteur de sécurité contre le glissement, ont été analysés. Les résultats numériques ont montré que l'impact de la longueur de corrélation spatiale du coefficient de frottement sol/base du mur sur la probabilité de défaillance ( $P_f$ ) était plus important que celui de la cohésion. De plus, en comparant différents niveaux de probabilité de défaillance, il a été

observé que le facteur de sécurité vis-à-vis du glissement correspondait à différentes constantes lorsque les valeurs de la longueur de corrélation spatiale normalisée étaient faibles. En d'autres termes, le facteur de sécurité augmente avec une diminution de la probabilité de défaillance, tandis qu'il est essentiellement égal à 1 lorsque les valeurs de la longueur de corrélation spatiale normalisée sont élevées. Les résultats obtenus avec la méthode proposée étaient en bon accord avec ceux issus de la simulation de Monte Carlo.

(Guha Ray & Baidya, 2012) ont présenté une Approche de conception basée sur la sensibilité couplée à la fiabilité pour les murs de soutènement poids. L'objectif principal de la présente étude est de formuler une méthodologie qui identifiera simultanément les modes de défaillance potentiels affectant la défaillance globale du système et également analyser la sévérité de l'influence de chaque variable aléatoire sur différents modes de rupture. Enfin, il se concentre sur la combinaison de la probabilité de défaillance de chaque mode avec la sensibilité de chaque variable aléatoire et introduit un nouveau concept de facteur de risque probabiliste ( $R_f$ ) pour chaque variable aléatoire.

Les auteurs ont effectué une première analyse déterministe de référence en considérant un mur de soutènement poids typique. Toutes les propriétés du sol sont supposées spatialement constantes, où les propriétés du remblai et du sol de fondation sont prises égales aux valeurs moyennes. Pour l'étude de la stabilité externe du mur, sous les conditions statiques, les forces de poussées sont calculées selon la théorie de Coulomb. Pour assurer cette stabilité externe, ils ont considéré, le glissement sur la base du mur, le renversement du mur autour de son arrête extérieure, l'excentricité de la résultante des forces et la rupture du sol de fondation. D'après les résultats de cette première analyse, on peut voir que la structure est sûre contre tous les modes de rupture dans l'analyse déterministe.

Pour l'analyse probabiliste du mur de soutènement, les auteurs ont effectué le calcul de la probabilité de rupture pour chaque mode de défaillance, en utilisant la simulation de Monte Carlo, où 30 000 calculs ont été réalisés à l'aide d'un programme MATLAB. Les paramètres considérés variables dans ce cas d'analyse sont l'angle de frottement interne et le poids volumique du remblai, ainsi que l'angle de frottement interne, le poids volumique et la cohésion relatifs au sol de fondation. La moyenne, le coefficient de variation ainsi que la loi de distribution de tous les paramètres d'entrée sont indiqués dans le tableau 2.4.

Tableau 2.4. Statistiques des paramètres d'entrée (Guha Ray &amp; Baidya, 2012).

Variabiles	Moyenne $\mu$	Cv (%)	Distribution
$\gamma_1 (kN/m^3)$	18	3-7	Gaussian
$\varphi_1 (degrés)$	35	2-13	Log-normal
$\gamma_2 (kN/m^3)$	19	3-7	Gaussian
$\varphi_2 (degrés)$	22	2-13	Log-normal
$c_2 (kN/m^2)$	30	10-50	Log-normal

L'analyse de l'influence des variables aléatoires est l'étude de l'impact des différentes sources d'incertitudes d'entrée, sur les sorties du modèle. Dans le cadre de cette analyse, les auteurs ont utilisés une méthode d'analyse de l'influence globale (faire varier tous les paramètres d'entrée du modèle simultanément et tenir potentiellement compte des interactions entre les paramètres) à travers le test F dans l'analyse de variance unidirectionnelle (ANOVA), pour quantifier l'influence des paramètres géotechniques d'entrée sur la fonction de performance de sortie en évaluant la signification statistique des différences dans les réponses moyennes entre les niveaux de chaque paramètre. Les valeurs F sont calculées pour tous les paramètres et interactions de paramètres par codage dans MATLAB.

Les résultats de cette analyse d'influence montrent, qu'il est évident que l'angle de frottement interne du remblai a un effet significatif sur tous les modes de rupture, et est le paramètre le plus important et déterminant pour le renversement et le mode de rupture par excentricité excessive. Les poids volumiques des deux sols, ont une influence non significative sur tous les modes de rupture. L'angle de frottement interne du sol de fondation, est significatif sur le mode de rupture du sol de fondation et dans une certaine mesure sur le mode de glissement. On observe que l'effet de la cohésion du sol de fondation sur le mode de rupture par glissement et rupture du sol de fondation est maximal. On constate aussi que la plupart des variables sont positivement corrélées avec les différents modes de rupture.

Une variable ayant une influence élevée sur un mode de rupture particulier peut avoir une petite contribution sur la probabilité de rupture globale de la structure, et inversement. Dans ce cas, cette variable aléatoire particulière ne nécessite pas un  $F_s$  élevé. Alternativement, une variable peut montrer une faible sensibilité sur un mode de défaillance particulier, mais si ce mode de défaillance contribue de manière significative à la défaillance globale, il sera imprudent d'attribuer un  $F_s$  très faible à cette variable. Dans la gestion des risques géotechniques si la gravité et l'occurrence peuvent être identifiées comme analogues à l'influence et à la probabilité de rupture respectivement. Le couplage de ces deux concepts,

donne naissance à un nouveau facteur, le facteur de risque probabiliste ( $R_f$ ) pour chaque variable aléatoire, qui pourra être introduit et prendra en considération l'influence de chaque variable ainsi que la probabilité de rupture de chaque mode de la structure.

Les valeurs originales des variables aléatoires, lorsqu'elles sont modifiées par ces valeurs  $R_f$ , donnent des valeurs corrigées des variables aléatoires, qui comportent des variations (tableau 2.5). Avec les propriétés du sol modifiées ainsi obtenues, la structure est redimensionnée dans un processus itératif comme indiqué dans l'organigramme (Figure 2.7). Le schéma d'optimisation de la conception basée sur les facteurs de risque des murs de soutènement, présenté dans cet organigramme, est codé dans un programme écrit en Matlab. Enfin, ce processus a donné la structure, qui satisfait à toutes les exigences de stabilité.

Tableau 2.5. Facteurs de risque et valeurs corrigées pour les variables aléatoires (Guha Ray & Baidya, 2012).

Paramètres	Valeurs moyennes originales	$R_f$	Valeurs moyennes corrigées
$\varphi_1$ (degrés)	35	1.3	26.93
$\gamma_1$ ( $kN/m^3$ )	18	1.05	17.15
$\varphi_2$ (degrés)	22	1.05	20.95
$\gamma_2$ ( $kN/m^3$ )	19	1	19.00
$c_2$ ( $kN/m^2$ )	30	1.7	17.65

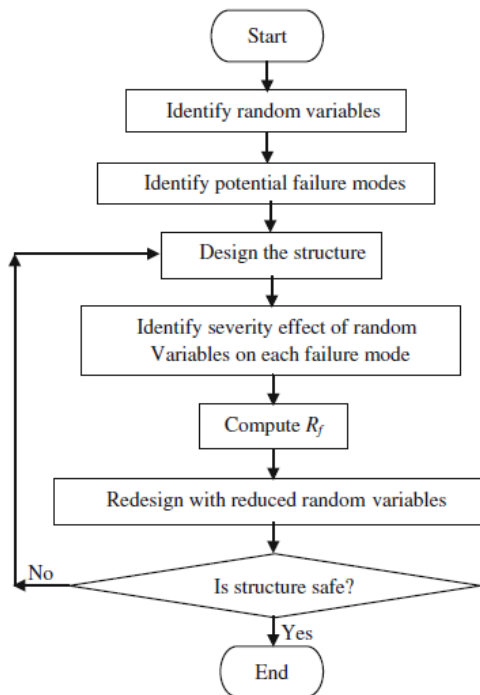


Figure 2.7. Organigramme d'optimisation de la conception basée sur les facteurs de risque (Guha Ray & Baidya, 2012).

Les auteurs ont constatés que, pour les paramètres retenus et la variabilité associée aux propriétés géotechniques du mur de soutènement, l'angle de frottement interne ( $\varphi_1$ ) du sol de remblai et la cohésion du sol de fondation ( $c_2$ ) s'avèrent être les paramètres les plus sensibles. Il ont constaté aussi que le mode de rupture par renversement a contribué au minimum à la probabilité de rupture globale, bien qu'il soit le plus affecté par la variation de  $\varphi_1$  ou  $c_2$ . Par conséquent, des facteurs de risque appropriés peuvent être attribués à différentes variables aléatoires pour différentes variations de variables aléatoires en fonction des conditions du site. Cela peut également conduire à une optimisation de la structure et peut entraîner des économies considérables, principalement dans le cas de grands projets, où le coût joue un rôle important.

(He, Fenton, & Griffiths, 2023) ont présenté une étude de calibrage des facteurs de résistance des murs de soutènement poids. L'objectif principal de l'auteur est d'appliquer les procédures générales de calibrage des facteurs de résistance développées par (Fenton, Griffiths, & Zhang, 2008) et (He, Fenton, & Griffiths, 2022) pour calibrer les facteurs de résistance géotechnique à utiliser dans la conception basée sur le facteur de charge et de résistance (LRFD) des murs de soutènement poids. Après avoir introduit le cadre de l'analyse de fiabilité pour les murs de soutènement poids (c'est-à-dire des modèles de sol aléatoires et une conception de glissement et de renversement des murs de soutènement poids), des simulations de Monte Carlo sont utilisées pour estimer les probabilités de rupture par glissement et renversement des murs considérés. Il examine ensuite les facteurs de résistance requis qui en résultent et explique comment ces résultats s'appliquent à un exemple de mur de soutènement poids.

L'auteur a considéré un modèle de sol aléatoire, en supposant le sol retenu et le sol de fondation comme étant le même sol sans cohésion, et aucune eau souterraine n'est prise en compte. Pour un sol sans cohésion, les principaux paramètres affectant la conception d'un mur de soutènement poids sont le poids unitaire humide, et l'angle de frottement interne effectif du sol, qui sont représentés par deux champs aléatoires spatialement variables, caractérisés par leur moyennes, écarts-types et longueurs de corrélation.

Dans l'étude menée par (He, Fenton, & Griffiths, 2023) le poids unitaire humide du sol est supposé suivre une distribution log-normale et une fonction de corrélation markovienne isotrope (Erik Vanmarcke, 2010) est utilisée pour spécifier la corrélation entre le poids unitaire à deux emplacements spatiaux. Selon (Fenton et al., 2008), le champ d'angle de frottement interne effectif est supposé suivre une distribution tanh bornée, où ce champ est délimité entre  $25^\circ$  et  $45^\circ$  avec une moyenne de  $35^\circ$ . Les deux champs aléatoires sont d'abord

supposés indépendants, c'est-à-dire qu'un coefficient de corrélation croisée de  $\rho = 0$  est appliqué. Comme le poids unitaire du sol et l'angle de frottement interne effectif ont généralement une corrélation positive raisonnablement forte (Javankhoshdel & Bathurst, 2016; Wu, 2013) un autre coefficient de corrélation de  $\rho = 0,5$  est également pris en compte, ce qui implique qu'un sol ayant un grand angle de frottement interne effectif à un certain endroit aura également tendance à avoir un grand poids unitaire au même endroit.

Pour la conception des murs de soutènement poids, l'auteur se concentre uniquement sur les modes de défaillance par glissement et renversement. La charge (la poussée) de terre latérale active caractéristique et le moment de renversement agissant sur un mur de soutènement poids sans surcharge, sont calculés selon la théorie de Rankine. Un mur de soutènement gravitaire rectangulaire rigide bidimensionnel est considéré et aucune poussée de terre passive n'est prise en compte. L'angle de frottement entre la base du mur et le sol est supposé être le même que l'angle de frottement interne du sol. Dans cette étude, la hauteur du mur,  $H$ , est maintenue constante et la philosophie de conception consiste à estimer la largeur de base du mur requise pour satisfaire l'équation de conception du facteur de charge et de résistance (LRFD) évaluée à l'égalité.

La méthode des éléments finis aléatoires (RFEM) (Fenton & Griffiths, 1993; Griffiths & Fenton, 1993) a été utilisée pour estimer les probabilités de défaillance par glissement et renversement du mur de soutènement poids. En particulier, le programme "reearth2d" développé par ces deux auteurs a été modifié pour inclure l'échantillonnage du sol et la conception du mur de soutènement et pour étendre le champ d'angle de frottement aléatoire au-dessous du mur de soutènement. Le programme utilise un modèle d'éléments finis à déformation plane bidimensionnelle du sol (Smith, Griffiths, & Margetts, 2013) pour prédire la charge de terre latérale active réelle et le moment de renversement du mur conçu pour chacune des séries de réalisations des champs aléatoires de propriété du sol, chacune générée à l'aide de la subdivision moyenne locale (LAS) (Fenton & Vanmarcke, 1990). Le modèle aux éléments finis utilise des éléments quadrilatéraux à huit nœuds et un modèle constitutif de sol élastique-parfaitement plastique avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb (M-C). Le mur de soutènement gravitaire est supposé rigide et la face arrière verticale du mur est supposée lisse. La masse de sol mesure  $2H$  de large sur  $2H$  de profondeur, et le mur de soutènement s'étend sur une profondeur de  $H$  le long de la face gauche, comme illustré à la figure 2.8. Une fois les résistances et les charges réelles déterminées, les murs de soutènement conçus sont vérifiés pour voir si les conceptions sont sûres (résistance réelle > charge réelle) ou non. Des

simulations de Monte Carlo sont ensuite effectuées pour estimer les probabilités de défaillance par glissement et renversement des murs de soutènement poids.

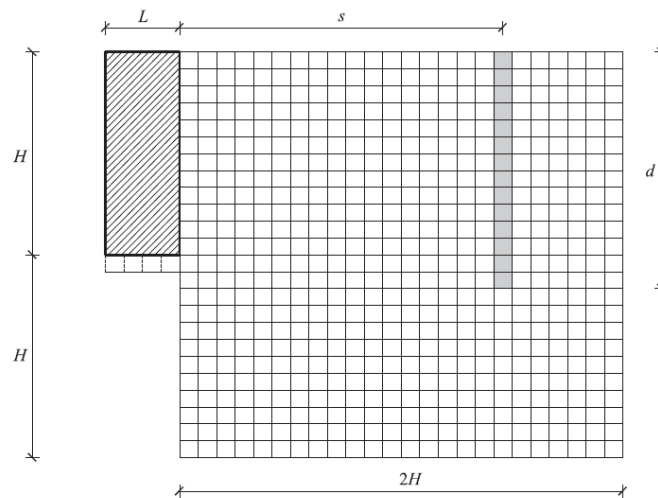


Figure 2.8. Mur de soutènement poids schématique et échantillonnage du sol (He, Fenton, & Griffiths, 2023).

Les éléments apparaissant sous le mur de soutènement ne participent pas au modèle d'éléments finis, mais font partie du champ aléatoire de frottement et sont utilisés pour déterminer la résistance au glissement.

Comme exemple d'application, l'auteur a considéré la hauteur du mur de soutènement poids égale à  $H = 3$  m, et les dimensions de la masse de sol utilisée pour le modèle d'éléments finis sont de  $6 \text{ m} \times 6 \text{ m}$ . Dans cette analyse, les tailles des éléments dans les directions horizontale et verticale sont les mêmes, c'est-à-dire  $\Delta x = \Delta y = 0,05$  m. Comme le recommande le Code national du bâtiment du Canada (CNBC) (Conseil national de recherches du Canada 2015), le facteur de charge pour les charges de terre est pris égal à 1,5. Un nombre total de  $n_{\text{sim}} = 10000$  réalisations ont été effectuées dans les simulations de Monte Carlo pour chaque valeur des facteurs de résistance.

L'auteur suggère que pour un facteur de résistance donné, la probabilité de rupture par glissement est supérieure à la probabilité de rupture par renversement, et une corrélation positive entre les champs aléatoires du poids unitaire du sol et l'angle de frottement interne réduit considérablement la probabilité de rupture. Les résultats indiquent également que, bien que différentes plages de probabilité de rupture cible aient été spécifiées pour les deux états limites, les plages de facteurs de résistance requises pour les états limites de glissement et de renversement sont proches l'une de l'autre. Dans l'ensemble, l'analyse actuelle peut être

utilisée pour évaluer la fiabilité des murs de soutènement poids et peut également faciliter le calibrage des facteurs de résistance géotechnique utilisés dans les codes de conception.

À travers cet état de l'art, il apparaît que l'approche probabiliste par expressions analytiques est fréquemment privilégiée en raison de sa simplicité et de sa capacité à réduire significativement le temps de calcul. L'analyse de la littérature existante montre que la majorité des recherches se concentrent principalement sur des modèles bidimensionnels et intègrent rarement la variabilité du sol via des champs aléatoires. Ce constat met en évidence la nécessité d'un couplage entre les méthodes numériques et probabilistes qui prennent en compte la variabilité spatiale du sol. Cette nécessité s'explique principalement par deux facteurs : le manque ou l'absence de données fiables, rendant difficile la maîtrise des paramètres géostatistiques tels que les longueurs de corrélation qui décrivent les propriétés du sol, et le manque de moyens techniques, étant donné que les outils de calcul commercialisés ne sont pas conçus pour intégrer la variabilité spatiale et que la mise en œuvre de telles méthodes requiert souvent des ressources informatiques importantes. En conséquence, il devient important de développer des méthodes et des outils capables de combiner efficacement les approches numériques et probabilistes afin de surmonter ces limitations et d'améliorer la précision et la fiabilité des analyses de stabilité des ouvrages géotechniques.

#### **2.4. Conclusion**

Le dimensionnement actuel des ouvrages géotechniques repose souvent sur des hypothèses simplificatrices. Ces hypothèses conduisent à l'utilisation d'approches semi-probabilistes, appliquées à des ouvrages modélisés en deux dimensions (2D) à partir de sections transversales. Cela néglige le comportement tridimensionnel de l'ouvrage ainsi que la variabilité spatiale du sol. L'état de l'art présenté dans ce chapitre révèle qu'il n'existe pas encore de méthodes permettant de combiner efficacement ces deux aspects, c'est-à-dire d'intégrer à la fois le comportement tridimensionnel des ouvrages et la variabilité spatiale du sol.

Pour parvenir à une telle approche intégrée, il est essentiel de disposer de méthodes de calcul à la fois précises et efficaces. Ces méthodes doivent non seulement être capables de reproduire fidèlement le comportement réel des ouvrages, mais aussi fournir des résultats dans des délais raisonnables. L'efficacité de ces méthodes devient d'autant plus importante lorsqu'il s'agit de calculs probabilistes, notamment ceux basés sur des simulations de Monte Carlo.

## ***CHAPITRE 3***

### ***Influence des approches de modélisation sur la réponse d'un mur de soutènement***

### **3.1. Introduction**

Les murs de soutènement de type poids constituent le type d'ouvrage le plus classique et le plus ancien, construits pour résister aux poussées des terres (He, Fenton, & Griffiths, 2023). Ce type de mur de soutènement assure sa stabilité par son poids propre. La conception des murs de soutènement est basée sur le concept de facteur de sécurité (FS) dont la valeur est spécifiée sur la base de l'expérience passée et de l'analyse de la défaillance (Goh, Zhang, Zhang, Zhang, & Liu, 2017; Zhou, Xie, Huang, & He, 2019).

Dans l'approche déterministe, les paramètres d'entrée, tels que les paramètres géomécaniques des sols sont supposés constants lors de l'analyse de la stabilité (Zhou et al., 2019). Cependant, les paramètres d'entrée, requis pour le dimensionnement sont tous intrinsèquement incertains. C'est pourquoi, les approches fondées sur les facteurs de sécurité ne sont pas rigoureuses à cette fin (Zhou et al., 2019). À cet égard, les approches basées sur le calcul probabiliste et fiabiliste (simulation Monte Carlo) peuvent prendre en compte la variation des paramètres du sol et de la structure (Luo, Li, Zhou, & Di, 2018; Sert, Luo, Xiao, Gong, & Juang, 2016).

L'approche de la fiabilité a été appliquée par de nombreux chercheurs pour étudier l'aspect sécurité des murs de soutènement poids. Ils ont démontré qu'un facteur de sécurité déterministe élevé ne garantit pas toujours la stabilité du mur et que la prise en compte des variabilités des propriétés du sol peut conduire à des probabilités de défaillance élevées (Baidya & GuhaRay, 2017; Guha Ray & Baidya, 2012). Dans la plus part des études, les paramètres sont considérés constants pour un calcul, donc pour un nombre (n) de variable aléatoires simulées, on obtient le même nombre de coefficients de sécurité (Guha Ray & Baidya, 2012).

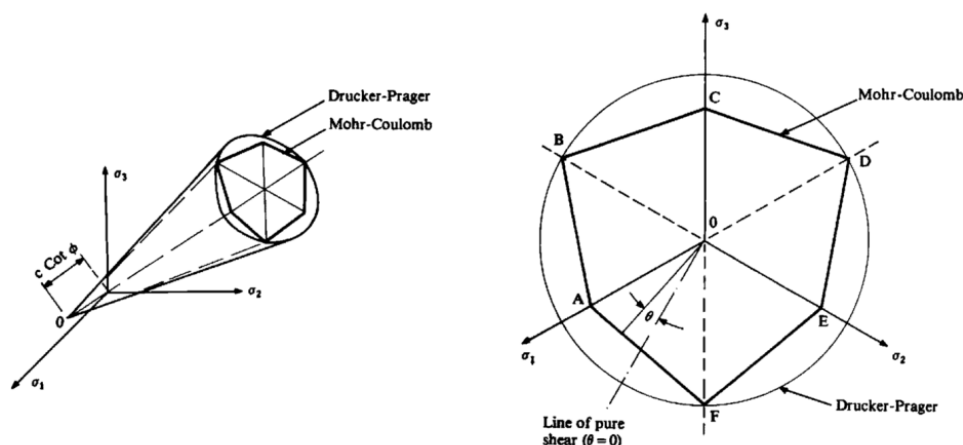
La méthode des éléments finis aléatoires (RFEM) est appliquée pour étudier l'effet de la variabilité spatiale unidimensionnelle de l'angle de frottement interne sur les réponses des murs et du sol (Sert et al., 2016), dans ce calcul, pour avoir un coefficient de sécurité, il nous faut le même nombre de couches en variables aléatoires.

Dans ce chapitre, le caractère aléatoire spatial horizontal et vertical des paramètres du sol est modélisé, et son influence sur la réponse (déplacements) d'un mur de soutènement poids est examinée, en considérant un calcul déterministe, des séries de calculs ont été considérées, statistiquement homogènes ou les paramètres sont considérés constants pour chaque calcul, analyses d'un multicouche (variabilité spatiale unidimensionnelle) et calculs hétérogènes avec une variabilité spatiale bidimensionnelle, où les variables aléatoires, le module d'Young (E) et

l'angle de frottement interne ( $\varphi$ ) sont générées aléatoirement conformément à une loi normale (Jean-Pierre Magnan, 1982).

### 3.2. Modélisation numérique

Pour les problèmes de soutènement, le sol est modélisé par la loi de comportement de type Mohr-Coulomb (Amouzou & Soulaïmani, 2021). Celle-ci est représentative du comportement d'un massif de sol. Son usage reste valable pour des sols pulvérulents (sableux) et cohérents (argileux et limoneux) à long terme (sol drainé) (Jean-Pierre MAGNAN & MESTAT, 1997). Il est également possible de l'utiliser pour le comportement à court terme des sols cohérents à travers le cas particulier de Tresca ( $\varphi = \psi = 0^\circ$ ) où  $\psi$  représente l'angle de dilatance et  $\varphi$  l'angle de frottement (Mokeddem, 2018). La représentation de ce critère de plasticité dans l'espace des contraintes principales ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ) est schématisée dans la figure 3.1.



### 3.3. Interface sol-mur de soutènement

La modélisation de l'interface entre le mur et le sol est indispensable. Lorsque cette interface n'est pas modélisée, on suppose indirectement que l'éventualité de la traction entre les deux corps est possible, ce qui est physiquement insensé. De plus, du point de vue numérique cela conduirait souvent à des problèmes de non convergence des calculs à cause des propriétés mécaniques différentes (Mokeddem, 2018).

Pour notre cas, les interactions sol-mur de soutènement sont décrites par un critère de frottement de Coulomb et une résistance à la traction nulle.

### 3.4. Modélisation du mur de soutènement

Le mur de soutènement en maçonnerie est assimilé à un milieu continu, homogène et isotrope. Son comportement est supposé élastique linéaire et isotrope.

#### 3.4.1. Prise en compte du phasage

La prise en compte du phasage dans la construction d'un ouvrage géotechnique consiste à passer d'une situation de travaux d'un instant  $t$ , à une autre situation de travaux à un instant  $t+1$ . Cela se traduit mécaniquement par l'actualisation des conditions aux limites et des contraintes internes appliquées sur la limite d'excavation (le bord). Cette actualisation doit se faire de manière graduelle pour reproduire au mieux les étapes de réalisation de l'ouvrage (Mokeddem, 2018).

#### 3.4.2. Présentation du modèle étudié

On considère un mur de soutènement poids, de hauteur  $h=6$  m, de largeur de 0.5 m en tête et de 2 m à sa base (figure 3.2), reposant directement sur un sol. Le remblai est soumis à une charge verticale, de  $10 \text{ KN/m}^2$  sur une longueur de 18 m (BAZIZ & KAHIL, 2023).

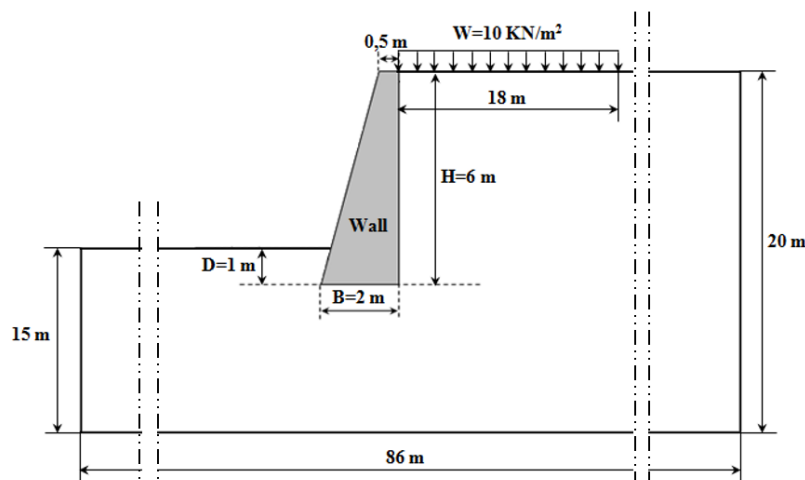


Figure 3.2. Caractéristiques géométriques du modèle étudié.

#### 3.4.3. Paramètres des matériaux et interfaces

Le sol est un matériau homogène, cohérent et frottant dont le comportement peut être représenté par un critère de Mohr-Coulomb, un potentiel plastique et une élasticité linéaire et isotrope (Mestat, Humbert, & Dubouchet, 2000).

Les valeurs du module d'Young  $E$ , du coefficient de poisson  $\nu$ , de l'angle de frottement interne ( $\varphi$ ), de la cohésion  $c$  et de l'angle de dilatance  $\psi$  sont indiquées dans le tableau 3.1

pour le sol, et dans le tableau 3.2 sont représentées les valeurs du poids volumique et du module d'Young du mur.

Tableau 3.1. Caractéristiques du sol pour la modélisation.

Matériau	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	E [MPa]	$\nu$	c [kPa]	$\varphi$ °	$\psi$ °
Sol	20	Moy (E)=90 Cv (E)=10%	0.3	30	Moy ( $\varphi$ ) =30 Cv( $\varphi$ ) =10%	20

Tableau 3.2. Caractéristiques du matériau du mur

Matériau	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	E [MPa]	$\nu$
Mur	24	20000	0.2

La valeur du coefficient de pression des terres au repos  $K_0$  est prise égale à 0.4286. Cette valeur correspond à l'initialisation des contraintes effectives par l'application du poids volumique des terrains : en élasticité, la valeur de  $K_0$  est reliée à celle du coefficient de poisson  $\left( K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \right)$ .

### 3.5. Présentation des différents cas étudiés

Le maillage d'éléments finis réalisé est constitué de 1287 nœuds, de 502 éléments finis (489 éléments surfaciques et 13 éléments d'interface à 6 nœuds), (Debard, 2009; Dhatt, Touzot, & Lefrançois, 2005; Mestat, 1997). Pour le cas hétérogène, nous avons fait varier les paramètres de sol (variables aléatoires) dans 74 groupes d'éléments. Les 74 blocs sont obtenus en subdivisant le sol horizontalement et verticalement, et chaque bloc est automatiquement maillé avec des éléments rectangulaires ou triangulaires, où les paramètres variables varient d'un bloc à un autre.

L'excavation est simulée par une technique numérique, qui transforme la frontière de la zone à excaver en un bord libre, par application de forces nodales équivalentes déterminées à partir de l'état des contraintes existant à la fin de l'étape précédente. Le calcul est réalisé avec le progiciel CESAR –LCPC (Humbert, Dubouchet, Fezans, & Remaud, 2005).

La résolution d'un problème de contact entre solides présentant un comportement non linéaire a été prise en compte par le module de calcul intégré dans CESAR (module TCNL).

Le module TCNL introduit une matrice de rigidité spécifique et variable au niveau de l'interface car cela dépend de l'état (ouvert/fermé) de cette interface à chaque étape d'itération (Richer, 1985).

La largeur totale du modèle a été fixée à 86 m (soit 36 m vers l'aval du mur et 50 m vers l'amont) et la hauteur totale à 20 m. Ces limites ont été choisies pour que les frontières extérieures du maillage n'aient pas d'influence sur les champs de déplacements et de contraintes à proximité de l'ouvrage (Mestat, 1997; Mestat et al., 2000).

Les conditions aux limites sont les suivantes : le déplacement horizontal est nul sur les frontières latérales, ainsi que les déplacements horizontaux et verticaux sur la frontière inférieure, voir la figure 3.3.

Le choix de la méthode prenant en compte l'incertitude peut varier en fonction des objectifs fixés. Par conséquent, la nature des résultats peut également varier d'une méthode à une autre. On peut les exprimer de manière probabiliste sous forme de fonction de répartition, qui donne accès à des informations comme : la moyenne, la dispersion, la médiane et les écart-types, ou de manière fiabiliste, sous forme de probabilité de défaillance ou d'indice de fiabilité (Varga & Jelušič, 2022). Dans ce cas, il est nécessaire de définir les seuils d'états limites à considérer.

Ce dernier type de résultat (probabilité de défaillance ou indice de fiabilité) permet également d'exprimer l'état du système à travers la probabilité/fiabilité (Varga & Jelušič, 2022).

Les résultats sont exprimés sous forme de la moyenne arithmétique, des maximums et des minimums ainsi que les écart-types des déplacements derrière et à la base du mur.

### **3.5.1. Cas déterministe**

Dans ce cas d'analyse, un calcul déterministe des déplacements horizontaux derrière le mur et verticaux à la base du mur est effectué, en utilisant les valeurs moyennes des variables  $E$  et  $\varphi$ .

Les conditions aux limites et le maillage sont illustrés dans les figures 3.3 et figure 3.4 respectivement ; un blocage mécanique à la base du modèle ( $u=0$ ,  $v=0$ ), et un déplacement vertical est autorisé sur les bords latéraux du modèle ( $u=0$ ) ; ces conditions aux limites restent les mêmes pour tous les cas d'étude.

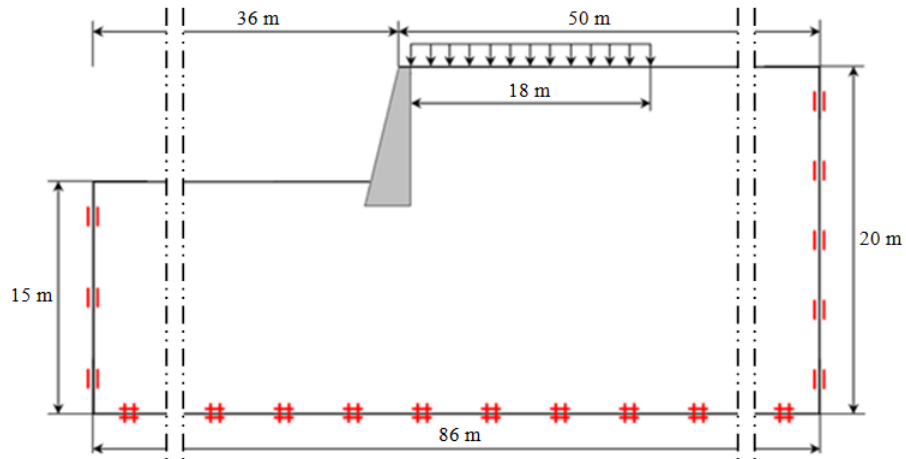


Figure 3.3. Conditions aux limites du modèle éléments finis (BAZIZ & KAHIL, 2023).

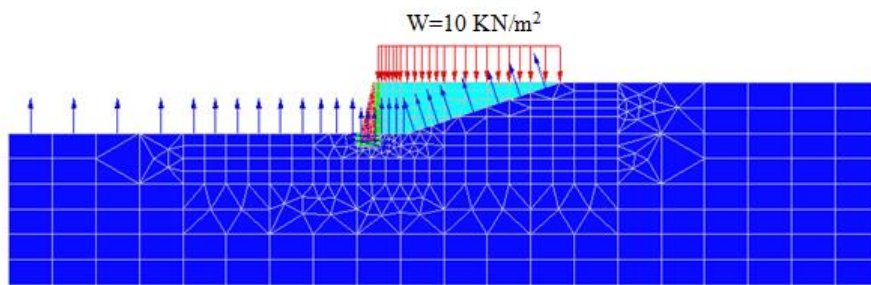


Figure 3.4. Maillage du modèle éléments finis (cas déterministe et statistiquement homogène).

Les résultats relatifs aux déplacements horizontaux derrière le mur ainsi que les déplacements verticaux à la base du mur sont représentés respectivement, sur les figures 3.5 et 3.6.

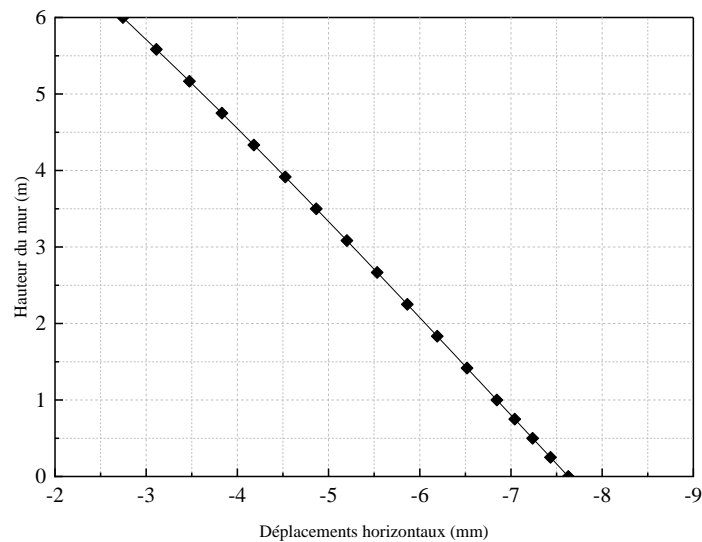


Figure 3.5. Déplacements horizontaux derrière le mur (cas déterministe).

Le graphique de la figure 3.5 représente l'évolution des déplacements horizontaux tout au long de la hauteur du mur de soutènement.

La courbe présentée est linéaire, ce qui s'explique par la rigidité élevée du mur par rapport à celle du sol environnant. Cette rigidité accrue permet au mur de maintenir une réponse structurelle uniforme, tandis que le sol, plus déformable, subit des déplacements horizontaux croissants en fonction de la profondeur. En effet, les déplacements horizontaux augmentent progressivement avec la hauteur (ou la profondeur) du mur, un phénomène qui s'explique par l'augmentation des contraintes exercées par le remblai à mesure que l'on s'éloigne de la surface.

Ce comportement est tout à fait attendu dans le cadre des mécanismes de fonctionnement des murs de soutènement. La partie inférieure du mur subit les charges les plus importantes, provenant à la fois du poids du sol et des éventuelles surcharges en surface. Ces charges croissantes génèrent des efforts horizontaux qui se traduisent par des déplacements plus marqués à la base du mur, où les contraintes sont les plus élevées. Ce phénomène souligne l'importance de bien considérer la distribution des efforts le long de la hauteur du mur dans les calculs de stabilité et de déformation, afin d'assurer une conception fiable du mur de soutènement.

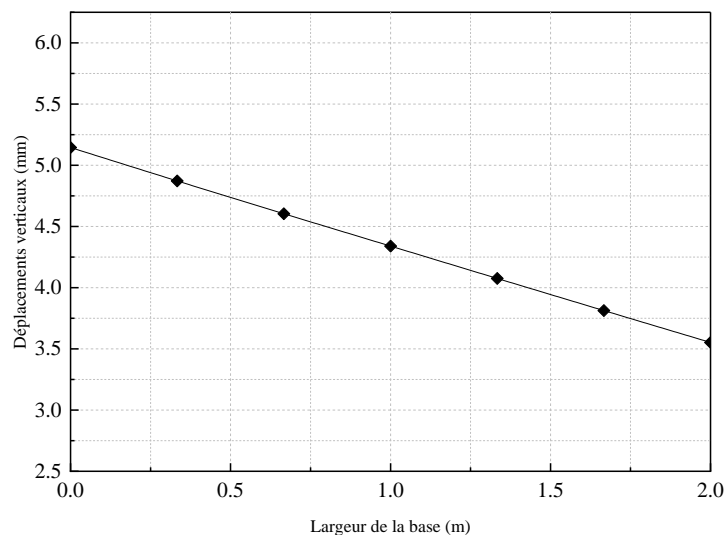


Figure 3.6. Déplacements verticaux à la base du mur (cas déterministe).

La figure 3.6 présente l'évolution des déplacements verticaux à la base du mur de soutènement.

La courbe obtenue a la forme d'une droite, ce qui est cohérent avec la rigidité du mur, qui est largement supérieure à celle du sol environnant. Ce comportement indique que le mur, en tant que structure rigide, réagit de manière homogène aux forces appliquées. On observe que les déplacements verticaux atteignent leur maximum du côté aval, où les efforts sont les plus prononcés. Les valeurs positives de ces déplacements suggèrent un soulèvement de la base du mur. Cela correspond à un mouvement caractéristique du mur, indiquant un glissement potentiel sur sa base. Cette déformée est en accord avec les mécanismes de glissement observés dans les analyses de stabilité des murs de soutènement, où les forces tangentielles dépassent les résistances au cisaillement le long de la fondation.

### **3.5.2. Cas statistiquement homogène**

Dans le cas statistiquement homogène, les propriétés  $E$  et  $\varphi$  varient aléatoirement dans tout le sol conformément à une loi normale, où  $E$  et  $\varphi$  sont constants dans tout le massif (figure 3.4).

La génération des valeurs aléatoires de  $E$  et de  $\varphi$  est effectuée en se basant sur les moyennes et les écarts types de ces deux paramètres.

Chaque calcul permet de déterminer les valeurs des déplacements horizontaux derrière le mur, ainsi que les déplacements verticaux à la base du mur. Une fois la série des cent (100) calculs terminée, il est alors possible de calculer la moyenne et l'écart-type, pour chaque paramètre recherché et en chacun des nœuds situés sur la ligne de calcul choisie.

Dans ce cas d'analyse, les résultats relatifs aux déplacements maximums, minimums et moyens, ainsi que l'évolution de leurs écart-types, sont présentés dans les figures 3.7 et 3.8 pour déplacements horizontaux derrière le mur, et pour les déplacements verticaux à la base du mur dans les figures 3.9 et 3.10.

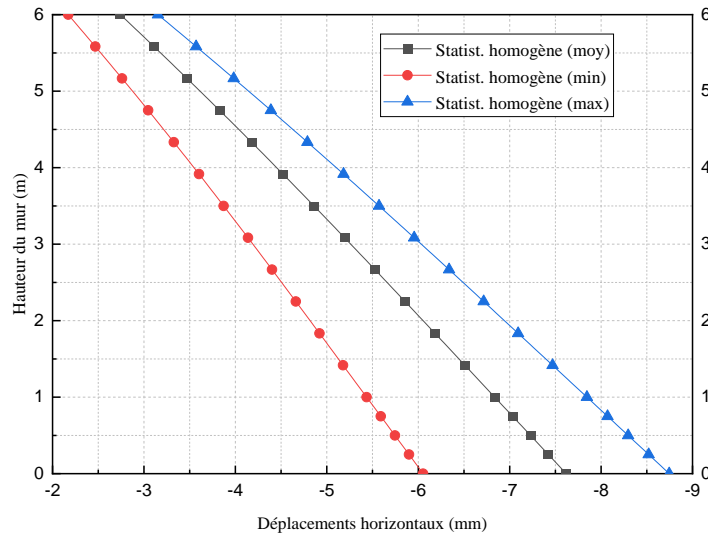


Figure 3.7. Déplacements horizontaux derrière le mur (Cas statistiquement homogène).

Le graphique 3.7 illustre la distribution des déplacements horizontaux moyens, maximums et minimums le long de la hauteur du mur de soutènement, dans le cadre d'un sol statistiquement homogène.

Le graphique présente trois courbes distinctes, chacune correspondant à l'évolution des déplacements horizontaux moyens, ainsi qu'aux valeurs extrêmes (maximums et minimums). Bien que ces trois courbes suivent des tendances similaires, elles affichent des amplitudes différentes en fonction des variations observées.

La courbe des valeurs moyennes des déplacements horizontaux est très proche des résultats obtenus dans le calcul déterministe. Toutefois, l'intérêt majeur de cette analyse réside dans les courbes représentant les valeurs extrêmes (maximums et minimums). Ces courbes montrent clairement les variations possibles des déplacements en fonction des incertitudes liées aux propriétés du sol, telles que la variabilité des paramètres géotechniques. Les déplacements maximums mettent en évidence les scénarios les plus défavorables, où des déplacements importants pourraient compromettre la stabilité du mur, tandis que les déplacements minimums illustrent les conditions les plus stables possibles.

Ces écarts entre les valeurs extrêmes et les valeurs moyennes soulignent l'importance de prendre en compte la variabilité des propriétés du sol dans la conception des murs de soutènement. En intégrant cette incertitude dans l'analyse, on obtient une vision plus complète et réaliste du comportement du mur, permettant ainsi d'anticiper les situations potentiellement critiques et d'adopter des mesures de sécurité plus appropriées.

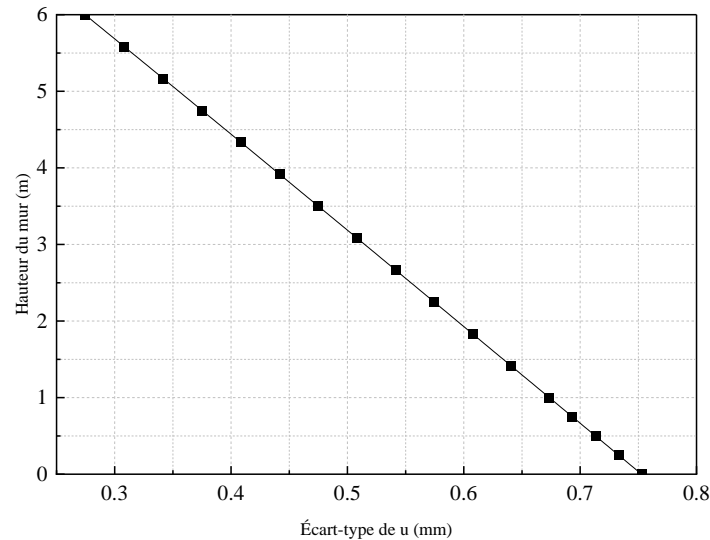


Figure 3.8. Evolution des écart-types des déplacements horizontaux derrière le mur (Cas statistiquement homogène).

Le graphique de la figure 3.8 illustre la variation de l'écart-type des déplacements horizontaux en fonction de la hauteur du mur de soutènement.

On observe une augmentation progressive de l'écart-type des déplacements horizontaux en fonction de la profondeur. Ce comportement est cohérent, car les déplacements horizontaux tendent à varier de manière plus significative dans la zone inférieure du mur, où les contraintes exercées par le sol sont les plus importantes. En effet, les pressions croissantes du remblai à ces profondeurs entraînent non seulement des déplacements plus marqués, mais aussi une plus grande dispersion de ces déplacements, reflétée par un écart-type plus élevé.

Cette augmentation de l'écart-type indique que la variabilité des déplacements horizontaux devient plus prononcée à la base du mur, ce qui se traduit par une plage de variation plus large entre les valeurs extrêmes (minimums et maximums). En d'autres termes, les différences entre les scénarios les plus favorables (déplacements minimaux) et les plus défavorables (déplacements maximaux) deviennent plus importantes à la base du mur (BAZIZ & KAHIL, 2023).

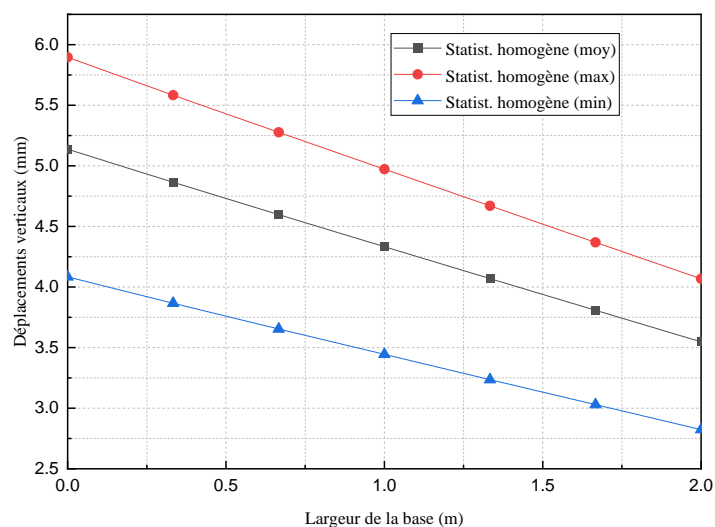


Figure 3.9. Déplacements verticaux à la base du mur (Cas statistiquement homogène).

Le graphique 3.9 présente la répartition des déplacements verticaux moyens, maximums et minimums en fonction de la largeur de la base du mur de soutènement, dans un sol considéré statistiquement homogène. Trois courbes distinctes illustrent l'évolution des déplacements verticaux : la courbe des déplacements moyens et celles des valeurs extrêmes (maximums et minimums). Bien que ces courbes affichent des tendances similaires, elles diffèrent par l'amplitude des déplacements en raison des variations observées.

La courbe représentant les déplacements verticaux moyens correspond de manière étroite aux résultats issus du calcul déterministe. Cependant, l'analyse prend tout son intérêt avec l'examen des courbes des valeurs extrêmes. Ces dernières révèlent l'impact des incertitudes liées aux caractéristiques du sol, en particulier la variabilité des paramètres géotechniques. Les déplacements maximums reflètent les scénarios les plus critiques, où des déplacements verticaux plus importants pourraient menacer la stabilité du mur. En revanche, les déplacements minimums traduisent des conditions plus favorables, associées à une meilleure stabilité.

Les écarts constatés entre les valeurs extrêmes et les valeurs moyennes soulignent l'importance de prendre en compte la variabilité des propriétés du sol lors de la conception des murs de soutènement. En intégrant ces incertitudes dans l'analyse, on obtient une vision plus complète et réaliste du comportement global du mur. Cela permet non seulement d'anticiper plus efficacement les scénarios critiques, mais aussi de mettre en œuvre des mesures de

sécurité mieux adaptées, garantissant ainsi la robustesse et la durabilité de l'ouvrage face aux variations géotechniques.

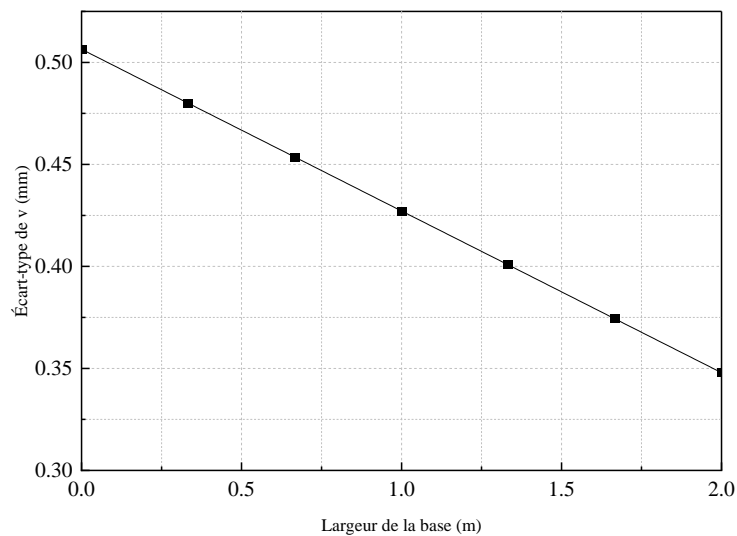


Figure 3.10. Evolution des écart-types des déplacements verticaux à la base du mur (Cas statistiquement homogène).

Le graphique de la figure 3.10 illustre la variation de l'écart-type des déplacements verticaux en fonction de la largeur de la base du mur de soutènement. Il est notable que l'écart-type est plus élevé du côté aval de la base du mur. Ce phénomène s'explique par les déplacements verticaux plus importants dans cette zone, dus aux contraintes accrues exercées par le sol.

En effet, ces contraintes plus élevées entraînent non seulement des déplacements verticaux plus prononcés, mais également une dispersion plus grande de ces déplacements, ce qui se manifeste par un écart-type plus élevé. Cette augmentation indique que la variabilité des déplacements verticaux devient plus significative du côté aval, avec une amplitude croissante entre les valeurs extrêmes (minimums et maximums). Autrement dit, l'écart entre les scénarios les plus stables (déplacements minimaux) et les plus critiques (déplacements maximaux) devient plus marqué à cet endroit, révélant une variabilité accrue des déplacements verticaux dans cette zone du mur.

### **3.5.3. Cas d'analyse d'un multicouche**

Dans ce cas d'analyse, les propriétés  $E$  et  $\varphi$  varient aléatoirement d'une couche à une autre (figure 3.11) selon une loi normale. Pour chacun des calculs,  $E$  et  $\varphi$  sont constants dans une couche.

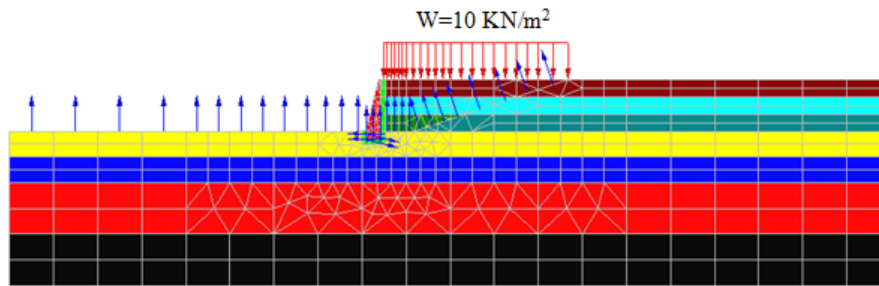


Figure 3.11. Maillage du modèle éléments finis (cas d'analyse d'un multicouche) (BAZIZ & KAHIL, 2023).

Chaque calcul permet de déterminer les valeurs des déplacements horizontaux derrière le mur, ainsi que les déplacements verticaux à la base du mur. Une fois la série des cent (100) calculs terminée, il est alors possible de calculer la moyenne et l'écart-type, pour chaque paramètre recherché et en chacun des nœuds situés sur la ligne de calcul choisie.

Dans ce cas d'analyse, les résultats relatifs aux déplacements maximums, minimums et moyens, ainsi que l'évolution de leurs écart-types, sont présentés dans les figures 3.12 et 3.13 pour déplacements horizontaux derrière le mur, et pour les déplacements verticaux à la base du mur dans les figures 3.14 et 3.15.

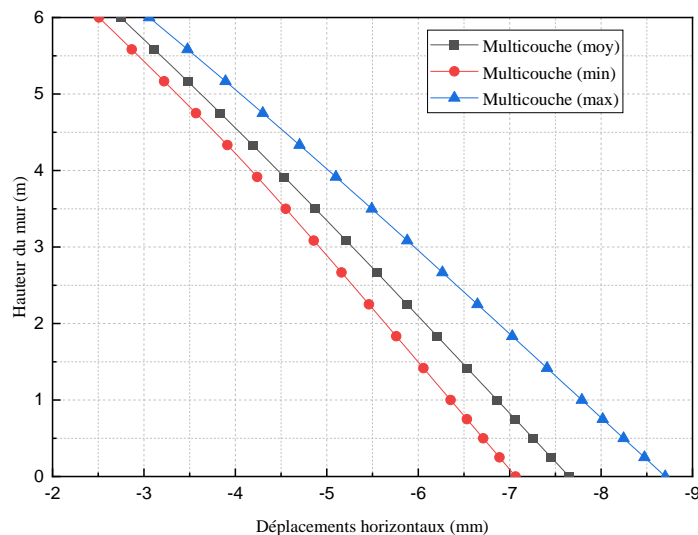


Figure 3.12. Déplacements horizontaux derrière le mur (multicouche).

Le graphique 3.12 représente la distribution des déplacements horizontaux moyens, maximums et minimums le long de la hauteur du mur de soutènement dans un sol multicouche. Trois courbes distinctes y sont présentées, chacune illustrant l'évolution des

déplacements horizontaux moyens ainsi que des valeurs extrêmes (maximums et minimums). Bien que les tendances générales des courbes soient similaires, elles diffèrent par leurs amplitudes, en fonction des variations observées.

La courbe des déplacements horizontaux moyens correspond de près aux résultats obtenus par le calcul déterministe. Cependant, l'intérêt principal de cette analyse réside dans l'examen des courbes des valeurs extrêmes. Ces courbes mettent en lumière les variations possibles des déplacements dues aux incertitudes liées aux propriétés du sol, telles que la variabilité des paramètres géotechniques. Les déplacements maximums illustrent les scénarios les plus critiques, qui pourraient compromettre la stabilité du mur, tandis que les déplacements minimums reflètent les conditions les plus stables.

Les écarts observés entre les valeurs extrêmes et les valeurs moyennes soulignent l'importance de considérer la variabilité des propriétés du sol lors de la conception des murs de soutènement. En intégrant ces incertitudes dans l'analyse, on obtient une vision plus complète et réaliste du comportement du mur, permettant ainsi d'anticiper les situations critiques potentielles et de mettre en place des mesures de sécurité appropriées.

Dans le cas d'un sol multicouche, l'écart entre les valeurs extrêmes est plus restreint par rapport à celui d'un sol statistiquement homogène. Cela reflète une meilleure précision des résultats grâce à l'approche multicouche.

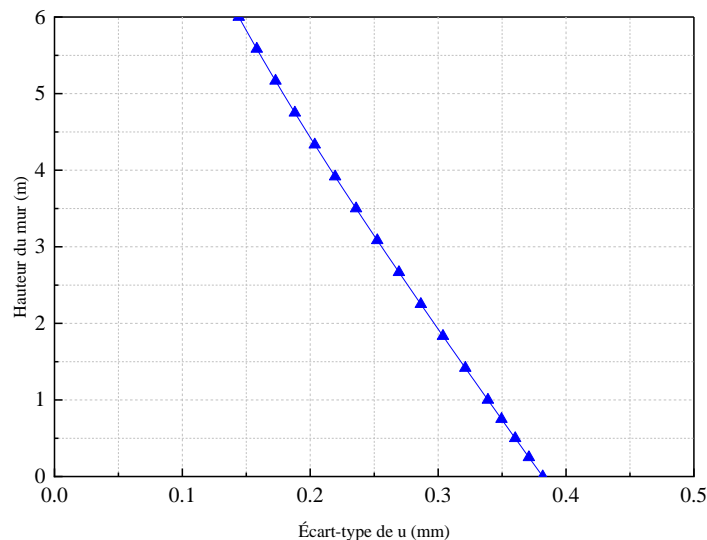


Figure 3.13. Evolution des écart-types des déplacements horizontaux derrière le mur (multicouche).

Le graphique de la figure 3.13 montre la variation de l'écart-type des déplacements horizontaux en fonction de la hauteur du mur de soutènement dans le cadre d'une analyse sur un sol multicouche.

On observe une augmentation progressive de l'écart-type des déplacements horizontaux en fonction de la profondeur. Ce comportement est attendu, car les déplacements horizontaux deviennent plus variables dans la partie inférieure du mur, où les contraintes exercées par le sol sont les plus importantes. En effet, les pressions croissantes du remblai à ces profondeurs provoquent des déplacements plus marqués, mais aussi une plus grande dispersion de ces déplacements, ce qui se traduit par un écart-type plus élevé (BAZIZ & KAHIL, 2023).

Cette augmentation de l'écart-type révèle que la variabilité des déplacements horizontaux est plus prononcée à la base du mur, entraînant un écart plus large entre les valeurs minimales et maximales. En d'autres termes, les écarts entre les scénarios les plus stables (déplacements minimaux) et les plus critiques (déplacements maximaux) augmentent à la base.

Comparativement à l'analyse d'un sol statistiquement homogène, les écarts-types enregistrés dans cette analyse multicouche sont moins importants. Cela est cohérent avec la réduction de la plage séparant les valeurs extrêmes des déplacements horizontaux derrière le mur dans le cas du sol multicouche, ce qui indique une précision accrue des résultats avec cette approche. En effet, la prise en compte de la stratification du sol permet une meilleure modélisation des variations réelles des propriétés géotechniques, réduisant ainsi l'incertitude globale sur les déplacements.

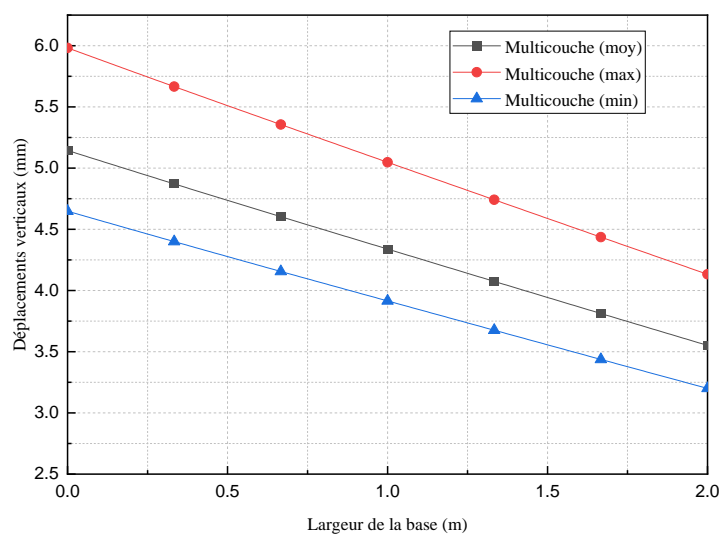


Figure 3.14. Déplacements verticaux à la base du mur (multicouche).

Le graphique 3.14 présente la répartition des déplacements verticaux moyens, maximums et minimums en fonction de la largeur de la base du mur de soutènement dans un sol multicouche. Il montre trois courbes distinctes, chacune illustrant l'évolution des déplacements verticaux moyens ainsi que des valeurs extrêmes (maximums et minimums). Bien que ces courbes suivent des tendances similaires, elles se différencient par des amplitudes variables en fonction des fluctuations observées.

La courbe des déplacements verticaux moyens correspond de manière étroite aux résultats issus du calcul déterministe. Cependant, l'intérêt principal de cette analyse réside dans l'examen des courbes des valeurs extrêmes, qui mettent en évidence les variations possibles des déplacements en raison des incertitudes liées aux propriétés du sol, notamment la variabilité des paramètres géotechniques. Les déplacements maximums représentent les scénarios les plus critiques, où des déplacements plus importants pourraient compromettre la stabilité du mur, tandis que les déplacements minimums traduisent les conditions les plus stables.

Les écarts entre les valeurs extrêmes et les valeurs moyennes soulignent l'importance de prendre en compte la variabilité des propriétés du sol dans la conception des murs de soutènement. En intégrant ces incertitudes, l'analyse devient plus complète et réaliste, permettant d'anticiper les situations critiques potentielles et de mettre en œuvre des mesures de sécurité appropriées.

Dans le cas d'un sol multicouche, la plage séparant les valeurs extrêmes est plus étroite que dans le cas d'un sol statistiquement homogène, ce qui traduit une précision accrue des résultats grâce à cette approche multicouche. Cela reflète une modélisation plus fine des propriétés du sol, réduisant l'incertitude sur les déplacements verticaux et améliorant ainsi la robustesse de l'évaluation de la stabilité du mur.

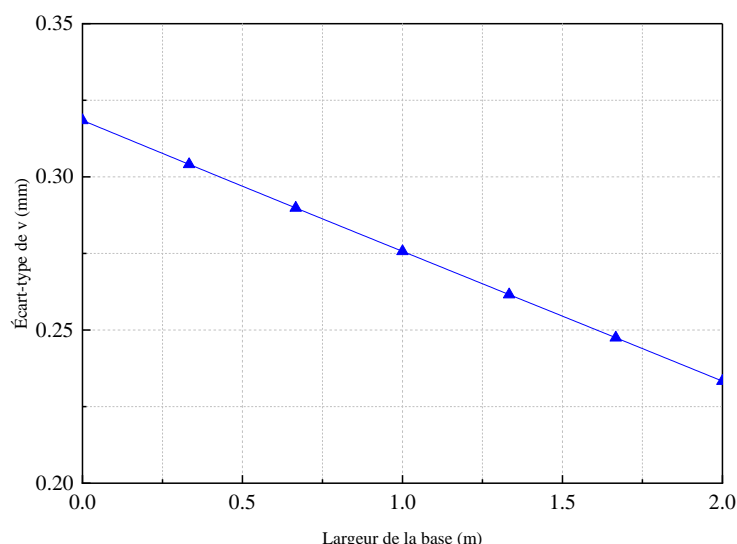


Figure 3.15. Evolution des écart-types des déplacements verticaux à la base du mur (multicouche).

Le graphique de la figure 3.15 illustre la variation de l'écart-type des déplacements verticaux en fonction de la largeur de la base du mur de soutènement dans le cadre d'une analyse sur un sol multicouche. On observe que les écarts-types sont plus élevés du côté aval de la base du mur. Ce phénomène s'explique par des déplacements verticaux plus importants dans cette zone, en raison des contraintes exercées par le sol, qui y sont plus fortes.

Ces contraintes accrues engendrent non seulement des déplacements verticaux plus marqués, mais également une dispersion plus importante, se traduisant par un écart-type plus élevé. Cette augmentation de l'écart-type montre que la variabilité des déplacements verticaux est plus prononcée du côté aval du mur, ce qui entraîne une plus grande amplitude entre les valeurs extrêmes (minimums et maximums). En d'autres termes, l'écart entre les scénarios les plus stables (déplacements minimaux) et les plus critiques (déplacements maximaux) se creuse à cet endroit.

Comparé aux écarts-types observés dans l'analyse d'un sol statistiquement homogène, ceux enregistrés dans le cas d'un sol multicouche sont moins importants. Cela est cohérent avec la réduction de la plage séparant les valeurs extrêmes des déplacements verticaux à la base du mur, indiquant une meilleure précision des résultats obtenus grâce à l'approche multicouche. Ce raffinement permet une modélisation plus précise des conditions géotechniques, limitant ainsi l'incertitude sur les déplacements verticaux.

### 3.5.4. Cas hétérogène

Les valeurs des deux paramètres  $E$  (module de Young) et  $\varphi$  (angle de frottement interne), générées aléatoirement selon une loi normale, varient horizontalement et verticalement, d'un bloc à un autre, où chaque bloc est la somme de plusieurs éléments finis, le maillage est illustré dans la figure 3.16.

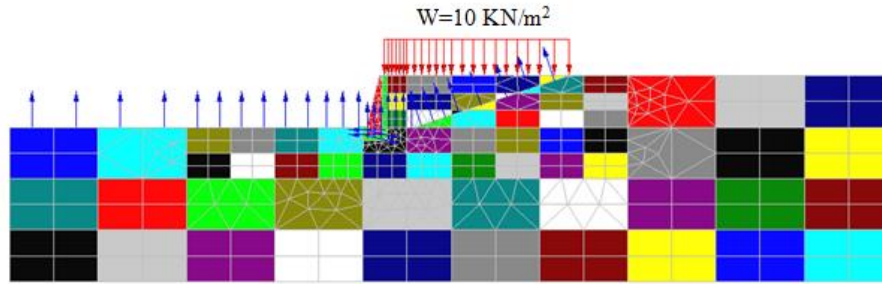


Figure 3.16. Maillage du modèle éléments finis (cas hétérogène) (BAZIZ & KAHIL, 2023).

Chaque calcul permet de déterminer les valeurs des déplacements horizontaux derrière le mur, ainsi que les déplacements verticaux à la base du mur. Une fois la série des vingt (20) calculs terminée, il est alors possible de calculer la moyenne et l'écart-type, pour chaque paramètre recherché et en chacun des nœuds situés sur la ligne de calcul choisie.

Dans ce cas d'analyse, les résultats relatifs aux déplacements maximums, minimums et moyens, ainsi que l'évolution de leurs écart-types, sont présentés dans les figures 3.17 et 3.18 pour les déplacements horizontaux derrière le mur, et pour les déplacements verticaux à la base du mur dans les figures 3.19 et 3.20.

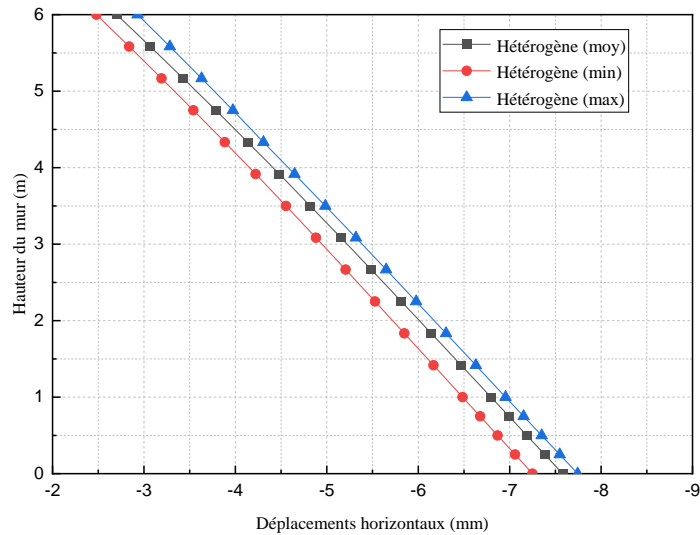


Figure 3.17. Déplacements horizontaux derrière le mur (hétérogène).

Le graphique 3.17 montre la répartition des déplacements horizontaux moyens, maximums et minimums le long de la hauteur du mur de soutènement dans un sol hétérogène. Il présente trois courbes distinctes, illustrant respectivement l'évolution des déplacements horizontaux moyens ainsi que les valeurs extrêmes (maximums et minimums). Bien que ces courbes suivent des tendances similaires, elles diffèrent par l'amplitude des déplacements en raison des variations observées.

La courbe des déplacements horizontaux moyens correspond étroitement aux résultats obtenus dans le calcul déterministe. Toutefois, l'intérêt majeur de cette analyse réside dans l'étude des courbes des valeurs extrêmes. Ces dernières mettent en lumière les fluctuations des déplacements causées par les incertitudes liées aux propriétés du sol, telles que la variabilité des paramètres géotechniques. Les déplacements maximums représentent les scénarios les plus défavorables, susceptibles de compromettre la stabilité du mur, tandis que les déplacements minimums traduisent les conditions les plus stables.

Les écarts entre les valeurs extrêmes et les moyennes soulignent l'importance de prendre en compte la variabilité des propriétés du sol dans la conception des murs de soutènement. En intégrant ces incertitudes, l'analyse devient plus complète et réaliste, permettant de mieux anticiper les situations critiques potentielles et de prendre des mesures de sécurité adéquates.

Dans le cas d'un sol hétérogène, la plage séparant les valeurs extrêmes est plus étroite que dans le cas d'un sol multicouche ou statistiquement homogène. Cela traduit une précision accrue des résultats dans cette approche, où la variabilité spatiale est modélisée de manière

bidimensionnelle, offrant ainsi une représentation plus réaliste du comportement du sol et de ses effets sur la stabilité du mur.

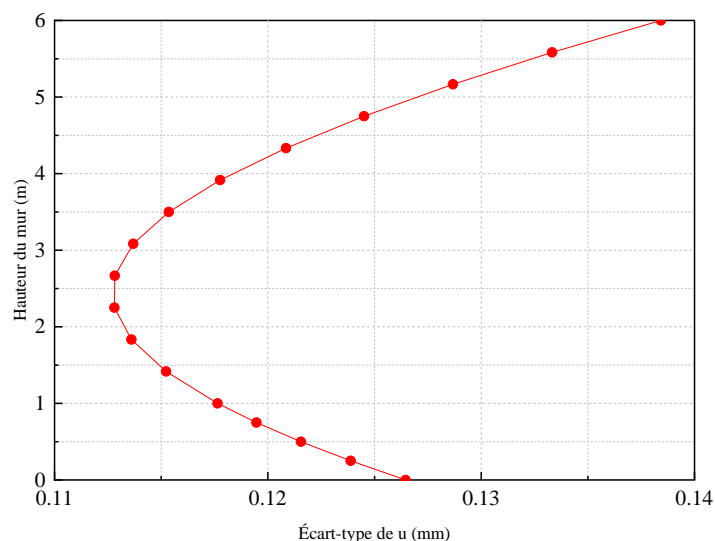


Figure 3.18. Evolution des écart-types des déplacements horizontaux derrière le mur (hétérogène).

Le graphique de la figure 3.18 montre la variation de l'écart-type des déplacements horizontaux en fonction de la hauteur du mur de soutènement dans le cadre d'une analyse sur un sol hétérogène. On observe une stabilisation progressive de l'écart-type en fonction de la profondeur. Cette tendance se caractérise par une plage très étroite entre les valeurs extrêmes (minimums et maximums). En d'autres termes, les écarts entre les scénarios les plus favorables (déplacements minimaux) et les plus défavorables (déplacements maximaux) deviennent négligeables (BAZIZ & KAHIL, 2023).

Comparé aux écarts-types observés dans les analyses d'un sol statistiquement homogène et d'un sol multicouche, ceux enregistrés dans cette analyse sont plus faibles. Cette réduction est cohérente avec l'étroitesse de la plage séparant les valeurs extrêmes des déplacements horizontaux derrière le mur. Cela reflète une meilleure précision des résultats obtenus grâce à l'approche hétérogène, qui modélise la variabilité spatiale de manière bidimensionnelle, offrant une représentation plus fine et réaliste des comportements du sol et de ses effets sur la stabilité du mur (BAZIZ & KAHIL, 2023).

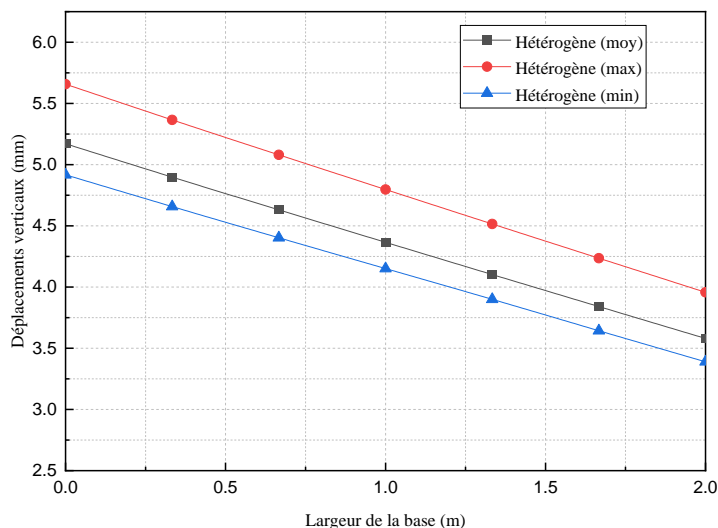


Figure 3.19. Déplacements verticaux à la base du mur (hétérogène).

Le graphique 3.19 présente la répartition des déplacements verticaux moyens, maximums et minimums en fonction de la largeur de la base du mur de soutènement, dans le cadre d'une analyse sur un sol hétérogène. Trois courbes distinctes y sont illustrées, représentant respectivement l'évolution des déplacements verticaux moyens ainsi que des valeurs extrêmes (maximums et minimums). Bien que ces courbes suivent des tendances similaires, elles diffèrent en amplitude selon les fluctuations observées.

La courbe des déplacements verticaux moyens correspond de près aux résultats obtenus dans le calcul déterministe. Cependant, l'intérêt principal de cette analyse réside dans l'examen des courbes des valeurs extrêmes. Celles-ci mettent en évidence les variations possibles des déplacements résultant des incertitudes liées aux caractéristiques du sol, notamment la variabilité des paramètres géotechniques. Les déplacements maximums représentent les scénarios les plus défavorables, pouvant compromettre la stabilité du mur, tandis que les déplacements minimums traduisent les conditions les plus stables.

Les écarts entre les valeurs extrêmes et les valeurs moyennes soulignent l'importance de prendre en compte la variabilité des propriétés du sol lors de la conception des murs de soutènement. En intégrant ces incertitudes dans l'analyse, on obtient une vision plus complète et réaliste du comportement du mur, ce qui permet d'anticiper de manière plus efficace les situations critiques et de mettre en œuvre des mesures de sécurité adaptées.

Dans le cas d'un sol hétérogène, l'écart entre les valeurs extrêmes est plus restreint par rapport à celui observé dans un sol multicouche ou statistiquement homogène. Cela reflète

une précision accrue des résultats obtenus grâce à l'approche hétérogène, qui modélise de manière bidimensionnelle la variabilité spatiale du sol.

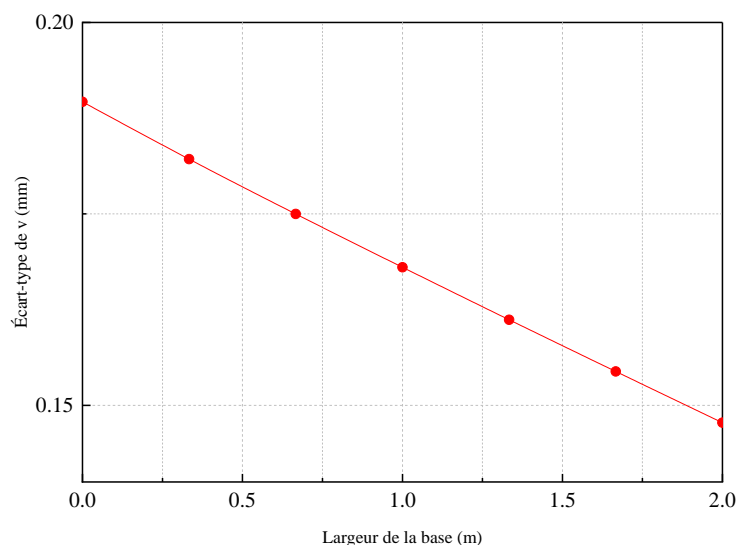


Figure 3.20. Evolution des écart-types des déplacements verticaux à la base du mur (hétérogène).

Le graphique de la figure 3.20 illustre la variation de l'écart-type des déplacements verticaux en fonction de la largeur de la base du mur de soutènement dans le cadre de l'analyse d'un sol hétérogène. On constate une stabilisation de l'écart-type à la base du mur, avec des valeurs comprises dans une plage très étroite entre les extrêmes (minimums et maximums). Autrement dit, les écarts entre les scénarios les plus favorables (déplacements minimaux) et les plus défavorables (déplacements maximaux) deviennent négligeables.

Comparé aux écarts-types observés dans les analyses portant sur des sols statistiquement homogènes et multicouches, ceux relevés dans le cas du sol hétérogène sont moins importants. Cela est en accord avec la réduction de la plage séparant les valeurs extrêmes des déplacements verticaux à la base du mur. Cette diminution reflète une meilleure précision des résultats obtenus avec l'approche hétérogène, qui prend en compte la variabilité spatiale bidimensionnelle du sol.

### **3.6. Comparaison des résultats des différents cas étudiés et interprétations**

Pour les résultats relatifs aux déplacements horizontaux derrière le mur et les déplacements verticaux à la base du mur, on constate que l'allure des courbes est linéaire, cette linéarité est

due au déplacement du mur en bloc, car la résistance de la maçonnerie est bien supérieure à celle du sol (rigidité du mur plus importante).

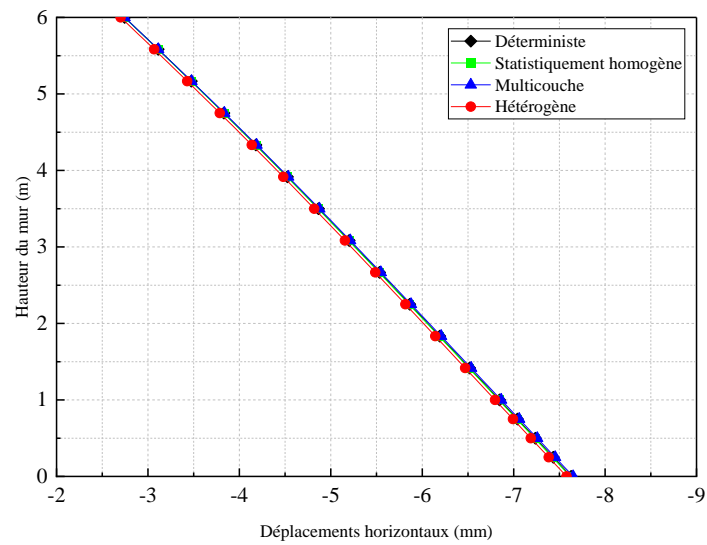


Figure 3.21. Déplacements horizontaux moyens derrière le mur.

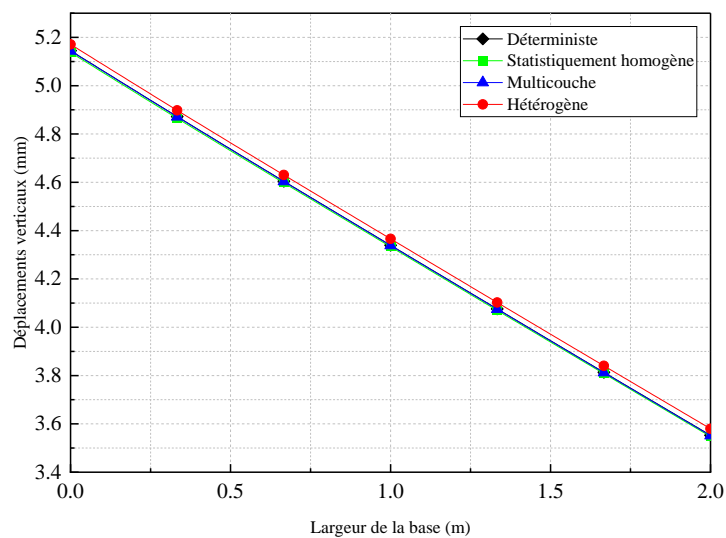


Figure 3.22. Déplacements verticaux moyens à la base du mur.

Les figures 3.21 et 3.22, représentant l'évolution des déplacements horizontaux moyens derrière le mur et les déplacements verticaux moyens à la base du mur, respectivement. On constate que l'ensemble des courbes qui décrivent les différents cas d'étude se confondent avec la courbe du cas déterministe.

À partir de ce constat, il apparaît que les calculs déterministes fournissent des résultats moyens pour les déplacements, sans tenir compte des valeurs extrêmes qui pourraient

influencer la sécurité de la structure. Cela souligne l'importance d'introduire un coefficient de sécurité, lequel dépendra de la dispersion des résultats obtenus.

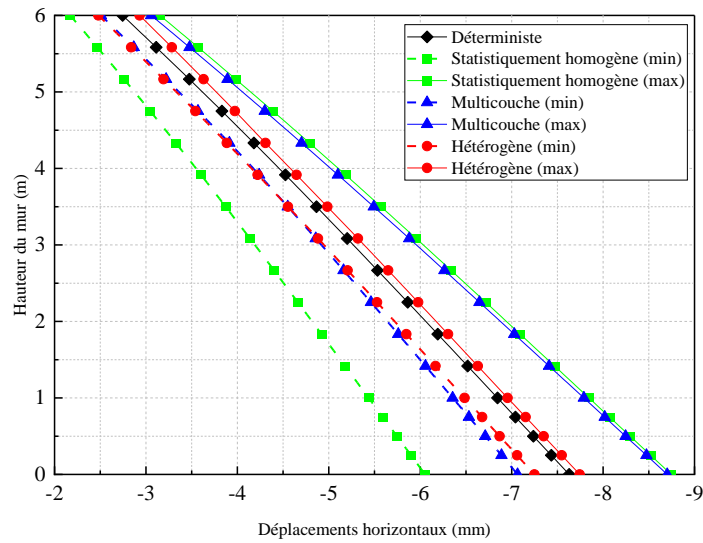


Figure 3.23. Déplacements horizontaux max et min derrière le mur (BAZIZ & KAHIL, 2023).

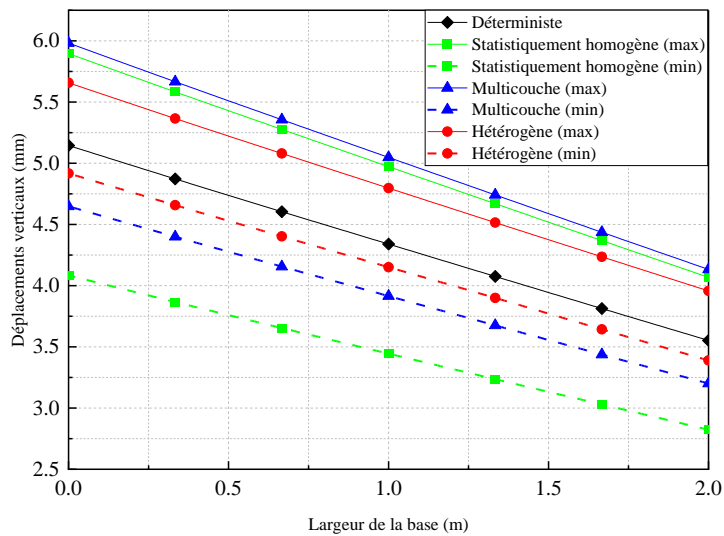


Figure 3.24. Déplacements verticaux max et min à la base du mur.

Les intervalles formés par les droites des minimums et des maximums des résultats pour les différents cas analysés (figures 3.23 et 3.24), montrent les différentes dispersions des résultats autour de la courbe relative au cas déterministe, un intervalle étroit pour le calcul hétérogène par rapport aux deux autres approches étudiées.

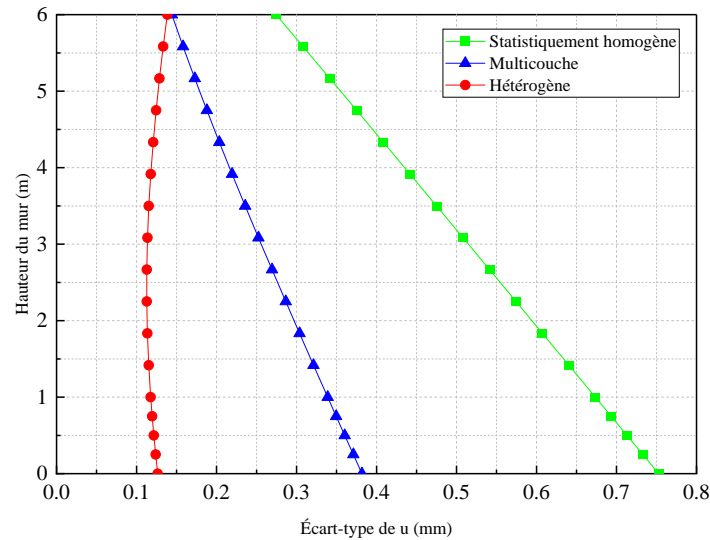


Figure 3.25. Evolution des écart-types des déplacements horizontaux derrière le mur.

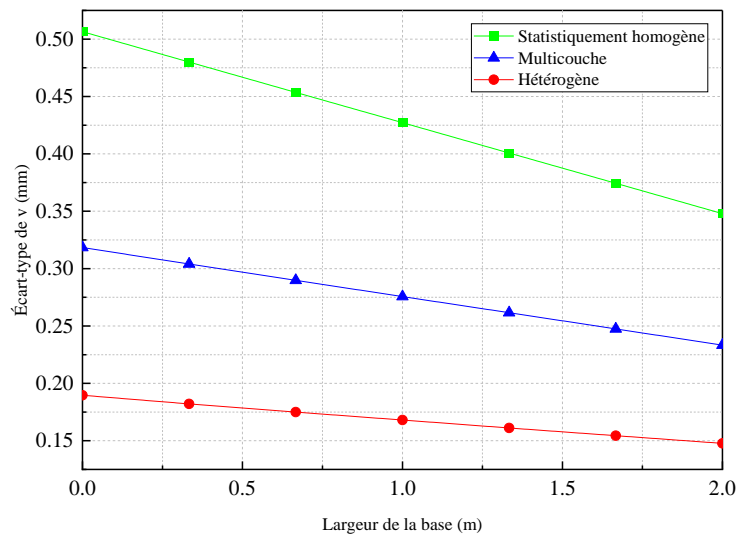


Figure 3.26. Evolution des écart-types des déplacements verticaux à la base du mur.

Les figures 3.25 et 3.26, relatives à l'évolution des écart-types des déplacements horizontaux derrière le mur et verticaux à la base du mur. Des écart-types beaucoup plus important pour le calcul statistiquement homogène, induisant une grande dispersion des résultats, ce qui entraine une grande incertitude, et des écart-types petits pour le cas hétérogène, donc les résultats sont moins dispersés, résultant une faible incertitude des résultats (BAZIZ & KAHIL, 2023).

### **3.7. Conclusion**

Dans ce chapitre, l'évaluation de la réponse d'un mur de soutènement poids a été analysée en considérant différentes approches de modélisation de la variabilité spatiale de l'angle de frottement interne et du module de Young. Une solution en termes de déplacements horizontaux derrière le mur en plus des déplacements verticaux à la base du mur ainsi que leurs écart-types respectifs, pour les différentes approches, a été obtenue.

Les principales conclusions sont résumées comme suit :

- Les écart-types des déplacements horizontaux derrière le mur et verticaux à la base du mur sont beaucoup plus faibles dans l'approche de modélisation du sol hétérogène. Ce qui nous renseigne sur une faible dispersion des résultats par rapport aux deux autres approches de modélisation.
- Pour le calcul hétérogène, un intervalle très étroit formé par la plage séparant les minimums et les maximums des résultats par rapport aux autres approches étudiées.

Enfin, les principaux résultats de cette étude permettent de connaître l'apport en termes de précision des résultats dans le cas où la variabilité spatiale des paramètres du sol est prise en compte dans les deux sens vertical et horizontal.

## ***CHAPITRE 4***

### ***Facteurs influant sur la stabilité d'un mur de soutènement poids***

#### **4.1. Introduction**

L'utilisation d'un ouvrage de soutènement est essentielle pour assurer la stabilité d'un terrain, que ce soit de façon provisoire ou définitive. Cette nécessité peut découler de risques naturels tels qu'une instabilité significative du sol, ou de risques d'origine humaine. Un dysfonctionnement partiel ou total de ce dispositif peut mettre en danger la sécurité des individus, et dans certaines situations, il peut entraîner des répercussions économiques majeures, notamment s'il est situé à proximité d'infrastructures routières ou ferroviaires.

Ce chapitre a été mis en place dans le but d'évaluer la vulnérabilité des murs de soutènement vis-à-vis de la variabilité spatiale du sol. Contrairement à une approche déterministe, l'approche présentée ici intègre l'incertitude géotechnique, ce qui augmente le nombre de scénarios à considérer (les cas d'étude). Cela implique l'évaluation des effets des coefficients de variation de chaque paramètre du sol. Afin d'explorer une vaste gamme de scénarios envisageables, il est nécessaire de faire varier chaque paramètre jugé important selon un plan d'expérience. Chaque cas d'étude défini conduit à l'obtention des probabilités de défaillance en fonction de l'évolution du coefficient de variation du paramètre considéré, pour chaque facteur de sécurité utilisé, à l'aide d'une simulation de Monte Carlo. Dans ce contexte, il devient impératif de définir les états limites pour chaque mode de rupture considéré.

#### **4.2. Principes de l'approche probabiliste**

L'approche probabiliste constitue une méthode avancée qui s'appuie sur la théorie de la fiabilité pour évaluer quantitativement le risque de défaillance d'un ouvrage ou pour déterminer son indice de fiabilité (Melchers & Beck, 2018). Contrairement à l'approche déterministe, qui utilise des valeurs fixes pour les paramètres d'entrée, l'approche probabiliste prend en compte les incertitudes inhérentes à ces paramètres en les modélisant sous forme de lois de probabilité (Ditlevsen & Madsen, 1996). Ainsi, chaque variable d'entrée est associée à une distribution probabiliste, reflétant les variations possibles dues à des incertitudes dans les matériaux, les conditions de chargement, ou les méthodes de construction (Ang & Tang, 2007). Le comportement de l'ouvrage, tout comme dans l'approche déterministe, est décrit par un état limite, mais l'introduction des incertitudes permet de mieux cerner la probabilité d'atteindre cet état limite, offrant ainsi une évaluation plus réaliste et complète de la sécurité de l'ouvrage (JCSS, 2001).

#### 4.2.1. Données d'entrée

La mise en œuvre de l'approche probabiliste nécessite d'identifier les paramètres du projet dont le comportement est considéré comme "incertain" ou "variable," tels que les propriétés des matériaux, les charges appliquées, ou la géométrie de la structure. Pour chacun de ces paramètres, une loi de distribution statistique est attribuée, en s'appuyant idéalement sur la dispersion observée dans les essais disponibles (Ang & Tang, 2007). Les lois de distribution les plus couramment utilisées sont la loi normale et la loi log-normale, toutes deux caractérisées par deux paramètres : la valeur moyenne ( $\mu$ ) et le coefficient de variation ( $Cv$ ), qui est le rapport entre l'écart type ( $\sigma$ ) et la moyenne ( $\mu$ ) (Ditlevsen & Madsen, 1996). Il est à noter que des coefficients de variation standardisés sont souvent proposés dans la littérature (Phoon & Kulhawy, 1999) en fonction du paramètre étudié et de la nature de sa variabilité, qu'il s'agisse de géologie, de méthodes de mesure, ou de corrélations entre les données.

#### 4.2.2. Définition d'une défaillance

L'évaluation d'une défaillance en fonction d'un état limite spécifique implique l'examen de la fonction de performance  $G(x)$  à chaque point de la structure ( $x$ ) et pour chaque simulation de Monte-Carlo (Mokeddem, 2018). Cette fonction se compose d'une composante représentant la sollicitation  $S(x)$  appliquée et d'une autre composante représentant la résistance (le seuil d'état limite)  $R(x)$ . On considère qu'une défaillance se produit lorsque  $G(x) \leq 0$ , avec :

$$G(x) = R(x) - S(x) \quad (4.1)$$

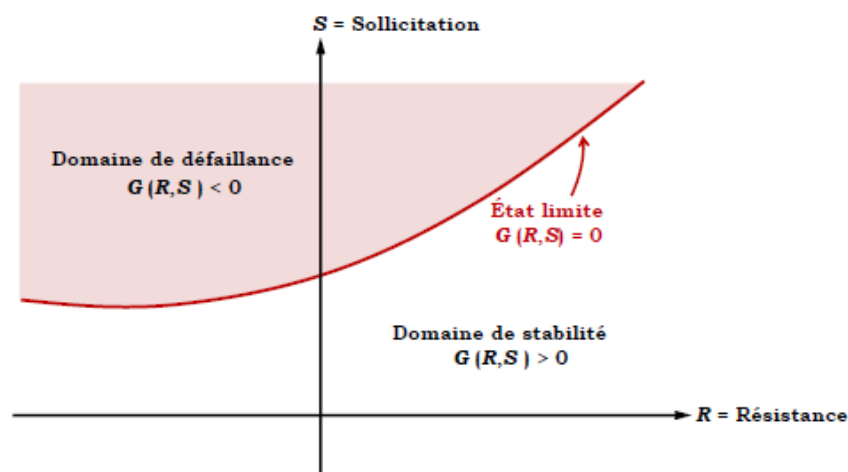


Figure 4.1. Notion de domaine de défaillance et de fonction d'état limite (CAZES, CUIRA, & SIMON, 2014).

### 4.2.3. Probabilité de défaillance et indice de fiabilité

La probabilité de défaillance est calculée en divisant le nombre de cas défaillants, représenté par  $N_{G(x) \leq 0}$ , par le nombre total de simulations,  $N_{simul}$ . Ce résultat peut également être formulé en utilisant l'indice de fiabilité  $\beta$  avec la loi normale standard inverse  $\Phi^{-1}$  (Mokeddem, 2018).

$$P_f = P[G(x) \leq 0] = \frac{N_{G(x) \leq 0}}{N_{simul}} \quad (4.2)$$

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f) \quad (4.3)$$

Le principal inconvénient des simulations de Monte-Carlo réside incontestablement dans le nombre important de simulations nécessaires. La détermination de ce nombre dépend d'une part de la probabilité de défaillance cible  $\tilde{P}_f$  (pouvant être évaluée), et d'autre part de l'incertitude acceptée sur la valeur de probabilité exprimée à travers le  $Cv(\tilde{P}_f)$ , ainsi que de l'intervalle de confiance parfois utilisé (Mokeddem, 2018). Une expression simplifiée fréquemment employée, issue du travail de (Mollon, 2012), permet d'exprimer ce coefficient de variation. En imposant  $Cv(\tilde{P}_f)$ , il est également possible d'extraire le nombre de simulations requis. Il convient de noter que dans le domaine du génie civil, les valeurs de probabilité oscillent généralement entre  $10^{-3}$  et  $10^{-5}$  (ELS et ELU) (Mokeddem, 2018; Mollon, 2012).

$$Cv(\tilde{P}_f) = \sqrt{\frac{1 - \tilde{P}_f}{N\tilde{P}_f}} \quad (4.4)$$

$$N \geq \frac{1}{Cv(\tilde{P}_f)^2} \left( \frac{1}{\tilde{P}_f} - 1 \right) \quad (4.5)$$

La probabilité de défaillance visée dans ce chapitre est d'environ  $10^{-4}$ , ce qui équivaut à un indice de fiabilité de 3.7. En considérant une estimation de qualité modeste, avec un coefficient de variation  $Cv(\tilde{P}_f)$  d'environ 30% (Mokeddem, 2018; Mollon, 2012), le nombre de simulations requis est estimé à environ  $10^5$ . Bien que d'autres méthodes de calcul moins contraignantes existent, telles que celles proposées par (BRODING, Diederich, & PARKER, 1964) et (Melchers & Beck, 2018), elles sont rarement utilisées dans le domaine du génie civil.

### 4.2.4. Probabilité/fiabilité du système

En ce qui concerne le comportement du système, l'analyse conduit à considérer que le système fonctionne en série. Cela signifie que la défaillance de l'un des constituants entraîne

la défaillance de l'ensemble du système (Mokeddem, 2018; Zevgolis & Bourdeau, 2010). On entend par constituant un mode de rupture.

$$P_{Sys} = 1 - \prod_{i=1}^{N_{EL}} (1 - P_i) \quad (4.6)$$

avec :

$P_{Sys}$  : la probabilité du système,

$P_i$  : la probabilité pour un état limite donné (un constituant),

$N_{EL}$  : nombre d'états limites (modes de rupture) considéré pour l'analyse du système.

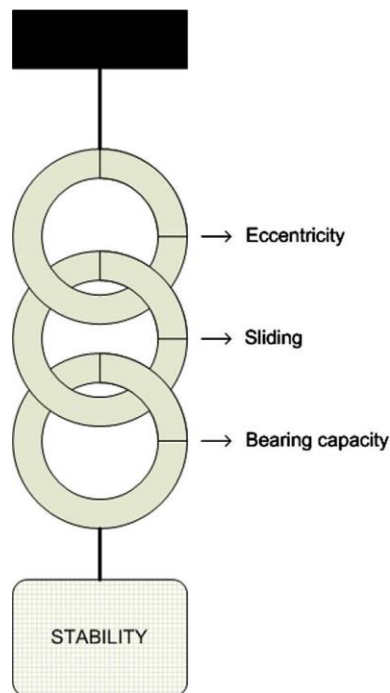


Figure 4.2. Représentation schématique d'un système en série (Zevgolis & Bourdeau, 2010).

### 4.3. Application pour un cas d'étude

#### 4.3.1. Présentation du cas d'étude

Un mur de soutènement poids typique, comme le montre la figure 4.3, est considéré pour la présente étude. Toutes les propriétés du sol sont supposées homogènes, statistiquement indépendantes et spatialement constantes. Le tableau 4.1 résume les valeurs moyennes des propriétés du sol de remblai et de fondation.

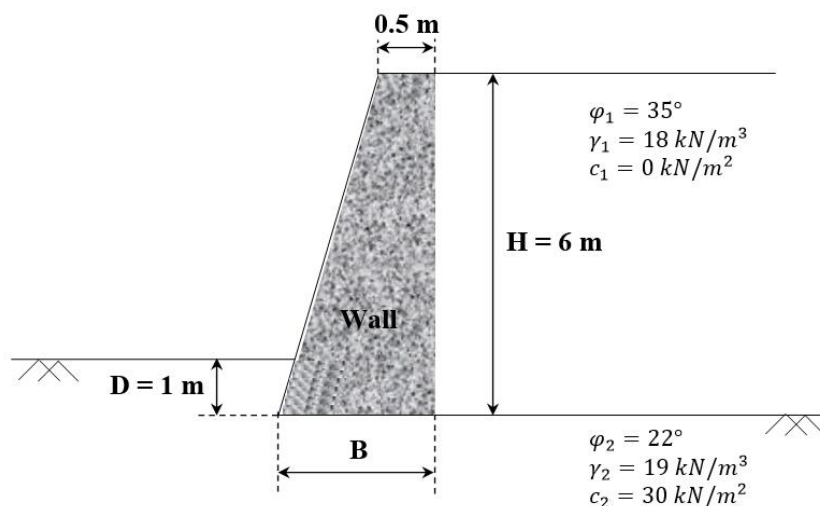


Figure 4.3. Coupe transversale du mur de soutènement poids

Tableau 4.1. Statistiques des paramètres de calcul

Variables	Moyenne $\mu$	Cv (%)	distribution
$\gamma_1$ ( $kN/m^3$ )	18	[5% - 10%]	Normal
$\varphi_1$ (degrés)	35	[5% - 15%]	Log-normal
$\gamma_2$ ( $kN/m^3$ )	19	[5% - 10%]	Normal
$\varphi_2$ (degrés)	22	[5% - 15%]	Log-normal
$c_2$ ( $kN/m^2$ )	30	[30% - 50%]	Log-normal

#### 4.3.2. Analyse déterministe

La théorie de Coulomb relative à la pression des terres est utilisée pour évaluer la stabilité externe du mur dans des conditions statiques. Cette approche permet d'analyser les forces agissant sur le mur, notamment la pression exercée par le sol, qui peut influencer la stabilité du mur de soutènement. Le mur est spécifiquement conçu pour résister aux deux modes principaux de défaillance : le glissement de la base, qui se produit lorsque le mur se déplace horizontalement en raison des forces appliquées, et le renversement autour de son pied, qui se produit lorsque le mur bascule sous l'effet de moments excédant les capacités stabilisatrices.

Les équations d'équilibre limite utilisées pour cette analyse sont celles présentées au chapitre 1, ces équations permettent de s'assurer que les forces stabilisatrices sont en équilibre avec les forces déstabilisatrices. Le dimensionnement du mur de soutènement poids est effectué en ajustant les coefficients de sécurité déterministes conformément aux valeurs spécifiées dans le tableau 4.2. Ces coefficients de sécurité, appelés facteurs de sécurité ( $F_S$ ), sont calculés séparément pour les deux modes de défaillance, offrant une mesure de la marge de sécurité disponible avant l'occurrence de la défaillance. Ces valeurs déterministes des  $F_S$  servent de référence pour les analyses probabilistes, qui évaluent l'incertitude liée aux paramètres

influençant la stabilité du mur et estiment les probabilités de défaillance pour chaque mode de rupture.

Tableau 4.2. Les coefficients de sécurité déterministes.

Facteurs de sécurité	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00
Valeurs de B (m) correspondantes à $F_{SR}$	1.513	1.693	1.860	2.016	2.164	2.303	2.437	2.565
Valeurs de B (m) correspondantes à $F_{SG}$	1.533	1.911	2.289	2.668	3.046	3.424	3.802	4.181

Le tableau 4.2 révèle que pour atteindre un coefficient de sécurité déterminé, le mur nécessite des dimensions moins importantes pour prévenir un renversement que pour éviter un glissement. En d'autres termes, lorsqu'un mur de soutènement est dimensionné de manière à être suffisamment sécurisé contre le glissement, il est également, par conséquent, automatiquement sécurisé contre le renversement.

Cette observation met en évidence une relation hiérarchique entre les deux modes de défaillance en termes de dimensions critiques. Le glissement, étant le mode de défaillance nécessitant des critères plus stricts pour assurer la stabilité, impose des exigences dimensionnelles plus sévères. En conséquence, lorsqu'un mur est dimensionné pour résister efficacement au glissement, il dispose déjà d'une marge de sécurité suffisante pour prévenir un renversement, même si ce dernier mode de défaillance aurait pu être traité avec une structure moins imposante. Comme l'indique l'étude de (Terzaghi, Peck, & Mesri, 1996), la conception d'un mur de soutènement doit prioriser le glissement, car ce mode de rupture impose les contraintes dimensionnelles les plus importantes. D'autres auteurs, tels que (Bowles & Guo, 1996) soulignent également que la stabilité contre le renversement est souvent assurée par la même conception qui protège contre le glissement, simplifiant ainsi le processus de dimensionnement.

#### 4.3.3. Analyse probabiliste

Le tableau 4.1 présente les statistiques détaillées des paramètres d'entrée utilisés dans l'analyse de stabilité du mur de soutènement. Il est important de souligner que les coefficients de variation ( $C_v$ ) mentionnés dans le tableau 4.1, sont supposés en l'absence de données spécifiques au site, conformément aux recommandations de (Duncan, 2000; Schneider, 1999). De plus, les distributions des variables aléatoires ont été sélectionnées sur la base d'études précédentes, comme celles proposées par (Harr, 1987; Kulhawy, 1993) afin de refléter les conditions réalistes couramment observées dans la pratique géotechnique.

Dans le cadre de l'analyse probabiliste du mur de soutènement, les fonctions de performance, notées  $G_i(x)$ , sont définies par :

$$G_i(x) = (FS)_i - 1 \quad (4.7)$$

où  $i$  désigne les différents modes de défaillance potentiels.

La défaillance survient lorsque  $G_i(x) < 0$ .

La probabilité de défaillance ( $P_f$ ) pour chaque mode de défaillance, ainsi que pour chaque paramètre étudié, est calculée en utilisant la simulation de Monte Carlo. Cette méthode consiste à générer un ensemble de points de données aléatoires ( $n = 10^5$ ) pour chacune des variables aléatoires, en utilisant MATLAB. La  $P_f$  est ensuite déterminé comme étant le pourcentage des simulations qui ne respectent pas les critères d'équilibre limite, c'est-à-dire les cas où  $G_i(x) < 0$ .

Ce travail adopte une approche méthodique visant à analyser l'influence spécifique de chaque paramètre de sol sur un mode de rupture déterminé. Cette démarche permet d'identifier les paramètres les plus influents et de comprendre leur impact sur la stabilité du mur de soutènement poids.

#### 4.3.3.1. Mode de rupture par renversement

Pour évaluer la stabilité du mur de soutènement vis-à-vis du renversement, il est essentiel d'analyser l'influence de chaque paramètre du sol sur la probabilité de défaillance associée à ce mode spécifique de rupture. Cette approche consiste à examiner systématiquement l'impact de chaque paramètre de manière isolée, en tenant compte des incertitudes inhérentes aux propriétés du sol. En procédant ainsi, nous pouvons identifier les paramètres qui contribuent le plus significativement à la probabilité de renversement du mur.

Cette méthode d'analyse repose sur des principes de fiabilité structurale, tels que décrits par (Duncan, 2000), et s'appuie sur les bases de la mécanique des sols pour évaluer les risques associés. Par exemple, la variation de la cohésion du sol, de l'angle de frottement interne ou du poids volumique du sol, peut avoir des effets divers sur la stabilité au renversement. Selon (Phoon & Kulhawy, 1999) les incertitudes dans les paramètres géotechniques doivent être rigoureusement quantifiées pour une évaluation précise de la probabilité de défaillance. Cette quantification permet non seulement de comprendre les contributions individuelles des paramètres, mais aussi de concevoir des stratégies d'atténuation des risques plus efficaces.

### a) Influence de l'angle de frottement interne du sol de remblai $\varphi_1$

Pour évaluer l'impact de la variabilité spatiale du sol, en particulier l'influence de la variabilité de l'angle de frottement interne du remblai  $\varphi_1$ , une analyse approfondie a été réalisée à l'aide de simulations de Monte Carlo. Dans cette étude, tous les paramètres du sol de remblai et du sol de fondation ont été maintenus constants, à l'exception de l'angle de frottement interne  $\varphi_1$ , qui a été considéré comme variable. Ce dernier paramètre suit une distribution spécifique, comme illustré dans le tableau 4.1.

Afin de mettre en lumière l'effet de cette variabilité sur la probabilité de rupture, nous avons étudié la variation du coefficient de variation de l'angle de frottement interne du remblai  $\varphi_1$ . Ce coefficient a été analysé avec une augmentation progressive de 2% dans une plage allant de 5% à 15%. Cette approche permet d'identifier la sensibilité de la probabilité de rupture aux fluctuations de  $\varphi_1$ .

Pour comparer les différentes probabilités de rupture obtenues en fonction des variations du coefficient de variation de  $\varphi_1$ , chaque série de calcul a été effectuée en fixant un coefficient de sécurité déterministe. Ce coefficient sert de référence pour l'analyse de la stabilité au renversement, garantissant ainsi une évaluation cohérente et rigoureuse des résultats obtenus.

Tableau 4.3. Probabilité de défaillance par renversement selon les différentes séries de calculs en fonction de  $Cv(\varphi_1)$ .

$Cv(\varphi_1)$	Coefficient de sécurité au renversement $F_{SR}$							
	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00
5%	4.41E-04	0						
7%	8.92E-03	2.67E-06	0					
9%	3.39E-02	1.49E-04	0					
11%	6.94E-02	1.69E-03	5.00E-06	0				
13%	1.08E-01	6.93E-03	1.37E-04	1.67E-06	0			
15%	1.46E-01	1.69E-02	8.08E-04	2.43E-05	0			

Nous représentons graphiquement les courbes des probabilités de rupture en fonction de l'évolution du coefficient de variation de l'angle de frottement interne du remblai  $\varphi_1$  pour chaque coefficient de sécurité déterminé dans chaque série de calculs. Cette approche permet d'analyser en détail comment les variations de  $\varphi_1$  influencent la probabilité de rupture au renversement, tout en tenant compte des différents niveaux de sécurité choisis. Les courbes obtenues illustrent clairement la sensibilité des résultats aux fluctuations du paramètre  $\varphi_1$ , mettant en évidence les implications potentielles pour la stabilité structurelle en fonction des hypothèses prises dans chaque scénario de calcul.

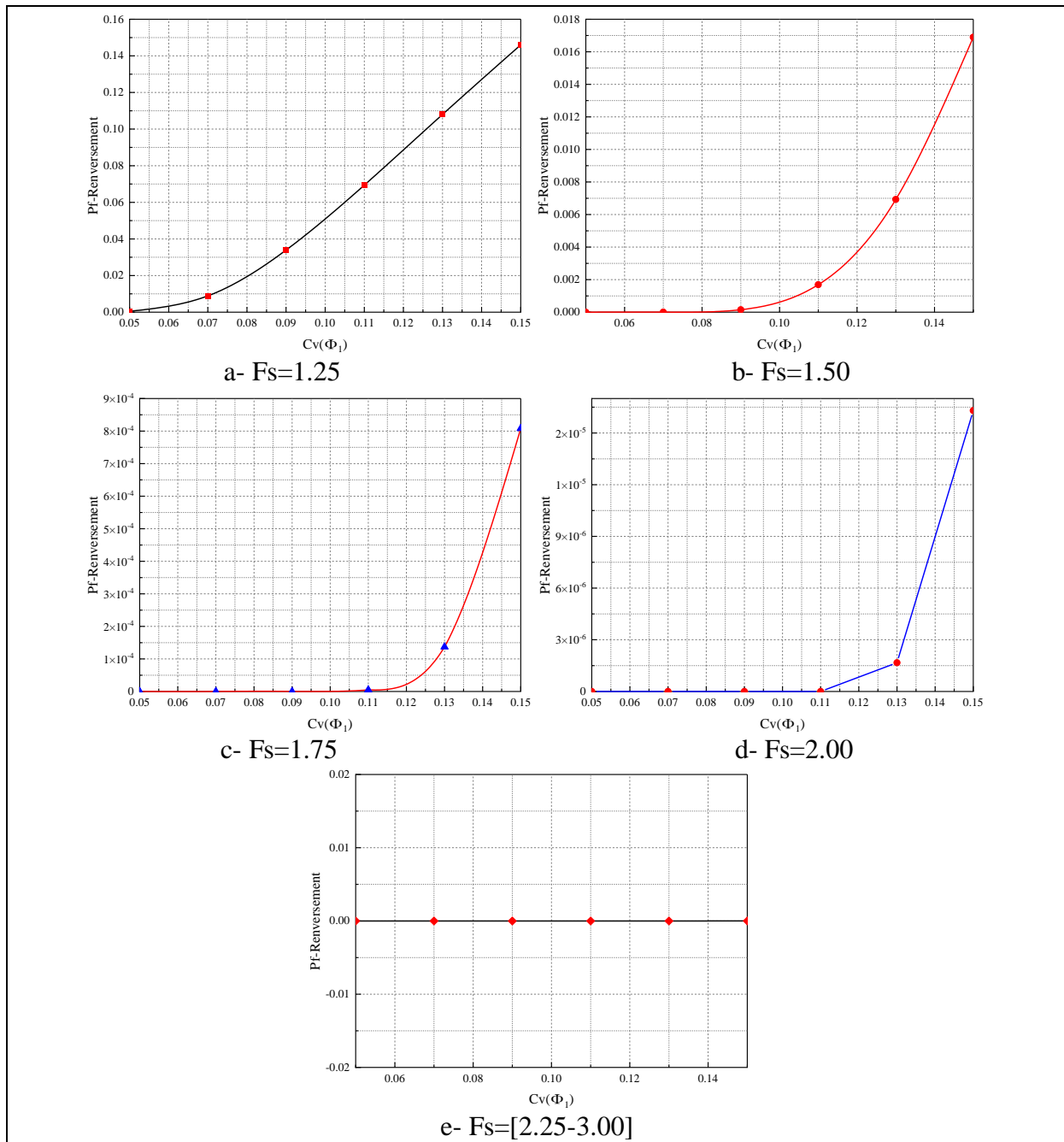


Figure 4.4. Probabilités de rupture en fonction de  $Cv(\varphi_1)$  pour différents coefficients de sécurité.

Dans le tableau 4.3, qui présente les probabilités de défaillance par renversement en fonction de l'évolution du coefficient de variation de l'angle de frottement interne du sol de remblai, ainsi que sur les courbes de la figure 4.4, il est clairement observé que l'influence de la variation de cet angle est particulièrement significative.

Lorsqu'un coefficient de sécurité déterministe au renversement ( $F_{SR}$ ) de 1.5 est utilisé, conformément aux recommandations standards, on constate systématiquement des

probabilités de rupture par renversement qui excèdent la probabilité de défaillance cible, généralement de l'ordre de  $10^{-4}$ . Cela indique que, dans le cadre d'un calcul déterministe pour un mur de soutènement soumis au renversement, il est impératif de considérer un coefficient de sécurité avoisinant de 2. Ceci est particulièrement important lorsque le sol de remblai présente un angle de frottement interne avec un coefficient de variation supérieur à 9%.

#### b) Influence du poids volumique du sol de remblai $\gamma_1$

Pour examiner l'effet de la variabilité spatiale du sol, en particulier l'influence de la variabilité du poids volumique du sol de remblai  $\gamma_1$ , les résultats d'une simulation de Monte-Carlo sont présentés. Dans cette analyse, tous les paramètres du sol de remblai et du sol de fondation sont considérés constants, à l'exception du poids volumique du sol de remblai  $\gamma_1$ , qui est le paramètre d'intérêt. Ce dernier est traité comme une variable aléatoire suivant la distribution indiquée dans le tableau 4.1.

Afin de mettre en évidence l'impact du poids volumique du sol de remblai sur la probabilité de rupture, nous examinons la variation du coefficient de variation de ce paramètre  $\gamma_1$ . Cette étude est menée en faisant varier le coefficient de variation de  $\gamma_1$  par incréments de 1% dans l'intervalle [5% - 10%].

Pour comparer les différentes probabilités de rupture obtenues en fonction de l'évolution du coefficient de variation de  $\gamma_1$ , nous fixons un coefficient de sécurité spécifique pour chaque série de calculs. Ce coefficient représente la référence par rapport à laquelle l'analyse de stabilité au renversement est effectuée.

Tableau 4.4. Probabilité de défaillance par renversement selon les différentes séries de calculs en fonction de  $Cv(\gamma_1)$ .

$Cv(\gamma_1)$	Coefficient de sécurité au renversement $F_{SR}$							
	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00
5%	0							
6%	0							
7%	0							
8%	1.00E-06	0						
9%	2.03E-05	0						
10%	1.10E-04	0						

Nous représentons graphiquement les courbes des probabilités de rupture en fonction de la variation du coefficient de variation du poids volumique du sol de remblai  $\gamma_1$  pour chaque valeur du facteur de sécurité déterminé dans les différentes séries de calcul. Ces courbes permettent d'illustrer comment l'augmentation ou la diminution de la variabilité de

$\gamma_1$  influence les probabilités de défaillance pour chaque scénario de stabilité au renversement. Cette approche offre une vue d'ensemble claire des risques associés à différentes conditions de sécurité, mettant en lumière l'importance de considérer la variabilité spatiale des propriétés du sol dans les analyses géotechniques.

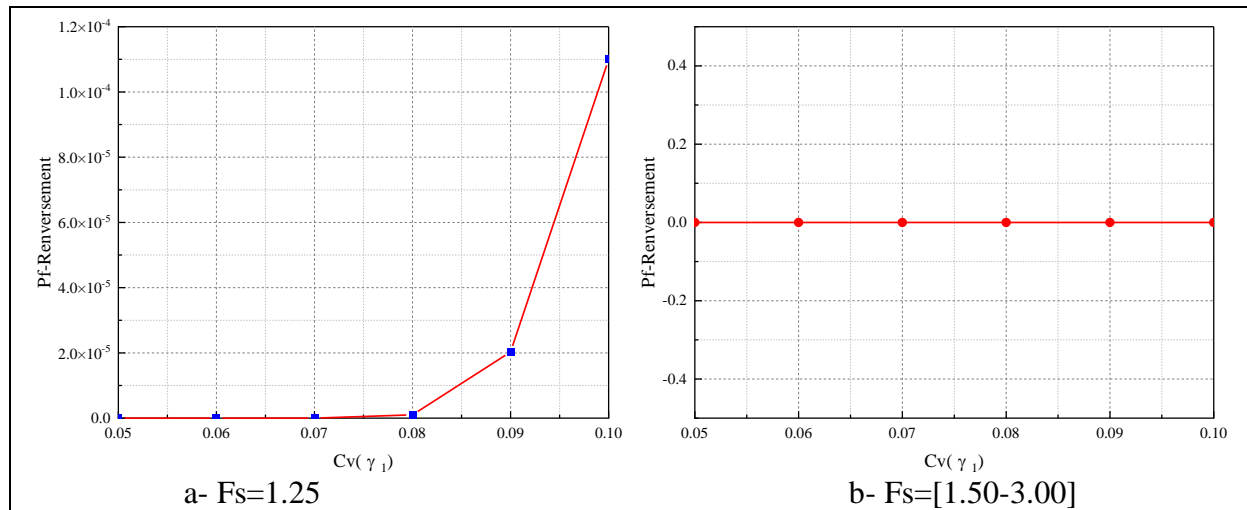


Figure 4.5. Probabilités de rupture en fonction de  $Cv(\gamma_1)$  pour différents coefficient de sécurité au renversement.

Dans le tableau 4.4, qui présente les probabilités de défaillance par renversement en fonction de l'évolution du coefficient de variation du poids volumique du sol de remblai  $\gamma_1$ , ainsi que sur les courbes illustrées à la figure 4.5, il apparaît clairement que la variation de ce paramètre a une influence négligeable. Les résultats montrent que, quelle que soit la valeur du coefficient de variation de  $\gamma_1$ , les probabilités de défaillance restent pratiquement nulles.

En conséquence, aucune recommandation spécifique n'est nécessaire concernant le choix du coefficient de sécurité par rapport au renversement, car la variabilité du poids volumique du sol de remblai  $\gamma_1$  n'a pas d'impact significatif sur les probabilités de défaillance. Cette stabilité observée pour toutes les valeurs du coefficient de variation suggère que d'autres paramètres, tels que la cohésion ou l'angle de frottement interne, pourraient jouer un rôle plus déterminant dans l'évaluation de la sécurité contre le renversement. Par conséquent, l'analyse du poids volumique  $\gamma_1$  peut être considérée comme moins critique dans le contexte des conditions étudiées.

#### 4.3.3.2. Mode de rupture par glissement

Dans le cadre de l'évaluation de la stabilité des murs de soutènement face au risque de glissement, il est essentiel d'examiner l'influence de chaque paramètre géotechnique sur la probabilité de rupture associée à ce mode de défaillance.

Cette démarche implique une analyse systématique des effets de chaque paramètre de manière isolée, en prenant en compte les incertitudes inhérentes aux propriétés du sol. Une telle approche permet d'identifier les paramètres ayant l'impact le plus significatif sur la probabilité de glissement du mur.

Cette méthode d'analyse s'appuie sur les principes de la fiabilité structurale, comme le souligne (Duncan, 2000), et s'enracine dans les fondements de la mécanique des sols pour évaluer les risques associés.

Par exemple, les variations de la cohésion, de l'angle de frottement interne ou du poids volumique du sol peuvent avoir des conséquences variées sur la stabilité au glissement. Comme l'ont démontré (Phoon & Kulhawy, 1999) il est essentiel de quantifier rigoureusement les incertitudes liées aux paramètres géotechniques afin d'obtenir une évaluation précise de la probabilité de défaillance.

Cette quantification permet non seulement de comprendre les contributions individuelles des différents paramètres, mais aussi de concevoir des stratégies de gestion des risques plus efficaces.

##### a) Influence de l'angle de frottement interne du sol de remblai $\varphi_1$

Pour évaluer l'impact de la variabilité spatiale des propriétés du sol, et en particulier celle de l'angle de frottement interne du sol de remblai  $\varphi_1$ , nous avons réalisé une simulation de Monte-Carlo. Dans cette étude, tous les paramètres du sol de remblai et du sol de fondation sont maintenus constants, à l'exception de l'angle de frottement interne du sol de remblai  $\varphi_1$ , qui est le sujet de notre analyse. Ce paramètre est supposé variable et suit la distribution statistique présentée dans le tableau 4.1.

Afin de mettre en évidence l'influence de cette variabilité sur la probabilité de rupture, nous examinons comment la variation du coefficient de variation de  $\varphi_1$  affecte les résultats. Le coefficient de variation est ajusté par incréments de 2% dans une plage allant de 5% à 15%. Cette approche permet de comprendre comment les fluctuations de  $\varphi_1$  influencent la stabilité du mur de soutènement face au glissement.

Pour comparer les différentes probabilités de rupture obtenues en fonction de l'évolution du coefficient de variation de  $\varphi_1$ , nous fixons un coefficient de sécurité spécifique pour chaque

série de calculs, ce qui sert de référence pour l'analyse de stabilité au glissement. Cette méthodologie permet non seulement d'identifier les seuils critiques de variabilité qui augmentent le risque de défaillance, mais aussi de mieux comprendre la sensibilité de la structure à cette variabilité.

Tableau 4.5. Probabilité de défaillance par glissement selon les différentes séries de calculs en fonction de  $C_v$  ( $\varphi_1$ ).

$C_v$ ( $\varphi_1$ )	Coefficient de sécurité au renversement $F_{SR}$							
	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00
5%	6.97E-04	0						
7%	1.14E-02	2.67E-06	0					
9%	4.02E-02	2.62E-04	3.33E-07	0				
11%	7.86E-02	2.32E-03	1.23E-05	0				
13%	1.19E-01	8.73E-03	1.79E-04	6.67E-07	0			
15%	1.57E-01	2.04E-02	1.02E-03	1.57E-05	0			

Nous représentons graphiquement les courbes des probabilités de rupture en fonction de la variation du coefficient de variation de l'angle de frottement interne du remblai  $\varphi_1$ . Pour chaque série de calculs, un facteur de sécurité spécifique est fixé, et les courbes obtenues illustrent l'évolution de la probabilité de défaillance en réponse aux fluctuations de ce paramètre critique.

Ces représentations permettent de comparer directement l'influence de la variabilité de  $\varphi_1$  sur la stabilité du mur de soutènement au glissement, en tenant compte des différents scénarios de sécurité étudiés.

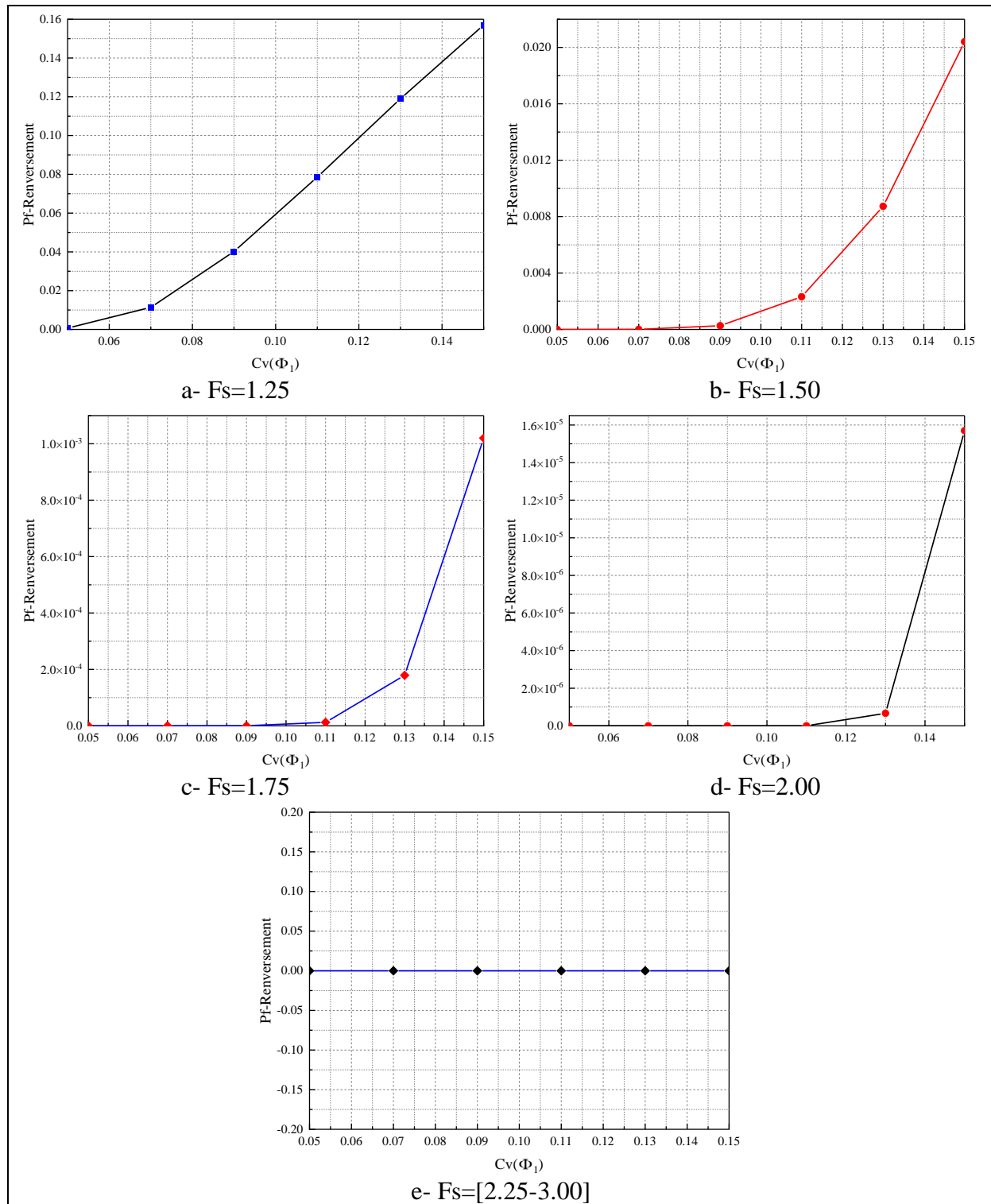


Figure 4.6. Probabilité de rupture en fonction de  $Cv(\varphi_1)$  pour différents coefficients de sécurité au glissement.

Le tableau 4.5, qui détaille les probabilités de défaillance par glissement en fonction de l'évolution du coefficient de variation de l'angle de frottement interne du sol de remblai, ainsi que les courbes présentées dans la figure 4.6, révèlent clairement l'impact significatif de la variabilité de cet angle.

Lorsque l'on utilise un coefficient de sécurité déterministe au glissement ( $F_{SG}$ ) de 1.5, conformément aux recommandations standard, les probabilités de rupture par glissement dépassent systématiquement la probabilité de défaillance cible, généralement fixée à  $10^{-4}$ . Cela souligne l'importance de considérer un coefficient de sécurité d'environ 2 dans les calculs déterministes pour un mur de soutènement soumis au risque de glissement. Cette précaution est d'autant plus importante lorsque le sol de remblai présente un angle de frottement interne avec un coefficient de variation supérieur à 9%.

#### b) Influence du poids volumique du sol de remblai $\gamma_1$

Pour évaluer l'effet de la variabilité spatiale des propriétés du sol, et plus particulièrement celle du poids volumique du sol de remblai  $\gamma_1$ , nous avons réalisé une simulation de Monte-Carlo. Dans cette analyse, tous les paramètres du sol de remblai et du sol de fondation sont maintenus constants, à l'exception du poids volumique du remblai  $\gamma_1$ , qui est traité comme une variable aléatoire. Ce paramètre suit une distribution statistique, telle que présentée dans le tableau 4.1.

Afin de mettre en lumière l'influence du poids volumique du sol de remblai sur la probabilité de rupture, nous examinons comment la variation du coefficient de variation de  $\gamma_1$  affecte cette probabilité. Le coefficient de variation est ajusté par incréments de 1% dans une plage allant de 5% à 10%. Cette approche permet d'explorer les conséquences de la variabilité de  $\gamma_1$  sur la stabilité du mur de soutènement.

Pour comparer les probabilités de rupture obtenues en fonction de l'évolution du coefficient de variation de  $\gamma_1$ , un coefficient de sécurité spécifique est fixé pour chaque série de calculs. Ce coefficient sert de référence dans l'analyse de la stabilité au glissement, permettant ainsi de déterminer l'impact relatif de la variabilité du poids volumique sur le risque de défaillance. Cette méthodologie permet de mieux comprendre les seuils critiques de variabilité qui pourraient compromettre la sécurité de la structure.

Tableau 4.6. Probabilité de défaillance par glissement selon les différentes séries de calculs en fonction de  $Cv(\gamma_1)$ .

$Cv(\gamma_1)$	Coefficient de sécurité au renversement $F_{SR}$							
	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00
5%	0							
6%	1.00E-06	0						
7%	2.50E-05	0						
8%	2.21E-04	0						
9%	8.67E-04	0						
10%	2.42E-03	0						

Nous avons tracé les courbes représentant les probabilités de rupture en fonction de la variation du coefficient de variation du poids volumique du sol de remblai  $\gamma_1$  pour chaque facteur de sécurité défini dans les différentes séries de calcul. Ces courbes permettent de visualiser l'influence directe de la variabilité de  $\gamma_1$  sur la stabilité au glissement du mur de soutènement. En comparant les probabilités de rupture pour les différents facteurs de sécurité, cette représentation graphique met en évidence les seuils critiques de variabilité à partir desquels le risque de défaillance devient significatif. Cette approche offre une compréhension approfondie de la sensibilité de la structure à la variabilité du poids volumique, permettant ainsi d'affiner les critères de conception pour une meilleure gestion des risques.

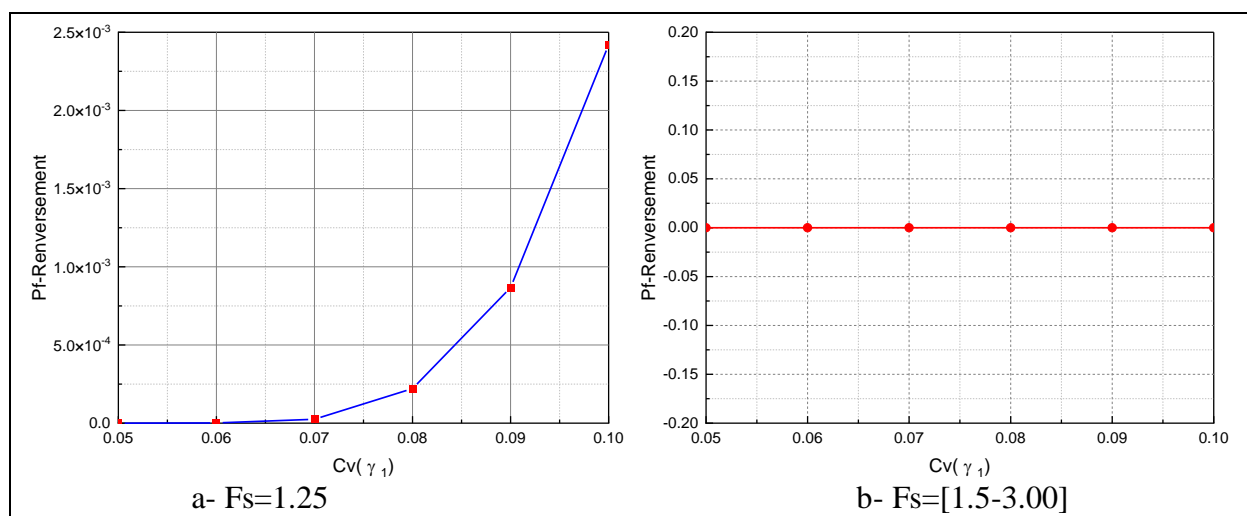


Figure 4.7. Probabilité de rupture en fonction de  $Cv(\gamma_1)$  pour différents coefficients de sécurité au glissement.

Le tableau 4.6, qui présente les probabilités de défaillance par glissement en fonction de l'évolution du coefficient de variation du poids volumique du sol de remblai  $\gamma_1$ , ainsi que les courbes illustrées à la figure 4.7, montrent clairement que la variation de ce paramètre exerce une influence négligeable. Les résultats indiquent que, quelle que soit la valeur du coefficient de variation de  $\gamma_1$ , les probabilités de défaillance restent pratiquement nulles, en particulier lorsque le coefficient de sécurité est supérieur ou égal à 1.5.

Ainsi, aucune recommandation spécifique n'est nécessaire concernant le choix du coefficient de sécurité pour le glissement, car la variabilité du poids volumique du sol de remblai  $\gamma_1$  n'a pas d'impact significatif sur les probabilités de défaillance. Cette stabilité, observée pour toutes les valeurs du coefficient de variation, suggère que d'autres paramètres, tels que la cohésion ou l'angle de frottement interne, pourraient être plus déterminants pour l'évaluation

de la sécurité contre le glissement. Par conséquent, l'analyse du poids volumique  $\gamma_1$  peut être considérée comme moins critique dans le cadre des conditions étudiées.

### c) Influence de l'angle de frottement interne du sol de fondation $\varphi_2$

Pour évaluer l'effet de la variabilité spatiale des propriétés du sol, et plus particulièrement celle de l'angle de frottement interne du sol de fondation  $\varphi_2$ , nous avons réalisé une simulation de Monte-Carlo. Dans cette étude, tous les paramètres du sol de remblai et du sol de fondation sont considérés comme constants, à l'exception de l'angle de frottement interne du sol de fondation  $\varphi_2$ , qui est le sujet de notre analyse. Ce paramètre est traité comme une variable aléatoire, suivant une distribution statistique décrite dans le tableau 4.1.

Pour mettre en évidence l'influence de l'angle de frottement interne du sol de fondation sur la probabilité de rupture, nous analysons la variation du coefficient de variation de  $\varphi_2$ . Ce coefficient est modifié par incréments de 2% dans une plage allant de 5% à 15%, ce qui permet d'explorer l'impact de différentes amplitudes de variabilité sur la stabilité au glissement du mur de soutènement.

Afin de comparer les probabilités de rupture obtenues en fonction de l'évolution du coefficient de variation de  $\varphi_2$ , nous avons fixé un coefficient de sécurité spécifique pour chaque série de calculs. Ce coefficient de sécurité sert de base pour l'analyse de stabilité, permettant de déterminer dans quelle mesure la variabilité de  $\varphi_2$  influence le risque de défaillance par glissement. Cette approche systématique permet d'identifier les seuils critiques de variabilité et d'évaluer la sensibilité de la structure à ce paramètre, offrant ainsi des insights précieux pour une conception plus fiable et sécurisée.

Tableau 4.7. Probabilité de défaillance par glissement selon les différentes séries de calculs en fonction de Cv ( $\varphi_2$ ).

Cv ( $\varphi_2$ )	Coefficient de sécurité au renversement $F_{SR}$							
	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00
5%	0							
7%	0							
9%	0							
11%	4.33E-06	0						
13%	6.10E-05	0						
15%	4.50E-04	0						

Nous avons tracé des courbes illustrant l'évolution des probabilités de rupture en fonction de la variation du coefficient de variation de l'angle de frottement interne du sol de fondation  $\varphi_2$

pour chaque facteur de sécurité défini dans les différentes séries de calcul. Ces graphiques permettent d'évaluer visuellement l'influence de la variabilité de  $\varphi_2$  sur la stabilité au glissement du mur de soutènement. En comparant les courbes obtenues pour chaque facteur de sécurité, il est possible d'identifier les tendances et de déterminer comment les fluctuations de  $\varphi_2$  affectent le risque de défaillance. Cette représentation graphique constitue un outil essentiel pour comprendre la sensibilité de la structure à la variabilité de  $\varphi_2$ , facilitant ainsi l'élaboration de stratégies de conception plus robustes et adaptées aux incertitudes inhérentes aux propriétés du sol.

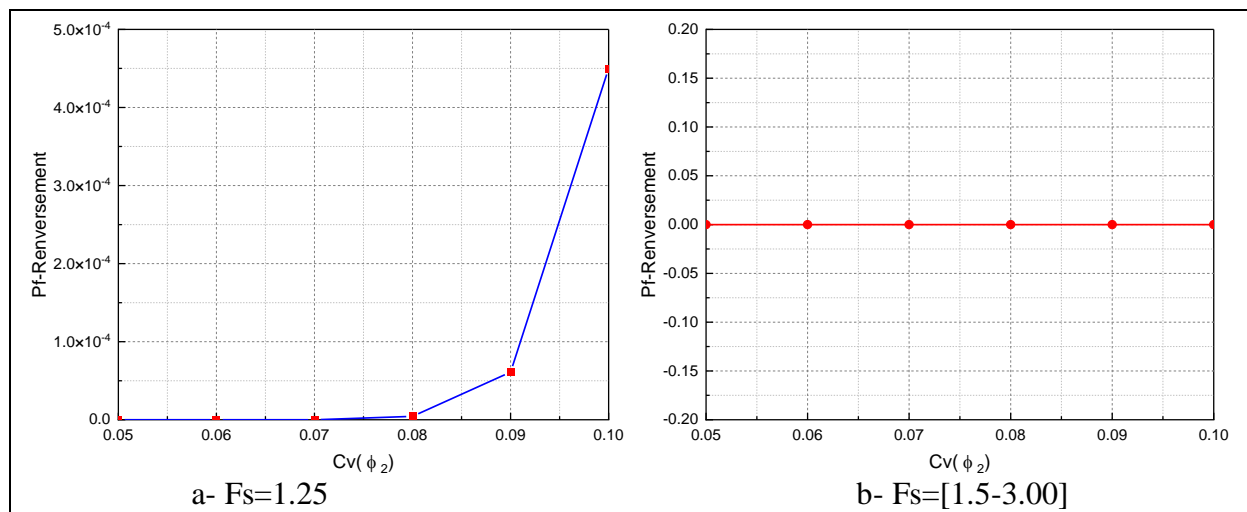


Figure 4.8. Probabilité de rupture en fonction de  $Cv(\varphi_2)$  pour différents coefficients de sécurité au glissement.

Le tableau 4.7 et les courbes de la figure 4.8, qui présentent les probabilités de défaillance par glissement en fonction du coefficient de variation de l'angle de frottement interne du sol de fondation  $\varphi_2$ , démontrent que la variation de ce paramètre a une influence minimale. Les résultats révèlent que, quelle que soit la valeur du coefficient de variation de  $\varphi_2$ , les probabilités de défaillance restent presque nulles, en particulier lorsque le coefficient de sécurité est fixé à 1.5 ou plus.

Ainsi, il n'est pas nécessaire d'ajuster le coefficient de sécurité pour le glissement en fonction de la variabilité de  $\varphi_2$ , car celle-ci n'affecte pas de manière significative les probabilités de défaillance. Cette constatation suggère que d'autres paramètres, tels que la cohésion, pourraient avoir un rôle plus important dans l'évaluation de la stabilité au glissement. En conséquence, l'analyse de l'angle de frottement interne  $\varphi_2$  peut être considérée comme secondaire dans le cadre des conditions spécifiques étudiées.

#### d) Influence de la cohésion du sol de fondation $c_2$

Afin d'évaluer l'impact de la variabilité spatiale des propriétés du sol, en particulier l'influence de la cohésion du sol de fondation  $c_2$ , nous avons entrepris une série de simulations de Monte-Carlo. Dans ce cadre, tous les paramètres du sol de remblai et du sol de fondation sont supposés constants, à l'exception de  $c_2$ , le paramètre dont nous analysons l'influence. La cohésion  $c_2$  est considérée comme une variable aléatoire, dont la distribution statistique est présentée dans le Tableau 4.1.

Pour mettre en lumière l'impact de la cohésion du sol de fondation sur la probabilité de rupture, nous étudions l'évolution du coefficient de variation de  $c_2$ . Ce coefficient est ajusté par paliers de 5 % dans un intervalle de [30 % - 50 %], permettant ainsi une analyse détaillée de son influence sur la stabilité au glissement du mur de soutènement.

L'objectif de cette étude est de comparer les probabilités de rupture associées aux différentes valeurs du coefficient de variation de  $c_2$ . Pour chaque série de simulations, le coefficient de sécurité, utilisé pour l'évaluation de la stabilité au glissement, est maintenu constant. Cette approche permet d'isoler l'effet du paramètre étudié et d'obtenir une compréhension plus précise de son rôle dans la détermination de la probabilité de défaillance au glissement du mur de soutènement.

Tableau 4.8. Probabilité de défaillance par glissement selon les différentes séries de calculs en fonction de  $Cv(c_2)$ .

$Cv(c_2)$	Coefficient de sécurité au renversement $F_{SR}$							
	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00
30%	5.85E-02	5.27E-04	0					
35%	9.41E-02	2.54E-03	6.67E-06	0				
40%	1.33E-01	7.55E-03	3.67E-05	0				
45%	1.69E-01	1.66E-02	2.70E-04	0				
50%	2.04E-01	2.89E-02	9.63E-04	0				

Nous représentons graphiquement les probabilités de rupture en fonction des variations du coefficient de variation de  $c_2$  pour chaque valeur prédéfinie du facteur de sécurité. Pour chaque série de simulations, les courbes obtenues permettent de visualiser clairement l'impact des fluctuations de  $c_2$  sur la stabilité au glissement du mur de soutènement. Ces courbes sont essentielles pour comprendre comment la variabilité de la cohésion du sol de fondation influence la probabilité de défaillance, en tenant compte de différents niveaux de sécurité.

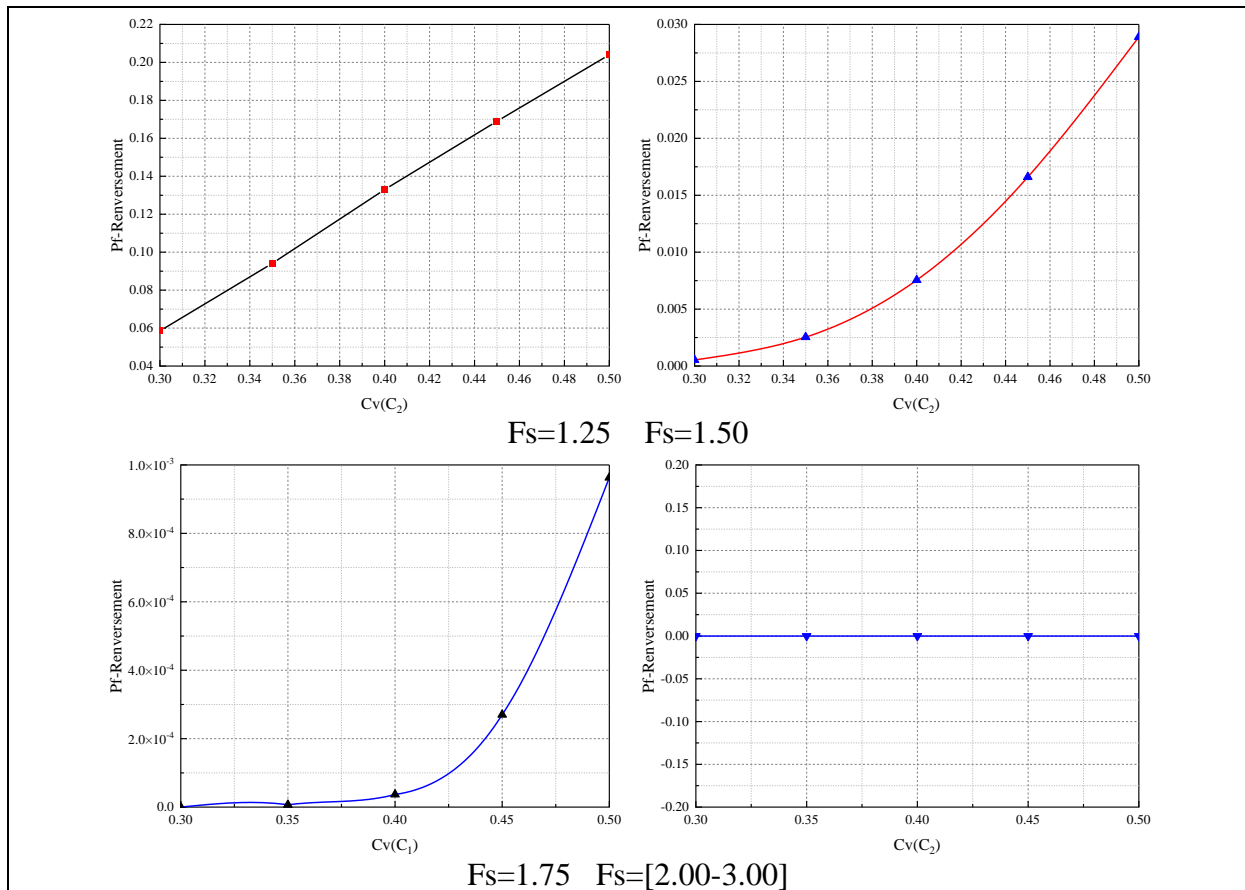


Figure 4.9. Probabilité de rupture en fonction de Cv (c<sub>2</sub>) pour différents coefficients de sécurité au glissement.

Le tableau 4.8, qui présente les probabilités de défaillance par glissement en fonction des variations du coefficient de variation de la cohésion du sol de fondation  $c_2$ , ainsi que les courbes illustrées dans la figure 4.9, mettent en évidence l'impact significatif de la variabilité de ce paramètre.

Lorsqu'un coefficient de sécurité déterministe au glissement ( $F_{SG}$ ) de 1.5 est utilisé, conformément aux recommandations standard, les probabilités de rupture par glissement dépassent systématiquement la probabilité de défaillance cible, généralement fixée à  $10^{-4}$ . Ce constat souligne la nécessité de considérer un coefficient de sécurité d'environ 2 dans les analyses déterministes pour assurer la stabilité des murs de soutènement face au risque de glissement.

#### 4.3.3.3. Prise en compte de la variabilité de tous les paramètres simultanément

Après avoir analysé l'influence spécifique de chaque paramètre du sol sur un mode de rupture particulier, nous avons pu identifier les paramètres les plus influents et comprendre leur

impact sur la stabilité du mur de soutènement poids. Cette démarche nous a permis de cibler les variables critiques qui affectent directement la probabilité de défaillance du mur.

L'objectif de cette section est désormais d'examiner si les probabilités de rupture associées à chaque mode spécifique augmentent lorsque l'ensemble des paramètres du sol est simultanément soumis à des variations. Il s'agit également de déterminer si cette variabilité combinée a une incidence significative sur le choix d'un facteur de sécurité déterministe.

L'étude de la variabilité simultanée des paramètres du sol, telle que la cohésion ( $c$ ) et l'angle de frottement interne ( $\varphi$ ), est importante pour une évaluation réaliste de la stabilité des structures géotechniques. Plusieurs études ont montré que la prise en compte de cette variabilité peut conduire à des estimations plus précises des probabilités de rupture (Fenton & Griffiths, 2008; Phoon & Kulhawy, 1999).

En outre, la prise en compte conjointe de la variabilité de plusieurs paramètres pourrait modifier la perception de la sécurité des structures géotechniques. Les méthodes de Monte Carlo, par exemple, permettent de simuler l'effet de cette variabilité combinée et d'évaluer de manière plus exhaustive les risques associés à la stabilité des murs de soutènement (Baecher & Christian, 2005). Ces approches probabilistes, bien qu'exigeantes en termes de calculs, offrent une vision plus nuancée et potentiellement plus sûre de la conception géotechnique.

En résumé, l'examen de la variabilité simultanée des paramètres du sol et son impact sur les probabilités de rupture est essentiel pour juger de la pertinence des méthodes de conception traditionnelles et pour explorer la nécessité de facteurs de sécurité ajustés, basés sur des analyses probabilistes.

#### **a) Mode de rupture par renversement**

Pour évaluer la stabilité du mur de soutènement face au risque de renversement, il est important d'analyser l'influence des paramètres du sol sur la probabilité de défaillance associée à ce mode de rupture spécifique. Cette approche implique une analyse systématique de l'impact de tous les paramètres en simultané, en tenant compte des incertitudes inhérentes aux propriétés du sol.

Dans le cadre de cette étude, une analyse approfondie a été menée à l'aide de simulations de Monte Carlo pour évaluer l'impact de la variabilité spatiale du sol. Nous avons particulièrement étudié l'angle de frottement interne du remblai  $\varphi_1$  et le poids volumique du sol de remblai  $\gamma_1$  en tant que variables simultanées. Ces deux paramètres ont été modélisés en suivant des distributions spécifiques, telles que présentées dans le tableau 4.1.

Afin de mieux comprendre l'effet de cette variabilité sur la probabilité de rupture, nous avons examiné les variations du coefficient de variation de l'angle de frottement interne du remblai  $\varphi_1$  et du coefficient de variation du poids volumique du sol de remblai  $\gamma_1$ . Ces coefficients de variation ont été analysés avec une augmentation progressive de 2 % dans une plage allant de 5 % à 15 % pour  $\varphi_1$ , et par incréments de 1 % dans l'intervalle [5 % - 10 %] pour  $\gamma_1$ .

Pour comparer les différentes probabilités de rupture obtenues en fonction des variations des coefficients de variation de  $\varphi_1$  et  $\gamma_1$ , chaque série de calculs a été effectuée en maintenant un coefficient de sécurité déterministe fixe. Ce coefficient de sécurité sert de référence pour l'analyse de la stabilité au renversement, garantissant ainsi une évaluation cohérente et rigoureuse des résultats obtenus.

Tableau 4.9. Probabilité de défaillance par renversement selon les différentes séries de calculs.

Cv		Coefficient de sécurité au renversement FSR							
$\varphi_1$	$\gamma_1$	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00
5%	5%	1.71E-03	0						
7%	6%	1.59E-02	1.93E-05	0					
9%	7%	4.58E-02	6.00E-04	6.67E-07	0				
11%	8%	8.33E-02	3.79E-03	5.27E-05	3.33E-07	0			
13%	9%	1.21E-01	1.18E-02	5.19E-04	1.07E-05	3.33E-07	0		
15%	10%	1.56E-01	2.45E-02	2.14E-03	1.13E-04	5.67E-06	0		

Nous présentons graphiquement les courbes de probabilité de rupture en fonction des variations des coefficients de variation de  $\varphi_1$  et  $\gamma_1$  pour chaque niveau de sécurité déterministe utilisé dans les séries de calculs. Cette approche permet d'analyser en profondeur l'impact de cette variabilité sur la probabilité de rupture au renversement, tout en considérant les différents niveaux de sécurité appliqués. Les courbes obtenues montrent clairement la sensibilité des résultats aux fluctuations des paramètres  $\varphi_1$  et  $\gamma_1$ , mettant en évidence les implications potentielles pour la stabilité structurale en fonction des hypothèses posées dans chaque scénario de calcul.

Dans le tableau 4.9, qui présente les probabilités de défaillance par renversement en fonction des variations des coefficients de variation de l'angle de frottement interne  $\varphi_1$  et du poids volumique  $\gamma_1$  pour chaque niveau de sécurité déterministe utilisé dans les séries de calculs, ainsi que sur les courbes illustrées à la figure 4.10, l'influence marquée de cette variabilité est clairement mise en évidence.

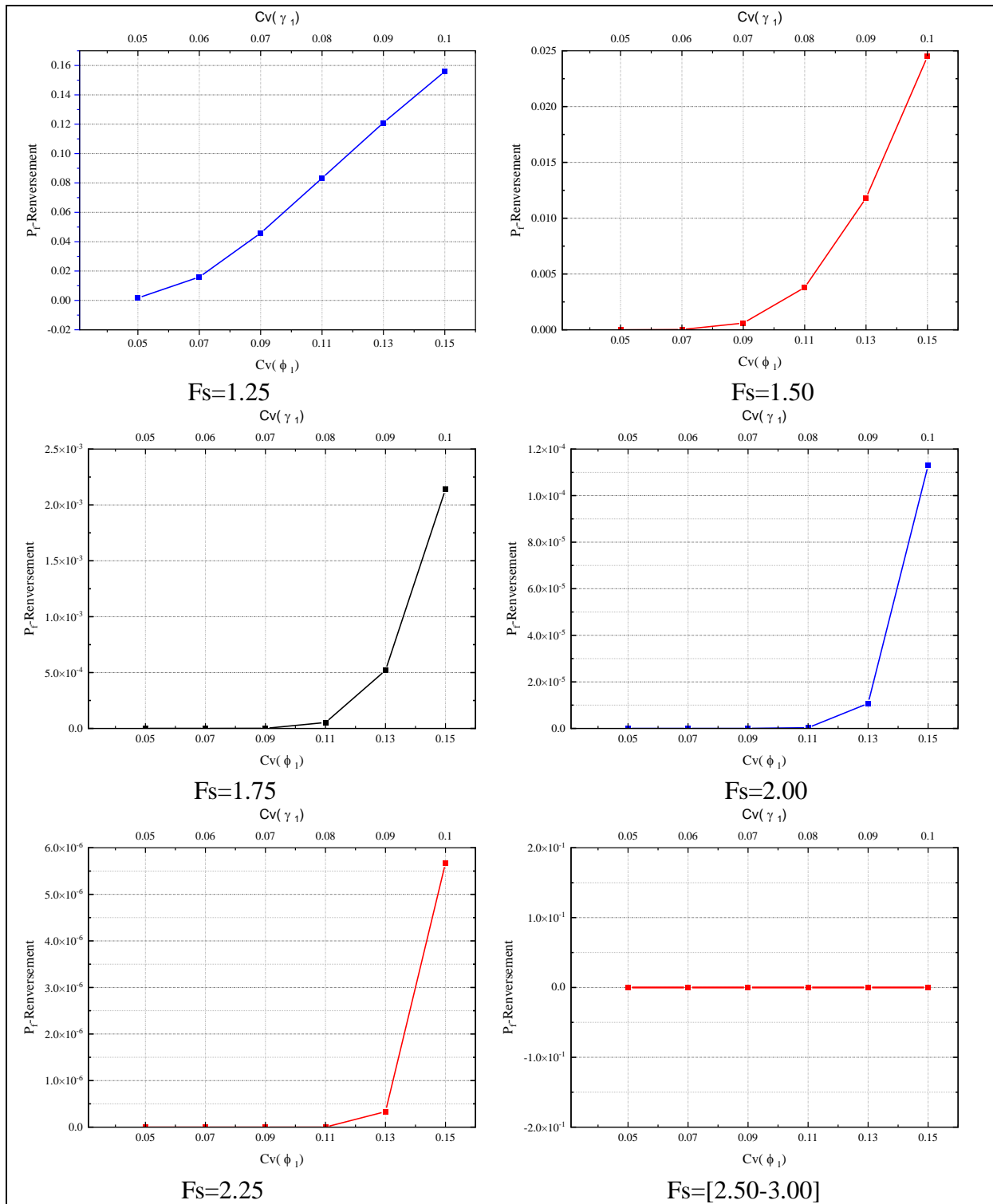


Figure 4.10. Probabilités de rupture au renversement pour différents coefficients de sécurité.

Plus précisément, lorsqu'un coefficient de sécurité déterministe au renversement ( $F_{SR}$ ) de 1.5 est appliqué, conformément aux normes standards, il apparaît que les probabilités de rupture par renversement dépassent systématiquement la probabilité de défaillance cible, généralement fixée à  $10^{-4}$ . Cette observation souligne que, dans le cadre d'une approche

déterministe pour le dimensionnement d'un mur de soutènement soumis au renversement, il devient important d'adopter un coefficient de sécurité plus élevé.

Cette exigence se révèle particulièrement pertinente dans les cas où le sol de remblai présente un angle de frottement interne avec un coefficient de variation de 15 % et un poids volumique caractérisé par un coefficient de variation de 10 %.

Dans un tel contexte, négliger cette variabilité pourrait entraîner une sous-estimation significative des risques de défaillance, rendant ainsi le dimensionnement initial insuffisant pour garantir la stabilité à long terme de la structure.

Dès lors, une réévaluation des critères de sécurité traditionnels s'impose pour mieux intégrer les effets de la variabilité spatiale des propriétés du sol dans le cadre d'une analyse de fiabilité structurale.

#### **b) Mode de rupture par glissement**

Pour évaluer la stabilité d'un mur de soutènement face au risque de glissement, il est essentiel d'analyser l'influence des paramètres du sol sur la probabilité de défaillance associée à ce mode de rupture spécifique. Cela nécessite une étude systématique de l'impact simultané de tous les paramètres pertinents, en tenant compte des incertitudes inhérentes aux propriétés du sol.

Dans le cadre de cette étude, une analyse approfondie a été réalisée à l'aide de simulations de Monte Carlo pour évaluer l'impact de la variabilité spatiale du sol. L'accent a été mis sur l'examen de l'angle de frottement interne du remblai  $\varphi_1$ , du poids volumique du sol de remblai  $\gamma_1$ , de l'angle de frottement interne du sol de fondation  $\varphi_2$ , ainsi que de la cohésion du sol de fondation  $c_2$ , considérés comme variables simultanées.

Ces paramètres ont été modélisés en suivant des distributions spécifiques, telles que présentées dans le tableau 4.1.

Pour mieux comprendre l'effet de cette variabilité sur la probabilité de rupture, nous avons étudié les variations des coefficients de variation de ces paramètres. Ces coefficients ont été analysés avec une progression de 2 % dans une plage allant de 5 % à 15 % pour  $\varphi_1$ , par incréments de 1 % dans l'intervalle [5 % - 10 %] pour  $\gamma_1$ , par paliers de 2 % dans une plage de 5 % à 15 % pour  $\varphi_2$ , et par étapes de 5 % dans un intervalle de [30 % - 50 %] pour  $c_2$ .

Pour comparer les différentes probabilités de rupture obtenues en fonction des variations des coefficients de variation de  $\varphi_1$ ,  $\gamma_1$ ,  $\varphi_2$  et  $c_2$ , chaque série de calculs a été réalisée en maintenant un coefficient de sécurité déterministe constant. Ce coefficient de sécurité a servi

de référence pour l'analyse de la stabilité au glissement, garantissant ainsi une évaluation cohérente et rigoureuse des résultats obtenus.

Tableau 4.10. Probabilité de défaillance par glissement selon les différentes séries de calculs.

Cv			Coefficient de sécurité au renversement FSG							
$\varphi_1, \varphi_2$	$\gamma_1$	$c_2$	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00
5%	5%	25%	7.38E-02	3.18E-03	6.50E-05	3.33E-07	0			
7%	6%	30%	1.30E-01	1.64E-02	1.32E-03	7.33E-05	3.33E-06	3.33E-07	0	
9%	7%	35%	1.81E-01	4.03E-02	6.78E-03	8.89E-04	1.05E-04	9.00E-06	3.33E-07	0
11%	8%	40%	2.25E-01	7.12E-02	1.85E-02	4.25E-03	8.67E-04	1.61E-04	3.40E-05	4.67E-06
13%	9%	45%	2.62E-01	1.04E-01	3.61E-02	1.13E-02	3.29E-03	9.17E-04	2.54E-04	6.73E-05
15%	10%	50%	2.93E-01	1.37E-01	5.77E-02	2.26E-02	8.46E-03	3.08E-03	1.08E-03	3.66E-04

Nous illustrons graphiquement les courbes de probabilité de rupture en fonction des variations des coefficients de variation des paramètres  $\varphi_1$ ,  $\gamma_1$ ,  $\varphi_2$  et  $c_2$  pour chaque niveau de sécurité déterministe employé dans les calculs.

Cette méthodologie permet d'examiner en détail l'impact de cette variabilité sur la probabilité de rupture au glissement, tout en prenant en compte les différents niveaux de sécurité adoptés.

Les courbes obtenues révèlent de manière explicite la sensibilité des résultats aux variations des paramètres  $\varphi_1$ ,  $\gamma_1$ ,  $\varphi_2$  et  $c_2$ , soulignant ainsi les implications potentielles pour la stabilité structurelle en fonction des hypothèses formulées dans chaque scénario de calcul.

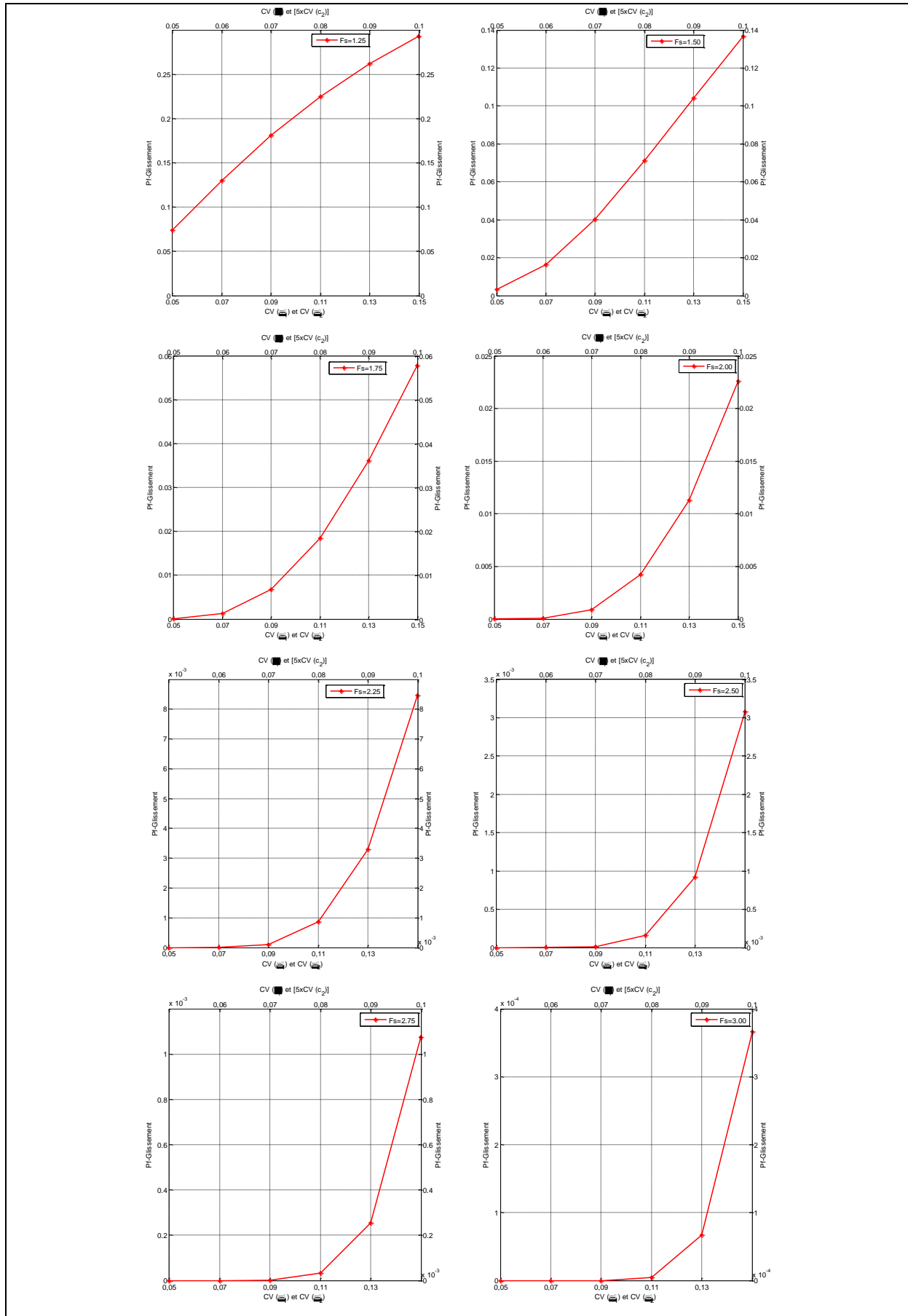


Figure 4.11. Probabilités de rupture au glissement pour différents coefficients de sécurité.

Le tableau 4.10, qui présente les probabilités de défaillance par glissement en fonction des variations des coefficients de variation des paramètres  $\varphi_1$ ,  $\gamma_1$ ,  $\varphi_2$  et  $c_2$  pour chaque niveau de sécurité déterministe appliqué dans les séries de calculs, ainsi que les courbes illustrées à la figure 4.11, mettent en évidence l'influence significative de cette variabilité.

Plus précisément, lorsque l'on applique un coefficient de sécurité déterministe au glissement ( $F_{SR}$ ) de 1.5, conformément aux normes standards, il apparaît que les probabilités de rupture par glissement excèdent systématiquement la probabilité de défaillance cible, généralement fixée à  $10^{-4}$ . Cette observation souligne l'importance de prendre en compte la variabilité des paramètres du sol dans les calculs, notamment dans le cadre d'une approche déterministe de dimensionnement d'un mur de soutènement soumis au glissement. L'adoption d'un coefficient de sécurité plus élevé devient ainsi indispensable pour garantir la fiabilité de la structure.

Cette nécessité se fait encore plus pressante dans les situations où le sol présente des paramètres avec des coefficients de variation élevés. Ignorer cette variabilité pourrait conduire à une sous-estimation notable des risques de défaillance, rendant le dimensionnement initial insuffisant pour assurer la stabilité à long terme de la structure. Par conséquent, une réévaluation des critères de sécurité traditionnels s'impose pour mieux intégrer les effets de la variabilité spatiale des propriétés du sol, en particulier dans le cadre d'une analyse de fiabilité structurale. Cette révision est essentielle pour garantir que les murs de soutènement conçus puissent résister aux incertitudes inhérentes aux conditions géotechniques, assurant ainsi leur performance et leur durabilité au fil du temps.

#### **4.4. Conclusion**

Ce chapitre explore l'analyse de la vulnérabilité des murs de soutènement poids en tenant compte de la variabilité spatiale des propriétés du sol. Contrairement à une approche purement déterministe, l'approche présentée intègre l'incertitude géotechnique, ce qui élargit le nombre de scénarios à étudier. Dans ce cadre, il est essentiel de définir les états limites pour chaque mode de rupture envisagé.

Le mur est conçu pour résister principalement à deux modes de défaillance : le glissement de la base, où le mur se déplace horizontalement sous l'effet des forces appliquées, et le renversement autour de son pied, provoqué par des moments excédant les capacités stabilisatrices. Une stratégie d'analyse a été mise en place pour évaluer cette vulnérabilité, basée sur la variation séparée puis simultanée des coefficients de variation des différents

paramètres du sol, afin de déterminer leur influence sur la probabilité de défaillance pour chaque mode spécifique, et pour chaque facteur de sécurité utilisé, à l'aide de simulations de Monte Carlo.

Les différentes études menées dans ce chapitre ont permis de tirer quelques conclusions :

- Lorsque le mur est dimensionné de manière à garantir une sécurité suffisante contre le glissement, il est également protégé contre le renversement. Cela suggère une hiérarchie entre ces deux modes de défaillance en termes de dimensions critiques, le glissement nécessitant des critères plus stricts pour assurer la stabilité. Par conséquent, un mur conçu pour résister au glissement dispose déjà d'une marge de sécurité suffisante pour prévenir le renversement, même si ce dernier aurait pu être traité avec une structure moins imposante.
- La variation de l'angle de frottement interne du sol de remblai a un impact significatif sur les modes de défaillance par renversement et par glissement. Avec un coefficient de sécurité déterministe de 1.5, conformément aux recommandations standards, les probabilités de rupture dépassent systématiquement la probabilité de défaillance cible, généralement de l'ordre de  $10^{-4}$ . Cela souligne la nécessité d'un coefficient de sécurité avoisinant 2 dans les calculs déterministes pour les murs de soutènement.
- La variation du poids volumique du sol de remblai influence peu les modes de défaillance par renversement et par glissement. Les résultats montrent que, quel que soit le coefficient de variation de  $\gamma_1$ , les probabilités de défaillance restent presque nulles lorsque le coefficient de sécurité est supérieur ou égal à 1.5. Ainsi, l'analyse de  $\gamma_1$  est moins critique dans les conditions étudiées.
- La variation de l'angle de frottement interne du sol de fondation a un effet minimal sur le mode de défaillance par glissement. Les probabilités de défaillance restent négligeables, quel que soit le coefficient de variation de  $\varphi_2$ , particulièrement lorsque le coefficient de sécurité est fixé à 1.5 ou plus. Par conséquent, l'analyse de  $\varphi_2$  est secondaire dans les conditions spécifiques étudiées.
- La variabilité de la cohésion du sol de fondation a un impact significatif sur le mode de défaillance par glissement. Avec un coefficient de sécurité déterministe de 1.5, les probabilités de rupture par glissement dépassent systématiquement la probabilité de défaillance cible, fixée à  $10^{-4}$ . Il est donc nécessaire de considérer un coefficient de sécurité d'environ 2 pour garantir la stabilité des murs de soutènement face au risque de glissement.

- Lorsqu'une variabilité simultanée de l'ensemble des paramètres du sol est considérée, l'impact est nettement marqué sur les deux modes de défaillance, et les probabilités de rupture dépassent systématiquement la probabilité de défaillance cible. Cette observation devient encore plus pertinente dans les situations où les paramètres du sol présentent des coefficients de variation élevés. Aucune fixation sur les valeurs des coefficients de sécurité à prendre en compte, puisque aucune corrélation entre les paramètres du sol n'a été considérée. Une corrélation négative entre les paramètres notamment ( $c$  et  $\varphi$ ) tend à réduire la probabilité de rupture, alors qu'une corrélation positive peut conduire à des situations plus défavorable. Ignorer cette variabilité pourrait entraîner une sous-estimation des risques de défaillance, rendant le dimensionnement initial insuffisant pour assurer la stabilité à long terme de la structure. Il est donc nécessaire de réévaluer les critères de sécurité traditionnels pour mieux intégrer les effets de la variabilité spatiale des propriétés du sol, particulièrement dans le cadre d'une analyse de fiabilité structurale. Cette révision est essentielle pour garantir que les murs de soutènement conçus soient capables de résister aux incertitudes géotechniques, assurant ainsi leur performance et leur durabilité.

*Conclusion générale et  
perspectives*

L'objectif principal de cette thèse est d'examiner les effets des différents facteurs influençant le comportement des murs de soutènement poids, en se concentrant sur deux grandes catégories d'incertitudes : les incertitudes épistémiques, qui découlent des hypothèses de modélisation, et les incertitudes aléatoires, liées à la variabilité naturelle des propriétés du sol. Pour traiter cette problématique, l'approche adoptée dans ce travail s'articule autour de deux axes principaux : l'influence des approches de modélisation sur la réponse d'un mur de soutènement et les facteurs affectant la stabilité des murs de soutènement poids.

Dans un premier temps, l'influence des approches de modélisation est étudiée, avec une attention particulière portée à la variabilité spatiale des paramètres du sol. Cette variabilité, qu'elle soit verticale ou horizontale, a un impact direct sur les déplacements des murs de soutènement. L'approche déterministe classique et l'analyse statistiquement homogène dans laquelle les paramètres sont considérés constants pour chaque simulation, ont été comparées à des analyses plus complexes prenant en compte une variabilité spatiale unidimensionnelle (multi-couches) et bidimensionnelle (sol hétérogène). Les paramètres considérés, tels que le module de Young ( $E$ ) et l'angle de frottement interne du sol ( $\varphi$ ), ont été générés aléatoirement selon une distribution normale.

Les résultats obtenus montrent que l'introduction de la variabilité spatiale, en particulier dans le cas d'une modélisation bidimensionnelle, permet de mieux capturer la dispersion des déplacements horizontaux et verticaux du mur. En effet, les écarts-types de ces déplacements sont significativement plus faibles dans le cadre d'une modélisation hétérogène, indiquant une meilleure précision des résultats et une réduction de la dispersion par rapport aux approches plus simples. Cela souligne l'importance de considérer la variabilité spatiale des paramètres du sol pour obtenir une évaluation plus réaliste des déplacements d'un mur de soutènement poids.

Dans un second temps, l'étude se concentre sur les facteurs influençant la stabilité des murs de soutènement poids, en particulier la variabilité spatiale des propriétés du sol et son effet sur la probabilité de défaillance. Contrairement aux méthodes déterministes traditionnelles, l'approche probabiliste adoptée ici, à travers des simulations de Monte Carlo, permet d'évaluer les probabilités de défaillance en fonction des coefficients de variation des paramètres du sol. L'incertitude géotechnique est ainsi pleinement intégrée, augmentant le nombre de scénarios étudiés et permettant une analyse plus fine des risques de défaillance.

Les résultats montrent que la conception d'un mur de soutènement résistant au glissement assure, dans la plupart des cas, une protection suffisante contre le renversement. Cela met en évidence une hiérarchie entre ces deux modes de défaillance, le glissement exige des critères de dimensionnement plus stricts. Par ailleurs, l'étude a révélé que la variation de l'angle de frottement interne du sol de remblai a un effet significatif sur les probabilités de défaillance par glissement et renversement, nécessitant un coefficient de sécurité d'environ 2 dans les approches déterministes pour assurer une stabilité adéquate.

En revanche, la variabilité du poids volumique du sol de remblai semble avoir un impact limité sur la stabilité du mur, les probabilités de défaillance demeurant négligeables lorsque le coefficient de sécurité est supérieur ou égal à 1,5. L'angle de frottement interne du sol de fondation joue également un rôle mineur dans la défaillance par glissement, contrairement à la cohésion du sol de fondation, dont la variabilité influence fortement les probabilités de glissement.

Enfin, l'analyse simultanée de la variabilité de l'ensemble des paramètres du sol a montré une nette augmentation des probabilités de défaillance, surtout dans les cas où les coefficients de variation sont élevés. Cette observation souligne l'importance de ne pas négliger la variabilité spatiale dans les analyses de conception, car cela pourrait conduire à une sous-estimation des risques et compromettre la stabilité à long terme de la structure.

En conclusion, cette étude met en lumière la nécessité de réviser les critères de sécurité traditionnels pour mieux intégrer les incertitudes géotechniques et la variabilité spatiale des propriétés du sol dans les approches de dimensionnement. Une telle révision est indispensable pour assurer la durabilité et la performance des murs de soutènement dans des conditions réelles d'incertitude.

### **Perspectives**

À ce stade, il reste difficile de formuler des recommandations précises pour le dimensionnement des murs de soutènement, en raison de la complexité des phénomènes en jeu et des incertitudes associées aux propriétés géotechniques. Cependant, les observations issues de ce travail confirment certaines connaissances déjà établies concernant l'impact de la variabilité spatiale du sol sur la stabilité des structures. En particulier, il apparaît que la prise en compte de cette variabilité tend souvent à réduire le risque géotechnique global, en permettant une estimation plus réaliste des incertitudes liées aux propriétés du sol.

L'intégration de la variabilité spatiale dans les analyses conduit à une réévaluation cohérente du risque géotechnique, en tenant compte des fluctuations naturelles des paramètres du sol. Les résultats obtenus montrent que la modélisation bidimensionnelle de cette variabilité permet de mieux capturer la dispersion des résultats par rapport à des approches plus simplifiées, tout en optimisant le nombre de simulations nécessaires et en réduisant le temps de calcul. Cela ouvre la voie à une utilisation plus efficace des méthodes probabilistes dans l'évaluation de la stabilité des murs de soutènement.

Les perspectives de ce travail sont nombreuses et mettent en lumière la nécessité de poursuivre dans cette direction pour développer des outils plus avancés. Parmi les principales orientations futures, on peut citer :

**Développement d'outils d'analyse fiabiliste avancés** : Ce travail a permis d'explorer une problématique complexe qui requiert le développement d'outils dédiés, intégrés dans une démarche mécano-fiabiliste. Il est essentiel de continuer à améliorer ces outils afin de faciliter l'intégration des incertitudes géotechniques dans les processus de conception des ouvrages de soutènement. Cela inclut la création de méthodes de calcul plus performantes, capables de traiter simultanément les incertitudes liées aux propriétés mécaniques du sol et leur variabilité spatiale.

**Modélisation des champs aléatoires** : La prise en compte de la variabilité spatiale nécessite une modélisation rigoureuse des propriétés du sol sous forme de champs aléatoires. Ces champs doivent être discrétisés de manière adéquate pour permettre un couplage fiable avec les modèles mécaniques. Une telle approche permet de mieux représenter la complexité des systèmes géotechniques et d'identifier les zones les plus vulnérables aux variations des paramètres.

**Incorporation de la corrélation entre paramètres géotechniques** : Une autre perspective importante concerne l'intégration de la corrélation physique existante entre les différents paramètres du sol, tels que la cohésion et l'angle de frottement interne. En modélisant correctement ces corrélations, il sera possible d'affiner encore les analyses et d'obtenir des prédictions plus précises sur la stabilité des structures. L'influence de la corrélation entre ces paramètres, souvent négligée, pourrait avoir un impact significatif sur la probabilité de défaillance et doit donc être explorée plus en détail dans les études futures.

**Extension à d'autres types de structures** : Bien que ce travail se concentre sur les murs de soutènement poids, les méthodes développées ici pourraient être appliquées à d'autres types

d'ouvrages géotechniques, tels que les digues, les barrages, ou les fondations profondes. L'intégration de la variabilité spatiale dans les analyses de fiabilité de ces structures permettrait d'améliorer leur conception en tenant compte des incertitudes liées aux propriétés du sol, augmentant ainsi la robustesse et la durabilité des infrastructures.

**Optimisation des critères de conception** : Les résultats obtenus montrent qu'une meilleure prise en compte de la variabilité spatiale pourrait conduire à une réévaluation des critères de sécurité traditionnels utilisés dans le dimensionnement des murs de soutènement. En ajustant les coefficients de sécurité en fonction de la variabilité des paramètres du sol, il serait possible d'optimiser les structures en évitant un surdimensionnement inutile tout en garantissant une sécurité adéquate.

# Références bibliographiques

- Abdelouhab, A. (2010). Comportement des murs en terre armée. Modélisation physique, analytique et numérique des renforcements extensibles. Thèse de Doctorat. INSA Lyon.
- Ahmed, A. (2012). Simplified and advanced approaches for the probabilistic analysis of shallow foundations. Nantes.
- Ahmed, A., & Soubra, A.-H. (2012). Probabilistic analysis of strip footings resting on a spatially random soil using subset simulation approach. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, 6(3), 188-201.
- Amouzou, G. Y., & Soulaïmani, A. (2021). Numerical algorithms for elastoplasticity: Finite elements code development and implementation of the mohr–coulomb law. *Applied Sciences*, 11(10), 4637.
- Ang, A. H., & Tang, W. H. (2007). *Probability concepts in engineering planning: Emphasis on applications to civil and environmental engineering*, John Wiley and sons.
- Baecher, G. B., & Christian, J. T. (2005). *Reliability and statistics in geotechnical engineering*: John Wiley & Sons.
- Baidya, D., & GuhaRay, A. (2017). *Geotechnical Engineering Reliability Aspects*”.
- Baker, J., & Calle, E. (2006). Probabilistic Model Code, Section 3.7: Soil Properties. Joint Committee on Structural Safety (JCSS).
- Balakrishnan, N., & Nevzorov, V. B. (2004). *A primer on statistical distributions*: John Wiley & Sons.
- Balay, J. (1988). MECANIQUE DES SOLS-PAROIS MOULEES-ANCRAGES. *TECHNIQUES DE L'INGENIEUR-CONSTRUCTION*, 100(C-252).
- BAZIZ, K., & KAHIL, A. (2023). Influence of Modeling Approaches on the Response of a Retaining Wall. Paper presented at the Advanced Engineering Forum Volume 49.
- Bowles, J. E., & Guo, Y. (1996). *Foundation analysis and design (Vol. 5)*: McGraw-hill New York.
- BRODING, W. C., Diederich, F., & PARKER, P. S. (1964). Structural optimization and design based on a reliability design criterion. *Journal of Spacecraft and Rockets*, 1(1), 56-61.
- Brooks, H., & Nielsen, J. (2010). *Basics of retaining wall design*. HBA Publication, 11.
- Caquot, A., & Kerisel, J. (1966). *Traité de mécanique des sols*.
- Caquot, A., Kerisel, J., & Absi, É. (1973). *TABLES DE BUTEE ET DE POUSSEE*.
- Castillo, E., Mínguez, R., Terán, A. R., & Fernández-Canteli, A. (2004). Design and sensitivity analysis using the probability-safety-factor method. An application to retaining walls. *Structural Safety*, 26(2), 159-179.
- CAZES, E., CUIRA, F., & SIMON, B. (2014). Une mise en œuvre pratique de l'analyse de risques en géotechnique. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG2014.
- Cherubini, C. (2000). Probabilistic approach to the design of anchored sheet pile walls. *Computers and Geotechnics*, 26(3-4), 309-330.
- Corfdir, A. (1997). Analyse de la stabilité d'ouvrages en gabions cellulaires par la théorie du calcul à la rupture. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Costet, J., & Sanglerat, G. (1983). *Cours pratique de mécanique des sols, Tome 2, Calcul des ouvrages*. Imprimerie Gauthier-Villars, Paris.

- Daryani, K., & Mohamad, H. (2014). System reliability-based analysis of cantilever retaining walls embedded in granular soils. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, 8(3), 192-201.
- Debard, Y. (2009). *Méthode des éléments finis: élasticité plane*. Institut Universitaire de Technologie du Mans.
- Degoutte, G., & Royet, P. (1999). *Aide-mémoire de mécanique des sols: ENGREF*.
- Delattre, L. (2000). Un siècle d'écrans de soutènements. *Revue bibliographique sur l'évolution des techniques. Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*(227).
- Delattre, L. (2001). Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement. I. L'approche par le calcul-les méthodes classiques et la méthode au coefficient de réaction. *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*(234).
- Der Kiureghian, A., & Liu, P.-L. (1986). Structural reliability under incomplete probability information. *Journal of Engineering Mechanics*, 112(1), 85-104.
- Dhatt, G., Touzot, G., & Lefrançois, E. (2005). *Méthode des éléments finis: Lavoisier*.
- Ditlevsen, O., & Madsen, H. O. (1996). *Structural reliability methods (Vol. 178): Wiley New York*.
- Dormieux, L., & Delaurens, C. (1991). Stabilité d'une cellule de gabion sous poids propre. *Revue Française de Géotechnique*(55), 47-61.
- Duncan, J. M. (2000). Factors of safety and reliability in geotechnical engineering. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 126(4), 307-316.
- Elkateb, T., Chalaturnyk, R., & Robertson, P. K. (2003). An overview of soil heterogeneity: quantification and implications on geotechnical field problems. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(1), 1-15.
- Favre, J.-L., Brugnot, G., Gresillon, J.-M., & Jappiot, M. (1988). Évaluation des risques naturels: Une approche probabiliste? *Techniques de l'ingénieur. Construction*(C3295), C3295. 3291-C3295. 3234.
- Fenton, G. A., & Griffiths, D. (1993). Statistics of block conductivity through a simple bounded stochastic medium (0043-1397). Retrieved from
- Fenton, G. A., & Griffiths, D. (2003). Bearing-capacity prediction of spatially random  $c \phi$  soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(1), 54-65.
- Fenton, G. A., & Griffiths, D. V. (2008). *Risk assessment in geotechnical engineering (Vol. 461): John Wiley & Sons New York*.
- Fenton, G. A., & Vanmarcke, E. H. (1990). Simulation of random fields via local average subdivision. *Journal of Engineering Mechanics*, 116(8), 1733-1749.
- Fenton, G. A., Griffiths, D., & Zhang, X. (2008). Load and resistance factor design of shallow foundations against bearing failure. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(11), 1556-1571.
- Frank, R. (1995). *Fondations profondes: Ed. Techniques Ingénieur*.
- Ghanem, R. G., & Spanos, P. D. (2003). *Stochastic finite elements: a spectral approach: Courier Corporation*.
- Giroud, J. (1971). Force portante d'une fondation sur une pente. *ANN. ITBTP-SERIE: THEORIES ET METHODES DE CALCUL NO. 142*(283/284).

- Goh, A., Zhang, F., Zhang, W., Zhang, Y., & Liu, H. (2017). A simple estimation model for 3D braced excavation wall deflection. *Computers and Geotechnics*, 83, 106-113.
- Gravanis, E., Pantelidis, L., & Griffiths, D. (2014). An analytical solution in probabilistic rock slope stability assessment based on random fields. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 71, 19-24.
- Griffiths, D., & Fenton, G. A. (1993). Seepage beneath water retaining structures founded on spatially random soil. *Geotechnique*, 43(4), 577-587.
- Griffiths, D., & Fenton, G. A. (2009). Probabilistic settlement analysis by stochastic and random finite-element methods. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 135(11), 1629-1637.
- Griffiths, D., Huang, J., & Fenton, G. A. (2011). Modeling of stability and risk of geotechnical systems in highly variable soils. Paper presented at the International conference on advances in geotechnical engineering.
- Guha Ray, A., & Baidya, D. (2012). Reliability coupled sensitivity based design approach for gravity retaining walls. *Journal of The Institution of Engineers (India): Series A*, 93, 193-201.
- Harr, M. E. (1987). Reliability-based design in civil engineering. (No Title).
- He, P., Fenton, G. A., & Griffiths, D. (2022). Calibration of resistance factors for bearing resistance design of shallow foundations under seismic and wind loading. *Canadian Geotechnical Journal*, 59(7), 1243-1253.
- He, P., Fenton, G. A., & Griffiths, D. (2023). Calibration of resistance factors for gravity retaining walls. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, 17(3), 586-594.
- Huber, M. (2013). Soil variability and its consequences in geotechnical engineering: Inst. f. Geotechnik.
- Hubert, B., Philipponnat, B., Payant, O., & Zerhouni, M. (2019). Fondations et ouvrages en terre: Manuel professionnel de géotechnique du BTP: Editions Eyrolles.
- Humbert, P., Dubouchet, A., Fezans, G., & Remaud, D. (2005). CESAR-LCPC, un progiciel de calcul dédié au génie civil. *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*, 256, 7-37.
- JAKY, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. *Journal of the Society of Hungarian Architects and engineers*.
- Javankhoshdel, S., & Bathurst, R. J. (2016). Influence of cross correlation between soil parameters on probability of failure of simple cohesive and  $c-\phi$  slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 53(5), 839-853.
- JCSS, J. (2001). Probabilistic model code. Joint Committee on Structural Safety, 601.
- Josseume, H. (1974). METHODE DE CALCUL DES RIDEAUX DE PALPLANCHES- ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE. *BULL LIAISON LAB PONTS CHAUSS*(72).
- Kulhawy, F. H. (1993). On the evaluation of static soil properties. Paper presented at the Stability and performance of slopes and embankments II.
- Lemaire, d. M. (2006). Fiabilité des structures: Couplage mécano-fiabiliste statique. *European Journal of Computational Mechanics/Revue Européenne de Mécanique Numérique*, 15(7-8), 989-992.

- Li, D.-Q., Jiang, S.-H., Cao, Z.-J., Zhou, W., Zhou, C.-B., & Zhang, L.-M. (2015). A multiple response-surface method for slope reliability analysis considering spatial variability of soil properties. *Engineering geology*, 187, 60-72.
- Liu, Z., Juang, C. H., & Atamturktur, S. (2013). Confidence level-based robust design of cantilever retaining walls in sand. *Computers and Geotechnics*, 52, 16-27.
- Low, B. (2005). Reliability-based design applied to retaining walls. *Geotechnique*, 55(1), 63-75.
- Low, B. K., & Phoon, K.-K. (2015). Reliability-based design and its complementary role to Eurocode 7 design approach. *Computers and Geotechnics*, 65, 30-44.
- Low, B., Zhang, J., & Tang, W. H. (2011). Efficient system reliability analysis illustrated for a retaining wall and a soil slope. *Computers and Geotechnics*, 38(2), 196-204.
- Luo, Z., Li, Y., Zhou, S., & Di, H. (2018). Effects of vertical spatial variability on supported excavations in sands considering multiple geotechnical and structural failure modes. *Computers and Geotechnics*, 95, 16-29.
- Magnan, J.-P. (1982). Les méthodes statistiques et probabilistes en mécanique des sols. (No Title).
- MAGNAN, J.-P. (1991). Résistance au cisaillement: Ed. Techniques Ingénieur.
- MAGNAN, J.-P., & MESTAT, P. (1997). Lois de comportement et modélisation des sols: Ed. Techniques Ingénieur.
- Melchers, R. E., & Beck, A. T. (2018). *Structural reliability analysis and prediction*: John Wiley & sons.
- Mestat, P. (1997). Maillages d'éléments finis pour les ouvrages de géotechnique. Conseils et recommandations. *BULLETIN-LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSEES*, 39-64.
- Mestat, P., Humbert, P., & Dubouchet, A. (2000). Recommandations pour la vérification de modèles d'éléments finis en géotechnique. *BULLETIN-LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSEES*, 33-52.
- Mokeddem, A. (2018). Modélisation géomécanique et probabiliste des rideaux de palplanches: Prise en compte de l'interaction sol-structure et de la variabilité spatiale du sol. Université de Bordeaux.
- Mokeddem, A. (2018). Modélisation géomécanique et probabiliste des rideaux de palplanches: Prise en compte de l'interaction sol-structure et de la variabilité spatiale du sol. Université de Bordeaux.
- Mollon, G. (2012). Etude déterministe et probabiliste du comportement des tunnels. INSA de Lyon.
- Nataf, A. (1962). Determination des distribution don't les marges sont donnees. *Comptes rendus de l'Académie des Sciences*, 225, 42-43.
- Nguyen, X. S. (2007). Algorithmes probabilistes appliqués à la durabilité et à la mécanique des ouvrages de génie civil. Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse.
- Nobahar, A. (2003). Effects of soil spatial variability on soil-structure interaction. Memorial University of Newfoundland.

- Orr, T. L. (2005). Model solutions for Eurocode 7 Workshop examples. Paper presented at the International Workshop on the Evaluation of Eurocode.
- Phoon, K.-K., & Kulhawy, F. H. (1999). Characterization of geotechnical variability. *Canadian geotechnical journal*, 36(4), 612-624.
- Piegay, N. (2015). Optimisation multi-objectif et aide à la décision pour la conception robuste.: Application à une structure industrielle sur fondations superficielles. Université de Bordeaux.
- Pilot, G. (1975). Stabilité des pentes. *TECHNIQUES DE L'INGENIEUR-CONSTRUCTION*, 100(C-254).
- Popescu, R., Deodatis, G., & Prévost, J.-H. (2008). Randomly heterogeneous soils under static and dynamic loads *Reliability-Based Design in Geotechnical Engineering* (pp. 236-271): CRC Press.
- Robitaille, V., & Tremblay, D. (1997). *Mécanique des sols. Théorie et pratique*, Québec.
- Salençon, J. (1983). Calcul à la rupture et analyse limite.
- Schlosser, F. (1973). La terre armée. NOTE D'INF TECH.
- SCHLOSSER, F. (1975). OUVRAGE DE SOUTÈNEMENT-POUSSEE ET BUTEE. *TECHNIQUES DE L'INGENIEUR-CONSTRUCTION*, 100(C-242).
- Schlosser, F. (1983). *Éléments de mécanique des sols*.
- SCHLOSSER, F. (1991). *Murs de soutènement*: Ed. Techniques Ingénieur.
- Schneider, H. R. (1999). Definition and determination of characteristic soil properties. Paper presented at the Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. *Proceedings International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering*.
- Schneider, H. R. (1999). Definition and determination of characteristic soil properties. Paper presented at the Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. *Proceedings International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering*.
- Schweckendiek, T., Courage, W., & Van Gelder, P. (2007). Reliability of sheet pile walls and the influence of corrosion—structural reliability analysis with finite elements. Paper presented at the Proceedings of the European safety and reliability conference.
- Schweiger, H., Thurner, R., & Pöttler, R. (2001). Reliability analysis in geotechnics with deterministic finite elements—Theoretical concepts and practical application. *International Journal of Geomechanics*, 1(4), 389-413.
- Sert, S., Luo, Z., Xiao, J., Gong, W., & Juang, C. H. (2016). Probabilistic analysis of responses of cantilever wall-supported excavations in sands considering vertical spatial variability. *Computers and Geotechnics*, 75, 182-191.
- Sibille, L. (2018). *Géotechnique pour le technicien IUT Génie Civil et Construction Durable Module MXG5*.
- Sivakumar Babu, G., & Basha, B. M. (2008). Optimum design of cantilever retaining walls using target reliability approach. *International Journal of Geomechanics*, 8(4), 240-252.
- Smith, I. M., Griffiths, D. V., & Margetts, L. (2013). *Programming the finite element method*: John Wiley & Sons.

- Sokolovskii, V. V. e. (2016). Statics of granular media: Elsevier.
- Stefanou, G. (2009). The stochastic finite element method: past, present and future. *Computer methods in applied mechanics and engineering*, 198(9-12), 1031-1051.
- Sudret, B. (2007). Uncertainty propagation and sensitivity analysis in mechanical models—Contributions to structural reliability and stochastic spectral methods. *Habilitationa diriger des recherches*, Université Blaise Pascal, Clermont-Ferrand, France, 147, 53.
- Sujith, M., Menon, D., & Dodagoudar, G. (2011). Reliability analysis and design of cantilever RC retaining walls against sliding failure. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 5(2), 131-141.
- Terrade, B. (2017). Evaluation structurale des murs de soutènement en maçonnerie. Université Paris-Est.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice*: John wiley & sons.
- Vanmarcke, E. (1983). *Random fields: analysis and synthesis* MIT Press. Cambridge, MA.
- Vanmarcke, E. (2010). *Random fields: analysis and synthesis*: World Scientific.
- Vanmarcke, E. H. (1977). Probabilistic modeling of soil profiles. *Journal of the geotechnical engineering division*, 103(11), 1227-1246.
- Varga, R., & Jelušič, P. (2022). Failure Probability of an Optimally Designed Gravity Retaining Wall. *ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering*, 8(2), 04022007.
- Varghese, P. (2005). *Foundation engineering*: PHI Learning Pvt. Ltd.
- Wang, Y. (2013). MCS-based probabilistic design of embedded sheet pile walls. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, 7(3), 151-162.
- Wu, X. Z. (2013). Trivariate analysis of soil ranking-correlated characteristics and its application to probabilistic stability assessments in geotechnical engineering problems. *Soils and Foundations*, 53(4), 540-556.
- Zevgolis, I. E., & Bourdeau, P. L. (2010). Probabilistic analysis of retaining walls. *Computers and Geotechnics*, 37(3), 359-373.
- Zhou, X., Xie, Y., Huang, X., & He, H. (2019). Antislip stability analysis of gravity retaining wall by probabilistic approach. *International Journal of Geomechanics*, 19(6), 04019045.
- NF EN 1990, 2003. Eurocodes structuraux - Bases de calcul des structures, s.l.: AFNOR.
- NF EN 1997-1, 2005. Eurocode 7: Calcul géotechnique - Partie 1: Règles générales. s.l.:Norme AFNOR.
- NF P94-281, 2014. Justification des ouvrages géotechniques - Ouvrages de soutènement – Murs. s.l.:Norme AFNOR.