HAL
open science

Modélisation géomécanique et probabiliste des rideaux de palplanches : prise en compte de l'interaction sol-structure et de la variabilité spatiale du sol

Abdelhammid Mokeddem

To cite this version:

Abdelhammid Mokeddem. Modélisation géomécanique et probabiliste des rideaux de palplanches : prise en compte de l'interaction sol-structure et de la variabilité spatiale du sol. Mécanique des matériaux [physics.class-ph]. Université de Bordeaux, 2018. Français. NNT : 2018BORD0057 . tel-02004681

HAL Id: tel-02004681

https://theses.hal.science/tel-02004681

Submitted on 2 Feb 2019

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

THÈSE PRÉSENTÉE

POUR OBTENIR LE GRADE DE

DOCTEUR DE

L'UNIVERSITÉ DE BORDEAUX

ÉCOLE DOCTORALE SCIENCES PHYSIQUES DE L'INGENIEUR

SPÉCIALITÉ : Mécanique

Par Abdelhammid MOKEDDEM

MODELISATION GEOMECANIQUE ET PROBABILISTE DES RIDEAUX DE PALPLANCHES : PRISE EN COMPTE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE ET DE LA VARIABILITE SPATIALE DU SOL

Sous la direction de : Sidi Mohammed ELACHACHI
(co-encadrant : Humberto YANEZ-GODOY)

Soutenue le 02 mai 2018

Membres du jury :

Mme YOTTE, Sylvie	Professeur	U. Limoges	Présidente
M. BREUL, Pierre	Professeur	U. Clermont Auvergne	Rapporteur
M. BAROTH, Julien	MCF (HDR)	U. Grenoble Alpes	Rapporteur
M. BREYSSE, Denis	Professeur	U. Bordeaux	Examinateur
M. BURLON, Sébastien	Ingénieur	IFSTTAR	Examinateur
M. TAIBI, Saïd	Professeur	U. Le Havre	Examinateur
M. ELACHACHI, Sidi Mohammed	MCF (HDR)	U. Bordeaux	Directeur de thèse
M. YANEZ-GODOY, Humberto	MCF	U. Bordeaux	Co-encadrant

Modélisation géomécanique et probabiliste des rideaux de palplanches : prise en compte de l'interaction sol-structure et de la variabilité spatiale du sol

Résumé :

Le comportement géomécanique des ouvrages géotechniques à l'exemple des rideaux de palplanches est entaché d'incertitudes épistémiques liées aux hypothèses régissant le modèle géomécanique de calcul, mais aussi d'incertitudes aléatoires liées à la variabilité spatiale du sol. L'objectif principal de cette thèse est de mieux appréhender l'effet de ces incertitudes sur le comportement d'un rideau de palplanches. Pour cela le présent mémoire s'articule autour de quatre points principaux :

Le premier point est relatif d'une part à l'analyse des hypothèses utilisées pour la modélisation géomécanique d'un rideau de palplanches et d'autre part à l'extension de la méthode des coefficients de réaction d'un système unidimensionnel basé sur une poutre et des appuis élastoplastiques à un système bidimensionnel de plaque orthotrope sur le même type d'appuis (MISS-CR-PLQ).

Le deuxième point concerne la modélisation de la variabilité spatiale du sol. Après une comparaison entre deux méthodes de génération de champs aléatoires, nous avons retenu la méthode Circulant Embedding pour son efficience. Plusieurs études paramétriques ont été menées pour analyser les effets des hypothèses prises lors de la génération des champs aléatoires.

Le troisième point concerne la mise en place d'une démarche mécano-fiabiliste permettant d'intégrer la variabilité spatiale du sol pour le cas des rideaux de palplanches.

Le quatrième point est consacré à l'application de la démarche développée pour un cas d'étude à travers des analyses probabilistes et fiabilistes. L'influence des paramètres statistiques (*e.g.* les longueurs de corrélation, la corrélation croisée, …), mécanique et géométrique a été étudiée.

Mots clés : rideau de palplanches, interaction sol-structure, coefficients de réaction, MISS-CR-PLQ, comportement orthotrope, variabilité spatiale, démarche mécano-fiabiliste, fiabilité.

Title : Geomechanical and probabilistic modelling of sheet pile walls: soil-structure interaction and soil spatial variability effects

Abstract :

The geomechanical behaviour of geotechnical structures such as sheet pile walls is subjected to epistemic uncertainties due to geomechanical models' assumptions and also the aleatory uncertainties which could be related to the soil spatial variability. The main objective of this thesis is to gain more insight into the effect of these uncertainties on the sheet pile behaviour. To this end, this thesis focuses on four main issues:

The first one is related on the one hand to the analysis of the used geomechanical hypotheses for modelling of retaining walls. On the other hand, to extend the one-dimensional subgrade reaction method which is based on a beam relying on elastoplastic supports to a two-dimensional system that call to an orthotropic plate relying on the same supports (MISS-CR-PLQ).

The second issue concerns the soil spatial variability modelling. After a key comparison between two random field generation methods, we selected the Circulating Embedding method for its efficiency. Several parametric studies have been conducted to analyse the effects of different assumptions of random field generation.

The third issue is related to the implementation of the proposed mechanical-reliability approach taking into account the soil spatial variability.

The last issue is devoted to the application of the developed approach to a case study through probabilistic and reliability analyses. The influence of statistical parameters (*e.g.* correlation lengths, cross-correlation,...), mechanical and geometrical has been examined.

Keywords : sheet pile walls, soil-structure interaction, subgrade reaction, MISS-CR-PLQ, orthotropic behaviour, spatial variability, mechanical reliability approach, reliability.

Unité de recherche

Institut de Mécanique et d'Ingénierie, UMR 5295, Département Génie Civil Environnemental
Bâtiment B18, Allée Geoffroy Saint-Hilaire, CS 50023, 33615 Pessac Cedex

Remerciements

Les travaux de recherche présentés dans ce manuscrit ont été réalisés au sein du laboratoire institut mécanique d'ingénierie de Bordeaux (I2M), au département Génie Civil environnementale (GCE).

Je tiens tout d'abord à remercier mes encadrants, mon directeur de thèse M. *Sidi Mohammed Elachachi* et mon co-encadrant de thèse M. *Humberto Yáñez-Godoy* pour la confiance qu'ils m'ont témoignée ainsi que les nombreux conseils et encouragements qu'ils m'ont prodigués tout au long de cette thèse. Je remercie également M. *Denys Breysse* l'Ex-directeur du département GCE de m'avoir accordé de son temps pour apporter un regard extérieur à ce travail.

Je remercie vivement M. *Pierre Breul* et M. *Julien Baroth* d'avoir accepté d'être rapporteurs de mon travail de thèse. Je remercie également Mme *Sylvie Yotte* et Messieurs *Stéphane Burlon*, *Denys Breysse* et *Saïd Taibi* d'avoir accepté d'évaluer ce travail.

Je remercie chaleureusement les anciens doctorants avec lesquels mes premiers pas dans la recherche ont été très enrichis par les discussions et échanges scientifiques ; je citerai : M. *Yassine Verdret* le spécialiste des éléments finis et de Matlab, M. *Nicolas Piegay* le spécialiste en risque et M. *Ngoc Anh Phan* le spécialiste en Cast3m et en calcul sur cluster.

Je remercie mes responsables et collègues de l'UF dont M. *Antoine Marache*, Mme *Colette Sirieix*, M. *Sidi Mohammed Elachachi* et M. *Jean-François Lataste* de m'avoir accordé la chance d'enseigner quelques mois en qualité d'ATER. Il s'agissait d'un exercice très important pour moi auquel je voulais me soumettre.

Je remercie tout le personnel du laboratoire et en particulier les doctorant(e)s avec lesquels j'ai passé des moments sympathiques Mme *Cécile Verdet*, Mme *Ghina Darwich*, Mme *Tran Thi Thuy Phuong*, M. *Maitham Fadhil Abbas Alwash*, M. *Yassine Verdret* et M. *Nicolas Piegay*.

Sur un plan plus personnel, je remercie ma mère, sans qui je ne serais pas arrivé à ce stade. Je ne remercierai jamais assez mon épouse *Khalida* d'avoir été à mes côtés et de m'avoir donné le plus beau cadeau, *Anaïs.*

Une pensée à toi *Yema*, ma grand-mère qui me manque.

Sommaire

Introduction générale **1**

I. Etat de l'art **6**

I.1. Introduction 7
I.2. Soutènement par palplanche 7
I.2.1. Les rideaux de palplanches 9
I.2.2. Les éléments structuraux additionnels 12
I.3. Analyse du risque en géotechnique 14
I.3.1. Notion de risque 14
I.3.2. Modes de défaillances et pathologies 15
I.4. Méthodes de calcul pour les palplanches 17
I.4.1. Modélisation bidimensionnelle par massif MISS-EF 17
I.4.2. Modélisation bidimensionnelle par MISS-CR 25
I.4.3. Calcul tridimensionnel des palplanches 30
I.4.4. L'Eurocode 7 et les méthodes de calcul des rideaux de palplanches 31
I.4.5. Comparaison entre les méthodes de calcul des rideaux de palplanches 31
I.5. Prise en compte des incertitudes géotechniques 34
I.5.1. Méthodes de propagation de l'incertitude géotechnique 35
I.5.2. Description statistique des incertitudes géotechniques 41
I.6. Conclusion du chapitre 48

II. Modélisation géomécanique des rideaux de palplanches **50**

II.1. Introduction 51
II.2. Analyse des rideaux de palplanches par MISS-EF 51
II.2.1. Modélisation du sol 52
II.2.2. Modélisation de l'interface sol-structure 54
II.2.3. Modélisation de la palplanche 56
II.2.4. Modélisation des appuis (tirants et butons) 57
II.2.5. Prise en compte du phasage 61
II.2.6. Application du chargement dans MISS-EF 63
II.3. Analyse des rideaux de palplanches par MISS-CR 63
II.3.1. Modélisation de l'interaction sol-structure par les lois de réaction 64
II.3.2. Modélisation de la structure par MISS-CR 71
II.3.3. Modélisation des butons et tirants dans MISS-CR 72
II.3.4. Prise en compte du phasage des travaux par MISS-CR 76
II.3.5. Application du chargement par MISS-CR 77
II.3.6. Résolution par la méthode MISS-CR 78
II.3.7. Modélisation 3D des rideaux de palplanches par MISS-CR 80
II.4. Validation des méthodes MISS-EF et MISS-CR-PLQ 103
II.4.1. Présentation de l'ouvrage instrumenté de Hochstetten (Allemagne) 103
II.4.2. Modélisation de la fouille de Hochstetten par MISS-EF 107
II.4.3. Modélisation de la fouille de Hochstetten par MISS-CR-PLQ 109
II.4.4. Résultat de modélisation et comparaison avec les valeurs mesurées 110
II.5. Conclusion du chapitre 115

III. Modélisation de la variabilité spatiale du sol **118**

III.1. Introduction 119
III.2. Propagation de l'incertitude géotechnique par champ aléatoire 120
III.2.1. Définition des champs aléatoires 120
III.2.2. Classification des méthodes de génération de champs aléatoires 121
III.2.3. Applications aux ouvrages géotechniques 122

III.3. Champs aléatoires gaussiens stationnaires 123
III.3.1. Prise en compte de la variabilité spatiale par MISS-CR-PLQ 124
III.3.2. Méthode Karhunen-Loève 125
III.3.3. Circulant Embedding 128
III.3.4. Comparaison des méthodes KL et CE 132
III.3.4.1. Comparaison des moyennes et des écarts-types 132
III.3.4.2. Comparaison de la structuration spatiale 134
III.3.4.3. Comparaison de CE et KL sur la base du temps de calcul 136
III.3.5. Comment influe la structuration spatiale sur les données stochastiques ? 138
III.3.6. Prise en compte de la corrélation croisée entre champs aléatoires 146
III.4. Conclusion du chapitre 149

IV. Développement d'une démarche mécano-fiabiliste efficiente : application aux rideaux de palplanches 152

IV.1. Introduction 153
IV.2. Démarche mécano-fiabiliste adaptée aux rideaux de palplanches 154
IV.2.1. Développement d'une démarche mécano-fiabiliste efficiente 154
IV.2.2. Application pour les rideaux de palplanches 156
IV.3. Conclusion du chapitre 165

V. Vulnérabilité des rideaux de palplanches vis-à-vis de la variabilité spatiale du sol 168

V.1. Introduction 169
V.2. Exploitation des résultats pour la démarche mécano-fiabiliste 169
V.2.1. Définition des familles d'états limites 170
V.2.2. Définition d'une défaillance 176
V.2.3. Probabilité de défaillance et indice de fiabilité 177
V.2.4. Probabilité/fiabilité du système 178
V.3. Application pour un cas d'étude 178
V.3.1. Présentation du cas d'étude 178
V.3.2. Analyse déterministe du cas d'étude 180
V.3.3. Prise en compte de la variabilité spatiale du sol, résultats d'une simulation de Monte-Carlo 184
V.4. Stratégie de calcul et d'analyse 189
V.4.1. Influence de la dispersion des paramètres géotechniques 191
V.4.2. Influence de la longueur de corrélation verticale 194
V.4.3. Influence de la longueur de corrélation horizontale 200
V.4.4. Influence de la nature des données propagées 205
V.4.5. Influence des caractéristiques mécaniques de la plaque 208
V.4.6. Influence de la corrélation croisée 209
V.5. Conclusion du chapitre 214

Conclusions et perspectives 217

Références 223

Notations I

Annexe A IV

A.I. Résultats probabilistes IV
A.I.1. Influence de la dispersion de l'angle de frottement (COV_{φ}) V
A.I.2. Influence de la dispersion de la cohésion (COV_c) VII
A.I.3. Influence de la dispersion du module pressiometrique (COV_{Es}) IX
A.I.4. Influence de la longueur de corrélation verticale (δ_v) XI
A.I.5. Influence de la longueur de corrélation horizontale (δ_h) XIII
A.II. Résultats de l'analyse de fiabilité XV

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1. Comparaison des rigidités flexionnelles de quelques types d'ouvrages de soutènement, construit à partir de (Dawkins, et al., 2003) 8
Figure I.2. Cinématique d'un écran (a) rigide, (b) souple (Delattre, 2001)..... 9
Figure I.3. Vue en plan de l'assemblage des liernes avec les palplanches a) profilés en U, b) et c) profilés en Z (Divet, et al., 2003)..... 10
Figure I.4. Vue en plan des assemblages de rideaux de palplanches mixtes : renforcement par a) profilés tubulaire, b) profilés en H et c) profilés en Z (Divet, et al., 2003) 11
Figure I.5. Classes de ductilités de l'acier (Kort, 2002)..... 11
Figure I.6. Appui par buton (Tecs, 2009)..... 12
Figure I.7. Dispositif de tirant et massif d'ancrage par dalle de frottement (Sif-Groutbor, 2017). 13
Figure I.8. Eléments structuraux de renforcement horizontale a) lierne (Steel-piling, 2009), b) poutre de couronnement (Pajot, 2017). 13
Figure I.9. Le risque en géotechnique (Baecher & Christian, 2005)..... 14
Figure I.10. Arborescence des sources de défaillances d'un rideau de palplanches. 15
Figure I.11. Identification des modes de défaillances: structure maintenue par (a) tirant et (b) buton 16
Figure I.12. Schématisation du calcul par MISS-EF..... 18
Figure I.13. Exemple de déplacements nodaux sur un élément de maillage quadrilatère. 19
Figure I.14. Représentation a) de l'interface par élément fini (épaisseur mince), b) cinématique des éléments : sol-interface-structure..... 22
Figure I.15. Liaison entremassif d'ancrage et le sol avoisinant (Woods, 2003). 24
Figure I.16. Représentation de la méthode MISS-CR avec prise en compte de l'ISS, passage de la configuration réelle à une représentation par MISS-CR. 25
Figure I.17. Loi de réaction pour un tronçon de calcul. 26
Figure I.18. Détermination du paramètre dimensionnel *A*, selon (Josseaume, et al., 1997)..... 29
Figure I.19. Comparaison entre les méthodes de calcul des écrans de soutènement en termes d'efficacité et d'efficience..... 34
Figure I.20. Les différentes échelles d'observation de la variabilité du sol (Huber, 2013)..... 34
Figure I.21. Classification des méthodes de propagation d'incertitude géotechnique. 35
Figure I.22. Survol des méthodes de fiabilité selon (NF EN 1990, 2003). 36
Figure I.23. Influence de la corrélation croisée, cas de deux variables aléatoires..... 44
Figure I.24. Propriétés d'un variogramme. 46

Chapitre II

Figure II.1. Méthode MISS-EF pour la modélisation des rideaux de palplanches : a) schématisation du principe de la méthode, b) représentation d'un exemple de maillage..... 52
Figure II.2. Représentation du critère de Mohr-Coulomb : (a) dans le plan déviatorique, (b) dans l'espace des contraintes principales..... 52
Figure II.3. Modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi de Mohr-Coulomb a) contrainte déviatorique ($\sigma 1 - \sigma 3$), déformations ($\varepsilon 1$, εv) (Coquillay, 2005)..... 53
Figure II.4. Approximation hyperbolique du critère de plasticité de Mohr-Coulomb (Abbo & Sloan, 1995)..... 54
Figure II.5. Modélisation de l'interface sol-palplanche avec l'hypothèse du modèle poutre pour la palplanche. 55
Figure II.6. Modélisation de l'interface sol-palplanche avec l'hypothèse du modèle massif pour la palplanche. 55
Figure II.7. Coupe sur une palplanche a) section réelle, b) représentation par élément massif équivalent (Delattre, 2004)..... 56
Figure II.8. Modélisation de l'essai d'arrachement d'un tirant d'ancrage, modèle avec partie scellée : a) sans massif d'ancrage ni interface *MODT1*, b) avec massif d'ancrage et interface *MODT2*. 58

Figure II.9. Comparaison des deux modèles (MODT1 et MODT2) suite à la modélisation de l'essai d'arrachement du tirant. 60
Figure II.10. Erreur relative entre les deux approches (MODT1 et MODT2) suite à la modélisation de l'essai d'arrachement du tirant. 60
Figure II.11. Schéma de principe de la prise en compte du phasage de travaux : a) Etape 1, b) Etape 2 et c) Etape 3. 62
Figure II.12. Principe d'application du phasage de construction pour un écran de soutènement (Briaud & Lim, 1999). 63
Figure II.13. Principe de construction de la méthode MISS-CR. 64
Figure II.14. Configuration géométrique d'un rideau de palanches. 65
Figure II.15. Variation de coefficients de pression terres a) de poussée (K_a), b) de butée (K_p) selon la méthode de calcul (MC ou MR) et la valeur de φ. 66
Figure II.16. Modification de la loi de réaction en fonction de l'angle de frottement du sol pour un sol a) argileux et b) sableux. 67
Figure II.17. Valeur des raideurs K_{SS} en fonction de la profondeur du sol, pour un sol a) argileux, b) sableux. . 69
Figure II.18. Résultats exprimant le rapport de raideurs selon la rigidité flexionnelle utilisée pour la palplanche. 70
Figure II.19. Modification de la loi de réaction en fonction de la valeur des raideurs KSS pour un sol a) argileux, b) sableux. 71
Figure II.20. Comparaison de deux systèmes d'appuis différents : a) poutre isostatique par appuis simple et double (système 1), b) poutre « isostatique » par ressort à rigidité importante et appui horizontal. 72
Figure II.21. Modélisation de la loi de réaction du tirant et massif d'ancrage. 74
Figure II.22. Principe d'équivalence entre le massif en section droite (a) et le massif en cylindrique (b). 75
Figure II.23. Comparaison entre le modèle analytique et les modèles numériques MODT1 et MODT2, résultats exprimés en force déplacement. 76
Figure II.24. Principe d'application des pressions initiales a) évolution de la loi de réaction, b) projection des pressions initiale (Baly, et al., 1982). 76
Figure II.25. Pression des terres exercées d'une surcharge uniforme partielle sur la surface en amont de l'écran de soutènement par (Georgiadis & Anagnostopoulos, 1998). 78
Figure II.26. Organigramme de calcul pour MISS-CR. 79
Figure II.27. Schématisation de la méthode MISS-CR-PLQ. 80
Figure II.28. Section réelle et plaque équivalente. 81
Figure II.29. Stratégie d'équivalence selon les résultats visés. 84
Figure II.30. Repérage des cotations associées à une section ondulée (Samanta & Mukhopadhyay, 1999). 85
Figure II.31. Equivalence en section selon adoptée par PLAXIS. 87
Figure II.32. Repère et sollicitations du modèle orthotrope de (PLAXIS, 2016). 88
Figure II.33. Section droite d'une plaque trapézoïdale (Hopkins, 2012). 89
Figure II.34. Caractéristiques géométriques et mécaniques d'une palplanche de type AZ 18 (ArcelorMittal, 2016). 90
Figure II.35. Comparaison des rigidités flexionnelles obtenues par les trois variantes évaluées EQUIV1, EQUIV2 et EQUIV3 : a) $Dxx *_x$, b) $Dyy *$, c) $Dxy *$, d) $Dt *$. 91
Figure II.36. Modélisation Cast3m de la palplanche par : a) Maill1, b) Maill2, c) Maill3. 93
Figure II.37. Comportement global des plaque, représentation des déplacements selon *z* par iso-valeurs des modèles : a) ISOTROPE, b) EQUIV1, c) EQUIV2, d) EQUIV3. 94
Figure II.38. Représentation des axes de coupes pour l'extraction des déplacements. 95
Figure II.39. Déplacement de la plaque selon des axes de coupes : a) *x*, b) *y* et c) *xy*. 96
Figure II.40. Comportement global des plaques, représentation des déplacements selon l'axe *z* par iso-valeurs des modèles : a) EQUIV1*, b) EQUIV1. 97
Figure II.41. Déplacement de la plaque selon des axes de coupes : a) *x*, b) *y* et c) *xy*. 98
Figure II.42. Schéma de répartition des forces nodales selon la position des nœuds. 99
Figure II.43. Organigramme de calcul pour MISS-CR. 102
Figure II.44. Vue en plan de l'expérimentation de Hochstetten (Coquillay, 2005) 103
Figure II.45. Expérimentation de Hochstetten (Von Wolffersdorff, 1994), a) coupe transversale sur la fouille, b) vue en plan sur la fouille. 104

Figure II.46. Modèle mécanique utilisé sur Cast3m pour l'expérimentation de Hochstetten, a) phase 5, b) phase 6 et c) phase 7. 108
Figure II.47. Analyse des conditions aux limites à partir de la vue en plan de la fouille expérimentale de Hochstetten (Von Wolffersdorff, 1994). 110
Figure II.48. Représentation de la contrainte horizontale selon *x* du sol et de la déformation d'ensemble de la fouille de Hochstetten en phase 7 modélisée par MISS-EF sous (Cast3m, 2015). 111
Figure II.49. Représentation du comportement de la planche de la fouille de Hochstetten en phase 7 suite aux calculs par MISS-CR-PLQ implémentée sous (Cast3m, 2015) avec a) M_{xx}, b) M_{yy}, c) M_{xy}, et d) Q_y. 111
Figure II.50. Comparaison de la déformée mesurée sur l'ouvrage de Hochstetten avec les déformées obtenues par les méthodes MISS pour la : a) phase 5), b) phase 6 et c) phase 7. 113
Figure II.51. Comparaison du moment fléchissant mesuré sur l'ouvrage de Hochstetten avec les moments fléchissants obtenus par les méthodes MISS pour la a) phase 5, b) phase 6 et c) phase 7. 113
Figure II.52. Comparaison des pressions du sol en poussée et en butée entre la valeur mesurée sur l'ouvrage et les valeurs obtenues par les méthodes MISS pour la : a) phase 5), phase 6) et c) phase 7. 114

Chapitre III

Figure III.1. Description statistique de la variabilité spatiale du sol (Phoon & Kulhawy, 1999) 119
Figure III.2. Les propriétés mathématiques des champs aléatoires (Christakos, 2012) 121
Figure III.3. Application de la variabilité spatiale du sol sur la méthode MISS-CR-PLQ. 125
Figure III.4. Génération d'une simulation de champ aléatoire standardisé par la méthode KL, représentation en 2D pour *M*= :a) 2500, b) 1750, c) 1000 et d) 250. 126
Figure III.5. Génération d'une simulation de champ aléatoire standardisé par la méthode KL, représentation de deux coupes verticales pour : a) *M*=2500, b) *M*=1750, c) *M*=1000 et d) *M*=250. 127
Figure III.6. Génération d'une simulation de champ aléatoire standardisé par la méthode KL, représentation de deux coupes horizontales pour *M*= : a) 2500, b) 1750, c) 1000 et d) 250. 128
Figure III.7. Extension périodique du domaine Ω' (Nowak, 2005). 129
Figure III.8. Génération d'une simulation de champ aléatoire standardisé par la méthode CE : a) représentation en 2D, b) coupes verticales et c) coupes horizontales. 131
Figure III.9. Valeurs moyennes selon les différentes variantes pour 10000 générations. 133
Figure III.10. Influence du nombre de simulations sur les moyennes obtenues par les champs aléatoires générés. 133
Figure III.11. Variances selon les différentes variantes pour 10000 simulations. 134
Figure III.12. Valeurs moyennes selon les différentes variantes pour 10000 simulations. 134
Figure III.13. Illustration d'un exemple de variogrammes moyen et des variogrammes de construction pour : a) la direction verticale avec δ_v = 2m, b) la direction horizontale avec δ_h = 10m. 135
Figure III.14. Comparaison par variogramme expérimental moyen des différentes variantes étudiées au variogramme théorique pour : a) la direction verticale avec δ_V =2 m, b) la direction horizontale avec δ_H = 10 m. 136
Figure III.15. Comparaison du temps de génération des champs aléatoires pour les différentes variantes pour une taille de grille 51x51. 137
Figure III.16. Comparaison des différentes fonctions d'autocorrélation : a) variogramme, b) covariogramme (fonction d'autocorrélation). 139
Figure III.17. Impact de la longueur de corrélation δ_v sur les variogrammes expérimentaux moyens. 141
Figure III.18. Démarche d'homogénéisation des champs aléatoires en 1D par calcul de moyenne. 142
Figure III.19. Effet de la longueur de corrélation δ_v sur les valeurs moyennes calculées sur l'axe central vertical des champs aléatoires générés. 142
Figure III.20. Impact de la longueur de corrélation δ_V sur les valeurs moyennes calculées sur l'axe central vertical des champs aléatoires générés. 143
Figure III.21. Démarche d'homogénéisation des champs aléatoires en 1D vertical par calcul de moyenne pour des fenêtres d'observation différentes. 145
Figure III.22. Impact de l'augmentation de la fenêtre d'observation sur les moyennes représentant des champs aléatoires sur un seul axe. 145

Figure III.23. Schématisation des paramètres et des corrélations croisées les reliant. 147
Figure III.24. Plan d'expérience des combinaisons de corrélation possibles pour $\rho_{c\text{-}\varphi}$ et $\rho_{\varphi\text{-}E}$. 148
Figure III.25. Plan d'expérience des combinaisons de corrélation possibles pour $\rho_{c\text{-}\varphi}$ et $\rho_{\varphi\text{-}E}$. 149

Chapitre IV

Figure IV.1. Approche globale de la démarche mécano-fiabiliste développée. 153
Figure IV.2. Conception d'une méthodologie (en général). 155
Figure IV.3. Conception d'une démarche mécano-fiabiliste (Mokeddem, et al., 2017). 156
Figure IV.4. Outils utilisés pour la démarche mécano-fiabiliste développée. 157
Figure IV.5. Echange entre Excel et Matlab. 158
Figure IV.6. Processus de modélisation de la variabilité spatiale du sol dans le cadre de la démarche mécano-fiabiliste développée. 159
Figure IV.7. Schématisation de l'impact de la variation des paramètres géotechniques sur la variation des paliers de plasticité et de la raideur élastique. 160
Figure IV.8. Arborescence de l'organisation des répertoires de calcul pour l'exemple présenté. 161
Figure IV.9. Exemple de la parallélisation des simulations de Monte-Carlo. 162
Figure IV.10. Exécution des SMC sur le cluster. 162
Figure IV.11. Exemple de la parallélisation des simulations de Monte-Carlo. 163
Figure IV.12. Représentation l'organisation d'un calcul éléments finis par le code éléments finis Cast3m. 164

Chapitre V

Figure V.1. Schématisation des relations internes entre les différents éléments constituant un rideau de palplanches et externes en présence de structures voisines. 170
Figure V.2. Classification des différentes familles d'états limites. 171
Figure V.3. Schématisation des dimensions utiles selon la méthode de (Peck, 1969). 174
Figure V.4. Détermination de la profondeur de rupture (Ou, 2006). 175
Figure V.5. Exemple de calcul de tassement provoqué par le déplacement différentiel du rideau de palplanches en présence de variabilité spatiale du sol (Mokeddem, et al., 2017). 176
Figure V.6. Présentation du cas d'étude d'une excavation, dimensions : a) en plan b) spatiales. 179
Figure V.7. Déplacement horizontal de l'ouvrage pour le cas déterministe : a) cartographie en 2D, b) coupes sur toutes les sections droites. 180
Figure V.8. Déplacement horizontal de l'ouvrage pour le cas déterministe : représentation en 3D. 180
Figure V.9. Moment fléchissant M_{yy} dans le rideau de palplanche pour le cas déterministe : a) cartographie, b) résultat pour chaque section droite. 181
Figure V.10. Effort tranchant T_{yy} dans le rideau de palplanche pour le cas déterministe : a) cartographie, b) résultat pour chaque section droite. 181
Figure V.11. Contrainte de Von-Mises σ_{VM} ans le rideau de palplanches pour le cas déterministe :a) cartographie, b) résultat pour chaque section droite. 182
Figure V.12 Diagramme de poussée des terres pour le cas déterministe σ_a :a) cartographie, b) résultat pour chaque section droite. 183
Figure V.13 Diagramme de butée des terres pour le cas déterministe σ_p :a) cartographie, b) résultat pour chaque section droite. 183
Figure V.14. Représentation du tassement se produisant en amont de l'ouvrage par : a) cartographie projetée en 3D, b) par coupe selon la discrétisation horizontale (les sections droites). 184
Figure V.15. Déplacement horizontal de l'ouvrage : a) cartographie en 2D, b) coupes sur toutes les section droites, c) déplacement tridimensionnel. 185
Figure V.16. Moment fléchissant M_{yy} du rideau de palplanches pour une simulation de MC avec prise en compte de la variabilité spatiale du sol : a) cartographie, b) résultat pour chaque section droite. 186
Figure V.17. Effort tranchant T_{yy} dans le rideau de palplanches pour une simulation de MC avec prise en compte de la variabilité spatiale du sol : a) cartographie, b) résultat pour chaque section droite. 186

Figure V.18. Contrainte de Von-Mises σ_{VM} dans le rideau de palplanches pour une simulation de MC avec prise en compte de la variabilité spatiale du sol : a) cartographie, b) résultat pour chaque section droite. 186
Figure V.19. Diagramme de poussée des terres sol σ_a pour une simulation de MC avec prise en compte de la variabilité spatiale du sol :a) cartographie, b) résultat pour chaque section droite. 187
Figure V.20. Diagramme de la butée des terres σ_p pour une simulation de MC avec prise en compte de la variabilité spatiale du sol :a) cartographie, b) résultat pour chaque section droite. 187
Figure V.21. Tassement du sol se trouvant en amont de l'ouvrage : a) cartographie en 3D, b) coupe parallèle à la zone d'influence pour chaque section droite de l'ouvrage, c) coupe parallèle à l'ouvrage sous-jacent à la semelle filtrante. 188
Figure V.22. Présentation de la stratégie d'étude permettant d'évaluer l'effet de la variabilité spatiale du sol sur le comportement du cas d'étude. 189
Figure V.23. Présentation des propriétés statistiques d'une boite à moustache. 190
Figure V.24. Fonctions de répartition représentant σ_{VM} et $T_{diff.25m}$ suite à la variation du coefficient de variation de c, φ et E_s 192
Figure V.25. Représentation par boite à moustache de σ_{VM} et $T_{diff.25m}$ suite à la variation du coefficient de variation de c, φ et E_s. 193
Figure V.26. Fonctions de répartition pour quelques grandeurs géomécaniques suite à la variation de δ_v. 195
Figure V.27. Représentation par boite à moustache de quelques grandeurs géomécaniques suite à la variation de δ_v. 196
Figure V.28. Influence de la variation de δ_v exprimée par indice de fiabilité β pour des longueur d'ouvrage différentes : a) ELU-G1, b) ELU-G2. 197
Figure V.29. Influence de la variation de δ_v exprimée par indice de fiabilité β pour l'ELUS1 en fonction de la longueur d'ouvrage considérée. 198
Figure V.30. Influence de la variation de δ_v exprimée par indice de fiabilité β pour des longueurs d'ouvrage différentes : a) ELUS2 et b) ELUS3. 198
Figure V.31. Influence de la variation de δ_v sur la fiabilité du système. 199
Figure V.32. Influence de la variation de δ_v sur les états limites de service : a) ELS-E1 et b) ELS-E2. 200
Figure V.33. Fonctions de répartition pour quelques grandeurs géomécaniques suite à la variation de δ_h pour l'ouvrage PL50. 201
Figure V.34. Représentation par boite à moustache pour quelques grandeurs géomécaniques suite à la variation de δ_h pour l'ouvrage PL50. 202
Figure V.35. Influence de la variation de δ_h exprimée par indice de fiabilité β pour des longueurs d'ouvrage différentes : a) ELU-G1, b) ELU-G2. 202
Figure V.36. Influence de la variation de δ_h exprimée par indice de fiabilité β pour l'ELU-S1 (palplanche) en fonction de la longueur d'ouvrage considérée. 203
Figure V.37. Influence de la variation de δ_h exprimée par indice de fiabilité β pour des longueur d'ouvrage différentes : a) ELU-S2 (tirant) et b) ELU-S3 (lierne). 204
Figure V.38. Influence de la variation de δ_h sur la fiabilité du système. 204
Figure V.39. Influence de la variation de δ_h sur les états limites de service : a) ELS-E1 (tassement max) et b) ELS-E2 (tassement différentiel) en fonction de la dimension de l'ouvrage. 205
Figure V.40. Grille des longueurs de corrélation pour la comparaison des méthodes de propagation de la variabilité. 206
Figure V.41. Influence de la méthode de propagation de variabilité géotechniques utilisés, a) fiabilité du système des ELU, b) fiabilité de l'ELS-E2. 207
Figure V.42. Influence des caractéristiques mécaniques de la plaque équivalente sur : a) la fiabilité du système des ELU, b) la fiabilité de l'ELS-E2. 208
Figure V.43 Influence des combinaisons de corrélation croisée sur la réponse géomécanique de l'ouvrage, analyse probabiliste par boite à moustache. 210
Figure V.44 Influence des combinaisons de corrélation croisée sur la réponse géomécanique de l'ouvrage, analyse par indice de fiabilité. 211
Figure V.45. Repérage des combinaisons de corrélation concernées par la variation du paramètre $\rho_{c\text{-}\varphi}$ à partir du Tableau V.12. 212

Figure V.46. Repérage des combinaisons de corrélation concernées par la variation du paramètre $\rho_{\varphi\text{-}Es}$ à partir du Tableau V.12. 213

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1. Classification des soutènements selon la rigidité (Dawkins, et al., 2003)..... 8
Tableau I.2. Légende de la Figure I.2. 9
Tableau I.3. Identification des défaillances affectant la structure 16
Tableau I.4. Synthèse sur les éléments de maillage d'un soutènement par rideau de palplanches modélisé par la méthode MISS-EF (Arafati, 1996; Mestat P. et Arafati N., 1998; Vossoughi, 2001; Nguyen, 2003; Mestat, et al., 2004)..... 20
Tableau I.5. Modes d'interaction des interfaces (Prat, et al., 1995)..... 23
Tableau I.6. Rappel sur les modèles rhéologiques. 28
Tableau I.7. Coefficients rhéologiques α selon les critères géotechniques (NF P94-282, 2009). 29
Tableau I.8. Longueur effective selon le type d'appui. 30
Tableau I.9. Comparaison des méthodes de calcul des palplanches selon des critères géomécaniques. 32
Tableau I.10. Comparaison des méthodes de calcul des palplanches sur des critères d'efficacité. 33
Tableau I.11. Description des méthodes de calcul par fiabilité. 36
Tableau I.12. Comparaison entre les méthodes de prise en compte de l'incertitude. 41
Tableau I.13. Coefficient de variation décrivant la variabilité inhérente du sol. 43
Tableau I.14. Quelques fonctions d'autocorrélation utilisées en géostatistique (Li, et al., 2015)..... 47

Chapitre II

Tableau II.1. Caractéristiques du massif de sol. 58
Tableau II.2. Caractéristiques du tirant. 58
Tableau II.3. Caractéristiques du massif en béton. 59
Tableau II.4. Caractéristiques des deux configurations géotechniques étudiées. 65
Tableau II.5. Rigidités flexionnelles des rideaux de palplanches. 68
Tableau II.6. Rigidités équivalentes selon la méthode de (Samanta & Mukhopadhyay, 1999). 85
Tableau II.7. Valeurs des rigidités de flexion et cisaillement obtenues pour les trois variantes. 91
Tableau II.8. Caractéristique géométrico-mécaniques de la plaque orthotrope équivalente pour chaque variante. 92
Tableau II.9. Paramètres de modélisation des cas d'études. 93
Tableau II.10. Caractéristiques pressiometrique du sol de l'expérimentation de Hochstetten (Coquillay, 2005). 105
Tableau II.11. Caractéristiques principale des profilés. 106
Tableau II.12. Données de calcul de l'ouvrage de Hochstetten pour l'utilisation de MISS-EF. 107
Tableau II.13. Données de calcul de l'ouvrage de Hochstetten pour la méthode MISS-CR-PLQ. 109

Chapitre III

Tableau III.1. Récapitulatif de la variation du paramètre M dans la méthode KL. 126
Tableau III.2. Récapitulatif des cas d'étude traité pour les deux méthodes comparées. 132
Tableau III.3. Caractéristiques des générations de champs aléatoires réalisées par CE et KL-2500 pour des dimensions de maillage différents pour 10000 générations de C.A. 138
Tableau III.4. Récapitulatif des variantes correspondant à l'étude de l'influence de la longueur de corrélation verticale δ_v. 140
Tableau III.5. Récapitulatif des paramètres statistiques correspondant à chaque distribution obtenue par homogénéisation du champ aléatoire en 1D. 143
Tableau III.6. Récapitulatif des paramètres statistiques des champs aléatoires (C.A.) et variables aléatoires (V.A.)..... 144

Tableau III.7. Récapitulatif des cas d'études de dimensions de fenêtres d'observations T pour la génération de champs aléatoires (C.A.). 144
Tableau III.8. Récapitulatif des paramètres statistiques correspondant à chaque distribution obtenue par homogénéisation du champ aléatoire en 1D pour des tailles de fenêtre différentes. 145
Tableau III.9. Récapitulatif des paramètres statistiques des trois variables aléatoires concernées. 148
Tableau III.10. Récapitulatif des combinaisons de corrélations croisées (CCR) décrivant les variables aléatoires ainsi que les résultats de sortie. 148

Chapitre IV

Tableau IV.1. Classification des données par famille. 158
Tableau IV.2. Récapitulatif de la taille des données en termes d'espace de stockage. 165

Chapitre V

Tableau V.1. Définition de $HRup$ selon (Peck, 1969). 175
Tableau V.2. Définition des seuils d'états limites. 176
Tableau V.3. Propriétés géotechniques. 179
Tableau V.4. Propriétés statistiques inchangées pour le paramètre géotechnique supposé variable. 184
Tableau V.5. Récapitulatif des tailles de structures traité. 190
Tableau V.6. Récapitulatif des études paramétriques sur le COV. 191
Tableau V.7. Propriétés statistiques inchangées pour le paramètre géotechnique supposé variable. 191
Tableau V.8. Propriétés statistiques inchangées pour le paramètre géotechnique supposé variable. 194
Tableau V.9. Propriétés statistiques inchangées pour le paramètre géotechnique supposé variable. 200
Tableau V.10. Longueurs de corrélation pour chaque point identifié sur la grilles des longueurs de corrélation. 206
Tableau V.11. Longueurs de corrélation pour les variantes analysées. 207
Tableau V.12. Combinaisons de corrélation (CC) pour le cas d'étude traité. 209
Tableau V.13. Propriétés statistiques communes entre les combinaisons de corrélation traité. 209

Introduction générale

Le recours aux écrans de soutènements à l'exemple des rideaux de palplanches est une solution souvent retenue lors d'une excavation ou d'un remblaiement. La fonction principale d'un ouvrage de ce type consiste à maintenir le sol se trouvant en amont sans pour autant affecter la stabilité du voisinage structurel proche (*e.g.* voie ferrée, habitation, quai, …).

La maîtrise du comportement d'un ouvrage géotechnique en général ou d'un rideau de palplanches en particulier est étroitement liée aux éléments constitutifs et à leur modélisation. Comme il s'agit d'ouvrages en interaction avec le sol, cela nécessite la modélisation de l'ouvrage, du sol et de l'interaction mutuelle. Une analyse de ce type de système dépend de la nature des hypothèses utilisées, comme par exemple :

- La dimension du problème considérée : le choix se porte habituellement sur une analyse en section droite (2D). Le recours à une analyse tridimensionnelle (3D) d'un ouvrage de ce type est souvent considérée pour des cas particuliers où la complexité de l'ouvrage et/ou son environnement l'exigent;
- L'interaction sol-structure (ISS) : la modélisation de l'interface par la méthode MISS-EF (méthode d'interaction sol-structure par massif éléments finis) ou le recours aux lois de réactions par la méthode MISS-CR (méthode d'interaction sol-structure par coefficient de réaction), …
- La nature du comportement aussi bien du sol que de la palplanche adoptée via les lois de comportement, par exemple : élastique, plastique, orthotrope, … ;
- La nature des caractéristiques mécaniques de l'ouvrage ou géotechniques du sol (homogènes ou hétérogène) ;
- La modélisation des éléments structuraux « secondaires » constitués des tirants, butons, liernes ainsi que les conditions aux limites qui régissent leurs comportement (*e.g.* interaction sol-tirant) ou qui les lient ;
- Les hypothèses d'équivalence pour passer d'un objet physique réel à un modèle de substitution permettant, pour des raisons numériques, de simplifier la modélisation ;
- D'autres hypothèses de modélisation liées aux choix du maillage et de sa densité, aux conditions aux limites utilisées, aux conditions de chargement, …

Par conséquent, on peut dire que la modélisation du comportement d'un rideau de palplanches est un processus assez complexe et que toute étape liée à sa modélisation géomécanique va faire intervenir nécessairement des hypothèses impliquant des incertitudes : *épistémiques* liées aux erreurs dans le modèle par exemple, ou *aléatoires* liées à la variabilité naturelle du sol. Cette thèse s'inscrit dans un contexte défini par l'analyse des effets de ces incertitudes sur le comportement géomécanique des rideaux de palplanches. A ce jour, les incertitudes aléatoires sont relativement maitrisées et quantifiées grâce aux études géostatistiques. La maîtrise et la quantification des incertitudes épistémiques restent moins évidente. Ce type d'incertitude exige une référence ou un modèle de référence. C'est-à-dire un modèle à partir duquel on peut parler de la présence d'une erreur. Il peut s'agir d'une modélisation physique à échelle réelle ou à échelle réduite, ou encore d'une modélisation numérique impliquant davantage de rigueur.

En s'inspirant de la logique proposée par Christakos (Christakos, 2012) pour les approches stochastiques (Figure 1) et en l'adaptant à la modélisation du comportement géomécanique d'un rideau de palplanche, il est possible dans un contexte théorique de se poser les questions suivantes :

- Comment modéliser le comportement réel d'un rideau de palplanches par une représentation en section droite (2D) : éléments poutre, élément massif éléments finis ?
- Comment modéliser le comportement d'un rideau de palplanches en 3D : coques ou plaque ?
- Est-il nécessaire et possible d'intégrer la non-linéarité de comportement d'un rideau de palplanches ?
- Comment modéliser l'interaction sol-tirant ?
- Quel est l'effet de la variation des propriétés géotechniques à l'échelle du sol (loi de comportement, loi de réaction) ?
- Quelles sont les différentes formes sous lesquelles se présente l'incertitude géotechnique ? et quelles sont les différences entre elles ?
- Quel est l'effet de la modélisation de la variabilité spatiale du sol à l'échelle d'un rideau de palplanches ?

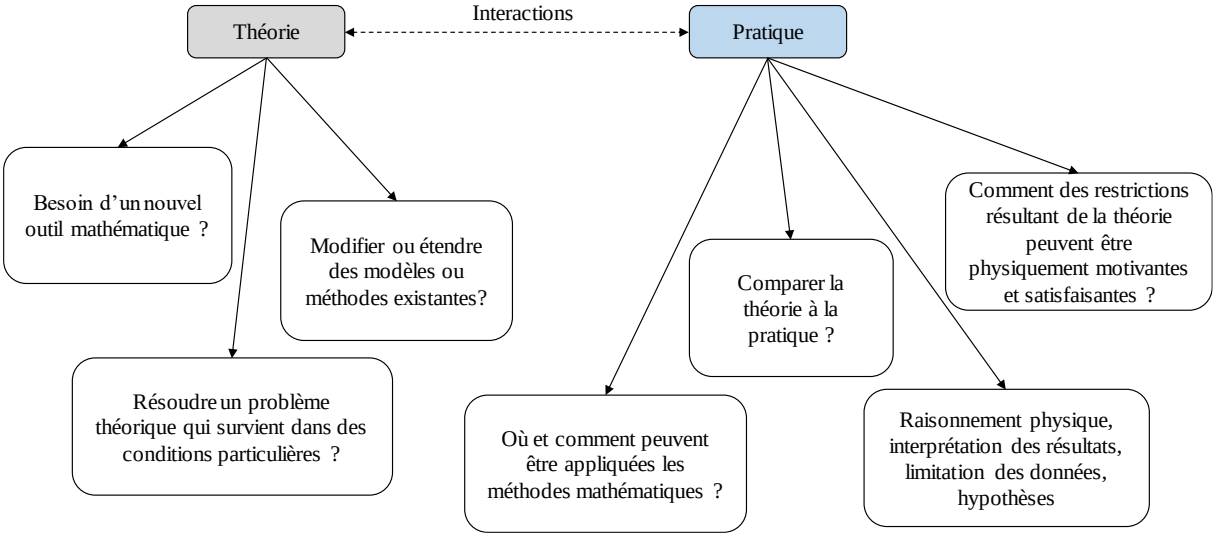


Figure 1. Aspects théoriques et pratiques des travaux de recherche par approche stochastique (Christakos, 2012).

D'autres questions d'un niveau supérieur succèdent à ces premières questions et relatives aux aspects méthodologiques sur la manière de procéder : *modifier ou étendre un des modèles ou méthodes existantes* ? ou encore : *besoin d'un nouvel outil de calcul* ?

Notons que dans le cadre de cette thèse un intérêt particulier sera accordé à la prise en compte du caractère spatial de la variabilité aléatoire du sol et à son influence sur le comportement géomécanique d'un rideau de palplanches. S'agissant de l'incertitude épistémique, il est quasiment impossible de la quantifier de manière exacte. Pour cela, on a choisi d'identifier certaines sources à l'origine de ces incertitudes et de justifier les choix numériques pouvant être à leurs origines.

Pour tenter de répondre à toute ces questions, le mémoire est organisé en cinq chapitres :

- Le Chapitre I concerne l'état de l'art. Il permet de réunir et de synthétiser les informations essentielles pour les chapitres qui suivent. De plus, pour orienter le travail réalisé par la suite nous avons procédé dans ce chapitre à des comparaisons entre les différentes méthodes permettant d'analyser le comportement d'un rideau de palplanches. Ces comparaisons sont faites d'une part sur la base de l'efficacité de la méthode à reproduire le comportement géomécanique de l'ouvrage et d'autre part, sur la base de l'efficience que l'on définit ici comme étant la minimisation des moyens déployés (principalement informatique comme la mémoire nécessaire et le temps de calcul) pour un même niveau d'efficacité.
- Le Chapitre II qui s'intitule *modélisation du comportement géomécanique des rideaux de palplanches*, permet de comprendre le « fonctionnement » des deux méthodes habituellement utilisées pour la modélisation de l'interaction sol-structure (ici palplanche) à savoir MISS-EF et MISS-CR. Afin d'analyser et de comprendre le comportement à l'échelle d'un élément géomécanique, nous avons préféré décortiquer ces méthodes. Plusieurs études sont alors menées dans lesquelles on aborde : la modélisation de la palplanche en 2D (poutre ou massif) ou en 3D (coque, plaque), la modélisation de l'interaction sol-tirant (avec massif d'ancrage et glissement, sans massif d'ancrage et sans glissement, par coefficient de réaction), les effets liés à la variation des propriétés du sol à l'échelle d'une loi de comportement pour MISS-EF ou à l'échelle d'une loi de réaction pour MISS-CR. On propose également l'extension de la méthode MISS-CR en passant de la représentation poutre et appuis élastoplastiques à une approche plaque orthotrope et appuis élastoplastiques que l'on utilisera en particulier par la suite au Chapitre V. Une comparaison est faite à la fin de ce chapitre permettant la validation de ces méthodes par rapport à un ouvrage instrumenté, celui de Hochstetten (Von Wolffersdorff, 1994).
- Le Chapitre III s'intitule : *modélisation de la variabilité spatiale du sol*. Deux objectifs sont fixés : *le premier objectif* est de comparer deux méthodes de génération de champs aléatoires entres-elles. Il s'agit de la méthode Karhunen-Loève (notée ici KL) et la méthode Circulante Embedding (notée CE) du point de vue efficacité à reproduire les propriétés statistiques (comme la stationnarité minimale et la structuration spatiale). *Le second objectif* concerne l'analyse statistique des paramètres utilisés lors de la génération par champs aléatoires à savoir : les longueurs de corrélation, les fonctions d'autocorrélation, la dimension de fenêtre d'observation et la réduction de variance. Une telle analyse statistique est essentielle à la compréhension des particularités qu'apporte la génération de champs aléatoires par rapport à la génération de variables aléatoires. Elle permet également d'apporter des informations sur la nature des données décrivant le sol dans le calcul probabiliste mené au Chapitre V.
- Le Chapitre IV s'intitule : *développement d'une démarche mécano-fiabiliste efficiente : application aux rideaux de palplanches*. Il permet de présenter les étapes liées à l'élaboration de la démarche mécano-fiabiliste permettant d'intégrer l'effet de la variabilité spatiale du sol sur le comportement géomécanique d'un rideau de palplanches. Il s'agit d'une synthèse allant de la perception du problème à la prise de décision qui se fait par l'adoption de la méthode. Cette démarche vise à réaliser des simulations de Monte-Carlo dont l'exécution serait quasiment inenvisageable sur ordinateur conventionnel (monoprocesseur et multi-cœur) en parallélisant l'exécution des simulations de Monte-Carlo, de manière à réduire considérablement le temps d'exécution (98,8% de temps réduit).

- Le Chapitre V s'intitule *vulnérabilité des rideaux de palplanches vis-à-vis de la variabilité spatiale du sol*. Ce chapitre concerne l'application de la méthodologie présentée au Chapitre IV pour un cas d'étude. Avant de procéder à l'analyse probabiliste et fiabiliste de cet ouvrage, le post-traitement géomécanique indispensable pour ces analyses est présenté, ainsi qu'une analyse de fiabilité sur la base d'état limite élémentaire ainsi que la fiabilité du système. Une stratégie d'analyse a été mise en place sur la base des conclusions obtenues aux chapitres II et II, celle-ci permet d'orienter les plans d'expériences pour analyser les effets des différents paramètres statistiques sur le comportement géomécanique de l'ouvrage.

Chapitre I

Etat de l’art

Sommaire

I.1. Introduction 7
I.2. Soutènement par palplanche 7
I.2.1. Les rideaux de palplanches 9
I.2.1.1. Les dispositions constructives 9
I.2.1.2. Comportement des rideaux de palplanches 11
I.2.2. Les éléments structuraux additionnels 12
I.3. Analyse du risque en géotechnique 14
I.3.1. Notion de risque 14
I.3.2. Modes de défaillances et pathologies 15
I.4. Méthodes de calcul pour les palplanches 17
I.4.1. Modélisation bidimensionnelle par massif MISS-EF 17
I.4.1.1. Eléments de maillage et conditions aux limites 19
I.4.1.2. Modélisation du sol et de l'interaction sol-structure par MISS-EF 21
I.4.1.2.1. Modélisation du sol dans MISS-EF 21
I.4.1.2.2. Modélisation de l'interface sol-structure dans MISS-EF 21
I.4.1.2.3. Modélisation de l'interaction sol-tirant 24
I.4.2. Modélisation bidimensionnelle par MISS-CR 25
I.4.2.1. Modélisation de l'interaction sol-structure par MISS-CR 26
I.4.2.2. Détermination des coefficients de réaction K_{SS} 28
I.4.2.2.1. La méthode de Ménard et de Balay 28
I.4.2.2.2. La méthode de Schmitt 29
I.4.2.3. Modélisation de l'interaction sol-tirant dans MISS-CR 30
I.4.3. Calcul tridimensionnel des palplanches 30
I.4.4. L'Eurocode 7 et les méthodes de calcul des rideaux de palplanche 31
I.4.5. Comparaison entre les méthodes de calcul des rideaux de palplanches 31
I.4.5.1. Performance des méthodes de calcul selon des critères géomécaniques 32
I.4.5.2. Efficacité et efficience des méthodes de calcul 33
I.5. Prise en compte des incertitudes géotechniques 34
I.5.1. Méthodes de propagation de l'incertitude géotechnique 35
I.5.1.1. Approche semi-probabiliste (normative) 35
I.5.1.2. Approches probabilistes 37
I.5.1.2.1. Calcul probabiliste d'écrans de soutènement à partir d'expressions analytiques 38
I.5.1.2.2. Calcul probabiliste des palplanches associé aux méthodes numériques 39
I.5.1.3. Comparaison entre les méthodes de propagation d'incertitudes géotechniques 40
I.5.2. Description statistique des incertitudes géotechniques 41
I.5.2.1. Fonction de densité de probabilité (FDP) 41
I.5.2.2. Coefficient de variation (COV) 42
I.5.2.3. Corrélation entre deux variables aléatoires 43
I.5.2.4. La corrélation spatiale du sol 45
I.5.2.4.1. Variogramme 45
I.5.2.4.2. Fonction d'autocorrélation ρ 46
I.5.2.4.3. Longueur de corrélation 47
I.6. Conclusion du chapitre 48

I.1. Introduction

La compréhension et la simulation du comportement des ouvrages géotechniques dépendent essentiellement de la capacité du modèle de calcul à reproduire le comportement physique de l'ouvrage, les conditions du site (caractéristiques du sol et agressivité du milieu) et enfin de l'interaction de l'ouvrage avec son environnement qualifiée d'interaction sol-structure (ISS).

En pratique, le dimensionnement des ouvrages géotechniques et particulièrement celui des rideaux de palplanches est basé sur un calcul semi-déterministe, il se fait soit par des méthodes analytiques soit par des méthodes numériques précises mais exigeantes en termes de données d'entrée et d'hypothèses de calcul. D'autre part, les différents types d'incertitudes de nature aléatoire ou épistémique sont couverts par des coefficients partiels de sécurités forfaitaires.

L'état de l'art établi dans ce chapitre porte dans un premier temps sur les principales méthodes de dimensionnement ou d'analyse du comportement des rideaux de palplanches. Des comparaisons sont faites entre ces méthodes sur des critères géomécaniques et/ou des critères opérationnels tels que l'efficacité ou l'efficience de la méthode de calcul. Dans un second temps, on s'intéresse aux méthodes de prise en compte de l'incertitude d'une manière générale pour les ouvrages géotechniques et en particulier pour les soutènements et les rideaux de palplanches.

I.2. Soutènement par palplanche

Parmi les différentes solutions de soutènement existantes, le choix peut se porter sur les écrans de soutènement de type palplanches. Pour des raisons économiques, au début du 20ème siècle les premiers modèles de palplanche étaient réalisés en béton armé. Cette solution avait quelques inconvénients liés à la mise en place et à l'ajustement des pièces de palplanche mais aussi liés à l'apparition de pathologies fréquentes comme les fissures (Aid, et al., 2011). A partir des années 1960 il y a eu une grande émergence des différents profilés de palplanches métalliques, à cause de l'avancée technologique (l'industrialisation) d'une part et d'autre part, à cause de l'augmentation de la production mondiale de l'acier qui a engendré une baisse du coût de sa production en Europe de l'Ouest.

De nos jours, les palplanches métalliques sont souvent utilisées en milieu marin ou fluvial (quais ou bords de fleuve ou de canal) pour leur grande étanchéité, elles sont également utilisées dans d'autres configurations en fonction des besoins du maître de l'ouvrage (à proximité d'un chemin de fer, en zone urbaine, …). En général, le recours aux palplanches procure un rapport qualité-prix très intéressant lié notamment à la rapidité d'exécution due à l'industrialisation de ces pièces métalliques (fabrication en usine). En termes de qualité, le passage par la chaîne de fabrication assure un contrôle qualité continu et accessible tout au long du processus de fabrication, contrairement aux ouvrages réalisés sur place où cela devient compliqué à cause de la nature du site et de sa géologie, de la nature de l'ouvrage et des moyens technologiques déployés. Néanmoins, le recours au soutènement par palplanches n'est pas sans inconvénient. En effet, leur mise en place (l'implantation) par des techniques de battage ou de fonçage dans des sols rocheux ou des sables fermes est très difficile et provoque des nuisances sonores très importantes dans les zones urbaines. Leur transport pose également problème et limite le

dépassement de certaines longueurs 24 m au maximum de longueur d'ouvrage (Combarieu, et al., 2003), il est conditionné par la sécurité routière et les difficultés d'accessibilité.

En plus des moyens technologiques déployés qui peuvent être différents selon le type d'ouvrage réalisé, les caractéristiques mécaniques et en particulier la rigidité des ouvrages est un critère de différenciation entre les différents types d'ouvrages de soutènement. En se basant sur la classification faite par (Dawkins, et al., 2003) Tableau I.1, on peut comparer les différents écrans de soutènement dont les rideaux de palplanches (constitués par un ensemble de palplanches solidaires formant un écran de soutènement) avec les autres écrans de soutènement (pieux sécants, paroi moulée, …) sur la base de la rigidité ou flexibilité de l'ouvrage *EI*. Cette classification permet de distinguer deux familles d'ouvrage (flexible et rigide). Pour mieux visualiser cela, la Figure I.1 permet d'illustrer les différents ouvrages de soutènement sur la base de leur raideur sur une échelle logarithmique. L'analyse de cette figure montre que les pieux sécants font exception en appartenant quasiment aux deux catégories, même si certains les considèrent plutôt comme des ouvrages rigides.

Tableau I.1. Classification des soutènements selon la rigidité (Dawkins, et al., 2003)

Nature	Système de soutènement	EI [kN.m²/m] .10⁴
Flexible	Système de poutres solidaires (mixte)	4,16 – 8,22
	Rideau de palplanches vertical	3,35 – 6,50
Rigide	Pieux sécants cylindriques	2,87- 52,78
	Parois moulées	21,9- 175,00

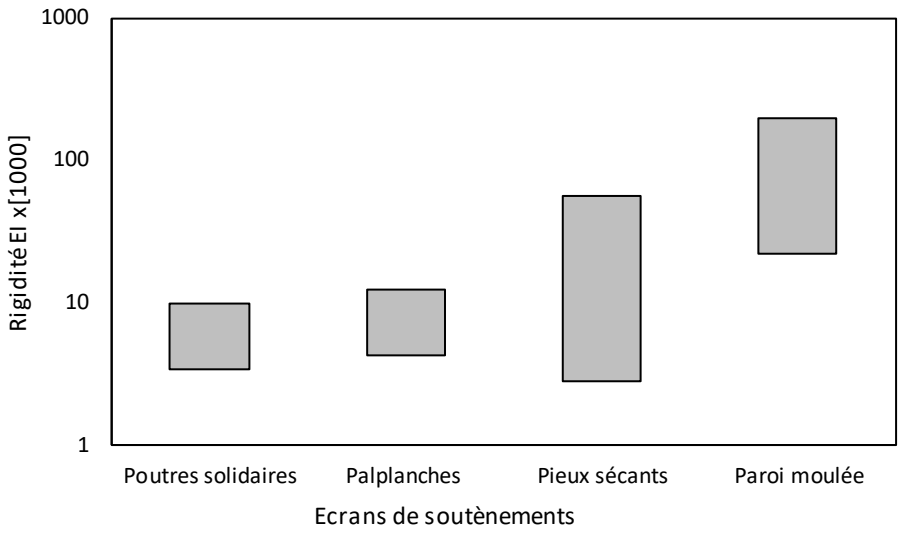
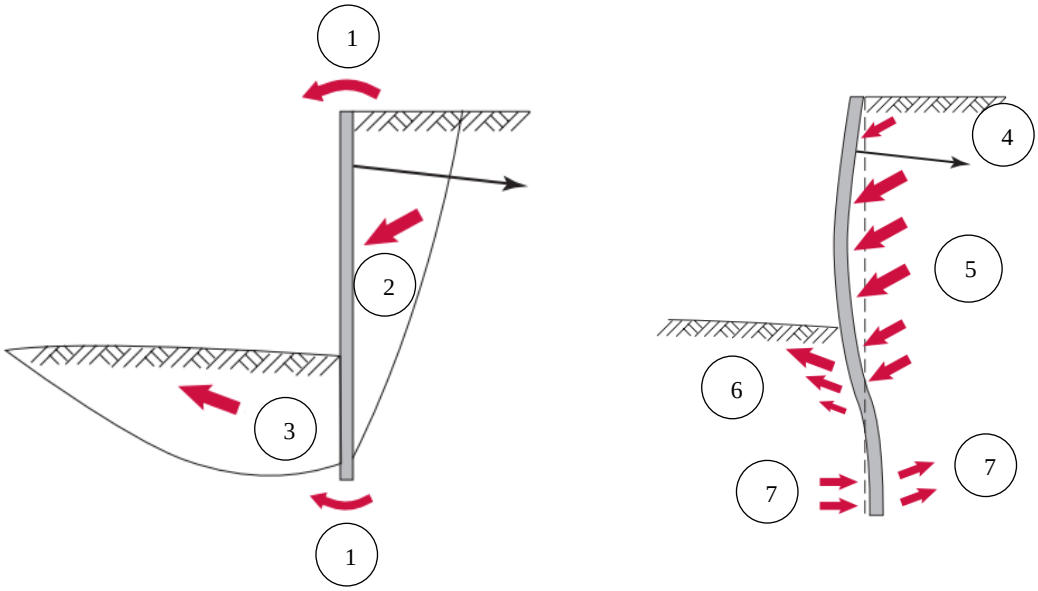


Figure I.1. Comparaison des rigidités flexionnelles de quelques types d'ouvrages de soutènement, construit à partir de (Dawkins, et al., 2003)

La question que l'on peut se poser, est celle de la réalité de la différenciation entre ces deux catégories d'ouvrages (flexible et rigide), en d'autres termes : est-ce que cette classification permet de distinguer deux régimes différents dans la réponse de l'ouvrage ? La réponse à cette question est évidemment oui. Comme tout ouvrage géotechnique, l'interaction sol-structure (ISS) est régie par la rigidité de l'ouvrage et du sol environnant. Le fait de supposer qu'un

ouvrage est plutôt rigide ou flexible va engendrer des mécanismes différents. Ceci est très connu pour les semelles filantes où l'on a tendance à dire que plus le système sol-structure est flexible, plus les effets de l'ISS sont manifestes et inversement (plus le système est rigide, moins l'effet de l'ISS est observé). Cela reste aussi valable pour les ouvrages de soutènement (Delattre, 2001) où le déplacement d'un écran rigide (Figure I.2.a) correspond à une rotation en pied de l'ouvrage pour des soutènements de remblais, ou à une rotation en tête pour des soutènements d'excavation. Par ailleurs, le comportement des ouvrages flexibles est différent. Cette flexibilité engendre des déformations planes (Figure I.2.b) qui régissent les pressions subies par l'ouvrage. Par exemple à proximité de l'appui (ici tirant), les déformations sont faibles donc la pression en poussée mobilisée est forte. A l'inverse, dans la zone à forte déformation (en fond de fouille) les déformations sont beaucoup plus importantes alors la pression mobilisée en poussée est faible.



(a) (b)

Figure I.2. Cinématique d'un écran (a) rigide, (b) souple (Delattre, 2001).

Tableau I.2. Légende de la Figure I.2.

1	Déplacement de l'écran par rotation
2	Décompression latérale et tassement du sol soutenu
3	Compression latérale et soulèvement du terrain devant l'écran
4	Faible décompression latérale du sol soutenu au voisinage de l'appui
5	Forte décompression latérale du sol soutenu sous l'appui
6	Compression latérale et soulèvement du terrain devant la partie supérieure de la fiche
7	Contre butée

I.2.1. Les rideaux de palplanches

I.2.1.1. Les dispositions constructives

Les rideaux de palplanches métalliques sont formés de plusieurs pièces métalliques assemblées les unes aux autres pour former un écran de soutènement. Il existe deux catégories :

- *Les rideaux simples* : indépendamment de la présence ou non des appuis c'est-à-dire si l'écran est en porte à faux ou s'il est appuyé par un ou plusieurs lits de tirants ou de butons, le rideau simple est constitué uniquement de pièces sous forme de U (Figure I.3.a) ou Z (Figure I.3.b et c), il existe même des profilés plats (linéaires) mais qui sont rarement utilisés. Le recours à un profilé au lieu d'un autre peut avoir un impact sur la réponse de l'ouvrage. Cela s'explique par la position de la serrure qui a tendance à réduire la rigidité de l'ouvrage du fait du glissement engendré entre les pièces métalliques. Ce phénomène qui se produit en présence de sollicitions de flexion (Combarieu, et al., 2003) concerne particulièrement les profilés en U dont la serrure se trouve sur l'axe de l'écran contrairement aux profilés en Z. Pour réduire cela, une rigidification au niveau des serrures est réalisée par des techniques de pinçage ou soudage de plusieurs pièces (en paire généralement). D'autres facteurs participent également à la réduction de ce glissement entre pièces, comme le frottement au niveau de la serrure, le frottement au niveau de l'interface ainsi que les renforts par éléments horizontaux comme la poutre de couronnement (poutre en béton armé située en tête d'écran) ou les liernes (poutres utilisées surtout au niveau de l'ancrage et parfois ailleurs). Du point de vue normatif, les EUROCODES prévoient des facteurs de sécurité réducteurs à appliquer au moment d'inertie de la structure (FD ENV 1993-5, 2002) et des modules de résistance afin de prendre davantage en considération les effets liés à ce glissement au niveau des serrures.

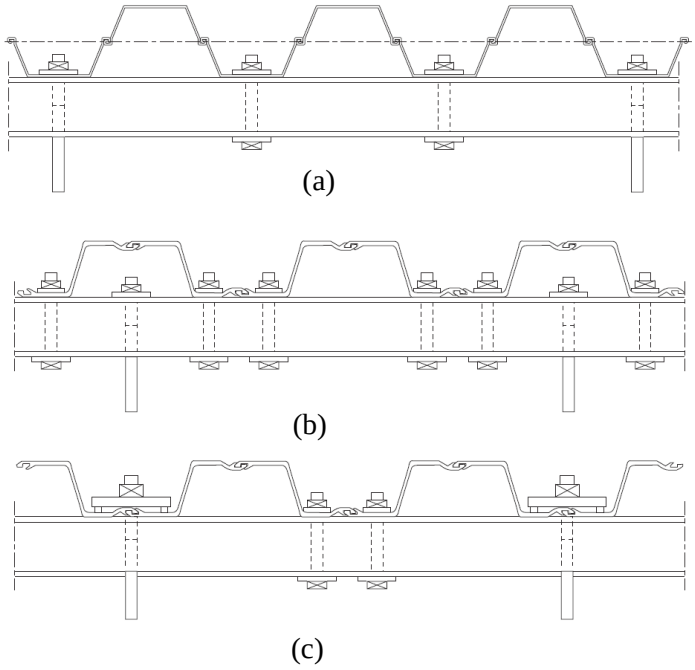


Figure I.3. Vue en plan de l'assemblage des liernes avec les palplanches a) profilés en U, b) et c) profilés en Z (Divet, et al., 2003)

- *Les rideaux mixtes* : dans ce cas on procède à un renforcement du rideau par des éléments verticaux. Ces éléments de renforcement sont soit constitués de profilés identiques à l'ouvrage (c.à.d. en optant pour des profilés en U ou des profilés en Z pour former des caissons par exemple Figure I.4), sinon il sont constitués par des pieux métalliques de profilés tubulaires ou en H (Figure I.4). Dans cette seconde configuration, des pieux peuvent également être employés pour la reprise des charges verticales (comme celle d'une grue ou d'un bâtiment). Ils sont alors d'inertie et de profondeur plus importantes.

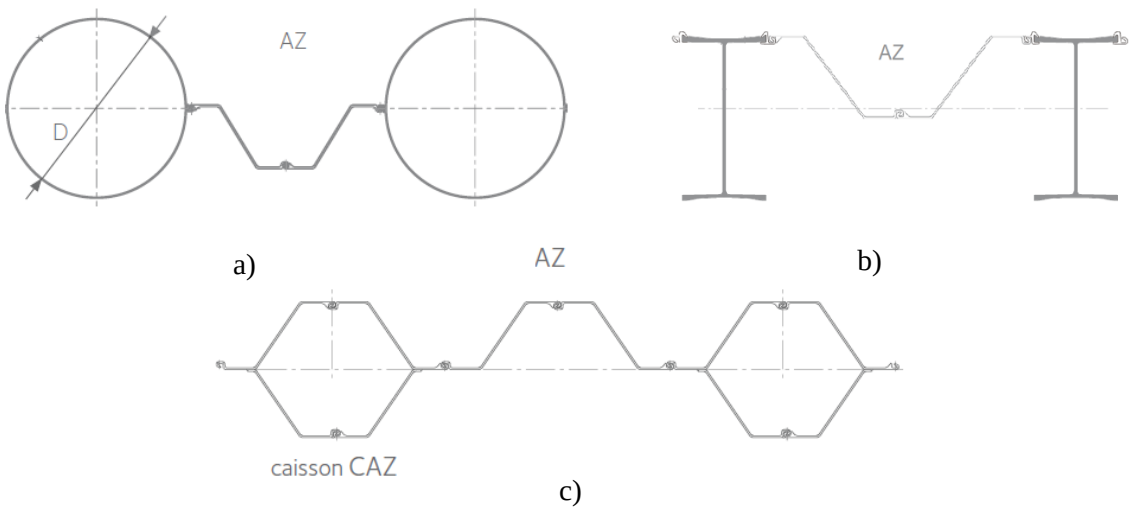


Figure I.4. Vue en plan des assemblages de rideaux de palplanches mixtes : renforcement par a) profilés tubulaire, b) profilés en H et c) profilés en Z (Divet, et al., 2003)

I.2.1.2. Comportement des rideaux de palplanches

Il existe quatre classes de profilés de palplanche (FD ENV 1993-5, 2002), selon la ductilité de l'acier qui correspond à la capacité du matériau à se déformer plastiquement sans se rompre (Figure I.5). Elle se traduit physiquement pour les éléments en flexion à l'exemple des palplanches par la capacité à avoir une rotation autour d'un point.

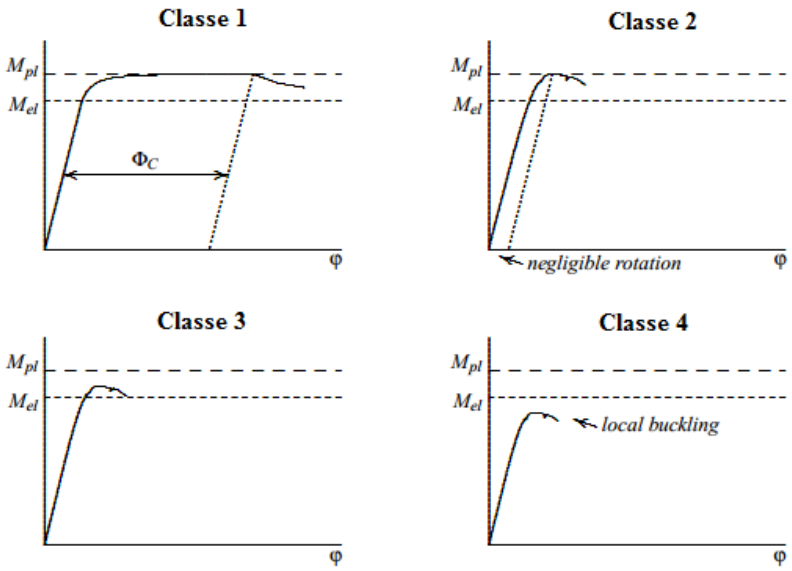


Figure I.5. Classes de ductilités de l'acier (Kort, 2002).

où :

M_{pl} correspond au moment plastique et M_{el} au moment élastique, φ est la rotation et Φ_C représente la rotation irréversible assimilée à la capacité de rotation.

Dans cette classification on distingue :

- *la classe 1* : qui correspond au matériau ²le plus ductile (capacité de rotation importante),
- *la classe 2* : qui correspond au matériau à ductilité faible,

- *la classe 3* : qui correspond au matériau qui peut atteindre la limite élastique,
- *la classe 4* : qui correspond au matériau fortement influençable par le flambement ou voilement voire déversement.

Selon les fiches techniques des fabricants (ArcelorMittal, 2016), il apparait que la plupart des profilés appartiennent à la classe 2, 3 ou 4. Le seul moyen permettant d'avoir un élément de la classe 1 passerait par la vérification de la capacité de rotation de la classe 2.

I.2.2. Les éléments structuraux additionnels

D'autres éléments structuraux s'ajoutent aux rideaux simples en fonction des dispositions constructives définies implicitement par les conditions du terrain, les conditions urbaines et autres. Il s'agit essentiellement du recours aux appuis par butons ou tirants, aux liernes et à la poutre couronnement.

Les butons : ce système est surtout utilisé pour le cas des tranchées, c.-à-d. en disposant deux écrans face à face ou sur le côté (Figure I.6). Le recours aux butons peut-être réalisé sur plusieurs lits en l'adoptant comme solution provisoire ou définitive pour maintenir les rideaux. En solution provisoire, il permet de maintenir l'écran de soutènement jusqu'à la réalisation du plancher qui remplacera cet appui. En solution définitive, le buton est maintenu aussi pendant la mise en service de l'ouvrage.

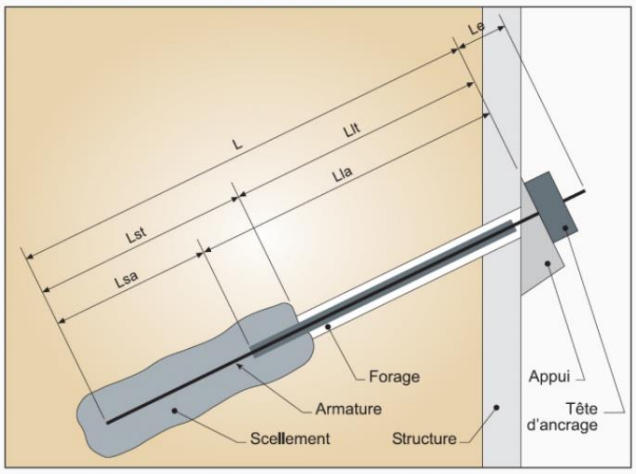
Notons qu'il est également possible d'adopter des dispositifs de butons précontraints à travers des vérins hydrauliques.

Figure I.6. Appui par buton (Tecs, 2009)

Les tirants : cette solution est adoptée par simple choix technique ou en présence d'un seul écran (absence d'un deuxième écran). Comme pour les butons, il existe deux types de tirants : les tirants passifs et les tirants actifs. Le premier type est soumis uniquement à l'effort mobilisé par la pression des terres, alors que pour le second type un effort de précontrainte est appliqué. Le type de tirant employé (actif ou passif) conditionne principalement le choix du massif d'ancrage à mettre en place. Il en existe d'ailleurs plusieurs types :

- ancrage par plaque,
- ancrage par contre rideau,
- ancrage par dalle de frottement.

L'ancrage par dalle de frottement est souvent employé en présence de tirants précontraints. Les autres éléments composants ce type d'appui sont présentés à la Figure I.7.



Le : surlongueur extérieure.

Lst : longueur scellée du tirant.

Llt : longueur libre du tirant.

Lsa : longueur scellée de l'armature.

Lla : longueur libre de l'armature.

Figure I.7. Dispositif de tirant et massif d'ancrage par dalle de frottement (Sif-Groutbor, 2017).

Liernes et poutre de couronnement : les liernes (Figure I.8.a) jouent le rôle d'une poutre permettant la répartition des efforts sur l'étendue de l'ouvrage. Ce renfort se fait par des profilés métalliques de type U ou I positionnés horizontalement à la profondeur des têtes d'ancrage ou à d'autres niveaux. Par ailleurs, en tête d'ouvrage (palplanche), on peut avoir recours à une poutre de couronnement en béton armé (Figure I.8.b) qui permet aussi la rigidification et la redistribution des efforts le long de l'ouvrage. De plus, elle permet la reprise des efforts dus à la création d'un plancher dans la partie en amont de l'ouvrage (surtout en milieu portuaire).

(a)

(b)

Figure I.8. Eléments structuraux de renforcement horizontale a) lierne (Steel-piling, 2009), b) poutre de couronnement (Pajot, 2017).

Cette présentation très succincte des éléments constructifs montre, de par leur diversité, qu'un rideau de palplanches est en fait une structure complexe.

I.3. Analyse du risque en géotechnique

I.3.1. Notion de risque

D'une manière très synthétique, le risque résulte de l'existence d'un évènement redouté possédant une probabilité (ou une possibilité) d'occurrence et la gravité des conséquences de cet événement (Lemaire, et al., 2005). En d'autres termes, le fait que des biens, des activités ou un environnement soient dommageables les rend des éléments à risque avec un coût (Favre, et al., 1998). A cette notion de risque s'ajoute la vulnérabilité qui correspond au degré de dommage subi pour une intensité donnée du phénomène (Favre, et al., 1998). La maîtrise du comportement et de la durabilité d'un ouvrage dépend essentiellement de la maîtrise des aléas auxquels il est soumis. Cela nécessite la compréhension de l'ensemble des facteurs internes ou externes pouvant agir indépendamment ou simultanément. La notion de risque géotechnique est attachée (Figure I.8) usuellement à trois sources d'incertitudes (Baecher & Christian, 2005):

- *Variabilité aléatoire* : qui est due à la variabilité naturelle ou propre du sol (inhérente), elle signifie que les propriétés du sol peuvent varier sur l'échelle temporelle (au fil du temps) ou sur l'échelle spatiale (d'un point à un autre).
- *Variabilité épistémique* : celle-ci est due au manque de connaissances relatives au site, comme le manque de données géotechniques à cause d'une campagne géotechnique restreinte, ou encore, à une classification du site erronée ou non actualisée (zonage sismique, zonage du risque d'inondation, …). Dans cette catégorie on retrouve également des incertitudes liées au choix du modèle de calcul qui parvient à reproduire plus ou moins bien le comportement physique de l'ouvrage.
- *Incertitude d'origine socioéconomique* : ce dernier type est lié aux incertitudes quant à l'impact socioéconomique du projet en fonction des hypothèses faites en amont de ce projet.

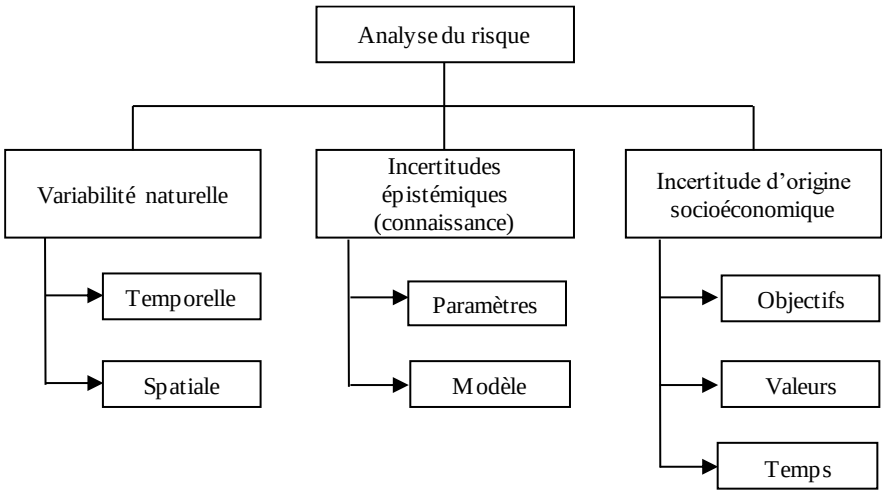


Figure I.9. Le risque en géotechnique (Baecher & Christian, 2005).

S'agissant des rideaux de palplanches, une autre classification s'accordant davantage aux observations faites sur le terrain est établie ici. Celle-ci est présentée sous forme d'organigramme (Figure I.10) construit sur la base des observations faites par le guide technique pour le diagnostic sur les rideaux de palplanches (Combarieu, et al., 2003). Cet organigramme regroupe l'ensemble des paramètres physiques ou de décision pouvant être à

l'origine de l'apparition d'une pathologie donnée. Deux grandes familles de paramètres sont distinguées : celle liée à l'ouvrage et celle liée à son environnement.

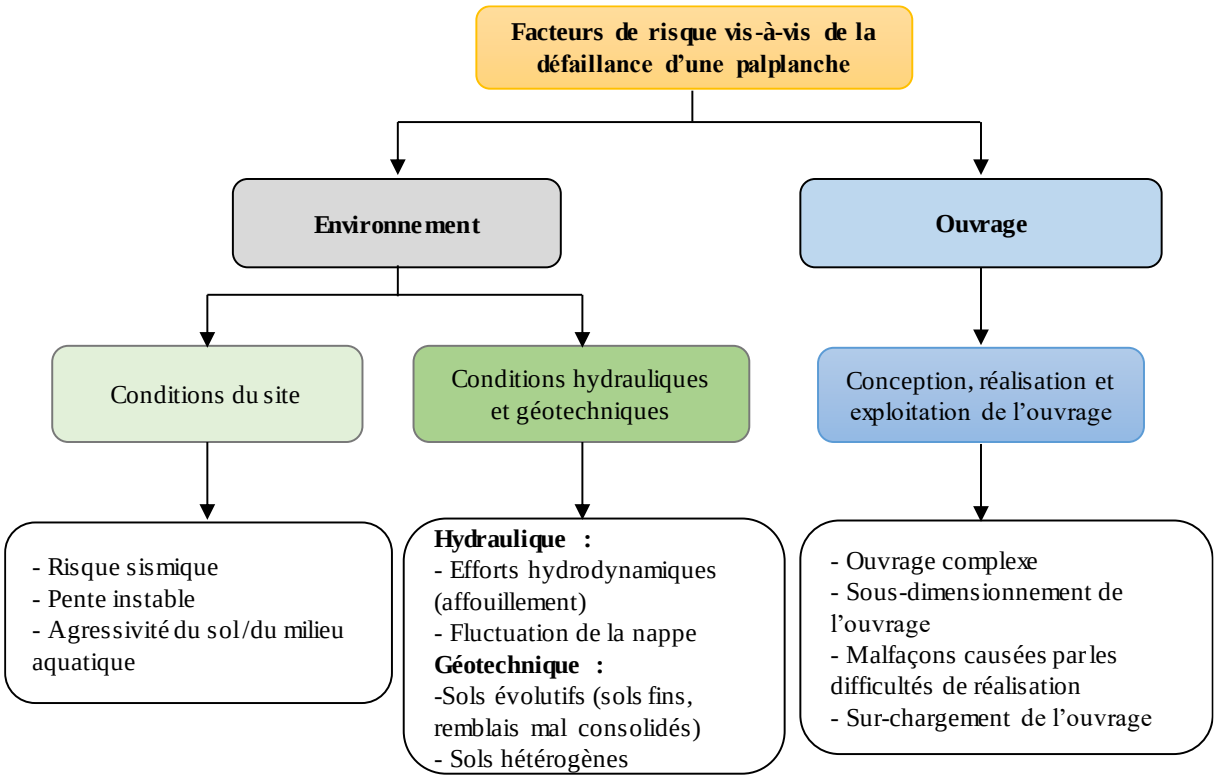


Figure I.10. Arborescence des sources de défaillances d'un rideau de palplanches.

I.3.2. Modes de défaillances et pathologies

Une mésestimation du risque conduit à l'atteinte ou au dépassement des états limites ultimes (ELU) ou de service (ELS). Ce dépassement est à l'origine d'un dysfonctionnement total ou partiel des fonctionnalités prévues pour l'ouvrage. En se basant sur les observations faites par (Combarieu, et al., 2003), on définit dans cette partie l'ensemble des paramètres d'ordre géomécanique pouvant être à l'origine d'une pathologie d'un rideau de palplanches. La synthèse établie au Tableau I.3 illustre la relation de cause à effet qui existe entre un certain nombre de pathologies et les causes pouvant être à l'origine de leur apparition. Notons que les différents éléments structuraux auxquels on fait référence dans le Tableau I.3 sont identifiés dans la Figure I.11. Une présentation plus détaillée des différents modes de défaillance est disponible dans l'Eurocode 7 (NF EN 1997-1, 2005) ou dans le guide technique (Combarieu, et al., 2003).

En parcourant le Tableau I.3, on s'aperçoit du rôle important de l'ingénieur, en particulier en phase conception. En effet, le sous-dimensionnement (S.D) d'un ou de plusieurs éléments structuraux est souvent à l'origine de l'apparition de pathologies, trois types de raisons peuvent être à l'origine :

- soit la méthode de calcul utilisée pour le dimensionnement de cet élément d'ouvrage n'est pas adaptée et ne permet donc pas de reproduire son comportement réel ;

- soit il y a eu une mauvaise évaluation du risque extérieur, qui peut s'expliquer aussi par le fait que les coefficients partiels de sécurité employés ne couvrent pas totalement les incertitudes (aléatoire ou épistémique) ;
- soit par le cumul des deux points précédents. En effet, le dimensionnement des rideaux de palplanches se fait souvent en section droite et sans prise en compte de la variabilité spatiale du sol, conduisant à un modèle mécanique simplifié et à une prise en compte des incertitudes de manière forfaitaire.

Tableau I.3. Identification des défaillances affectant la structure

N°	Désignation	Origine de la défaillance	Eventuelles pathologies
1	Fiche	- S.D de la fiche ou refus prématuré	- Inclinaison vers l'aval en tête ou en pied - Déformation en plan
2	Structure	- S.D de la structure (inertie) - S.D des liernes - S.D de la poutre de couronnement - Sollicitations excessives	- Flèche excessive - Fissurations et rupture
3	Sol	- Instabilité du massif d'ancrage - Hétérogénéité du sol	- Grand glissement de l'ensemble - Inclinaison de l'ensemble vers l'aval - Déformation en plan
4	Tirant	- S.D du tirant (section) - Mauvais espacement des tirants - S.D des liernes - S.D de la poutre de couronnement	- Rupture du tirant qui provoque une instabilité de l'ouvrage
5	Buton	- Mêmes modes de défaillance que pour le tirant	- Rupture du buton qui provoque une instabilité de l'ouvrage
6	Massif d'ancrage	- S.D de l'élément d'ancrage	- Glissement du tirant qui provoque une instabilité de l'ouvrage

S.D : sous-dimensionnement

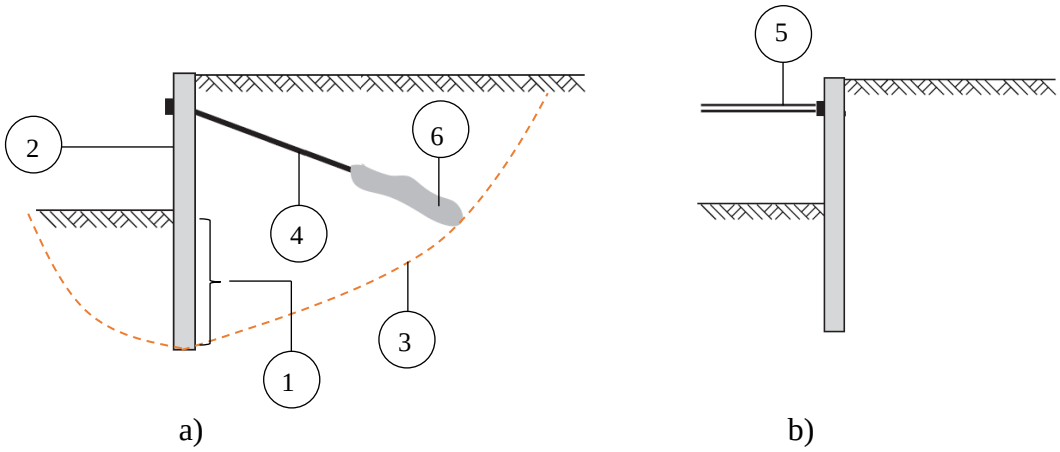


Figure I.11. Identification des modes de défaillances: structure maintenue par (a) tirant et (b) buton

Le Tableau I.3 n'intègre pas les aspects liés à la dégradation et au vieillissement de la structure. Notons que ce type de pathologie reste fréquent dans le cas des rideaux de palplanches implantés dans un milieu aquatique ou dans un environnement (sol) agressif. L'apparition de telles pathologies atténuent les propriétés mécaniques de l'ouvrage à long terme, se traduisant par la diminution de la résistance mécanique et la rigidité flexionnelle.

I.4. Méthodes de calcul pour les palplanches

Deux types de méthodes sont habituellement utilisés pour le calcul ou le dimensionnement des palplanches (NF P94-282, 2009). Ces méthodes sont classées selon leur mode de prise en compte de l'interaction sol-structure (ISS).

La première catégorie correspond aux méthodes d'équilibre limite (MEL), elle est constituée de méthodes analytiques destinées plutôt au pré-dimensionnement comme (Coulomb, 1776; Rankine, 1857; Boussinesq, 1876). Pour cette catégorie de méthode, le calcul se fait à la rupture, c.à.d. en supposant que la pression des terres est en poussée limite en amont et en butée limite en aval. Autrement dit, on considère que le comportement du sol est systématiquement en phase plastique alors qu'en réalité ce n'est pas tout à fait le cas. En optant pour la méthode MEL, la résolution se fait par un simple calcul RDM (résistance des matériaux) à travers le bilan des forces et des moments fléchissants.

La seconde catégorie est constituée de méthodes d'interaction sol-structure nommées MISS. Ce sont des méthodes numériques basées sur une représentation en massif de type éléments finis (EF) ou différences finies (DF). Il existe également une approche simplifiée basée sur le système de poutres et de coefficients de réaction (CR). Ces méthodes MISS sont considérées comme plus précises puisqu'elles intègrent l'environnement géotechnique à travers la prise en compte de l'interaction sol-structure (ISS).

Dans de ce chapitre, un intérêt particulier est porté aux méthodes numériques de type MISS. Un rappel sur les principaux éléments mécaniques ou numériques constituant ces méthodes est fait.

I.4.1. Modélisation bidimensionnelle par massif MISS-EF

Le principe de la méthode des éléments finis (EF) consiste à trouver une solution numérique pour le problème décrit par des équations aux dérivées partielles sur un domaine fini. En pratique, la modélisation d'un écran de soutènement par cette méthode en représentation massif (MISS-EF) (e.g. Figure I.12) procure une meilleure approximation du comportement réel de l'ouvrage au sein de son environnement en apportant une meilleure prise en compte de l'ISS, des modélisations du sol et de l'interface plus rigoureuses. Malheureusement, en pratique (ingénierie), la maîtrise et le recul sur certains éléments de calcul comme les lois de comportement du sol ne sont pas suffisants et des questions restent toujours ouvertes sur les choix et les hypothèses devant être faits (Magnan & Mestat, 1997).

La Figure I.12 regroupe l'ensemble des éléments habituellement utilisés dans le cadre de la modélisation par la méthode MISS-EF. Ceux-ci sont décrit, au fur et à mesure dans ce chapitre.

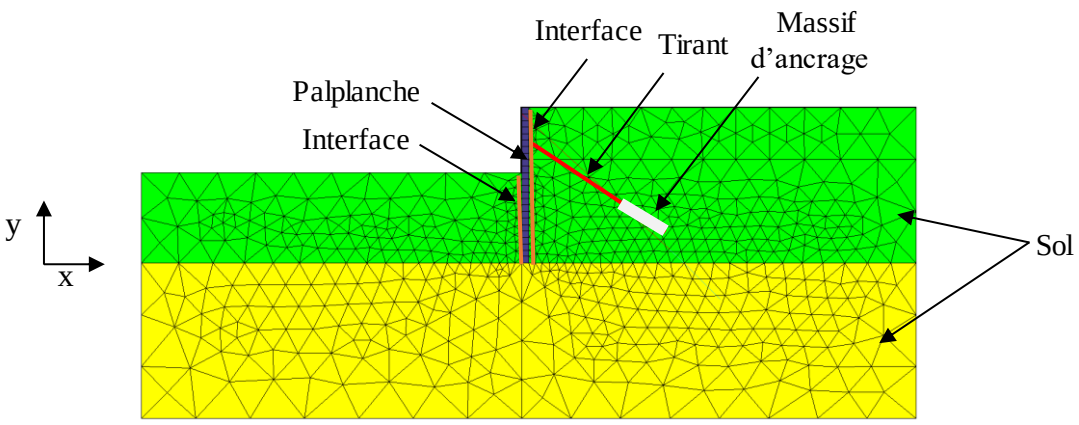


Figure I.12. Schématisation du calcul par MISS-EF

La démarche de calcul par MISS-EF est quasiment la même que pour un autre problème de calcul en éléments finis à quelques détails près. Ceux-ci se résument particulièrement au chargement qui provient des efforts de poussée ou de butée mobilisés par le déplacement de l'ouvrage. Ces étapes sont résumées principalement dans (Ou, 2006) et dans (Smith, et al., 2013).

En contraintes planes et pour un matériau isotrope, la relation de contrainte déformation s'écrit de manière développée [I.1] et de manière compacte [I.2].

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \qquad [I.1]$$

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \qquad [I.2]$$

où :

σ_x, σ_y et τ_{xy} représentent les contraintes selon l'axe *x*, selon l'axe *y* et la contrainte en plan,

ε_x, ε_y et γ_{xy} représentent les déformations selon l'axe *x*, selon l'axe *y* et la déformation en plan.

Par ailleurs la relation déplacement-déformation peut être décrite par l'équation [I.3] :

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} \qquad [I.3]$$

Pour simplifier l'équation [I.3], on peut l'écrire sous la forme suivante (équation [I.4]):

$$\{\varepsilon\} = [d]\{U\} \qquad [I.4]$$

où :

u et *v* représentent respectivement les déplacements selon *x* et *y* de l'élément de maillage,

{ ε } : le vecteur des déformations,

$[d]$:la matrice des dérivées partielles,

{ U } : le vecteur des déplacements, avec *u* déplacement horizontal et *v* déplacement vertical.

Le déplacement en n'importe quel point de l'élément fini peut s'exprimer en fonction des déplacements nodaux $\{q\}$ (Figure I.13) par le biais des fonctions de forme $[f]$, celles-ci varient selon le type de maillage utilisé.

$$\{U\} = [f]\{q\} \qquad \text{[I.5]}$$

Avec :

$$\{q\} = \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ \vdots \\ q_8 \end{Bmatrix}$$

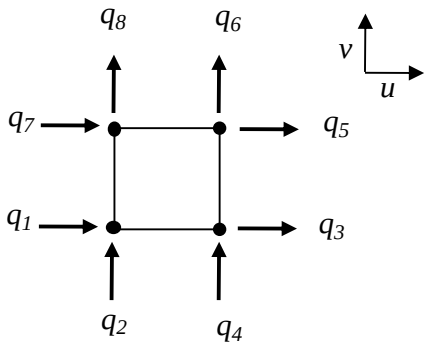


Figure I.13. Exemple de déplacements nodaux sur un élément de maillage quadrilatère.

En remplaçant l'équation [I.5] dans [I.4] on obtient l'équation [I.6] :

$$\{\varepsilon\} = [d][f]\{q\} \qquad \text{[I.6]}$$

qui peut s'écrire sous la forme de l'équation [I.7] :

$$\{\varepsilon\} = [B]\{q\} \qquad \text{[I.7]}$$

En appliquant le principe des travaux virtuels, on peut extraire la matrice de rigidité élémentaire $[k_e]$ d'un élément fini :

$$[k_e] = \iint [B]^T[D][B]dx\,dy \qquad \text{[I.8]}$$

Une fois que toutes les matrices élémentaires sont construites, elles sont assemblées dans une matrice globale notée $[K]$. La résolution par éléments finis se résume à l'équation :

$$[K]\{q\} = \{P\} \qquad \text{[I.9]}$$

où :

$\{P\}$: représente les forces nodales qui sont issues de l'excavation du sol (ou du remblais). A ceci peut également s'ajouter des sollicitations extérieures s'appliquant directement ou par transfert (à travers le sol) sur les nœuds de l'ouvrage (e.g. charge d'exploitation).

I.4.1.1. Eléments de maillage et conditions aux limites

Le choix du maillage dépend de la dimension du problème étudié et du type d'élément modélisé. La synthèse faite dans le Tableau I.4 est établie à partir de quelques références issues de la littérature (Arafati, 1996; Mestat P. et Arafati N., 1998; Vossoughi, 2001; Nguyen, 2003; Mestat, et al., 2004), et d'autre part d'une réflexion sur le mode de fonctionnement et du rôle de certains éléments d'ouvrage. On y retrouve les principaux éléments de maillage, leur densité et les conditions aux limites que l'on adopte pour décrire les éléments constituant un rideau de palplanches et son environnement. Par exemple, pour modéliser le sol en massif 2D, le choix

se porte souvent sur les éléments triangulaires ou quadrangulaires. La densité de maillage dépend quant à elle de la précision souhaitée, plus le maillage est fin, plus la précision du calcul augmente et le coût du temps de calcul est plus élevé. Il est donc conseillé d'imposer une densité variable en optant pour un maillage grossier dans les zones lointaines et un maillage fin dans les zones proches de l'ouvrage (Vossoughi, 2001). Enfin, il est nécessaire de s'assurer que les conditions aux limites n'affectent pas le comportement de l'ouvrage par des effets parasites et cela en optant pour des dimensions judicieuses (longueur et profondeur du massif).

Tableau I.4. Synthèse sur les éléments de maillage d'un soutènement par rideau de palplanches modélisé par la méthode MISS-EF (Arafati, 1996; Mestat P. et Arafati N., 1998; Vossoughi, 2001; Nguyen, 2003; Mestat, et al., 2004).

Elément	**Elément de maillage**	**Elément géométrique de maillage**		**Densité**	**Conditions aux limites**
		2D	**3D**		
Sol	Massif	X	X	Maillage raffiné vers l'ouvrage	Appuis simple à droite et à gauche Articulation sur le bord inférieur
Palplanche	Poutre	X	/	Densité uniforme	Libre + points de contact avec les tirants
	Coque, plaque	/	X	Densité uniforme	
	Massif	X	X	Densité uniforme	
Tirant	Barre	X	X	1 élément	Articulations au niveau de la jonction tirant et palplanche.
	Ressort	X	X	/	Le ressort représente la condition aux limites.
Massif d'ancrage	Barre	X	X	Densité uniforme	Les points du massif sont solidaires avec le sol.
Buton	Ressort	X	X	/	Le ressort représente la condition aux limites.
	Barre	X	X	1 élément	Articulation
	Poutre	X	X	Densité uniforme	Articulation
	Déplacement imposé	X	X	/	Assimilé au blocage à une distance donnée.
	Massif	X	X	Densité uniforme	Articulation
Lierne	Poutre	/	X	Densité uniforme	Appui linéaire avec la palplanche.
Interface	Joint ou éléments d'interface	X	X	Même densité que le sol voisin	Cet élément représente la condition aux limites.

Pour ce qui est de la modélisation des palplanches, celle-ci peut se faire par les éléments poutres ou par les éléments massifs. La base de données (Mestat, et al., 2004) alimentée par un certain nombre de travaux de recherche a identifié que les 3/5 des études optent pour cette représentation. Le même constat peut être fait de nos jours sur les logiciels à usage commercial comme PLAXIS (PLAXIS, 2016), FLAC (FLAC, 2000) qui favorisent également cette approche. En termes de précision, il peut exister une différence entre les deux approches (poutre

et massif). Théoriquement, les éléments poutres restent sans doute les mieux adaptés pour les rideaux de palplanches et les éléments massifs pour les écrans plus rigides (Arafati, 1996).

I.4.1.2. Modélisation du sol et de l'interaction sol-structure par MISS-EF

I.4.1.2.1. Modélisation du sol dans MISS-EF

Il existe plusieurs lois de comportement (L.C) permettant de reproduire le comportement des différents types de terrains comme : les roches, les sols pulvérulents (sols granulaires à forte perméabilité) ou les sols cohérents (sols fins à faible perméabilité). Ces L.C sont alimentées par des caractéristiques géotechniques déterminées via des essais réalisés au laboratoire comme les essais triaxiaux et œdométriques ou des essais in-situ via l'essai pressiométrique. Les conditions hydrauliques (sol drainé et non drainé) sont aussi importantes à prendre en compte lors de ces essais.

Une classification en deux catégories des L.C décrivant le sol a été proposée par (Magnan & Mestat, 1997) :

- *Lois de comportement dites « simples »* : cette catégorie comprend le modèle élastique linéaire. Sachant que le domaine d'application est limité aux sols faiblement sollicités avec des déformations n'excédant pas 0,01% voire moins comme le montre (Tatsuoka & Shibuya, 1991) cité par (Doan Tran, 2006). D'autres L.C font également partie de cette catégorie en intégrant des seuils de plasticité comme Mohr-Coulomb ou Drucker-Prager pour limiter ce domaine élastique.
- *Lois de comportement dites « évoluées »* : par exemple de type incrémental et non linéaire comme les modèles élastoplastiques avec écrouissage (e.g. Cam-Clay), les modèles intégrant de la non linéarité dans la phase élastique (e.g. Hujeux), … L'intérêt de ce type de modèle vise à exprimer un comportement spécifique comme les petites déformations en intégrant de la non-linéarité en phase élastique comme pour le modèle de Hujeux par exemple.

Le recours à une L.C dite « simple » reste de nos jours plus usuel par rapport à celui d'une L.C « évoluée ». Ceci s'explique d'abord par la difficulté à déterminer certains paramètres non physiques à des lois de comportement « évoluées » (Kort, 2002), puis par le temps de résolution qui est parfois plus important. Pour la modélisation des soutènements et des excavations, le choix se porte assez souvent sur les modèles élastoplastiques simplifiés comme Mohr-Coulomb, dont les paramètres de modélisation sont déterminés par des essais courants (triaxial et pressiométrique) (Delattre, 2004). Ceci peut être observé au travers de la base de données (BDD) de MOMIS (Mestat, et al., 2004) qui regroupe plusieurs études numériques issues de la littérature traitant le cas des soutènements. Cette BDD a recensé environ 48% des modèles sans écrouissage (de type Mohr-Coulomb). D'autre part, 23% des études utilisaient des méthodes intégrant l'écrouissage (de type Cam-Clay), enfin 29% se basaient sur un modèle purement élastique. Les performances du modèle de Mohr-Coulomb restent très intéressantes comme le montrent les comparaisons faites par (Kort, 2002) dans le cadre du benchmark de Rotterdam (Kort & W Kelleners, 2000).

I.4.1.2.2. Modélisation de l'interface sol-structure dans MISS-EF

Du fait que les rigidités de la structure et du sol adjacent ne soient pas les mêmes, un déplacement différentiel entre les deux éléments peut surgir (Ou, 2006) provoquant un

glissement et/ou un décollement. Cela influe directement sur la surface du sol se trouvant en amont de l'ouvrage (derrière l'ouvrage) et se manifeste par le tassement du sol. La non prise en compte de l'interface peut être à l'origine d'un soulèvement non réaliste du sol se trouvant en amont (Arafati, 1996). Du point de vue numérique, la modélisation de l'interface (Figure I.14) doit être judicieuse, au risque de provoquer une non convergence du calcul (Day, 1994). Cette modélisation est dépendante de plusieurs paramètres (géométriques, mécaniques et géotechniques) pouvant être intégrés dans des approches différentes : éléments finis continus, liaisons par ressorts, éléments joints,... Le choix se porte souvent sur les éléments joints (élément d'épaisseur mince ou nulle) qui semblent mieux appropriés aux problématiques géotechniques (Potts, 2002). En effet, les travaux menés par (Elmi, et al., 2006) dans le cadre de la modélisation de l'ouvrage instrumenté de Hochstetten (Wolffersdorff, 1994) montrent les avantages de ce modèle (joint) comme la facilité de la démarche, sa robustesse, sa rapidité de convergence contrairement aux éléments d'épaisseurs non nulles. Le modèle joint permet d'exprimer les contraintes (normale $\Delta\sigma$ et tangentielle $\Delta\tau$) en fonction des déformations (respectivement normale et tangentielle pour $\Delta\varepsilon_n$ et $\Delta\varepsilon_t$) [I.10] et permet de décrire les contraintes dans le domaine élastique bidimensionnel.

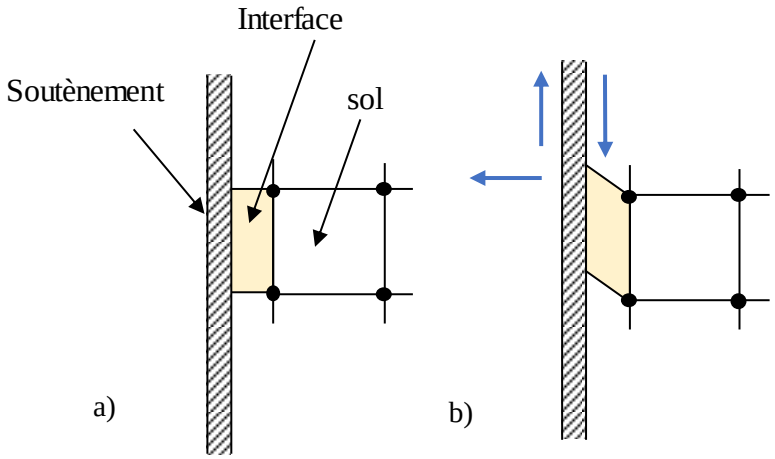


Figure I.14. Représentation a) de l'interface par élément fini (épaisseur mince), b) cinématique des éléments : sol-interface-structure.

$$\begin{bmatrix}\Delta\sigma\\ \Delta\tau\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}K_n & 0\\ 0 & K_t\end{bmatrix}\begin{bmatrix}\Delta\varepsilon_n\\ \Delta\varepsilon_t\end{bmatrix} \qquad [I.10]$$

Dans cette expression K_n et K_t représentent respectivement les raideurs élastiques normale et tangentielle. En théorie, la détermination des raideurs de l'interface passe par une campagne d'essais au laboratoire de type essai à la boite de cisaillement (Day, 1994; Day & Potts, 1998). Mais en pratique cela est rarement le cas et des expressions analytiques sont plutôt privilégiées comme celles proposées par (Beer, 1985) (équations : [I.11], [I.12]).

$$K_n = \frac{E_S}{ep_j} \qquad [I.11]$$

$$K_t = \frac{E_S}{2\,(1+\nu_s)\,ep_j} \qquad [I.12]$$

où :

E_S représente le module de Young du sol, ν_s représente le coefficient de Poisson du sol et ep_j représente l'épaisseur du joint.

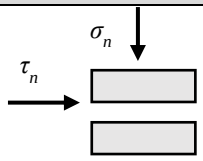
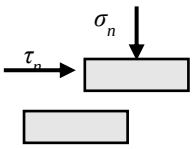
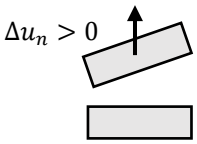
Du point de vue physique, l'épaisseur ep_j est une dimension fictive donc non mesurable. Cependant, sa valeur doit être judicieusement choisie puisqu'elle conditionne énormément l'ordre de grandeur de K_n et K_t. D'ailleurs, il est souvent recommandé dans la littérature d'opter pour des valeurs élevées de K_n pour éviter tout problème d'interpénétration des deux éléments en contact (Arafati, 1996). Cela conduit selon (Benhamida, 1998) selon (Nguyen, 2003)) à des valeurs de ep_j relativement petites par rapport à la distance séparant deux nœuds successifs d'un même élément (sol ou structure) tout en évitant les valeurs quasi nulles qui sont à l'origine des singularités numériques. Il n'existe aucune norme particulière permettant de définir cette distance avec exactitude, néanmoins les valeurs généralement utilisées pour cette grandeur sont de l'ordre du centimètre à l'exemple de (Day & Potts, 1998) qui propose une épaisseur de 2 cm.

Pour les problèmes de soutènement, la plastification du sol et de l'interface est très vite atteinte, d'où l'intérêt de limiter la zone plastique pour décrire le glissement et le décollement (Tableau I.5). Le critère de Mohr-Coulomb [I.13] est souvent utilisé à cet égard pour limiter la contrainte de cisaillement. Une fois que la contrainte limite est atteinte, un glissement se produit entre les deux surfaces (la raideur de cisaillement s'annule et la raideur normale reste inchangée) (Tableau I.5). Par ailleurs, dès qu'une traction apparait dans l'interface, les deux raideurs s'annulent ce qui engendre une redistribution de la contrainte de cisaillement (Arafati, 1996) (Tableau I.5). En général, ce modèle basé sur le critère de rupture de Mohr-Coulomb semble assez satisfaisant pour la représentation des interfaces des écrans de soutènements comme le montre l'étude de (Day & Potts, 1998) qui ont comparé les résultats obtenus par cette approche avec ceux de la méthode classique de Caquot-Kerisel (Caquot & Kerisel, 1948). Néanmoins, des complications d'ordre numérique apparaissent parfois (Dong, 2014) suite à ce critère (équation [I.13]).

$$F = |\tau| + \sigma' tan\delta - c' \qquad [I.13]$$

où :
δ : angle de frottement sol-écran (angle de cisaillement maximal),
τ' : contrainte tangentielle,
σ' : contrainte normale effective,
c' : cohésion.

Tableau I.5. Modes d'interaction des interfaces (Prat, et al., 1995).

Mode d'interaction	Représentation	Déplacement	Contrainte
Adhérence		$\Delta u_n = 0$ $\Delta u_t = 0$	$\sigma'_n > 0$ $\tau < c_a + \sigma'_n tan\delta$
Glissement		$\Delta u_n = 0$ $\Delta u_t \neq 0$	$\sigma'_n > 0$ $\tau = c_a + \sigma'_n tan\delta$
Décollement		$\Delta u_n > 0$ $\Delta u_t \neq 0$	$\sigma'_n = 0$ $\tau = 0$

Le paramètre δ correspond en réalité au produit d'un ratio R par l'angle de frottement interne du sol φ' ($\delta = R.\varphi$'), il permet de caractériser l'effet de la rugosité de l'interface sol-écran. Ce ratio dépend de la nature des matériaux constituant l'écran de soutènement et du sol avoisinant. En pratique, les rideaux de palplanches sont considérés comme des parements rugueux (acier non traité), la caractérisation de la valeur de R peut être entachée d'incertitude. En effet, rien que dans la littérature française, il y a des divergences :

- L'ouvrage de (Prat, et al., 1995) qui est plutôt généraliste pour la modélisation des ouvrages en génie civil, propose en fonction de la nature du sol des intervalles pour décrire directement δ d'une manière très globale.
- L'ouvrage de (Mestat, et al., 1999) qui reste une très bonne référence dans le calcul numérique des ouvrages géotechniques, se contente de la valeur R=2/3 sans spécifications particulières.
- Enfin, l'ouvrage de (Philipponat, 2016) également très utilisé par les bureaux d'études géotechniques français (y compris les anciennes éditions de cet ouvrage) considère que la valeur de R dépend de la valeur de l'angle de frottement interne du sol φ et de l'orientation de l'action des terres (poussée ou butée).

I.4.1.2.3. Modélisation de l'interaction sol-tirant

L'interaction sol-tirant dépend en partie du type de tirant utilisée et de la nature du massif d'ancrage (§I.2.2). En pratique, la plupart des codes de calcul par éléments finis à usage commercial (e.g. (PLAXIS, 2016)) se basent sur une modélisation simplifiée consistant à ne prendre en compte que partiellement cette interaction en la modélisant uniquement au niveau du massif d'ancrage, en supposant que ce dernier est parfaitement solidaire du sol Figure I.15. Cela consiste à dire qu'aucun glissement n'est possible entre les deux. Une prise en compte plus riche de ce comportement compliquerait la tâche puisqu'elle nécessite de décrire le problème à une échelle tridimensionnelle avec un comportement non linéaire comme le montre (Desai, et al., 1986), en plus de la nécessité d'intégrer l'effet du couplage en présence de l'eau (Nguyen, 2003).

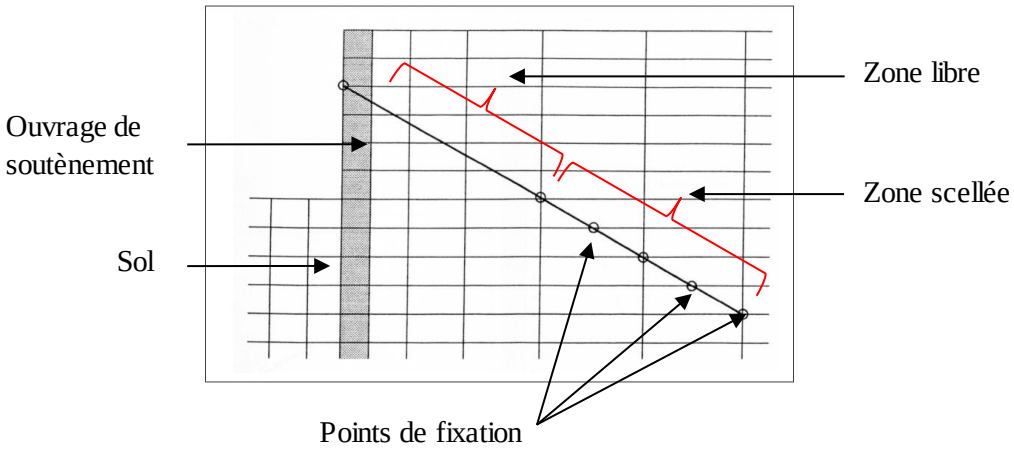


Figure I.15. Liaison entremassif d'ancrage et le sol avoisinant (Woods, 2003).

I.4.2. Modélisation bidimensionnelle par MISS-CR

L'adaptation du modèle de poutre sur appuis élastiques connue aussi comme méthode de Winkler (Winkler, 1867) (équation [I.14]) pour les ouvrages verticaux (e.g. palplanches, fondations profondes) par la méthode MISS-CR (Figure I.16) fait intervenir quelques changements dans l'analyse du problème. En effet, dans ce cas le sol est considéré à la fois comme source de chargement qui varie en fonction de la profondeur et comme milieu encaissant (Delattre, 2001) qui interagit avec le soutènement. Pour les semelles filantes, le sol et le chargement restent totalement indépendants puisque le sol adopte le rôle de l'encaissant et le chargement est dû à une sollicitation extérieure (e.g superstructure). Les forces appliquées sur un ouvrage vertical dépendent de la situation d'équilibre de l'ouvrage, elles sont extraites à partir des lois de réaction (LR) de nature élastoplastique pour chaque niveau de profondeur de l'ouvrage.

L'expression d'équilibre décrivant MISS-CR se résume à :

$$EI\frac{d^4y(z)}{dz^4} + K_{SS}(z)y = 0 \qquad [I.14]$$

où :
EI : la rigidité flexionnelle de la poutre,
K_{ss} : coefficient de réaction du sol (représentant l'ISS),
y : déplacement de l'ouvrage,
z : la profondeur.

La résolution du problème peut se faire de plusieurs manières possibles, par :

- L'approche analytique faite par la résolution d'une équation différentielle de second ordre. En déterminant d'abord une solution particulière puis la solution finale comme le proposent plusieurs logiciels commercialisés par exemple K-Réa (K-Réa, 2012).
- La méthode des différences finies (Verruijt, 1995).
- La méthode des matrices de transfert (Kort, 2002).
- La méthode des éléments finis (Strom & Ebeling, 2001).

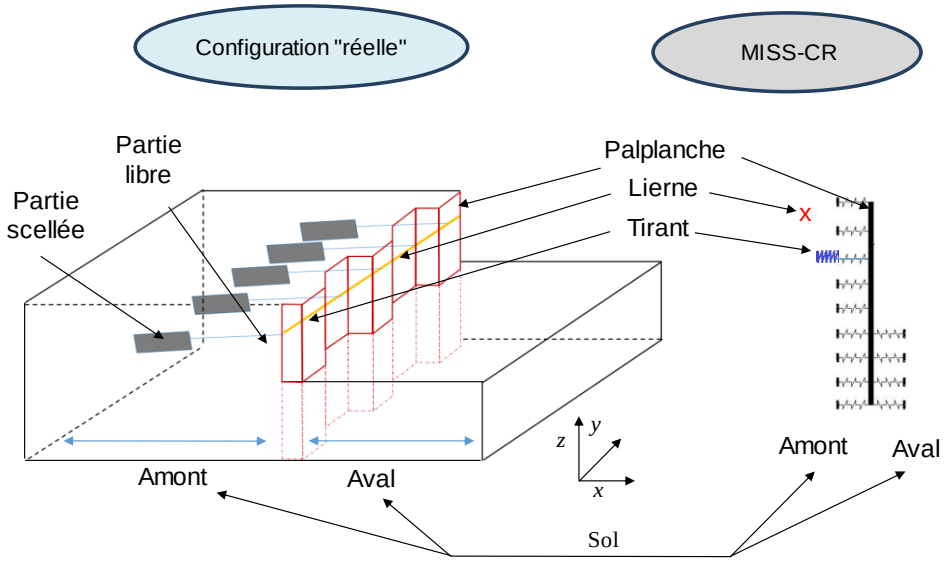


Figure I.16. Représentation de la méthode MISS-CR avec prise en compte de l'ISS, passage de la configuration réelle à une représentation par MISS-CR.

S'agissant du maillage, le rideau de palplanches est souvent représenté par des éléments poutres, alors que l'interaction sol-structure et les appuis (tirants ou butons) sont représentés par des ressorts. La notion de maillage pour ce type de méthode n'est pas concrète sauf pour certaines méthodes comme les MEF ou MDF (éléments finis ou différences finies respectivement), contrairement à la méthode purement analytique où le maillage n'est pas nécessaire.

I.4.2.1. Modélisation de l'interaction sol-structure par MISS-CR

Le recours à la méthode CR est basé en partie sur des lois de réaction (LR) permettant de reproduire le comportement global de l'ISS de manière très simplifiée tout en intégrant à la fois la raideur de l'ouvrage, du sol ainsi que les limites de plasticité de ce dernier. Le principe de base de cette approche consiste à relier les forces mobilisées au déplacement de l'ouvrage, connu sous la relation P-Y (Kramer, 1988). Comme pour les lois de comportement classiques (e.g. : Mohr Coulomb, Cam Clay), les lois de réaction nécessitent aussi de définir un critère de rupture pour limiter le domaine élastique. Ces limites dépendent des mécanismes de rupture par lesquels le sol avoisinant le soutènement est gouverné (Kramer, 1988).

Dans la littérature, il existe plusieurs types de LR spécifiques à des configurations particulières avec des critères de rupture différents. Ces LR sont souvent conditionnées par la nature du sol (frottant ou cohérent), sa raideur (sol raide ou mou), la présence ou non de la nappe phréatique et même parfois la rigidité de l'ouvrage. C'est le cas de (Matlock, 1970) qui propose un modèle pour les argiles molles immergées dans une nappe phréatique. Reese et Welch (Reese & Welch, 1975) proposent un modèle quasi similaire à celui de Matlock (Matlock, 1970) mais adapté à des pieux flexibles implantés dans des argiles raides en l'absence de nappe phréatique. D'autres travaux (Reese, et al., 1974) proposent un critère adapté pour les argiles raides en présence de nappe phréatique. Enfin, les travaux de (Sullivan, et al., 1980) proposent un critère généralisé pour toutes les argiles immergées.

En pratique, cette multitude de situations reste peu commode et nécessite une réadaptation de la loi de réaction en fonction des conditions imposées. Il existe une autre alternative, qui consiste à employer le critère de plastification de Mohr Coulomb (Figure I.17). L'avantage de ce critère réside dans sa capacité à reproduire plusieurs types de sols dans des conditions hydrauliques différentes (Magnan & Mestat, 1997).

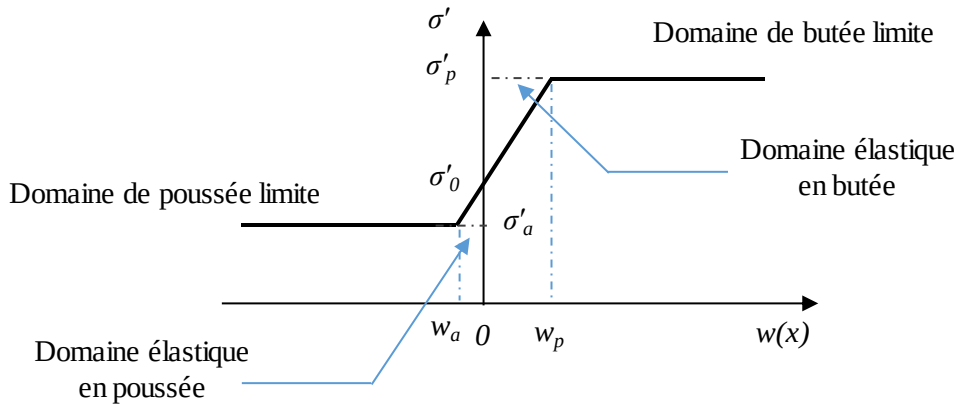


Figure I.17. Loi de réaction pour un tronçon de calcul.

Les équations [I.15], [I.16] et [I.17] résumant ce critère sont :

$$\sigma'_a = \sigma'_V K_a - 2c'\sqrt{K_a} \qquad [I.15]$$

$$\sigma'_p = \sigma'_V K_p + 2c'\sqrt{K_p} \qquad [I.16]$$

$$\sigma'_0 = K_0 n_v \qquad [I.17]$$

où :

σ'_a et σ'_p représentent respectivement les contraintes de poussée et de butée effective, σ'_V représente la contrainte verticale du sol, *c'* représente la cohésion du sol. Notons que le calcul se fait en contrainte effective, c'est-à-dire en retirant le poids de l'eau du poids des terres (poids volumique déjaugé) et en appliquant directement la pression hydrostatique sur l'écran.

K_0 représente le coefficient de la pression des terres au repos.

Pour ce qui est de K_a et K_p, ils correspondent respectivement aux coefficients de poussée et de butée du sol qu'on peut déterminer par le biais de plusieurs expressions analytiques existantes comme (Coulomb, 1776; Rankine, 1857; Muller-Breslau, 1906; Kerisel & Absi, 1990). Ces coefficients dépendent essentiellement de l'angle de frottement du sol, de la rugosité de la paroi et enfin de la géométrie de la surface du sol soutenu (horizontale ou inclinée).

Les expressions de K_a et K_p pour un écran vertical et une inclinaison nulle du talus se trouvant en amont de l'ouvrage s'écrivent (Rankine, 1857) :

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \qquad [I.18]$$

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \qquad [I.19]$$

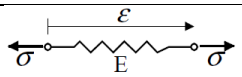
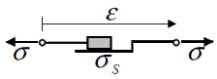
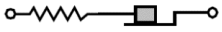
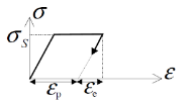
Les expressions de K_a et K_p pour un écran vertical et une inclinaison de talus en amont nulle s'écrivent selon (Coulomb, 1776) :

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi)}{\cos(\delta)}}\right]^2} \qquad [I.20]$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta)\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi)}{\cos(\delta)}}\right]^2} \qquad [I.21]$$

Du point de vue rhéologique (Tableau I.6), un comportement élastoplastique parfait est schématisé par l'association en série d'un élément de type ressort (qui représente le comportement élastique) et d'un élément de type patin (représentant le palier plastique). La phase élastique est enclenchée seulement si le patin est activé, c.-à-d. dans le cas où les valeurs seuils fixées ne sont pas atteintes.

Tableau I.6. Rappel sur les modèles rhéologiques.

	Modèle	L.C	Contrainte
Ressort		Elastique linéaire	$\sigma = E\varepsilon$
Patin		Plasticité parfaite	$\lvert\sigma\rvert \leq \sigma_S$
Association en série		Comportement élastoplastique parfait	

I.4.2.2. Détermination des coefficients de réaction K_{SS}

La bonne détermination des raideurs élastiques employées dans la méthode MISS-CR contribue à la performance de la méthode. En effet, K_{SS} permet de caractériser d'une part, la raideur du système sol-structure en un point de l'ouvrage (rigide ou flexible). D'autre part, il permet de définir les seuils de plasticité, à savoir, plus la raideur K_{SS} est importante plus le domaine d'élasticité est petit et inversement. L'évaluation de K_{SS} passe par des expressions empiriques auxquelles d'un point de vue mécanique, on ne trouve pas forcément d'explications rationnelles, ces expressions étant souvent issues de l'expérience et des observations faites sur site. A ce jour, il existe plusieurs expressions permettant de mener ce calcul. Une comparaison faite par (Kazmierczak, 1996) montre la grande variation de la valeur de K_{SS} selon la méthode utilisée. La plupart de ces méthodes se base en partie sur le module de compressibilité du sol (module pressiométrique), mis à part les abaques de Chadeisson (Monnet, 1994) qui se basent plutôt sur les caractéristiques de résistances du sol (cohésion et angle de frottement).

Dans ce qui suit, un bref aperçu est donné sur quelques méthodes pour estimer K_{ss}, que l'on étudiera plus en détail au chapitre II.

I.4.2.2.1. *La méthode de Ménard et de Balay*

Cette méthode a été proposée initialement par (Ménard & Bourdon, 1965) (équation [I.22]). La première expression permettait de décrire uniquement la raideur au niveau de la fiche. Des versions ultérieures ont été proposées permettant d'apporter une description sur toute la hauteur de l'ouvrage notamment par (Balay, 1984) et ensuite par (Josseaume, et al., 1997). Ces modifications portent plutôt sur le paramètre géométrique A défini pour des étapes de construction de l'ouvrage différentes de celles proposées dans la version initiale, par exemple pour des configurations géométriques de dimensions de fiche ou de zone excavée différentes, ou bien pour intégrer la mise en place des appuis (tirant ou buton).

$$K_{SS} = \frac{E_M}{0{,}5\alpha A + 0{,}133(9A)^{\alpha}} \qquad [I.22]$$

où :

E_M : module pressiometrique du sol de la couche considérée,

A : paramètre dimensionnel déterminé selon (Josseaume, et al., 1997) par la Figure I.18,

α : coefficient rhéologique du sol (Tableau I.7) en fonction de la nature du sol et le type de consolidation (e.g. 1/3 pour les sols sableux normalement consolidés).

Tableau I.7. Coefficients rhéologiques α selon les critères géotechniques (NF P94-282, 2009).

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Gravier	
	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α
Surconsolidé ou très serré	-	>16	1	>14	2/3	>14	1/2	>14	1/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	8-14	1/3	8-14	1/4
Sousconsolidé altéré et remanié ou lâche	-	7-9	1/2	5-8	1/2	5-8	1/3	-	-

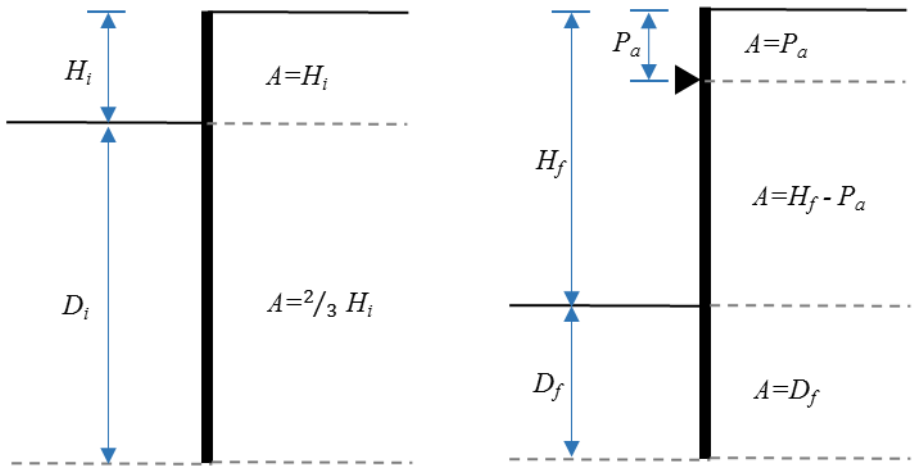


Figure I.18. Détermination du paramètre dimensionnel *A*, selon (Josseaume, et al., 1997).

I.4.2.2.2. La méthode de *Schmitt*

Cette méthode a été proposée par (Schmitt, 1995) suite à une série de mesures sur des ouvrages réels. Elle introduit les caractéristiques mécaniques de l'ouvrage dans le calcul à travers sa rigidité flexionnelle (équation [I.23]). Il est envisageable de l'utiliser dans le cadre de la norme (NF P94-282, 2009) après quelques vérifications supplémentaires. L'inconvénient principal est la non prise en compte de la géométrie de l'excavation.

$$K_{ss} = 2{,}1 \frac{\left(\frac{E_M}{\alpha}\right)^{4/3}}{\left(\frac{E_P I_P}{B}\right)^{1/3}} \qquad [I.23]$$

où :
E_M : module pressiometrique de Ménard,
$E_p I_p$: rigidité flexionnelle de la palplanche,
B : longueur de référence prise égale à 1 m,
α : coefficient rhéologique du sol (Tableau I.7).

I.4.2.3. Modélisation de l'interaction sol-tirant dans MISS-CR

La représentation des appuis de type tirant ou buton se fait par le biais d'éléments ressorts à comportement élastique. L'estimation de la raideur d'un appui de ce type se fait par l'équation [I.24] (Balay, 1988) en le considérant comme un élément en traction ou en compression avec E_aS_a /L_{eff}, où L_{eff} représente la longueur effective de l'élément, E_a représente son module de Young et S_a représente sa section. Notons que la dimension L_{eff} est égale à la longueur réelle d'un appui de type buton (L_{but}). Pour un tirant, elle correspond à la somme de la longueur libre (L_{lib} : longueur du tirant non scellée) plus la demi-longueur de scellement (L_{scel}) (Tableau I.8). En cas d'inclinaison de l'appui par rapport à l'horizontale, l'expression est corrigée par le $\cos^2\alpha$, où α représente l'inclinaison de l'appui par rapport à l'horizontale.

$$K_T = \frac{E_a S_a cos^2\alpha}{L_{eff}} \qquad [I.24]$$

Tableau I.8. Longueur effective selon le type d'appui.

Appui	L_{eff}
Buton	L_{but}
Tirant	$L_{lib} + 0{,}5L_{scel}$

Comme pour la modélisation de l'ISS, la limitation de la phase élastique est également envisageable par l'introduction d'un seuil de plasticité avec ou sans écrouissage isotrope. Ce seuil peut correspondre à l'état limite de l'acier ou bien au glissement (désolidarisation) de l'ancrage. La définition de la contrainte limite de l'acier (e.g. (Strom & Ebeling, 2001)) est bien plus simple, contrairement au seuil de glissement du massif d'ancrage qui dépend en partie des caractéristiques du sol et des caractéristiques du massif d'ancrage. Dans ce dernier cas, le calcul se fait par l'estimation de la charge mobilisable par frottement, comme pour les micropieux (Bustamante & Doix, 1985).

I.4.3. Calcul tridimensionnel des palplanches

En dépit des progrès informatiques réalisés ces dernières années, le calcul tridimensionnel des ouvrages géotechniques est resté très limité en pratique. C'est le cas des ouvrages de soutènement où la dimension longitudinale est rarement intégrée dans le calcul. Généralement (toutes catégories d'écrans de soutènement confondues), l'analyse tridimensionnelle se fait pour des cas exceptionnels et particulièrement en zone urbaine, où la réalisation d'une excavation et les déplacements qu'elle induit peuvent avoir un impact sur les bâtiments existants. Dans ce contexte, (Chehade, et al., 2010) ont montré l'utilité d'un modèle 3D, surtout en présence de chargements ponctuels (semelles isolées) avoisinant un ouvrage de soutènement. Ce type d'analyse est également fréquent pour les excavations profondes nécessitant la réalisation de plusieurs niveaux de souterrains comme le soulignent (Popa, et al., 2009) avec deux phases de butons en phase provisoire, puis des appuis par planchers en phase définitive.

(Kort, 2002) a mené des comparaisons entre les modèles 2D et 3D pour un ouvrage qui a fait l'objet d'une instrumentation à Rotterdam (Kort & W Kelleners, 2000). Il a constaté que les modèles basés sur les contraintes planes (2D) avaient tendance à surestimer les moments

fléchissants et les déplacements. Ceci peut être lié à la non-prise en compte de certains éléments de l'ouvrage, notamment au niveau des rives.

La complexité des modèles numériques et leur lourdeur ont amené au développement d'approches simplificatrices comme celle proposée par (Finno, et al., 2007), dont l'étude paramétrique menée sur des ouvrages en 3D a permis de déterminer un paramètre de correction du déplacement au centre de l'ouvrage noté PSR « *Plane Strain Ratio* ». Cette méthode semi-empirique est basée sur les valeurs de déplacement obtenus suite à un calcul en section droite (2D) de l'ouvrage.

Dans le même contexte de simplification, (Bryson & Zapata-Medina, 2012) ont également proposé une méthode semi-empirique. Celle-ci permet d'évaluer la raideur du système en se basant sur une analyse tridimensionnelle et en intégrant les caractéristiques du sol et de l'ouvrage. Cette étude a traité plusieurs types de parois et a permis de déterminer un ratio de raideurs utilisé pour prédire le comportement de l'ouvrage.

I.4.4. L'Eurocode 7 et les méthodes de calcul des rideaux de palplanches

En France, le dimensionnement des rideaux de palplanches est basé sur la norme européenne appliquée pour les ouvrages géotechniques : l'Eurocode 7 (NF EN 1997-1, 2005) et son annexe nationale (NF P94-282, 2009). En consultant cette norme, on s'aperçoit d'une certaine hiérarchisation dans l'usage des méthodes de calcul des écrans de soutènement. En effet, le pré-dimensionnement est basé sur les méthodes MEL qui permettent l'évaluation de la fiche minimale et la pression des terres pour le cas des ouvrages simples (NF P94-282, 2009). La méthode MISS-CR est plutôt recommandée pour décrire le comportement de l'ouvrage et en particulier son déplacement. Enfin, la méthode MISS-EF (ou DF) n'est recommandée qu'en condition de projets complexes, à géométrie complexe, avec une interaction entre ouvrages, etc. Contrairement aux méthodes MEL et la méthode MISS-CR, on constate une certaine réticence de la norme (NF P94-282, 2009) à l'égard de MISS-EF. En effet, les recommandations faites vis-à-vis de son utilisation restent superficielles. Par exemple, on ne donne pas de consignes particulières sur l'usage des lois de comportement ni sur la manière de modéliser l'interface sol-écran.
Concernant la "dimension" du calcul devant être adoptée, le calcul se fait habituellement en section droite (2D) ; le recours à un calcul tridimensionnel n'est pas jugé utile dans la mesure où le sol est considéré homogène. A ce jour, plusieurs hypothèses restent du ressort du géotechnicien (la méthode de calcul, les lois de comportements ou de réaction,…).

I.4.5. Comparaison entre les méthodes de calcul des rideaux de palplanches

Deux types de comparaison entre les différentes méthodes de calcul de soutènement sont proposés ici. Une première comparaison focalise sur les aspects géomécaniques du système sol-soutènement. La seconde comparaison consiste à confronter ces méthodes au travers de critères relatifs à l'efficacité et l'efficience, l'objectif de cette partie étant de connaitre les avantages et inconvénients de chaque méthode et ensuite de les classer en fonction des besoins. Pour simplifier les notations, on regroupe la méthode MISS en représentation massif EF (éléments finis) et DF (différences finies) en MISS-EF.

I.4.5.1. Performance des méthodes de calcul selon des critères géomécaniques

Le passage du domaine physique au domaine numérique est source d'erreurs et d'incertitudes. Le choix de la méthode et des hypothèses faites en amont (les données d'entrée) revient au final au projeteur. Cela conduit à des performances (capacité à reproduire un comportement physique) et à des sensibilités différentes.

Du point de vue théorique, la comparaison entre les différentes méthodes de calcul de soutènement (Tableau I.9) selon un certain nombre de critères géomécaniques montre que la méthode MISS-EF est la plus apte à reproduire rigoureusement le comportement. Par exemple : le fait de modéliser le sol par des éléments massifs permet d'obtenir des résultats plus précis pour le comportement du sol et ses déformations (le tassement). Par ailleurs, la méthode MISS-CR est sans doute moins rigoureuse que la précédente méthode mais permet de faire un bon compromis entre précision (prise en compte de l'ISS) et temps de calcul (temps réduit). Enfin, la méthode MEL reste une approche très simplifiée qui permet de procéder au pré-dimensionnement (Vossoughi, 2001) en considérant que le comportement du sol se trouve systématiquement en phase plastique.

Tableau I.9. Comparaison des méthodes de calcul des palplanches selon des critères géomécaniques.

Critère	**MEL**	**MISS-CR**	**MISS-EF**
Dimension	2D	2D	2D et 3D
Modélisation du sol de l'ISS et de l'interface sol-écran	- Pas de modélisation du sol, recours directe aux poussée et butées limites. - Pas d'ISS. - Prise en compte de la rugosité de l'interface.	- Pas de modélisation du sol. - Modélisation simplifiée de l'ISS avec possibilité de lois de réaction différentes. - Prise en compte de la rugosité de l'écran (interface).	- Modélisation du sol rigoureuse avec possibilité de lois de comportement différentes. - Prise en compte de l'ISS. Modélisation de l'interface.
Modélisation de la palplanche	- Assimilé à une poutre. - Adapté aux écrans rigides.	- Poutre. - Ecran souple ou rigide.	- Poutre ou élément massif. Ecran souple ou rigide.
Modélisation des tirants et butons	- Appuis simple. - Un seul lit de tirant ou de buton possible.	- Ressort élastique. - Plusieurs lits de tirants ou de butons sont possibles.	- Elément barre avec condition aux limites au niveau du massif d'ancrage. - Plusieurs lits d'appuis sont possibles.
Prise en compte du phasage	- Pas adapté pour ce calcul.	Possibilité de l'intégrer.	- Possibilité de l'intégrer.
Résolution	- Calcul RDM pour problème élastique.	- Calcul non linéaire : - analytique par résolution d'équation différentielle, - numérique par résolution en EF, DF	- Calcul non linéaire en EF, DF.
Résultats	- Moment fléchissant. - Effort tranchant. - Réaction en appui.	- Moment fléchissant. - Effort tranchant. - Réaction en appui. - Déplacement de l'écran.	- Moment fléchissant. - Effort tranchant. - Réaction en appui. - Déplacement de l'écran. - Tassement en amont.

Il est parfois possible d'obtenir de meilleures performances en se basant sur une approche simplifiée comme la méthode CR par exemple. En effet, dans le cadre du concours organisé pour la prévision du comportement de la fouille de Rotterdam (Kort & W Kelleners, 2000), il a été constaté que les calculs par CR donnaient parfois des résultats plus concordants avec les mesures prises in-situ (e.g. le déplacement de l'ouvrage). Ceci peut s'expliquer en partie selon (Kort, 2002) par la difficulté liée à la détermination de certains paramètres non physiques des lois de comportement utilisées dans la méthode MISS-EF.

I.4.5.2. Efficacité et efficience des méthodes de calcul

Pour comparer ces différentes méthodes d'un point de vue opérationnel, on propose trois critères dont deux exprimant la rapidité et l'efficacité de la méthode analysée et un troisième exprimant son efficience. De nos jours, les notions d'efficacité et d'efficience sont des concepts appliqués dans plusieurs secteurs d'activité (sociologie, économie, médecine, gestion des risques, …). Cette impression d'équivalence entre les deux termes est parfois trompeuse. On peut définir l'efficacité ou l'efficience comme suit :

L'efficacité exprime la capacité d'une machine, d'un individu, ou d'une méthode à atteindre un objectif quels que soient les moyens déployés. En revanche, *l'efficience* est l'usage rationnel des moyens dont on dispose pour atteindre les objectifs fixés au préalable. En d'autres termes, il s'agit de la capacité d'atteindre les objectifs tout en minimisant les moyens engagés et le temps en réussissant ainsi leur optimisation (Lesdefinitions.fr, 2010).

L'évaluation que nous faisons des trois méthodes de calcul (MEL, MISS-CR et MISS-EF) est basée sur un système de notation sous forme de signe (+ à +++). Des appréciations sur six critères de comparaison sont élaborées dans le Tableau I.9. La somme finale de l'ensemble des notes obtenues sur ces critères permet de juger de l'efficacité de chaque méthode. Il résulte de cette comparaison que la méthode MISS-EF est logiquement la plus efficace, elle est suivie de MISS-CR puis de la méthode MEL.

Tableau I.10. Comparaison des méthodes de calcul des palplanches sur des critères d'efficacité.

Critère	MEL	MISS-CR	MISS-EF
Dimension de calcul	+	+	+++
Modélisation du sol, de l'ISS et de l'interface sol-écran	+	++	+++
Modélisation de la palplanche	+	+++	+++
Modélisation des tirants/butons	+	++	++
Prise en compte du phasage.	+	+++	+++
Résultats	+	++	+++
Total	6+	13+	17+

Pour ce qui est de l'évaluation de l'efficience de ces méthodes, on propose d'intégrer un critère supplémentaire lié à la satisfaction des résultats. Celui-ci permet de définir le seuil à partir duquel les résultats sont jugés satisfaisants. A ce premier critère s'ajoute l'estimation du temps de calcul ou des moyens déployés, le jugement se fait ensuite par minimisation (sur la base de la moins couteuse en temps de calcul ou en moyen déployé).

En imposant par exemple un seuil de satisfaction d'efficacité égale 10+ (Tableau I.10), les deux méthodes sont jugées efficaces avec une meilleure appréciation pour MISS-EF. Par ailleurs, à cause des exigences de MISS-EF en temps de calcul contrairement à MISS-CR, on peut dire alors que MISS-CR est plus efficiente. Cette analyse peut être illustrée à travers la Figure I.19.

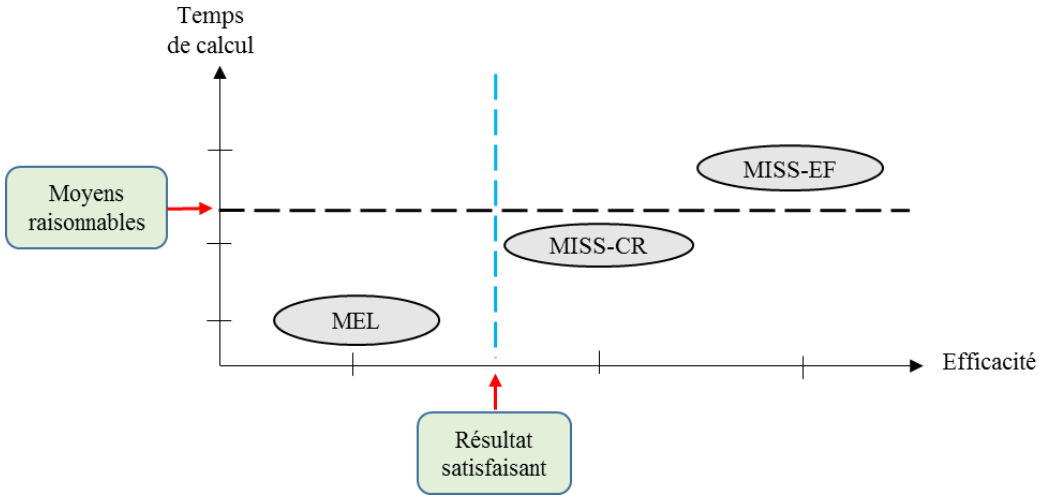


Figure I.19. Comparaison entre les méthodes de calcul des écrans de soutènement en termes d'efficacité et d'efficience.

I.5. Prise en compte des incertitudes géotechniques

Parmi les deux principaux types d'incertitude géotechnique (aléatoire et épistémique), il est souvent dit que la variabilité aléatoire est la source la plus importante d'incertitude (Li, et al., 2015). Son impact est souvent mis en avant dans les travaux de recherche abordant l'incertitude géotechnique comme (Popescu, et al., 2008; Ahmed & Soubra, 2012). Du point de vue géologique, cette variabilité s'explique par les différentes phases que connait un sol au cours de sa constitution. En effet, un sol est soumis à des conditions météorologiques, hydrauliques et mécaniques différentes pouvant varier d'un point à un autre. L'observation d'un sol sur les différentes échelles possibles peut confirmer d'ailleurs cette variabilité mais avec des appréciations différentes. En effet, l'échantillon d'un sol est considéré comme étant homogène

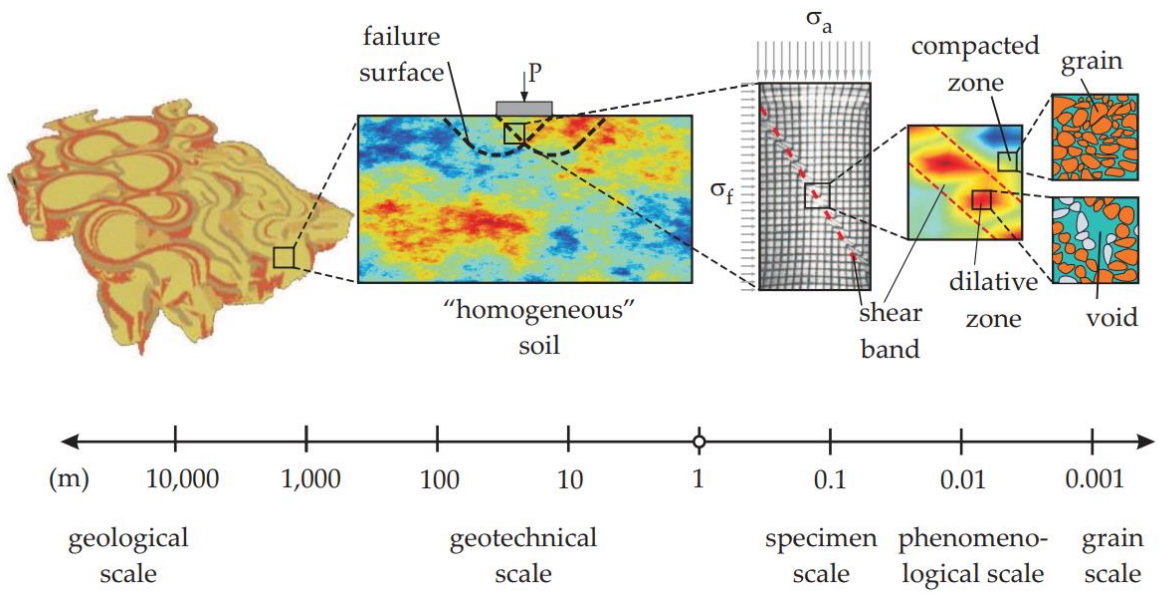


Figure I.20. Les différentes échelles d'observation de la variabilité du sol (Huber, 2013).

par rapport à l'échelle géotechnique qui est plus grande (Figure I.20) alors que l'échantillon peut être considéré localement hétérogène.

Dans la pratique géotechnique, la variabilité du sol n'est intégrée que partiellement à travers des coefficients partiels de sécurité. La plupart des travaux de recherche recommandent de mener des analyses probabilistes comme (Elkateb, et al., 2003), cela nécessite de décrire les grandeurs physiques (c, φ, E,…) sous la forme de données statistiques : moyenne, coefficient de variation (COV) et longueur de corrélation. Ces dernières années, une démarche de ce type a été appliquée sur plusieurs types d'ouvrages géotechniques (talus, semelles filantes, radiers, conduites, …) en traitant la question de manières différentes.

I.5.1. Méthodes de propagation de l'incertitude géotechnique

L'analyse du risque des ouvrages géotechniques nécessite de prendre en considération les différents sources d'incertitudes, particulièrement celles liées aux caractéristiques du sol. Il existe plusieurs types de méthodes non déterministes permettant d'intégrer ces incertitudes de manière différente. L'arborescence présentée dans la Figure I.21 n'en résume que les méthodes d'origine probabiliste et qui restent les plus courantes d'utilisation. On peut les classer en deux catégories : les méthodes probabilistes et les approches semi-probabilistes (normatives).

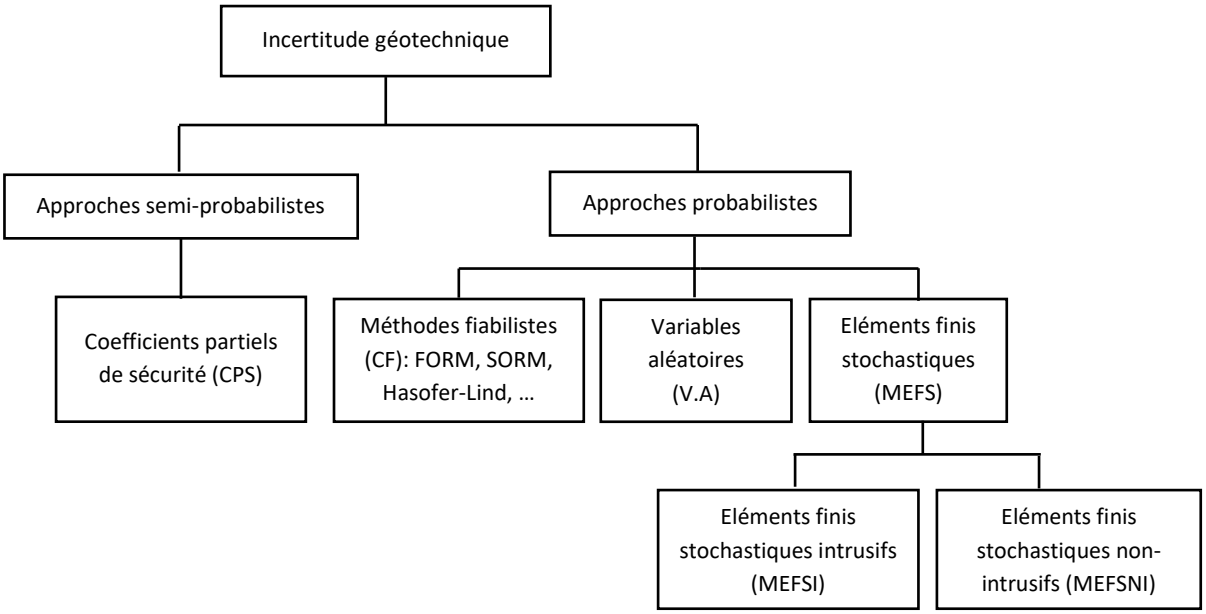


Figure I.21. Classification des méthodes de propagation d'incertitude géotechnique.

I.5.1.1. Approche semi-probabiliste (normative)

Comme pour tout ouvrage de génie civil, le dimensionnement normatif d'une palplanche nécessite l'emploi de coefficients partiels de sécurité (CPS) pour couvrir les incertitudes, essentiellement liées à l'incertitude géotechnique (aléatoire et épistémique). Pour le dimensionnement de ce type d'ouvrage, la norme (NF EN 1997-1, 2005) prévoit plusieurs vérifications d'états limites. Ces vérifications sont organisées selon trois approches de dimensionnement (nommées AD) : AD1, AD2 et AD3. La différence entre ces approches réside dans l'utilisation des CPS qui peut se faire en amont (avant le calcul déterministe pour décrire

les données d'entrées) ou en aval (pour corriger les sorties). L'annexe nationale (NF P94-282, 2009) destinée au dimensionnement des écrans soutènements en France n'autorise que les deux dernières approches 2 et 3 (AD2 et AD3). En effet, des constats fréquents sur l'usage des deux combinaisons intégrées dans l'AD1 (AD1.1 et AD1.2) conduisent soit à un sous-dimensionnement (c'est le cas de l'approche AD1.1) ou à des résultats identiques à l'AD3 (Orr, 2005; Wang, 2013).

Le calibrage des coefficients partiels de sécurité trouve son origine dans les méthodes d'estimation de la fiabilité, ce calcul se fait selon des méthodes de niveau différent (NF EN 1990, 2003) (Figure I.22). Une description synthétique est donnée dans le Tableau I.11 de ces différentes méthodes.

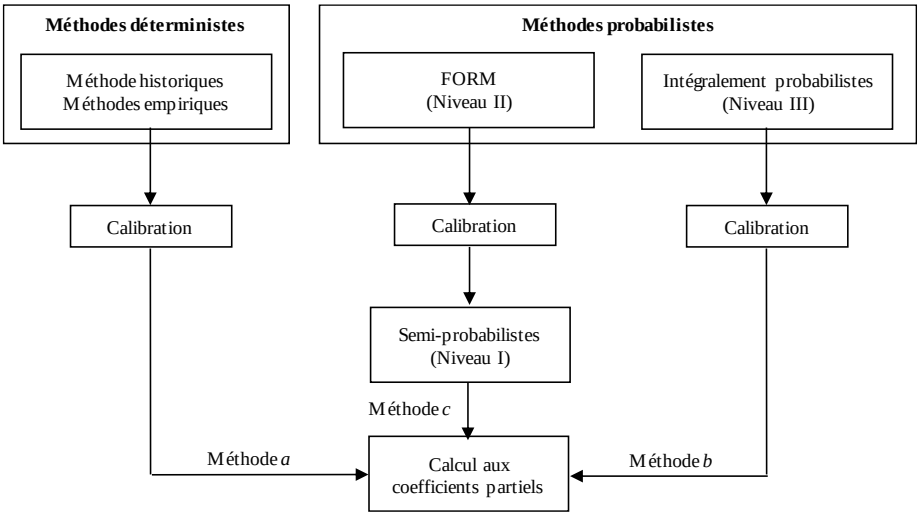


Figure I.22. Survol des méthodes de fiabilité selon (NF EN 1990, 2003).

Tableau I.11. Description des méthodes de calcul par fiabilité.

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 autre niveau, supérieur (Niveau IV), couplant les méthodes fiabilistes avec la théorie de la décision (Nguyen, 2007) mais non intégré dans l'Eurocode.

I.5.1.2. Approches probabilistes

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 donc soit 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, soit de manière fiabiliste, sous forme de probabilité de défaillance ou d'indice de fiabilité. Dans ce cas, il est d'abord 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 du système.

Dans ce qui va suivre, des descriptions sont données sur les principales méthodes probabilistes résumées en Figure I.21.

- *Variabilité aléatoire (VA)* : cette catégorie fait appel à des méthodes de tirage aléatoire comme Monte Carlo (MC), hypercube latin (LHS),… Dans ce cas, le nombre de simulations à réaliser dépend de la méthode de tirage employée. Le principe de base de la V.A consiste à propager une valeur issue d'un tirage aléatoire (une génération) sur un domaine fini par exemple sur une couche de sol. Cette couche sera « homogène » sur une simulation avec des propriétés identiques de la valeur générée. Ceci se traduit par une parfaite corrélation entre deux points distincts de ce domaine et donc par une absence de variabilité spatiale. Malgré le manque de conformité par rapport au caractère spatial de la variabilité géotechnique habituellement observée, elle reste néanmoins couramment utilisée (Baecher & Christian, 2005) pour des raisons de simplicité et de rapidité d'implémentation.
- *Méthode des éléments finis stochastiques intrusifs (MEFSI)*: cette méthode est relativement récente, elle a été développée principalement par (Ghanem & Spanos, 1991). Elle nécessite d'apporter des modifications dans le code éléments finis pour intégrer l'effet de l'incertitude géotechnique. L'approche en question est jugée fastidieuse puisqu'elle reste difficilement applicable pour les problèmes non linéaires (Nguyen, 2007). A ce jour, son application pour les ouvrages géotechniques n'est pas très répandue et ne concerne que quelques ouvrages géotechniques principalement les fondations superficielles e.g. (Griffiths & Fenton, 2009; Sudret, 2007).
- *Méthode des éléments finis stochastiques non intrusifs (MEFSNI)* : cette méthode est appelée "*Random Finite Element Method*". Elle a été généralisée ces dernières années pour plusieurs ouvrages géotechniques :capacité portante, (Fenton & Griffiths, 2003), la tenue des talus (Griffiths, et al., 2011), … Elle s'appuie sur les simulations de Monte-Carlo, où pour chaque simulation un champ aléatoire est généré pour décrire un paramètre physique qui est ensuite projeté sur le modèle éléments finis correspondant au maillage. Avec cette projection, la matrice de rigidité $K(\omega)$ est totalement différente de la matrice de rigidité d'un calcul déterministe à cause de l'introduction de l'aléa [I.25].

$$K(\omega)q(\omega) = P(\omega) \quad \text{avec } \omega \in \Omega \qquad [I.25]$$

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.

- *Calcul fiabiliste (CF)*: l'objectif de cette approche est de faire de la conception basée sur la fiabilité en en employant des méthodes comme FORM (*First Order Reliability Method*), SORM (*Second Order Reliability Method*), PEM (*Point Estimate Method*),… couplées à des méthodes d'équilibre limite (Low, 2005). Il est également envisageable d'appliquer cette approche sur une méthode de calcul numérique (MISS-EF ou MISS-CR) comme (Schweckendiek, et al., 2007; Schweiger, et al., 2001). L'avantage du calcul par les méthodes de fiabilité se résume dans la réduction du nombre d'itérations (et non simulations) par rapport à d'autres méthodes plus robustes comme les simulations de Monte-Carlo (SMC). Par ailleurs, le fait d'utiliser ces méthodes ne permet pas d'intégrer rigoureusement la variabilité spatiale du sol dans l'étude.

Les premiers modèles de calcul probabilistes destinés au calcul des ouvrages de soutènement associaient d'une part, des méthodes analytiques de type équilibre limite (MEL) basées sur un calcul de poussée et de butée, et d'autre part, les méthodes probabilistes ou fiabilistes pour l'estimation de la probabilité de défaillance et/ou l'indice de fiabilité. Les progrès informatiques enregistrés ces dernières années ont permis l'émergence d'approches plus rigoureuses, en apportant plus de précision sur le comportement de l'ouvrage et de son interaction avec le sol (ISS) à travers des méthodes plus représentatives en EF, DF ou CR (les méthodes numériques MISS). Dans les sections suivantes, un bref état de l'art est fait concernant les travaux de recherche ayant abordé les écrans de soutènement ou les palplanches en particulier par les approches MISS.

I.5.1.2.1. Calcul probabiliste d'écrans de soutènement à partir d'expressions analytiques

Il s'agit de l'application d'une démarche probabiliste/fiabiliste sur une méthode analytique comme la MEL. Plusieurs travaux peuvent être cités à l'exemple de (Basma, 1990), qui propose une approche probabiliste pour le dimensionnement des palplanches en se basant sur la RBD (*Reliability Based Design*). On retrouve également des travaux ayant intégré l'effet de la variabilité spatiale verticale de manière simplifiée à travers la réduction de variance (Cherubini, et al., 1992; Cherubini, 2000). Cette approche a pour objectif d'apporter une modification à la variance (donc du coefficient de variation) du paramètre concerné en associant les longueurs de corrélation à l'exemple de (Vanmarcke, 1983) mais sans passer par la génération de champs aléatoires.

Les travaux menés par (Basha & Babu, 2008) dans le cadre de la RBDO «*Reliability Based Design Optimization*» en utilisant la méthode FORM ont consisté à fixer une fiabilité cible pour un état limite donné pour ensuite obtenir une dimension optimale de l'ouvrage. On a observé dans cette étude l'influence considérable de l'angle de frottement (moyenne et écart type) sur la dimension de fiche.

Dans ce même contexte de dimensionnement par la fiabilité (RBD), les travaux menés par (Phoon, et al., 2009) ont montré l'effet de l'incertitude géotechnique sur le facteur partiel de sécurité comparativement à ce qui est prévu par la norme américaine (US Army Corps of Engineers, 1996) pris forfaitairement égal à 1,5. Par ailleurs, (Low & Phoon, 2015) ont abordé la question de complémentarité de la RBD avec la norme européenne en vigueur (NF EN 1997-1, 2005). Cette étude a permis de souligner la difficulté ou l'incapacité de la norme actuelle à prendre en considération certains aspects du calcul probabiliste comme la corrélation entre paramètres, la variabilité spatiale,… (Wu, et al., 2011) ont abordé quant à eux l'effet de

l'incertitude géotechnique sur le coefficient de sécurité relatif à la stabilité d'ensemble d'un écran de soutènement. Les auteurs ont eu recours à la réduction de variance pour décrire la variabilité spatiale du sol à travers les relations de (Vanmarcke, 1983). Les résultats qu'ils obtiennent mènent à dire que le fait de réduire la variance avait tendance à réduire le risque d'instabilité d'ensemble et par conséquent, ne pas l'intégrer était conservateur.

En dépit du manque de précision à travers la non prise en compte de l'ISS, contrairement à la seconde catégorie de méthodes (voir section suivante), l'approche probabiliste par expressions analytiques est assez souvent privilégiée pour des raisons de simplicité et surtout de temps de calcul.

I.5.1.2.2. Calcul probabiliste des palplanches associé aux méthodes numériques

Pour ce qui est du couplage des méthodes probabilistes/fiabilistes aux méthodes numériques, les travaux de (Schweiger, et al., 2001) figurent parmi les premiers à avoir abordé la question pour les rideaux de palplanches. Cette étude s'est basée d'une part, sur l'utilisation du logiciel (PLAXIS, 2016) appartenant à la famille des MISS-EF, d'autre part en utilisant la méthode PEM (*Point Estimate Method*) pour la partie relative au calcul fiabiliste. Les résultats obtenus montrent l'effet de l'incertitude géotechnique sur l'augmentation du déplacement de l'ouvrage en lien sans doute avec l'augmentation de la pression des terres appliquée sur l'ouvrage.

(Schweckendiek, 2006) a abordé le problème de manière très intéressante en intégrant plusieurs états limites dans le calcul de fiabilité (méthode FORM). Cette étude a été réalisée en associant au logiciel (PLAXIS, 2016) un outil complémentaire appelé ProBox utilisé pour les calculs de fiabilité. Le sol est modélisé par la loi de comportement Mohr-Coulomb, il est donc caractérisé par des propriétés relatives à sa raideur (E et υ) et à sa résistance (φ et c). Les résultats obtenus conduisent à dire que l'influence de l'incertitude des paramètres géotechniques dépendrait du mode de comportement du sol avoisinant la structure (c.-à-d. élastique ou plastique). Par exemple, pour le cas traité par (Schweckendiek, et al., 2007) où le sol était argileux, ce sont plutôt les paramètres de rigidité du sol qui influent le plus sur l'indice de fiabilité décrivant le comportement de l'ouvrage. Dans une démarche similaire, (Wolters, 2012) a associé (PLAXIS, 2016) à un autre outil calcul probabiliste appelé Prob2B. L'objet de cette étude était de ré-estimer les différents coefficients partiels de sécurité employés par les normes néerlandaises pour le dimensionnement des quais qui se fait par (NEN 6740, 2012) et (CUR 211). L'auteur recommande alors d'adapter les coefficients partiels de sécurité selon les modes de défaillance étudiés. Dans cette étude, (Wolters, 2012) s'est intéressé à l'effet de la variabilité spatiale du sol en l'intégrant de manière simplifiée à travers la réduction de la variance. Les résultats obtenus montrent que la prise en compte de cette variabilité spatiale avait tendance à réduire l'incertitude des paramètres géotechniques à travers leurs coefficients de variation (COV), et conduit donc à la réduction des coefficients partiels de sécurité.

La prise en compte de l'incertitude géotechnique est manifestement importante dans l'analyse d'une excavation (prise en compte du phasage des travaux) surtout en milieu urbain comme le montrent les travaux menés par (Kyung Park, et al., 2007). L'ouvrage traité dans son étude est relativement complexe puisqu'il intègre plusieurs lits de butons en présence de structures voisines. Cette étude basée sur les méthodes FORM et SORM, a permis d'examiner le comportement de l'ouvrage et de son environnement en exprimant les résultats en termes de

fiabilité pour différents modes de défaillance (stabilité globale, déplacement latéral et tassement différentiel des structures voisines) ainsi que pour le système dans son ensemble.

Dans le même contexte de prise en compte des phases de travaux, (Papaioannou & Straub, 2012) ont proposé une démarche bayésienne reposant sur l'actualisation des données du modèle par des données issues de mesures, le principe consistant à alimenter le modèle au fur et à mesure de l'avancement des travaux. Notons que dans le cadre de cette étude, l'incertitude géotechnique a été modélisée par des champs aléatoires.

L'état de l'art réalisé montre que la plupart des travaux de recherche abordés jusqu'ici se focalisent essentiellement sur des modèles bidimensionnels et n'intègrent que rarement la variabilité du sol par des champs aléatoires. En effet, le choix est porté assez souvent sur des méthodes fiabilistes sans prise en compte de la variabilité spatiale du sol, ou sur un calcul simplifié par réduction de de variance. Ces pratiques conduisent à surestimer ou à sous-estimer l'incertitude géotechnique.

A travers cet état de l'art, on peut constater un besoin relatif au couplage entre les méthodes numériques MISS et les méthodes probabilistes intégrant la variabilité spatiale du sol. Celui-ci peut s'expliquer principalement par :

- *Le manque ou l'absence de données ;* puisque la maîtrise des grandeurs géostatistiques comme les longueurs de corrélation décrivant les paramètres du sol est difficilement accessible.
- *Le manque de moyens* ; du fait que les outils de calcul commercialisés ne sont pas prévus pour intégrer la variabilité spatiale, mais aussi du fait que ce type de démarche nécessite parfois des ressources informatiques importantes.

A notre connaissance, la prise en compte de la dimension longitudinale d'un rideau de palplanches (modèle 3D) dans une démarche probabiliste n'a jamais été faite. La seule manière de prendre en compte ces conditions est faite de manière empirique. (Park, 2011) s'est intéressé à la question. Pour des raisons de complexité et de lourdeur des modèles EF, il a opté pour une approche simplifiée ne donnant accès qu'au comportement global à travers son déplacement maximal.

I.5.1.3. Comparaison entre les méthodes de propagation d'incertitudes géotechniques

La comparaison entre les différentes méthodes résumées dans la Figure I.21 et décrites dans §I.5.1.1 et le §I.5.1.2 peut se faire sur trois principaux critères comme le montre le Tableau I.12. Un système de notation basé sur l'attribution de « + » est choisi en passant de + à +++ pour la moins bonne à la meilleure note. Comme toute analyse de ce type, la notation peut parfois être subjective. Pour ce faire, on se base ici à la fois sur l'état de l'art et les connaissances cumulées en la matière. L'objectif de ce tableau vise à orienter la stratégie à développer dans le cadre de cette thèse.

Tableau I.12. Comparaison entre les méthodes de prise en compte de l'incertitude.

N°	Critère	CPS	CF	VA	MEFSI	MEFSNI
1	Précision et représentativité	+	++	++	+++	+++
2	Le minimum de simulation/itération	+++	+++	+	++	+
3	Facilité d'implémentation	+++	++	+++	+	++
	Total	7+	7+	6+	6+	6+

où :
CPS : coefficient partiel de sécurité,
CF : calcul fiabiliste,
VA : variabilité aléatoire,
MEFSI : méthode d'éléments finis stochastiques intrusifs,
MEFSNI : méthode d'éléments finis stochastiques non intrusifs.

En comparant ces différentes méthodes probabilistes on s'aperçoit que la note globale sur les trois critères est quasiment la même, aux alentours de 6+ ou 7+. Les notations individuelles quant à elles varient d'une méthode à une autre. En ne considérant que le critère 1 (la précision et la représentativité) comme critère principal de comparaison, on retient l'avantage des méthodes MEFSI et MEFSNI par rapport aux autres méthodes. Peu de comparaisons existent dans la littérature entre ces deux méthodes. Un cas d'application a été étudié par (Griffiths & Fenton, 2009) pour le cas de semelles isolées qui montre que MEFSI a tendance parfois à sous-estimer la probabilité de défaillance par rapport à la méthode MEFSNI.

I.5.2. Description statistique des incertitudes géotechniques

I.5.2.1. Fonction de densité de probabilité (FDP)

Pour exprimer les données statistiques d'un sol, on fait appel aux distributions probabilistes (de type loi normale, lognormale, bêta, gamma, …). Le choix de la distribution dépend de la nature des données d'entrée, de l'information disponible et des exigences de l'application probabiliste utilisée par la suite. D'autres paramètres peuvent intervenir comme les propriétés du sol et/ou du site (Nobahar, 2003). Un mauvais choix de la FDP peut conduire à des résultats erronés ou différents comme le montre (Ahmed, 2012). En réalité, la plupart des paramètres physiques (vent, séisme, caractéristiques géotechniques,…) sont décrits par des valeurs positives. En termes de FDP, cela est assuré par les distributions non-gaussiennes (lognormale [I.27], bêta ou gamma,…) (Stefanou, 2009) avec une préférence pour la loi bêta qui garantit en plus un bornage entre deux limites physiques (Popescu, et al., 2008). En pratique, un passage par la distribution gaussienne [I.26] est parfois nécessaire pour faciliter les calculs. L'avantage lié à l'usage d'une distribution gaussienne se manifeste par le fait que les deux premiers moments (moyenne μ et la variance) suffisent à la caractériser, contrairement aux distributions non gaussiennes où ce n'est pas toujours le cas (des moments statistiques d'ordres supérieurs sont parfois nécessaires).

$$f_x(x) = \frac{1}{\sigma_x\sqrt{2\pi}} exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu_x}{\sigma_x}\right)^2\right] \text{ pour } -\infty < x < +\infty \qquad [I.26]$$

où : x , μ_x, σ_x représente respectivement la variable aléatoire qui suit une loi normale, sa moyenne et son écart type.

$$f_x(x) = \frac{1}{\sigma_{ln\,x}\sqrt{2\pi}} exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu_{lnx}}{\sigma_{lnx}}\right)^2\right] \text{ pour } -\infty < x < +\infty \quad [I.27]$$

où :

x représente la variable aléatoire qui suit une loi lognormale,

μ_{lnx}, σ_{lnx} représente la moyenne et l'écart type pour une distribution lognormale respectivement ([I.28] et [I.29]), avec :

$$\sigma_{ln\,x} = \sqrt{\ln\left(1 + \frac{\sigma_x}{\mu_x}\right)} \quad [I.28]$$

$$\mu_{lnx} = ln\mu_x - \frac{1}{2}\sigma_{lnx}^2 \quad [I.29]$$

Il existe un cas particulier de la loi normale souvent utilisé en calcul probabiliste, il s'agit de la loi standard appelée aussi la loi normale centrée réduite pour laquelle μ_x,=0 et σ_x=1. Notons que ce type de distribution est souvent utilisé par les méthodes de génération de champs aléatoires en procédant d'abord à la génération dans l'espace normé puis en faisant une transformation isoprobabiliste vers l'espace physique à travers des méthodes dédiées. Cette transformation se fait notamment par la méthode de (Nataf, 1962) qui reste la moins exigeante en termes de données d'entrées, elle se résume à :

$$y_i = \mathrm{F}_{x_i}^{-1}[\Phi(x_i)], \quad i = 1, \dots, n \quad [I.30]$$

où :

y_i est une variable aléatoire appartenant à un vecteur Y de variables aléatoires dans l'espace normé, x_i représente la variable aléatoire transformée vers l'espace physique appartenant au vecteur X.

$\Phi(.)$ représente la fonction de répartition de la loi normale centrée réduite et F_{x_i} représente la fonction de réparation de de la variable x_i. Enfin, l'exposant ($^{-1}$) représente la fonction inverse.

Il est également possible de faire le chemin inverse en passant de l'espace physique vers l'espace standardisé par l'équation :

$$x_i = \Phi^{-1}\left[F_{x_i}(y_i)\right], \quad i = 1, \dots, n \quad [I.31]$$

I.5.2.2. Coefficient de variation (COV)

Ce paramètre statistique caractérise la dispersion d'une variable autour d'une moyenne (rapport de la variance sur la moyenne), plus sa valeur augmente plus la variabilité augmente. Son impact est souvent considérable sur le comportement de l'ouvrage. En effet, ceci peut se manifester par l'augmentation des sollicitations ou des déplacements relatifs comme c'est le cas des fondations (Ahmed, 2012).

Plusieurs travaux de recherches ont été menés pour définir les intervalles de coefficients de variation décrivant les caractéristiques d'un sol : e.g. (Phoon & Kulhawy, 1999; Cherubini, 2000; Baker & E., 2006) que l'on résume dans le Tableau I.13. Les constats établis par ces auteurs mènent à dire que le COV d'un paramètre géotechnique dépend de deux principaux paramètres :

- son état hydrique (présence ou absence de l'eau dans le sol),

- la nature du sol (sableux ou argileux).

Tableau I.13. Coefficients de variation décrivant la variabilité inhérente du sol.

Référence	c [%]	c' [%]	c_u [%]	φ [%]	φ' [%]	γ' [%]	γ [%]	E_s [%]
(Baker & E., 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, 1997)	30-50			5-15		0-10		20-70

où :
c, c' et c_u représentent la cohésion d'un sol sec, sol drainé et d'un sol non drainé respectivement,
γ et γ' représentent le poids volumique du sol sec et d'un sol déjaugé respectivement,
φ et φ' représentent l'angle de frottement d'un sol sec et d'un déjaugé respectivement, ce paramètre est aussi exprimé parfois par tan φ,
E_S représente le module de Young du sol.

Il existerait même une certaine relation entre le COV et la valeur moyenne des paramètres. Ceci consiste à dire que pour un même sol (*e.g.* sol sableux) situé sur deux sites différents avec deux moyennes différentes conduit souvent à des COV différents (Cherubini, 2000), ceci explique d'ailleurs les différences observées sur un COV proposé d'un auteur à un autre. Une approche simplifiée a été proposée par (Schneider, 1997) dans le but d'uniformiser les COV pour une éventuelle intégration dans la norme (NF EN 1997-1, 2005). Cette uniformisation regroupe toutes les conditions hydrogéologiques dans un seul intervalle.

I.5.2.3. Corrélation entre deux variables aléatoires

La corrélation entre paramètres est aussi connue sous le nom de corrélation croisée. Elle permet de décrire la dépendance linéaire entre deux paramètres aléatoires. Ses valeurs sont bornées sur [-1, 1] et elle se mesure statistiquement selon l'expression :

$$\rho_{xy} = \frac{Cov(x,y)}{\sqrt{Var(x)Var(y)}} = \frac{E[(x-\mu_x)(y-\mu_y)]}{\sqrt{E[(x-\mu_x)^2]E\left[(y-\mu_y)^2\right]}} \qquad [I.32]$$

Avec :
x, y : deux variables aléatoires,
ρ_{xy} : coefficient de corrélation,
$Cov(.,.)$: covariance entre deux variables,
μ_x, μ_y : moyennes des variables x et y respectivement,
$Var(.)$: opérateur variance.

Pour mieux comprendre la signification physique de cette corrélation, prenons trois situations de corrélation différentes entre deux variables aléatoires X_1 et X_2 : une corrélation négative, une corrélation nulle (absence de corrélation) et une corrélation positive Figure I.23.

Il en résulte à partir de la Figure I.23 qu'en cas de :

- *Corrélation négative* : pour une valeur forte de X_1 issue d'un tirage aléatoire lui est associée une valeur faible de X_2 et vice-versa.

- *Corrélation nulle* : ou absence de corrélation, toute les éventualités sont possibles.
- *Corrélation positive* : pour une valeur forte de X_1 issue d'un tirage aléatoire lui est associée une valeur forte de X_2 et vice-versa.

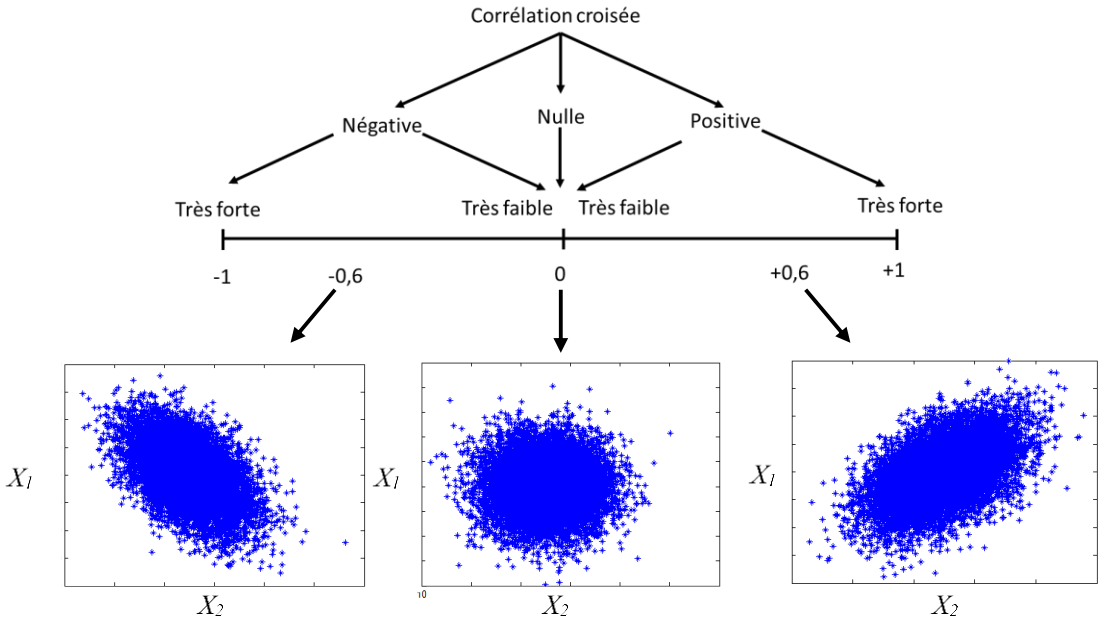


Figure I.23. Influence de la corrélation croisée, cas de deux variables aléatoires.

Le fait de travailler avec des variables centrées réduites et de procéder ensuite à des transformations comme celle de (Nataf, 1962) nécessite alors d'apporter une correction par un facteur *f* (transformations non linéaires). Cette correction concerne le coefficient de corrélation initial $\rho_{0,xy}$ devant décrire les variables sur l'espace gaussien [I.33].

$$\rho_{0,xy} = f\rho_{xy} \qquad [I.33]$$

Ce paramètre *f* n'a pas de valeur fixe, il dépend en fait de la nature des FDP utilisées pour décrire les deux paramètres aléatoires (Der Kiureghian & Liu, 1986). Par exemple pour deux variables *x* et *y* de FDP log-normales, il convient d'utiliser l'équation :

$$f = \frac{\ln(1 + \rho_{xy} COV_x\, COV_y)}{\rho_{xy}\sqrt{\ln(1 + COV_x^2)\ln(1 + COV_y^2)}} \qquad [I.34]$$

Dans la pratique géotechnique, la corrélation la plus connue est celle qui existe entre la cohésion du sol et l'angle de frottement ($\rho_{c\text{-}\varphi}$). Elle dépend des propriétés du sol et de la nature des essais menés. On considère souvent qu'elle est plutôt négative, par exemple (Cherubini, 2000) propose un intervalle variant entre [-0,24, -0,70]. Le rôle de cette corrélation est très important particulièrement pour la détermination de la capacité portante des sols. Les travaux ayant intégré cette corrélation montrent que l'augmentation de la corrélation négative entre deux paramètres a tendance à faire diminuer la probabilité de défaillance (Piegay, 2015). Certains auteurs élargissent le domaine d'étude sur des valeurs de $\rho_{c\text{-}\varphi}$ positive, par exemple (Fenton & Griffiths, 2003; Javankhoshdel & Bathurst, 2015). Ceci conduit souvent à des cas plus défavorables et augmente donc la vulnérabilité des ouvrages vis-à-vis des défaillances.

A ce jour il existe peu de travaux ayant abordé d'autre types de corrélation comme par exemple entre le module de Young du sol E_S et le coefficient de Poisson ν (Ahmed, 2012). Ceci peut s'expliquer très probablement par la faible influence exercée par le coefficient de Poisson sur ce type de calcul. De même pour la corrélation entre l'angle de frottement φ et le poids volumique du sol (Low & Phoon, 2015). S'agissant des éventuelles corrélations entre φ et E_S (module du sol) ($\rho_{\varphi\text{-}Es}$), ou de celle entre E_S et c ($\rho_{Es\text{-}c}$), on ne trouve aucune référence ayant fourni ces corrélations dans un contexte probabiliste.

I.5.2.4. La corrélation spatiale du sol

Les observations faites en géostatistique conduisent à dire que la variabilité dite aléatoire (naturelle) des caractéristiques du sol n'est pas anarchique, elle est plutôt graduelle d'un point à un autre (Elkateb, et al., 2003). Il existe plusieurs méthodes pour quantifier cette dépendance spatiale des propriétés du sol. On présente ici deux méthodes (pari d'autres) :

- celle basée sur le variogramme,
- celle basée sur la fonction de covariance qui a une relation avec la fonction d'autocorrélation (Baecher & Christian, 2005).

I.5.2.4.1. Variogramme

Il est défini théoriquement par l'équation [I.35], il est décomposé en deux parties : une partie ascendante souvent parabolique et une partie sous forme de plateau (pour les données stationnaires) Figure I.24. Sur ce graphe, la distance séparant le premier point du plateau et l'axe des ordonnées correspond à la longueur de corrélation (longueur d'influence).

$$\gamma(h) = 0{,}5(Var[Z(u(x+h)) - Z(u(x))]) \qquad [I.35]$$

Où :
x : coordonnée d'un point sur un axe donné,
h : distance séparant deux points de l'espace sur un même axe, alors que h_l (Figure I.24) correspond à la zone d'influence ou la portée c.-à-d. la distance maximale sur laquelle une corrélation spatiale pourrait exister,
$Var[.]$: l'opérateur de variance,
$Z(u(x))$ et $Z(u(x+h))$: représentent respectivement les valeurs aléatoires à la position x et à $x+h$,
$\gamma(h)$: représente le résultat du variogramme entre deux valeurs aléatoires distancées de h,

Dans certaines conditions statistiques (distribution des données stationnaires au moins de second ordre) le variogramme et la fonction de covariance sont en fait corrélées entre elles à travers la variance σ^2 équation [I.37] (Elkateb, et al., 2003).

$$\begin{aligned}\gamma(h) = 0{,}5(&Var[Z(u(x+h))] + Var[Z(u(x))] \\ &- 2Cov[Z(u(x+h)), Z(u(x))])\end{aligned} \qquad [I.36]$$

$$\gamma(h) = \sigma^2 - C(h) \qquad [I.37]$$

Où :
$C(h)$: covariogramme,
$Cov[.]$: covariance des valeurs aléatoires,

σ^2 : variance entre ces deux points.

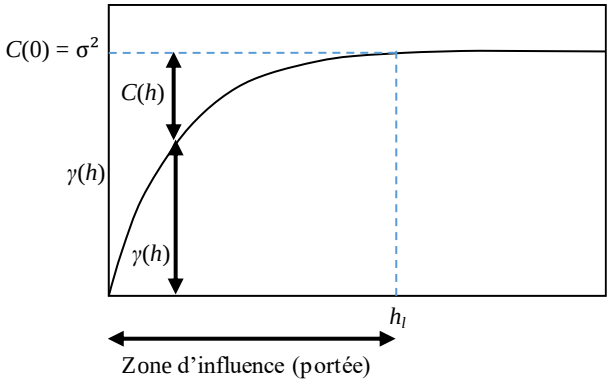


Figure I.24. Propriétés d'un variogramme.

En présence de données expérimentales (issues d'un site), ou de données synthétiques (issues de génération de champs aléatoires par exemple), il est également possible de définir le variogramme empirique (appelé aussi expérimental). Celui-ci est très utile en géostatistique puisqu'il permet d'analyser l'allure de la structuration spatiale et la portée. Il est exprimé par l'équation [I.38].

$$\gamma(h) = \frac{1}{2N(h)} \sum_{1}^{N(h)} \left[Z\big(u(x)\big) - Z(u(x+h))\right]^2 \qquad \text{[I.38]}$$

où :

$N(h)$: correspond au nombre de paires de points possibles dont l'écart est de h.

I.5.2.4.2. Fonction d'autocorrélation ρ

Généralement, les études géotechniques intégrant la variabilité spatiale dans le modèle de calcul ont recours à la fonction d'autocorrélation. Celle-ci est basée sur le même principe existant entre le coefficient de corrélation et la covariance de deux variables aléatoires décrivant deux paramètres différents à savoir [I.32] (Baecher & Christian, 2005), en remplaçant les deux variables aléatoires par deux points de l'espace distancés de τ, ce qui donne :

$$\rho(\tau) = \frac{Cov\big(u(x),\ u(x+\tau)\big)}{\sqrt{Var\big(u(x)\big)Var\big(u(x+\tau)\big)}} \qquad \text{[I.39]}$$

En condition de stationnarité, la variance correspondant à deux points appartenant au même champ aléatoire est la même ($Var(u(x)) = Var(u(x + \tau))$ (Fenton & Griffiths, 2008). On peut donc réécrire l'équation [I.39] sous la forme [I.40]. En littérature, il existe plusieurs expressions mathématiques pouvant être utilisées pour décrire cette corrélation spatiale, le Tableau I.14 résume les plus courantes.

$$\rho(\tau) = \frac{E[u(x)u(x+\tau)]}{Var\big(u(x)\big)} \qquad \text{[I.40]}$$

Le choix d'une fonction au lieu d'une autre peut avoir un effet sur la forme (lisse ou chaotique) du champ aléatoire mais aussi dans certains cas, sur les résultats du calcul probabiliste notamment la probabilité de défaillance (Elkateb, et al., 2003). Notons que le choix se porte

souvent pour les fonctions exponentielles comme le montre la base de données de (Huber, 2013).

Tableau I.14. Quelques 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	$\exp\left(-\frac{1}{\delta_{v,h}}\tau_{v,h}\right)cos\left(\frac{1}{\delta_{v,h}}\tau_{v,h}\right)$	$\exp\left[-\left(\frac{\tau_v}{\delta_v}+\frac{\tau_v}{\delta_h}\right)\right]cos\left(\frac{\tau_v}{\delta_v}\right)cos\left(\frac{\tau_h}{\delta_h}\right)$

où :
$\delta_{v,h}$: longueur de corrélation selon la direction considérée en 1D verticale ou horizontale,
δ_v et δ_h: représentent les longueurs de corrélation verticale et horizontale respectivement,
τ_v et τ_h: représentent les distances entre deux positions distinctes dans le sens vertical et longitudinal respectivement.

I.5.2.4.3. Longueur de corrélation

La longueur de corrélation est un paramètre statistique essentiel qui correspond à la distance sur laquelle les caractéristiques du sol sont corrélés (dépendants). On retrouve également le terme longueur de fluctuation qui est une notion associée, néanmoins on préfère rester sur la définition donnée par (Vanmarcke, 1983) assimile cette longueur de corrélation δ à l'aire de la fonction d'autocorrélation :

$$\delta = \int_{-\infty}^{+\infty} \rho(\tau)d\tau = 2\int_{0}^{+\infty} \rho(\tau)d\tau \qquad [I.41]$$

où :
$\rho(\tau)$ représente la fonction d'autocorrélation,
τ représente la distance entre deux positions distinctes.

En géostatistique, les observations faites concernant ce paramètre montrent que sa valeur diffère selon la direction considérée (transversale ou longitudinale). En effet, la plupart des travaux ayant abordé la question (comme (Phoon & Kulhawy, 1999)) montrent que la dimension verticale est moins élevée que la dimension longitudinale (de l'ordre du mètre dans le sens vertical contre la dizaine de mètres dans le sens horizontal). Ceci s'explique du point de vue géologique par la composition du sol qui varie très rapidement dans le sens vertical surtout pour les sols stratifiés. La prise en compte de ce caractère aléatoire du sol dans les modèles numériques bidimensionnels ou tridimensionnels consiste à définir des sols avec des longueurs de corrélation différentes selon l'orientation (isotrope ou anisotrope statistique). Ceci doit être fait avec précaution, comme le montre (Ahmed & Soubra, 2012) pour le cas des semelles filantes. En effet, ces longueurs de corrélation peuvent avoir un impact sur le mode de défaillance et la pression des terres appliquée sur les parois d'un tunnel (Mollon, 2010).

I.6. Conclusion du chapitre

L'objectif de ce chapitre était tout d'abord de procéder à quelques rappels concernant les rideaux de palplanches utilisés habituellement comme solution de soutènement, ainsi que sur les éléments structuraux (liernes, tirant, buton,…) nécessaires à la stabilité de ces ouvrages. Contrairement aux écrans de soutènement rigide, les rideaux de palplanches sont considérés comme des ouvrages flexibles les rendant plus vulnérables à leur interaction avec leur environnement, communément appelée en géotechnique l'interaction-sol-structure (ISS). Sa prise en compte permet de décrire le comportement physique issu de l'interaction mutuelle entre l'ouvrage et le sol, et est régie par les propriétés mécaniques de l'ouvrage et les propriétés géotechniques.

Le dimensionnement actuel des ouvrages géotechnique est souvent basé sur des hypothèses simplificatrices. Celles-ci conduisent à utiliser lors du dimensionnement des approches semi-probabilistes appliquées à des ouvrages modélisés en section transversale (2D) négligeant de ce fait le comportement tridimensionnel de l'ouvrage et la variabilité spatiale du sol. L'état de l'art établi dans ce chapitre montre que de nos jours, on ne dispose pas de moyens permettant de combiner les deux, en intégrant à la fois le comportement tridimensionnel de l'ouvrage et la variabilité spatiale du sol. En effet, l'aboutissement de ce type d'approche exige l'efficacité de la méthode de calcul (elle doit reproduire le comportement « réel » de l'ouvrage), mais surtout son efficience (en aboutissant à des résultats dans un temps réduit). Pour cela, une première comparaison a été établie entre les différentes méthodes de calcul d'ouvrage de soutènement, une seconde a été ensuite réalisée entre les différentes approches permettant d'intégrer l'incertitude géotechnique. Dans ce contexte, l'évaluation de l'efficience d'une méthode est d'un intérêt majeur surtout dans le cadre d'un calcul probabiliste basé sur le processus de Monte Carlo que l'on projette de réaliser au Chapitre VI.

Chapitre II

Modélisation géomécanique des rideaux de palplanches

Sommaire

II.1. Introduction ... 51
II.2. Analyse des rideaux de palplanches par MISS-EF ... 51
II.2.1. Modélisation du sol ... *52*
II.2.2. Modélisation de l'interface sol-structure ... *54*
II.2.3. Modélisation de la palplanche ... *56*
II.2.3.1. Calcul de la section équivalente ... 56
II.2.3.2. Loi de comportement et section équivalente du modèle massif ... 57
II.2.4. Modélisation des appuis (tirants et butons) ... *57*
II.2.5. Prise en compte du phasage ... *61*
II.2.6. Application du chargement dans MISS-EF ... *63*
II.3. Analyse des rideaux de palplanches par MISS-CR ... 63
II.3.1. Modélisation de l'interaction sol-structure par les lois de réaction ... *64*
II.3.1.1. Influence des coefficients de pression du sol K_a, K_p et de l'interface sur les L.R ... 65
II.3.1.2. Influence de la méthode de calcul de K_{ss} ... 68
II.3.2. Modélisation de la structure par MISS-CR ... *71*
II.3.3. Modélisation des butons et tirants dans MISS-CR ... *72*
II.3.4. Prise en compte du phasage des travaux par MISS-CR ... *76*
II.3.5. Application du chargement par MISS-CR ... *77*
II.3.6. Résolution par la méthode MISS-CR ... *78*
II.3.7. Modélisation 3D des rideaux de palplanches par MISS-CR ... *80*
II.3.7.1. Modélisation de la palplanche dans MISS-CR-PLQ ... 80
II.3.7.1.1. Calcul des caractéristiques de la plaque orthotrope équivalente ... 83
II.3.7.1.2. Equivalence selon la méthode de Samanta & Mukhopadhyay, 1999 ... 85
II.3.7.1.3. Equivalence selon la méthode (PLAXIS, 2016) ... 86
II.3.7.1.4. Equivalence selon la méthode de (Hopkins, 2012) ... 89
II.3.7.1.5. Comparaison entre les différentes méthodes de calcul d'équivalence ... 90
II.3.7.1.5.1. Analyse des rigidités mécaniques des différents modèles ... 91
II.3.7.1.5.2. Présentation des modèles mécaniques par éléments finis ... 92
II.3.7.1.5.3. Analyse des résultats de la modélisation par éléments finis ... 94
II.3.7.1.6. Approche d'équivalence proposée pour MISS-CR-PLQ ... 97
II.3.7.2. Maillage et conditions aux limites dans MISS-CR-PLQ ... 99
II.3.7.3. Application du chargement dans MISS-CR-PLQ ... 99
II.3.7.4. Résolution par la méthode MISS-CR-PLQ ... 100
II.4. Validation des méthodes MISS-EF et MISS-CR-PLQ ... 103
II.4.1. Présentation de l'ouvrage instrumenté de Hochstetten (Allemagne) ... *103*
II.4.1.1. Caractéristiques du sol de la fouille de Hochstetten ... 105
II.4.1.2. Caractéristiques des structures employées pour la fouille de Hochstetten ... 106
II.4.1.3. Phasage suivi pour la réalisation de la fouille de Hochstetten ... 106
II.4.2. Modélisation de la fouille de Hochstetten par MISS-EF ... *107*
II.4.2.1. Données de calcul pour MISS-EF ... 107
II.4.2.2. Modèle mécanique pour MISS-EF ... 108
II.4.3. Modélisation de la fouille de Hochstetten par MISS-CR-PLQ ... *109*
II.4.3.1. Données de calcul pour MISS-CR-PLQ ... 109
II.4.3.2. Description des conditions aux limites supplémentaires ... 109
II.4.4. Résultat de modélisation et comparaison avec les valeurs mesurées ... *110*
II.4.4.1. Comparaison entre méthodes MISS (EF et CR-PLQ) ... 110
II.4.4.2. Comparaison des méthodes MISS avec les mesures sur site ... 112
II.5. Conclusion du chapitre ... 115

II.1. Introduction

Le présent chapitre porte sur les méthodes de modélisation géomécanique adaptées aux rideaux de palplanches intégrant l'interaction sol-structure (ISS), appelées les méthodes MISS. Pour construire ces méthodes, le choix des outils de calcul s'est porté sur le code de calcul par élément finis (Cast3m, 2015). N'étant pas une boite noire, (Cast3m, 2015) donne accès aux codes sources, aux étapes intermédiaires de calcul et de résolution. Il donne surtout la possibilité d'automatiser l'exécution, un critère indispensable pour le présent travail au chapitre IV et V. Néanmoins, son utilisation requiert une maîtrise avancée du comportement physique du problème traité. On propose pour cela de revoir la modélisation de certains éléments géomécaniques constituant un rideau de palplanches (le sol, le tirant, la palplanche,…). Il s'agit parfois de détails peu ou pas connus dans la pratique courante en ingénierie mais pouvant être à l'origine d'incertitudes épistémiques liées au choix du modèle (modèle d'équivalence par exemple), aux transformations indispensables (*e.g.* le passage du module pressiométrique au module de Young).

Deux méthodes sont évaluées dans ce chapitre : la méthode MISS-EF et la méthode MISS-CR. Afin d'étudier l'influence et/ou le comportement de chaque élément géomécanique constituant ces méthodes, on propose de décortiquer le problème de manière à apporter des analyses et interprétations locales plus « réaliste ».

L'objectif du présent chapitre est :

- De comprendre l'arborescence des relations existant entre les différentes composantes d'un rideau de palplanches dans le but de reproduire l'existant pour ensuite apporter des améliorations et des extensions à la méthode de calcul par coefficients de réaction (MISS-CR).
- D'illustrer de manière locale les effets de la variation des propriétés du sol sur les lois de comportement (L.C), par exemple pour MISS-EF et sur les lois de réaction (L.R) pour MISS-CR.
- De montrer l'existence d'incertitudes épistémiques à toutes les étapes de modélisation, qui restent difficilement quantifiables.

L'organisation du présent chapitre est faite en 3 parties. On se focalisera dans un premier temps sur la méthode des éléments finis massifs MISS-EF qui reste une référence dans la pratique géotechnique. On passera ensuite à la méthode MISS-CR classique (poutre et appuis élastoplastiques) pour laquelle on proposera enfin une extension à travers la méthode MISS-CR-PLQ (plaque et appuis élastoplastiques).

II.2. Analyse des rideaux de palplanches par MISS-EF

Le premier chapitre (Chapitre I) a permis de passer en revue un certain nombre d'éléments constituant la méthode MISS-EF. On focalise ici sur l'élaboration de cette méthode qui peut d'ailleurs être schématisée par la Figure II.1.

Comme pour tout calcul éléments finis, l'organisation de la modélisation d'un ouvrage de ce type (rideau de palplanches) suit la démarche classique de la modélisation par éléments finis où chaque étape est associée à un module de code :

- La construction des modèles constituant MISS-EF qui passe par la mise en place du maillage, le choix des lois de comportement, les conditions aux limites, …
- L'exécution du programme par un calcul non linéaire géré par le programme utilisé,
- Le post-traitement des résultats issus de l'étape antérieure.

Dans ce qui va suivre, on présente chaque élément constituant la modélisation d'un rideau de palplanches par la méthode MISS-EF comme le résume la Figure II.1.a.

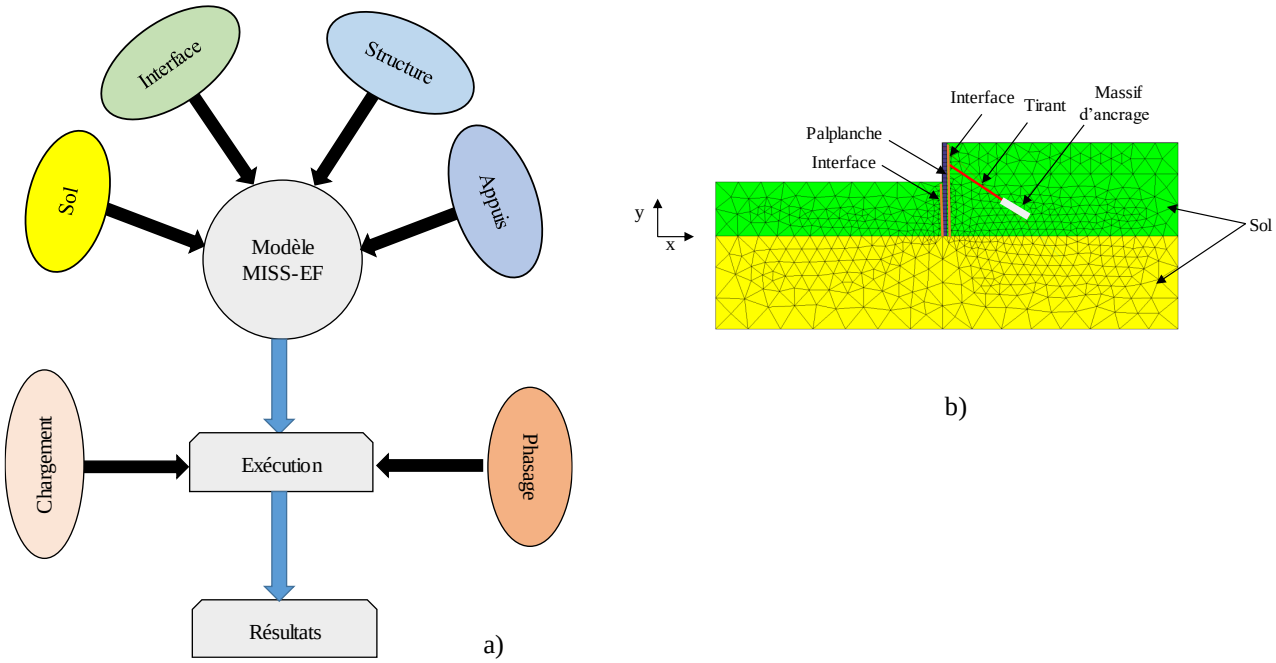


Figure II.1. Méthode MISS-EF pour la modélisation des rideaux de palplanches : a) schématisation du principe de la méthode, b) représentation d'un exemple de maillage.

II.2.1. Modélisation du sol

Selon l'état de l'art établi au chapitre précédent, pour les problèmes de soutènement, le sol est souvent modélisé dans MISS-EF par la loi de comportement de type Mohr-Coulomb. Celle-ci est assez simple et 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

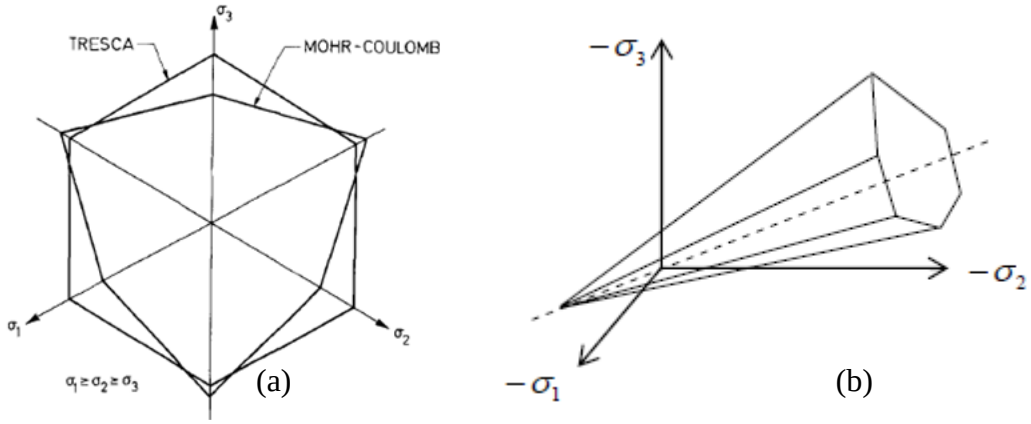


Figure II.2. Représentation du critère de Mohr-Coulomb :
(a) dans le plan déviatorique, (b) dans l'espace des contraintes principales.

drainé) (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 ($\varphi = \psi = 0°$) où ψ représente l'angle de dilatance et φ l'angle de frottement. La représentation de ce critère de plasticité dans l'espace des contraintes principales (σ_1, σ_2, σ_3) est une pyramide de section hexagonale (Figure II.2).

L'analyse de cette loi et des mécanismes qui lui sont associés passe généralement par l'essai triaxial dont les résultats exprimés sur les plans sphérique et déviatorique sont représentés dans la Figure II.3.

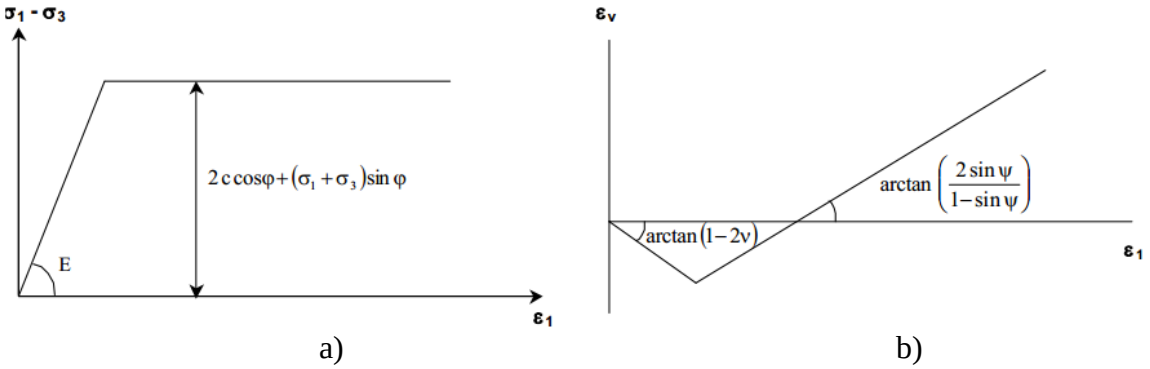


Figure II.3. Modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi de Mohr-Coulomb a) contrainte déviatorique ($\sigma_1 - \sigma_3$), déformations (ε_1, ε_v) (Coquillay, 2005).

La surface de charge est exprimée par l'expression (Vossoughi, 2001) :

$$|\sigma_1 - \sigma_3| = (\sigma_1 + \sigma_3) sin\varphi + 2c\ cos\varphi \qquad [II.1]$$

Avec :
c et φ représentent respectivement la cohésion et l'angle de frottement du sol,
σ_1, σ_2, σ_3 représentent les contraintes principales sachant que $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$, ceci conduit à (Coquillay, 2005) :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = (\sigma_1 + \sigma_3) sin\varphi + 2c\ cos\varphi \qquad [II.2]$$

On peut également écrire les relations [II.3] et [II.4] qui représentent les propriétés du cercle de Mohr :

$$\sigma_1 = \frac{1 + sin\varphi}{1 - sin\varphi}\sigma_3 + 2c\ \frac{cos\varphi}{1 - sin\varphi} \qquad [II.3]$$

$$\sigma_3 = \frac{1 - sin\varphi}{1 + sin\varphi}\sigma_1 - 2c\ \frac{cos\varphi}{1 + sin\varphi} \qquad [II.4]$$

Le critère de plasticité parfaite employé dans la loi de comportement de Mohr-Coulomb peut parfois être à l'origine de singularités numériques. Il est donc parfois plus commode d'avoir recours à une approximation de type parabolique comme celle proposée par (Abbo & Sloan, 1995). Le critère original de Mohr-Coulomb représente dans ce cas un optimum à atteindre comme le montre la Figure II.4. Ce qui est d'ailleurs utilisé par (Cast3m, 2015).

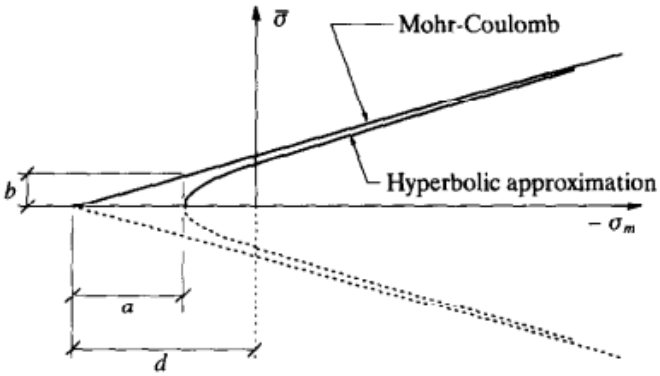


Figure II.4. Approximation hyperbolique du critère de plasticité de Mohr-Coulomb (Abbo & Sloan, 1995).

II.2.2. Modélisation de l'interface sol-structure

Dans la méthode MISS-EF, la modélisation de l'interface entre la palplanche et le sol est indispensable. En son absence, 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 à cause de la nature des déformations qui sont différentes (propriétés mécaniques différentes).

Dans cette partie aucun calcul n'est mené, on s'intéresse uniquement à l'aspect technique lié à la modélisation de l'interface, plus précisément sur les éléments joints. Notons que le choix de l'interface conditionne directement l'élément fini devant être choisi pour la modélisation d'une palplanche en 2D (élément poutre ou élément massif). La base de données de (Mestat, et al., 2004) a permis d'identifier près de 61% des études utilisant les éléments de type massif pour la modélisation des palplanches. Ceci n'est sûrement pas par conviction, mais plutôt par « obligation ». Pour illustrer cela on propose deux configurations différentes où l'on a recours pour l'une aux éléments finis de type poutre (Figure II.5) et pour l'autre aux éléments finis de type massif quadrilatère (Figure II.6) pour représenter la palplanche.

Sans passer à l'étape calcul, on illustre à travers ces figures la disposition des nœuds par zone où :

- *La zone A* correspond aux points se trouvant au niveau de la fiche de palplanche sauf la base de l'ouvrage (le dernier point en profondeur de la fiche).
- *La zone B* correspond au(x) point(s) se trouvant à la base de la palplanche.

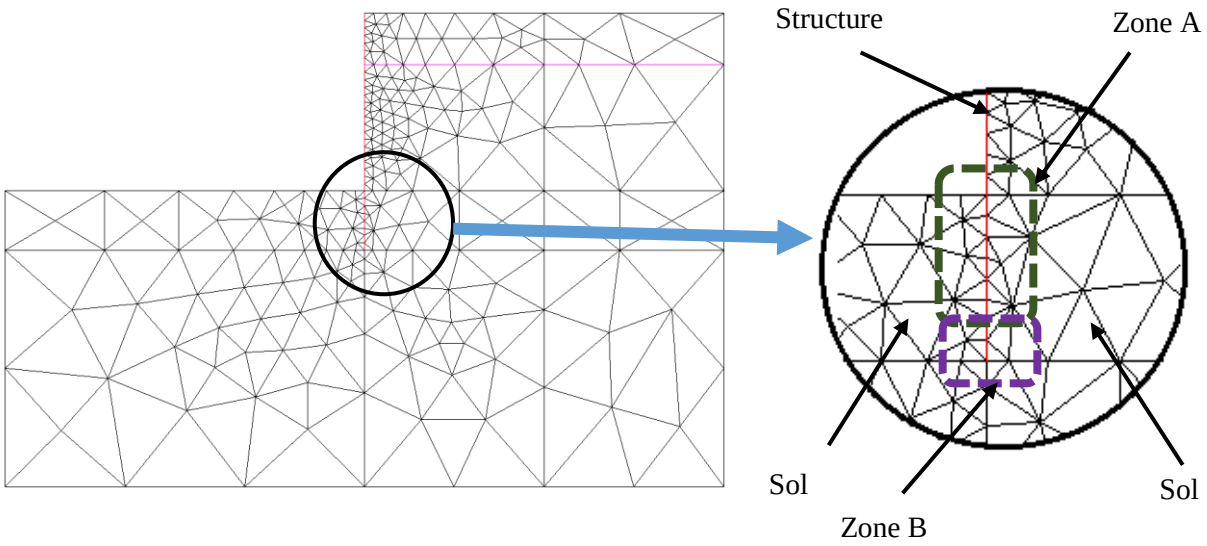


Figure II.5. Modélisation de l'interface sol-palplanche avec l'hypothèse du modèle poutre pour la palplanche.

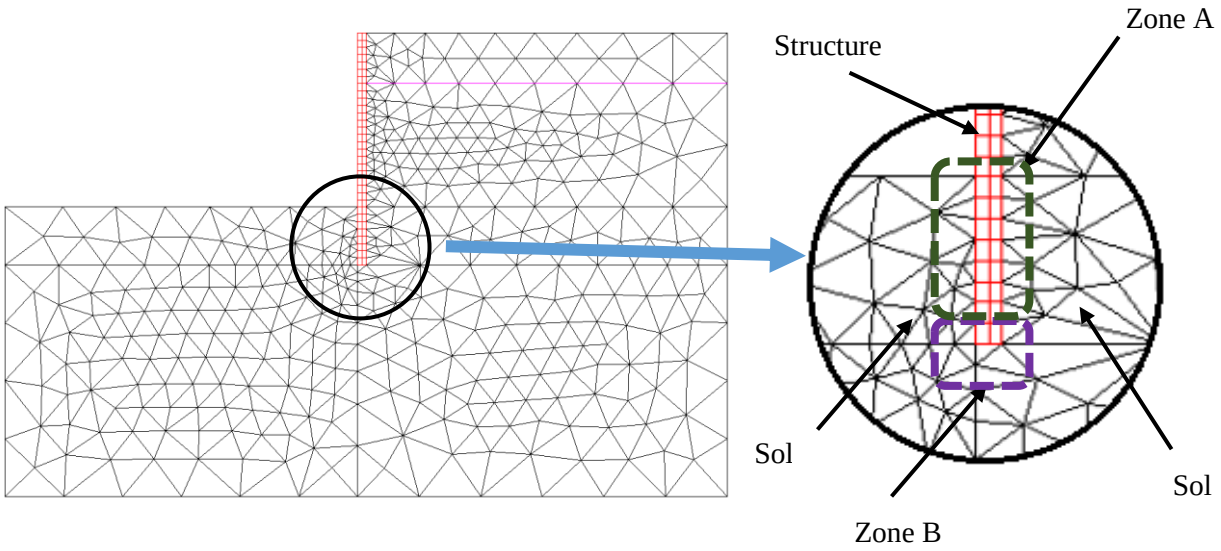


Figure II.6. Modélisation de l'interface sol-palplanche avec l'hypothèse du modèle massif pour la palplanche.

La modélisation de la palplanche par les éléments finis de type poutre (Figure II.5) conduit à la superposition de trois nœuds dans la *zone A* appartenant à 3 éléments de maillages différents. Dans ce cas chaque nœud de la structure est systématiquement en contact avec deux autres nœuds du sol à travers les interfaces (de part et d'autre). A ceux-ci s'ajoute un 4ième nœud en plus des trois premiers dans la *zone B* qui appartient au sol se trouvant sous la palplanche.

En modélisant la palplanche par les éléments finis de type massif, le problème de superposition des nœuds est éliminé (Figure II.6). En effet, dans cette deuxième configuration, chaque nœud appartenant à la surface de la palplanche en fiche n'est en contact qu'avec un seul nœud appartenant au sol y compris pour la base de la palplanche.

Comme bilan, le recours au modèle élément fini poutre conduit à des problèmes numériques liés au contact entre plusieurs corps (sol-structure-sol), d'où le choix de la représentation par les éléments finis de type massif.

II.2.3. Modélisation de la palplanche

II.2.3.1. Calcul de la section équivalente

Le choix lié à la modélisation de la palplanche par les éléments finis de type massif semble conditionné par l'interface (§II.2.2). Dans cette partie, nous présentons les deux approches permettant de modéliser une palplanche en section transversale (modèle poutre et modèle massif).

En optant pour une modélisation de la palplanche par un modèle de poutre, les caractéristiques mécaniques sont exploitables de manière directe (inertie, section, …). Dans le cas du modèle par massif (Figure II.7), il est nécessaire d'avoir recours à des équivalences en passant des caractéristiques physiques réelles de la palplanche aux caractéristiques du modèle équivalent. Cette équivalence est basée sur le rapport des rigidités de la structure (flexionnelle et axiale) et l'estimation d'une épaisseur équivalente de la palplanche (équation [II.5]) dont on déduit le module de Young équivalent à partir de l'une des équations [II.6] ou [II.7].

$$d_{Eq} = \sqrt{12\frac{EI}{EA}} \qquad \text{[II.5]}$$

$$E_{Eq} = \frac{EA}{d_{Eq}b} \qquad \text{[II.6]}$$

$$E_{Eq} = \frac{12EI}{{d_{Eq}}^3 b} \qquad \text{[II.7]}$$

où :
EI : rigidité flexionnelle réelle de la palplanche,
EA : rigidité axiale,
d_{Eq} : épaisseur de la plaque équivalente,
b : largeur de la palplanche, prise égale à 1m.

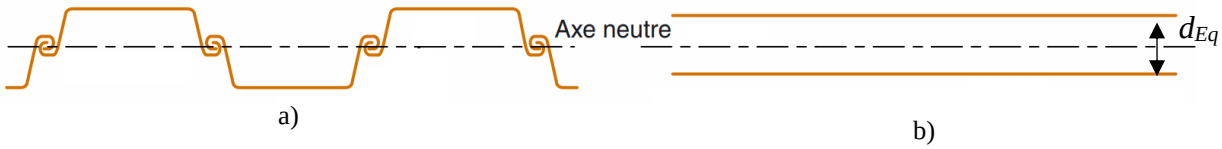


Figure II.7. Coupe sur une palplanche a) section réelle, b) représentation par élément massif équivalent (Delattre, 2004)

Les travaux menés par (Day & Potts, 1993) ont montrés l'influence liée aux hypothèses utilisées pour la construction du modèle équivalent ainsi que les éléments de maillage utilisés. L'erreur engendrée à ce niveau rentre dans le cadre de l'incertitude épistémique liée au modèle mécanique utilisé.

II.2.3.2. Loi de comportement et section équivalente du modèle massif

Le comportement de la palplanche adopté ici est de type élastique linéaire, il s'agit d'ailleurs d'un choix fréquemment utilisé par mesure de sécurité ou par simple choix technique. La modélisation élastoplastique d'une palplanche par la méthode MISS-EF reste envisageable selon l'Eurocode 3 (FD ENV 1993-5, 2002) et peu fréquente selon (Kort, 2002). Les travaux de (Bourne-Webb, et al., 2011) ont montré les limites et difficultés d'une telle modélisation.
Ce point technique lié à la prise en compte de la non linéarité de la palplanche que l'on juge important, mérite d'être davantage exploré, ce qui n'est pas du ressort de cette thèse.
Le recours à une équivalence sur le module de Young [II.6] va conduire nécessairement à des valeurs de contraintes plus faibles que celles obtenus par le modèle poutre. Dans ce cas (représentation par modèle massif), une éventuelle prise en compte du comportement non linéaire de la palplanche n'est pas triviale puisqu'elle nécessiterait une correction à la valeur de contrainte en ayant recours par exemple à une contrainte fictive équivalente. Notons que la démarche reste moins fastidieuse pour les ouvrages de soutènement relativement épais (comme les parois moulées), où l'épaisseur réelle de l'ouvrage peut être directement utilisée comme épaisseur pour le modèle massif. Cela permet d'éviter toute équivalence donnant ainsi des contraintes correspondant au comportement « réel » de l'ouvrage (voir (Vossoughi, 2001)).

II.2.4. Modélisation des appuis (tirants et butons)

La modélisation des butons reste relativement simple par rapport à celle des tirants. En effet, comme il a été évoqué dans le Tableau I.4 (Chapitre I), un buton est modélisé par une raideur ou par une barre soumise à la compression. Il est également possible d'imposer des conditions aux limites comme un déplacement imposé. Pour ce qui est des tirants, leur modélisation doit reproduire le comportement de deux parties :

- la partie libre qui va être sollicitée uniquement en traction,
- la partie scellée qui va subir un frottement latéral en présence de scellement par dalle de frottement.

Afin d'évaluer le comportement des tirants et du modèle numérique utilisé, on procède dans cette partie à une comparaison entre deux modèles numériques différents à travers des essais d'arrachement (Figure II.8). Le premier modèle (*MOD1T*) est basé sur une représentation simplifiée de l'interaction sol-tirant. Dans ce cas, on suppose une parfaite solidarisation entre la partie scellée du tirant et le sol avoisinant de manière directe sans passer par la modélisation du massif d'ancrage ni de l'interface. Autrement dit, pour *MOD1T* le tirant est scellé directement au sol. Dans le second modèle, le tirant est scellé dans un massif en béton qui va interagir avec le sol avoisinant par frottement latéral.

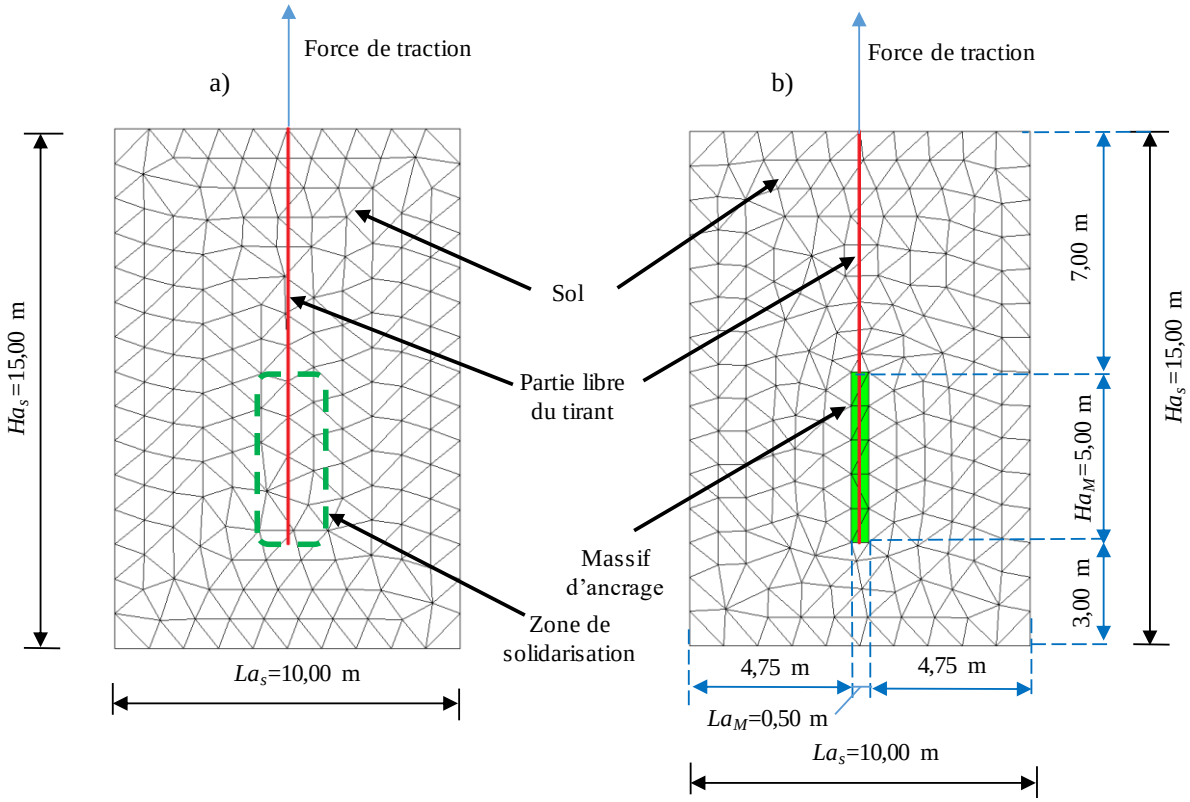


Figure II.8. Modélisation de l'essai d'arrachement d'un tirant d'ancrage, modèle avec partie scellée : a) sans massif d'ancrage ni interface *MODT1*, b) avec massif d'ancrage et interface *MODT2*.

Les deux modèles évalués ici partagent en commun :

- les caractéristiques du sol Tableau II.1 et la loi de comportement élastoplastique avec un critère de rupture Mohr-Coulomb le décrivant,
- la loi de comportement du tirant, qui est modélisé en élément barre de comportement élastique linéaire,
- les conditions aux limites, avec des bords latéraux simplement appuyés horizontalement et une base simplement appuyée verticalement.

Tableau II.1. Caractéristiques du massif de sol.

L_{Lib} [m]	L_{Sce} [m]	ϕ [mm]	E_T [GPa]	υ_T
7,00	5,00	60,0	210	0,30

où :

La_S et Ha_S : représentent respectivement la largeur et la hauteur du massif de sol,

c, φ_S, E_S, υ_S, γ_S : représentent respectivement la cohésion, l'angle de frottement, le module de Young, le coefficient de Poisson et le poids volumique du sol.

Les caractéristiques du tirant se résument à :

Tableau II.2. Caractéristiques du tirant.

LaS [m]	*HaS* [m]	*c* [kPa]	*φS* [°]	*ES* [MPa]	*υS*	*γS* [kg/m3]
10,0	15,0	2,0	30,0	25,00	0,30	1800

où :

L_{Lib} et L_{Sce}: représentent respectivement la largeur libre et la longueur scellée du tirant,

ϕ : représente le diamètre du tirant,

E_T et υ_T : représentent respectivement le module de Young et le coefficient de poisson du tirant.

Les particularités du modèle massif (MOD2T) peuvent se résumer :

- au massif en béton, modélisé ici par une loi de comportement élastique linéaire,
- à l'interface de contact entre le massif et le sol avoisinant, modélisée ici par le modèle joint.

Tableau II.3. Caractéristiques du massif en béton.

LaM [m]	*HaM* [m]	*PM* [m]	*EM* [GPa]	*υM*	*γS* [kN/m3]
5,0	0,50	-12,0	20,00	0,30	25

où :

La_M et Ha_M : représentent respectivement la largeur et la hauteur du massif du béton,

P_M : représente la profondeur de la base du massif en béton en considérant que son sommet correspond au 0,

E_M, υ_M, γ_M : représentent respectivement le module de Young, le coefficient de Poisson et le poids volumique du massif en béton.

Les caractéristiques de l'interface se résument à :

- l'angle d'interface qui est pris ici égal à 2/3 de l'angle de frottement (surface rugueuse),
- les raideurs d'interfaces calculées selon [I.11], [I.12] et qui dépendent de l'épaisseur du joint ep_j, celle-ci est prise égale à 2 cm comme il a été recommandé dans la littérature.

Etant donné que le sol est modélisé dans les deux approches par un comportement élastoplastique, la résolution doit se faire ici de manière incrémentale tout en augmentant le chargement de manière graduel que ce soit le poids propre (du sol et du massif) ou l'effort de traction appliqué. Comme l'intérêt est porté ici uniquement à l'arrachement du tirant dû à la sollicitation de traction, le tassement provoqué par l'application du poids propre du sol et du massif en béton (en sa présence dans le modèle MODT2) est retranché du résultat final (Figure II.9). Le déplacement initial est considéré nul après l'application des poids propres. Les résultats montrés dans la Figure II.9 correspondent à l'effet de l'augmentation de l'effort de traction appliqué au sommet du tirant. Les deux courbes relatives aux deux modèles (*MODT1* et *MODT2*) montrent une pente quasiment similaire qui avoisine 29,0 10^6 N/m, par contre le seuil de rupture n'est pas le même pour les deux représentations. En effet, en se basant sur MODT1, on peut augmenter le chargement jusqu'à 1284 kN (voir légèrement plus), alors que pour MODT2 le seuil de rupture se trouve à 1070 kN. Notons que la discontinuité présentée en Figure II.9 pour le *MODT2*, correspond à la valeur maximale d'arrachement du tirant.

En termes d'erreur relative la Figure II.10 reproduit les différences entre les deux modèles en prenant comme référence MODT2. Cette valeur de référence notée ici u_{MODT2}, correspond au déplacement obtenu par MODT2 pour la même sollicitation avant la rupture de MODT2 (jusqu'à 1070 kN). Après la rupture, elle correspond à la valeur seuil (c.-à-d. le déplacement limite avant la rupture 4,05 cm, voir Figure II.9).

$$Er_1 = \left|\frac{u_{MODT1} - u_{MODT2}}{u_{MODT2}}\right| \qquad [II.8]$$

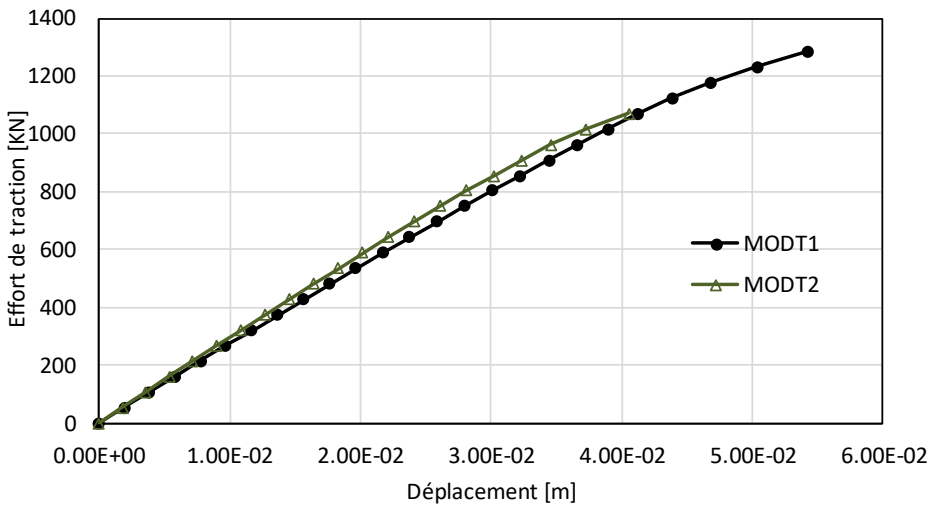


Figure II.9. Comparaison des deux modèles (MODT1 et MODT2) suite à la modélisation de l'essai d'arrachement du tirant.

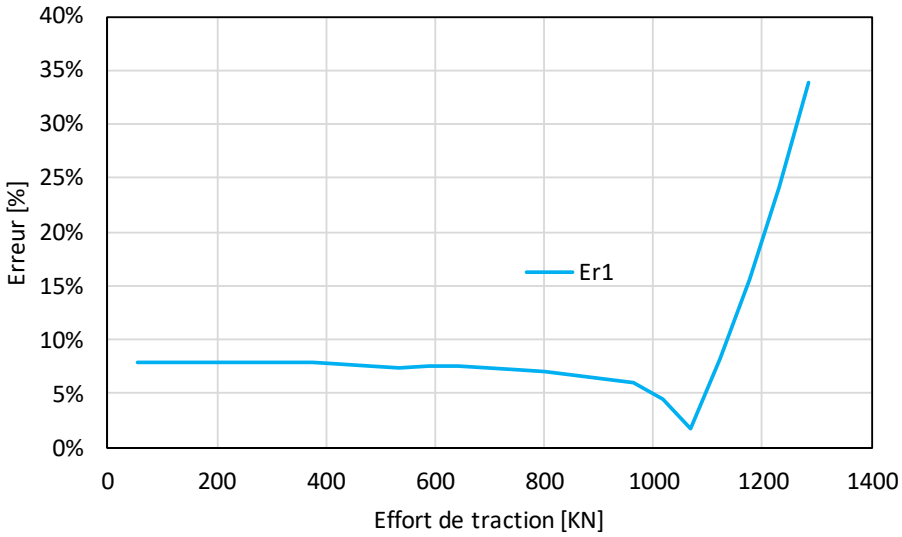


Figure II.10. Erreur relative entre les deux approches (MODT1 et MODT2) suite à la modélisation de l'essai d'arrachement du tirant.

La comparaison des deux approches (*MODT1* et *MODT2* respectivement sans interface et avec interface) en termes d'erreur relative [II.8], conduit au constations suivantes :

- Un palier pour les efforts de traction inférieurs à 600 kN. Dans ce cas l'erreur est quasiment constante de l'ordre de 7-8%.
- Une phase de diminution de l'erreur entre 600-1070 kN d'effort de traction. Cette réduction d'erreur est liée à la phase d'écrouissage adoptée par le *MODT1* avant la rupture atteinte pour un effort de traction de 1070 kN.

Au-delà de l'effort de traction de 1070kN, il y a une augmentation significative de l'erreur entre les deux modèles.

A travers ces résultats on peut voir que le recours à une modélisation simplifiée au niveau de l'ancrage conduit systématiquement à une erreur d'estimation du déplacement. Cette erreur a tendance à surestimer le déplacement par rapport à un modèle mieux élaboré *MODT2*. L'erreur faite ici reste relativement acceptable dans la mesure où le glissement maximal n'est pas atteint par *MODT2*. En cas de dépassement du seuil, cela conduirait à des erreurs relativement importantes. On peut dire qu'une approche simplifiée de type *MODT1* ne permet pas de reproduire convenablement le seuil de rupture et conduit à une résistance à l'arrachement plus importante. Cela est dû à l'absence d'interface et particulièrement de rugosité qui joue un rôle considérable.

II.2.5. 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. Pour schématiser cela, prenons le cas d'un massif de sol au repos soumis uniquement à son poids propre. L'excavation d'un volume Ω (Figure II.11.a) de ce massif nécessite le retranchement des contraintes dues à l'existence de ce volume initialement présent. Pratiquement, cela se fait en trois étapes :

- la première étape consiste d'abord à évaluer la contrainte équivalente due à la présence du massif qui s'applique en force nodale équivalente [II.9],
- la seconde étape consiste à retirer le volume de sol Ω et à le remplacer par la contrainte équivalente qui sera dirigée vers l'écran (Figure II.11.b),
- la dernière étape consiste à réduire progressivement cette contrainte équivalente sur un espace temporel donné (un temps fictif), ce qui conduit à l'annuler progressivement (Figure II.11.c).

$$P_{eq} = \int_{V_i} B^T \sigma_{i-1} dV - \int_{V_i} f^T \gamma dV \qquad \text{[II.9]}$$

Avec :
P_{eq} : force nodale équivalente au massif excavé (composée sur $\overrightarrow{u_x}$, $\overrightarrow{u_y}$, $\overrightarrow{u_z}$),
B^T : représente la transposée de la matrice des dérivées des fonctions d'interpolation,
σ_{i-1} : représente la contrainte initiale due à la phase précédente,
f : fonction d'interpolation,
γ : le poids volumique du sol,
V_i : volume du sol dans la n^{ième} excavation du sol.

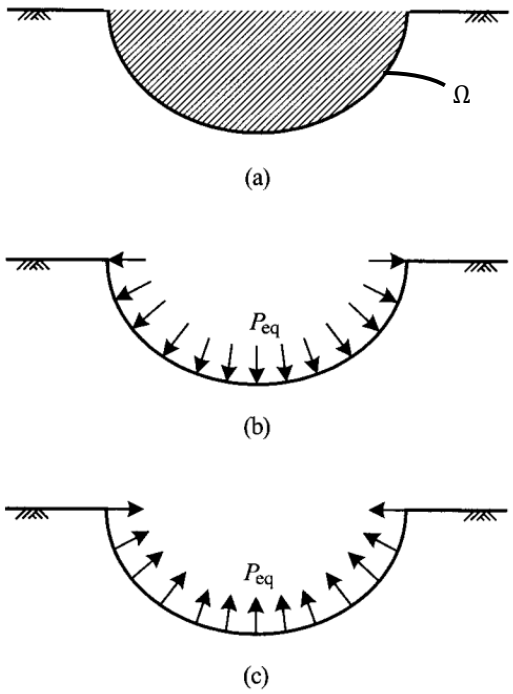


Figure II.11. Schéma de principe de la prise en compte du phasage de travaux : a) Etape 1, b) Etape 2 et c) Etape 3.

La mise en place rigoureuse du phasage reste un point technique relativement compliqué à implémenter dans un code de calcul. En effet cela nécessite une « architecture » bien structurée, permettant de prévoir toutes les éventualités (ce qui ne fait pas l'objet de cette thèse). Néanmoins, il existe une manière simplifiée permettant de prendre en considération l'effet lié à l'excavation d'un sol. Celle-ci consiste à supposer que l'opération se produit en une seule étape. Les travaux de (Borja, et al., 1989) ou encore ceux de (Arafati, 1996) ont comparé cette approche simplifiée avec un calcul à plusieurs étapes. Leurs résultats conduisent à dire que les deux approches mènent quasiment aux mêmes déplacements du massif en déformation plane. La même question a été posée par ces auteurs concernant l'impact du phasage en 3D pour une configuration structurale particulière correspondant à deux surfaces excavées perpendiculaires. Les résultats de cette dernière configuration varient selon la méthode de calcul utilisée pour la modélisation de l'excavation, ils conduisent néanmoins souvent au même constat qu'en déformation plane (c.-à-d. que le nombre de phases n'a que peu d'impact sur la réponse du massif).

Le choix s'est donc porté pour cette approche simplifiée (Figure II.12) consistant à ne supposer qu'une seule étape de réalisation. Dans ce cas, la pression équivalente correspond à la pression des terres appliquée au repos :

- en horizontale $\Delta\sigma_h = \sigma_{h0}$,
- en vertical $\Delta\sigma_V = \sigma_{V0}$.

Ce calcul dépend de K_0 (coefficient de pression des terres au repos) qui se calcule dans ce cas avec [II.10], du poids volumique du sol γ et de la profondeur du point d'application Z.

$$K_0 = \frac{\nu_S}{1 - \nu_S} \qquad [II.10]$$

où :
ν_S: coefficient de Poisson du sol.

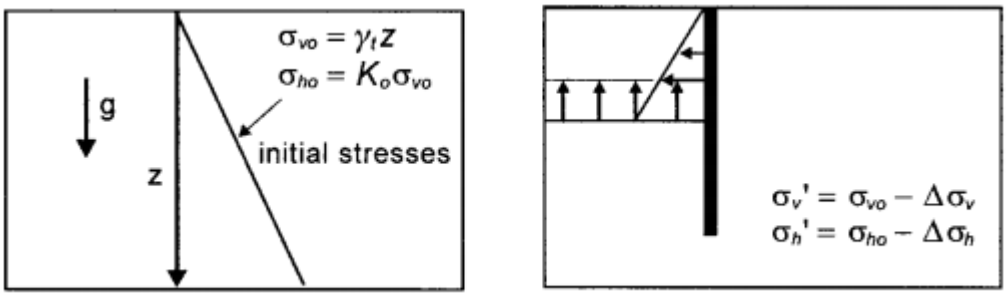


Figure II.12. Principe d'application du phasage de construction pour un écran de soutènement (Briaud & Lim, 1999).

II.2.6. Application du chargement dans MISS-EF

L'application du chargement se fait de manière graduelle incrémentale, c'est-à-dire en le faisant augmenter au fur et à mesure de l'avancement du calcul. Il existe quatre types de chargements :

- Le premier type de chargement est lié au poids propre du sol et à l'excavation de ce dernier. Cela consiste à appliquer dans un premier temps le poids propre du sol qui est mobilisé par l'application de sa masse volumique au niveau des éléments finis le représentant. Avant excavation, l'ouvrage subit la même pression des terres de part et d'autre (à gauche et à droite). Pendant l'excavation le déchargement réalisé et la modification de la matrice de rigidité vont conduire à un nouvel état d'équilibre (voir §II.2.5).
- Le deuxième type est lié à l'application des pressions hydrostatiques sur le rideau de palplanches en amont et en aval.
- Le troisième type est lié à l'application d'une surcharge d'exploitation sur la surface du sol, en amont ou en aval qui se transmet par le biais du massif représentant le sol.
- Le dernier type (quatrième) se résume à l'application d'une force de précontrainte, celle-ci est réalisée pour le cas des tirants par l'application de deux forces intérieures opposées sur la partie libre du tirant, ou par l'application d'une seule force pour le cas des butons.

II.3. Analyse des rideaux de palplanches par MISS-CR

Cette méthode est basée sur une représentation de type poutre appuis-élastoplastiques où chaque appui est décrit par une loi de réaction (L.R). De la même manière que MISS-EF, la méthode aux coefficients de réaction présentée ici permet de prendre en compte les différents éléments constituant le comportement géomécanique comme l'ISS, l'interaction sol-tirant,… mais d'une manière réduisant la complexité et la taille du problème.

La Figure II.13.a récapitule l'organisation de cette méthode (MISS-CR) ainsi que les éléments géomécaniques la constituant (présentés en Figure II.13.b). En comparant cette structuration par rapport à celle élaborée pour MISS-EF (voir Figure II.1), on note peu de différences.

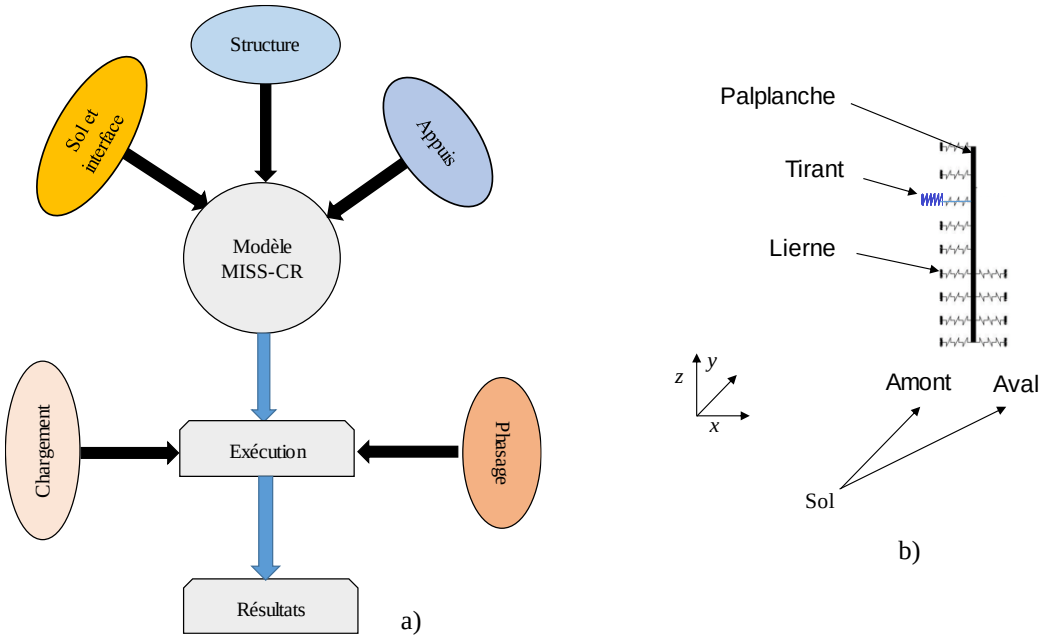


Figure II.13. Principe de construction de la méthode MISS-CR.

Le cheminement des calculs par MISS-CR suit les mêmes étapes qu'un calcul EF classique en faisant intervenir de plus quelques procédures adaptées pour la résolution non linéaire ainsi que le post-traitement des résultats. Dans ce qui va suivre, on présente chaque élément constituant un rideau de palplanches modélisé par la méthode MISS-CR avec le code de calcul éléments finis (Cast3m, 2015) comme le résume la Figure II.13. On s'intéressera également à l'extension de cette méthode à travers la modélisation d'une plaque et des coefficients de réaction MISS-CR-PLQ.

II.3.1. Modélisation de l'interaction sol-structure par les lois de réaction

Comme indiqué au chapitre précédent (Chapitre I, §I.4.2.1), une loi de réaction (L.R) est composée d'une phase élastique (la branche) et de deux paliers (les plateaux) représentant les phases plastiques de poussée et de butée. Une L.R est décrite en fonction des paramètres géotechniques de rupture (c' et φ'), de la raideur (E_S) du sol et de son poids volumique γ'. Il existe également d'autres paramètres impliquant :

- la géométrie, à travers la profondeur du point concerné,
- les caractéristiques mécaniques de la palplanche comme sa rigidité,
- des paramètres empiriques complémentaires pour caractériser le sol,
- des surcharges d'exploitation.

Rappelons, qu'un sol ne peut pas exercer des forces de traction sur un ouvrage. Il est donc nécessaire d'annuler ces forces lorsqu'elles se présentent « numériquement ». C'est souvent le cas pour les premiers mètres d'un sol argileux où la contrainte de poussée σ_a (Chapitre I, équation [I.15]) où la cohésion a plus d'effet sur la contrainte horizontale exercée par rapport à l'effet du poids volumique du sol γ'). Alors, dans ce type de situation, la contrainte de poussée est supposée nulle.

Afin d'évaluer l'influence de certains de ces paramètres sur l'évolution des L.R, on propose de mener plusieurs études paramétriques pour l'ouvrage présenté dans la Figure II.14. A ce stade, on ne présente que la configuration géométrique de l'excavation supportée par un buton Figure II.14 et les deux cas d'étude présentant deux sols différents (sableux et argileux), voir Tableau II.4.

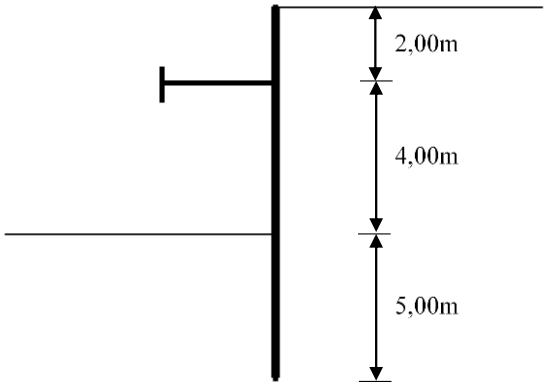


Figure II.14. Configuration géométrique d'un rideau de palanches.

Tableau II.4. Caractéristiques des deux configurations géotechniques étudiées.

	γ [kN/m^3]	c[kPa]	φ[°]	E_p[MPa]
Sable	18	0	35	25
Argile	15	10	15	3

II.3.1.1. Influence des coefficients de pression du sol K_a, K_p et de l'interface sur les L.R

Le recours à la méthode MISS-CR nécessite l'utilisation des coefficients de poussée et de butée (K_a et K_p respectivement). Il existe plusieurs méthodes permettant la détermination de ces coefficients (voir l'état de l'art § I.4.2.1). Le choix d'une méthode de calcul au lieu d'une autre peut avoir un effet sur les L.R engendrant ainsi des répercussions sur le comportement mécanique de la palplanche.

Dans cette partie, on s'intéresse à la variation des coefficients K_a et K_p sur un intervalle de φ allant de 5 à 45° (voir Figure II.15) selon qu'on utilise :

- la méthode de (Coulomb, 1776), notée ici par MC dont les équations sont résumées au chapitre I par [I.20] et [I.21] (p 26),
- la méthode de (Rankine, 1857), notée ici par MR et dont les équations sont résumées Chapitre I par [I.18] et [I.19] (p 26).

La méthode MC se différencie principalement par rapport à MR par la prise en compte de l'interface sol-palplanche à travers l'angle δ. Cet angle est décrit ici par le ratio de rugosité d'interface multiplié par φ (équation [I.14]), avec R= 0,67 ; 0,50 ou 0.

$$\delta = R\,\varphi \qquad [II.11]$$

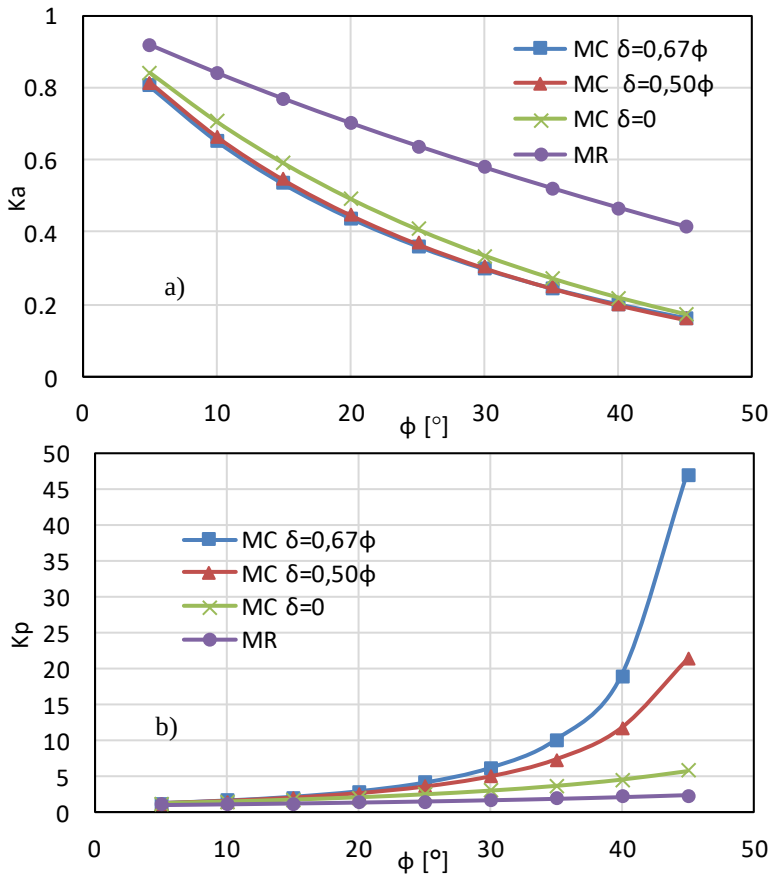


Figure II.15. Variation de coefficients de pression terres a) de poussée (K_a), b) de butée (K_p) selon la méthode de calcul (MC ou MR) et la valeur de φ.

A partir des résultats montrés à la Figure II.15 plusieurs constatations peuvent être faites :

- L'augmentation de φ conduit nécessairement à la diminution de K_a et à l'augmentation de K_p avec un taux d'augmentation qui n'est pas forcément linéaire.
- Les valeurs obtenues par MR sont toujours plus défavorables (K_a fort et K_p faible) que celles obtenus par MC, et ce quel que soit le ratio R utilisé pour l'interface de la méthode MC.
- Plus la rugosité de l'interface diminue (la valeur de R pour la méthode MC) en passant de 0,67 à 0, plus les coefficients de poussée et de butée donnés par MC ont tendance à se rapprocher des valeurs données par MR.

Comme synthèse pour cette étude, on peut dire que la variation de K_a et K_p est directement liée aux différentes hypothèses concernant la méthode de calcul (MC ou MR) et éventuellement la rugosité supposée à la surface. Le potentiel de variation de K_p est beaucoup plus important en utilisant la méthode MC et surtout pour les sols à angle de frottement important, au-delà de 30° c.-à-d. les sols sableux.

Afin de mieux observer l'effet de la variation des coefficients de poussée et de butée sur une loi de réaction (L.R), prenons un point se trouvant à une profondeur de 4,00 m de l'ouvrage présentée à la Figure II.14 avec les deux configurations géotechniques présentées dans le Tableau II.4. L'étude paramétrique menée ici consiste à faire varier la valeur de φ sur des domaines de variation correspondant à la nature du sol.

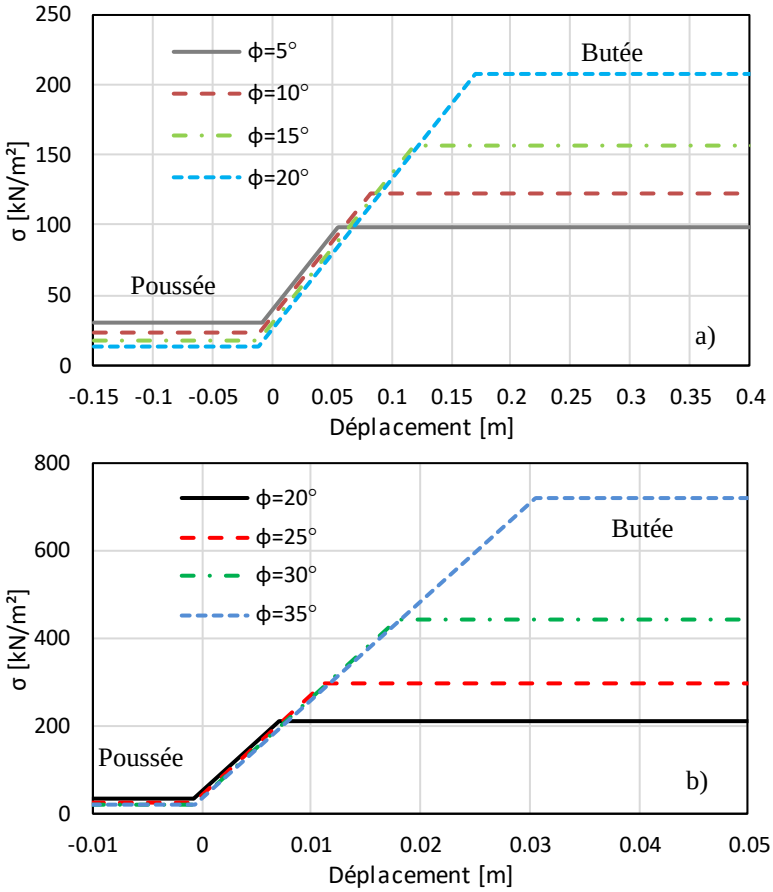


Figure II.16. Modification de la loi de réaction en fonction de l'angle de frottement du sol pour un sol a) argileux et b) sableux.

Les valeurs de K_{SS} représentant les coefficients de réaction (représentant l'ISS) sont calculées ici à partir de la méthode (Balay, 1984) adaptée par (Josseaume, et al., 1997) (voir équation [I.22] du Chapitre I,). Par ailleurs, les valeurs de contraintes limites (σ_a et σ_p et σ_0) sont calculées respectivement par les expressions ([I.15], [I.16] et [I.17]) du Chapitre I. Pour cet exemple, les coefficients de poussée et de butée sont calculés avec la méthode de MC en supposant que la valeur de R est égale à 0,67 (c.-à-d. δ=0,67φ), valeur souvent utilisée pour les palplanches (Mestat, et al., 1999).

Les résultats suite à cette étude sont présentés en Figure II.16, où chaque courbe correspond à la L.R pour la valeur de φ évaluée. Ceux-ci montrent tout d'abord que la variation de la « position » des paliers est directement liée à celle des coefficients de pression du sol. A cet effet, on peut dire que l'augmentation de l'angle de frottement a tendance à donner un palier en poussée plus faible (le palier de gauche) et un palier en butée plus fort et inversement. Une autre information demeure tout aussi importante pour les méthodes basées sur L.R, concerne les seuils de plasticité. Ceux-ci sont directement liés d'une part à la position des paliers et d'autre part à la raideur K_{SS} de la branche élastique. En comparant les deux types de sol (sable et argile), on constate que l'ordre de grandeur de ces seuils de plasticité n'est pas le même. En effet, pour le sol sableux les valeurs sont très petites avec une valeur maximale de 0,7 mm en poussée, alors que pour le sol argileux la valeur maximale est de 1,7 cm en poussée. Ceci dépend donc de la nature du sol (sableux ou argileux) et plus précisément de la rigidité puisqu'il existe des argiles raides.

Le décalage entre les différentes lois de réaction qui apparait clairement dans la Figure II.16.a s'explique par la valeur de la contrainte initiale qui dépend pour rappel aussi de K_0 et donc de φ (expression de Jacky $K_0 = 1 - \sin(\varphi)$).

II.3.1.2. Influence de la méthode de calcul de K_{ss}

Le coefficient de réaction du sol K_{SS} utilisé dans la méthode MISS-CR est conditionné en partie par le module du sol comme : le module pressiométrique, le module œdométrique ou le module de Young. Ce paramètre joue un rôle considérable sur l'étendue de la phase élastique. En effet, plus la raideur est importante, plus la phase élastique est courte et inversement (voir les ordres de grandeurs entre le sol sableux et argileux en Figure II.16). Il existe plusieurs méthodes permettant la détermination du paramètre K_{SS} (chapitre I, §I.4.2.2), on choisit de comparer ici deux de ces méthodes décrites antérieurement au Chapitre I (§I.4.2.2) : la méthode de la méthode de Balay (Balay, 1984) modifiée par (Josseaume, et al., 1997) et la méthode de Schmitt (Schmitt, 1995). Par cette comparaison on cherche à évaluer les effets liés au choix de la méthode de calcul de K_{SS} à l'échelle d'une loi de réaction.

On reprend le même exemple présenté en Figure II.14, en se basant sur trois rigidités flexionnelles de rideaux de palplanches différentes (Tableau II.5) et en menant le calcul dans un premier temps sur toute la hauteur de l'ouvrage comme le montre la Figure II.17. Pour rappel, chaque méthode de calcul de K_{SS} a ses particularités :

- La méthode de Schmitt nécessite de connaitre la rigidité flexionnelle de l'ouvrage (*EI*), elle est par contre indépendante de la position du point de calcul (la profondeur),
- La méthode de Balay est indépendante de la rigidité de l'ouvrage mais reste dépendante de la position de calcul à travers le paramètre dimensionnel (voir Chapitre I §I.4.2.2.1).

Tableau II.5. Rigidités flexionnelles des rideaux de palplanches.

	Méthode de Balay	Méthode de Schmitt		
Nom de variante	**KSSi**	**KSS1**	**KSS2**	**KSS3**
EI [Nm²/ml]	/	4,00E6	3,19E7	6,78E7

Les différences constatées entre ces deux méthodes de calcul de K_{SS} (Balay et Schmitt) impactent considérablement la valeur obtenue comme le montre la Figure II.17, où l'on constate que :

- les valeurs de K_{SS} sont constantes sur toute la profondeur d'ouvrage pour les cas calculés par la méthode de Schmitt (KSS1, KSS2 et KSS3) contrairement à la méthode de Balay où les raideurs varient selon la zone de calcul.
- la rigidité flexionnelle de la palplanche (*EI*) influe significativement sur les valeurs de K_{SS} dans la méthode de Schmitt. Les valeurs obtenues par cette méthode sont nettement plus importantes que celles calculées par la méthode de Balay.

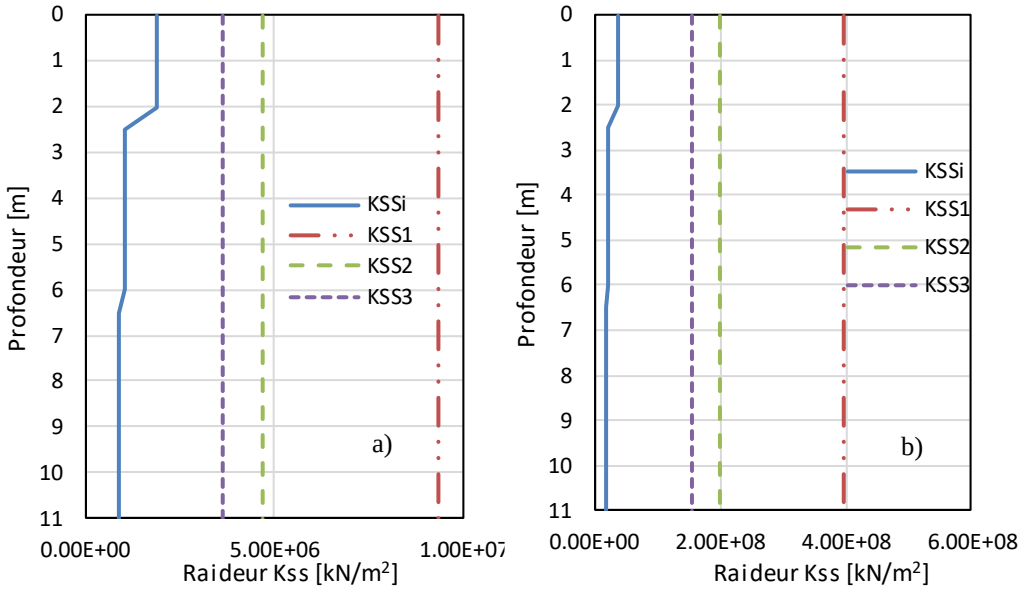


Figure II.17. Valeur des raideurs K_{SS} en fonction de la profondeur du sol, pour un sol a) argileux, b) sableux.

Pour mieux visualiser cette différence, on s'intéresse à un seul point de l'ouvrage se trouvant à une profondeur de 4 m. L'analyse consiste à comparer le rapport de raideurs obtenues par les deux approches. Comme la méthode Balay conduit à la même valeur quelle que soit la rigidité flexionnelle de la palplanche, elle est donc utilisée comme valeur de référence. Le ratio de ces raideurs est donné par l'expression :

$$R_{K_{SS}} = \left(\frac{K_{SSj}}{K_{SSi}}\right)_{j=1,2,3} \qquad [II.12]$$

Avec :

$R_{K_{SS}}$: le ratio d'équivalence entre les deux méthodes de calcul de raideurs.

K_{SSj} : raideur obtenue par la méthode de Schmitt pour la variante j = 1, 2, 3,

K_{SSi} : raideur obtenue par la méthode de Balay quelle que soit la rigidité flexionnelle de l'ouvrage.

Les résultats montrés à la Figure II.18 illustrent clairement l'écart entre les deux approches de calcul avec des ratios plus importants pour le sol sableux. Pour les deux types de sol (sableux et argileux) étudiés ici, on constate une influence significative de la méthode de Schmitt à l'égard de la rigidité flexionnelle. L'écart entre la valeur de K_{SS} obtenue par la méthode de Schmitt et celle obtenue par la méthode de Balay est d'autant plus important quand la rigidité de la palplanche est faible. La même tendance est observée pour les deux types de sol (sableux et argileux) avec :

Une première partie descendante pour un intervalle de EI se trouvant entre [4,00E+6-4,00E+7] kN/m² avec une pente très importante signifiant qu'une légère différence dans la rigidité de l'ouvrage peut faire augmenter ou diminuer la valeur de K_{SS}.

Une seconde partie pour des valeurs de EI supérieurs à 4,00E+7 kNm², où l'on constate de faibles pentes décroissantes signifiant qu'une légère différence dans la rigidité de l'ouvrage conduit une faible différence sur K_{SS}.

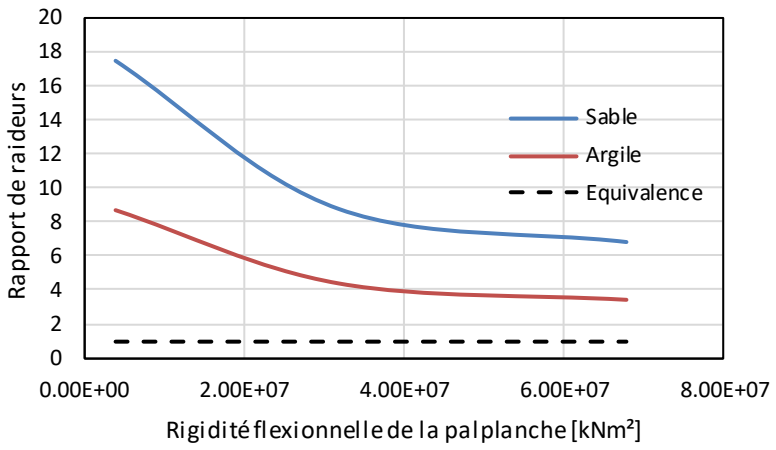


Figure II.18. Résultats exprimant le rapport de raideurs selon la rigidité flexionnelle utilisée pour la palplanche.

Pour observer l'effet de la variation du coefficient de réaction sur K_{SS} à l'échelle d'une loi de réaction, on utilise les deux configurations géotechniques (sable et argile) présentées au Tableau II.4 ainsi que les valeurs de K_{SS} correspondant à des palplanches de rigidités différentes résumées au Tableau II.5. Les résultats obtenus (Figure II.19) montrent que cette différence importante dans les coefficients de réaction conduit à des L.R différentes. Pour cette étude, les paliers n'ont pas été affectés par la variation de K_{SS} contrairement à la pente de la phase élastique qui l'est à chaque fois. Plus la valeur de K_{SS} est importante plus l'étendue de la phase élastique est courte (et inversement), ce qui va entrainer une diminution des seuils de plasticité en poussée et en butée. En se basant sur l'écart relatif entre les valeurs seuils obtenues par la méthode de Schmitt KSS3 et ceux obtenus par la méthode de Balay KSSi, la diminution du seuil de plasticité en poussée est estimée à 85% pour le sol sableux et 70% pour le sol argileux.

En effet, si les paliers de plasticité n'ont pas été affectés pour la variation de K_{SS}, on constate néanmoins de grandes différences sur les seuils de plastification du sol en poussée mais surtout en butée. En effet, contrairement à la méthode de Balay qui donne un intervalle élastique large, les trois autres variantes calculées ici par la méthode de Schmitt (KSS1, KSS2 et KSS3) sont plutôt conservatrices et réduisent cette phase élastique.

Les résultats obtenus dans cette partie permettent de constater l'influence de la méthode de calcul des coefficients de réaction K_{SS} employée dans les lois de réactions. Le choix de la norme actuelle (NF P94-282, 2009) quant à l'utilisation de la méthode Schmitt s'explique par un choix conservateur où l'on suppose que le sol peut rapidement rentrer en phase plastique ce qui mène forcément à une plastification des éléments représentants l'ISS et entraine donc des déformations plus importantes.

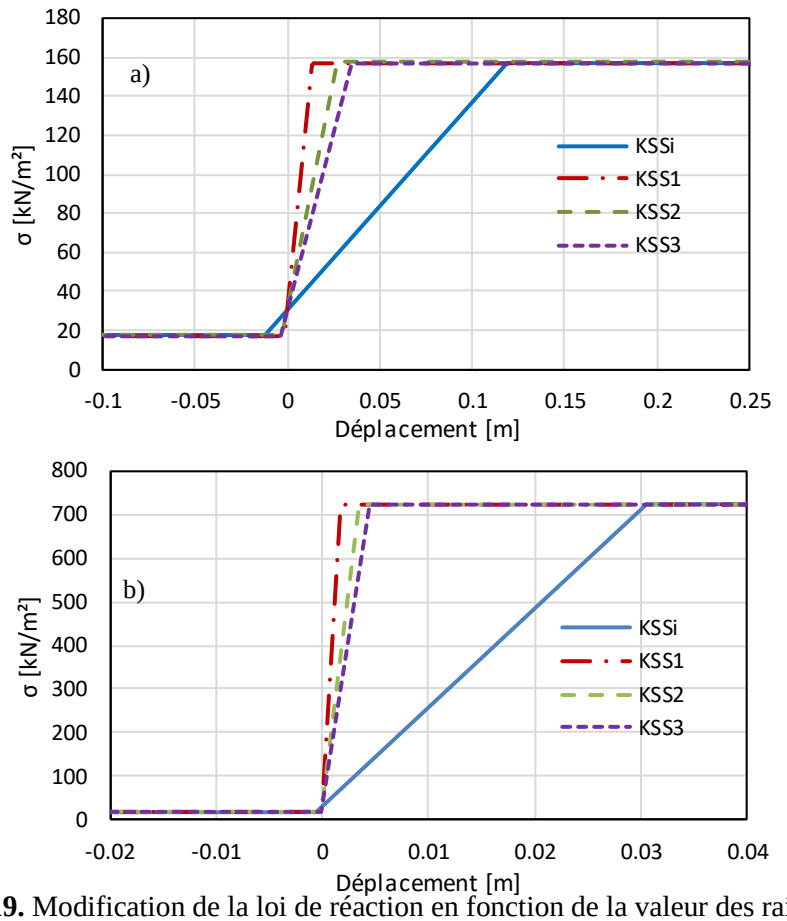


Figure II.19. Modification de la loi de réaction en fonction de la valeur des raideurs KSS pour un sol a) argileux, b) sableux.

II.3.2. Modélisation de la structure par MISS-CR

Le calcul par la méthode des coefficients de réactions (MISS-CR) suppose que la palplanche se comporte comme un élément poutre c'est-à-dire en flexion 2D. Cette hypothèse reste valable et cohérente dans la mesure où le sol est considéré comme homogène.

Contrairement à la méthode MISS-EF qui exige parfois l'utilisation du modèle massif élément finis à cause de la complexité qu'engendre la modélisation de l'interface (§II.2.2), cela n'est pas le cas pour MISS-CR. En effet, pour cette dernière (MISS-CR) l'interface n'est pas modélisée avec un modèle spécifique (*e.g.* élément d'interface de type joint), l'utilisation des éléments finis poutres est donc retenue.

La loi de comportement à considérer pour la palplanche est souvent de type élastique linéaire (Chapitre I, §I.2.1.2). Du point de vue mécanique, la prise en compte de la non linéarité pour une poutre conduit en cas de dépassement de la contrainte élastique à la formation d'une rotule plastique. Ce comportement ne peut se produire qu'à partir d'un certain degré de staticité du système, au moins isostatique. En cas de formation d'une rotule plastique, il y'a une redistribution des efforts entrainant des déformations plus importantes.

Il est bien connu que la méthode aux coefficients de réaction (MISS-CR) n'est pas adaptée pour la prise en compte de la non linéarité pour la poutre (FD ENV 1993-5, 2002). Cependant, cette incompatibilité est-elle liée à un problème de degré de staticité du système ou plutôt à un problème lié à la nature des appuis (ressorts) ?

Pour répondre à cette question prenons un exemple simple basé sur la comparaison de deux poutres chargées ponctuellement par *P* et de mêmes caractéristiques mécaniques Figure II.20. La différence entre les deux poutres est liée aux appuis avec :

- un système isostatique par appui simple et double, nommé ici *système 1* (Figure II.20.a),
- un système « isostatique » par ressorts verticaux caractérisé par des rigidités très importantes. En plus des ressorts, un appui horizontal simple au niveau de l'appui A_2 est utilisé pour empêcher le déplacement horizontal. Ce système est nommé ici *système 2* (Figure II.20.b).

En cas de comportement élastique, c.-à-d. que la surcharge *P* est faible et ne conduit pas à un dépassement de la contrainte limite élastique de la poutre. Dans ce cas, les résultats exprimés en termes de déplacement, moment fléchissant, ... sont les mêmes quel que soit le système utilisé (1 ou 2). Par ailleurs, en cas de présence de sollicitations importantes conduisant à un dépassement du seuil d'élasticité du matériau, le *système 1* conduit à la formation d'une rotule plastique, alors que le *système 2* conduit à une non convergence systématique dès que la contrainte limite élastique est dépassée. Ceci permet de confirmer que la gestion d'un appui simple et d'un appui de ressort ne se fait pas de la même manière, expliquant ainsi l'incompatibilité de MISS-CR pour une telle analyse (non linéaire).

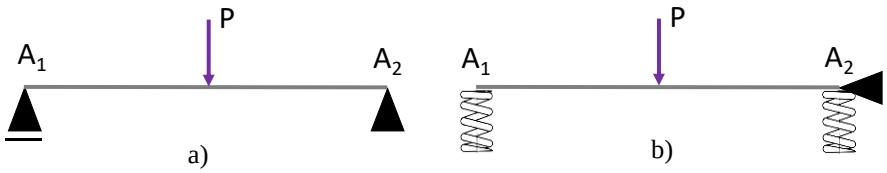


Figure II.20. Comparaison de deux systèmes d'appuis différents : a) poutre isostatique par appuis simple et double (système 1), b) poutre « isostatique » par ressort à rigidité importante et appui horizontal.

II.3.3. Modélisation des butons et tirants dans MISS-CR

Le comportement des tirants et butons est supposé élastique linéaire et la raideur suffit pour décrire leur comportement mécanique. Ceci est lié sans doute à la grande capacité de l'acier à se déformer dans le domaine élastique. De plus, pour les tirants précontraints, on a recours à des torons dont le seuil de plasticité est plus élevé par rapport à un acier ordinaire. La méthode de calcul de la raideur élastique est le même pour les deux types d'appuis (Chapitre I, §I.4.2.3). Pour ce qui est des seuils de plasticité ou de rupture, on peut identifier deux catégories :

- Une première catégorie relative à la plastification du matériau d'appui. C'est-à-dire que la section sollicitée en traction ou compression (les tirants pour la traction et les butons pour la compression) dépasse la limite d'élasticité de l'acier, ce qui provoque une rupture de l'appui.
- La deuxième catégorie est propre au tirant, plus précisément au massif d'ancrage. Un tirant sollicité en traction engendre un frottement latéral entre le massif d'ancrage dans lequel il est scellé et le sol l'avoisinant. Le dépassement de la capacité de frottement peut entrainer une rupture et donc la désolidarisation du massif d'ancrage du sol.

En pratique, la détermination du seuil de rupture de l'appui dépend uniquement des propriétés du matériau (du tirant ou buton) contrairement au seuil lié à la désolidarisation du massif d'ancrage qui dépend de :

- la nature du sol (frottant ou cohérent) et de certaines de ses caractéristiques (φ, c, γ),
- la géométrie du massif d'ancrage : comme la longueur de ce dernier et le diamètre de scellement.

Dans le calcul déterministe, le dimensionnement de la longueur de scellement L_S dans un sol dit homogène (T.A.95, 1995) est mené en supposant que la force maximale reprise par le massif d'ancrage par scellement T_S est égale à la force maximale ultime en traction supportée par le tirant T_U (c.-à-d. T_S=T_U). Sachant que :

$$T_U = A_T f_U \qquad \text{[II.13]}$$

Avec :
A_T : la section d'acier du tirant,
f_U : la contrainte ultime de l'acier.

$$L_S = \frac{T_S}{\pi D_S q_S} \qquad \text{[II.14]}$$

Avec :
$D_S = \alpha D_f$, où D_S correspond au diamètre de calcul. Sa valeur dépend du diamètre de forage D_f et d'un paramètre α qui correspond au coefficient de majoration du bulbe de scellement. Ce dernier paramètre est choisi en fonction des conditions d'exécution du massif d'ancrage. Cela correspond au fait que le massif d'ancrage va entrainer une partie du sol l'avoisinant.
q_S : correspond à la contrainte de frottement mobilisée par le massif. Sa détermination se fait au travers d'abaques ou d'expressions analytiques en considérant le problème comme identique à celui des pieux et micropieux (Bustamante & Doix, 1985). Cette valeur est étroitement liée à la nature du sol (sableux, argileux,…) et donc aux caractéristiques géotechniques prépondérantes selon la nature du sol (l'angle de frottement pour les sols sableux et la cohésion pour les sols argileux). L'expression de q_S utilisé généralement (e.g. (Das, 2015)) différencie deux types de sols :

- Pour les sols frottants (sableux) le calcul se fait selon l'expression :

$$q_S = \sigma_V \, k \, tan(\varphi) \qquad \text{[II.15]}$$

φ : angle de frottement du sol,
k : coefficient de pression du sol, valeur prise entre K_a et K_b, généralement prise égale à K_0
σ_V : contrainte verticale moyenne exercée à mi-hauteur du massif.

- Pour les sols cohérents (argileux):

$$q_S = c_a \qquad \text{[II.16]}$$

c_a : adhésion du sol, cette valeur peut être prise égale à 2/3 c_u (cohésion non drainée) (Das, 2015).

On propose de schématiser la loi de réaction d'un tirant telle qu'elle est employée dans l'outil que nous avons développé par la Figure II.21. Cette L.R résume trois situations différentes :

- Situation 0 : représente le point initial à l'équilibre du tirant.
- Situation 1 : représente la mise en tension du tirant, assimilée dans le modèle par une compression.
- Situation 2 : représente l'allongement du tirant suite aux efforts des pressions des terres appliquées sur l'ouvrage assimilée par une traction.

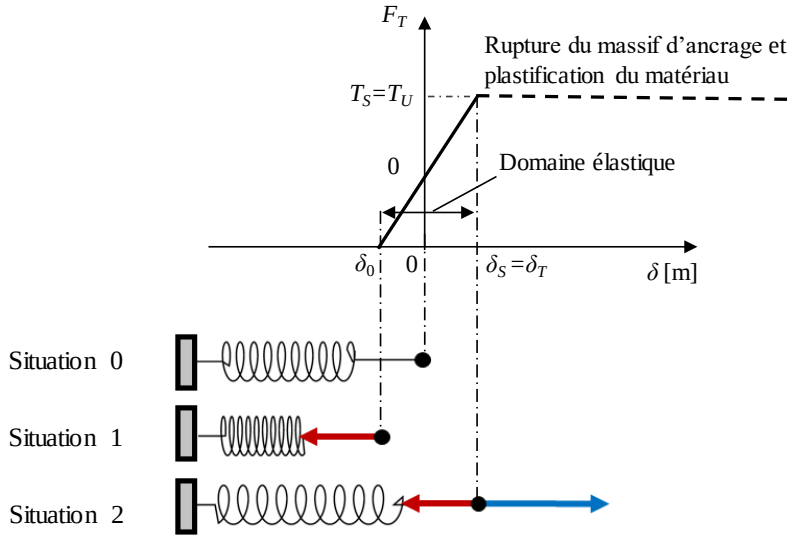


Figure II.21. Modélisation de la loi de réaction du tirant et massif d'ancrage.

Avec :

δ_0 : représente le nouveau déplacement initial suite à l'application de l'effort de précontrainte,

δ_S : représente le déplacement limite de désolidarisation du massif d'ancrage.

F_T : représente la force générée par la réaction du tirant.

Notons que l'hypothèse faite pour le dimensionnement du scellement (T_S=T_U) fait que les deux seuils (rupture du tirant et désolidarisation de l'ancrage) sont atteints en même temps (Figure II.21) ce qui n'est pas vrai en présence de variabilité.

Pour comparer l'approche analytique présentée ici avec un modèle numérique mieux élaboré, on reprend le cas d'étude traité dans le §II.2.4. La différence ici est que le modèle est basé sur un massif cylindrique, il est donc nécessaire de procéder à une équivalence pour que le calcul soit représentatif. Le calcul couramment mené en géotechnique en section droite est censé représenter le comportement du sol et de l'ouvrage sur une tranche de 1 m de largeur. Pour cela, le périmètre du cylindre de massif employé dans l'expression [II.17] doit correspondre à la largeur du massif multiplié par le nombre de faces qui est de deux ici (donc deux faces de 1 m de largeur) comme le résume l'expression [II.17].

$$\emptyset_{Equi} = \frac{2}{\pi} \qquad \text{[II.17]}$$

Le diamètre équivalent à utiliser est donc égal à $\emptyset_{Equi}$=0,637 m.

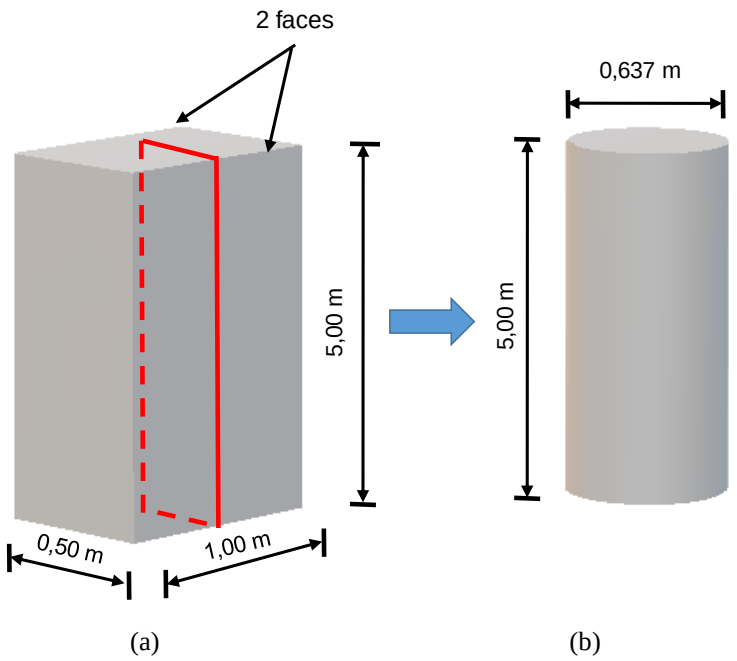


Figure II.22. Principe d'équivalence entre le massif en section droite (a) et le massif en cylindrique (b).

La comparaison se fait entre l'approche analytique présentée ici et les deux modèles numériques qui sont pour rappel :

- MODT1 : modèle intégrant seulement le tirant et supposant une solidarisation parfaite entre le sol et le tirant au niveau de l'ancrage.
- MODT2 : modèle intégrant le massif en béton en plus d'un frottement latéral avec le sol avoisinant.

Les résultats obtenus par le modèle numérique Figure II.23 utilisé pour la modélisation du tirant et du massif d'ancrage montrent que la raideur du système (tirant-massif d'ancrage) est peut-être surestimée par le modèle analytique à comparer avec les deux modèles numériques (MODT1 et MODT2). Par ailleurs, on observe une rupture par glissement d'ancrage anticipé pour le modèle analytique par rapport aux deux modèles numériques (MODT1 et MODT2).

Rappelons que le modèle analytique ne permet pas de prendre en considération toutes les forces réduisant le déplacement du massif comme le poids propre du massif et le poids propre des terres se trouvant sur le massif contrairement aux deux modèles numériques (MODT1 et MODT2).

A partir de ces résultats, on s'aperçoit de l'existence de différences entre les approches utilisées pour modéliser le tirant et son ancrage. Le modèle analytique intégré dans la méthode MISS-CR présente une forte raideur et un seuil de désolidarisation du massif « anticipé » par rapport aux deux autres modèles numériques.

Notons que les ordres de grandeurs de désolidarisation sont adaptés uniquement à l'exemple traité ici. En effet, ceux-ci changent en fonction de la configuration étudiée (inclinaison du tirant et la profondeur d'ancrage). Pour les conditions correspondant à un tirant maintenant un rideau de palplanches, le seuil de glissement est plus important, d'ordre décimétrique (10 cm).

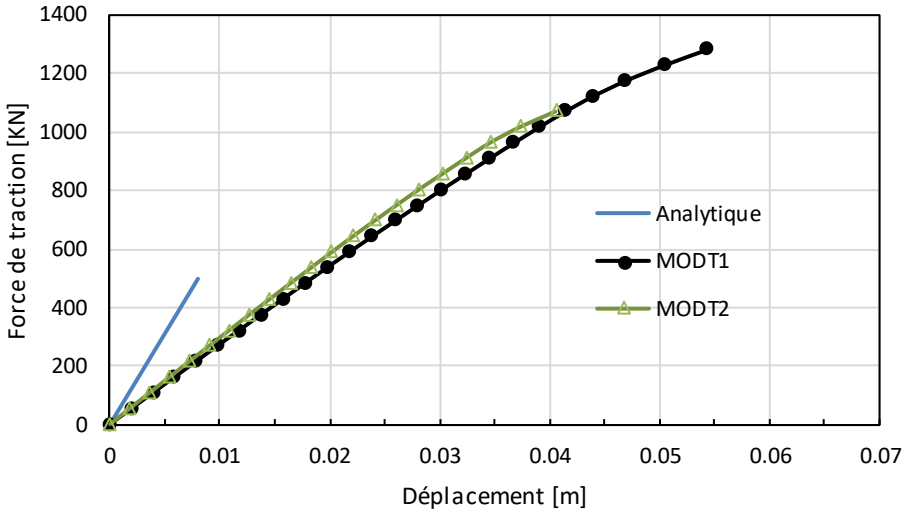


Figure II.23. Comparaison entre le modèle analytique et les modèles numériques MODT1 et MODT2, résultats exprimés en force déplacement.

II.3.4. Prise en compte du phasage des travaux par MISS-CR

La prise en compte du phasage des travaux ne se fait pas de la même manière que dans la méthode MISS-EF. Il n'y a pas d'estimation de forces nodales équivalentes ni de déchargement progressif à prévoir. En effet, pour MISS-CR, le principe consiste dans un premier temps à actualiser les lois de réaction en fonction de la nouvelle configuration géométrique (par le retrait systématique de certains éléments dans la tranche de sol excavée). Dans un second temps, le calcul se poursuit avec comme pression initiale la projection du déplacement final de la phase précédente sur la nouvelle loi de réaction (Baly, et al., 1982).

Pour ce qui est de l'actualisation des lois de réaction, elle se fait soit par une élévation ou par un rabaissement des plateaux de plasticité (de poussée et de butée), soit par la modification des raideurs K_{SS} qui a aussi un impact sur les seuils de plasticité. Pour ne pas alourdir les calculs probabilistes qui seront menées dans le Chapitre V, on se contentera seulement de la prise en compte de la première phase de travaux qui consiste à appliquer pour la phase concernée de travaux une première pression p_s qui correspond à la pression initiale de la phase précédente à savoir p_i (quand le sol était au repos, Figure II.24).

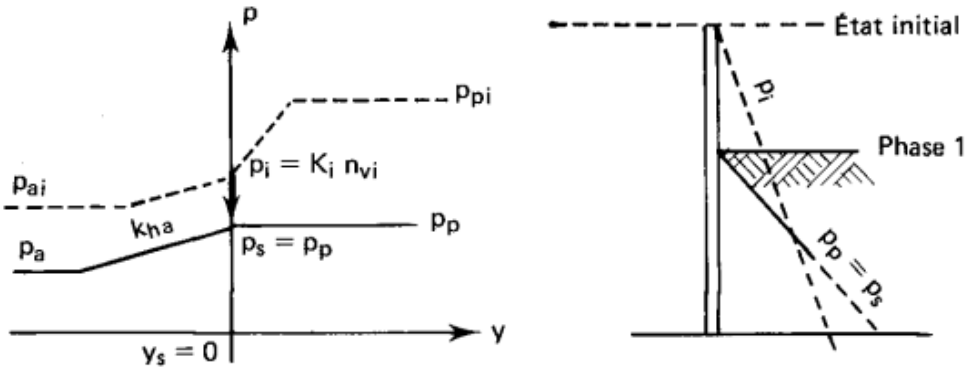


Figure II.24. Principe d'application des pressions initiales a) évolution de la loi de réaction, b) projection des pressions initiale (Baly, et al., 1982).

L'application de p_i passe par des vérifications de cette pression par rapport à la pression limite de butée p_p. En cas de dépassement, il y a ce qu'on appelle violation de la phase élastique c.-à-d. la phase élastique disparait (Baly, et al., 1982).

II.3.5. Application du chargement par MISS-CR

La méthode MISS-CR fait appel aux mêmes types de chargement que ceux déjà évoqués pour MISS-EF (§II.2.6) avec quelques différences sur l'application du chargement et le mode de résolution. Le chargement se fait ici de manière itérative en appliquant les pressions directement sur la palplanche. Ci-dessous, on fait référence aux principaux éléments constituant le chargement employé pour la méthode MISS-CR :

- Le premier type de chargement est lié à la pression initiale des terres. Elle représente le poids des terres actualisé par la prise en compte du phasage (une seule phase).
- Le deuxième type de force est lié à l'application des pressions hydrostatiques sur le rideau de palplanches en amont et en aval. Cette force s'applique directement sur l'écran de la même manière que pour MISS-EF.
- Le troisième type est lié à l'application d'une surcharge d'exploitation sur la surface du sol, en amont ou en aval. Deux types de surcharge sont intégrés :
  - *Les surcharges Q_{RI} supposées uniformément réparties sur une longueur infinie :*

    Dans ce cas, des termes s'ajoutent dans l'expression de calcul de contraintes de poussée et butée.

$$\sigma'_a = \sigma'_V K_a - 2c'\sqrt{K_a} + K_a Q_{RI} \qquad \text{[II.18]}$$

$$\sigma'_p = \sigma'_V K_p + 2c'\sqrt{K_p} + K_p Q_{RI} \qquad \text{[II.19]}$$

    où :
    σ'_a et σ'_p représentent respectivement les contraintes de poussée et de butée, σ'_V la contrainte verticale du sol, *c'* la cohésion du sol.
    K_a et K_p représentent respectivement les coefficients de poussées et de butée du sol.
    Q_{RI} représente la surcharge d'exploitation uniformément répartie de longueur infinie sur la surface du sol.

  - *Les surcharges uniformément réparties Q_{RP} de longueur partielle :*

    Il existe des approches empiriques différentes permettant de procéder à cette projection. Le choix s'est porté sur la méthode de projection à 45° qui selon la comparaison faite par (Georgiadis & Anagnostopoulos, 1998) conduit à des résultats satisfaisants par rapport aux résultats expérimentaux. Le principe de cette méthode consiste en deux étapes : une première réside en une projection géométrique pour connaitre la position du début d'application de la surcharge. La deuxième étape consiste à estimer la surcharge équivalente $Q_{RP.Eq}$ qui sera appliquée de manière uniforme à partir du point d'intersection jusqu'au pied de la palplanche.

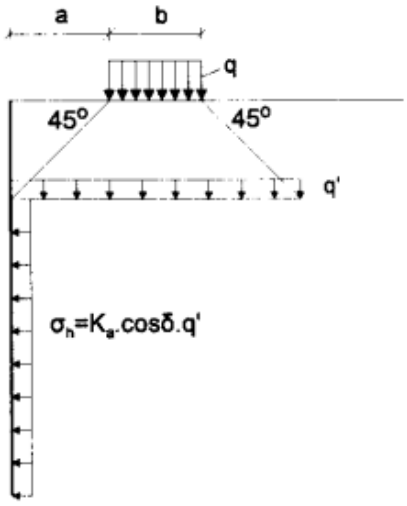


Figure II.25. Pression des terres exercées d'une surcharge uniforme partielle sur la surface en amont de l'écran de soutènement par (Georgiadis & Anagnostopoulos, 1998).

$$Q_{RP.Eq} = cos\delta\left(\frac{b}{b+2a}\right)Q_{RP} \qquad [II.20]$$

Avec :

a et *b* sont les caractéristiques géométriques de l'ouvrage.

δ représente l'interface sol-rideau de palplanches.

Cette nouvelle valeur de surcharge partielle sera additionnée dans l'expression décrivant les contraintes de poussée et de butée.

$$\sigma'_a = \sigma'_V K_a - 2c'\sqrt{K_a} + K_a\left(Q_{RI} + Q_{RP.Eq}\right) \qquad [II.21]$$

$$\sigma'_p = \sigma'_V K_p + 2c'\sqrt{K_p} + K_p\left(Q_{RI} + Q_{RP.Eq}\right) \qquad [II.22]$$

- Le dernier type de force (quatrième) pouvant être appliqué dans ce modèle se résume à la force de précontrainte. Celle-ci est appliquée sur le nœud où se trouve le tirant ou le buton.

II.3.6. Résolution par la méthode MISS-CR

Les premières méthodes de coefficients de réaction comme celle de (Ménard & Bourdon, 1965) se basent sur l'application directe des conditions aux limites (K_{SS}) au niveau de la fiche et des pressions de poussée σ'_a et de butée σ'_p en une seule étape de calcul, sans passer par des itérations. Par ces hypothèses simplificatrices, ce type de méthode impose un état d'équilibre préalable sans mener le calcul itératif dans lequel sont actualisées les conditions aux limites et de chargement, contrairement à la méthode MISS-CR. Cette dernière consiste à rechercher au fur et à mesure des itérations une situation d'équilibre stable en modifiant dans chaque nouvelle itération, à la fois la pression des terres (horizontale de poussée σ'_{Ha} et horizontale de butée σ'_{Hp}) appliquées sur l'ouvrage, ainsi que les conditions aux limites relatives à l'interaction sol-structure (K_{SS}). La Figure II.26 résume l'organigramme de la méthode de calcul utilisée pour MISS-CR. La démarche consiste de passer d'une situation initiale constituée de l'application

des forces initiales (pression des terres au repos) et état de ressorts en phase élastique à une prenant en compte les itérations jusqu'à l'équilibre se manifestant par la convergence du calcul.

Avec :

i : le numéro d'itération,
i_{seuil} : itération seuil à partir de laquelle on choisit de mener la vérification de convergence, on choisit généralement 4ième itération,
L : représente le numéro du nœud de la ligne *L*,
Nbr_{NL} : nombre de nœuds total de la section,
σ_H : représente la contrainte horizontale.

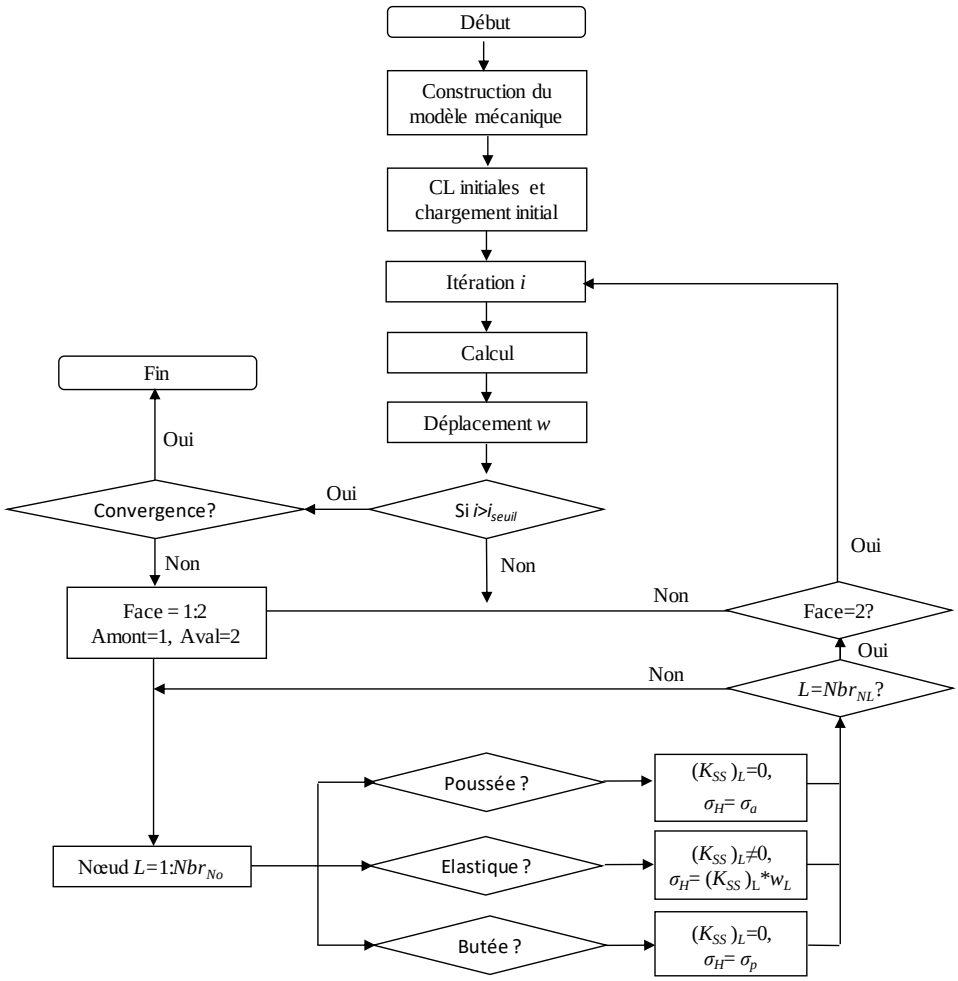


Figure II.26. Organigramme de calcul pour MISS-CR.

La vérification de convergence se fait ici par la somme au carré des déplacements de tous les points de l'ouvrage [II.23] par rapport au seuil de convergence ε_{Seuil} .

$$\varepsilon_{Conv} = \sqrt{\sum [(w_L)_i - (w_L)_{i-1}]^2} \qquad \text{[II.23]}$$

où :
$(w_L)_i$: déplacement du point L de l'itération *i*,
$(w_L)_{i-1}$: déplacement du L à l'itération *i*-1.

II.3.7. Modélisation 3D des rideaux de palplanches par MISS-CR

Comme il a été énoncé en début de ce chapitre (§ II.1), un des objectifs fixés est de construire un modèle de calcul tridimensionnel adapté aux rideaux de palplanches. Les méthodes existantes se basent plutôt sur une représentation de type massif (MISS-EF) qui est certes efficace en termes de reproduction du comportement géomécanique, mais avec un coût conséquent à cause de la complexité et de la taille du problème. Pour cela, on propose dans cette partie une extension de la méthode MISS-CR en passant d'une configuration de type poutre vers une configuration de type plaque sur appuis élastoplastiques. De notre point de vue, une telle représentation intégrant la non linéarité du sol n'existe pas en littérature. On nommera ce modèle MISS-CR-PLQ (méthode d'interaction sol-structure en coefficient de réaction et plaque).

Le développement proposé ici (Figure II.27) se base sur les mêmes éléments constituant la méthode classique de coefficients de réaction avec, des modifications décrites dans les paragraphes qui suivent.

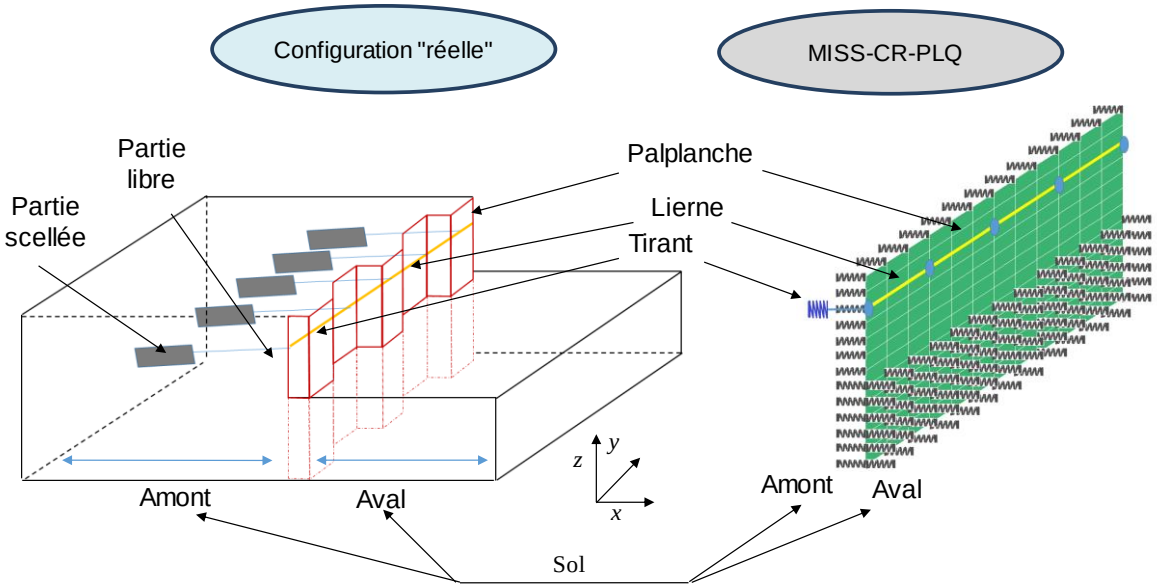


Figure II.27. Schématisation de la méthode MISS-CR-PLQ.

II.3.7.1. Modélisation de la palplanche dans MISS-CR-PLQ

A cause de leur géométrie, les palplanches peuvent être classées comme étant des plaques ondulées ou trapézoïdales. Pour ce type d'ouvrage, le recours aux éléments coques est en théorie le mieux adapté pour reproduire le comportement tridimensionnel. En pratique, il est difficile d'associer une représentation de ce type par élément coque dans un modèle d'interaction sol-structure de type MISS-EF 3D au niveau de l'interface, ou de type MISS-CR-PLQ à cause du positionnement des éléments ressorts. Il est donc plus commode d'avoir recours à un modèle équivalent à géométrie linéaire et à section rectangulaire de type plaque orthotrope Figure II.28. L'hypothèse d'orthotropie s'impose dans ce cas à cause de la forme géométrique de la section de palplanche. Contrairement au modèle coque, l'analyse d'une section rectangulaire est bien plus simple à mener. Il existe deux principales théories, soit les plaques minces par la théorie de (Kirchhoff, 1850), soit les plaques épaisses/semi épaisses par les théories comme (Reissner,

1945; Mindlin, 1951). En fonction des hypothèses adoptées (*e.g.* prise en compte du cisaillement transverse, déformation de la fibre moyenne de la plaque par rapport à la normale, …) et des dimensions relatives de la plaque (les ratios entre l'épaisseur et la longueur ou largeur) le choix va tendre vers l'une de ces deux théories.

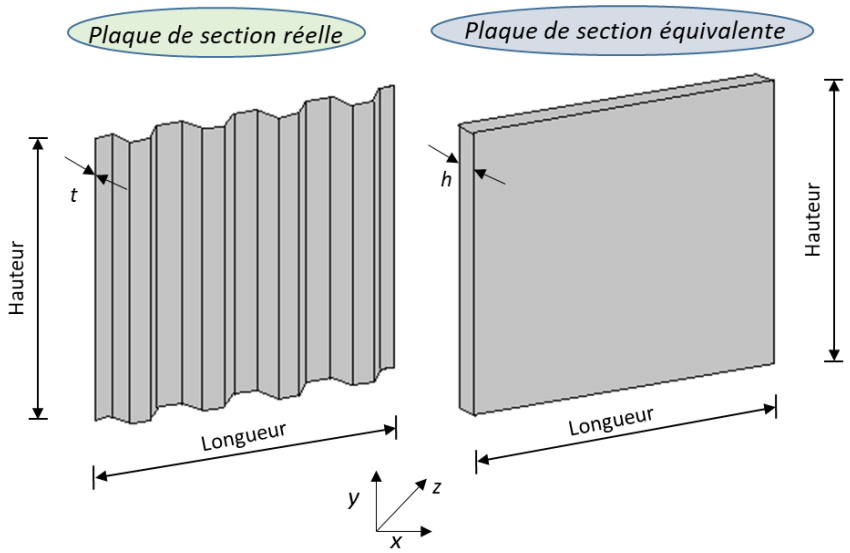


Figure II.28. Section réelle et plaque équivalente.

Pour les plaques épaisses orthotropes, la relation contraintes déformations intègre le cisaillement transverse. Elle se résume à l'expression suivante :

$$\begin{bmatrix}\sigma_{xx}\\ \sigma_{yy}\\ \tau_{xy}\\ \tau_{xz}\\ \tau_{yz}\end{bmatrix}=\begin{bmatrix}\frac{E_x}{1-\upsilon_{xy}\upsilon_{yx}} & \frac{\upsilon_{yx}E_y}{1-\upsilon_{xy}\upsilon_{yx}} & 0 & 0 & 0\\ \frac{\upsilon_{xy}E_x}{1-\upsilon_{xy}\upsilon_{yx}} & \frac{E_y}{1-\upsilon_{xy}\upsilon_{yx}} & 0 & 0 & 0\\ 0 & 0 & G_{xy} & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & G_{xz} & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & G_{xz}\end{bmatrix}\begin{bmatrix}\varepsilon_{xx}\\ \varepsilon_{yy}\\ \gamma_{xy}\\ \gamma_{xz}\\ \gamma_{yz}\end{bmatrix} \qquad [II.24]$$

La relation de contrainte déformation d'une plaque orthotrope mince selon la théorie de (Kirchhoff, 1850) considère quant à elle les distorsions γ_{xz} et γ_{yz} constantes sur l'épaisseur h ce qui rend les contraintes de cisaillement indépendantes comme le résume l'expression [II.25] :

$$\begin{bmatrix}\sigma_{xx}\\ \sigma_{yy}\\ \tau_{xy}\end{bmatrix}=\begin{bmatrix}\frac{E_x}{1-\upsilon_{xy}\upsilon_{yx}} & \frac{\upsilon_{yx}E_y}{1-\upsilon_{xy}\upsilon_{yx}} & 0\\ \frac{\upsilon_{xy}E_x}{1-\upsilon_{xy}\upsilon_{yx}} & \frac{E_y}{1-\upsilon_{xy}\upsilon_{yx}} & 0\\ 0 & 0 & G_{xy}\end{bmatrix}\begin{bmatrix}\varepsilon_{xx}\\ \varepsilon_{yy}\\ \gamma_{xy}\end{bmatrix} \qquad [II.25]$$

où :

σ_{xx} et σ_{yy} représentent les contraintes normales selon les axes *x* et *y* respectivement.

τ_{xy}, τ_{xz} et τ_{yz} représentent les contraintes de cisaillement selon les plans *xy*, *xz* et *yz* respectivement.

E_x et E_y représentent respectivement les modules de Young selon les axes *x* et y.

G_{xy}, G_{xz} et G_{yz} : correspondent aux modules de cisaillement selon les plans *xy*, *xz* et *yz* respectivement.
ε_{xx} et ε_{yy} représentent les déformations selon l'axe *x* et l'axe *y* respectivement.
γ_{xy}, γ_{xz} et γ_{yz} représentent les distorsions selon les plans *xy*, *yz* et *xz* respectivement.
υ_{yx}, υ_{xy} représentent les coefficients de Poisson liés à la déformation selon les axes *y* et x respectivement. Afin de respecter la symétrie de la matrice du modèle orthotrope ainsi que la validité du théorème Betti (Ventsel & Krauthammer, 2001), l'équivalence entre les caractéristiques mécaniques des deux directions orthogonales doit être respectée, ce qui donne l'expression [II.26] :

$$\upsilon_x E_{yx} = \upsilon_y E_{xy} \qquad \text{[II.26]}$$

ou encore :

$$\frac{E_y}{E_x} = \frac{\upsilon_{yx}}{\upsilon_{xy}} \qquad \text{[II.27]}$$

En termes d'efforts internes, les expressions relatives aux efforts normaux [II.28] ou [II.29] et aux moments fléchissants [II.30] sont valables pour les deux types de théories (plaque mince ou plaque épaisse) et se résument à :

$$\begin{bmatrix} N_{xx} \\ N_{yy} \end{bmatrix} = \frac{h}{1-\upsilon_{xy}\upsilon_{yx}} \begin{bmatrix} E_x & \upsilon_{yx}E_y \\ \upsilon_{xy}E_x & E_y \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_x \\ u_y \end{bmatrix} \qquad \text{[II.28]}$$

On peut également la notation suivante :

$$\begin{bmatrix} N_{xx} \\ N_{yy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} \\ A_{21} & A_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_x \\ u_y \end{bmatrix} \qquad \text{[II.29]}$$

avec :
N_{xx} et N_{yy} : représentent respectivement l'effort normal selon l'axe *x* et selon l'axe *y*,
u_x et u_y : représentent respectivement l'élongation selon l'axe *x*, et l'axe *y*,
$A_{11} = \frac{E_x h}{1-\upsilon_{xy}\upsilon_{yx}}$; $A_{22} = \frac{E_y h}{1-\upsilon_{xy}\upsilon_{yx}}$; $A_{12} = \frac{\upsilon_{yx}E_x}{1-\upsilon_{xy}\upsilon_{yx}}$; $A_{21} = \frac{\upsilon_{xy}E_x}{1-\upsilon_{xy}\upsilon_{yx}}$
En ce qui concerne la matrice des moments fléchissant, ceux-ci s'écrivent :

$$\begin{bmatrix} M_{xx} \\ M_{yy} \\ M_{xy} \end{bmatrix} = \frac{h^3}{12(1-\upsilon_{xy}\upsilon_{yx})} \begin{bmatrix} E_x & \upsilon_{yx}E_y & 0 \\ \upsilon_{xy}E_x & E_y & 0 \\ 0 & 0 & 2G_{xy}(1-\upsilon_{xy}\upsilon_{yx}) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \kappa_{xx} \\ \kappa_{yy} \\ \kappa_{xy} \end{bmatrix} \qquad \text{[II.30]}$$

où :
M_{xx}, M_{yy} et M_{xy} : moments fléchissants selon l'axe *x*, l'axe *y* et selon le plan *xy* respectivement,
κ_{xx}, κ_{yy}, κ_{xy} : les courbures selon l'axe *x*, *y* et sur le plan *xy* respectivement,
G_{xy} : représente le module de cisaillement, il est calculé par l'expression :

$$G_{xy} = \frac{\sqrt{E_x E_y}}{2(1+\sqrt{\upsilon_{xy}\upsilon_{yx}})} \qquad \text{[II.31]}$$

S'agissant de l'effort tranchant, il est décrit selon la théorie des plaques épaisses par la relation :

$$\begin{bmatrix} Q_x \\ Q_y \end{bmatrix} = \kappa h \begin{bmatrix} G_{xz} & 0 \\ 0 & G_{yz} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{bmatrix} \quad \text{[II.32]}$$

où :

Q_x et Q_y : correspondent aux efforts tranchants selon l'axe x et y respectivement.

κ : correspond au facteur de correction géométrique du cisaillement égale à 5/6 pour les sections rectangulaires.

γ_{xz} et γ_{yz} représentent les déformations par cisaillement.

Pour les éléments soumis à de la flexion, comme c'est le cas des palplanches, l'analyse dépend principalement des rigidités de flexion et éventuellement des modules de cisaillement attribués à la plaque. Du point de vue numérique, ces rigidités sont obtenues par un calcul interne dans les codes éléments finis en se basant sur les expressions [II.33], [II.34], [II.35] et [II.36]. Celles-ci dépendent de l'épaisseur de la plaque h, des coefficients de Poisson et des modules de Young de l'acier suivant chaque direction (E_x, E_y) et (υ_x, υ_y).

A partir de l'expression [II.30], les modules de flexion selon les axes x et y peuvent être exprimés comme suit :

$$D_{xx} = \frac{E_x h^3}{12\left(1 - \upsilon_{xy}\upsilon_{yx}\right)} \quad \text{[II.33]}$$

$$D_{yy} = \frac{E_y h^3}{12\left(1 - \upsilon_{xy}\upsilon_{yx}\right)} \quad \text{[II.34]}$$

On peut également extraire le module de flexion dans la direction orthogonale de chaque axe (x et y) :

$$D_{xy} = D_{yx} = \frac{\upsilon_{xy} E_y h^3}{12\left(1 - \upsilon_{xy}\upsilon_{yx}\right)} = \frac{\upsilon_{yx} E_x h^3}{12\left(1 - \upsilon_{xy}\upsilon_{yx}\right)} \quad \text{[II.35]}$$

et enfin, le module de torsion :

$$D_t = \frac{G_{xy} h^3}{12} \quad \text{[II.36]}$$

Pour ce qui est de G_{xz} et G_{yz}, il est difficile d'estimer analytiquement ces rigidités pour une plaque orthotrope, contrairement au cas isotrope où ces modules correspondent au G_{xy}. Certains auteurs proposent des valeurs empiriques comme c'est le cas de (PLAXIS, 2016), d'autres se basent sur des équivalences énergétiques (Samanta & Mukhopadhyay, 1999; Xia, et al., 2012). En mécanique, ces caractéristiques peuvent également être mesurées expérimentalement comme l'établit (Mbacke, 2013) pour d'autres types de structures.

II.3.7.1.1. Calcul des caractéristiques de la plaque orthotrope équivalente

Le passage d'une configuration avec la géométrie et les caractéristiques mécaniques d'une plaque ondulée/trapézoïdale à un modèle équivalent de plaque orthotrope est toujours d'actualité vu le nombre de travaux récents traitant le sujet (Samanta & Mukhopadhyay, 1999; Wennberg, et al., 2011; Xia, et al., 2012; Park, et al., 2016). Le regard des experts ou des communautés scientifiques peut être différent selon le domaine d'application. Les équivalences

proposées sont généralement obtenues soit par des critères énergétiques, numériques, expérimentaux ou tout simplement par retour d'expérience.

Selon les objectifs fixés, une ou plusieurs stratégies peuvent être adoptées. Pour le cas des palplanches, on peut résumer cela en Figure II.29, en adoptant soit une équivalence en flexion qui reste la principale source de sollicitations, en effort normal pour les ouvrages reprenant une

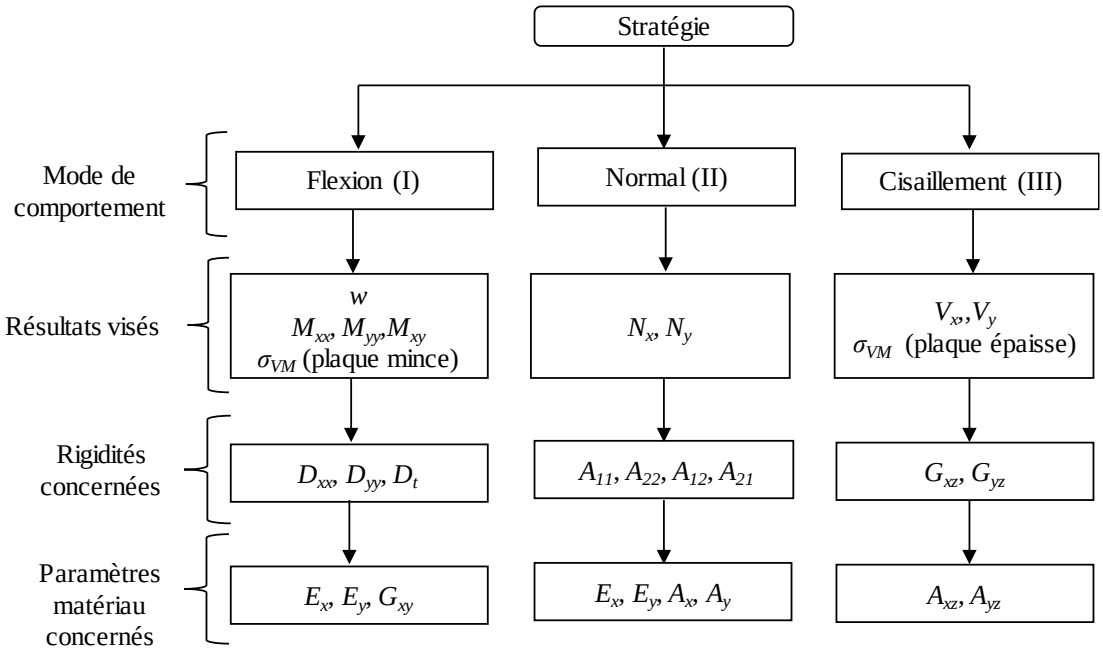


Figure II.29. Stratégie d'équivalence selon les résultats visés.

charge verticale et/ou en cisaillement si celui-ci est pris en compte (cisaillement transverse). Une fois l'équivalence faite, les paramètres mécaniques de calcul sont déduits et permettent d'alimenter le modèle orthotrope.

Généralement, les caractéristiques mécaniques fournies par les constructeurs de palplanches suffisent pour mener un calcul en section droite. Cependant, l'analyse du comportement tridimensionnel de ces ouvrages nécessite des informations supplémentaires pour alimenter le modèle orthotrope équivalent. La question qui se pose est : à quoi correspondent ces caractéristiques mécaniques décrivant le modèle orthotrope équivalent ? Physiquement ceux-ci n'ont pas sens, ils permettent juste de substituer le comportement mécanique d'un ouvrage selon une orientation donnée (verticale ou horizontale) et selon un comportement donné (flexion, normal, cisaillement).

Il existe de nos jours plusieurs méthodes d'équivalence applicables aux plaques ondulées d'une manière générale et non spécifique aux palplanches seulement. Ces approches peuvent diverger entre elles sur les hypothèses adoptées (plaque épaisse ou mince), ou encore sur la manière de calcul des paramètres pseudo-physiques. Ceci peut avoir un impact sur les valeurs de rigidités mécaniques décrites et donc probablement sur les résultats. Dans ce qui suit, on s'intéresse à trois manières différentes permettant de construire un modèle d'équivalence. Le but étant de connaître les hypothèses des unes et des autres pour ensuite les comparer avec une plaque à géométrie réelle.

II.3.7.1.2. Equivalence selon la méthode de Samanta & Mukhopadhyay, 1999

L'objet d'étude traité par (Samanta & Mukhopadhyay, 1999) se résume aux plaques ondulées à taille relativement petite par rapport aux palplanches (de l'ordre du 1/10). Les expressions d'équivalence proposées (présentées dans le Tableau II.6 accompagné de la Figure II.30) sont construites sur la base d'équivalence énergétique entre le modèle à géométrie réelle et le modèle de plaque orthotrope équivalente. Cette méthode s'appuie sur la théorie des plaques minces en négligeant l'effet du cisaillement transverse et en supposant que l'épaisseur de la plaque équivalente correspond à celle de plaque réelle.

Tableau II.6. Rigidités équivalentes selon la méthode de (Samanta & Mukhopadhyay, 1999).

Rigidité normale		Rigidité flexionelle	
B_x	$\dfrac{E\left(\dfrac{t}{f}\right)^2 t}{6\left[\dfrac{2}{c}\left(\dfrac{c - s\sin\theta}{1-\cos\theta}\right) + \dfrac{4}{3c}\dfrac{f}{\sin\theta}\right]}$	D_x	$\dfrac{c}{s}\dfrac{Et^3}{12}$
B_ν	νB_x	D_ν	0
B_y	$Et\dfrac{s}{c}$	D_y	$\dfrac{EI_y}{c}$
B_{xy}	$\dfrac{c}{s}\dfrac{Et}{2(1+\nu)}$	D_{xy}	$\dfrac{s}{c}\dfrac{Et^3}{6(1+\nu)}$

où :
I_y correspond au moment d'inertie par rapport à l'axe neutre de la section ondulée.
E et υ représentent respectivement le module de Young et le coefficient de Poisson de l'acier réels.

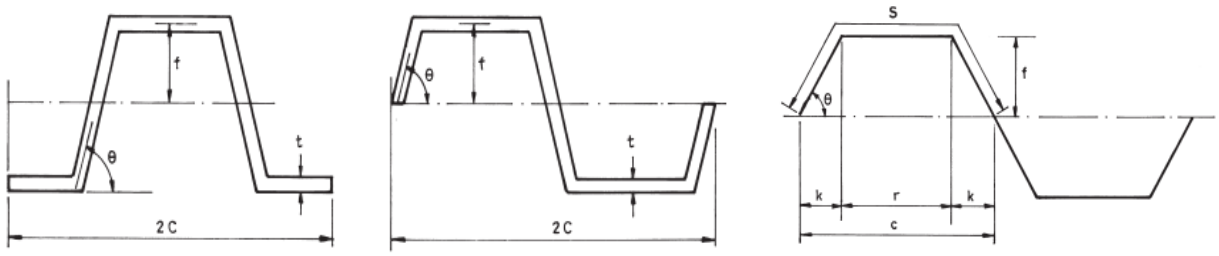


Figure II.30. Repérage des cotations associées à une section ondulée (Samanta & Mukhopadhyay, 1999).

L'application simultanée de toutes ces équivalences reste toutefois difficile à mettre en pratique. Généralement, les codes de calcul à l'exemple de (Cast3m, 2015) permettent de renseigner les caractéristiques mécaniques du matériau (E_x, E_y,υ_{xy},…) et géométriques (comme l'épaisseur de la plaque h), par ailleurs, les rigidités normales (A_{11}, A_{12},…) ou flexionnelles (D_{xx}, D_{yy}, …) sont obtenues par un calcul interne (propre programme). Dans ces conditions, il est donc parfois difficile d'adopter plusieurs stratégies à la fois (Figure II.29). En n'exerçant que des sollicitations de flexion sur la plaque (pas d'efforts normaux appliqués), on peut donc opter pour la stratégie I (l'équivalence en flexion). Celle-ci se résume ici uniquement aux rigidités flexionnelles (D_{xx}, D_{yy}, D_{xy} et D_t). L'analyse de D_{yy}^* permet de constater que le rapport de I_y/c

correspond une inertie rapportée au mètre linéaire. Il est donc nécessaire de prendre en considération les bonnes valeurs à ce niveau.

A partir des expressions résumées dans le Tableau II.6 et de celles correspondant au modèle de la plaque orthotrope équivalente ([II.33], [II.34], [II.35] et [II.36]) les équivalences se résument dans ce cas aux expressions : [II.38], [II.40] et [II.42].

Sachant que *t*=*h*, l'équivalence selon l'axe *x* s'écrit alors $D_{xx}^{*} = D_{xx}$:

$$\frac{c}{s}\frac{Et^3}{12} = \frac{E_x h^3}{12\left(1 - \upsilon_{xy}\upsilon_{yx}\right)} \qquad \text{[II.37]}$$

$$E_x = \frac{c\left(1 - \upsilon_{xy}\upsilon_{yx}\right)}{s}E \qquad \text{[II.38]}$$

De même pour l'axe y $D_{yy}^{*} = D_{yy}$

$$EI_y^{*} = \frac{E_y h^3}{12\left(1 - \upsilon_{xy}\upsilon_{yx}\right)} \qquad \text{[II.39]}$$

$$E_y = \frac{12I_y\left(1 - \upsilon_{xy}\upsilon_{yx}\right)}{h^3 c}E \qquad \text{[II.40]}$$

avec :
I_y^{*} : correspond à la rigidité par mètre linéaire de plaque.

Pour la torsion $D_t^{*} = D_t$:

$$D_t^{*} = \frac{s}{c}\frac{Et^3}{6(1+\upsilon)} = \frac{G_{xy}h^3}{12} \qquad \text{[II.41]}$$

$$G_{xy} = \frac{2s}{c(1+\upsilon)}E \qquad \text{[II.42]}$$

Pour ce qui est des paramètres D_{xy}^{*} et D_{yx}^{*} ces rigidités ne sont pas intégrées dans cette méthode. Dans ces conditions, l'hypothèse tend à négliger l'impact l'interaction des deux directions orthogonales sur les valeurs des moments fléchissants M_{xx} et M_{yy}. Respecter cette condition peut se faire en pratique de deux manières possibles :

- La première consiste à faire un post-traitement externe basé sur la reconstruction de la matrice [II.30] au lieu d'utiliser directement le post-traitement interne propre au code élément finis.
- La deuxième solution consiste à imposer des coefficients de Poisson nuls pour valider la relation [II.26]. Cette solution est acceptable dans la mesure où le ratio entre E_x et E_y et tellement important que celui entre υ_x et υ_y l'est aussi (*cf.* [II.26]) ce qui conduit naturellement à un produit entre υ_x et υ_y très petit (sachant que ce produit est utilisé dans les expressions [II.38], [II.40]).

II.3.7.1.3. Equivalence selon la méthode (PLAXIS, 2016)

L'approche proposée par (PLAXIS, 2016) est basée sur la théorie des plaques épaisses ou semi épaisses, c.-à-d. en intégrant l'effet du cisaillement transverse. Dans cette méthode, l'épaisseur de la plaque équivalente est supposée égale à la hauteur de profilé en section droite Figure II.31.

Par ailleurs, les autres caractéristiques pseudo-physiques comme E_x, E_y, … sont déduites à partir des expressions classiques régissant les plaques épaisses ([II.43], [II.45], [II.47], [II.49] et [II.51]). Pour combler l'absence d'informations permettant d'alimenter le modèle orthotrope, cette méthode s'appuie sur des relations empiriques basées sans doute sur le retour d'expérience. Ces relations se traduisent par quelques ratios multipliés par les caractéristiques mécaniques disponibles ([II.53], [II.54], [II.55], [II.56]). Notons que les expressions données ci-dessous sont déterminées à partir de la matrice des moments fléchissants donnée par (PLAXIS, 2016) sans avoir recours aux simplifications qui tendent à négliger les termes $(1-\upsilon^2)$ dans les expressions [II.43] et [II.45].

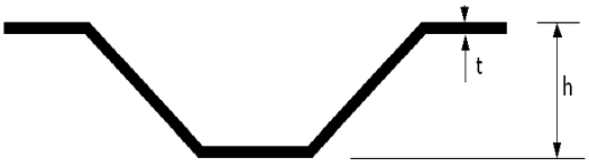


Figure II.31. Equivalence en section selon adoptée par PLAXIS.

L'équivalence selon l'axe x s'écrit $D_{xx}^{*} = D_{xx}$, elle conduit à:

$$\frac{EI_x}{(1-\upsilon^2)} = \frac{E_x h^3}{12} \qquad \text{[II.43]}$$

$$E_x = \frac{12I_x}{h^3(1-\upsilon^2)}E \qquad \text{[II.44]}$$

L'équivalence selon l'axe y s'écrit $D_{yy}^{*} = D_{yy}$, elle conduit à:

$$\frac{EI_y}{(1-\upsilon^2)} = \frac{E_y h^3}{12} \qquad \text{[II.45]}$$

$$E_y = \frac{12I_y}{h^3(1-\upsilon^2)}E \qquad \text{[II.46]}$$

Pour la torsion en plan s'écrit $D_t^{*} = D_t$, elle conduit à :

$$\frac{EI_{xy}}{2(1+\upsilon)} = \frac{G_{xy}h^3}{12} \qquad \text{[II.47]}$$

$$G_{xy} = \frac{6I_{xy}}{h^3(1+\upsilon)}E \qquad \text{[II.48]}$$

Pour les cisaillements selon le sens x s'écrit $G_{xz}^{*} = G_{xz}h$, il conduit à :

$$\frac{EA_{xz}}{2(1+\upsilon)} = G_{xz}h \qquad \text{[II.49]}$$

$$G_{xz} = \frac{EA_{xz}}{2(1+\upsilon)h} \qquad \text{[II.50]}$$

Pour les cisaillements selon le sens y s'écrit $G_{yz}^{*} = G_{yz}h$, il conduit à :

$$\frac{EA_{yz}}{2(1+\upsilon)} = G_{yz}h \qquad \text{[II.51]}$$

$$G_{yz} = \frac{EA_{yz}}{2(1+v)h} \qquad [II.52]$$

où les propriétés mécaniques de la palplanche sont :
I_x et I_y : moments d'inerties de la palplanche selon l'axe *x* et *y* respectivement,
I_{xy} : moments d'inertie de torsion selon le plan *xy*,
A_x et A_y : aires effectives des sections droites selon l'axe *xx* et *yy* respectivement,
A_{xy} : aire effective pour le cisaillement en plan Q_{xy},
A_{xz} et A_{yz} : aire effective par rapport aux efforts tranchants Q_{xz} et Q_{yz},
L'ensemble des données d'entrée et de sortie est regroupé dans la Figure II.32 ; par ailleurs les relations empiriques utilisées se résument à :

$$I_2 = I_y \approx I_x/20 \qquad [II.53]$$

$$I_{12} = I_{xy} \approx I_x/10 \qquad [II.54]$$

$$A_{13} = A_{xz} \approx A_x/3 \qquad [II.55]$$

$$A_{23} = A_{yz} \approx A_x/10 \qquad [II.56]$$

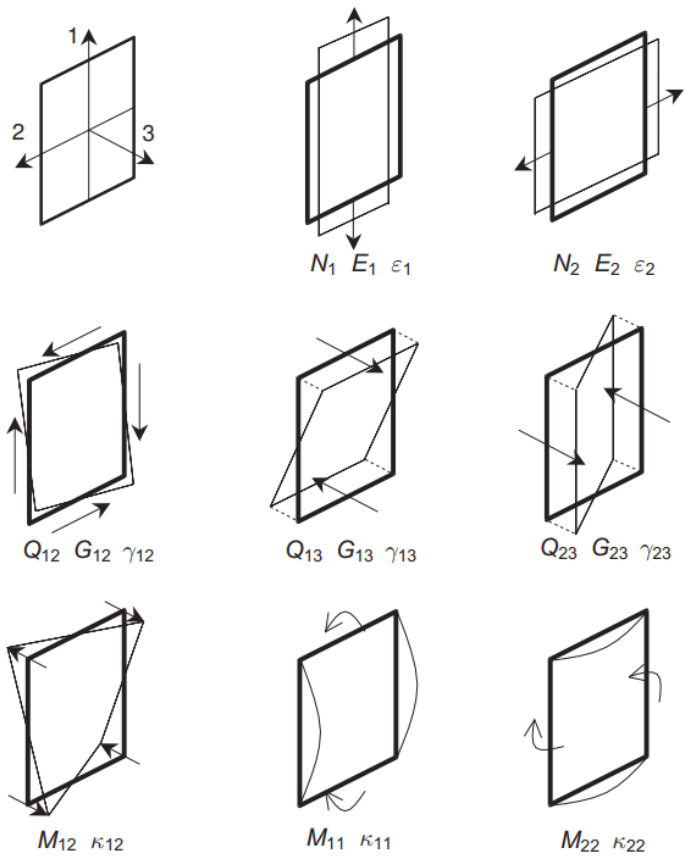


Figure II.32. Repère et sollicitations du modèle orthotrope de (PLAXIS, 2016).

On note que les comparaisons établies par (Persson & Sigstrom, 2010) entre les expressions de (PLAXIS, 2016) avec et d'autres méthodes ont montré des différences sur le comportement tridimensionnel de l'ouvrage. A priori, les hypothèses faites par (PLAXIS, 2016) ont tendance à surestimer certaines rigidités de la plaque orthotrope par rapport à la plaque à géométrie réelle

et donc à réduire les déplacements lorsque le comportement tridimensionnel de l'ouvrage entre en jeu.

II.3.7.1.4. Equivalence selon la méthode de (Hopkins, 2012)

Le sujet d'équivalence d'une plaque ondulée/trapézoïdale intéresse également les acousticiens. Les premiers travaux ont été abordés par (Cremer, et al., 1973), pour le cas des plaques orthotropes soumises à de la flexion et traversée par des ondes acoustiques. Une généralisation de la méthode pour des sections trapézoïdales ou quelconques a été proposée par (Hopkins, 2012). Cette méthode utilise la théorie des plaques minces (sans prendre en compte l'effet du cisaillement transverse) tout en gardant la même épaisseur que la plaque réelle. En supposant un comportement en flexion, la méthode de (Hopkins, 2012) ne se base que sur les expressions de rigidités flexionnelles (D_{xx}, D_{yy}, D_{xy}). Notons qu'une adaptation de cette méthode au cas des palplanches a été faite par (Dijckmans, et al., 2016) dans le cadre de l'étude de l'atténuation des vibrations provoquées par un train. Le repérage des différentes notations données selon cette méthode sont résumées dans la Figure II.33.

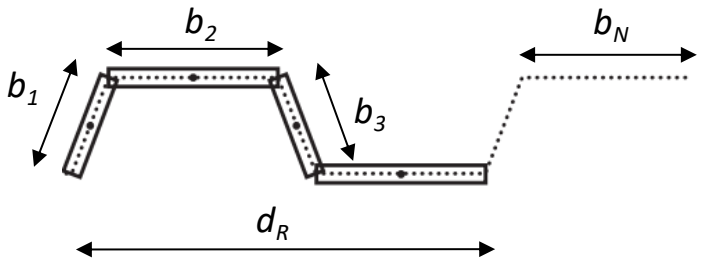


Figure II.33. Section droite d'une plaque trapézoïdale (Hopkins, 2012).

Sachant que l'épaisseur équivalente h est supposée égale à t, alors l'équivalence selon l'axe x s'écrit $D_{xx}^* = D_{xx}$ conduit à :

$$\frac{Et^3}{12(1-\upsilon^2)}\frac{d_R}{\sum_{n=1}^{N} b_N} = \frac{E_x h^3}{12\left(1-\upsilon_x\upsilon_y\right)} \qquad \text{[II.57]}$$

$$E_x = \frac{d_R\left(1-\upsilon_x\upsilon_y\right)}{(1-\upsilon^2)\sum_{n=1}^{N} b_N}E \qquad \text{[II.58]}$$

L'équivalence sur l'axe y $D_{yy}^* = D_{yy}$ conduit à :

$$\frac{EI_y}{(1-\upsilon^2)} = \frac{E_y h^3}{12\left(1-\upsilon_x\upsilon_y\right)} \qquad \text{[II.59]}$$

$$E_y = \frac{12I_y\left(1-\upsilon_x\upsilon_y\right)}{h^3(1-\upsilon^2)}E \qquad \text{[II.60]}$$

L'équivalence en plan xy $D_{xy}^* = D_{xy}$ conduit à :

$$\sqrt{D_{xx}^* D_{yy}^*} = \frac{G_{xy}h^3}{12} \qquad \text{[II.61]}$$

$$D_t^* = \frac{E}{(1-\upsilon^2)}\sqrt{\frac{d_R t^3 I_y}{12\sum_{n=1}^{N} b_N}} = \frac{G_{xy}h^3}{12} \qquad \text{[II.62]}$$

Sachant que t=h (t : épaisseur de la plaque réelle et h : épaisseur de la plaque équivalente) alors :

$$G_{xy} = \left(\frac{1}{(1-\upsilon^2)} \sqrt{\frac{12 I_y d_R}{h^3 \sum_{n=1}^{N} b_N}} \right) E \qquad \text{[II.63]}$$

où :

d_R : correspond à la dimension linéaire d'un élément en section droite (Figure II.33), selon le repérage de (Samanta & Mukhopadhyay, 1999), cette dimension représentera $2c$ (Figure II.30).

b_N : correspond à la dimension de chaque section rectangulaire constituant le profilé, la somme de ces distances est assimilée à $2s$ selon les notations de (Samanta & Mukhopadhyay, 1999).

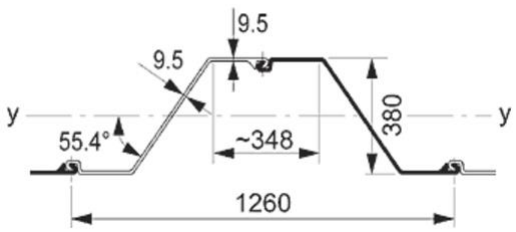
I_y : le moment d'inertie de la section droite par mètre linéaire.

E et υ : module de Young et coefficient de Poisson réels de l'acier.

II.3.7.1.5. Comparaison entre les différentes méthodes de calcul d'équivalence

Afin de construire un modèle de plaque équivalente adapté aux rideaux de palplanches et l'intégrer ensuite dans la méthode MISS-CR-PLQ, une comparaison est établie entre les différentes méthodes présentées aux paragraphes : II.3.7.1.2, II.3.7.1.3 et II.3.7.1.4 avec un modèle coque isotrope à géométrie et caractéristiques réelles (un rideau de palplanches en 3D). Il est important de préciser que la modélisation de la serrure (assimilée à la jonction entre deux pièces de palplanches) n'est pas prise en compte ici en faisant l'hypothèse de parfaite continuité. Dans le cas contraire, la modélisation de cette partie de l'ouvrage nécessiterait des efforts numériques plus conséquents (temps de calcul) et une maîtrise plus poussée de son comportement (maillage plus raffiné et maîtrise des lois de comportement qui lui sont associées). L'hypothèse de la continuité du matériau faite ici s'appuie sur un assemblage mécanique parfait (par un système de soudure ou de pinçage).

L'exemple traité ici correspond à une palplanche de type AZ 18 comme le représente Figure II.34. L'ensemble des caractéristiques mécaniques et géométriques donné par le constructeur (ArcelorMittal, 2016) sont résumées dans cette même figure.



	Sectional area	Mass per m	Moment of inertia	Elastic section modulus	Radius of gyration	Coating area*
	cm^2	kg/m	cm^4	cm^3	cm	m^2/m
Per S	94.8	74.4	21540	1135	15.07	0.86
Per D	189.6	148.8	43080	2270	15.07	1.71
Per m of wall	150.4	118.1	34200	1800	15.07	1.35

*One side, excluding inside of interlocks.
S = Single pile
D = Double pile

Figure II.34. Caractéristiques géométriques et mécaniques d'une palplanche de type AZ 18 (ArcelorMittal, 2016).

Les dimensions de l'ouvrage traité ici se résument à 6 m de hauteur et 15,12 m d'étendue. Notons que cette notion d'étendue correspond à la longueur séparant les deux extrémités de la plaque, il ne s'agit donc pas de la longueur développée de la plaque trapézoïdale. Afin d'évaluer le comportement de l'ouvrage en flexion, une surcharge uniformément répartie de l'ordre de 50 kN/m² est exercée sur l'ouvrage. S'agissant des conditions aux limites CL, les mêmes sont appliquées quelle que soit la variante utilisée. Celles-ci se résument à un blocage du

déplacement horizontal (parallèle aux sollicitations) sur tout le contour des plaques (les deux rives longitudinales et les deux rives verticales).

II.3.7.1.5.1. *Analyse des rigidités mécaniques des différents modèles*

Avant de comparer les résultats issus du calcul éléments finis, il serait plus judicieux de comparer les valeurs de rigidités équivalentes que donne chaque modèle Tableau II.7. Notons, que la comparaison des caractéristiques mécaniques (E_x, E_y,…) ne peut pas se faire dans tous les cas à cause de la variation des hypothèses en particulier l'épaisseur de la plaque qui est différente à l'exemple de la méthode adoptée par (PLAXIS, 2016). Les valeurs obtenues pour les trois équivalences traitées sont résumés dans le Tableau II.7 où :

- EQUIV1 correspond à la méthode de (Samanta & Mukhopadhyay, 1999),
- EQUIV2 correspond à la méthode de (PLAXIS, 2016),
- EQUIV3 correspond à la méthode de (Hopkins, 2012).

Par ailleurs, une partie de ces rigidités mécaniques est illustrée dans la Figure II.35. Sur cette figure, les rigidités D_{xx}, D_{xy}, D_t sont tracées sur une échelle logarithmique.

Tableau II.7. Valeurs des rigidités de flexion et cisaillement obtenues pour les trois variantes.

	D^*_{xx} [N.m²]	D^*_{yy} [N.m²]	D^*_{xy} [N.m²]	D^*_t [N.m²]	G^*_{xz} [N.m²]	G^*_{yz} [N.m²]
EQUIV1	1,18E+04	7,18E+07	0.00E+00	2.93E+04	-	-
EQUIV2	3,95E+06	7,89E+07	1,18E+06	2,76E+06	4,04E+08	1,21E+08
EQUIV3	1,30E+04	7,89E+07	3,90E+03	1,01E+06	-	-

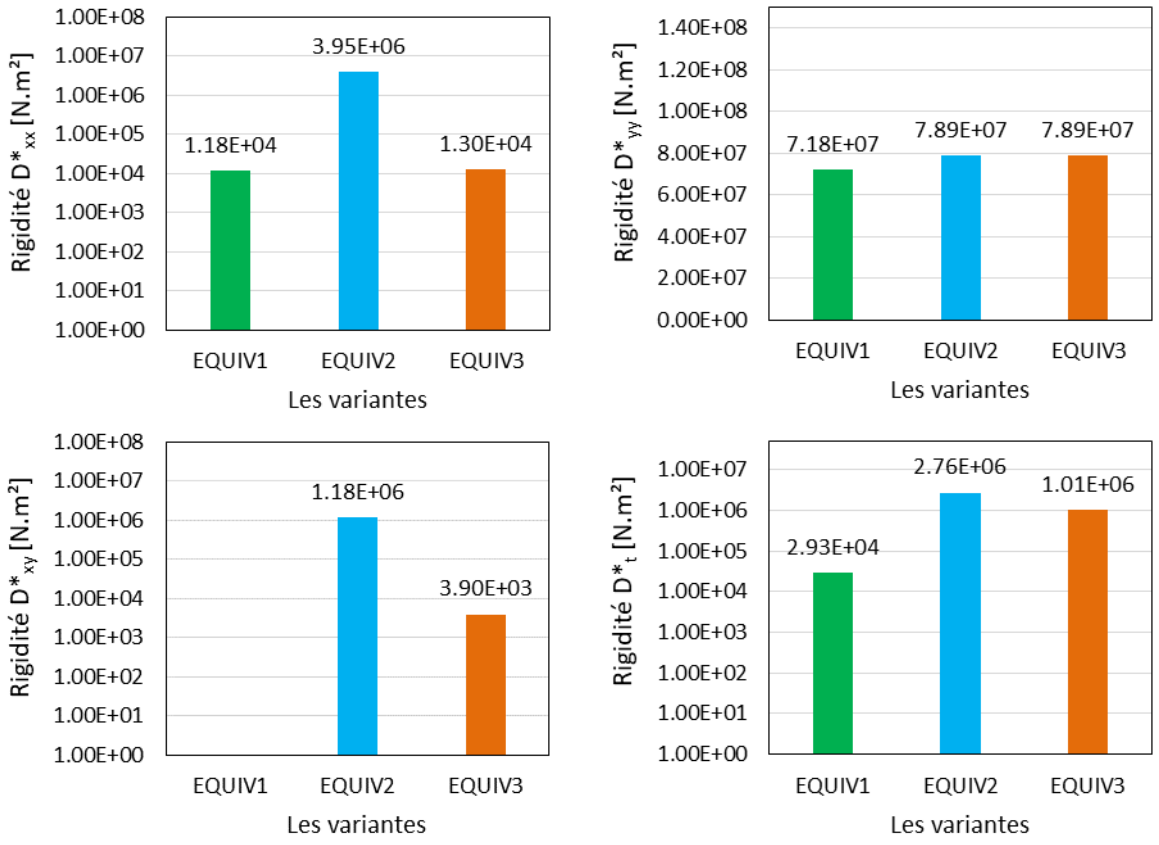


Figure II.35. Comparaison des rigidités flexionnelles obtenues par les trois variantes évaluées EQUIV1, EQUIV2 et EQUIV3 : a) D^*_{xx}, b) D^*_{yy}, c) D^*_{xy}, d) D^*_t.

A partir des rigidités équivalentes obtenues par les trois variantes, on peut établir les constats suivants :

- *La rigidité* D_{xx}^* : la valeur donnée par EQUIV2 est environ 300 fois plus importante que celles données par les deux autres variantes.
- *La rigidité* D_{yy}^**:* peu d'écarts sont constatés pour cette rigidité. La valeur donnée par EQUIV1 est relativement faible par rapport aux deux autres de 9% à cause de l'absence du facteur 1/(1-υ²) dans l'expression de (Samanta & Mukhopadhyay, 1999) par rapport au deux autres. Notons que la rigidité D_{yy} joue un rôle très important dans le dimensionnement des rideaux de palplanches, une erreur dans son estimation pourrait avoir de graves conséquences.
- *La rigidité* D_{xy}^* : les trois méthodes conduisent à des résultats totalement différents puisque la méthode EQUIV1 considère cette rigidité nulle contrairement aux deux autres méthodes. Pour les deux autres, un ratio de l'ordre de 300 est observé entre la valeur donnée par EQUIV2 et celle donnée par EQUIV1.
- *La rigidité* D_t : la valeur donnée par EQUIV2 est plus importante que celles obtenus par les deux autres approches de 94 fois par rapport à la méthode EQUIV1 et de 3 fois par rapport à EQUIV3.
- *Les rigidités* G_{xz}^* *et* G_{yz}^* : celles-ci ne sont utilisées que par EQUIV2, la comparaison avec les deux autres approches ne peut pas se faire.

Une fois l'équivalence mécanique établie on peut résumer l'ensemble des paramètres géométrico-mécaniques de chaque variante dans le Tableau II.8 L'analyse de ce dernier confirme la difficulté liée à la comparaison directe des caractéristiques mécaniques à cause de la variation de certaines hypothèses. C'est le cas par exemple de la valeur de E_y (Tableau II.8) où la valeur donnée par EQUIV3 est 63583 plus grande que celle donnée par EQUIV2 alors que les valeurs de rigidité D_{yy}^* sont égales (Tableau II.7).

Tableau II.8. Caractéristique géométrico-mécaniques de la plaque orthotrope équivalente pour chaque variante.

Approche	h [mm]	E_x [MPa]	E_y [MPa]	G_{xy} [MPa]	G_{xz} [MPa]	G_{yz} [MPa]	υ_{xy}	υ_{yx}
ISOTROPE	9,5	2,1E+11		8,08E+11	-	-	0,3	
EQUIV1	9,5	1,66E+11	1,05E+15	4.10E+11	-	-	0,3	0,5E-04
EQUIV2	380	8,63E+08	1,73E+10	6,04E+08	1,06E+9	3,19E+8	0,3	0,15E-01
EQUIV3	9,5	1,51E+11	1,10E+15	1,42E+13	-	-	0,3	0,41E-04

II.3.7.1.5.2. *Présentation des modèles mécaniques par éléments finis*

Le recours à ces différentes approches pour la modélisation de la plaque (isotrope ou orthotrope) fait appel en éléments finis à des maillages différents. Le choix du type de maillage dépend principalement des hypothèses utilisées (plaque mince/épaisse) et de la nature des résultats visés. Par exemple dans le code de calcul par éléments finis (Cast3m, 2015), le recours aux COQ3 correspond aux hypothèses de coques minces en absence de cisaillement transverse, ils sont donc adaptés à la théorie de Kirchhoff. Les résultats obtenus par ce type de maillage correspondent à des moments fléchissants et aux efforts normaux. Par ailleurs, pour ce qui est des plaques épaisses, les éléments COQ6 ou COQ8 sont les mieux adaptés aux coques épaisses

et donc aux hypothèses de Mindlin-Reissner. Cependant, leurs inconvénients se résument à la nature des résultats exprimés par des contraintes et non par des efforts. D'où le choix établi ici de passer par les éléments COQ4 qui correspond aux hypothèses de plaques minces en prenant en compte le cisaillement transverse. Les résultats obtenus dans ce cas correspondent bien à efforts (moments fléchissants, efforts tranchants et efforts normaux). Le Tableau II.9 résume les différents paramètres de ces modélisations, il est accompagné de la Figure II.36 qui illustre les différents types de maillage.

Tableau II.9. Paramètres de modélisation des cas d'études.

Approche	*Comportement*	*Maillage*	*Nombre de paramètres*	*Maillage*
ISOTROPE	Isotrope	COQ3	4	Maill1
EQUIV1	Orthotrope	COQ3	6	Maill2
EQUIV2	Orthotrope	COQ4	8	Maill3
EQUIV3	Orthotrope	COQ3	6	Maill2

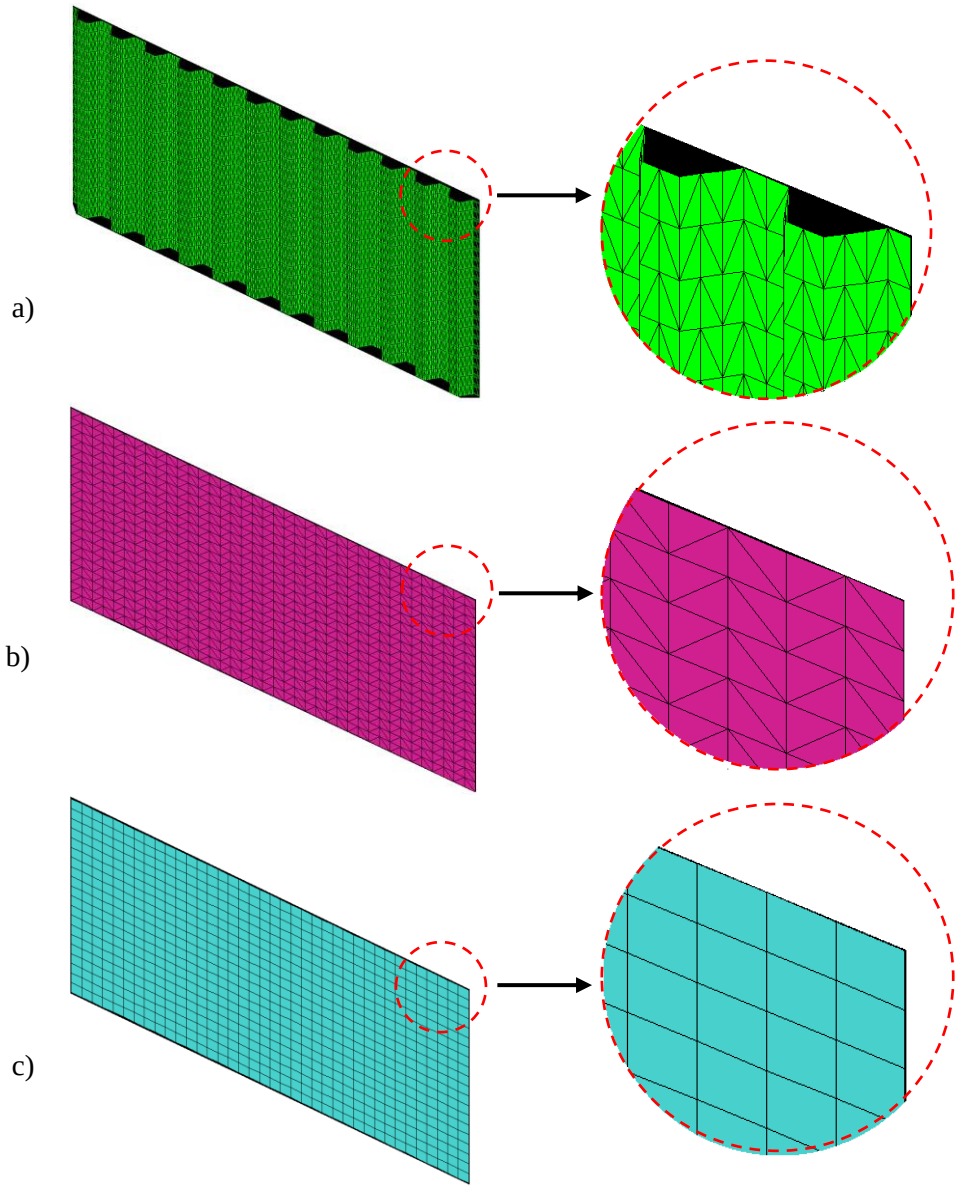


Figure II.36. Modélisation Cast3m de la palplanche par : a) Maill1, b) Maill2, c) Maill3.

II.3.7.1.5.3. ***Analyse des résultats de la modélisation par éléments finis***

La comparaison entre ces différents modèles s'effectue uniquement sur la base des déplacements de la plaque qui sont engendrés par une sollicitation de flexion. La comparaison des moments fléchissants entre un modèle plaque (mince ou épaisse) avec un modèle coque à géométrie réelle ne peut pas avoir lieu pour deux raisons :

- D'une part, le passage des contraintes aux moments fléchissants se fait par le biais des rigidités flexionnelles locales, ce qui ne reflète pas la rigidité réelle de la structure due à sa géométrie.
- D'autre part, les courbures obtenues dans le modèle à géométrie réelle (ISOTROPE) ne sont pas comparables à ceux obtenus dans le cas des plaques à section rectangulaire à cause de la variation des orientations relatives de chaque face de ce modèle isotrope.

Une première analyse consiste à comparer le comportement global. Pour cela, on trace les cartographies de déplacement exprimées par iso-valeurs comme le montre la Figure II.37.

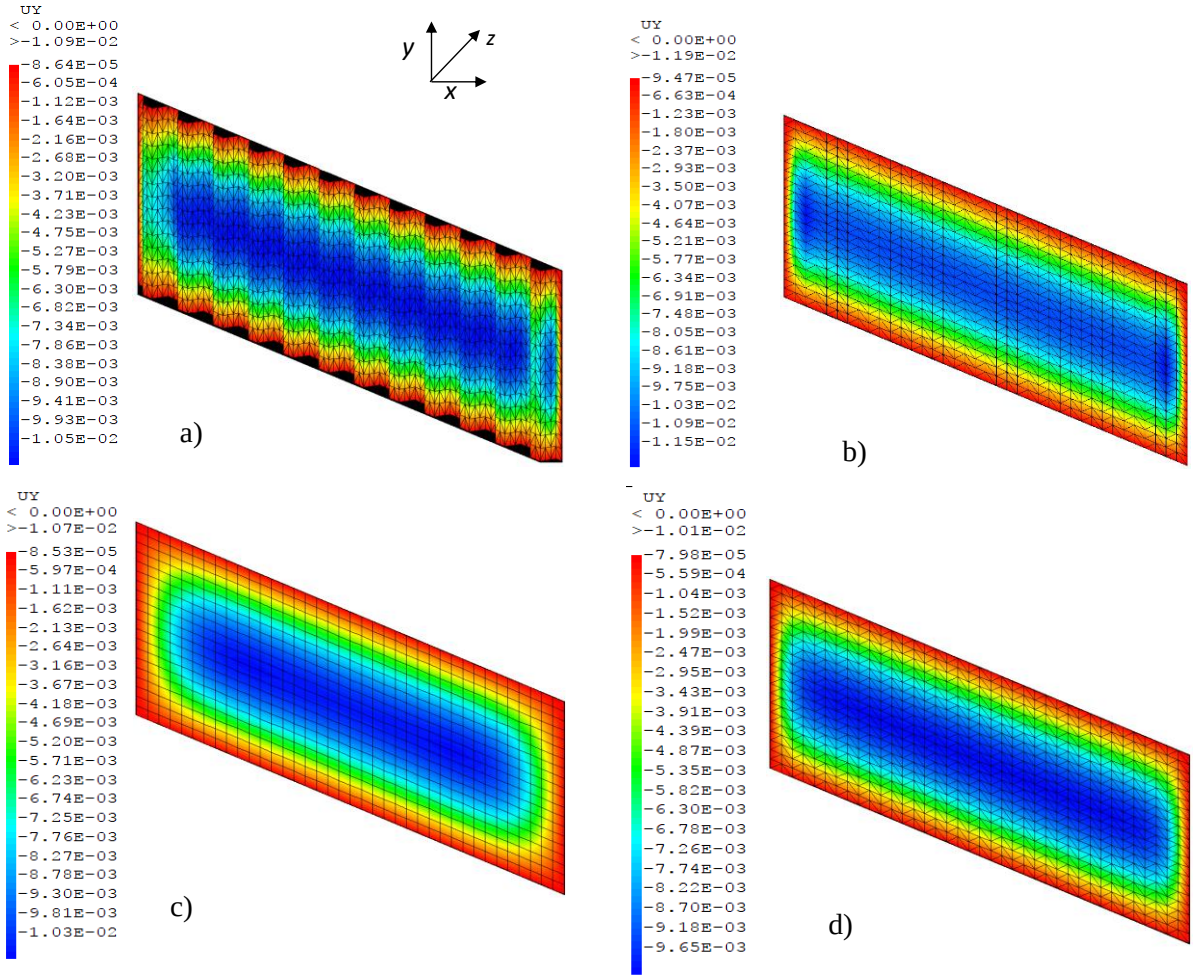


Figure II.37. Comportement global des plaque, représentation des déplacements selon *z* par iso-valeurs des modèles : a) ISOTROPE, b) EQUIV1, c) EQUIV2, d) EQUIV3.

Indépendamment des différentes hypothèses régissant les modèles de calcul utilisés, le comportement global exprimé en termes de déplacement est le même. En effet, on constate l'apparition d'une bande quasi rectangulaire de couleur bleue occupant la zone centrale de la plaque, celle-ci correspond aux valeurs maximales de déplacement selon l'axe *y*. En se rapprochant des bords de la plaque, le changement de couleur se traduit par une atténuation des déplacements jusqu'à leur annulation au niveau des rives à cause du blocage mécanique imposé (déplacement nul sur les rives).

Sur le plan quantitatif, on peut constater que les valeurs portées par les échelles d'iso-valeurs sont relativement différentes. Il est donc intéressant de procéder à des coupes pour mieux comparer et analyser ces résultats. Pour cela, on procède à trois coupes comme le montre la Figure II.38 :

- sur l'axe *x* : le long de l'ouvrage, ce qui dépend principalement de la rigidité D_{xx},
- sur l'axe *y* : sur la hauteur de l'ouvrage, ce qui dépend principalement de la rigidité D_{yy},
- sur le plan *xy* : sur la diagonale ce qui dépend de la rigidité D_t.

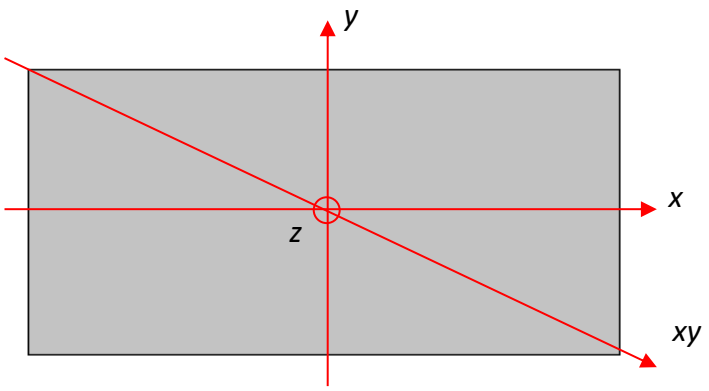
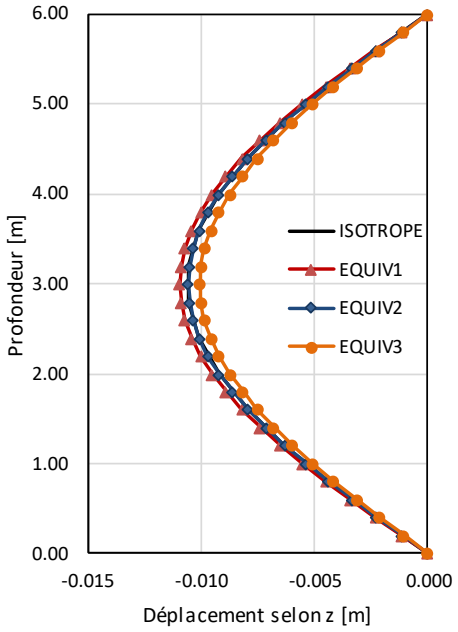


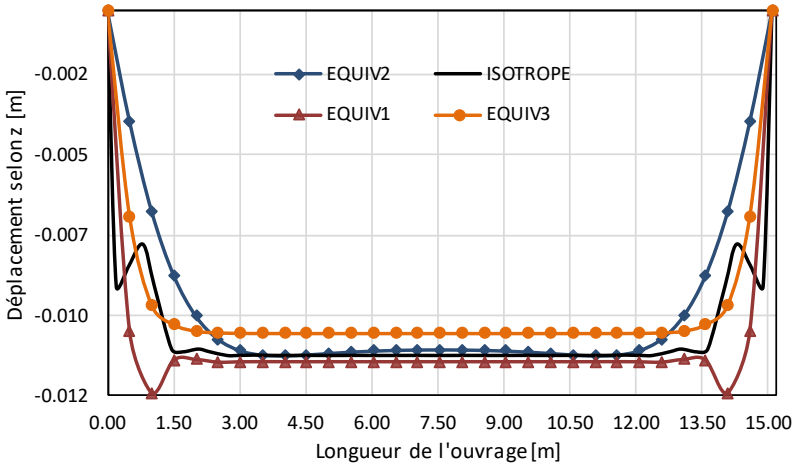
Figure II.38. Représentation des axes de coupes pour l'extraction des déplacements.

Les résultats relatifs aux déplacements de chaque modèle utilisé selon les 3 axes de coupes selon *x*, *y* et *xy* sont résumés dans la Figure II.39 (a, b et c respectivement). Conformément à ce qui a été dit pour les iso-valeurs, pour un même comportement (sur l'axe *x*, *y* ou *xy*), on constate que l'allure des courbes des trois modèles équivalents est quasiment identique avec celle modèle à géométrie réelle. En effet, les formes paraboliques sont bien respectées pour les déplacements selon *y* et *xy*, de même pour la coupe selon *xx* où l'allure des courbes correspond à la lettre « U ». En fonction des conditions aux limites et des dimensions de la plaque choisies ici, l'analyse de ces résultats montre que les deux modèles d'équivalence EQUIV1 et EQUIV2 sont les plus proches du modèle Isotrope, les différences pour les valeurs maximales sont de 2% et de 1% respectivement EQUIV1 et EQUIV2. Le modèle EQUIV3 conduit quant à lui à 5,9% de différence par rapport au modèle isotrope.
En vue des dimensions de la plaque et de la nature du chargement qui est uniforme, on peut dire que la direction la plus sollicitée est la direction verticale selon *y* ce qui joint d'ailleurs l'hypothèse dans laquelle se fait une analyse en section droite (2D) par le biais des poutres. En partant sur d'autres conditions aux limites et/ou de chargements provoquées en pratique par les propriétés géotechniques variant spatialement, alors le comportement peut être différent. Il est plus judicieux de prendre des valeurs de rigidité correctes pour décrire le comportement tridimensionnel de l'ouvrage. Ce point sera étudié dans le Chapitre V.

a)



b)



c)

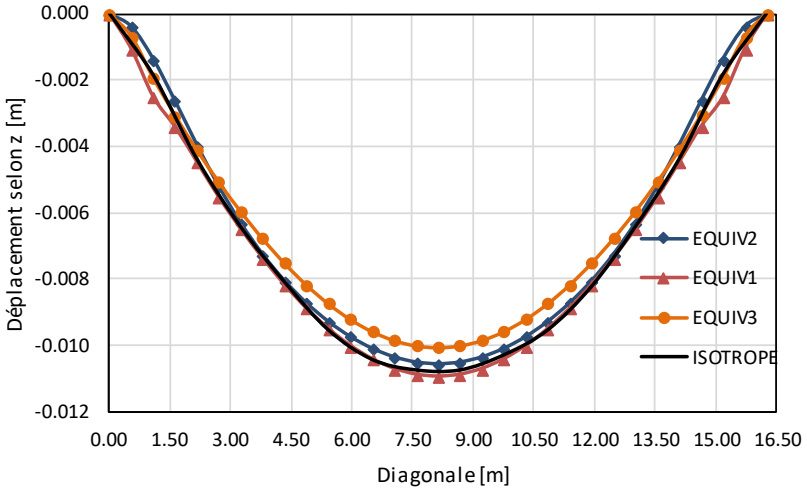


Figure II.39. Déplacement de la plaque selon des axes de coupes : a) *x*, b) *y* et c) *xy*.

II.3.7.1.6. Approche d'équivalence proposée pour MISS-CR-PLQ

Le constat fait à partir de l'analyse des comparaisons établies au § II.3.7.1.5.3 mène à dire qu'il existe plusieurs méthodes de calcul d'équivalences avec parfois des hypothèses totalement différentes. S'agissant de la démarche d'équivalence suivie dans le cadre de MISS-CR-PLQ, elle s'appuie principalement sur les expressions proposées par (Samanta & Mukhopadhyay, 1999) à savoir [II.38], [II.40], [II.42] en intégrant en plus l'effet du cisaillement transverse. Ce choix est motivé par la nature des résultats que donne (Cast3m, 2015) exprimés en termes de moments fléchissants qui sont parfois relativement différents et non conformes aux valeurs théoriques attendues.

S'agissant des modules de cisaillement G_{xz} et G_{yz} en l'absence d'information concernant le calcul d'équivalence de ces paramètres, le choix s'est porté pour la même valeur que G_{xy}. Cette hypothèse correspond au cas où le comportement est considéré isotrope (Shimpi & Patel, 2006). Afin d'évaluer l'effet de ces modifications sur la méthode initiale de (Samanta & Mukhopadhyay, 1999) on procède ici à une comparaison entre les deux modèles. La version modifiée que l'on propose d'utiliser (nommée ici EQUIV1*), celle-ci se base sur les éléments finis de type COQ4 intégrant l'effet du cisaillement transverse. Par ailleurs le modèle d'équivalence proposé par (Samanta & Mukhopadhyay, 1999), nommé EQUIV1, est basé quant à lui sur les éléments finis COQ3 sans prise en compte du cisaillement transverse.
Les résultats du comportement global sont exprimés dans la Figure II.40, où l'on s'aperçoit que les deux modèles affichent un comportement assez similaire notamment au niveau des rives (gauche et droite) où les couleurs d'iso-valeurs sont nettement plus foncées de part et d'autre. En procédant aux coupes selon les axes présentés dans la Figure II.38, l'analyse de ces résultats peut être plus précise.

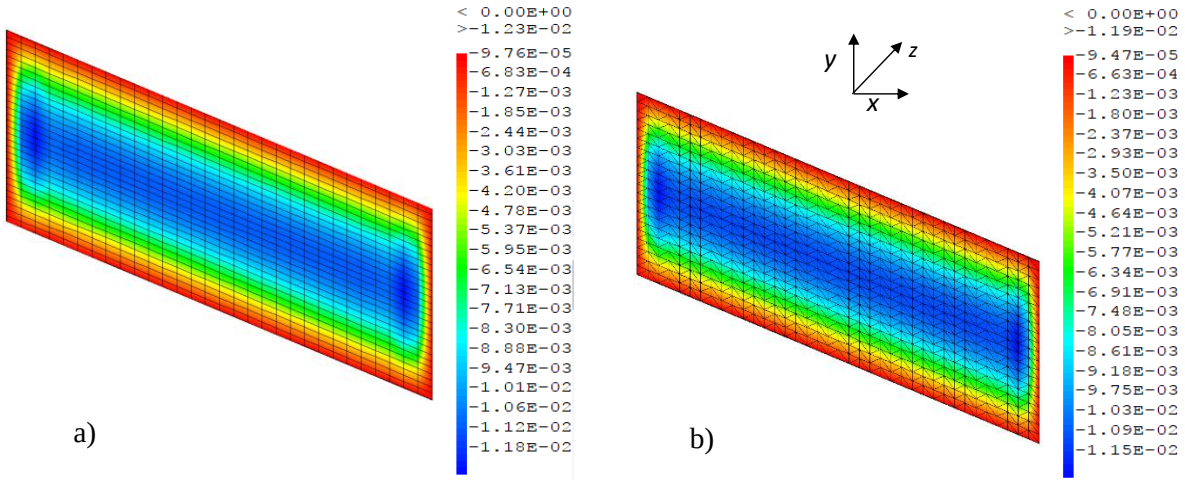
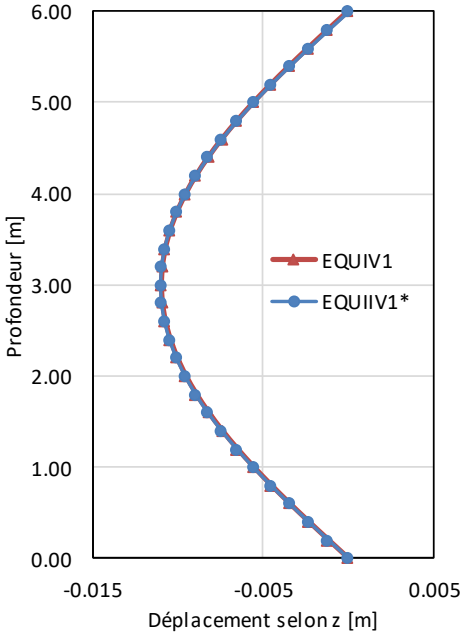


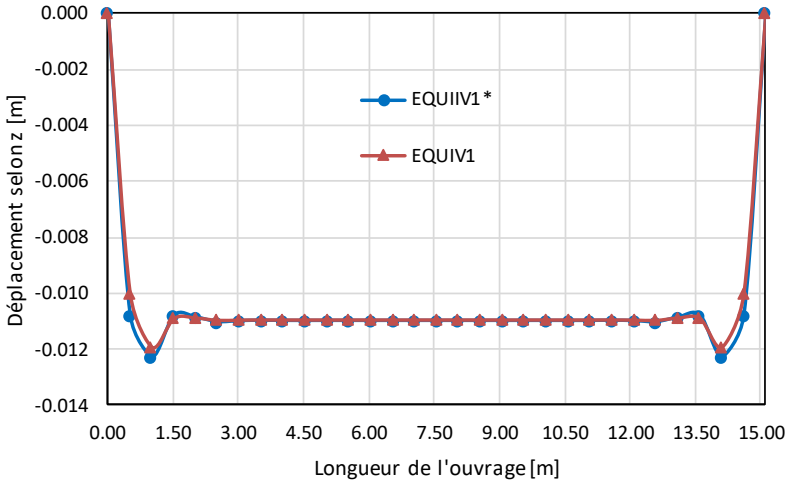
Figure II.40. Comportement global des plaques, représentation des déplacements selon l'axe *z* par iso-valeurs des modèles : a) EQUIV1*, b) EQUIV1.

En comparant les trois coupes présentées dans la Figure II.41, on s'aperçoit alors de peu de différences entre les deux modèles. En effet, seulement 0,4% de différence pour la zone exprimant le déplacement maximal. Par ailleurs, il apparait que pour l'utilisation du modèle EQUIV1* que le déplacement maximal est beaucoup plus important à proximité des rives gauche et droite par rapport à EQUIV1.

a)



b)



c)

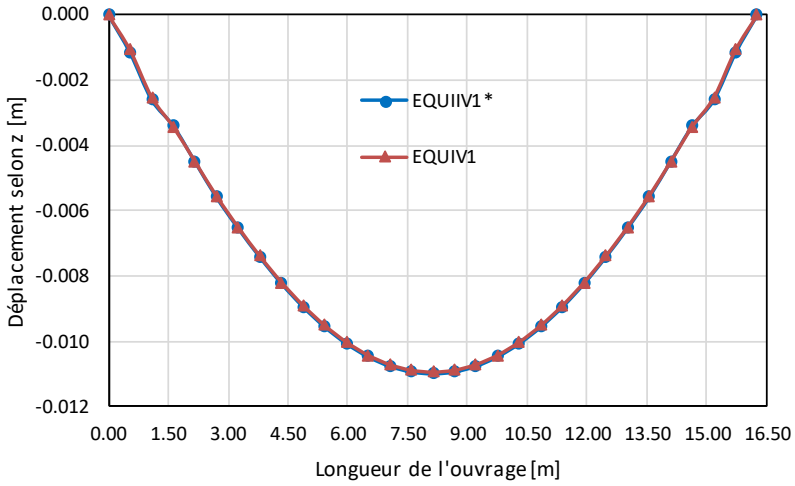


Figure II.41. Déplacement de la plaque selon des axes de coupes : a) *x*, b) *y* et c) *xy*.

II.3.7.2. Maillage et conditions aux limites dans MISS-CR-PLQ

La modélisation tridimensionnelle d'un rideau de palplanches par la méthode MISS-CR-PLQ s'inspire (comme toutes les autres méthodes) du comportement géomécanique de chaque élément le constituant. Par exemple, la modélisation de l'ISS est basée sur les éléments ressorts aux droits de chaque nœud de palplanche (selon la discrétisation) en contact avec le sol. De même, les tirants ou butons sont également modélisés par des ressorts. Pour rappel ces ressorts représentent ici les conditions aux limites dépendant de l'état du sol (élastique ou plastique).

Quelques différences peuvent être notées par rapport à une approche transversale basée sur les lois de réaction (L.R). Celles-ci se résument principalement à la modélisation de :

- *La palplanche*, qui est représentée en éléments coques quadrilatères (COQ4). La discrétisation du maillage est faite de manière uniforme afin de mieux organiser l'application des conditions aux limites et des forces mobilisées par la loi de réaction.
- *Les liernes* sont représentées en élément poutre aux nombres de liernes choisis. Des conditions aux limites entre la plaque et les liernes sont imposées pour assurer la continuité mécanique entre eux (la plaque et les liernes), ceci permet de faire participer les liernes dans la rigidification de la palplanche par des liernes.

II.3.7.3. Application du chargement dans MISS-CR-PLQ

Dans la méthode MISS-CR-PLQ, le chargement en chaque nœud de la plaque est régi par la loi de réaction locale ainsi que par la surface afférente reprise par ce nœud. Par conséquent, le passage de la pression que donne la LR sur une itération donnée vers l'effort nodal appliqué au droit du nœud se fait par la multiplication de cette pression par la surface afférente reprise par le nœud. Contrairement au calcul en plan par CR, où la surface afférente ne dépend que de la discrétisation en profondeur pour une largeur égale à 1 m, le calcul tridimensionnel en CR (par plaque) dépend quant à lui des deux discrétisations (verticale et horizontale).
La Figure II.42 illustre le cas de la discrétisation régulière d'une plaque. On peut constater trois zones :

- *les nœuds centraux* : qui reprennent une demi maille de chaque côté (haut, bas, gauche et droite).
- *les nœuds de rive sauf les coins* : qui ne reprennent que la moitié avec à chaque fois 2 parts.
- *les nœuds d'angles* : ceux-ci ne reprennent qu'un quart.

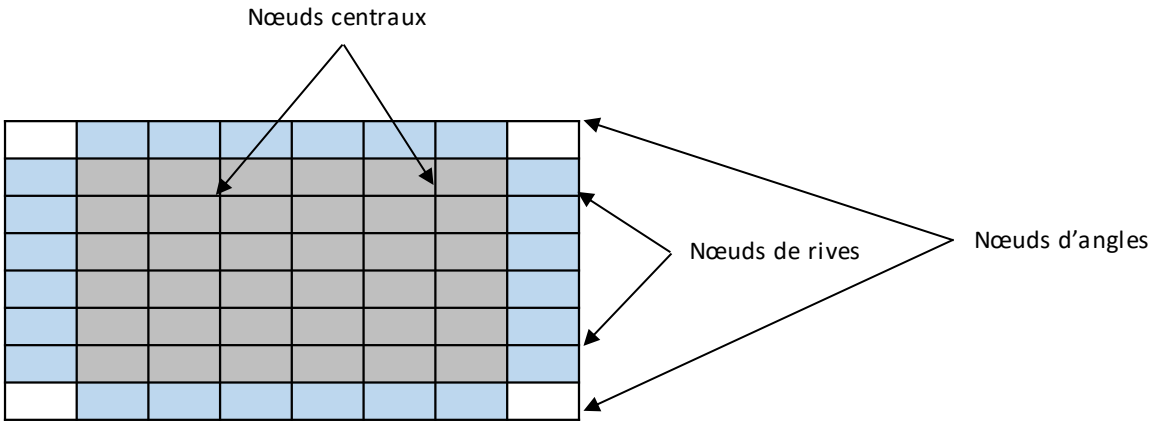


Figure II.42. Schéma de répartition des forces nodales selon la position des nœuds.

II.3.7.4. Résolution par la méthode MISS-CR-PLQ

La construction de l'équation d'équilibre passe par la résolution du système d'équations différentielles relatives aux plaques soumises à de la flexion. Le terme K_{SS} correspond au coefficient de réaction du sol permettant de modéliser l'ISS.

$$\frac{\partial M_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial M_{xy}}{\partial y} = Q_{xx} \qquad \text{[II.64]}$$

$$\frac{\partial M_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial M_{yy}}{\partial y} = Q_{yy} \qquad \text{[II.65]}$$

$$\frac{\partial Q_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial Q_{yy}}{\partial y} = p(x,y) - K_{SS}(x,y)w \qquad \text{[II.66]}$$

Avec :
$p(x,y)$: la force appliquée au nœud de coordonnées *x* et *y*,
$K_{SS}(x,y)$: la valeur du coefficient de réaction appliquée au nœud de coordonnées *x* et *y*,
M_{xx}, M_{yy} et M_{xy} : moment selon l'axe *x*, *y* et en plan respectivement,
Q_x et Q_y : effort tranchant selon l'axe *x* et *y*.
w : déplacement en un point selon la direction de la sollicitation, c.-à-d. selon l'axe *z* correspondant au repère locale de la plaque.

La dérivée des équations [II.64] et [II.65] conduit à :

$$\frac{\partial^2 M_{xx}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \partial y} = \frac{\partial Q_{xx}}{\partial x} \qquad \text{[II.67]}$$

$$\frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_{yy}}{\partial y^2} = \frac{\partial Q_{yy}}{\partial y} \qquad \text{[II.68]}$$

Par ailleurs, on peut écrire à partir de l'équation [II.66] les expressions suivantes :

$$\frac{\partial Q_{xx}}{\partial x} = -\frac{\partial Q_{yy}}{\partial y} + p(x,y) - K_{SS}(x,y)w \qquad \text{[II.69]}$$

$$\frac{\partial Q_{yy}}{\partial y} = -\frac{\partial Q_{xx}}{\partial x} + p(x,y) - K_{SS}(x,y)w \qquad \text{[II.70]}$$

En remplaçant les équations [II.69] et [II.70] dans les équations [II.67] et [II.68], on obtient :

$$\frac{\partial^2 M_{xx}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \partial y} = -\frac{\partial Q_{yy}}{\partial y} + p(x,y) - K_{SS}(x,y)w \qquad \text{[II.71]}$$

$$\frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_{yy}}{\partial y^2} = -\frac{\partial Q_{xx}}{\partial x} + p(x,y) - K_{SS}(x,y)w \qquad \text{[II.72]}$$

La somme des équations [II.71] et [II.72] conduit à l'équation :

$$\frac{\partial^2 M_{xx}}{\partial x^2} + 2\frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_{yy}}{\partial y^2} + \frac{\partial Q_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial Q_{yy}}{\partial y} = 2[p(x,y) - K_{SS}(x,y)w] \qquad \text{[II.73]}$$

Dans le cas de la non prise en compte du cisaillement transverse, c.-à-d. la théorie de Kirchhoff les termes $\frac{\partial Q_x}{\partial x}$ et $\frac{\partial Q_y}{\partial y}$ restent dépendant uniquement des rigidités flexionnelles et donc des moments fléchissants ([II.67] et [II.68] respectivement). L'équation d'équilibre se résume à :

$$\frac{\partial^2 M_{xx}}{\partial x^2} + 2\frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_{yy}}{\partial y^2} = p(x,y) - K_{SS}(x,y)w \qquad \text{[II.74]}$$

Cette même équation peut être réécrite sous la forme suivante :

$$D_{xx}\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2B\frac{\partial^4 w}{\partial^2 x \partial^2 y} + D_{yy}\frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x,y) - K_{SS}(x,y)w \qquad \text{[II.75]}$$

où : $B = 0{,}5\left(4D_t + \upsilon_{xy}D_{yy} + \upsilon_{yx}D_{xx}\right)$.

Par ailleurs en cas de prise en compte du cisaillement transverse, on remplace les différents termes composant l'équation [II.73] en se basant sur les équations [II.30], [II.32] et les expressions des rigidités leur correspondant ([II.33], [II.34], [II.35] et [II.36]). Ce qui conduit à :

$$D_x\frac{\partial^2 \kappa_{xx}}{\partial x^2} + 2B\frac{\partial^2 \kappa_{xy}}{\partial x \partial y} + D_y\frac{\partial^2 \kappa_{yy}}{\partial y^2} + \kappa h G_{xz}\frac{\partial \gamma_{xz}}{\partial x} + \kappa h G_{yz}\frac{\partial \gamma_{yz}}{\partial y} = 2[p(x,y) - K_{SS}(x,y)w] \qquad \text{[II.76]}$$

où les valeurs κ_{xx}, κ_{yy}, κ_{xy}, γ_{xz} et γ_{yz} dépendent du déplacement. Leurs expressions varient selon la théorie utilisée.

S'agissant de la résolution de cette équation, elle se fait à l'aide du code de calcul par éléments finis (Cast3m, 2015). Etant donné que le problème est non linéaire, une procédure externe a été développée pour cela. Celle-ci est basée sur un processus itératif dont le principe est résumé dans l'organigramme Figure II.43. L'élaboration de cet organigramme s'inspire de celui proposé pour le calcul en section droite en intégrant de plus la dimension longitudinale de l'ouvrage. Dans chaque itération le programme vérifie l'état de chaque coefficient de réaction par rapport aux seuils de plasticité associés. Suite à cette vérification, la valeur de rigidité K_{SS} est actualisée ainsi que l'effort appliqué au droit du nœud concerné. La vérification de l'état de convergence du système se fait par le biais de l'équation [II.77], qui correspond à la somme au carré des déplacements entre l'itération *i* et l'itération *i*-1. La vérification de convergence n'est introduite qu'à partir de la 4ième itération.

La vérification de convergence se fait ici par la somme au carré des déplacements de tous les points de l'ouvrage [II.77] par rapport au seuil de convergence ε_{Seuil} (≤ 3%).

$$\varepsilon_{Conv} = \sqrt{\sum_{C=1,L=1}^{C=NC,L=NL} [(w_{CL})_i - (w_{CL})_{i-1}]^2} \qquad \text{[II.77]}$$

où :
$(w_{CL})_i$ et $(w_{CL})_{i-1}$: déplacement du point se trouvant à la ligne L de la colonne C à l'itération *i* et l'itération *i*-1.

Sachant que :
i : numéro d'itération ;
i_{seuil} : itération seuil à partir de laquelle on choisit de mener la vérification de convergence, on choisit généralement 4ième itération ;

L : L^{ième} ligne ;
C : C^{ième} colonne ;
NL : nombre de nœuds total de la section dépendant de la discrétisation verticale ;
NC : nombre total de sections dépendant de la discrétisation horizontale ;
σ_H : contrainte horizontale.

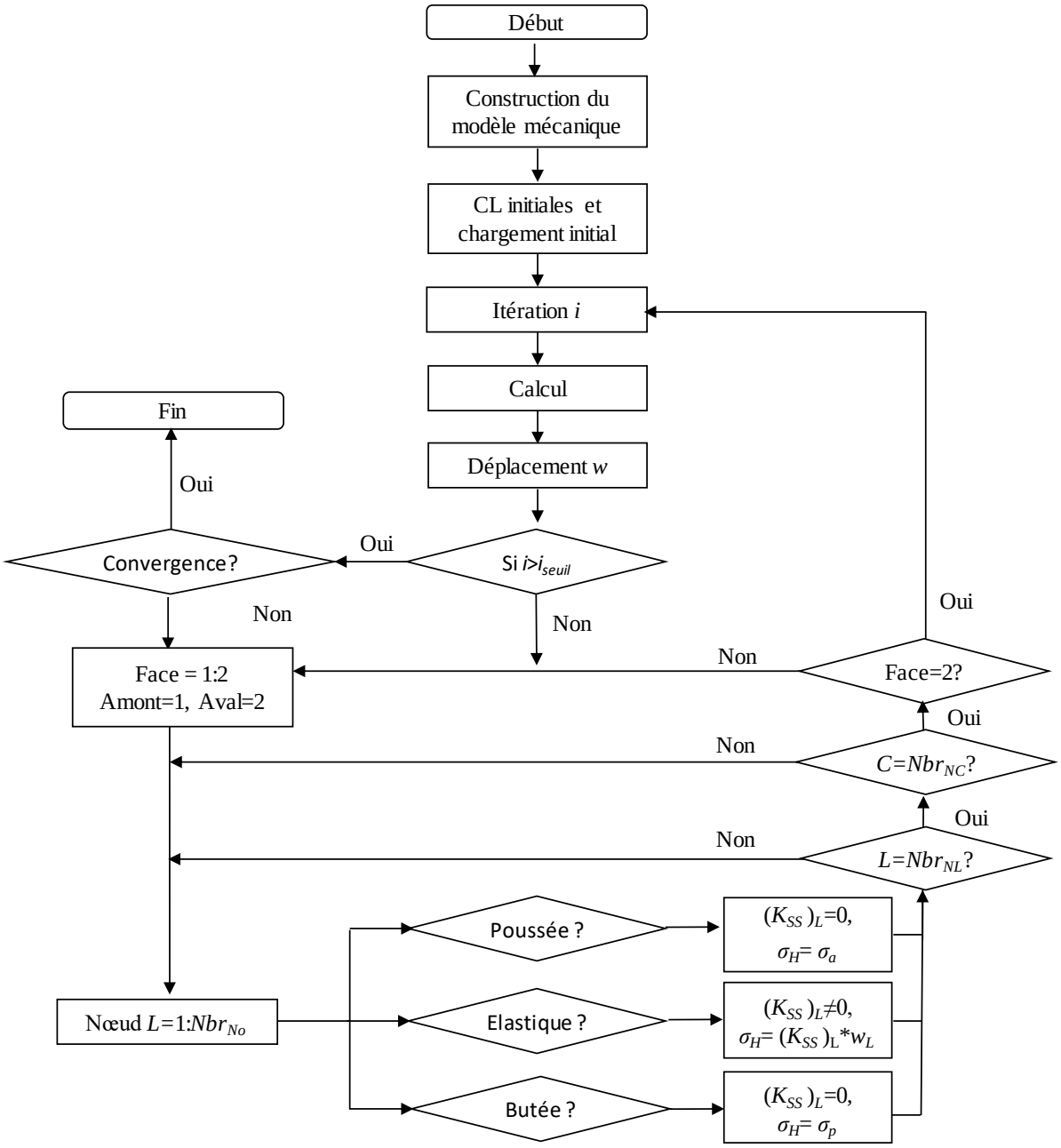


Figure II.43. Organigramme de calcul pour MISS-CR.

II.4. Validation des méthodes MISS-EF et MISS-CR-PLQ

Il existe un nombre très limité d'ouvrages instrumentés de type palplanche dont les données sont accessibles et pouvant servir à la validation d'un modèle numérique. Les ouvrages les plus récents et connus sont sans doute Hochstetten (Von Wolffersdorff, 1994) et de Rotterdam (Kort & W Kelleners, 2000). Ceux-ci ont fait l'objet de benchmarks dans lesquels plusieurs équipes scientifiques et d'ingénieurs ont fait des prévisions sur le comportement de l'ouvrage en utilisant leurs propres modèles numériques et en établissant des hypothèses sur les caractéristiques du sol (données de calcul). Les résultats obtenus par ces équipes ne sont pas toujours concordants avec les mesures prises sur site (Arafati, 1996) sachant que plusieurs divergences sur les données d'entrées existent entre les différentes équipes. C'est le cas de la cohésion pour l'ouvrage de Hochstetten où l'essai triaxial conduisait à une cohésion nulle alors que les propriétés hydrogéologiques du sol ont montré la présence d'une cohésion capillaire (voir §II.4.1.1).

D'autres sources d'incertitudes épistémiques peuvent éventuellement s'ajouter à ces problèmes d'identification de propriétés du sol. Celles-ci sont liées aux transformations nécessaires pour le passage des données géotechniques aux données de calcul (e.g. passage du module pressiométrique au module de Young, voir le §II.4.2.1), ou encore pour l'estimation des paramètres spécifiques d'une loi de comportement (paramètre non physiques) par exemple pour la loi de comportement de Nova (Arafati, 1996). Notons que les mesures prises sur place sur l'ouvrage via le monitoring de mesure sont également sources d'incertitude. D'ailleurs les résultats de mesures sont souvent présentés sous deux manières différentes : mesures brutes sans modification et mesures corrigées (voir (Von Wolffersdorff, 1994)).

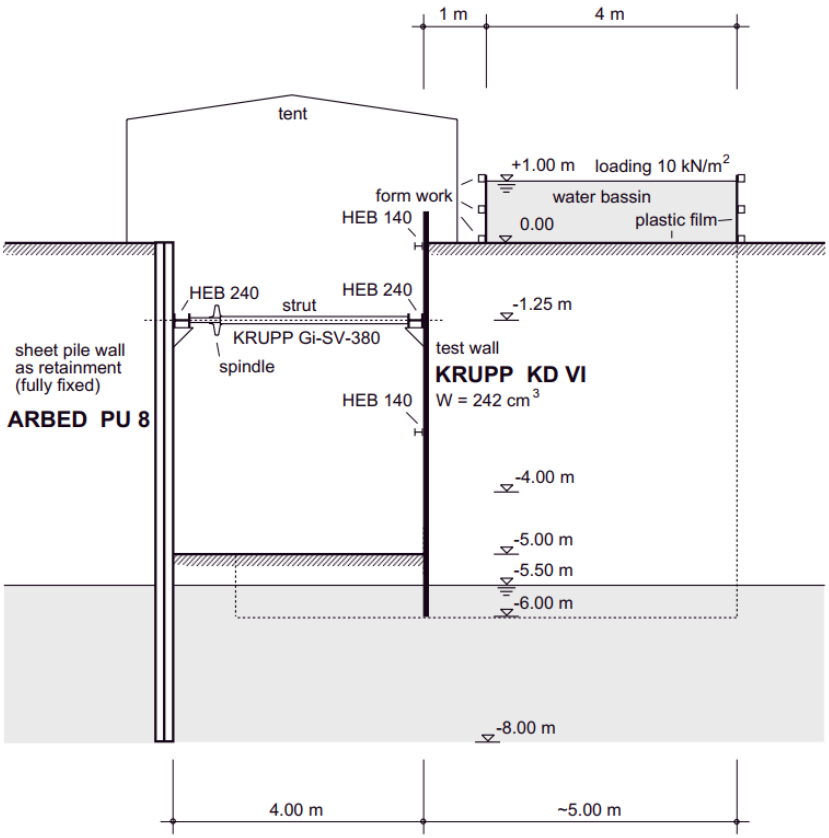
Pour valider les méthodes MISS développées dans le cadre de ce chapitre (EF et CR) en particulier la méthode MISS-CR-PLQ, le choix s'est porté sur l'ouvrage de Hochstetten qui présente moins de complexité hydrogéologique par rapport à l'ouvrage de Rotterdam (variation de la nappe phréatique).

II.4.1. Présentation de l'ouvrage instrumenté de Hochstetten (Allemagne)

Le benchmark organisé autour de la prévision du comportement de la fouille expérimentale de Hochstetten a regroupé 18 prévisions par la méthode des éléments finis (MISS-EF), 23 par la méthode des coefficients de réaction (MISS-CR) et 2 par des méthodes semi-empiriques (Arafati, 1996). Il a même été utilisé à plusieurs reprises après le concours (*e.g.* (Coquillay, 2005; Levasseur, 2007; Vulpe, 2011)).

Cette fouille expérimentale est un ouvrage réel d'une échelle 1/1 (Figure II.45), elle a été réalisée en 1993 sur le site de l'université de Karlsruhe en Allemagne (Von Wolffersdorff, 1994). L'ouvrage en question est constitué de 4 parois formées de rideaux de palplanches et de deux murs de protection isolant le rideau instrumenté qui s'étend sur une longueur de 7 m (Figure II.45). Le sol est à dominance sableuse avec présence d'une nappe phréatique.

a)



b)

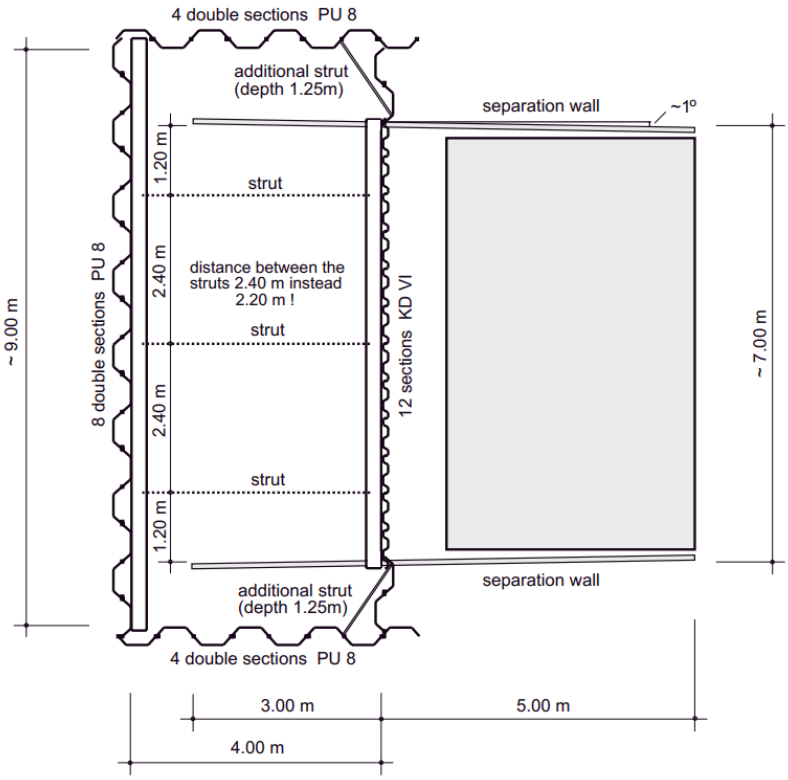


Figure II.45. Expérimentation de Hochstetten (Von Wolffersdorff, 1994), a) coupe transversale sur la fouille, b) vue en plan sur la fouille.

II.4.1.1. Caractéristiques du sol de la fouille de Hochstetten

Plusieurs sondages et essais (in-situ et au laboratoire) ont montré que le sol est de nature sableuse de grains fins à moyens traversé localement par des passages graveleux (Josseaume, et al., 1997). L'ensemble des paramètres peut être résumé comme suit :

- le poids volumique du sol γ est de 16,5 kN/m^3 pour la partie humide et de 19,8 kN/m^3 pour la partie saturée.
- l'angle de frottement φ', sa valeur varie entre 40,5 et 42,5°.
- la cohésion, deux des trois essais de mesures de la cohésion capillaires exploités ont conduit à une valeur 2,7 kPa et 4 kPa.

Pour ce qui est des caractéristiques pressiométriques du sol, elles sont résumées au Tableau II.10. L'analyse de ces valeurs permet de confirmer la présence d'une forte variabilité du sol surtout dans le sens vertical. De plus, on s'aperçoit que la dispersion est beaucoup plus présente pour les paramètres mesurés sur site comme le module pressiométrique contrairement aux paramètres mesurés au laboratoire comme l'angle de frottement par l'essai triaxial où les conditions de travail sont plus maîtrisées.

Tableau II.10. Caractéristiques pressiometrique du sol de l'expérimentation de Hochstetten (Coquillay, 2005).

Côte	Nature	E_p (MPa)	P_l (MPa)
0,0 – 2,3m	Sable fin très légèrement limoneux	4,4 -11,4	0,4 – 0,6
2,3 – 4,0m	Sable fin très légèrement limoneux avec quelques graviers	6,3 – 14,0	0,9 – 1,1
4,0 –6,0m	Grave très sableuse	13,6 – 18,9	1,7 – 2,3
> 6m		4,5-11,1	1-1,4

où :

P_l et E_P représentent respectivement la pression limite et le module pressiometrique obtenus lors de l'essai pressiometrique.

En consultant les différentes références ayant traité ce cas d'étude, on constate une grande ambigüité autour de la détermination du paramètre cohésion. En effet cela s'explique par :

- l'absence de cohésion « réelle » suite aux mesures faites par l'essai triaxial (habituellement utilisé),
- la présence d'un autre type de cohésion appelé cohésion capillaire et dont les mesures conduisent à des valeurs entre 2,7 kPa et 4 kPa.

Certains experts ont jugé la nécessité d'intégrer cette cohésion capillaire dans la partie du sol humide se trouvant au-dessus de la nappe phréatique. Pour ce paramètre en particulier, plusieurs valeurs ont été proposées allant de 0 à 6 kPa : (Arafati, 1996) 0 kPa, (Shahrour, et al., 1995) 3 kPa, (Josseaume, et al., 1997) 1,5 jusqu'à 6 kPa (méthode CR).

S'agissant des valeurs géotechniques utilisées ici dans le cadre de la validation des méthodes MISS (EF et CR-PLQ), nous avons opté pour :

- les valeurs moyennes pour γ, φ et E_p,
- les deux valeurs de la cohésion en les appliquant à deux niveaux différents à l'exemple de (Josseaume, et al., 1997).

Les données utilisées dans chaque modèle de calcul (MISS-EF et MISS-CR-PLQ) sont présentées dans la partie descriptive relative à chaque méthode.

II.4.1.2. Caractéristiques des structures employées pour la fouille de Hochstetten

Deux types de rideaux ont été utilisés dans cette expérimentation Tableau II.11, un premier type de profilé nommé « KRUPP KD VI » représentant le rideau de palplanches étudié et instrumenté. Quant au second type, il s'agit d'un rideau de type « ARBED PU 8 » avec une profondeur de 8 m. Ce dernier est dimensionné suffisamment de manière à ne pas se déformer au cours de l'expérimentation (aucun déplacement). L'ensemble des structures employées pour cette fouille est résumé dans le Tableau II.11.

Tableau II.11. Caractéristiques principale des profilés.

Type	Profilés	*S*	*I*
Profilé principal	KRUPP KD VI	10600 mm²/m	968 cm⁴/m
Profilé support	ARBED PU 8	10600 mm²/m	11610 cm⁴/m
Buton	KRUPP Gi-SV-380	200 cm²	/
Lierne type 1	HEB 140	43 cm²	1509 cm⁴
Lierne type 2	HEB 240	106 cm²	11259 cm⁴

où :
S et *I* représentent respectivement la section et le moment d'inertie relatifs chaque structure.

II.4.1.3. Phasage suivi pour la réalisation de la fouille de Hochstetten

La réalisation de la fouille expérimentale de Hochstetten a suivi les étapes de construction suivantes :
Phase 0 : Installation de la palplanche par vibro-fonçage jusqu'à 6 m de profondeur,
Phase 1 : excavation jusqu'à 1 m de profondeur,
Phase 2 : excavation jusqu'à 1,75 m de profondeur,
Phase 3 : installation des 3 butons avec un pré-chargement de 4,5 kN/m$_l$, soit 10 kN par buton,
Phase 4 : reprise de l'excavation jusqu'à 3 m,
Phase 5 : reprise de l'excavation jusqu'à 4 m,
Phase 6 : reprise de l'excavation jusqu'à 5 m (profondeur finale),
Phase 7 : application d'un chargement de 10 kPa sur la zone se trouvant en amont de l'ouvrage,
Phase 8 : diminution de l'effort de précontrainte dans les butons jusqu'à atteindre l'état limite du massif de sol correspondant à des forces de butons quasiment constantes.

Dans le cadre des comparaisons faites par la suite nous avons choisi de travailler uniquement sur 3 étapes : étapes 5 à 7 qui restent de notre point de vue, indépendantes de la réalisation de l'ouvrage (mise en place des butons et leurs retraits).

II.4.2. Modélisation de la fouille de Hochstetten par MISS-EF

II.4.2.1. Données de calcul pour MISS-EF

Le Tableau II.10 résume l'ensemble des paramètres géotechniques caractérisant le sol de la fouille de Hochstetten. Pour des raisons numériques et de cohérence, il est nécessaire d'adapter certaines données aux calculs élaborés. En particulier :

- Pour la modélisation des sols sableux de cohésion nulle par la loi de comportement Mohr-Coulomb. Pour ce type de sol il est nécessaire d'imposer une valeur minimale à la cohésion souvent prise égale à 1 kPa. Cette valeur est donc appliquée pour ce cas d'étude pour la couche de sol se trouvant en dessous des -5,5 m de profondeur (Figure II.45.a).
- La détermination de la rigidité du sol, celle-ci doit correspondre au module de Young du sol. Dans ce cas, il est nécessaire de transformer les valeurs du module pressiométrique exprimées au Tableau II.10 via les relations ([II.78] et [II.79]) qui existent entre le module œdométrique ($E_{\text{Œd}}$), le module pressiométrique (E_p) et le module de Young (E) comme le propose (Dauvisis & Ménard, 1964) (rapporté (Nguyen, 2003)) :

$$E_{\text{Œd}} = \frac{E_p}{\alpha} \qquad \text{[II.78]}$$

$$E = E_{\text{Œd}}\left(1 - \frac{2\upsilon^2}{1-\upsilon}\right) \qquad \text{[II.79]}$$

avec :
α: paramètre rhéologique adimensionnel empirique (Chapitre I, Tableau I.7).
υ : coefficient de Poisson du sol.

A partir de ces deux équations il est également possible de décrire E en fonction de E_p, ce qui permet d'écrire l'équation [II.80] :

$$E = \frac{E_p}{\alpha}\left(1 - \frac{2\upsilon^2}{1-\upsilon}\right) \qquad \text{[II.80]}$$

Notons que l'utilisation de l'expression [II.78] et donc de l'expression [II.80] peut laisser place à une longue discussion puisque certains considèrent que cette façon de décrire le comportement du sol très pessimiste surtout pour le tassement sous les fondations. Pour plus de détails sur ce sujet, il est possible de consulter des références comme (Combarieu, 2006; Bouassida, 2010; Baud & Gambin, 2013) ayant abordé la problématique.

Au final, les données de calcul utilisées dans le cadre de la comparaison de MISS-EF et les résultats expérimentaux de Hochstetten sont résumés dans le Tableau II.12.

Tableau II.12. Données de calcul de l'ouvrage de Hochstetten pour l'utilisation de MISS-EF.

Z [m]	γ [kg/m^3]	γ' [kg/m^3]	φ et φ' [°]	c [kPa]	E_Y [MPa]
0-2,30	1681	-	41,6	2,70	17,50
2,30-4,00	1681	-	41,6	4,00	23,00
4,00-5,50	2010	961	41,6	4,00	42,00
5,50-6,00	2010	961	41,6	1,00	42,00

Avec :
Z représente la profondeur (en valeur absolue).
γ et γ' représentent respectivement le poids volumique sec et déjaugé du sol.
φ et φ' représentent respectivement l'angle de frottement pour le sol sec et déjaugé du sol.
E_Y représente le module de Young du sol.
c : représente la cohésion du sol.

II.4.2.2. Modèle mécanique pour MISS-EF

La Figure II.46 correspond au maillage des trois étapes de calcul que nous avons choisies d'étudier ici (étape 5, 6 et 7). Afin de mieux intégrer les conditions du site, toute la tranchée a été modélisée ce qui permet d'éviter toute modification du champ de contraintes qui pourrait se produire en imposant des conditions aux limites trop rapprochées ou éloignées de l'ouvrage étudiée (KRUPP KD VI, voir Tableau II.11 et la Figure II.45.a).

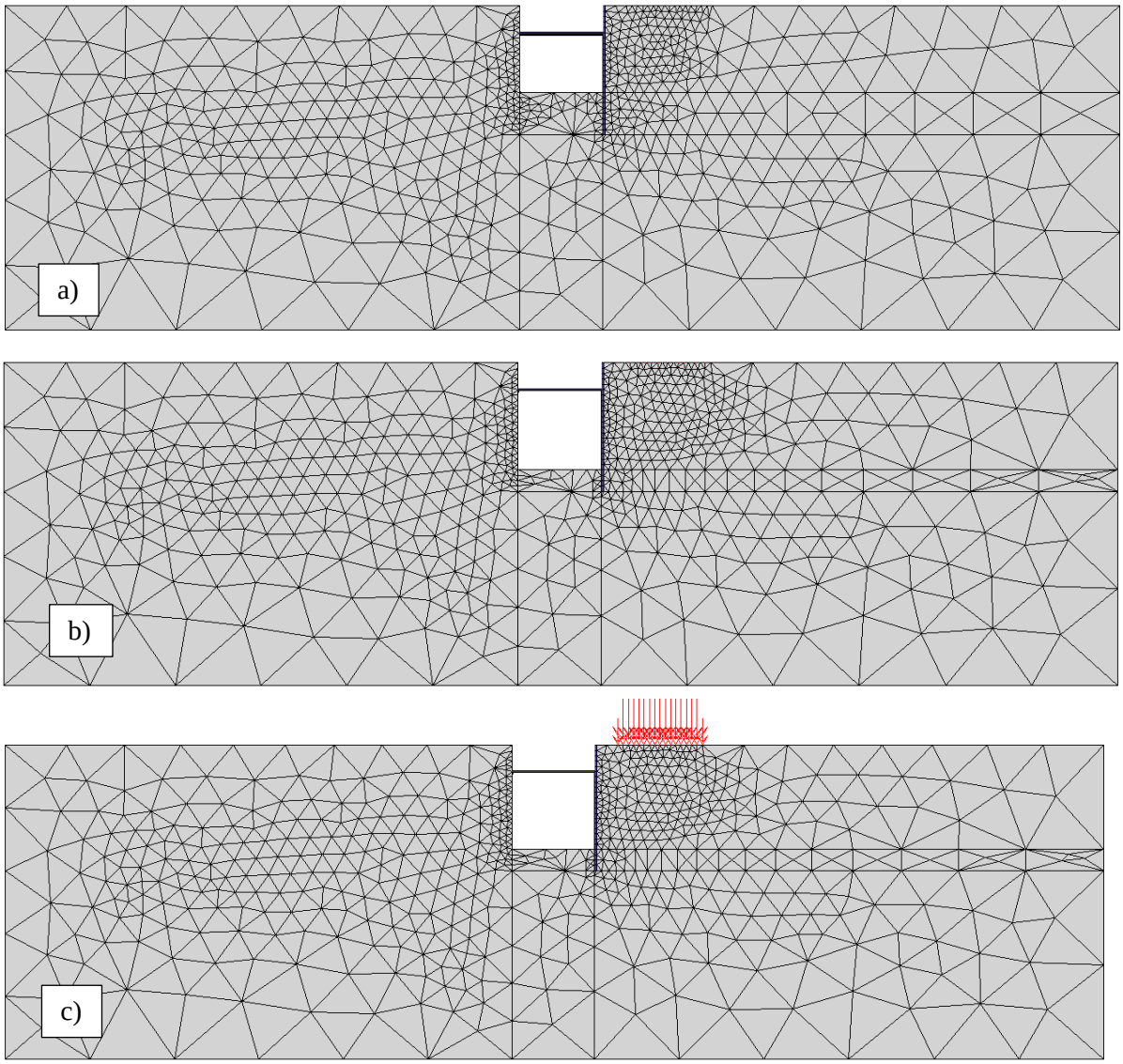


Figure II.46. Modèle mécanique utilisé sur Cast3m pour l'expérimentation de Hochstetten, a) phase 5, b) phase 6 et c) phase 7.

La paroi se trouvant du côté gauche de la fouille (ARBED PU 8 Tableau II.11 et Figure II.45.a) a été surdimensionnée par les concepteurs de cette fouille de manière à rester immobile pendant et après l'excavation. Cette paroi est donc remplacée dans notre modèle par des conditions aux limites pour bloquer le déplacement horizontal de ce côté de la fouille.

Les dimensions du massif de sol se résument à une longueur totale 52 m dont 24 m se trouvant en amont de chaque côté d'excavation et 4 m de largeur d'excavation. La hauteur du massif est de 15 m, correspondant à 2,5 fois la hauteur de l'ouvrage.

Les caractéristiques liées à la modélisation des différentes composantes constituant le modèle géomécanique peuvent être résumés comme suivant :

- Sol : éléments finis massifs triangulaires avec loi de comportement Mohr-Coulomb,
- Interface : éléments joints avec critère de frottement de Coulomb,
- Palplanche : éléments finis massifs quadrilatères avec comportement élastique isotrope,
- Buton : éléments finis barre de comportement élastique isotrope.

II.4.3. Modélisation de la fouille de Hochstetten par MISS-CR-PLQ

II.4.3.1. Données de calcul pour MISS-CR-PLQ

Pour mener le calcul avec la méthode MISS-CR-PLQ, aucun autre paramètre géotechnique n'est nécessaire que les données présentées au §II.4.1.1. Notons que même si en apparence, il n'est pas nécessaire d'évaluer le module de Young pour mener ce calcul par CR, néanmoins le fait d'utiliser la méthode de Balay (Balay, 1984) modifiée par (Josseaume, et al., 1997) pour le calcul de K_{SS} fait appel lui aussi au paramètre rhéologique α (Chapitre I, équation [I.22]).

L'ensemble de ces données est résumé dans le Tableau II.13.

Tableau II.13. Données de calcul de l'ouvrage de Hochstetten pour la méthode MISS-CR-PLQ.

Z [m]	γ [kg/m^3]	γ' [kg/m^3]	φ et φ' [°]	c[kPa]	E_p[MPa]
0-2,30	1681	-	41,6	2,70	7,70
2,30-4,00	1681	-	41,6	4,00	10,15
4,00-5,50	2010	961	41,6	4,00	16,25
5,50-6,00	2010	961	41,6	0,00	16,25

avec :
Z : représente la position du point du sol selon la profondeur.
γ et γ' : représente respectivement le poids volumique sec et déjaugé du sol.
φ et φ' : représente respectivement l'angle de frottement pour le sol sec et déjaugé du sol.
c : représente la cohésion du sol. Comme la méthode ne pose pas de problème vis-à-vis des valeurs nulles de cohésion, on applique cela pour la partie saturée.
E_p : représente le module pressiometrique du sol.

II.4.3.2. Description des conditions aux limites supplémentaires

La modélisation tridimensionnelle d'un ouvrage géotechnique donne une vision plus réaliste de son comportement pour les :

- sollicitations extérieures,
- conditions aux limites en adéquation avec la réalité,

- conditions géologiques éventuellement.

La revue de l'état de l'art confirme l'absence de référence ayant traité l'ouvrage de Hochstetten avec une modélisation tridimensionnelle. Nous proposons dans cette partie de reprendre la modélisation de cet ouvrage par la méthode MISS-CR-PLQ.

L'absence d'informations précises nous conduit à mener une analyse complémentaire portant sur le fonctionnement structurel et les conditions aux limites au voisinage de l'ouvrage étudié. L'analyse faite à ce propos (Figure II.47) laisse supposer que les deux extrémités (gauche et droite) de l'ouvrage étudié sont quasiment bloquées par des éléments structuraux plus rigides (mur de protection et PU 8). La prise en compte des conditions aux limites à ce niveau, n'est pas une condition indispensable pour le déroulement du calcul par MISS-CR-PLQ, mais s'inscrit ici plutôt dans une démarche de conformité par rapport aux conditions constructives réelles de l'ouvrage. Pour cet ouvrage, on introduit des conditions aux limites supplémentaires sur ces deux rives latérales (gauche et droite) pour bloquer les déplacements horizontaux.

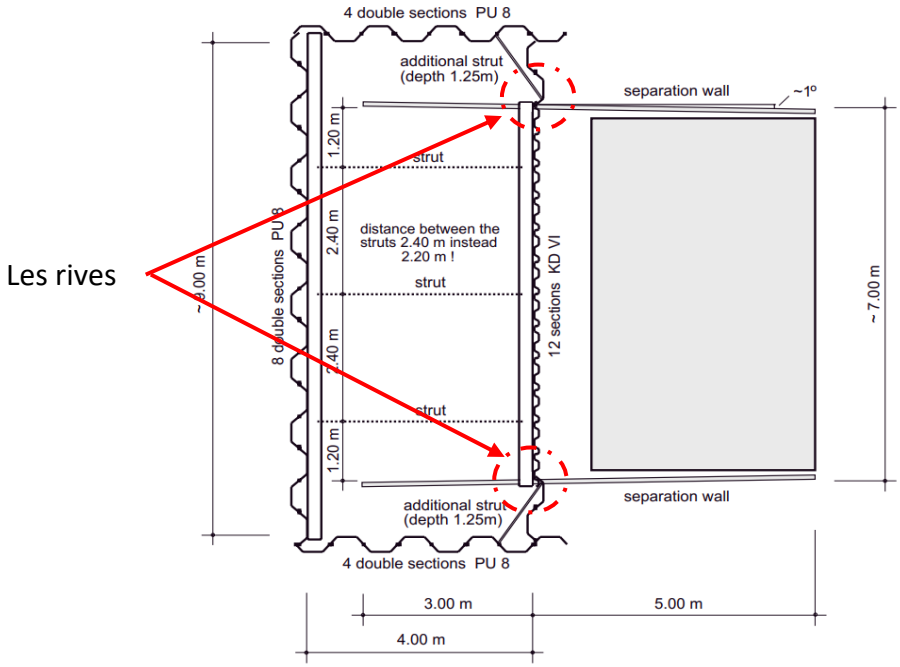


Figure II.47. Analyse des conditions aux limites à partir de la vue en plan de la fouille expérimentale de Hochstetten (Von Wolffersdorff, 1994).

II.4.4. Résultat de modélisation et comparaison avec les valeurs mesurées

II.4.4.1. Comparaison entre méthodes MISS (EF et CR-PLQ)

On compare ici les méthodes MISS MISS-EF et MISS-CR-PLQ avec les résultats de mesures. Pour cela, on montre dans un premier temps quelques résultats partiels obtenus par chaque méthode pour la phase 7 de travaux (§II.4.1.3). La Figure II.48 correspond à la contrainte horizontale développée dans le sol ainsi que la déformation d'ensemble (ouvrage + sol + buton) avec une amplification de 80. Plusieurs aspects prévisibles peuvent être montrés sur cette figure (Figure II.48) permettant de confirmer la cohérence du modèle à l'exemple de : tassement localisé sous la surcharge, glissement entre la palplanche et le sol. Pour ce qui est du comportement de la palplanche, la modélisation en section droite ne permet d'extraire que les

informations spécifiques à ce plan d'analyse (2D) et aux éléments de maillage utilisés. Le recours aux éléments finis massifs quadrilatères ne donnent accès qu'aux déplacements. Des résultats comme le moment fléchissant dans la palplanche sont obtenus par un post-traitement externe.

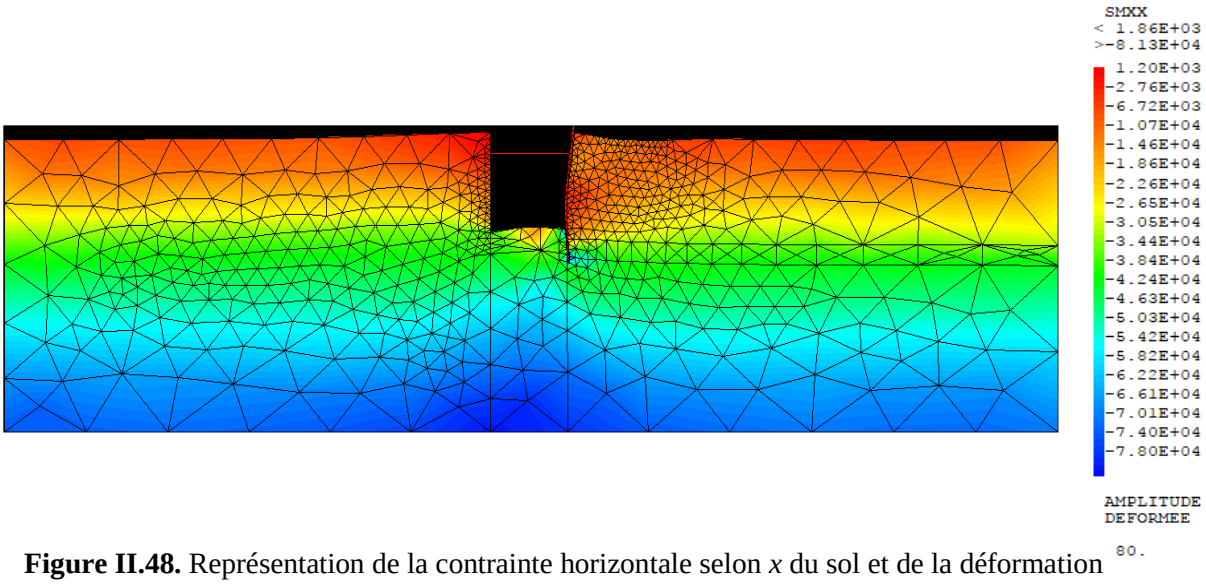


Figure II.48. Représentation de la contrainte horizontale selon *x* du sol et de la déformation d'ensemble de la fouille de Hochstetten en phase 7 modélisée par MISS-EF sous (Cast3m, 2015).

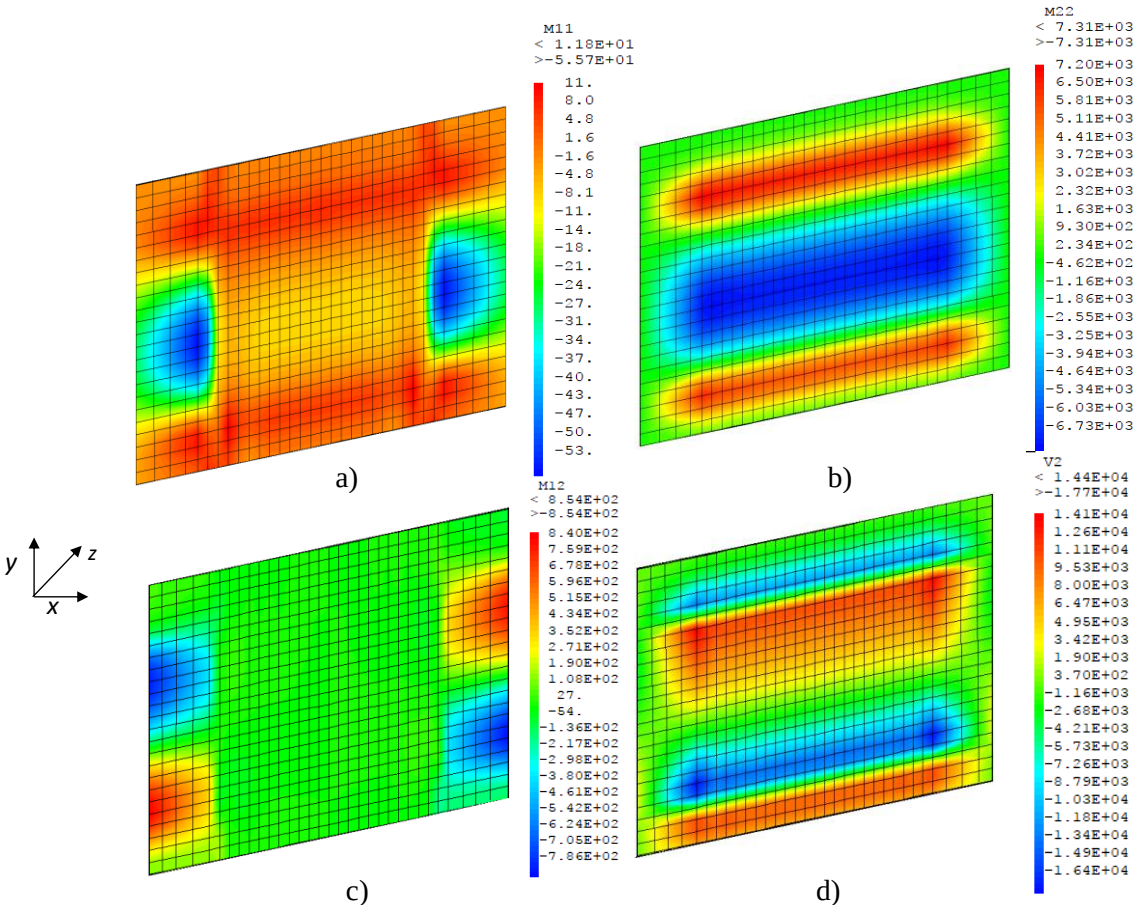


Figure II.49. Représentation du comportement de la planche de la fouille de Hochstetten en phase 7 suite aux calculs par MISS-CR-PLQ implémentée sous (Cast3m, 2015) avec a) M_{xx}, b) M_{yy}, c) M_{xy}, et d) Q_y.

La Figure II.49 regroupe quelques résultats représentatifs du comportement de la palplanche suite au calcul par MISS-CR-PLQ de la 7ième phase de réalisation de l'ouvrage (§II.4.1.3). Il s'agit ici des moments fléchissants développés dans la palplanche M_{xx}, M_{yy} et M_{xy}, ainsi que l'effort tranchant se produisant dans le sens vertical Q_y. Contrairement à MISS-EF, la méthode MISS-CR-PLQ se base sur une description globale du comportement du sol en contact avec la palplanche par l'intermédiaire des lois de réaction. Elle ne permet pas de décrire le comportement du sol lointain. L'analyse de cette figure (Figure II.49) permet de confirmer que le comportement vertical de l'ouvrage reste dans ces conditions d'homogénéité prédominant même en imposant des conditions aux limites supplémentaires aux rives (Figure II.47). Cela peut être indiqué par l'ordre de grandeur constaté pour les valeurs de M_{xx} et M_{xy} reste nettement plus faible à celui de M_{yy} et Q_y, de plus, en supposant que les propriétés du sol sont homogènes, aucune différence n'est observée sur les différentes sections droites.

II.4.4.2. Comparaison des méthodes MISS avec les mesures sur site

La fouille de Hochstetten a fait l'objet de plusieurs points de mesures par inclinomètre mesurant le déplacement comme le montre (Von Wolffersdorff, 1994). Plusieurs de ces mesures réalisées sur l'ouvrage ont été corrigées. Dans cette partie, on compare les méthodes MISS (EF et CR-PLQ) par rapport aux résultats de mesures moyennes corrigées (Von Wolffersdorff, 1994) habituellement utilisés en littérature (*e.g.* (Shahrour, et al., 1995; Mestat P. et Arafati N., 1998)).

Le choix de la section à comparer est évident pour MISS-EF (une seule section transversale) contrairement à MISS-CR-PLQ où plusieurs sections sont possibles. Pour plus de cohérence, on choisit la section centrale de la plaque modélisée, coïncidant ici avec le buton intermédiaire (Figure II.45.b). Les résultats sont exprimés à chaque fois pour les 3 phases étudiées (de 5 à 7) par l'intermédiaire du déplacement et le moment fléchissant de l'ouvrage ainsi que la pression en poussée et en butée du sol.

En comparant la déformée de l'ouvrage en Figure II.50, on constate que celle-ci est reproduite globalement de manière assez fidèle à chaque fois (chaque phase et chaque modèle). Elle est manifestée sur les trois phases par un déplacement positif en tête, un déplacement quasi nul au niveau du buton, un déplacement négatif maximal en ventre de déformée et un déplacement réduit ou quasi nul en pied de palplanche. Sur le plan quantitatif on propose de comparer les résultats issus des deux modèles MISS par rapport au déplacement mesuré par zone :

- En tête d'ouvrage : la méthode MISS-EF conduit à des déplacements plus précis par rapport aux mesures contrairement à MISS-CR-PLQ qui les sous-estime.
- En ventre de déformée : les deux méthodes MISS sous-estiment le déplacement de l'ouvrage en phase 5 avec toutefois une meilleure précision pour MISS-EF. Pour les autres phases (6 et 7), il y a une sous-estimation faite par MISS-EF et surestimation faite par MISS-CR-PLQ par rapport aux mesures sur l'ouvrage. Cette tendance observée ici s'explique par l'exemple traité au §II.2.3.1 où l'on a constaté que le modèle équivalent par massif conduisait à la réduction du déplacement par rapport à un modèle poutre.
- En fiche et en pied de palplanche : la méthode MISS-CR-PLQ est beaucoup plus précise pour chaque phase de réalisation. En revanche, la méthode MISS-EF reproduit assez mal le comportement à ce niveau puisqu'elle conduit nécessairement à des valeurs de déplacement nettement supérieures aux valeurs mesurées.

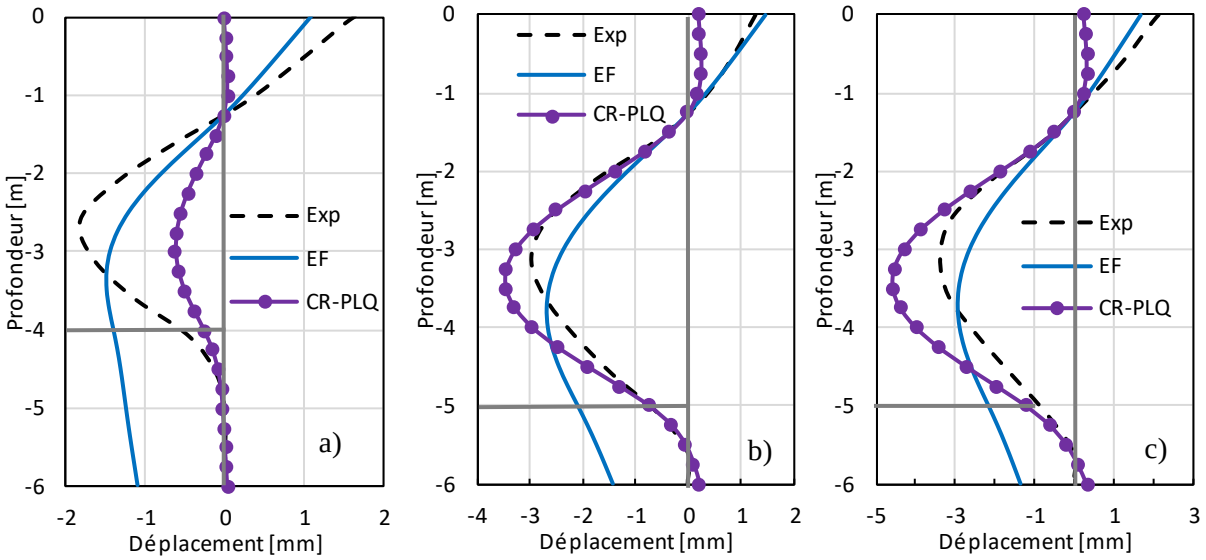


Figure II.50. Comparaison de la déformée mesurée sur l'ouvrage de Hochstetten avec les déformées obtenues par les méthodes MISS pour la : a) phase 5), b) phase 6 et c) phase 7.

La comparaison des moments fléchissants faite en Figure II.51 permet de constater que les deux méthodes numériques utilisées (MISS-EF et MISS-CR-PLQ) reflètent de manière assez correcte le comportement de l'ouvrage à travers : un moment négatif à proximité de l'appui, positif en partie excavée et un moment négatif en fiche. En termes de précision, on peut dire que MISS-EF conduit à des valeurs assez proches des mesures en partie excavée (déformée maximale) et de manière moins précise au niveau du buton et en fiche où le moment est à chaque fois sous-estimé. Pour ce qui est de la méthode MISS-CR-PLQ, elle conduit à des valeurs beaucoup plus précises par rapport aux mesures au niveau de l'appui sachant qu'il s'agit ici du point le plus sollicité de l'ouvrage. Pour les deux autres zones, les valeurs par MISS-CR-PLQ semblent surestimer le moment fléchissant sauf en phase 5.

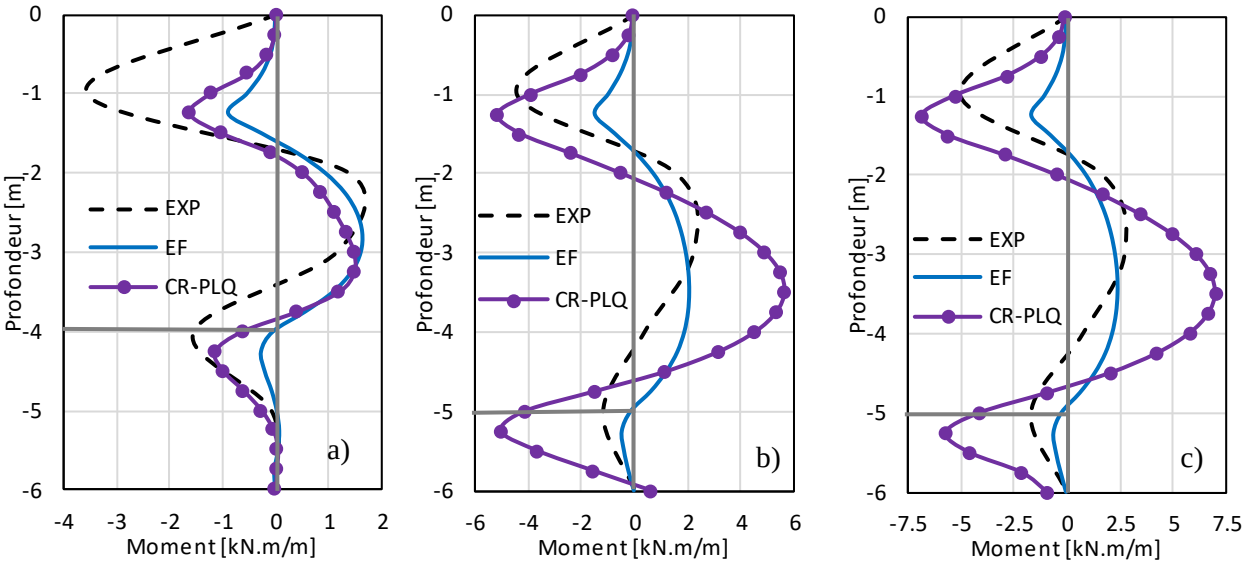


Figure II.51. Comparaison du moment fléchissant mesuré sur l'ouvrage de Hochstetten avec les moments fléchissants obtenus par les méthodes MISS pour la a) phase 5, b) phase 6 et c) phase 7.

La Figure II.52 regroupe les pressions des terres en poussée et en butée obtenues par les deux méthodes MISS (EF et CR-PLQ) ainsi que les valeurs expérimentales mesurées sur l'ouvrage. En comparant dans un premier temps les méthodes MISS entre elles, on s'aperçoit qu'il existe peu de différences puisque les deux résultats sont confondus assez souvent surtout en poussée et même en butée. Cependant, le dernier point en butée peut être à l'origine des différences. En effet, pour MISS-CR-PLQ les conditions sont favorables au développement d'une contre butée manifestée ici par une augmentation de la poussée et une diminution de la butée ce qui n'est pas le cas pour MISS-EF.

La comparaison entre les méthodes MISS avec les résultats de mesure expérimentale ne semble pas très aboutie (proche des valeurs mesurées) en particulier en zone de butée et en poussée au niveau du buton. Les différences observées à ces deux niveaux peuvent être liées entre autre à des incertitudes épistémiques liées à la mesure de la pression qui reste sans doute une mesure moins accessible que le déplacement.

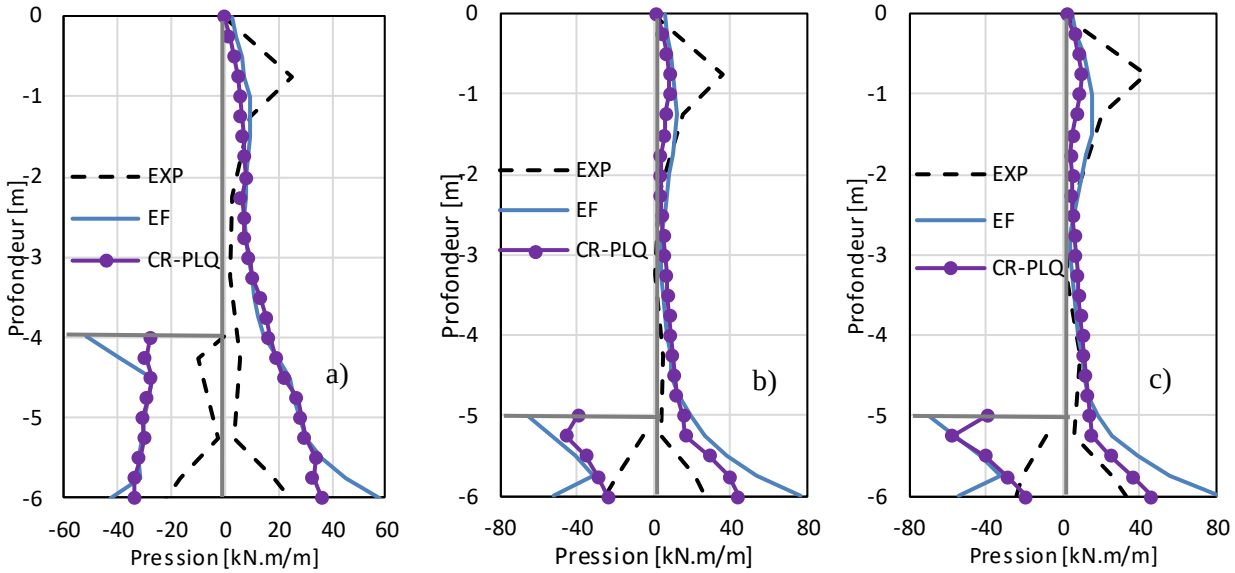


Figure II.52. Comparaison des pressions du sol en poussée et en butée entre la valeur mesurée sur l'ouvrage et les valeurs obtenues par les méthodes MISS pour la : a) phase 5), phase 6) et c) phase 7.

A partir de ces résultats, l'on peut dire que les deux méthodes développées sont assez représentatives du comportement d'un rideau de palplanches. En fonction des hypothèses faites ici, on peut dire que chaque méthode a ses avantages et ses inconvénients selon les zones et les phases de construction analysées. En termes de comportement, la méthode MISS-EF dispose de cette capacité de reproduire certains aspects comme le glissement entre l'ouvrage et le sol, le tassement en tout point du sol, chose que MISS-CR-PLQ n'est pas a priori pas en mesure de le faire forcément. Par ailleurs, indépendamment du comportement tridimensionnel qui peut également être réalisé pour MISS-EF, la méthode des coefficients de réaction est une méthode regroupant « fiabilité » et simplicité.

II.5. Conclusion du chapitre

Une grande importance a été accordée dans le cadre de ce chapitre à la modélisation géomécanique des rideaux de palplanches avec les deux méthodes MISS (méthodes d'interaction sol-structure) en éléments finis (MISS-EF) et en coefficients de réaction (MISS-CR). Les différentes études menées ici nous ont permis :

- de comprendre le fonctionnement des méthodes MISS ainsi que les éléments géomécaniques les constituant (modélisation de l'interaction sol-tirant, modélisation des palplanches, …) ;
- d'évaluer les effets résultant des hypothèses pouvant être établies dans le cadre d'une modélisation géomécanique comme la prise en compte de l'interface sol-tirant ou non, le choix de la méthode de calcul des coefficients de réaction du sol K_{SS}, le calcul des expressions de la plaque orthotrope équivalente ;
- d'évaluer l'effet de la variation de certains paramètres géotechniques à l'échelle locale, ce qui nous donnera une idée par la suite sur l'effet de la présence de la variabilité spatiale du sol (Chapitre V) ;
- de construire la méthode MISS-CR-PLQ sur la base la méthode classique basée sur le système poutre et coefficient de réaction. Cette méthode que l'on propose ici, prévoit une description plus réaliste du comportement de la palplanche en intégrant l'orthotropie géométrique à travers des équations d'équivalence de (Samanta & Mukhopadhyay, 1999). Elle permet par ailleurs d'apporter une bonne description du comportement global de l'ouvrage en intégrant de plus la dimension longitudinale de celui-ci ;
- de valider les deux méthodes MISS développées ici avec la fouille expérimentale de Hochstetten (Von Wolffersdorff, 1994) qui reste une bonne référence en termes de validation malgré la présence d'erreurs épistémiques liées surtout aux mesures.

Chapitre III

Modélisation de la variabilité spatiale du sol

Sommaire

III.1. Introduction 119
III.2. Propagation de l'incertitude géotechnique par champ aléatoire 120
III.2.1. Définition des champs aléatoires 120
III.2.2. Classification des méthodes de génération de champs aléatoires 121
III.2.3. Applications aux ouvrages géotechniques 122
III.2.3.1. Champs aléatoires 1D et 2D couplés à un comportement 2D des ouvrages 122
III.2.3.2. Champs aléatoires 3D couplés à un comportement 3D des ouvrages 122
III.3. Champs aléatoires gaussiens stationnaires 123
III.3.1. Prise en compte de la variabilité spatiale par MISS-CR-PLQ 124
III.3.2. Méthode Karhunen-Loève 125
III.3.3. Circulant Embedding 128
III.3.4. Comparaison des méthodes KL et CE 132
III.3.4.1. Comparaison des moyennes et des écarts-types 132
III.3.4.2. Comparaison de la structuration spatiale 134
III.3.4.3. Comparaison de CE et KL sur la base du temps de calcul 136
III.3.5. Comment influe la structuration spatiale sur les données stochastiques ? 138
III.3.5.1. Analyse de l'effet de la fonction d'autocorrélation 138
III.3.5.2. Effet de la longueur de corrélation sur les données stochastiques 140
III.3.5.2.1. Effet de la longueur de corrélation sur une longueur de fenêtre fixe 140
III.3.5.2.2. Longueur de corrélation et fenêtre d'observation 143
III.3.6. Prise en compte de la corrélation croisée entre champs aléatoires 146
III.3.6.1. Prise en compte de la corrélation croisée entre plusieurs C.A. 146
III.3.6.2. Estimation des valeurs de corrélation croisée 147
III.4. Conclusion du chapitre 149

III.1. Introduction

De nos jours, plusieurs sources d'incertitudes géotechniques sont identifiées que l'on peut relier à la méconnaissance du site et de ces caractéristiques due à l'absence des données, ou à la variabilité naturelle du sol. Ce dernier point constitue l'une des sources les plus importantes d'incertitude (Li, et al., 2015) dont les effets ont été montrés sur plusieurs types d'ouvrages géotechniques (semelles filantes, conduites,…). La Figure III.1 schématise une représentation de la variabilité spatiale des propriétés du sol selon sa profondeur. Cette variabilité est décrite par plusieurs paramètres statistiques comme la longueur de corrélation δ_v (ici longueur de corrélation verticale), la tendance moyenne $t(z)$ et enfin, l'écart type par rapport à cette tendance moyenne.

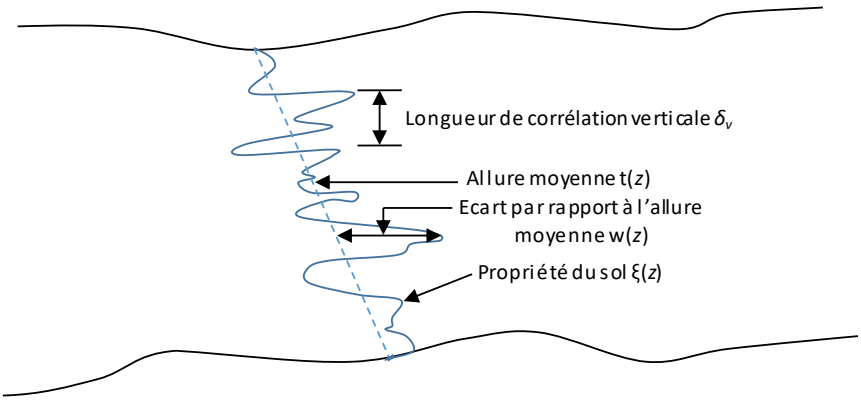


Figure III.1. Description statistique de la variabilité spatiale du sol (Phoon & Kulhawy, 1999)

L'état de l'art établi au chapitre 1 a permis de se positionner par rapport aux différentes méthodes utilisées pour la propagation d'incertitude en géotechnique. Dans ce Chapitre III l'intérêt est porté particulièrement sur la propagation de l'incertitude par champs aléatoires dans le but de l'intégrer par la suite dans le cadre d'un processus stochastique par des simulations de Monte-Carlo (SMC). Il est connu que les SMC sont très exigeantes en temps de calcul à cause du nombre élevé de simulations que cela nécessite. Un choix judicieux de la méthode de génération de champs aléatoires peut participer à la réduction de ce temps de calcul. L'objectif du présent chapitre vise à comparer deux méthodes de génération de champs aléatoires d'abord sur le plan statistique pour juger de leur efficacité, puis sur le plan opérationnel pour juger de leur rapidité. Pour cela, le choix s'est porté sur la méthode Circulant Embedding (CE) (Dietrich & G. Newsam, 1993), et la méthode Karhunen Loève (KL) (Ghanem & Spanos, 1991) que l'on présentera ci-dessous.

D'autres points seront également abordés au cours de ce chapitre, concernant l'effet des hypothèses statistiques établies comme par exemple du choix d'une fonction d'autocorrélation au lieu d'une autre, l'effet de la longueur de corrélation du point de vue statistique, la prise en compte de la corrélation croisée entre données aléatoires, …

III.2. Propagation de l'incertitude géotechnique par champ aléatoire

III.2.1. Définition des champs aléatoires

Les champs aléatoires font partie des méthodes mathématiques non déterministes (Christakos, 2012). Ils peuvent être caractérisés par plusieurs propriétés (Figure III.2) selon les besoins et la représentativité du phénomène physique devant être reproduit. Par exemple pour décrire la variabilité du sol, cela correspond au domaine « spatial » (Figure III.2), que l'on décrit par une distribution gaussienne centrée réduite dans un premier temps que l'on caractérise par la moyenne et l'écart-type (respectivement : μ=0 et σ=1). Plusieurs avantages peuvent être attribués à ce type de distribution on peut citer : la facilité de transformation et l'application du théorème central. Un champ aléatoire gaussien peut être formulé comme suit (Fenton & Griffiths, 2008) :

$$f_{X_1,X_2,\dots X_k}(x_1,x_2,\dots x_k) = \frac{1}{(2\pi)^{k/2}}\frac{1}{|C|^{1/2}} exp\left\{-\frac{1}{2}(X-\mu)^T C^{-1}(X-\mu)\right\} \quad \text{[III.1]}$$

où :

$f_{X_1,X_2,\dots X_k}(x_1,x_2,\dots x_k)$: fonction de distribution de probabilité,

μ : correspond au vecteur des valeurs moyennes, équation [III.2],

C : correspond à la fonction de covariance, équation [III.3].

$$\mu = \mathrm{E}[X] \quad \text{[III.2]}$$

$$C = \mathrm{E}[(X-\mu)(X-\mu)^T] \quad \text{[III.3]}$$

D'autres caractéristiques sont souvent nécessaires pour différencier les champs aléatoires issus de méthodes différentes :

- *L'homogénéité et la stationnarité* : qui signifient que la fonction de densité de probabilité jointe doit être invariante par la translation et ne doit dépendre que de la position relative (et non de la position dans l'espace) (Lewis, 1987). Autrement dit, tous les moments statistiques sont constants dans le temps et l'espace. Il existe également un degré moins exigeant de stationnarité, appelé stationnarité de second ordre, ou aussi faible stationnarité décrite par (Vanmarcke, 1983). Celle-ci signifie que seuls les deux premiers moments statistiques sont constants (moyenne et variance) et ne dépendent que de l'intervalle entre les points les séparant et non de la position. La notion de stationnarité est parfois une condition indispensable pour la modélisation de la variabilité spatiale. Néanmoins en son absence, il existe des techniques permettant, sous conditions, de transformer des données non stationnaires en données stationnaires comme la technique de décomposition (fréquemment utilisé en géotechnique selon (Jaksa, et al., 1997)).
- *L'isotropie statistique* : cette notion est utilisée pour les champs aléatoires 2D et 3D. Elle signifie que la corrélation entre deux points ne dépend que de la distance entre eux (Fenton & Griffiths, 2007). En 2D par exemple, un champ aléatoire anisotrope est décrit par des longueurs de corrélation différentes dans les deux sens (verticale et horizontale).

- *L'ergodicité* : un processus aléatoire est ergodique lorsque ses propriétés statistiques sont les mêmes pour toutes les réalisations (Lewis, 1987). Ceci signifie qu'une seule réalisation est suffisante pour déterminer les propriétés statistiques d'une distribution (Fenton & Griffiths, 2008).

Notons que la Figure III.2 ne présente qu'une partie des méthodes mathématiques associées aux champs aléatoires, à l'exemple de l'analyse spectrale qui intervient dans le cadre du traitement de signaux pouvant être établi pour caractériser la nature d'un champ aléatoire.

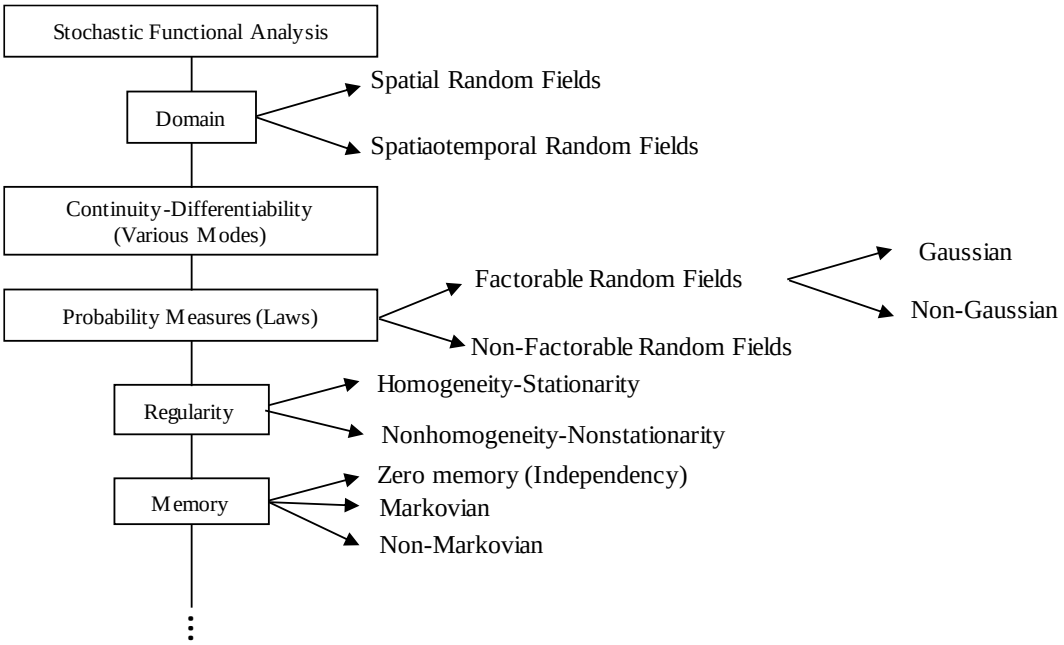


Figure III.2. Les propriétés mathématiques des champs aléatoires (Christakos, 2012)

III.2.2. Classification des méthodes de génération de champs aléatoires

Il existe deux types de méthodes de génération de champs aléatoires (Huber, 2013) : les méthodes conditionnelles et les méthodes non-conditionnelles. La différence entre les deux est liée à la construction des champs aléatoires qui est dans le cas conditionnel dépendante des connaissances ponctuelles du matériau (exemple : des points de sondages pour un sol).

En absence de connaissances des caractéristiques par mesures du site, on ne s'intéressera dans le cadre de cette thèse qu'aux méthodes non conditionnelles. Il en existe plusieurs à l'exemple de la méthode spectrale (dont la FFT), la méthode des bandes tournantes (TBM), la méthode des moyennes locales subdivisées LAS (*Locale Average Subdivision*), … Les différences entre ces méthodes sont soit liées aux théories sous-jacentes, soit à la discrétisation des champs aléatoires. Généralement les champs aléatoires sont présentés sous deux formes (Huber, 2013) :

Discrétisation ou moyennage : dans ce cas, le choix est soit par défaut à cause des hypothèses fondatrices de la méthode de génération (*e.g.* le recours au moyennage spatiale (Vanmarcke & Grigoriu, 1983) dont la méthode LAS), soit le choix est dépendant des conditions régissant le calcul mécanique, à savoir par une projection au niveau : du centre de gravité de l'élément, des nœuds, des points d'intégration, …

Développement en série : dans ce cas les champs aléatoires sont présentés sous la forme de séries de variables aléatoires continues à l'exemple de la méthode KL (Karhunen Loève), EOLE (*Expansion Optimal Estimation Method*), la méthode spectrale, CE (Circulant Embedding), …

III.2.3. Applications aux ouvrages géotechniques

Le couplage des méthodes de génération de champs aléatoires aux calculs d'ouvrages géotechniques est assez récent à cause des exigences en termes de ressources informatiques que cela nécessite. Parmi les premiers travaux ayant abordé l'effet la variabilité intrinsèque du sol figurent les travaux de (Vanmarcke, 1977). Celui-ci s'est intéressé à la tenue des talus par les méthodes d'équilibre limite et aux tassements différentiels. Dans ce qui va suivre, une synthèse bibliographique est établie en se focalisant sur le domaine géotechnique. On présente dans un premier temps quelques travaux ayant traité l'effet de la variabilité du sol en section droite, correspondant donc à une analyse bidimensionnelle d'un ouvrage intégrant la variabilité spatiale du sol en 1D ou 2D. Dans un second temps, on présente quelques travaux ayant abordé le comportement tridimensionnel des ouvrages avec une prise en compte de la variabilité multidimensionnelle du sol.

III.2.3.1. Champs aléatoires 1D et 2D couplés à un comportement 2D des ouvrages

L'état de l'art mené dans cette partie permet de constater que la plupart des travaux de recherche ayant abordé l'effet de la variabilité spatiale sur le comportement d'ouvrages en section droite se basent sur la méthode LAS. Celle-ci a été développée initialement pour des champs aléatoires unidimensionnels par (Fenton & Vanmarcke, 1990). Son application a pu se généraliser pour plusieurs applications géotechniques comme les fondations (Fenton & Griffiths, 2002; Goldsworthy, et al., 2007; Fenton, et al., 2011), la tenue des talus (Griffiths & Fenton, 2004; Chok, et al., 2007; Griffiths, et al., 2009; Griffiths, et al., 2010), la perméabilité (Griffiths & Fenton, 1993), les conduites d'assainissement (Elachachi, et al., 2004) et bien d'autres applications. Par ailleurs avec le développement récent des méthodes basées sur le développement en série à l'exemple de la méthode KL, cette méthode a connu un intérêt grandissant de la part de la communauté géotechnique, elle a été appliquée pour les fondations superficielles (Nobahar, 2003; Ahmed & Soubra, 2012), les tunnels (Mollon, 2010; Mollon, et al., 2010), l'étude des barrages en zone sismique (Lizarraga & Lai, 2014) et la tenue des talus (Cho, 2009). Enfin en ce qui concerne la fréquence d'utilisation des autres méthodes, celle-ci est beaucoup moins élevée. On peut citer par exemple quelques travaux se basant sur la méthode FFT pour le calcul de fondations (Popescu, et al., 2005; Soubra, et al., 2008; Youssef Abdel Massih & Soubra, 2010).

III.2.3.2.Champs aléatoires 3D couplés à un comportement 3D des ouvrages

Sachant que les propriétés du sol varient spatialement dans les trois directions, une meilleure prise en compte du caractère tridimensionnel de cette variabilité dans un modèle numérique est censée procurer une meilleure représentativité des propriétés du sol et donc probablement une meilleure maîtrise du comportement de l'ouvrage étudié. Une approche de ce type permet de prendre en considération l'anisotropie observée en géologie de manière réaliste en se basant sur

des longueurs de corrélations finies, contrairement à l'approche en section droite ou la troisième dimension n'est pas intégrée en supposant indirectement que la longueur de corrélation est infinie (Li, et al., 2013).

Les travaux de (Griffiths & Fenton, 1997) sont parmi les premiers à avoir abordé l'effet de la variabilité spatiale géotechnique en 3D. En s'intéressant au paramètre perméabilité du sol (Griffiths & Fenton, 1997) ont généré des champs aléatoires 3D par la méthode LAS en supposant une variabilité isotrope. Les comparaisons établies dans leur étude entre le modèle en 3D isotrope et un modèle de calcul en 2D isotrope conduisent à peu de différences. D'autres progrès ont été apportés ces dernières années dans le cadre de l'utilisation de la méthode LAS en intégrant par exemple un processus de parallélisation des calculs (dans le but d'augmenter le nombre de simulations) et en représentant au mieux l'effet de l'anisotropie (Spencer, 2007; Nuttall, 2011). Ceux-ci ont permis d'appliquer la méthode LAS en 3D pour l'étude de la tenue des talus. Les résultats obtenus ont permis de constater que la prise en compte de la dimension longitudinale de l'ouvrage n'était pas forcément synonyme d'un comportement sécuritaire et pouvait engendrer un risque d'instabilité plus élevé (Hicks & Spencer, 2010; Li, et al., 2013).

Sur la base de l'état de l'art établi ici et tout en se limitant à la communauté géotechnique, on peut dire que la modélisation tridimensionnelle par champs aléatoire de la variabilité géotechnique n'est pas une démarche courante. La plupart de ces travaux se basent sur la méthode LAS, le recours aux autres méthodes est assez rare. On peut citer par exemple les travaux de (Popescu, et al., 2004) abordant la problématique de liquéfaction du sol dans des conditions sismiques. Pour cette dernière étude la modélisation de la variabilité spatiale du sol s'est fait par la génération de champs aléatoires par la méthode FFT 3D.

Malgré les développements accomplis ces dernières années concernant les outils de calcul (ordinateur et cluster) ainsi que les méthodes de calcul (comme la parallélisation), le recours aux méthodes de génération de champs aléatoires tridimensionnels en géotechnique est resté très limité. Ceci peut être fait sans doute par négligence de l'effet de la troisième dimension (orthogonale à la section droite), puisque sa prise en compte a tendance à réduire l'effet de l'incertitude géotechnique et donc le risque d'apparition de défaillance dans l'ouvrage. Par ailleurs, la prise en compte de cette troisième dimension n'est pas sans difficulté, on peut citer par exemple :

- la complexité à générer des champs aléatoires en 3D,
- la difficulté à propager des champs aléatoires sur un maillage en éléments finis 3D,
- le temps de calcul très important.

III.3. Champs aléatoires gaussiens stationnaires

Etablir un choix parmi les différentes méthodes de génération de C.A reste une décision basée sur des critères *stratégiques* : facilité d'implémentation, d'exécution, disponibilité de l'outil, … Il peut être également basé sur des critères purement *techniques* : sur la base d'une analyse statistique ou sur la base de préférence pour une théorie au lieu d'une autre. Par exemple on peut reprocher à la méthode LAS-2D de ne pas permettre d'intégrer de manière directe l'anisotropie dans les champs aléatoires générés contrairement à d'autres méthodes de génération de C.A. On peut reprocher à la méthode FFT d'avoir une structuration symétrique (Fenton & Griffiths, 2008).

Les recommandations de différents auteurs vis-à-vis du choix de la méthode de génération de champ aléatoire adapté conduisent à de la confusion. En effet, (Fenton & Griffiths, 2008) considèrent que dans le contexte géotechnique les méthodes FFT, TBM, LAS sont les mieux adaptées avec un avantage pour la méthode LAS qu'ils ont développée. Par ailleurs, (Sudret & Berveiller, 2008) considère que les méthodes basées sur le développement en séries comme KL restent plus efficaces par rapport à d'autres méthodes comme LAS. Une comparaison assez récente a été établie par (Dang, 2012), dans laquelle plusieurs méthodes sont évaluées sur la base de la rapidité de génération. Les conclusions de ce dernier mènent plutôt à choisir la méthode CE (Circulant Embedding) dont le développement est assez récent et qui reste peu connu de la communauté de géotechnique/génie civil. Tout ceci nous pousse à mener des études et comparaisons supplémentaires dans le cadre de ce chapitre.

Dans ce qui va suivre, l'intérêt est porté sur deux méthodes que l'on juge intéressantes à étudier, la méthode CE et la méthode KL avec une modélisation 2D. Le choix de la dimension est fait en fonction d'une étude préalable que l'on a menée (Yáñez-Godoy, et al., 2017). Celle-ci nous a permis de constater que l'effet de la variabilité horizontale du sol s'appliquant perpendiculairement sur le rideau de palplanches n'avait que peu d'effet sur le comportement de l'ouvrage. La démarche suivie, consiste donc à appliquer des champs aléatoires 2D s'appliquant sur un rideau de palplanches modélisé par MISS-CR-PLQ (Chapitre V).

III.3.1. Prise en compte de la variabilité spatiale par MISS-CR-PLQ

Un rideau de palplanches étant un ouvrage étendu sur des dizaines ou une centaine de mètres, la prise en compte de la variabilité spatiale du sol pour ce type d'ouvrage peut présenter quelques contraintes physiques et numériques qu'il est nécessaire de prendre en considération. Une vision simpliste du problème aurait conduit, pour alléger les calculs, à une discrétisation plus grossière dans la direction horizontale permettant de réduire le nombre d'éléments. Cependant ceci mènerait à ne pas respecter :

- Le positionnement des appuis représentés par les tirants et butons et en particulier les tirants pour lesquels les massifs d'ancrages sont en interaction avec le sol et dont les propriétés varient spatialement.
- La présence de liernes, dont le comportement est en flexion. Supprimer toute discrétisation entre deux appuis (tirants ou buton) mène à supprimer le comportement en flexion de la lierne.

Au vu des constats faits dans le cadre des travaux menés (Yáñez-Godoy, et al., 2017), l'objectif de cette partie consiste à aborder les méthodes de génération de champs aléatoires à travers des comparaisons sur le plan statistique et opérationnel. Ce travail a pour but d'orienter le choix lié à la méthode devant être intégrée dans le cadre de la démarche mécano-fiabiliste dont la méthodologie est présentée au Chapitre IV. On présente dans la Figure III.3 de manière schématisée la projection d'un champ aléatoire faite par la suite (Chapitre IV).

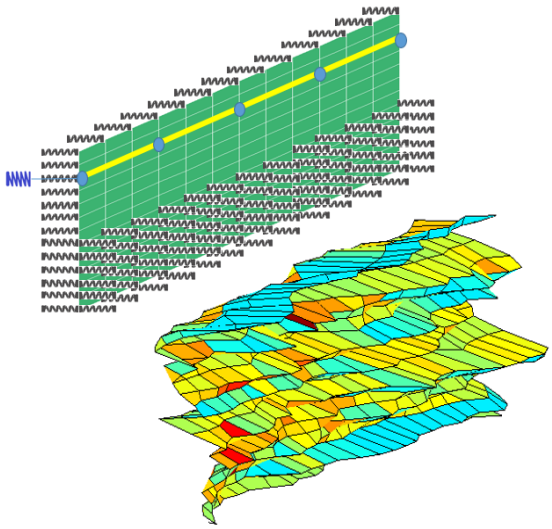


Figure III.3. Application de la variabilité spatiale du sol sur la méthode MISS-CR-PLQ.

III.3.2. Méthode Karhunen-Loève

Cette méthode de génération de champs aléatoires a été développée par (Ghanem & Spanos, 1991). Elle consiste selon (Sudret & Berveiller, 2008) à représenter un champ aléatoire $H(X)$ par un développement en série [III.4]. Les champs générés sont caractérisés par la moyenne $\mu(X)$ et la fonction d'auto-covariance $C_{HH}(X_1,X_2)$, dans laquelle X correspond à la matrice des coordonnées et X_1, X_2 sont deux points issus de l'espace étudié.

$$H(X,\theta) = \mu(X) + \sum_{i=1}^{\infty} \sqrt{\lambda_i}\xi_i(\theta)\varphi_i(X) \qquad \text{[III.4]}$$

avec :
θ : la variable relative au tirage aléatoire,
$\xi_i(\theta)$: les variables aléatoires centrées réduites,
λ_i , φ_i : respectivement les valeurs propres et les fonctions propres relatives à la fonction de covariance $C_{HH}(X_1 , X_2)$ qui est symétrique et définie positive [III.5]. Ces deux paramètres sont obtenus par la résolution de l'équation de Fredholm sur un domaine d'intégration Ω défini.

$$\int_{\Omega} C_{HH}(X_1 , X_2)\varphi_i(X_2)d\Omega_{X_2} = \lambda_i\varphi_i(X_1) \qquad \text{[III.5]}$$

L'application de la méthode KL passe nécessairement par une troncature sur le nombre de termes à considérer M, ce qui conduit à l'expression [III.6].

$$H(X,\theta) = \mu(X) + \sum_{i=1}^{M} \sqrt{\lambda_i}\xi_i(\theta)\varphi_i(X) \qquad \text{[III.6]}$$

Le paramètre de troncature M joue un rôle important (Lord, et al., 2014) : d'une part, dans la réduction de l'erreur relative à la variance du modèle par rapport à la valeur théorique. Il contribue d'autre part à la convergence des valeurs propres. La valeur de M est directement liée à la dimension du champ généré (1D, 2D) donc à la taille du vecteur ou de la matrice considérée.

Pour illustrer l'effet de ce paramètre *M* sur l'aspect des réalisations des champs aléatoires générés on propose de procéder à la génération de 4 C.A décrit par des valeurs différentes de *M* (Tableau III.1). Ces C.A sont de distribution normale centrée réduite (μ=0 et σ=1) et de même structuration spatiale, à savoir une fonction d'autocorrélation exponentielle simple (Chapitre I, Tableau I.14) et des longueurs de corrélation verticale et horizontale respectivement δ_v = 2m et δ_h = 20m.

Tableau III.1. Récapitulatif de la variation du paramètre M dans la méthode KL.

Variante	KL-250	KL-1000	KL-1750	KL-2500
M	250	1000	1750	2500

A ce stade de l'analyse, on ne traite que l'aspect qualitatif (il ne s'agit pas d'une étude statistique) de 4 champs aléatoires sur une seule génération et disposant d'un paramètre *M* différent (Figure III.4).

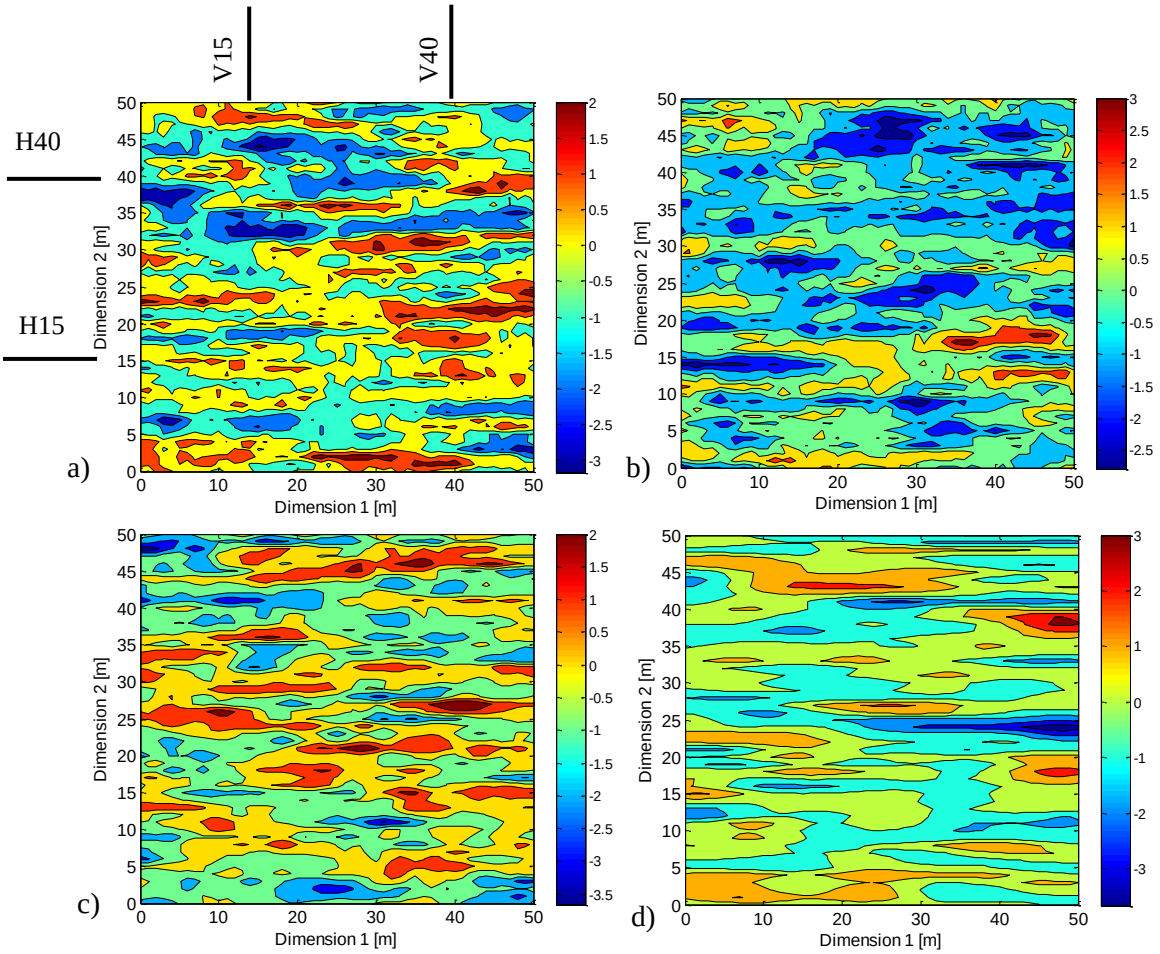


Figure III.4. Génération d'une simulation de champ aléatoire standardisé par la méthode KL, représentation en 2D pour *M*= :a) 2500, b) 1750, c) 1000 et d) 250.

En faisant varier ce paramètre *M*, on constate moins de fluctuation (moins chahuté) dans la direction horizontale des C.A. Ceci s'illustre dans la Figure III.4 en passant d'une forte valeur

de *M* à une faible valeur de *M*. Par exemple en passant de 1000 à 250 (respectivement Figure III.4.c et Figure III.4.d) on remarque moins d'îlots pour *M* = 250 contrairement à *M* = 1000.

Pour comparer de manière plus adéquate la fluctuation de ces C.A, on procède à des coupes verticales et horizontales que l'on identifie respectivement par V et H. Deux coupes sont réalisées dans chaque direction sur des positions de 15 m et 40 m (V15 et V40, H15 et H40). Les axes de coupes sont illustrés sur la Figure III.4.a, par ailleurs les Figure III.5 et la Figure III.6 regroupent les profils obtenus pour chaque variante de paramètre *M* différent.

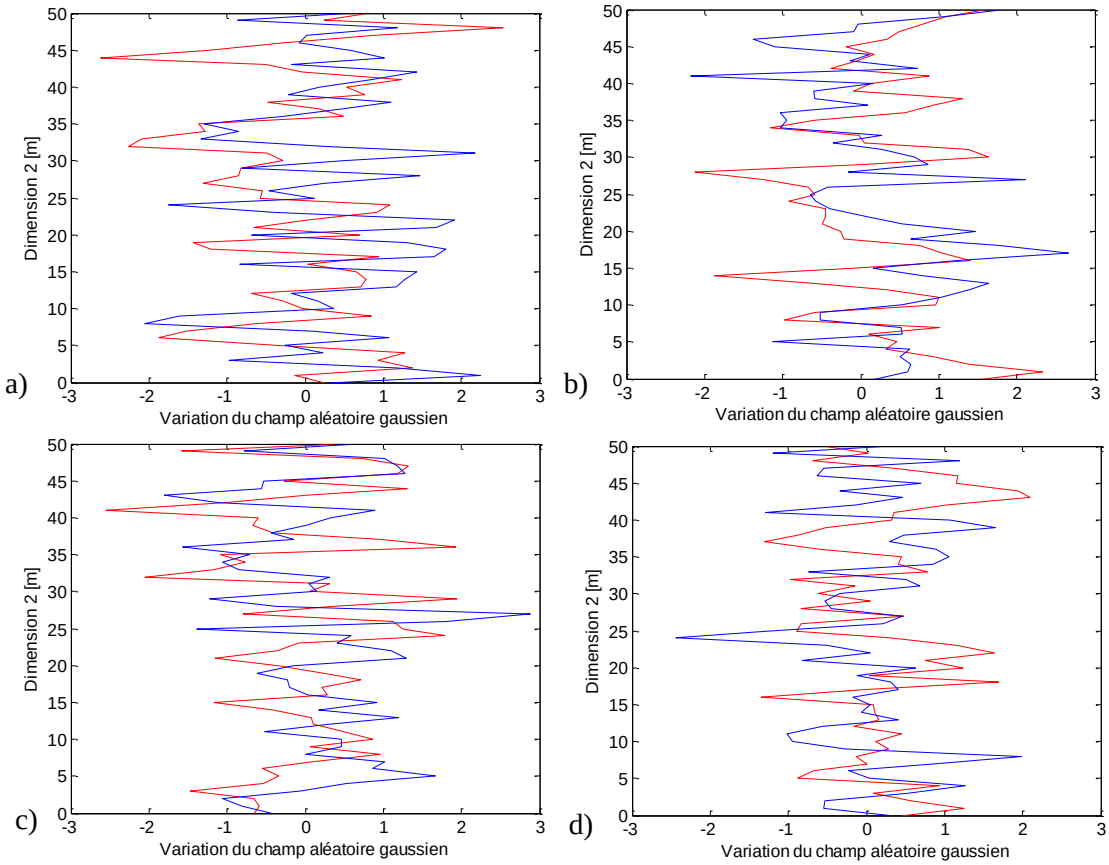


Figure III.5. Génération d'une simulation de champ aléatoire standardisé par la méthode KL, représentation de deux coupes verticales pour : a) *M*=2500, b) *M*=1750, c) *M*=1000 et d) *M*=250.

En comparant l'effet du paramètre *M* sur chaque direction, on s'aperçoit que la fluctuation verticale présentée en Figure III.5 n'est peu ou pas affectée contrairement à la fluctuation horizontale présentée en Figure III.6. En effet, pour cette deuxième direction on peut dire que plus le paramètre *M* diminue moins il y a de fluctuations (le champ aléatoire est plus lisse), ceci est en accord avec l'analyse faite sur les cartographies (Figure III.4). La différence entre les champs aléatoires issus de ces deux directions peut s'expliquer par le ratio entre la longueur de corrélation (δ_v ou δ_h) et la taille d'une discrétisation (ici d=1 m). Pour les C.A générés ici le ratio de la direction horizontale nettement plus important que celui calculé pour la direction verticale $\left(\frac{\delta_h}{d} = 20 > \frac{\delta_v}{d} = 2\right)$ est ce qui montre la dépendance de la méthode KL par rapport à M surtout pour représenter des longueurs de corrélations élevées.

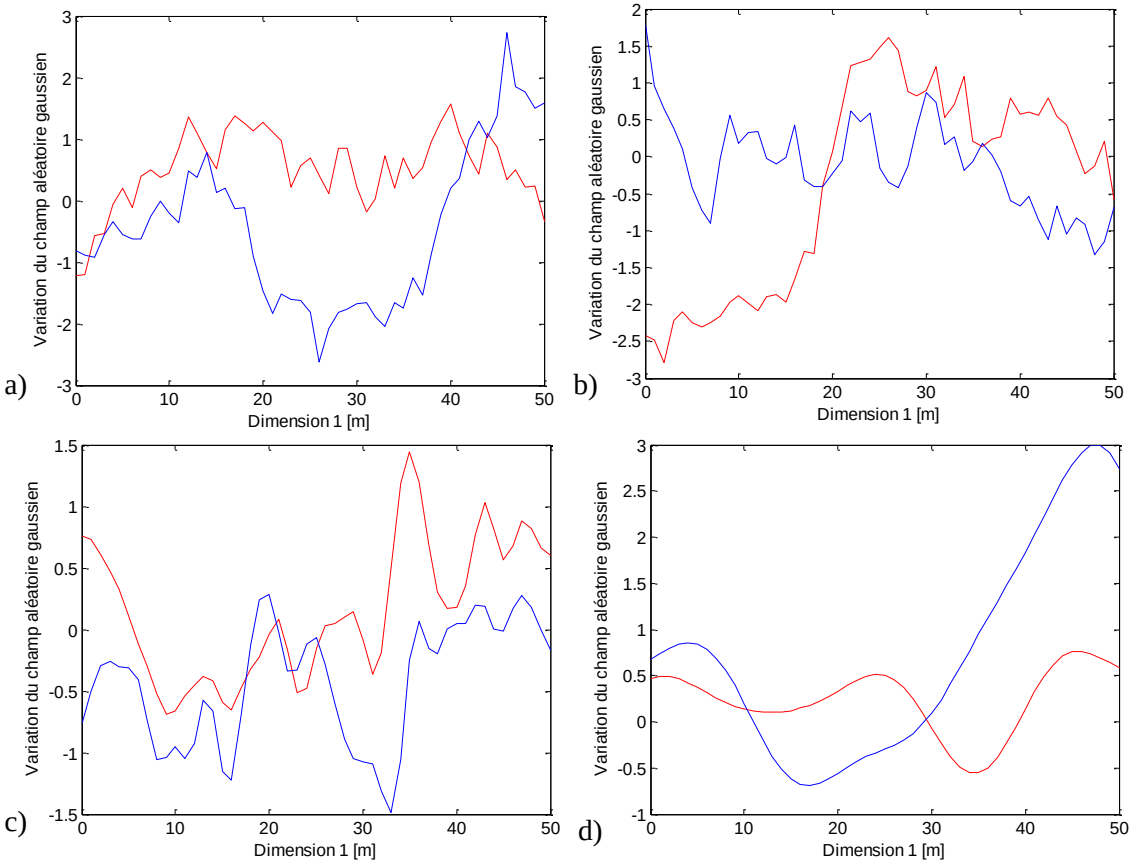


Figure III.6. Génération d'une simulation de champ aléatoire standardisé par la méthode KL, représentation de deux coupes horizontales pour *M*= : a) 2500, b) 1750, c) 1000 et d) 250.

III.3.3. Circulant Embedding

Cette méthode a été développée initialement par (Dietrich & G. Newsam, 1993), elle permet de générer des champs aléatoires gaussiens stationnaires en intégrant la matrice de covariance dans un bloc de matrice circulaire. Elle fait appel à des propriétés algébriques très intéressantes comme : la matrice circulante, la matrice de Toeplitz, la transformée de Fourier, qui conduisent à une grande efficacité de la méthode pendant le processus de génération de champs aléatoires. Avant de présenter la démarche permettant la génération de champs aléatoires avec cette méthode, il est intéressant de reprendre quelques définitions utiles concernant ces propriétés algébriques.

La matrice de Toeplitz : il s'agit d'une matrice dont les diagonales sont constantes (équation [III.7]). Cette matrice est définie par sa première ligne. Ces avantages se résument principalement à l'accélération de calculs pour certaines opérations matricielles comme : la somme de deux matrices, le produit entre un vecteur et une matrice, …

$$C = \begin{bmatrix} c_0 & c_{-1} & \cdots & c_{2-n} & c_{1-n} \\ c_1 & c_0 & c_{-1} & \ddots & c_{2-n} \\ \vdots & c_1 & c_0 & \ddots & \vdots \\ c_{n-2} & \ddots & \ddots & \ddots & c_{-1} \\ c_{n-1} & c_{n-2} & \cdots & c_1 & c_0 \end{bmatrix} \qquad \text{[III.7]}$$

avec :

c_{ij} : correspondent aux constantes de chaque diagonale.

La matrice circulante : il s'agit d'un cas particulier de la matrice de Toeplitz [III.8]. Dans ce cas, la matrice est en plus carrée mais non symétrique, elle est aussi définie par sa première ligne. Sa particularité réside dans la possibilité de permutation entre deux lignes successives par permutation circulaire. Cette caractéristique permet l'utilisation de méthodes accélérant la résolution du système comme la transformée de Fourier rapide connu sous la FFT (*Fast Fourier Transfom*).

$$C = \begin{bmatrix} c_0 & c_1 & c_2 & \cdots & c_{n-1} \\ c_{n-1} & c_0 & c_1 & \cdots & c_{n-2} \\ c_{n-2} & c_{n-1} & c_0 & \cdots & c_{n-3} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ c_1 & c_2 & c_3 & \cdots & c_0 \end{bmatrix} \qquad \text{[III.8]}$$

Structuration par blocs d'une matrice : cette technique consiste à organiser une matrice initiale de dimensions *m* x *n* en plusieurs blocs de sous-matrices de dimension inférieure. Le recours à cette organisation permet d'accélérer davantage l'exécution de certaines opérations matricielles comme : les produits matriciels, la récupération et la transmission des données (Ciarlet, 1985). Pour une matrice *A* écrite sous la forme de [III.9] de taille *nm* (*m* : ligne et n : colonne) :

$$A=\begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & \cdots & a_{1n} \\ a_{21} & a_{22} & \cdots & a_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ a_{m1} & a_{m2} & \cdots & a_{mn} \end{bmatrix} \qquad \text{[III.9]}$$

la structuration par blocs de sous matrices de taille *M* blocs en ligne et *N* blocs en colonne s'écrit sous la forme [III.10] :

$$A=\begin{bmatrix} [A]_{11} & \cdots & [A]_{1N} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ [A]_{M1} & \cdots & [A]_{MN} \end{bmatrix} \qquad \text{[III.10]}$$

La procédure de génération de champ aléatoire par CE "Circulant Embedding" se présente en 3 étapes principales (Dang, 2012; Kroese & Botev, 2015) :

Etape 1 : *construction de la matrice de covariance*

La première étape consiste à construire la matrice de covariance pour un domaine fini Ω' [III.11]. La représentation simplifiée de ce domaine se fait en passant du format matriciel d'une matrice de dimension *m* lignes et *n* colonnes, au format vectoriel d'un vecteur organisé sur une seule rangée de dimension *mn*. La matrice de covariance construite à partir de ce vecteur est

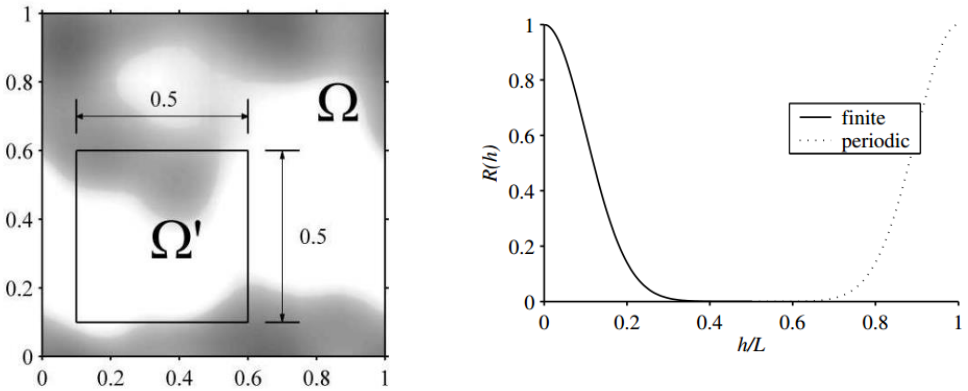


Figure III.7. Extension périodique du domaine Ω' (Nowak, 2005).

une matrice de type Toeplitz (symétrique) avec une structuration par bloc [III.13]. Chaque bloc dans cette matrice correspond aussi à une matrice de Toeplitz qui n'est pas forcément symétrique. Notons, que cette étape fait appel à des fonctions d'autocorrélations couramment utilisées (fonction exponentielle, Markov, cosinus, … (Chapitre I, Tableau I.14) et comme les champs aléatoires sont stationnaires, la covariance entre deux points de l'espace (x_i et x_j) ne dépend que de la distance les séparant (Dang, 2012).

$$R_{ij} = \mathrm{C}\left(\left|x_i - x_j\right|\right) \qquad \text{[III.11]}$$

$$R = \begin{bmatrix} [R]_{11} & \cdots & [R]_{1N} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ [R]_{M1} & \cdots & [R]_{MN} \end{bmatrix} \qquad \text{[III.12]}$$

Etape 2 *: Construction de la matrice circulante*

A l'issue de la première étape, une nouvelle matrice, notée Σ de dimensions (2*n*-2) (2*m*-2) est construite. Celle-ci permet de regrouper les différents blocs de la matrice de covariance *R* de manière à construire une matrice circulante, qui est pour rappel définie par sa première ligne. Cette étape permet d'assurer l'extension périodique du domaine Ω' en faisant l'hypothèse de symétrie (Nowak, 2005). Pour cela, une première transformation s'impose dans laquelle la première ligne de la matrice *R* est récrite sous la forme :

$$\mathrm{B} = \begin{bmatrix} c_{11} & \cdots & c_{1m} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ c_{n1} & \cdots & c_{nm} \end{bmatrix} \qquad \text{[III.13]}$$

Ceci permet par la suite de construire la matrice circulante [III.14] :

$$\Sigma = \begin{bmatrix} c_{11} & \cdots & c_{1(m-1)} & c_{1m} & c_{1(m-1)} & \cdots & c_{12} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ c_{(n-1)1} & \cdots & c_{(n-1)(m-1)} & c_{(n-1)m} & c_{(n-1)(m-1)} & \cdots & c_{(n-1)2} \\ c_{n1} & \cdots & c_{n(m-1)} & c_{nm} & c_{n(m-1)} & \cdots & c_{n2} \\ c_{(n-1)1} & \cdots & c_{(n-1)(m-1)} & c_{(n-1)m} & c_{(n-1)(m-1)} & \cdots & c_{(n-1)2} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ c_{21} & \cdots & c_{2(m-1)} & c_{2m} & c_{2(m-1)} & \cdots & c_{22} \end{bmatrix} \qquad \text{[III.14]}$$

Etape 3 *: Génération des champs aléatoires*

Il s'agit de l'étape dans laquelle les champs aléatoires sont générés. A ce niveau, la transformée de Fourier en 2D intervient à deux reprises :

- La première fois : pour calculer les valeurs propres de la matrice Σ, notée ici λ.
- La seconde fois : elle permet de générer les champs aléatoires en se basant sur une matrice gaussienne de type complexe $\bar{Z}_{j,k} = U_{j,k} + iV_{j,k}$ où les valeurs U et V sont des valeurs qui suivent une distribution normale centrée réduite avec *j* = 1, n et *k* = 1, m. Chaque génération par "Circulant Embedding" conduit au final à deux champs aléatoires indépendants composées d'une partie réelle et d'une partie imaginaire comme le décrit l'équation :

$$[\mathrm{Ch}_R, \mathrm{Ch}_I] = FFT2\left(\sqrt{\lambda}\bar{Z}\right) \qquad \text{[III.15]}$$

On présente ci-dessous un exemple de génération d'une réalisation d'un champ aléatoire par la méthode CE. Il s'agit d'un champ de distribution normale centrée réduite présenté sur une surface de 50 m x 50 m (une grille de 51 x 51 points). Les longueurs de corrélation utilisées sont δ_v = 2 m et δ_h = 20 m (en vertical et horizontal respectivement) et la fonction d'autocorrélation est de type exponentielle simple. Contrairement à la méthode KL, aucun autre paramètre n'est nécessaire pour l'utilisation de la méthode CE. On présente le résultat d'une seule génération de C.A. sous forme de cartographie dans la Figure III.8 (par iso-valeurs). Des coupes horizontales et verticales sont réalisées sur des distances de 15 m et une deuxième coupe à 40 m sur chaque direction, pour illustrer l'allure des C.A. en 1D (voir les axes de coupes de la Figure III.4).

A ce stade, les résultats ne permettent de juger que l'aspect de ces C.A. d'autant que cette méthode ne dépend d'aucun autre paramètre (contrairement à KL). Néanmoins, l'analyse des coupes effectuées permet de dire que la méthode CE respecte assez bien les fluctuations devant être observées selon chaque direction avec un nombre plus important dans la direction verticale à cause de la valeur de la longueur de corrélation dans ce sens.

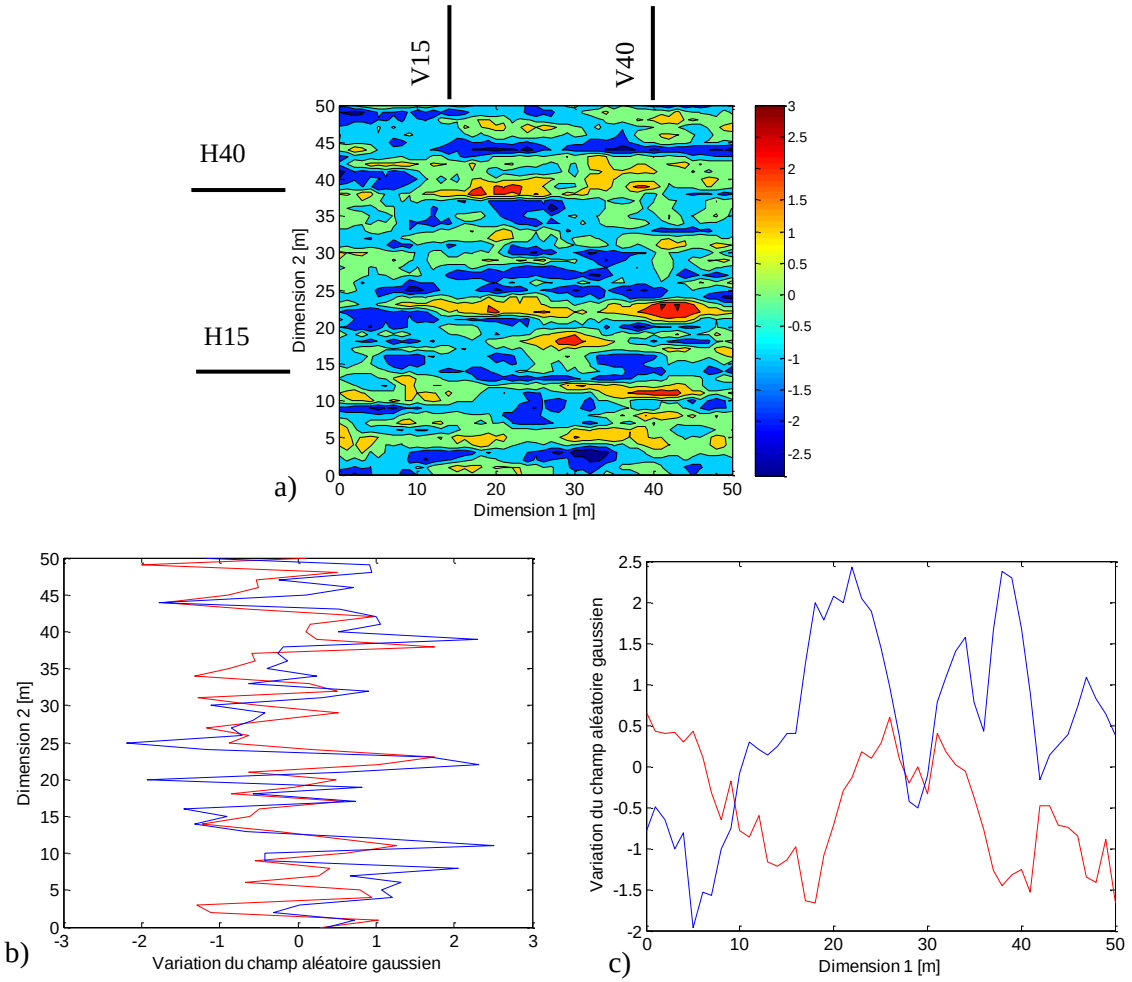


Figure III.8. Génération d'une simulation de champ aléatoire standardisé par la méthode CE : a) représentation en 2D, b) coupes verticales et c) coupes horizontales.

III.3.4. Comparaison des méthodes KL et CE

Afin de choisir judicieusement une méthode de génération de C.A. que l'on utilisera par la suite au Chapitre V, il est nécessaire de procéder à ce niveau à des comparaisons sur les deux méthodes présentées au préalable (à savoir KL et CE). Pour ce faire, deux critères ont été choisis :

- L'*efficacité de la méthode* : c'est-à-dire la capacité de la méthode à reproduire les caractéristiques statistiques initialement introduites. Cela passe par l'estimation de la moyenne et l'écart type pour chaque champ généré d'une part. D'autre part, en vérifiant le respect de la corrélation spatiale à travers le variogramme expérimental. Il est important de préciser que l'efficacité de la méthode est essentiellement conditionnée par les conditions du problème : physiques (des longueurs de corrélations différentes selon la direction considérée du sol) et numériques ou de modélisation (comme la discrétisation du maillage).
- *La rapidité de la méthode* : en mesurant le temps de génération requis par les deux méthodes pour plusieurs variantes en fonction de la taille de la grille de génération et en fonction du paramètre *M* (paramètre de troncature propre à la méthode KL). Notons que la mesure du temps reste étroitement liée aux ressources informatiques utilisées, le résultat peut donc varier d'une machine à une autre. Cependant, l'analyse de ce critère est un très bon indicateur qualitatif pour la prise de décision relative au choix de la méthode.

Les champs aléatoires traités dans cette partie sont gaussiens (μ=0 et σ=1) en supposant par ailleurs que la structuration spatiale correspond à une fonction de type exponentielle simple (Chapitre I, Tableau I.14). Pour ce qui est de la dimension, une surface de 50 m x 50 m est considérée correspondant à une matrice de 51x51.

Le Tableau III.2 récapitule les 5 variantes traitées dans le cadre des comparaisons faites par la suite. Les 4 variantes de la méthode KL sont dépendante du paramètre *M* (paramètre de troncature). La cinquième variante correspond à la méthode CE qui ne dépend pas de ce paramètre.

Tableau III.2. Récapitulatif des cas d'étude traité pour les deux méthodes comparées.

Variante	KL-250	KL-1000	KL-1750	KL-2500	CE
M	250	1000	1750	2500	-

III.3.4.1. Comparaison des moyennes et des écarts-types

La comparaison établie ici entre KL et CE est faite sur la moyenne et la variance des champs aléatoires générés sur un espace standard (μ=0 et σ=1). Rappelons que la vérification de ces deux premiers moments statistiques conduit indirectement à la vérification de la stationnarité minimale. La première analyse est faite sur un échantillon de 10000 générations de C.A. Les moyennes obtenues (Figure III.9) permettent de constater que la plupart des valeurs moyennes obtenues tendent vers la valeur de la moyenne de la plupart des variantes étudiées tendent vers la valeur de la moyenne initiale utilisée pour la génération (μ=0). Il est difficile de donner un seuil minimal de précision ou de juger la tendance de ces résultats suite à la variation de *M*, puisque en relançant d'autres générations de C.A. les résultats obtenus peuvent être différents.

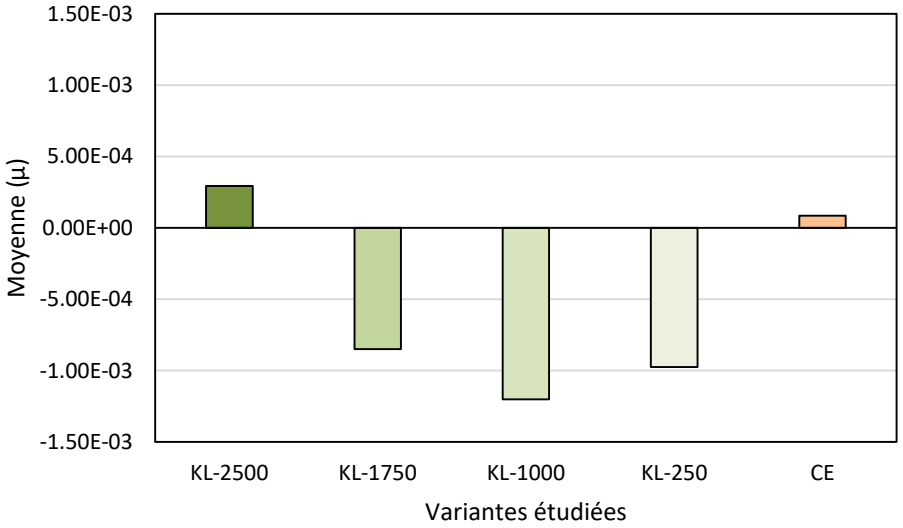


Figure III.9. Valeurs moyennes selon les différentes variantes pour 10000 générations.

On résume en Figure III.10 l'effet du nombre de générations réalisées sur ce premier moment statistique (μ). Ces résultats montrent les aspects suivants par intervalle :

- Entre [500–5000] générations : la dispersion des valeurs moyennes est importante surtout pour la méthode CE qui est la moins précise.
- Entre [5000-10000] générations : l'ensemble des variantes converge vers la valeur de la moyenne théorique (μ=0).

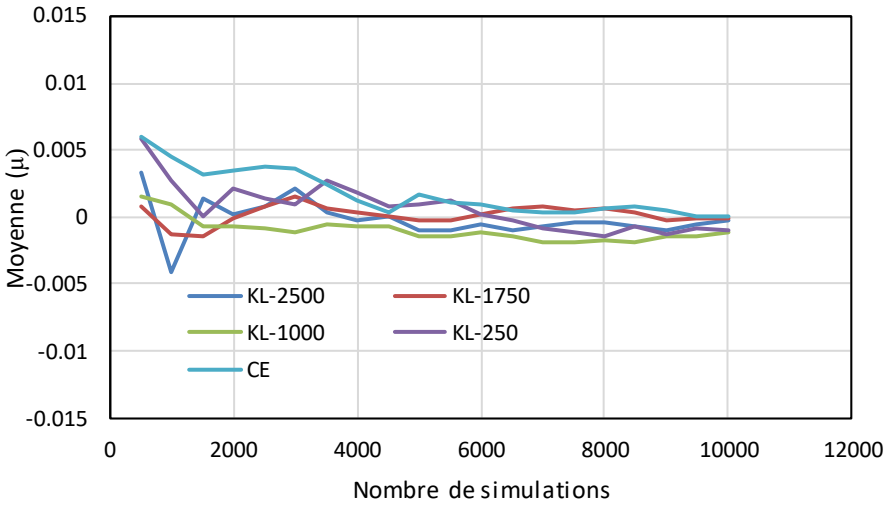


Figure III.10. Influence du nombre de simulations sur les moyennes obtenues par les champs aléatoires générés.

S'agissant de la variance des champs aléatoires générés ici, les résultats sont présentés à la Figure III.11. La diminution du paramètre *M*, conduit ici à une réduction systématiquement de la variance de sortie (variance estimée) en passant de 0,99 (M = 2500) à 0,79 (M = 250). Contrairement aux observations faites pour les moyennes (Figure III.9) où le lancement de *N* nouvelles simulations pouvait conduire à des valeurs de μ différentes, la variance quant à elle est beaucoup plus stable et la relance de *N* nouvelles simulations conduirait à la même tendance des résultats observés ici.

Pour certaines variantes étudiées ici (KL-1000 et KL-250), les variances obtenues peuvent remettre en cause la condition de stationnarité minimale à cause du non-respect de la variance de départ qui est 1. Les deux variantes ayant présenté les meilleures concordances avec la variance de départ sont CE et KL-2500 où l'on obtient respectivement 0,9915 et 0,9924 de variance.

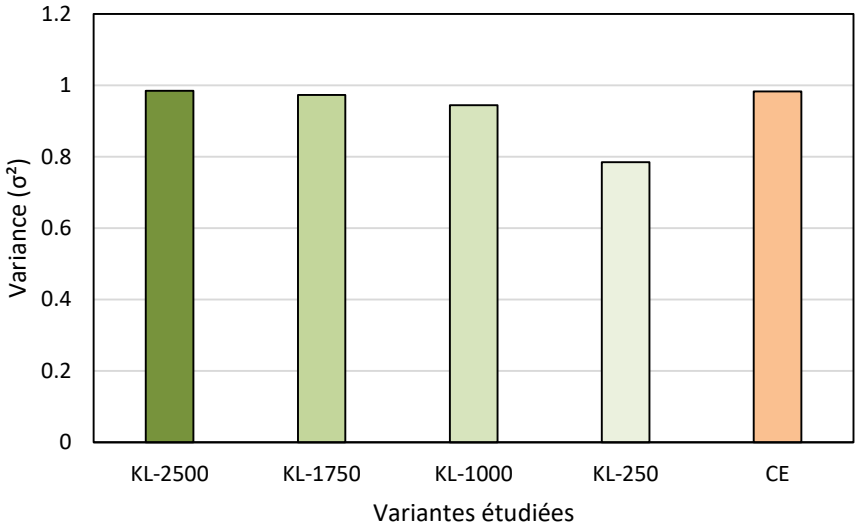


Figure III.11. Variances selon les différentes variantes pour 10000 simulations.

Il est également possible de tracer l'influence du nombre de simulations sur la variance de sortie comme le montre la Figure III.12. Ce dernier résultat permet de montrer qu'au-delà de 2000 simulations, la variance est quasiment inchangée pour un même cas d'étude (une variante du Tableau III.2). Sur la base de ces résultats on peut également dire que les deux méthodes évaluées ici (CE et KL) sont quasiment équivalentes pour M = 2500 pour la grille traitée, ceci se manifeste par une superposition de leurs courbes au-delà des 2000 générations de C.A.

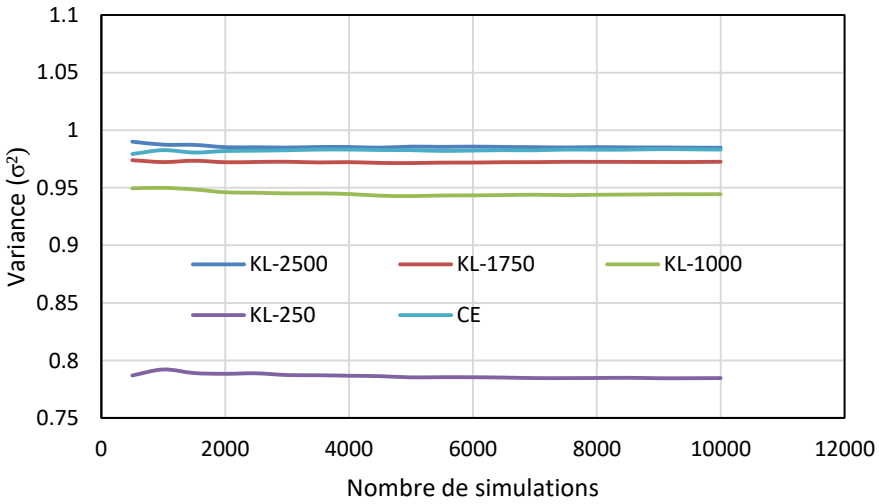


Figure III.12. Valeurs moyennes selon les différentes variantes pour 10000 simulations.

III.3.4.2. Comparaison de la structuration spatiale

L'utilisation des méthodes de champs aléatoires a pour but d'apporter une description spatiale de la variabilité. Celle-ci est assurée pleinement par la structuration spatiale imposée qui est

régie d'une part, par la fonction d'autocorrélation utilisée et d'autre part, par les longueurs de corrélation (δ_X , δ_Y et δ_Z) selon la dimension du problème (1D, 2D ou 3D). Plusieurs méthodes peuvent être utilisées pour procéder à la vérification de cette structuration spatiale. Le choix s'est porté ici pour le variogramme expérimental présenté au §I.5.2.4.1 (Chapitre I) qui est une technique assez courante d'utilisation dans le domaine géotechnique. Afin de comparer la méthode KL et CE sur la base de ce critère (structuration spatiale), on propose de construire pour chaque variante les variogrammes moyens sur deux directions : horizontale et verticale, dont les étapes de construction sont résumées ci-dessous :

- La première étape consiste à choisir les axes permettant de procéder à ce calcul en 1D. S'agissant du choix des axes, celui-ci est arbitraire puisque n'importe quel choix d'axe dans la même direction est censé reproduire le même résultat final du variogramme moyen. Nous avons opté pour les axes centraux (de symétrie).
- La deuxième étape consiste à assembler toutes les données correspondant au même axe issu de chaque génération de C.A. sous forme de matrice.
- La troisième étape consiste à construire le variogramme expérimental relatif à chaque simulation.
- La quatrième étape consiste à construire le variogramme moyen en procédant à un calcul de moyenne arithmétique de tous les variogrammes construits.

Une illustration des variogrammes moyens ainsi que les variogrammes de chaque simulation sont représentés à la Figure III.13.

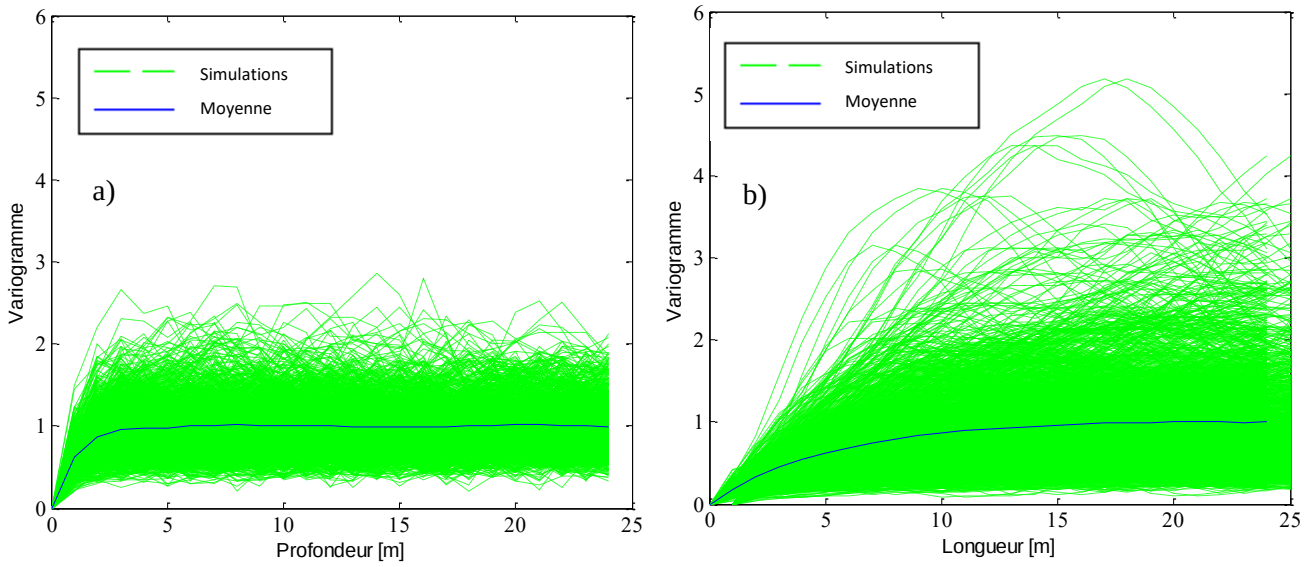


Figure III.13. Illustration d'un exemple de variogrammes moyen et des variogrammes de construction pour : a) la direction verticale avec δ_v = 2m, b) la direction horizontale avec δ_h = 10m.

La Figure III.14 représente les variogrammes expérimentaux moyens construits à partir des axes centraux verticaux et horizontaux de la matrice des champs aléatoires en 2D. Cela coïncide pour l'exemple traité ici à la 26ième ligne et à la 26ième colonne sachant que la taille de la matrice utilisée est de 51x51 (voir le §III.3.4). L'objectif fixé pour cette partie est de comparer deux méthodes de génération de champs aléatoires différentes CE et KL en prenant compte des valeurs de M (paramètre de troncature) différentes pour la méthode KL, à savoir 2500, 1750, 1000 et 250. La comparaison se fait par rapport au variogramme théorique (Chapitre I, Tableau

I.14 et la transformation [I.37]) qui est construit analytiquement à partir de la fonction d'autocorrélation choisie (ici fonction exponentielle simple).

Les champs aléatoires générés sont de distribution normale centrée réduite. Par ailleurs les longueurs de corrélations utilisées pour ce calcul sont δ_v = 2 m et δ_h = 10 m.

En comparant les différentes courbes représentées dans la Figure III.14, on constate que les deux KL-250 et KL-1000 sont assez éloignées par rapport à la courbe théorique, expliquant peut-être les observations faites quant à la fluctuation spatiale en Figure III.4. Par ailleurs, les variantes CE, KL-2500, KL-1750 conduisent à des résultats assez concordants avec le modèle théorique, surtout les deux premiers (CE et KL-2500).

S'agissant de l'effet du nombre de simulations sur la structuration spatiale, une analyse menée nous a permis de constater qu'il avait peu d'effet (ces résultats ne sont pas montrés dans cette thèse).

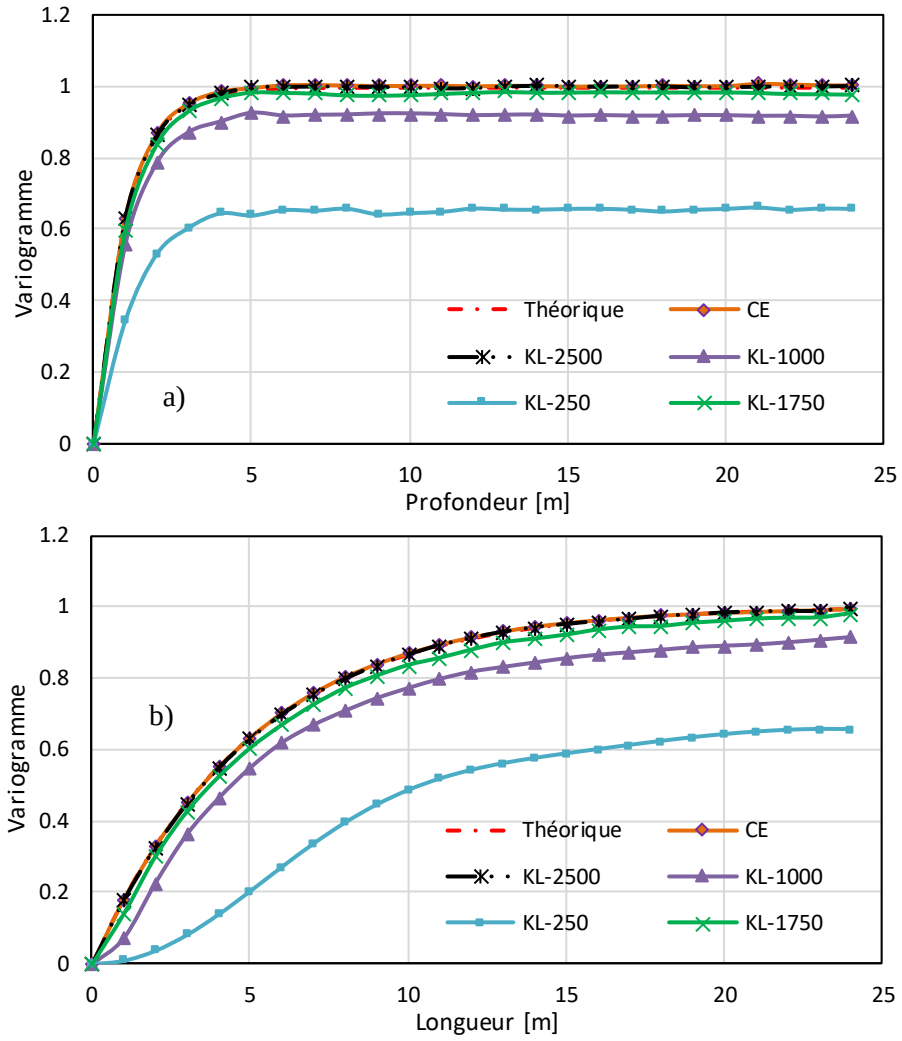


Figure III.14. Comparaison par variogramme expérimental moyen des différentes variantes étudiées au variogramme théorique pour : a) la direction verticale avec δ_V =2 m, b) la direction horizontale avec δ_H = 10 m.

III.3.4.3. Comparaison de CE et KL sur la base du temps de calcul

Suite aux différentes analyses et comparaisons statistiques que l'on a menées ci-dessous, on peut dire que les deux méthodes étudiées (CE et KL) sont globalement assez performantes. En

particulier les variantes CE, KL-2500, KL-1750 qui respectent assez bien les propriétés statistiques de départ de stationnarité minimale et de structuration spatiale.

On procède dans cette partie au deuxième type de comparaison prévu au §III.3.4, il s'agit de la rapidité de la méthode de génération. Ce critère est mesuré par le temps de génération nécessaire pour la réalisation d'un certain nombre de champs aléatoires (de 10^3, 10^4 et 10^5 générations). En reprenant les mêmes cas d'études défini au §III.3.4, à savoir CE, KL-2500, KL-1750, KL-1000,… pour une grille de 51x51 et des longueurs de corrélation δ_v = 2 m et δ_H = 10 m. Les résultats obtenus sont résumés dans la Figure III.15 où deux types de lecture peuvent être faits :

- Sur une même variante : on peut dire que l'augmentation du nombre de simulations ne conduit pas forcément à une augmentation linéaire du temps de génération. C'est le cas pour le passage entre 10^3 et 10^4 simulations où l'augmentation du temps de calcul est très peu significatif à chaque fois contrairement au passage de 10^4 à 10^5 simulations. De notre point de vue, cela est parfois une question de ressources informatiques en particulier de mémoire. Plus le nombre de simulations est important, plus la mémoire est saturée, ralentissant ainsi le déroulement des calculs.
- Entre variantes différentes : ceci est valable pour un même nombre de simulations. Cette analyse permet de montrer l'influence du paramètre *M*, dont l'augmentation fait augmenter le temps de calcul en passant de 12,4 s pour KL-250 à 112,4 s pour KL-2500 par exemple.

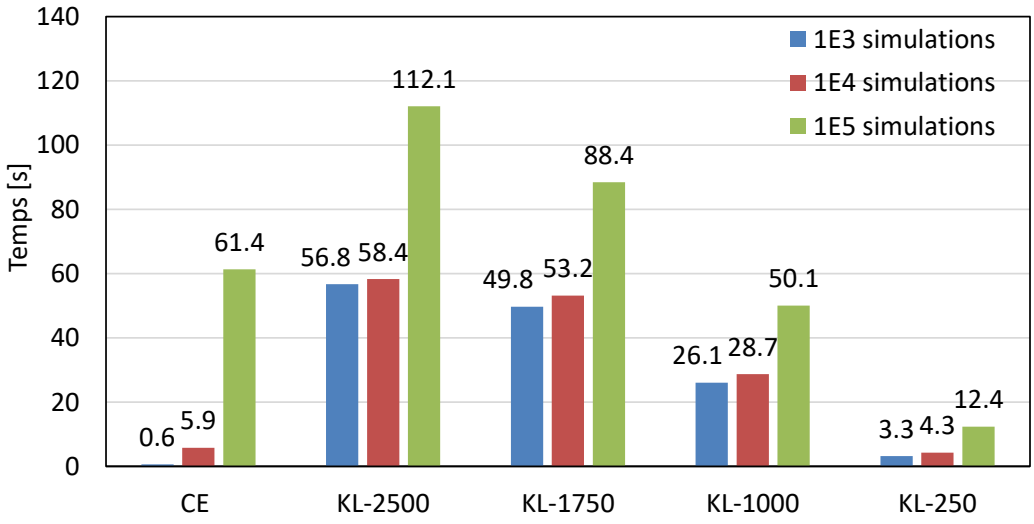


Figure III.15. Comparaison du temps de génération des champs aléatoires pour les différentes variantes pour une taille de grille 51x51.

Sur la base de ces résultats, on peut dire que la méthode CE semble plus efficiente que la KL.

Notons que la dimension de la grille du champ aléatoire joue aussi un rôle considérable sur le temps de génération. Prenons par exemple pour 10000 générations de C.A. la même variante que KL-2500 (M = 2500) avec une grille deux fois plus grande en passant de 51x51 à 101x101. Dans ce cas on constate que le temps de génération passe à 527 s avec une variance de 0,855 au lieu de 58,4 s pour la première grille (51x51) (Tableau III.3). On procède à la même étude (influence de la dimension) en utilisant cette fois-ci la méthode CE. Le temps mesuré pour la nouvelle grille (101x101) avec la méthode CE est de 21 s contre 5,9 s pour la grille de taille inférieure (voir Tableau III.3), la valeur de la variance quant à elle n'a pas été affectée. Une

augmentation de la valeur de *M* pour la méthode KL conduirait à une augmentation significative du temps de génération.

Tableau III.3. Caractéristiques des générations de champs aléatoires réalisées par CE et KL-2500 pour des dimensions de maillage différents pour 10000 générations de C.A.

	51x51		101x101	
	CE	KL-2500	CE	KL-2500
μ	8,50E-05	2,95E-04	-1,06E-04	-4,25E-04
σ^2	0.983	0.985	0.997	0,855
Temps [s]	5,9	58,4	21,0	527,4

Les résultats de comparaison faits ici entre CE et KL viennent conforter les conclusions de (Dang, 2012) basées uniquement sur l'estimation du temps de génération. En effet, on peut dire que les performances de la méthode KL (en terme de reproduction des propriétés statistiques et de minimisation du temps de génération) sont étroitement liées au paramètre *M* de troncature qui dépend de la dimension du problème. La méthode CE ne dépend pas du paramètre *M*, l'augmentation de la taille du problème conduit à une faible augmentation du temps de génération.

III.3.5. Comment influe la structuration spatiale sur les données stochastiques ?

L'intérêt est porté ici sur la structuration spatiale décrivant les champs aléatoires générés. Pour rappel, la construction de cette dépendance spatiale entre les points dépend de la fonction d'autocorrélation et des longueurs de corrélation employées. Ces éléments sont d'une grande utilité, puisqu'ils permettent de décrire le caractère physique (naturel) de la variabilité d'un matériau en l'occurrence ici le sol. L'absence de cette structuration spatiale dans des méthodes assez courantes d'utilisation (génération de variables aléatoires, FORM, SORM, ...) va conduire à un :

- surdimensionnement de l'ouvrage : dans ce cas, il y a une surestimation de l'aléa et donc du risque de défaillance.
- ou à sous-dimensionnement de l'ouvrage : dans ce cas, il y a bien une sous-estimation de l'aléa, ce qui conduit nécessairement à une augmentation du risque de défaillance.

L'objectif de cette partie est d'analyser l'effet des hypothèses pouvant être faites pour décrire la corrélation spatiale entre points. En d'autres termes, répondre aux questions :

- Quelle est la différence entre les diverses fonctions d'autocorrélation existantes et leur impact sur les données ?
- Quelle est le rôle des longueurs de corrélation pour un champ aléatoire ?

III.3.5.1. Analyse de l'effet de la fonction d'autocorrélation

Dans le cadre de la modélisation de l'incertitude par champs aléatoires, le choix de la fonction d'autocorrélation est assez arbitraire.

Pour mieux comprendre les conséquences liées à ce choix (§III.3.5), on propose d'utiliser uniquement les relations mathématiques exprimant ces fonctions d'autocorrélation sans passer par de la génération de champs aléatoires (Chapitre I, Tableau I.14). Les courbes sont tracées sur un intervalle de 12 m avec une discrétisation de 0,25 m et une longueur de corrélation imposée de 2 m (en 1D). Les résultats sont tracés sous forme de covariogramme et variogramme.

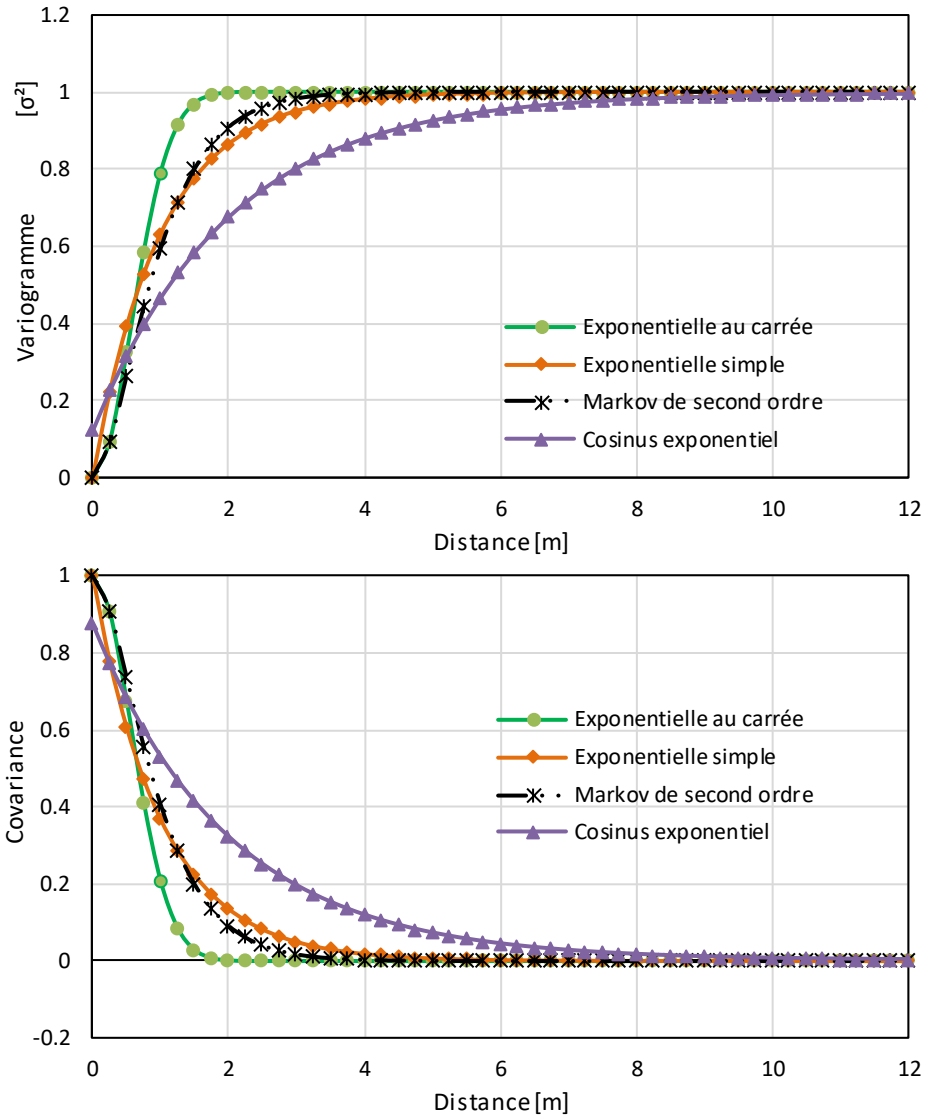


Figure III.16. Comparaison des différentes fonctions d'autocorrélation : a) variogramme, b) covariogramme (fonction d'autocorrélation).

A partir de la Figure III.16, on peut dire que pour une même longueur de corrélation d'entrée (ici δ = 2 m), la dimension de la portée obtenue par le variogramme est assez différente selon la fonction d'autocorrélation utilisée. Pour rappel, la portée correspond à la distance maximale entre deux points ayant une corrélation spatiale, correspondant à la distance séparant le premier point du variogramme et "le premier" point du palier (Chapitre I, Figure I.24). Pour ce qui est de l'exemple traité ici, les valeurs de la portée passent de la valeur simple avec la méthode exponentielle au carré (2 m), à une valeur quadruplée pour la fonction cosinus exponentielle (9 m). Le constat que l'on a établi ici, mène à dire que le fait de choisir une fonction d'autocorrélation au lieu d'une autre va avoir un effet sur la portée (longueur de corrélation de

sortie s'appliquant sur les champs aléatoires générés). Les effets de cette augmentation sont traités dans la section suivante.

III.3.5.2. Effet de la longueur de corrélation sur les données stochastiques

La prise en compte de la variabilité spatiale implique l'utilisation des longueurs de corrélation (δ). L'analyse de l'effet lié au choix de ce paramètre statistique revient souvent en littérature dans les travaux intégrant les champs aléatoires pour la modélisation de la variabilité. Cette pratique conduit à des résultats intéressants surtout pour les ouvrages étendus (semelles filantes, conduites, …) mais elle ne traite que les conséquences de la variabilité.

On propose dans cette partie de mener une analyse statistique pour apporter plus de clarté sur la nature des données utilisées selon les hypothèses faites. Pour cela, on aborde dans *un premier temps* l'effet de l'augmentation de la longueur de corrélation sur une fenêtre fixe. Dans *un second temps,* on mène une autre analyse portée sur l'effet d'une même valeur de δ mais pour des fenêtres d'observation de dimensions (longueurs) différentes. On définit ici la fenêtre d'observation comme étant une réduction de la taille du champ aléatoire généré.

En plus de la compréhension que va apporter cette analyse sur les effets de la variabilité spatiale d'une manière générale, elle nous permet de construire en partie la stratégie d'analyse intégrant le plan d'expérience au Chapitre V (Chapitre V, §V.4, Figure V.22).

III.3.5.2.1. Effet de la longueur de corrélation sur une longueur de fenêtre fixe

Pour analyser l'effet des longueurs de corrélation, on procède ici à des traitements statistiques sur la base de 10^4 générations de données obtenues par champ aléatoire et par variable aléatoire. Pour ce qui est des champs aléatoires, ceux-ci sont générés en utilisant la méthode CE en 2D sur une grille de 101x101 avec une distribution normale centrée réduite et une fonction d'autocorrélation de type exponentielle simple. S'agissant de la longueur de corrélation utilisée, plusieurs cas d'études sont définis dans lesquels on fait varier uniquement δ_v, comme le résume le Tableau III.4. Le dernier cas d'étude défini dans ce tableau, à savoir le cas de la variable aléatoire (LNCR) correspond au cas extrême où une parfaite corrélation spatiale existe entre tous les points sur une distance infinie.

Tableau III.4. Récapitulatif des variantes correspondant à l'étude de l'influence de la longueur de corrélation verticale δ_v.

	Variantes						
Paramètre	Lcv2	Lcv10	Lcv20	Lcv30	Lcv40	Lcv50	LNCR
μ	0	0	0	0	0	0	0
σ	1	1	1	1	1	1	1
δ_v	2	10	20	30	40	50	-
δ_h	10	10	10	10	10	10	-

Le traitement statistique des données concerne uniquement l'axe central de la grille du champ aléatoire (grille de 101x101, donc pour 51ième colonne de la matrice). Il est réalisé à ce niveau par deux post-traitements :

- Le premier consiste à construire les variogrammes des différents cas d'étude comme l'illustre la Figure III.17.

- Le deuxième, consiste à faire une estimation de la moyenne issue de chaque simulation uniquement sur l'axe de données traitées. Les résultats obtenus sont exprimés au final sous forme de fonctions de distribution de probabilité à la Figure III.19.

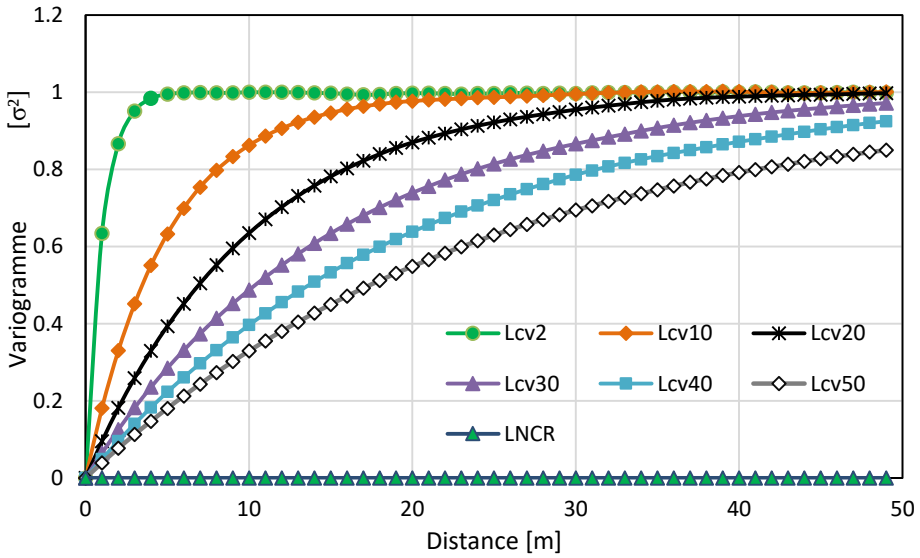


Figure III.17. Impact de la longueur de corrélation δ_v sur les variogrammes expérimentaux moyens.

A partir des résultats relatifs aux variogrammes expérimentaux obtenus sur la Figure III.17, on peut confirmer que l'augmentation de la longueur de corrélation conduit à une augmentation de la portée. Ceci se traduit aussi par la diminution de la fluctuation des champs aléatoires, allant jusqu'au cas extrême c.-à-d. le cas d'étude LNCR (la loi normale centrée réduite) où aucune différence de la valeur du variogramme n'est observée entre deux points du domaine. Dans ce dernier cas, la courbe représentant le variogramme est superposée à l'axe des abscisses (pente nulle), se traduisant par une longueur de corrélation infinie.

La deuxième analyse statistique menée ici (Figure III.19) est basée sur la construction des fonctions de distribution de probabilité relatives aux valeurs moyennes calculées à chaque génération sur le même axe d'étude (à savoir la colonne centrale de la matrice représentant le C.A.) (voir Figure III.18). Notons que le calcul de la moyenne effectué ici pour chaque nouvelle génération suppose indirectement une sorte d'homogénéisation du champ aléatoire en 1D.

Les résultats exprimés à la Figure III.19 permet de montrer davantage l'effet du paramètre statistique longueur de corrélation sur les champs aléatoires générés. On peut dire que l'augmentation de la longueur de corrélation conduit à un aplatissement de la fonction de distribution de probabilité (FDP) et donc à une augmentation des valeurs de la densité de probabilité sur les queues de distribution. En comparant les différentes variantes basées sur une génération de C.A. (présentées au Tableau III.4) avec le résultat de la variante LNCR, on peut dire que cette dernière variante est assimilée au cas le plus défavorable correspondant à une longueur de corrélation infinie entre les points.

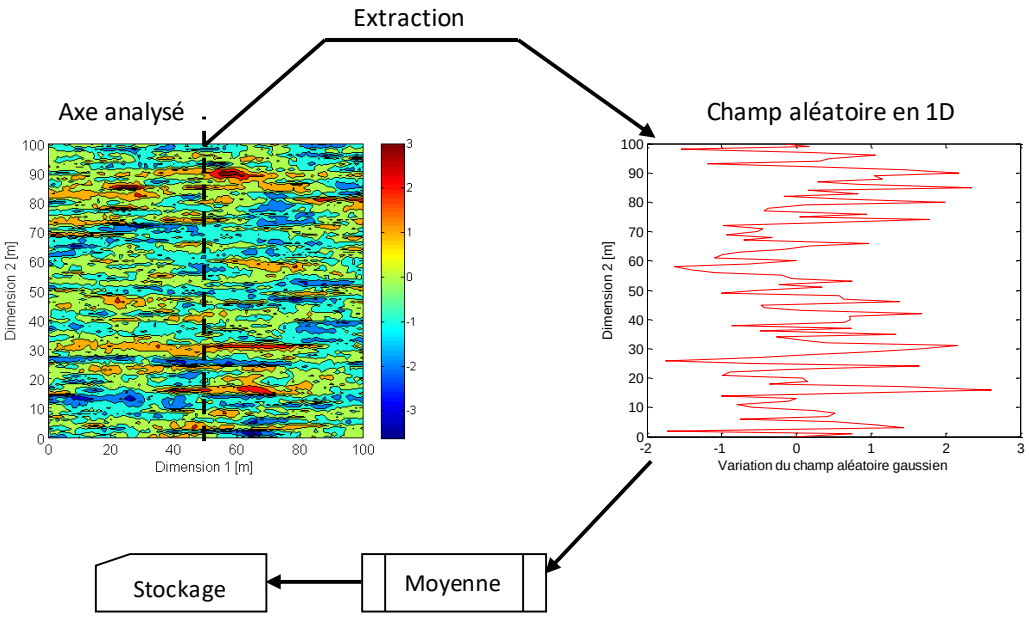


Figure III.18. Démarche d'homogénéisation des champs aléatoires en 1D par calcul de moyenne.

En se basant sur ce dernier résultat, on peut également estimer les propriétés statistiques de chaque distribution, c.-à-d. :

- la moyenne des moyennes des champs aléatoires générés en 1D (après extraction),
- l'écart-type sur les moyennes des champs aléatoires générés en 1D (après extraction).

Les résultats de ce nouveau calcul sont résumés dans le Tableau III.5 ainsi que la Figure III.20.

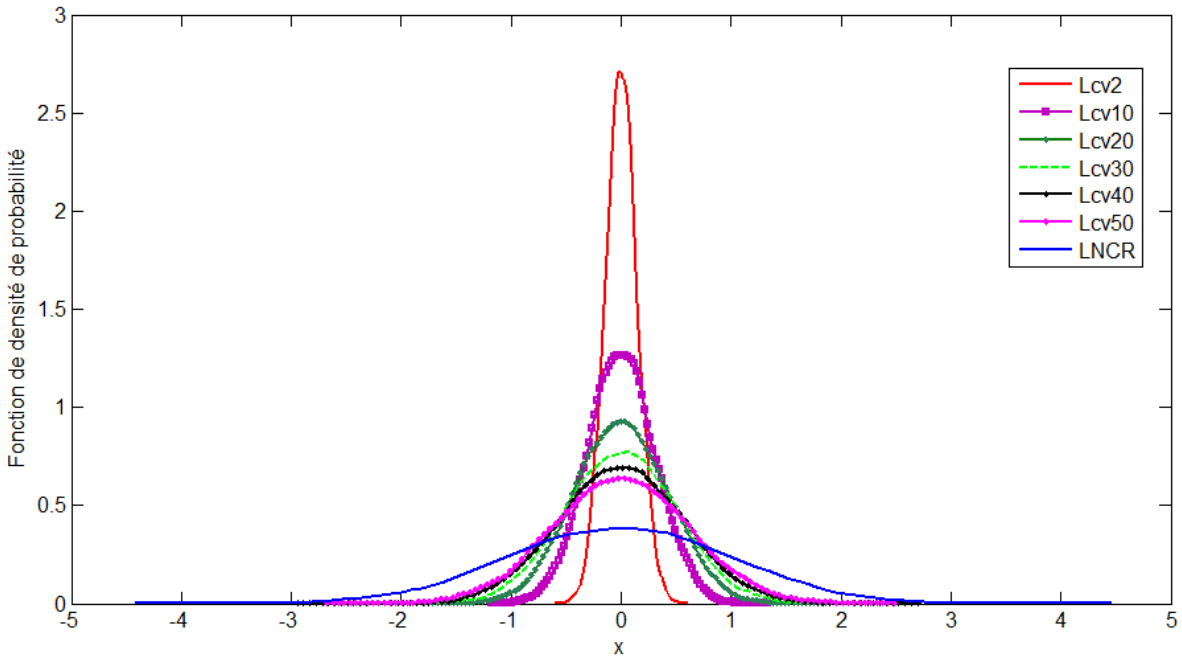


Figure III.19. Effet de la longueur de corrélation δ_v sur les valeurs moyennes calculées sur l'axe central vertical des champs aléatoires générés.

Tableau III.5. Récapitulatif des paramètres statistiques correspondant à chaque distribution obtenue par homogénéisation du champ aléatoire en 1D.

	Lcv2	Lcv10	Lcv20	Lcv30	Lcv40	Lcv50	LNCR
$\mu_{\mu_{1D}}$	0,000	0,007	0,003	-0,002	-0,001	-0,004	-0,013
$\sigma_{\mu_{1D}}$	0,145	0,307	0,421	0,503	0,563	0,617	1,008

Cette dernière analyse correspondant aux propriétés statistiques mesurées permet de montrer que la moyenne des moyennes des C.A. en 1D ($\mu_{\mu_{1D}}$) est peu affectée par la longueur de corrélation choisie (δ_v), conduisant à des valeurs aux alentours de 0 (Tableau III.5). Par ailleurs, l'écart-type calculé est très dépendant de la valeur de δ_v. puisqu'on passe d'un écart-type de génération égale à 1 (pour la génération des variable aléatoires, LNCR) à un écart-type de sortie qui va jusqu'à 0,145. On peut dire à ce propos que plus la longueur de corrélation est faible, plus l'écart-type sur la distribution de la moyenne des C.A. en sortie l'est aussi. Par ailleurs, une augmentation considérable de la longueur de corrélation (signifiant une augmentation de distance séparant deux points corrélés) va conduire nécessairement à un résultat proche de la génération par variable aléatoire.

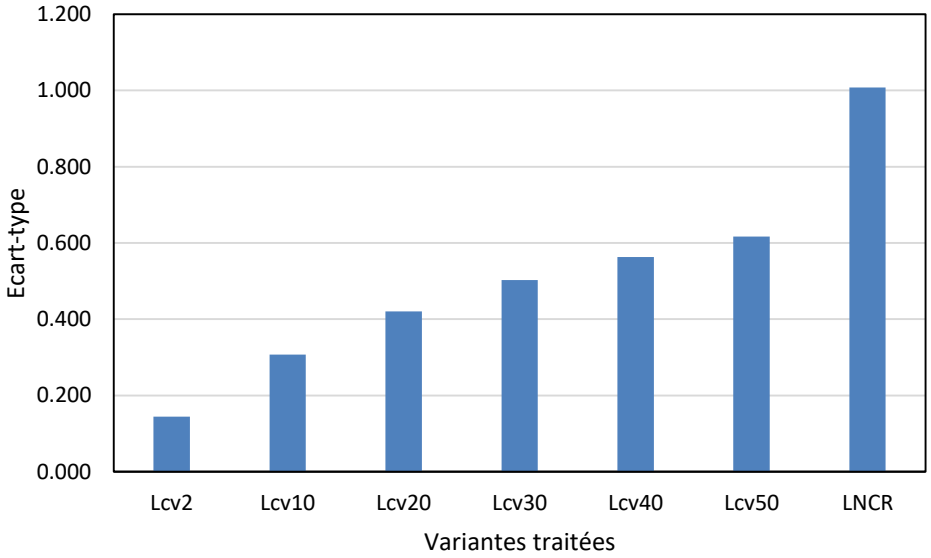


Figure III.20. Impact de la longueur de corrélation δ_V sur les valeurs moyennes calculées sur l'axe central vertical des champs aléatoires générés.

III.3.5.2.2. Longueur de corrélation et fenêtre d'observation

On s'intéresse dans cette partie aux conditions d'exploitation des données exprimées par champs aléatoires. Autrement dit, quels sont les effets statistiques liés à la dimension de la fenêtre d'observation, autrement dit si la dimension du problème est différente ?

Les méthodes de génération de C.A. comme LAS (*Local Average Subdivision*) prévoient d'intégrer la dimension de la fenêtre d'observation dans la fonction d'autocorrélation en se basant sur les travaux de (Vanmarcke, 1983). Ceci conduit à une ré-estimation de la variance par sa réduction. L'utilisation des autres méthodes de générations de champs aléatoires à l'exemple de la méthode CE n'impose pas ce type de pratique (réduction de variance). Une

question demeure importante : que se passe-t-il si la taille de la fenêtre d'observation n'est pas intégrée sous forme de réduction de variance ?

La réduction de variance est une problématique en soi que l'on ne pourra pas décrire et analyser en détail dans le cadre de cette thèse. Néanmoins, on propose de mener une étude paramétrique portant sur l'influence de la fenêtre d'observation. De la même manière que pour le §III.3.5.2.1, on procède ici à 10^4 générations de C.A. par la méthode CE et de 10^4 générations de variables aléatoires V.A. (LNCR, loi normale centrée réduite) pour les comparer. Les champs aléatoires générés disposent des mêmes propriétés statistiques de génération (Tableau III.6). Les cas d'étude traités dans cette partie sont résumés au Tableau III.7, celui-ci résume la taille de la fenêtre d'observation utilisée (Figure III.21). Rappelons que dans le cas de la variabilité aléatoire (LNCR), la dimension du problème n'a aucun intérêt puisque dans ce cas, la longueur de corrélation est assimilée à une longueur infinie $\left(\frac{\infty}{10} \sim \frac{\infty}{100}\right)$.

Tableau III.6. Récapitulatif des paramètres statistiques des champs aléatoires (C.A.) et variables aléatoires (V.A.).

	Distribution	Fonction d'autocorrélation	δ_v	δ_h
C.A.	Normal standard	Exponentielle simple	2	10
V.A	Normal standard	-	-	-

Tableau III.7. Récapitulatif des cas d'études de dimensions de fenêtres d'observations T pour la génération de champs aléatoires (C.A.).

	LNCR	Dim1	Dim2	Dim3	Dim4	Dim5
T [m]	Indépendant	10	25	50	75	100

Pour ce qui est de l'analyse statistique de ces données, celle-ci s'effectue de manière directe dans le cas des V.A. contrairement au cas des C.A. où le calcul est basé uniquement sur un seul axe d'étude (Figure III.21). Les résultats obtenus sont présentés à la Figure III.22. Ceux-ci nous permettent de constater que l'effet combiné entre la longueur de corrélation et la fenêtre d'observation est significatif. Une diminution de la fenêtre d'observation conduit à un aplatissement de la fonction de distribution de probabilité se rapprochant de la variante LNCR. On peut également estimer les propriétés statistiques comme la moyenne des moyennes $\mu_{\mu_{1D}}$ et l'écart-type des moyennes $\sigma_{\mu_{1D}}$ comme le résume le Tableau III.8. Ce tableau montre qu'en fonction de la diminution du ratio R_f entre la longueur de corrélation (ici δ_v) et la taille de la fenêtre la valeur de la variance s'éloigne par rapport au cas LNCR où la variance est de 1. Ce constat explique bien la présence d'une réduction de variance qui est étroitement liée à la taille de la fenêtre d'observation.

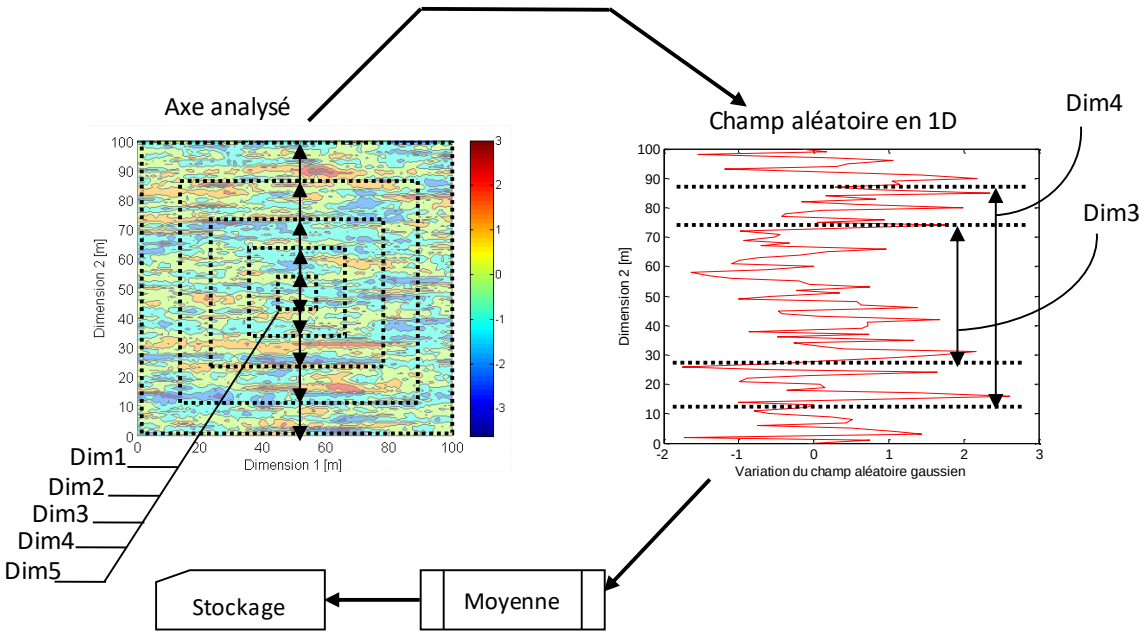


Figure III.21. Démarche d'homogénéisation des champs aléatoires en 1D vertical par calcul de moyenne pour des fenêtres d'observation différentes.

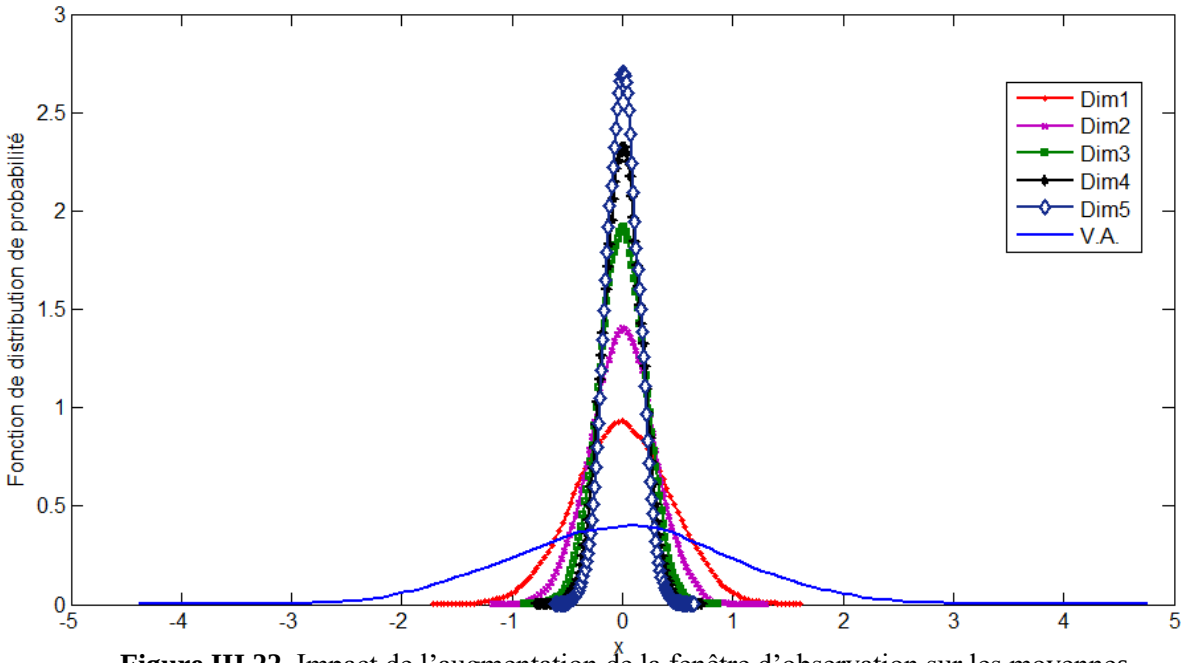


Figure III.22. Impact de l'augmentation de la fenêtre d'observation sur les moyennes représentant des champs aléatoires sur un seul axe.

Tableau III.8. Récapitulatif des paramètres statistiques correspondant à chaque distribution obtenue par homogénéisation du champ aléatoire en 1D pour des tailles de fenêtre différentes.

	LNCR	Dim1	Dim2	Dim3	Dim4	Dim5
T [m]	-	10	25	50	75	100
$R_f = \delta_v/T$	∞	0,20	0,08	0,04	0,03	0,02
$\mu_{\mu_{1D}}$	-0,0102	0,0006	-0,0007	0,0005	-0,0003	0,0001
$\sigma_{\mu_{1D}}$	0,9862	0,1793	0,0802	0,0421	0,0284	0,0210

Au final pour répondre aux questions que nous nous sommes posées au début de cette section concernant l'effet de la fenêtre d'observation. On peut confirmer que cela joue un rôle très important sur la distribution des moyennes des données stochastiques. S'agissant de la nécessité ou non de la prise en compte d'une autre réduction de variance comme celle de (Vanmarcke, 1983), de notre point de vue cela va conduire à une sous-estimation très importante de l'effet de la variabilité. Dans le cadre de cette thèse aucune autre réduction de variance ne sera imposée sur les données que celle observée par la génération de champs aléatoires.

III.3.6. Prise en compte de la corrélation croisée entre champs aléatoires

Plusieurs éléments ont été donnés au Chapitre I quant à la signification physique et mathématique d'une corrélation croisée entre deux ou plusieurs paramètres. On évoque dans cette partie la mise en place numérique de cette corrélation croisée.

III.3.6.1. Prise en compte de la corrélation croisée entre plusieurs C.A.

Rappelons qu'une corrélation entre deux paramètres est décrite par le coefficient ρ de corrélation dont la valeur se trouve bornée entre sur l'intervalle [-1,+1] (voir Figure I.23). La procédure de mise en place de données aléatoires corrélées est la même que l'on parle de variables aléatoires ou de champs aléatoires. Ci-dessous on reprend les étapes de construction de corrélations de données par (Fenton & Griffiths, 2003) en appliquant la méthode pour trois paramètres différents c, φ et E correspondant respectivement à la cohésion, l'angle de frottement et le module pressiometrique d'un sol. Les champs aléatoires de ces trois paramètres sont décrits en début de procédure sur l'espace standard (distribution normale centrée réduite), notés respectivement G_c, G_φ et G_E. Cette procédure se résume en trois étapes :

Etape 1 : *Construction de la matrice de corrélation*

Cette matrice se résume dans ce cas par l'équation [III.16] qui est une matrice symétrique dans laquelle la corrélation entre :

- c et φ est exprimée par $\rho_{c\varphi}$ et $\rho_{\varphi c}$, avec $\rho_{c\varphi} = \rho_{\varphi c}$,
- c et E est exprimée par ρ_{cE} et ρ_{Ec}, avec $\rho_{cE} = \rho_{Ec}$,
- φ et E est exprimée par $\rho_{\varphi E}$ et $\rho_{E\varphi}$, avec $\rho_{\varphi E} = \rho_{E\varphi}$.

$$\bar{\rho} = \begin{bmatrix} 1 & \rho_{c\varphi} & \rho_{cE} \\ \rho_{c\varphi} & 1 & \rho_{\varphi E} \\ \rho_{cE} & \rho_{\varphi E} & 1 \end{bmatrix} \qquad \text{[III.16]}$$

Etape 2 : *Détermination de la matrice triangulaire inferieure*

Il s'agit d'une étape dans laquelle la matrice de corrélation est décomposée en matrices triangulaires inférieure et supérieure. Ce calcul se fait par le biais de la décomposition de Cholesky pour une matrice définie positive, ce qui conduit à l'expression [III.17].

$$\bar{\rho} = LL^T \qquad \text{[III.17]}$$

Etape 3 : *Application de la corrélation aux champs aléatoires sur le domaine standard*

Cette dernière étape consiste à appliquer la relation de l'équation [III.18] sur tous les points de coordonnées x et y du champ aléatoire.

$$\begin{Bmatrix} G_c^*(x,y) \\ G_\varphi^*(x,y) \\ G_E^*(x,y) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} L_{11} & 0 & 0 \\ L_{21} & L_{22} & 0 \\ L_{31} & L_{32} & L_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} G_c(x,y) \\ G_\varphi(x,y) \\ G_E(x,y) \end{Bmatrix} \quad \text{[III.18]}$$

où : les termes en $G_c^*(x,y)$, $G_\varphi^*(x,y)$ et $G_E^*(x,y)$ correspondent aux nouvelles valeurs de champs aléatoires au point de coordonnées (x, y) après la prise en compte de la corrélation croisée. Par ailleurs, les termes L_{11}, L_{21},… correspondent aux valeurs de la décomposition matricielle obtenus par la décomposition de Cholesky. A l'issue de ce calcul, les champs aléatoires corrélés sont transformés sur le domaine physique (le domaine correspondant à chaque variable) par les méthodes de transformations isoprobabilistes de Nataf.

III.3.6.2. Estimation des valeurs de corrélation croisée

L'état de l'art mené dans le premier chapitre a permis de constater que la prise en compte de la corrélation croisée entre paramètres géotechniques est souvent associée à deux paramètres c et φ (cohésion et l'angle de frottement du sol). La non généralisation de cette pratique pour d'autres paramètres peut se justifier par des raisons comme la sous-estimation des effets de ces corrélations, ou la méconnaissance des valeurs les caractérisant, … D'ailleurs, la plupart des travaux l'intégrant se basent sur des hypothèses (valeurs par jugement d'experts ou non) non justifiées par des résultats statistiques. Ce type de pratique peut conduire à des incohérences physiques (description incompatible avec la réalité) et/ou numériques (matrice de corrélation ne respectant pas les conditions d'utilisation de la décomposition de Cholesky). D'où l'intérêt du cas d'étude présenté ici et dans lequel on montre que dans certains cas le fait d'imposer des corrélations entre certains paramètres peut induire de manière indirecte à d'autres corrélations évidentes.

L'exemple traité correspond à trois variables aléatoires c, φ et E suivant une loi normale avec 10^4 générations. On suppose que deux corrélations ($\rho_{c\text{-}\varphi}$ et $\rho_{\varphi\text{-}E}$) des trois possibles sont connues Figure III.23. L'objectif étant d'évaluer la troisième corrélation $\rho_{c\text{-}E}$ à partir de ces deux premiers.

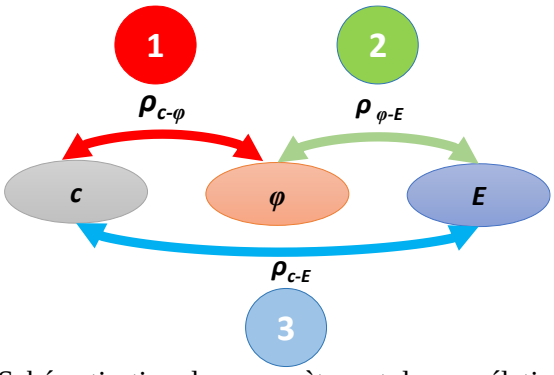


Figure III.23. Schématisation des paramètres et des corrélations croisées les reliant.

La démarche suivie pour mener ce calcul se résume en 3 étapes :

- La première étape consiste à imposer une première corrélation entre les paramètres c et φ.
- La deuxième étape consiste à imposer une seconde corrélation, cette fois-ci entre le paramètre φ^* (c.-à-d. φ corrélé) et le paramètre E.

- La troisième étape consiste à estimer la corrélation entre le paramètre c^* et le paramètre E^*.

Les différentes caractéristiques décrivant ce cas d'étude sont résumées dans le Tableau III.9. Par ailleurs, les combinaisons de corrélations croisées composées de $\rho_{c\text{-}\varphi}$ et $\rho_{\varphi\text{-}E}$ sont décrites par Figure III.24.

Tableau III.9. Récapitulatif des paramètres statistiques des trois variables aléatoires concernées.

	μ	σ	Distribution
c [kPa]	8000	1000	Normale
φ [°]	30	5	Normale
E [MPa]	15	5	Normale

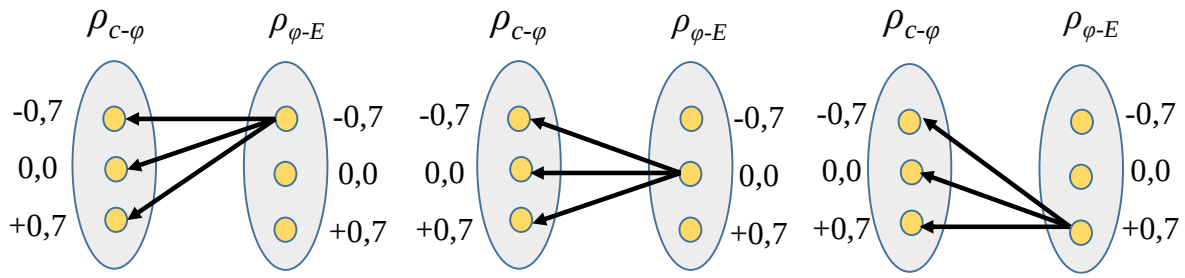


Figure III.24. Plan d'expérience des combinaisons de corrélation possibles pour $\rho_{c\text{-}\varphi}$ et $\rho_{\varphi\text{-}E}$.

Tableau III.10. Récapitulatif des combinaisons de corrélations croisées (CCR) décrivant les variables aléatoires ainsi que les résultats de sortie.

	CCR1	CCR2	CCR3	CCR4	CCR5	CCR6	CCR7	CCR8	CCR9
$\rho_{c\text{-}\varphi}$	-0,7	-0,7	-0,7	0	0	0	0,7	0,7	0,7
$\rho_{\varphi\text{-}E}$	-0,7	0	0,7	-0,7	0	0,7	-0,7	0	0,7
$\rho_{c\text{-}E}$	0,479	-0,005	-0,480	0,003	-0,006	0,0076	-0,490	-0,012	0,472

Le Tableau III.10 résume l'ensemble des différentes variantes étudiées ainsi les résultats correspondant à l'estimation de la valeur de $\rho_{c\text{-}E}$. La Figure III.25 illustre quelques variantes choisies pour montrer ce caractère de dépendance des résultats.

Il résulte de ce calcul que le fait d'appliquer des corrélations entre certains paramètres conduit indirectement à des dépendances évidentes entre d'autres paramètres non corrélés initialement. Par exemple : la valeur de $\rho_{c\text{-}E}$ correspond ici au produit des deux premières corrélations imposées à chaque fois. Cela signifie ici, que le fait d'imposer une troisième corrélation différente de ce produit est statistiquement incompatible.

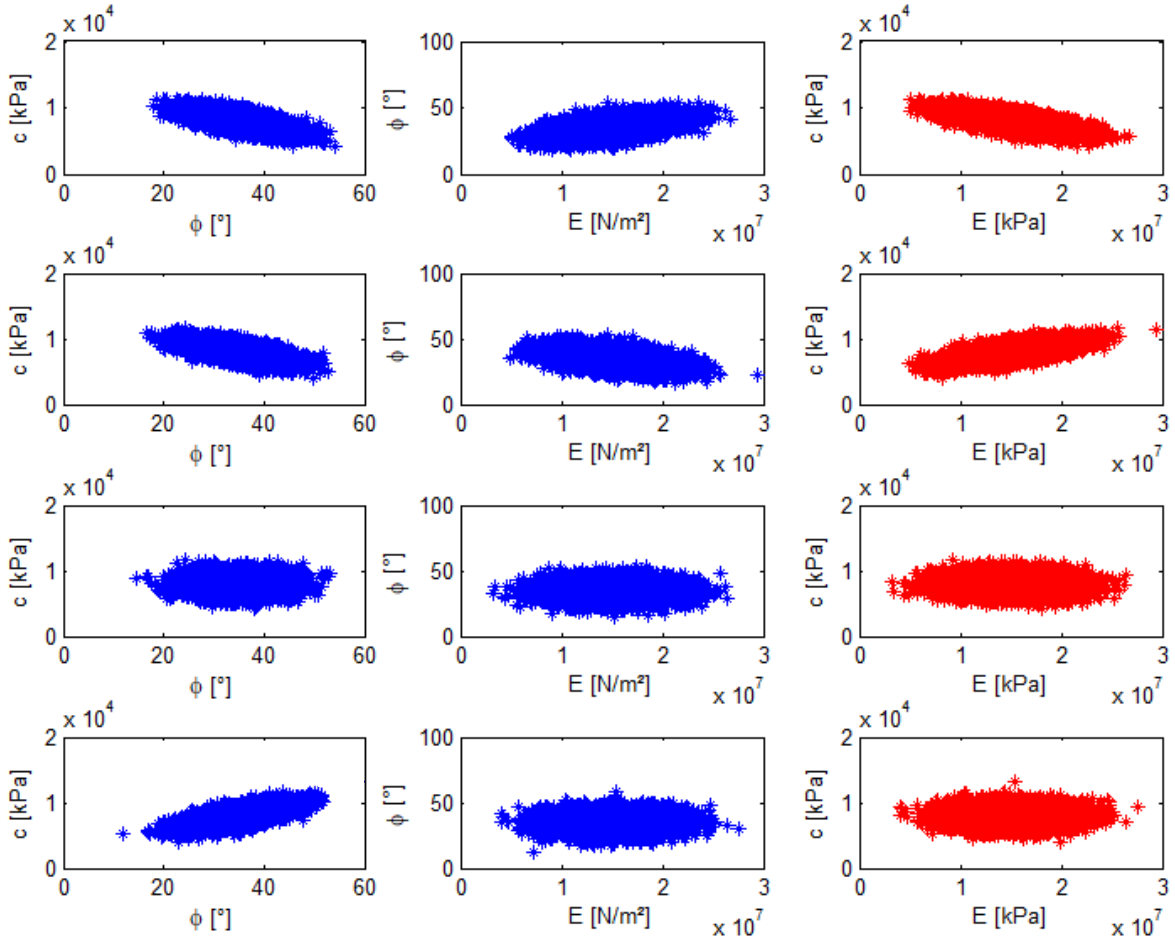


Figure III.25. Plan d'expérience des combinaisons de corrélation possibles pour $\rho_{c\text{-}\varphi}$ et $\rho_{\varphi\text{-}E}$.

III.4. Conclusion du chapitre

Les deux principaux objectifs fixés au préalable pour ce chapitre ont été atteints. Le premier concerne le choix de la méthode de génération de champs aléatoires devant être utilisé dans le Chapitre V. Après plusieurs comparaisons sur le plan statistique et opérationnel entre la Circulant Embedding (CE) et la Karhunen-Loève (KL), on peut dire que la méthode CE est de notre point vue la plus avantageuse. Elle assure une grande efficience que l'on juge indispensable dans le cadre de la démarche mécano-fiabiliste présentée au Chapitre IV. Par ailleurs, la deuxième partie de ce chapitre est aussi importante puisqu'elle apporte plus de clarté sur les effets des champs aléatoires du point de vue statistique. Elle permet de montrer quels sont les effets liés aux choix d'une longueur de corrélation au lieu d'une autre, une fonction d'autocorrélation au lieu d'une autre. On s'est également intéressé à la corrélation croisée en montrant que les valeurs devant être prises à ce propos ne doivent pas être arbitraires. En effet, le fait d'imposer des corrélations entre certains paramètres peut engendrer l'apparition d'autres corrélations non prévues initialement.

Chapitre IV

Développement d'une démarche mécano-fiabiliste efficiente : application aux rideaux de palplanches

Sommaire

IV.1. Introduction 153
IV.2. Démarche mécano-fiabiliste adaptée aux rideaux de palplanches 154
IV.2.1. Développement d'une démarche mécano-fiabiliste efficiente 154
IV.2.2. Application pour les rideaux de palplanches 156
IV.2.2.1. Première phase : introduction des données d'entrée 157
IV.2.2.2. Deuxième phase : construction des données de calcul 158
IV.2.2.3. Troisième phase : calcul mécanique 161
IV.2.2.3.1. Parallélisation des simulations de Monte-Carlo 161
IV.2.2.3.2. Résolution mécanique au cours d'une simulation de Monte-Carlo 163
IV.2.2.4. Quatrième phase : post-traitement (probabiliste ou fiabiliste) 165
IV.3. Conclusion du chapitre 165

IV.1. Introduction

Le dimensionnement des ouvrages géotechniques selon l'Eurocode 7 se fait souvent par des méthodes semi-probabilistes basées sur des coefficients partiels de sécurité (CPS). Ceux-ci sont déterminés à partir de méthodes de niveau II pour le calcul de fiabilité (Chapitre I). Généralement ce type de calcul est assez correct, cependant il ne permet pas de prendre en considération certains aspects de manière assez rigoureuse. C'est le cas de la variabilité spatiale du sol dont les effets sont parfois très pénalisants pour la tenue des ouvrages étendus (semelles filantes, conduites, talus, ...). Il existe d'autres méthodes autre que l'approche normative et qui permettent d'intégrer ce type d'analyse, à l'exemple des méthodes purement probabilistes comme les simulations de Monte-Carlo (SMC). Celles-ci sont très connues pour leur robustesse, elles sont d'ailleurs souvent utilisées pour la validation de méthodes probabilistes moins rigoureuses. Cependant, cette méthode est très coûteuse, particulièrement à cause du nombre de simulations nécessaires et du temps que cela implique. Ce temps devient d'ailleurs encore plus important lorsque les dimensions du problème sont importantes et que le comportement décrit est complexe (comportement non linéaire par exemple). En pratique, par manque de moyens (ressources informatiques) ou d'outils de calcul (programmes adaptés), le recours aux SMC n'est pas adapté aux problèmes complexes de taille importante à l'exemple des rideaux de palplanches.

L'objectif du présent chapitre est de construire un modèle mécano-fiabiliste dans lequel on apporte une description assez cohérente et « réaliste » pour étudier la tenue des rideaux de palplanches. La démarche globale adoptée (Figure IV.1) est composée d'un :

- Modèle géomécanique : permettant de reproduire le comportement tridimensionnel de l'ouvrage tout en intégrant l'interaction sol-structure de manière adaptée (MISS-CR-PLQ),
- Modèle d'incertitude : permettant de reproduire la variabilité spatiale du sol en se basant sur la génération de champs aléatoires (C.A.) à travers la méthode Circulant Embedding (CE). L'effet de la corrélation croisée entre paramètres géotechniques est également pris en compte pour décrire la corrélation physique existante entre les paramètres.
- Post-traitement des résultats : permettant de les décrire de manière probabiliste par des fonctions de distribution de probabilité, ou de manière fiabiliste par des indices de fiabilité par état limite individuel ou pour l'ensemble du système.

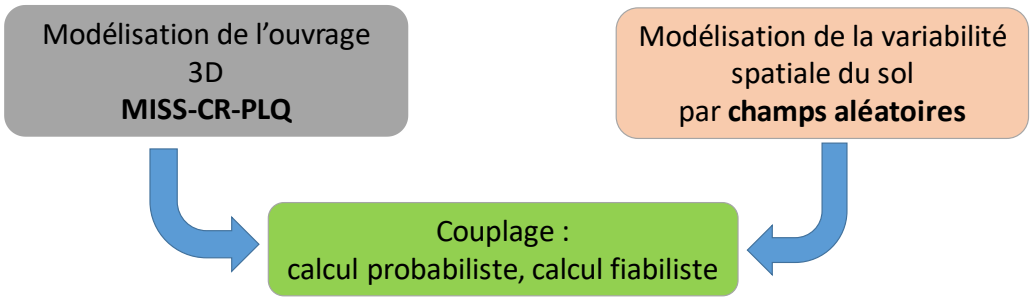


Figure IV.1. Approche globale de la démarche mécano-fiabiliste développée.

IV.2. Démarche mécano-fiabiliste adaptée aux rideaux de palplanches

Les méthodes mécano-fiabilistes sont classées généralement en deux catégories *(Nguyen, 2007)* : les méthodes directes et les méthodes indirectes. Dans le cas des méthodes directes le modèle mécanique de calcul (en éléments finis par exemple) est appelé à chaque nouvelle simulation, contrairement aux méthodes indirectes où la réponse du modèle mécanique est approchée par une surface de réponse.

On s'intéresse ici uniquement aux simulations de Monte-Carlo qui font partie de la catégorie des méthodes mécano-fiabiliste directes. L'inconvénient majeur de cette méthode est lié au temps de calcul nécessaire pour l'exécution du nombre important de simulations exigé. Pour illustrer cela, prenons par exemple un simple calcul de 10^5 simulations où chaque simulation nécessite 1 s de calcul par MEF. Exécuter le problème de manière séquentielle sur un ordinateur classique (PC) à deux processeurs nécessiterait au moins 10^5 s, ce qui correspond à l'équivalent de 27,7 heures de calcul consécutif. L'application de cette même logique pour le cas des rideaux de palplanches risque de rendre les choses encore plus aberrantes vu la complexité de l'ouvrage : les éléments géomécaniques le constituant, à la nature du calcul à cause (le comportement non linéaire) et à la dimension du problème (ouvrage étendu), la taille des données. L'objectif que l'on se fixe ici consiste à mettre en place une démarche mécano-fiabiliste intégrant la variabilité spatiale du sol. Cette démarche doit être adaptable à un problème aussi complexe que les rideaux de palplanches dans un temps raisonnable.

IV.2.1. Développement d'une démarche mécano-fiabiliste efficiente

La conception d'une méthodologie n'est pas forcément un processus direct. Il s'agit souvent d'une démarche réfléchie qui se trace au fur et à mesure de plusieurs itérations (tentatives) comme le résume la Figure IV.2 La première phase de cette conception consiste à définir d'une part, les objectifs devant être atteints par la méthode et de définir la problématique qui va permettre d'orienter le choix des outils et moyens à déployer. Avant de commencer le processus itératif permettant le développement de la méthode, le premier bilan établi permet d'identifier les outils et les moyens disponibles ou pouvant être éventuellement développés pour répondre à la problématique définie. Le recours au développement survient lorsqu'un ou plusieurs obstacles pouvant ralentir ou bloquer le déroulement des calculs sont identifiés au cours d'un bilan. Dans ce cas, il est nécessaire de raffiner davantage la problématique.

La connaissance partielle de certaines informations (e.g. bilan fait au chapitre I) permet d'accélérer le processus de mise en place d'une méthodologie en évitant par exemple de passer par la phase test. Cette connaissance permet d'orienter la démarche efficacement vers d'autres alternatives. Prenons par exemple l'objet d'étude auquel on s'intéresse ici (un rideau de palplanches). L'objectif étant d'étudier l'effet de la variabilité spatiale du sol sur son comportement mécanique. La problématique dans ce cas traite de la manière de procéder : *comment modéliser l'effet de la variabilité spatiale du sol sur le comportement d'un rideau de palplanches ?* Comme première itération on peut penser à l'application d'un calcul purement tridimensionnelles par les méthodes MISS-EF en 3D avec des champs aléatoires tridimensionnelles. Cependant, la complexité et la taille du problème de ces deux composantes (MISS-EF et C.A. en 3D) laissent envisager un non aboutissement. Il est évident que cette

démarche n'est pas envisageable. A partir de la deuxième itération, le bilan établi permet de compléter la problématique précédente : *comment réduire la taille du problème et donc sa complexité tout en n'affectant pas la qualité de la modélisation du comportement physique de l'ouvrage et de son environnement défini précédemment ?*

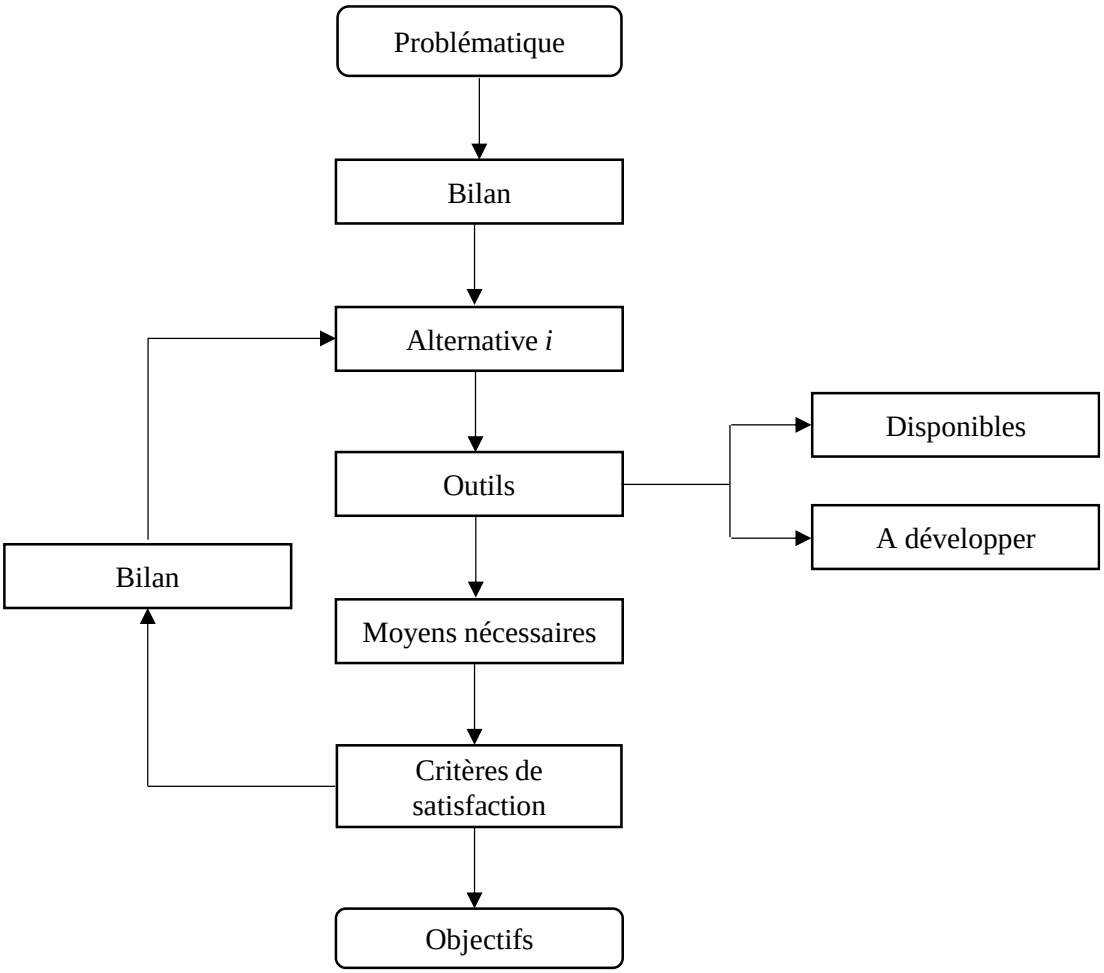


Figure IV.2. Conception d'une méthodologie (en général).

Dans cette deuxième itération, le choix s'est porté sur l'extension de la méthode MISS-CR déjà existante en 2D pour l'appliquer en 3D (le travail établi au Chapitre II MISS-CR-PLQ) permettant ainsi de réduire la complexité et la taille du problème. Parallèlement, à cela on s'est également intéressé à la modélisation de la variabilité spatiale du sol en choisissant la méthode "Circulant Embedding" qui est plus efficiente que la méthode Karhunen-Loève (Chapitre III). Le bilan établi à chaque nouvelle phase de test permet d'apporter à chaque fois de nouvelles améliorations en termes d'optimisation d'algorithmes et de parallélisation du processus de Monte-Carlo. Ces améliorations ont rendu le calcul réalisable dans un temps raisonnable.

Juger l'adaptabilité de la démarche pour la problématique posée, passe par la vérification de certains critères de satisfaction, qui nécessitent selon le cas (parfois) le passage au test. Ces critères concernent :

- la représentativité du phénomène physique (modèle géomécanique, incertitude) par la démarche concernée,

- la disponibilité des ressources informatiques nécessaires pour l'exécution de cette démarche,
- le temps de calcul nécessaire pour l'exécution de la méthode.

Même si, en terme d'hiérarchisation le temps de calcul est en dernière position ici, il doit rester raisonnable vu le nombre de scénarios nécessaires à étudier.

IV.2.2. Application pour les rideaux de palplanches

La démarche mécano-fiabiliste développée est organisée en 4 étapes (Figure IV.3). Le cheminement entre ces étapes est séquentiel, on le résume comme suit :

- *La première phase* consiste à introduire les données caractérisant la géométrie, les caractéristiques mécaniques des structures (palplanche, tirant, …), le sol et ses incertitudes.
- *La deuxième phase* consiste à mettre en place les données de calcul pour alimenter le code de calcul par éléments finis. Plusieurs étapes intermédiaires constituent la procédure de génération de champs aléatoires. A l'issue de ces étapes intermédiaires, les lois de réaction sont construites et prêtes à l'utilisation par le code aux éléments finis.
- *La troisième phase* consiste à procéder à la résolution par éléments finis. Cette phase est généralement la plus contraignante puisqu'elle nécessite de reproduire le calcul par éléments finis un certain nombre de fois N_{SIM} (dans cette thèse N_{SIM} =10^5 simulations). Pour éviter le recours à un calcul séquentiel, le choix s'est porté vers une parallélisation de l'exécution des simulations de Monte Carlo sur le cluster AVAKAS de l'université de Bordeaux.
- *La quatrième phase* : consiste à faire le post traitement des résultats mécaniques obtenus (moment fléchissant, contrainte, …) et de les décrire de manière probabiliste ou fiabiliste par état limite (ultime ou de service). Une description du système peut également être faite par la fiabilité/probabilité de défaillance du système.

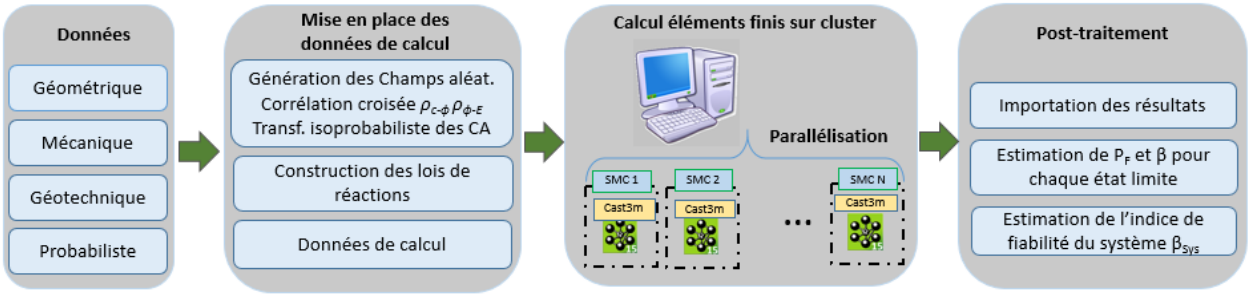


Figure IV.3. Conception d'une démarche mécano-fiabiliste (Mokeddem, et al., 2017).

Une démarche mécano-fiabiliste est basée sur ce qu'on appelle un programme de pilotage (ou algorithme probabiliste). Celui-ci est au cœur de la démarche, il doit être théoriquement capable de faire un-prétraitement, de commander l'exécution à chaque simulation et de faire le post-traitement probabiliste ou fiabiliste. Ce type de programme peut être réalisé en utilisant un langage de programmation scientifique de type (MATLAB, 2013) ou Python, ou tout autre langage informatique permettant de réaliser cette procédure. S'agissant du pilotage que l'on réalise ici, il dépend de l'environnement de travail utilisé (ordinateur ou cluster). Dans notre cas, chaque environnement est conditionné par la disponibilité des outils et des licences d'utilisation. En optant dès le départ pour un pilotage par Matlab sur l'ordinateur de travail

(PC), la gestion du calcul est entièrement assurée par le programme développé sur Matlab, alors que le recours au cluster conduit à faire un semi pilotage par (MATLAB, 2013) en faisant uniquement un prétraitement et post-traitement. Les étapes de transferts sont réalisées dans ce cas manuellement par un système FTP (File Transfert Protocol) (Figure IV.4).

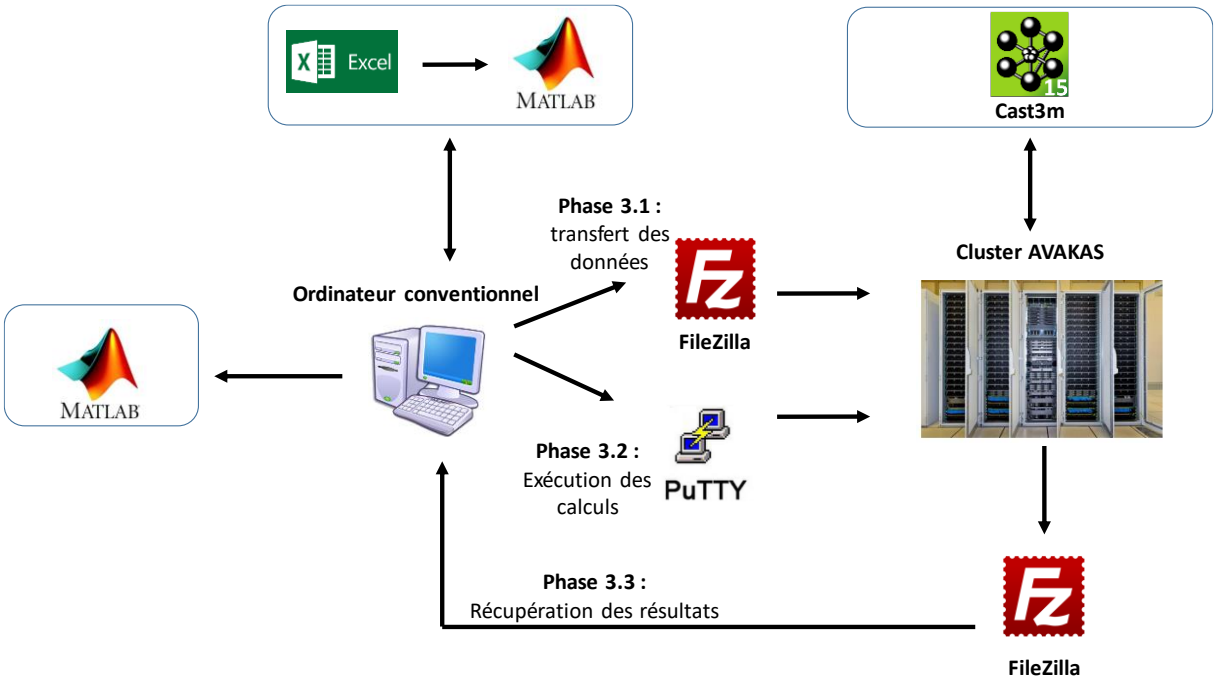


Figure IV.4. Outils utilisés pour la démarche mécano-fiabiliste développée.

Le transfert et la récupération des fichiers se font ici par le programme FileZilla qui est considéré comme un client FTP. Par ailleurs, l'échange entre l'ordinateur et le cluster se fait par l'intermédiaire du programme Putty qui est un client ssh (Secure Shell) permettant d'avoir une console virtuelle (une session) pour accéder aux ressources du cluster de manière sécurisée.

IV.2.2.1. Première phase : introduction des données d'entrée

Le choix s'est porté ici sur une centralisation des données d'entrées, c.-à-d. en regroupant toutes les données sur un même fichier de type Excel (Figure IV.5). La séparation des différents types de données est faite sur plusieurs feuilles Excel. Les différentes familles de données que l'on retrouve sont regroupées dans le Tableau IV.1. L'objectif de cette centralisation est tout d'abord d'avoir un outil ergonomique au sens informatique, avec une organisation par des tableaux et cellules simplifiant l'utilisation. Elle permet également au programme de pilotage la récupération de toutes les données nécessaires de manière efficace et de construire par la suite les variables du programme (nécessaires pour les phases suivantes). La récupération des données d'entrées par le programme de pilotage ne se fait pas de manière brute, puisque ces données sont prétraitées de manière à simplifier la tâche par la suite. Ce prétraitement permet également d'identifier toutes les incohérences pouvant apparaître lors de la phase introduction des données et envoyer des alertes en cas de nécessité.

Les informations introduites sur cette interface Excel, ne sont pas uniquement numériques (sous forme de chiffres), mais il peut s'agir parfois de questionnaires à répondre par oui ou non, par exemple présence ou non d'une nappe phréatique. Il existe également des listes de choix pour définir des méthodes à utiliser par exemple : pour le calcul des rigidités de l'ISS.

Tableau IV.1. Classification des données par famille.

N°	Type de données	Contenu
1	Géométries et sollicitations	Longueur, hauteur, discrétisation, niveau des tirants/butons, surcharges extérieures, force de précontrainte au niveau des appuis, …
2	Structures	Caractéristiques mécaniques du rideau de palplanches, des appuis, des liernes.
3	Géotechnique et hydraulique	Nombre de couches, les caractéristiques géotechniques, niveau de la nappe phréatique, prise en compte ou non de la variabilité pour les différents paramètres.
4	Type d'analyse	Paramètres probabilistes supplémentaires si nécessaire (écart-type, fonction et longueur de d'autocorrélation, …)
5	Plan d'expérience	Le plan définissant les différentes variantes à traiter.

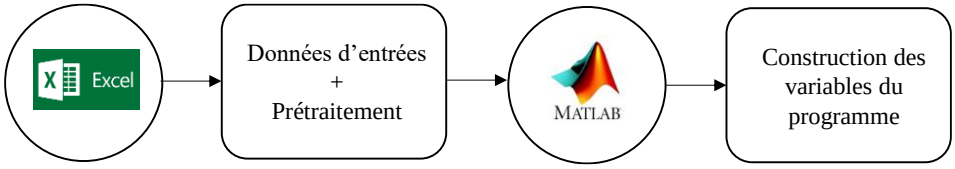


Figure IV.5. Echange entre Excel et Matlab.

IV.2.2.2. Deuxième phase : construction des données de calcul

Indépendamment de l'indisponibilité de l'outil Matlab sur le cluster, l'enchaînement entre la 2ième phase (modélisation de l'incertitude) et la 3ième phase (modélisation géomécanique) doit se faire de préférence de manière séquentielle et non itérative (Figure IV.3). C'est-à-dire que toutes les réalisations de champs aléatoires doivent être faites avant l'étape de calcul. Ceci est lié au fait que la génération en une seule fois de *N* champs aléatoires est parfois plus performante (moins coûteuse en temps de génération) que la génération de *N* fois des champs aléatoires. Ce type de démarche permet également de profiter des performances de cet outil (Matlab) pour faire des calculs matriciels avec des bibliothèques comme BLAS et LAPACK qu'il intègre. Celles-ci assurent souvent une grande efficacité des calculs matriciels.

La deuxième phase de la démarche mécano-fiabiliste proposée (Figure IV.3) est composée de quatre étapes intermédiaires comme le résume la Figure IV.6.

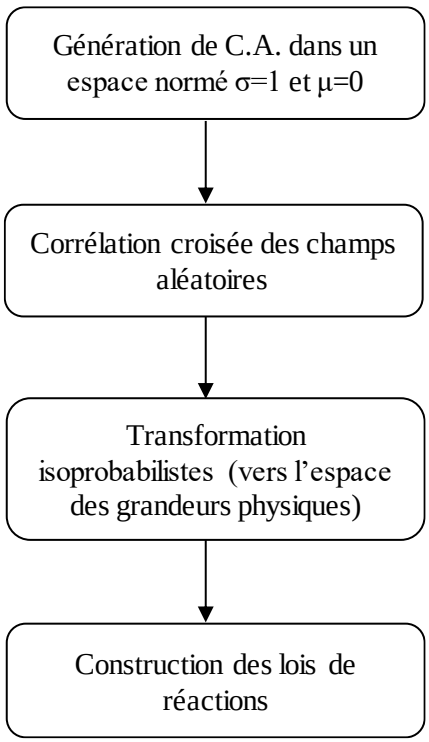


Figure IV.6. Processus de modélisation de la variabilité spatiale du sol dans le cadre de la démarche mécano-fiabiliste développée.

- La première étape consiste à générer des C.A. selon le nombre de paramètres géotechniques supposés incertains et selon le nombre de couches de sol existantes. Ces générations se font par la méthode CE dans le domaine standard.
- La seconde étape consiste à corréler ces C.A. pour décrire les relations physiques observées souvent entre eux (corrélations croisées).
- La troisième étape consiste à transformer ces C.A. corrélés vers l'espace des variables physiques (correspondant ici aux paramètres géotechniqueq).
- La dernière étape consiste à construire les données de calcul permettant de caractériser chaque simulation.

Notons que la nature des données de calcul est totalement dépendante du modèle mécanique utilisé. En l'occurrence ici, le choix s'est porté sur la méthode des coefficients de réaction (CR). Par conséquent, les C.A. obtenus après transformation isoprobabiliste sont utilisés de manière à construire toutes les lois de réaction pour tous les nœuds impliqués dans l'ISS, et ce pour chaque simulation.

Du point de vue géotechnique, l'impact de la variation des propriétés du sol se fait ressentir à l'échelle de la loi de réaction Figure IV.7, à travers la variation des paliers de plasticité (Figure II.16) et la variation de la pente élastique (Figure II.19). Dès lors que l'un de ces deux éléments est affecté, les seuils de plastification le sont aussi.

Le sol étant un matériau uniquement compressible, il ne peut, ni subir de traction, ni l'exercer. Par conséquent, il est nécessaire d'identifier et annuler l'effet d'une éventuelle traction par une mise à zéro de sa valeur. Ce phénomène de traction se manifeste par l'apparition d'une force négative exprimée généralement sur les contraintes de poussée au niveau de la loi de réaction. Cela est souvent observé en tête de rideau (en amont) en présence d'un sol argileux à forte

cohésion. Dans ces conditions, l'effet de la cohésion est beaucoup plus important que celui de la contrainte verticale du sol, multiplié par le coefficient de poussée (Chapitre I, équation [I.15]). Notons que cette pratique d'annulation de l'effet des efforts de traction est assez courante dans le cadre de l'utilisation de la méthode des coefficients de réaction (K-Réa, 2016).

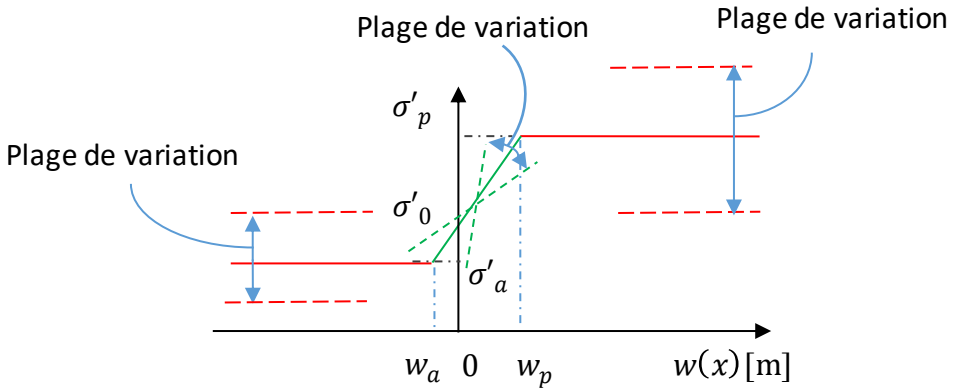


Figure IV.7. Schématisation de l'impact de la variation des paramètres géotechniques sur la variation des paliers de plasticité et de la raideur élastique.

- *Préparation de la parallélisation du processus de Monte-Carlo*

L'indisponibilité d'une licence d'exploitation de l'outil Matlab sur le cluster nous a conduit à adopter une autre alternative. Celle-ci consiste à construire des fichiers totalement indépendants et répertoriés sur un nombre de répertoires assez important que l'on définit au préalable (ici 100 répertoires). L'identification de chaque fichier se fait par une double numérotation, dont l'une correspond au numéro du répertoire et l'autre correspond au numéro de ce fichier au sein de ce répertoire. A travers ces deux numérotations, il est également possible de retrouver de manière assez simple le numéro réel de la simulation.

L'organisation de fichiers est soigneusement étudiée de manière à ce que chaque calcul mécanique puisse identifier le "bon" fichier pour la simulation concernée. L'objectif de ce type d'organisation est de préparer la phase calcul sur le cluster où l'exécution des simulations dans chaque répertoire se fera de manière parallèle et autonome. La Figure IV.8 résume un exemple dans lequel on procède à 10^5 simulations, total que l'on divise par 1000 simulations dans chaque branche (répertoire fils), on utilise l'appellation sous-cas avec l'indice « Scas » pour identifier ces branches.

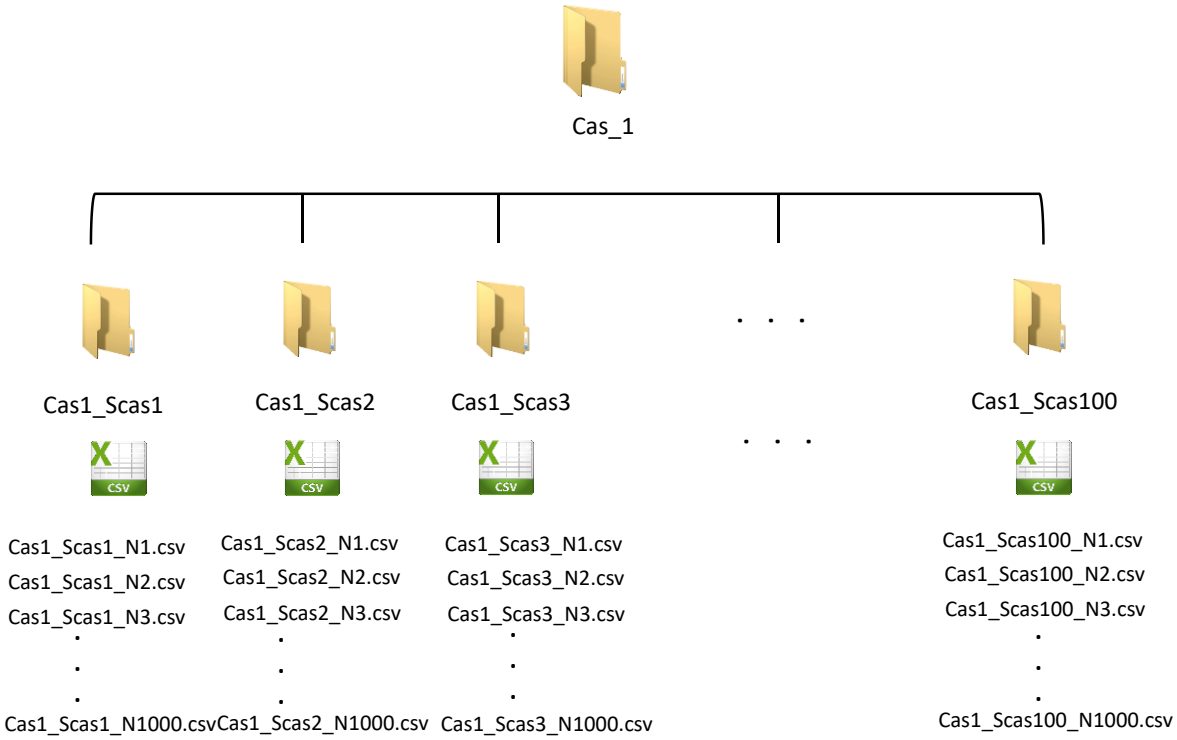


Figure IV.8. Arborescence de l'organisation des répertoires de calcul pour l'exemple présenté.

IV.2.2.3. Troisième phase : calcul mécanique

IV.2.2.3.1. Parallélisation des simulations de Monte-Carlo

Le pilotage par Matlab s'arrête provisoirement à cette étape de calcul (phase 3), où il est nécessaire d'intervenir pour transférer les répertoires de calcul et les fichiers exécutables (les fichiers construits à la phase 2 Figure IV.8. Le pilotage sur le cluster des simulations de Monte-Carlo est réalisé par un programme Shell (langage sous Unix), ce programme permet à chaque fois de commander l'exécution d'une simulation.

Le recours au cluster n'a pas pour but forcément d'augmenter les ressources sur une seule simulation, mais plutôt d'augmenter le nombre de simulations de même scénario s'exécutant simultanément. Un même scénario correspond ici aux mêmes propriétés statistiques initiales de génération d'où l'appellation utilisée ici pour cette démarche : parallélisation des simulations de Monte-Carlo. Pour illustrer cela, prenons par exemple 4 simulations totalement indépendantes Figure IV.9 : Sim1, Sim2, Sim3 et Sim4 dont l'exécution de chaque simulation ne peut se faire que sur un processeur. A cause de la limitation des ressources (du nombre de processeurs) d'un ordinateur personnel (PC), l'exécution de ces simulations est séquentielle, elle nécessite pratiquement 4 fois le temps d'exécution d'une seule simulation. Par ailleurs, mener ce même calcul sur le cluster de manière parallélisée ne va pas diviser forcément le temps de calcul effectué par le PC par 4 (si les caractéristiques des deux processeurs sont différentes), cependant le temps global relatif à l'exécution de toutes les simulations est considérablement réduit.

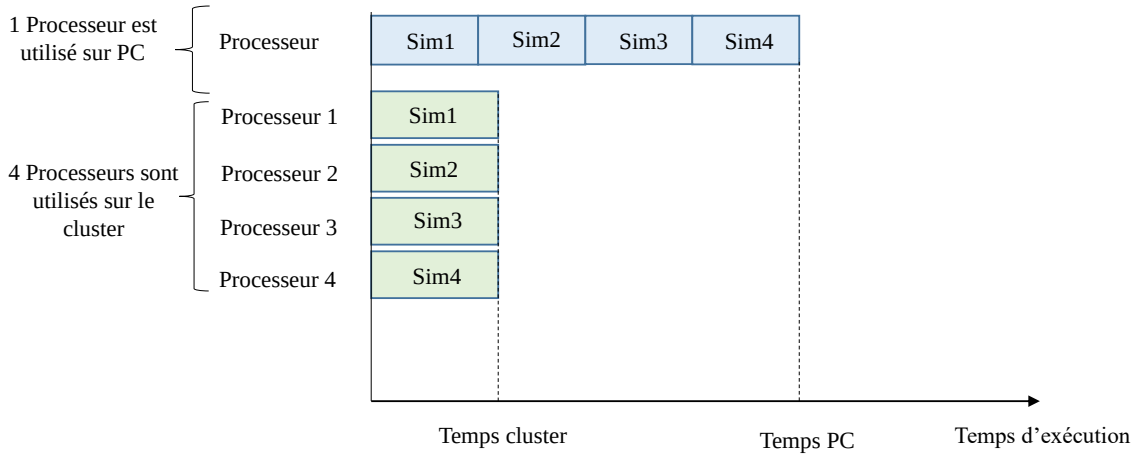


Figure IV.9. Exemple de la parallélisation des simulations de Monte-Carlo.

En appliquant cette démarche de parallélisation dans le cadre de la méthodologie mécano-fiabiliste développée, l'exécution des simulations contenues dans chaque répertoire fils (Scas) est affectée à un ou plusieurs nœuds (processeur) de calcul du cluster selon le paramétrage informatique choisi. Notons que les caractéristiques des nœuds sur un cluster peuvent varier, par exemple pour les calculs menés ici, on se base sur des nœuds de type c6100 (AVAKAS) disposant de 2 processeurs et de 12 cœurs avec 48 Go de RAM (mémoire vive), donc 4 Go de RAM par cœur. Pour que le calcul soit efficace, les caractéristiques de calcul doivent être judicieusement choisies. Pour cela, il est nécessaire d'analyser les ressources nécessaires pour le déroulement d'un seul calcul (une simulation). Pour notre cas, le choix s'est porté sur 1 processeur avec 5 cœurs et donc 20 Go de RAM.

Le lancement des calculs sur les différentes branches (répertoires fils) se fait de manière automatique selon les disponibilités des ressources sur le cluster comme le résume la Figure IV.10 pour deux branches d'exécution de SMC (SMC.1 et SMC.2). Une fois que toutes les simulations prévues par répertoire fils donné sont faites, le programme récupère tous les fichiers des résultats mécaniques sur un nouveau répertoire Figure IV.11.

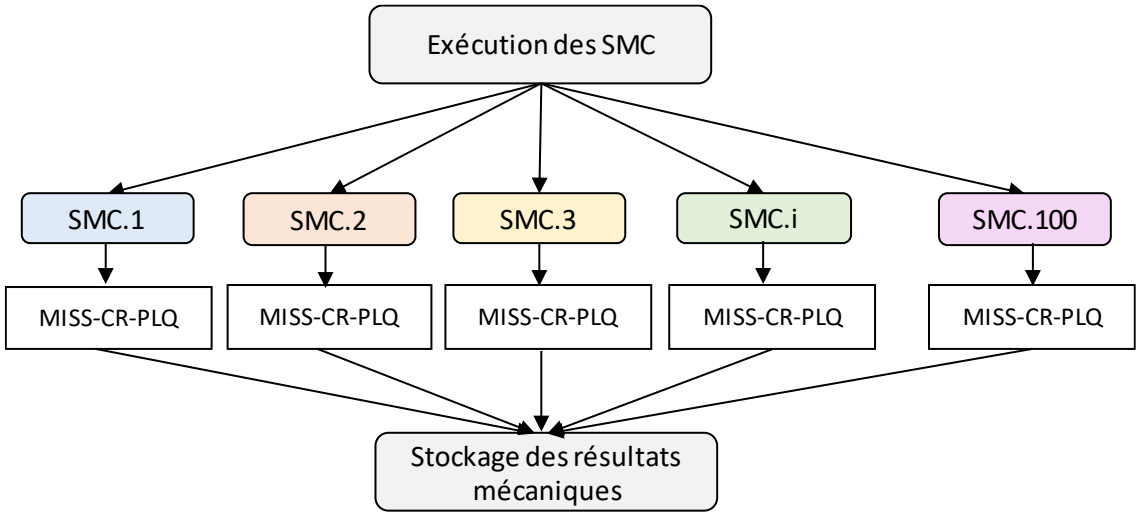


Figure IV.10. Exécution des SMC sur le cluster.

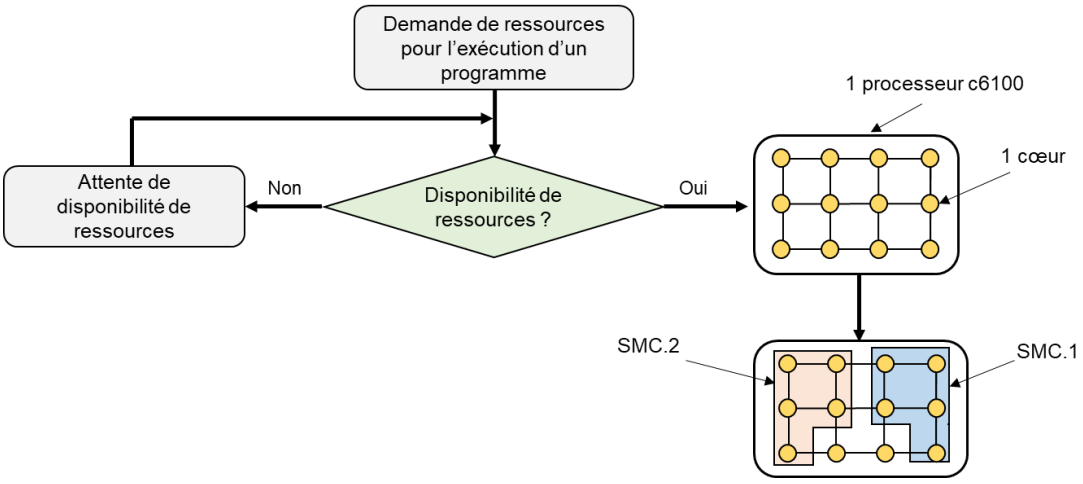


Figure IV.11. Exemple de la parallélisation des simulations de Monte-Carlo.

Notons, que l'adaptation du programme pour le cluster a été très bénéfique en terme de temps de calcul, puisqu'on passe de 500 heures d'exécution estimées pour 10^5 simulations sur un ordinateur conventionnel à 6 heures en moyenne estimées sur le cluster (98,8% de réduction).

IV.2.2.3.2. Résolution mécanique au cours d'une simulation de Monte-Carlo

S'agissant de la résolution mécanique du problème, celle-ci se fait par la méthode MISS-CR qui est programmée sur le code de calcul par éléments finis Cast3m. Les avantages d'un code de calcul programmable se résument principalement à :

- La souplesse d'exécution : le programme peut s'exécuter de manière simplifiée sur un nombre de simulations aussi important que l'on souhaite. Cela peut être assuré par un simple programme informatique, contrairement aux logiciels destinés aux ingénieurs où tout est basé sur l'interface graphique. Par ailleurs, il ne s'agit pas d'une boite noire, il donne accès au code source pour un éventuel développement.
- Automatisation et paramétrage facile : une fois le code construit, il suffit de changer le paramétrage ou les caractéristiques mécaniques sur un fichier de données pour que cela soit automatiquement pris en compte.

Le recours à ce type de programme a aussi ses inconvénients :

- Il est nécessaire de maîtriser le langage utilisé pour construire le modèle mécanique (Gibiane).
- Il est nécessaire de comprendre le comportement physique des différentes composantes du problème géomécanique, ce qui nécessite parfois des validations partielles.

En ce qui concerne l'organisation de ce code éléments finis, elle est constituée de trois grandes étapes de la même manière que pour les programmes classiques. Chaque étape est associée à un module de code (Figure IV.12) :

- L'étape du traitement préliminaire "*pre-processing*", qui permet de mettre en place le maillage et les différentes hypothèses de calcul (conditions aux limites, chargement, lois de comportement, …) ;
- L'étape d'exécution du programme selon les choix faits par l'utilisateur,

- L'étape de post-traitement mécanique qui permet de traiter les résultats issus de l'étape antérieure.

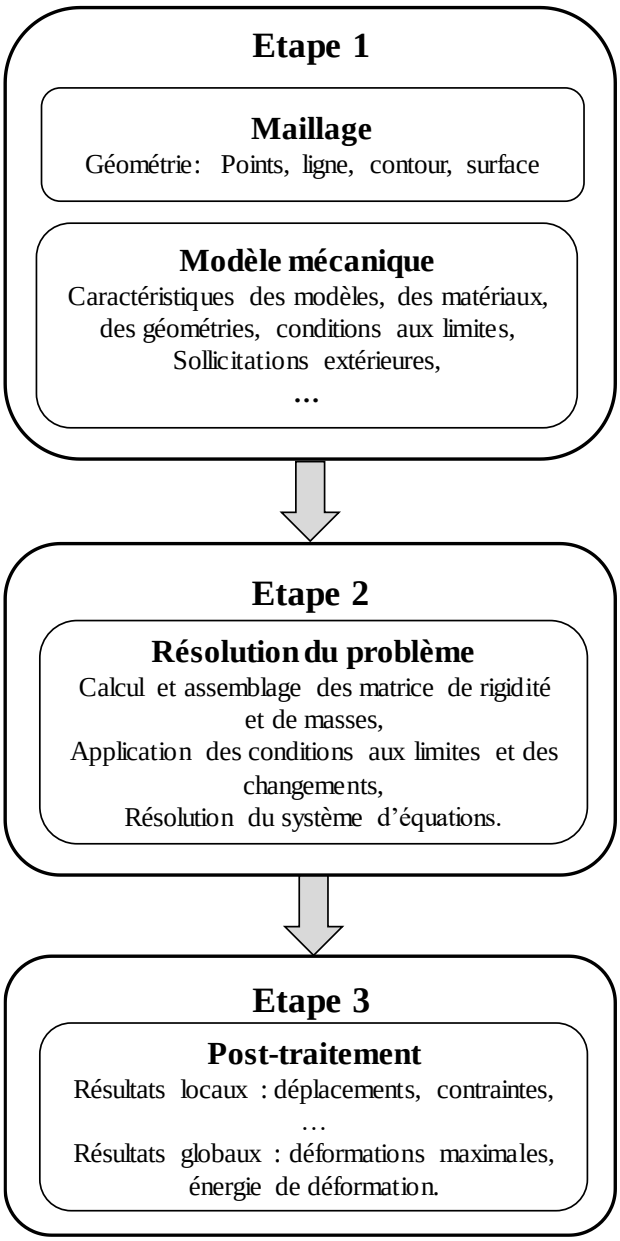


Figure IV.12. Représentation l'organisation d'un calcul éléments finis par le code éléments finis Cast3m.

A l'issue d'un calcul « éléments finis » réalisé par Cast3m, le post-traitement interne au programme permet d'exprimer les principaux résultats en termes de déplacements et d'efforts. Il est parfois nécessaire de procéder à un post-traitement particulier ; c'est le cas par exemple de la méthode MISS-CR-PLQ, où un post-traitement complémentaire décrivant le comportement géomécanique est réalisé pour déterminer des grandeurs comme : la contrainte de Von-Mises et les efforts au niveau des tirants ou butons. Ce post-traitement est présenté Chapitre V.

Les données envoyées pour le post-traitement probabiliste doivent être judicieusement choisies de manière à ne garder que les informations nécessaires correspondant aux valeurs extrêmes (maximales et minimales) pour chaque résultat mécanique. Tous ces résultats sont résumés dans

un même fichier, avec le même système de numérotation employé au départ pour nommer les fichiers de données.

Pour donner un ordre de grandeur sur la taille du problème en termes d'espace de stockage, on récapitule au Tableau IV.2 l'espace occupé pour un fichier correspondant à un fichier de résultats bruts et au fichier de résultats traités. La différence est très importante.

Tableau IV.2. Récapitulatif de la taille des données en termes d'espace de stockage.

N°	Une simulation	10^5 simulations
Résultats traités	5 Ko	91 Ko
Résultats bruts	0,47 Go	8,68 Go

Avec :

Ko : Kilo octet, et Go : Giga octet.

IV.2.2.4. Quatrième phase : post-traitement (probabiliste ou fiabiliste)

Le post-traitement prévu ici concerne l'ensemble des simulations réalisées pour un scénario donné (mêmes caractéristiques statistiques). Ce post-traitement n'est pas à confondre avec celui qui se fait à l'échelle de la simulation en phase III.

Dans cette quatrième phase, il est nécessaire de récupérer tous les résultats du cluster vers le répertoire de calcul sur l'ordinateur. Une fois que cela est fait, le calcul est repris par Matlab pour réaliser le post-traitement comme suit :

- *Le post-traitement probabiliste* permet de tracer les fonctions de répartitions et/ou les « boites à moustaches » relatives aux différentes sorties du calcul mécanique.
- *Le post-traitement fiabiliste* permet d'estimer les indices de fiabilité (probabilité de défaillance) pour un état limite donné ou pour le système.

Pour ce deuxième type de post-traitement, il est nécessaire de définir tous les états limites permettant de procéder à la vérification. Des informations en détails sont données au chapitre suivant (Chapitre V) sur les éléments constituant le post-traitement effectué dans cette phase.

IV.3. Conclusion du chapitre

Nous nous sommes intéressés dans ce chapitre à la démarche mécano-fiabiliste (D.M.F) développée dans le cadre de cette thèse et adaptée ici aux rideaux de palplanches.

Nous avons choisi de présenter la stratégie suivie pour la mise en place de la D.M.F (Figure IV.2) avant de présenter la D.M.F (Figure IV.3). Cette stratégie regroupe la hiérarchisation des questions que nous nous sommes posées ainsi que les étapes suivies avant la mise en place de la D.M.F. La réponse à ses questions est également donnée dans ce même chapitre mais elle s'est construite sur la base des chapitres précédents (Chapitre I, II et III).

L'application de la D.M.F présenté ici fait l'objet du Chapitre V de cette thèse. Par ailleurs, notons qu'il est également possible d'adapter la démarche pour autres types d'ouvrages de génie civil.

Chapitre V

Vulnérabilité des rideaux de palplanches vis-à-vis de la variabilité spatiale du sol

Sommaire

V.1. Introduction 169
V.2. Exploitation des résultats pour la démarche mécano-fiabiliste 169
V.2.1. Définition des familles d'états limites 170
V.2.1.1. Les états limites géotechniques 171
V.2.1.2. Les états limites structurels 171
V.2.1.3. Les états limites liés à l'environnement urbain (ELS-E1 et ELS-E2) 173
V.2.2. Définition d'une défaillance 176
V.2.3. Probabilité de défaillance et indice de fiabilité 177
V.2.4. Probabilité/fiabilité du système 178
V.3. Application pour un cas d'étude 178
V.3.1. Présentation du cas d'étude 178
V.3.2. Analyse déterministe du cas d'étude 180
V.3.3. Prise en compte de la variabilité spatiale du sol, résultats d'une simulation de Monte-Carlo 184
V.4. Stratégie de calcul et d'analyse 189
V.4.1. Influence de la dispersion des paramètres géotechniques 191
V.4.2. Influence de la longueur de corrélation verticale 194
V.4.2.1. Analyse probabiliste sur l'ouvrage PL50 195
V.4.2.2. Analyse fiabiliste intégrant la dimension de l'ouvrage 196
V.4.3. Influence de la longueur de corrélation horizontale 200
V.4.3.1. Analyse du comportement pour l'ouvrage PL50 201
V.4.3.2. Analyse fiabiliste intégrant la dimension de l'ouvrage 202
V.4.4. Influence de la nature des données propagées 205
V.4.5. Influence des caractéristiques mécaniques de la plaque 208
V.4.6. Influence de la corrélation croisée 209
V.4.6.1. Analyse probabiliste 210
V.4.6.2. Analyse de fiabilité 211
V.5. Conclusion du chapitre 214

V.1. Introduction

Le recours à un ouvrage de soutènement permet d'assurer la stabilité d'un terrain de manière provisoire ou définitive pour des raisons liées à un risque naturel comme une forte instabilité du terrain, ou à un risque anthropique pour assurer par exemple la sécurité des ouvriers par exemple. Un dysfonctionnement partiel ou total de l'ouvrage peut mettre en péril la sécurité des personnes, il peut également avoir des conséquences économiques importantes dans certaines conditions où l'ouvrage se trouverait à proximité d'un réseau routier ou ferroviaire.

Dans le chapitre précèdent (Chapitre IV), l'intérêt était porté sur la mise en œuvre du point de vue « informatique » et organisationnel de la démarche mécano-fiabiliste développée. Cette démarche a été mise en place dans le but d'évaluer la vulnérabilité des rideaux de palplanches vis-à-vis de la variabilité spatiale du sol. Le présent chapitre s'inscrit dans la continuité du précédent car l'on s'intéresse au post-traitement et à l'interprétation des résultats issus de la démarche mécano-fiabiliste. Contrairement à l'approche déterministe, une approche intégrant l'incertitude géotechnique comme celle proposée ici augmente le nombre de scénarios possibles à traiter (les cas d'étude) à travers l'évaluation des effets de divers paramètres : des longueurs de corrélation horizontale ou verticale, des coefficients de variation, des coefficients de corrélation croisée, … Pour cela, il est nécessaire de faire varier chaque paramètre jugé important selon un plan d'expérience pour couvrir une grande partie des scénarios envisageables. Chaque cas d'étude défini va conduire à l'obtention de résultats géomécaniques, l'intérêt sera porté en particulier sur les valeurs maximales ou caractéristiques (*e.g.* fractiles) jugées en ingénierie comme des valeurs en lien avec le dimensionnement. L'analyse des résultats se fait par la suite par deux manières en menant :

- *Une analyse probabiliste* : dans laquelle on présente les principales composantes du comportement géomécanique de l'ouvrage sous forme de fonction de répartition et boites à moustache. Ce type d'analyse permet d'avoir une idée sur la propagation d'incertitudes et la distribution des résultats en termes de dispersions et de valeurs extrêmes.
- *Une analyse fiabiliste* : dans ce cas, il est nécessaire de définir les états limites pour chaque élément rentrant dans la composition du problème. Il est également nécessaire de définir le mode de comportement du système (en série ou en parallèle) pour analyser le comportement global.

V.2. Exploitation des résultats pour la démarche mécano-fiabiliste

Avant de passer au post-traitement prévu dans le cadre de l'analyse probabiliste et l'analyse des indices de fiabilité, il est nécessaire d'évoquer les étapes préliminaires conduisant aux résultats géomécaniques. Un calcul par éléments finis mené par un code de calcul de type (Cast3m, 2015) va conduire à des résultats de type déplacements, moments fléchissants et efforts tranchants. La plupart de ces résultats peuvent être exploités de manière directe (dans l'état brut) dans le cadre de l'analyse probabiliste par exemple. Contrairement à une analyse par indice de fiabilité qui reste plus exigeante puisqu'elle nécessite la définition des états limites. Cette étape est très importante mais reste restreinte à certaines propriétés du matériau ou à certaines caractéristiques. Par exemple pour une plaque (rideau de palplanches en 3D), il est plus simple de décrire l'état limite de plastification de l'acier que de définir les seuils de toutes les

composantes pouvant intervenir en 3D à savoir 3 types de moment fléchissants (M_{xx}, M_{yy} et M_{xy}) et éventuellement les efforts tranchants (Q_x et Q_y) en cas de prise en compte du cisaillement transverse.

En génie civil, on parle souvent de deux familles d'états limites : ultime et de service (respectivement ELU et ELS). Pour l'état limite ultime, l'ouvrage en question présente un dysfonctionnement partiel ou total et provoque des pathologies sévères pouvant mettre en péril la sécurité des personnes. Pour l'état limite de service, l'ouvrage présente des pathologies mineures et reste tout de même opérationnel. On s'intéresse dans cette partie aux différents éléments conduisant à la définition des états limites ainsi qu'aux seuils les régissant.

V.2.1. Définition des familles d'états limites

Les normes en vigueur Eurocode 7 (NF EN 1997-1, 2005) permettent d'identifier les principaux états limites habituellement retenus pour le dimensionnement d'un rideau de palplanches. Ces modes de défaillance ne concernent généralement que quelques éléments de l'ouvrage et du sol susceptibles de les présenter. On souhaite dans cette partie mener une analyse fonctionnelle pour distinguer le rôle de chaque élément géomécanique en déterminant :

- le type d'état limite auquel il correspond (ultime ou service),
- sa participation au système.

Le fonctionnement d'un ouvrage de type rideau de palplanches peut être schématisé par la Figure V.1. Un dysfonctionnement de l'une de ces composantes est susceptible d'engendrer une instabilité dans les structures voisines. Notons que du point de vue numérique, les différents éléments géomécaniques sont reliés entre eux par des conditions aux limites.

Dans ce contexte lié aux rideaux de palplanches, on considère comme ELU, chaque élément géomécanique (*e.g.* tirant) intervenant au fonctionnement de l'ouvrage (rideau de palplanches) et dont le dysfonctionnement pourrait déstabiliser l'ouvrage. Cela reste parfois assez ambigu pour les éléments externes à cette modélisation à l'exemple de l'existence d'une structure voisine. Sachant que l'apparition d'un tassement différentiel en amont de l'écran (rideau de palplanches) peut provoquer des pathologies importantes sur les structures voisines.

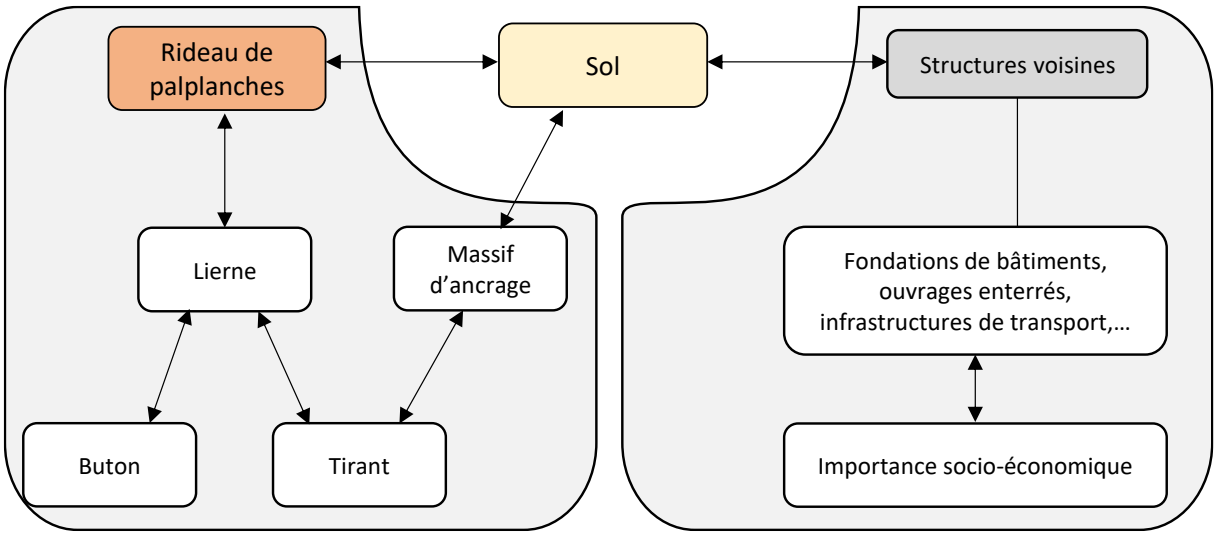


Figure V.1. Schématisation des relations internes entre les différents éléments constituant un rideau de palplanches et externes en présence de structures voisines.

L'aspect socioéconomique malgré son importance ne sera pas considéré dans notre étude. Trois familles d'états limites sont considérées ici (Figure V.2) : géotechniques, structurels et environnement urbain.

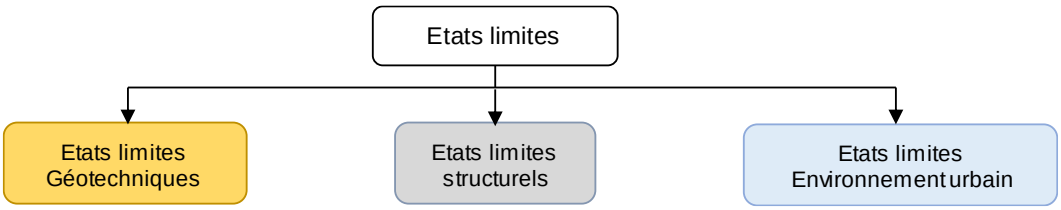


Figure V.2. Classification des différentes familles d'états limites.

V.2.1.1. Les états limites géotechniques

L'identification des défaillances géotechniques se fait dans notre approche par la comptabilisation des simulations non convergentes (Schweckendiek, et al., 2007). L'explication exacte d'une non convergence numérique est une opération assez délicate surtout si le programme utilisé ne donne pas accès au code source et aux résultats intermédiaires, contrairement aux codes open source comme c'est le cas avec Cast3m. S'agissant de l'ouvrage traité ici, on identifie 3 états limites ultimes :

- ***Butée insuffisante ELU-G1*** **:** la butée du sol est insuffisante pour assurer la stabilité de l'ouvrage. Ceci se manifeste numériquement par une plastification d'une partie importante du sol en pied du rideau de palplanches, conduisant à une perte d'équilibre statique.
- ***Instabilité de l'ouvrage ELU-G2*** **:** la configuration géotechnique décrite par les propriétés du sol ne permet pas d'assurer l'équilibre statique. Cet équilibre est directement lié aux lois de réaction modélisant l'ISS à partir desquels sont définis les coefficients de réactions et les pressions exercées sur l'ouvrage. Du point de vue numérique, cela se manifeste dans le programme par la non convergence du test de convergence au seuil imposé (Chapitre II, équation [II.77]).
- ***Désolidarisation du massif d'ancrage ELU-G3*** **:** dans ce cas le déplacement de l'un des tirants dépasse le seuil maximum autorisé par le massif d'ancrage dans lequel il est scellé. Le tirant concerné va perdre sa fonction d'appui, se traduisant numériquement par l'annulation de sa raideur entrainant des déplacements conséquents de l'ouvrage.

V.2.1.2. Les états limites structurels

On considère trois familles de structures : le rideau de palplanches, les tirants/butons et les liernes. A chacun de ces trois éléments est associé un état limite ultime puisque la tenue de l'ouvrage dépend pleinement de leur opérationnalité.

- ***Contrainte dans la palplanche ELU-S1***

Pour estimer la contrainte dans la plaque, le choix s'est porté sur l'évaluation de la contrainte de Von Mises qui reste plus représentatif et dont l'expression générale est donnée par :

$$\sigma_{eq} = \sqrt{0{,}5\left[(\sigma_{xx}-\sigma_{yy})^2+(\sigma_{xx}-\sigma_{zz})^2+(\sigma_{yy}-\sigma_{zz})^2\right]+3(\tau_{xy}^2+\tau_{yz}^2+\tau_{xz}^2)} \qquad [V.1]$$

avec :
σ_{xx}, σ_{yy} et σ_{zz} : représentent respectivement les contraintes normales selon les axes *xx*, *yy* et *zz* du repère local de la plaque,
τ_{xy}, τ_{yz} et τ_{xz} : représentent respectivement les contraintes tangentielles selon les axes *xy*, *yz* et *xz* du repère local de la plaque.

Pour le cas des plaques minces (avec ou sans prise en compte du cisaillement transverse) la contrainte σ_{zz} est considérée nulle. Par ailleurs, les expressions relatives aux autres contraintes se résument aux relations suivantes :

$$\sigma_{xx} = \pm \frac{6M_{xx}}{ep^2};\ \sigma_{yy} = \pm \frac{6M_{yy}}{ep^2};\ \tau_{xy} = \frac{6M_{xy}}{ep^2};\ \tau_{xz} = \frac{Q_x}{ep};\ \tau_{xz} = \frac{Q_y}{ep} \qquad [V.2]$$

Sachant que pour les plaques à section rectangulaire, le module de flexion élastique s'écrit :

$$w_{el} = \frac{ep^2}{6} \qquad [V.3]$$

où :
M_{xx}, M_{yy} et M_{xy} sont les moments fléchissant dans la plaque selon les axes *xx*, *yy* et en plan *xy* respectivement,
Q_x et Q_y sont les efforts tranchants dans la plaque selon les axes *xx* et *yy* respectivement. Notons que ces termes disparaissent en absence de prise en compte du cisaillement transverse.
ep : correspond à l'épaisseur de la plaque rectangulaire, cette dimension peut être extraite du module de flexion élastique w_{el}, ce qui donne :

$$ep = \sqrt{6w_{el}} \qquad [V.4]$$

En remplaçant les éléments de [V.2] dans [V.1] on obtient :

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\frac{36(M_{xx}^2 + M_{yy}^2 - M_{xx}M_{yy} + 3M_{xy}^2)}{ep^4} + \frac{9(Q_x^2 + Q_y^2)}{ep^2}} \qquad [V.5]$$

Afin d'obtenir des contraintes correspondant au modèle de plaque équivalente adopté au chapitre II, on propose de corriger l'épaisseur réelle utilisée dans le modèle d'équivalence en intégrant un coefficient correcteur α_{cor} comme suit :

$$ep = \alpha_{cor} h \qquad [V.6]$$

avec :
h : épaisseur réelle de la palplanche (selon le choix établi par (Samanta & Mukhopadhyay, 1999),
α_{cor} : coefficient de correction de l'épaisseur (adimensionnel).
Cette correction conduit à écrire l'expression de Von-Mises de la manière suivante:

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\frac{36(M_{xx}^2 + M_{yy}^2 - M_{xx}M_{yy} + 3M_{xy}^2)}{(\alpha_{cor}h)^4} + \frac{9(Q_x^2 + Q_y^2)}{(\alpha_{cor}h)^2}} \qquad [V.7]$$

- ***Contrainte dans les tirants ou butons ELU-S2***

Il s'agit de déterminer la contrainte au niveau des appuis, qui sont soumis pour rappel à des efforts normaux uniquement (traction pour les tirants et compression pour les butons).

$$\sigma_{App} = \frac{R_{App}}{A_{App}} \qquad [V.8]$$

avec :

σ_{App} : contrainte dans l'appui concerné,

R_{App} : réaction dans l'appui,

A_{App} : la section dans l'appui.

Rappelons qu'en cas d'utilisation d'un modèle basé sur un ressort comme ici (tirants ou butons), la réaction d'appui est dépendante à la fois du déplacement et de la raideur du ressort utilisé ($F=Kx$). De plus, en présence d'inclinaison de ces appuis, il est nécessaire de projeter la réaction obtenue depuis l'axe horizontal vers l'axe porté par l'appui.

En appliquant cela pour l'expression [V.8], on obtient l'équation [V.9], qui prend en compte l'angle d'inclinaison de l'appui concerné par rapport à l'horizontale :

$$\sigma_{App} = \frac{K_{Ti} x_i}{\cos(\alpha) A_{App}} \qquad [V.9]$$

sachant que :

K_{Ti} : est la raideur du buton ou du tirant numéro i (Chapitre I, équation [I.22]),

x_i : le déplacement horizontal du point de contact entre la palplanche et l'appui *i*,

α_{App} : inclinaison de l'appui par rapport à l'horizontale.

- ***Contrainte dans la lierne ELU-S3***

La lierne est un élément poutre soumis à de la flexion. Le calcul de la contrainte se fait simplement par l'équation :

$$\sigma_{Lie} = \frac{M_{zz}}{w_{el.Li}} \qquad [V.10]$$

avec :

M_{zz} : moment fléchissant par rapport à l'axe de *zz*,

$w_{el.Li}$: module de flexion élastique de la lierne.

V.2.1.3. Les états limites liés à l'environnement urbain (ELS-E1 et ELS-E2)

Le moyen le plus « fiable » permettant d'évaluer le tassement derrière un ouvrage de soutènement reste sans doute la méthode MISS-EF. Cependant, plusieurs méthodes analytiques ou semi analytiques ont été développées dans le but d'estimer ce tassement sans passer par une telle modélisation. On s'intéresse ici à une méthode semi analytique initié par (Peck, 1969) et modifiée à plusieurs reprises par (Milligan, 1983) ou par (Bowles, 1988). Cette méthode se base :

- d'une part, sur le champ de déplacement de l'ouvrage obtenu par un calcul de type coefficients de réaction par exemple,
- d'autre part, sur des relations analytiques intégrant la configuration géométrique de l'ouvrage et géologique du sol.

Initialement cette méthode permettait de déterminer le tassement derrière l'ouvrage dans une seule section droite (sur un profil) Figure V.3. Dans les hypothèses d'homogénéité du sol couramment utilisées, aucun intérêt n'a été trouvé à étendre l'analyse le long de l'ouvrage. Le fait d'intégrer la variabilité spatiale du sol dans la démarche proposée ici, va conduire nécessairement à des déplacements différentiels du rideau de palplanches impliquant des tassements différentiels, d'où l'intérêt que l'on trouve à étendre l'analyse le long de l'ouvrage.

On reprend ci-dessous les trois étapes proposées par la méthode pour un calcul en section droite.

- *La première étape* consiste à mener le calcul par coefficients de réaction pour déterminer le déplacement de l'ouvrage. Celui-ci est ensuite post-traité pour déterminer le volume du sol mobilisé Vo_s suite au déplacement de l'ouvrage.
- *La seconde étape* consiste à déterminer la zone d'influence du tassement D_{INFL}. Celle-ci passe par la définition du point d'intersection entre le plan horizontal et le plan de rupture s'écartant d'un angle (45 – φ/2) par rapport à la verticale (la paroi) Figure V.3. La définition de la profondeur du point « O » du plan de rupture dépend selon (Peck, 1969) des propriétés du sol Tableau V.1 (sol purement cohérent avec φ =0 ou sol frottant avec φ ≠0) ainsi que de la distance *B* le séparant de l'ouvrage voisin.

$$H_{Tot} = H_{Exc} + H_{Rup} \qquad [V.11]$$

H_{Tot} : hauteur totale séparant le sommet de la palplanche au point de rotation « O »,
H_{Exc} : hauteur d'excavation,
H_{Rup} : hauteur séparant le fond de fouille et le point de rotation « O » qui se calcule selon le Tableau V.1.

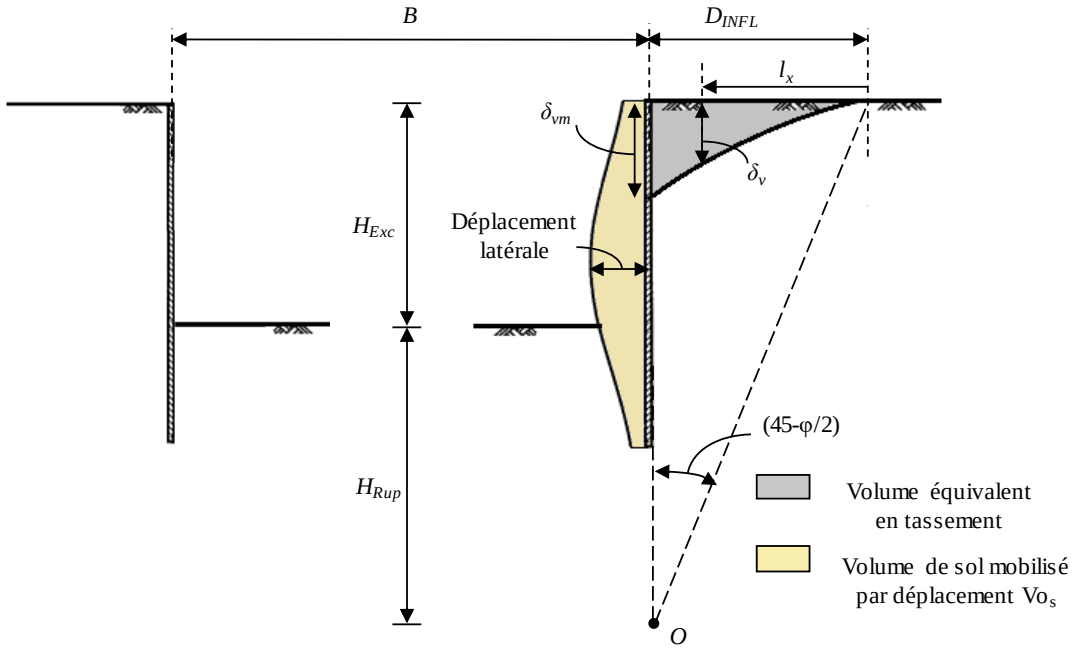


Figure V.3. Schématisation des dimensions utiles selon la méthode de (Peck, 1969).

Tableau V.1. Définition de H_{Rup} selon (Peck, 1969).

Nature du sol	H_{Rup}
$\varphi = 0$	B
$\varphi \neq 0$	$0{,}5Btan(45 + {}^{\varphi}/_{2})$

- *La troisième étape* : consiste à évaluer dans un premier temps le tassement maximal δ_{vm} se produisant à proximité de l'ouvrage (Figure V.3). Ce dernier est ensuite utilisé pour définir le profil de tassement $\delta_{v.lx}$ qui suit une allure parabolique sur toute la zone d'influence D_{INFL}.

$$\delta_{vm} = \frac{2Vo_s}{D_{INFL}} \qquad [V.12]$$

$$\delta_{v.lx} = \delta_{vm}\left(\frac{l_x}{D_{INFL}}\right)^2 \qquad [V.13]$$

Cette démarche se résume simplement à supposer que le volume de sol mobilisé par le déplacement de l'ouvrage est restitué sous forme de tassement en supposant que le profil de ce tassement suit une allure parabolique. L'approche en question est basée partiellement sur des relations empiriques qui laissent toujours place au débat. En effet, on peut retrouver suivant les auteurs des coefficients de 3 ou 4 à la place de 2 dans l'expression [V.12] (Peck, 1969; Milligan, 1983; Bowles, 1988). Dans le cadre de l'application de cette méthode, nous nous sommes également intéressés à la définition de la profondeur du point de rupture « O » illustré sur la Figure V.3. Concrètement, la position de ce point ne peut pas dépendre uniquement de la distance *B* comme cela a été défini par la méthode. Le bref état de l'art mené à ce propos (Figure V.4) permet de montrer que la position de ce point de rupture peut dépendre aussi bien de la profondeur du substratum rocheux ou de l'existence d'une couche rigide de type sol sableux. Le choix se portera ici plutôt sur cette deuxième définition que l'on juge plus raisonnable.

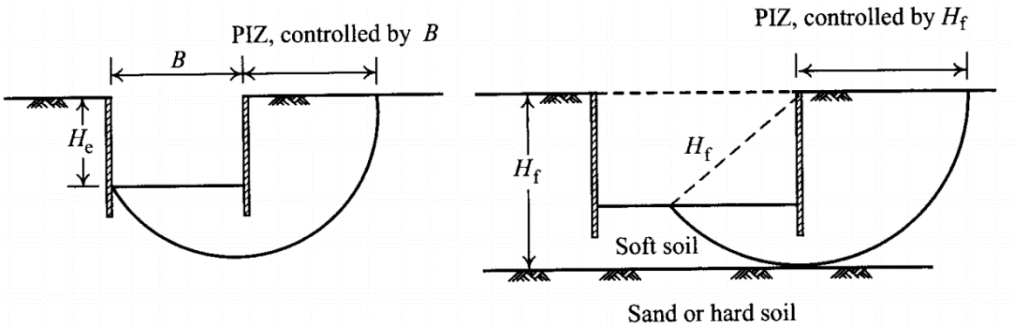


Figure V.4. Détermination de la profondeur de rupture (Ou, 2006).

Finalement, l'extension de la méthode que l'on propose d'intégrer consiste à reproduire le même calcul sur l'ensemble des sections droites définies selon la discrétisation horizontale choisie. Le résultat final obtenu correspond à chaque fois à une surface décrivant le tassement se produisant sur toute la zone d'influence comme l'illustre la Figure V.5.

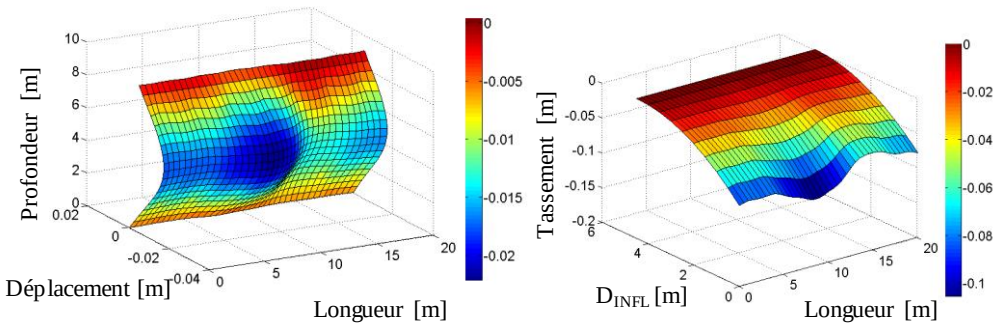


Figure V.5. Exemple de calcul de tassement provoqué par le déplacement différentiel du rideau de palplanches en présence de variabilité spatiale du sol (Mokeddem, et al., 2017).

L'objectif visé à travers cette analyse est de faire une estimation du tassement se produisant en amont de l'ouvrage provoqué par l'interaction sol et le rideau de palplanches en présence de la variabilité spatiale du sol. Notons, que les outils et moyens existants de nos jours ne permettent pas de mener ce type d'analyse dans un contexte probabiliste.

V.2.2. Définition d'une défaillance

La vérification d'une défaillance selon un état limite donné passe par l'analyse de la fonction de performance $G(x)$ [V.14] en chaque point de l'ouvrage (x) et pour chaque simulation de Monte-Carlo. Cette fonction est composée d'une partie représentant la sollicitation $S(x)$ exercée et une autre partie représentant la résistance (le seuil d'état limite) $R(x)$. Une défaillance est considérée lorsque $G(x) \leq 0$.

$$G(x) = R(x) - S(x) \qquad [V.14]$$

La majorité des résistances R des différents états limites (EL) sont déterministes (constants) sauf pour deux d'entre elles (butée insuffisante et désolidarisation du massif d'ancrage respectivement ELU-G1 et ELU-G3) où elles sont aléatoires.

On résume dans le Tableau V.2 l'ensemble des états limites utilisés ainsi que les seuils relatifs à chacun.

Tableau V.2. Définition des seuils d'états limites.

Type	Etat limite	$R(x)$
EL Géotechnique	ELU-G1 Butée insuffisante	Seuil aléatoire
	ELU-G2 Instabilité de l'ouvrage	Seuil à 3%
	ELU-G3 Désolidarisation du massif d'ancrage	Seuil aléatoire
EL Structurel	ELU-S1 Contrainte dans la palplanche	Contrainte de l'acier
	ELU-S2 Contrainte dans le tirant/buton	Contrainte de l'acier
	ELU-S3 Contrainte dans la lierne	Contrainte de l'acier
EL Environnement urbain	ELS-E1 Tassement maximal du sol sous la fondation	45 mm
	ELS-E2 Tassement différentiel du sol sous la fondation	30 mm

Notons que nous avons fixé le seuil de convergence pour l'ELU-G2 à 3%. Diminuer la valeur de ce seuil en dessous de cette valeur va conduire nécessairement à une augmentation considérable du nombre d'itérations.

V.2.3. Probabilité de défaillance et indice de fiabilité

La probabilité de défaillance est obtenue par le rapport au nombre de cas défaillants $N_{G(x)\leq 0}$ sur le nombre total de simulations N_{Simul} [V.15]. Ce même résultat peut être exprimé en termes d'indice de fiabilité β via la loi normale standard inverse ϕ^{-1} [V.16].

$$P_f = P[G(x) \leq 0] = \frac{N_{G(x)\leq 0}}{N_{simul}} \qquad [V.15]$$

$$\beta = -\phi^{-1}(P_f) \qquad [V.16]$$

L'inconvénient majeur des simulations de Monte-Carlo est sans doute le nombre de simulations qui reste important. La détermination de ce nombre dépend d'une part, de la probabilité de défaillance cible $\tilde{P}_f$ (pouvant être évaluée), d'autre part, de l'incertitude acceptée sur la valeur de probabilité exprimée à travers le $CoV(\tilde{P}_f)$, et de l'intervalle de confiance utilisé parfois. On retrouve souvent l'expression simplifiée [V.17] permettant d'exprimer ce coefficient de variation (Mollon, 2010). En imposant $CoV(\tilde{P}_f)$ on peut également extraire le nombre de simulations requis [V.18]. Sachant qu'en génie civil, les valeurs de probabilité varient autour de 10^{-3} à 10^{-5} (ELS et ELU).

$$CoV(\tilde{P}_f) = \sqrt{\frac{1-\tilde{P}_f}{N\tilde{P}_f}} \qquad [V.17]$$

$$N \geq \frac{1}{CoV(\tilde{P}_f)^2}\left(\frac{1}{\tilde{P}_f} - 1\right) \qquad [V.18]$$

La probabilité de défaillance que l'on cible ici (dans ce chapitre) est de l'ordre de 10^{-4}, ce qui correspond à un indice de fiabilité de 3,7. En supposant une qualité modeste de cette estimation, à savoir $CoV(\tilde{P}_f)$ avoisinant les 30%, alors le nombre de simulations nécessaire est de l'ordre de 10^5 simulations. D'autres méthodes de calcul beaucoup moins contraignantes existent comme (Broding, et al., 1964; Melchers, 1999), cependant celles-ci restent rarement utilisées dans le domaine du génie civil.

Selon le nombre de simulations choisi, il est parfois impossible d'identifier la probabilité de défaillance. C'est le cas par exemple des tirants qui sont composés de torons dont la contrainte limite d'élasticité est très élevée. Pour estimer la défaillance dans ce cas, il est possible d'avoir recours à l'expression [V.19] correspondant à une loi lognormale aussi bien pour *R* que pour *S*.

$$P_f = 1 - \Phi\left[\frac{1}{\sqrt{\ln[(1+COV_S^2)(1+COV_R^2)]}} ln\left\{\left(\frac{\mu_R}{\mu_S}\right)\sqrt{\frac{1+COV_S^2}{1+COV_R^2}}\right\}\right] \qquad [V.19]$$

avec :

COV : coefficient de de variation,

μ : moyenne,

R et *S* : résistance et sollicitation respectivement,

Φ : fonction de répartition de la loi normale standard.

Dans le cadre des études paramétriques menées par la suite, le choix se portera à chaque fois sur l'une des deux méthodes : soit par calcul exact [V.15] ou par rapprochement d'une distribution de type loi lognormale [V.19] que l'on identifie sur les graphiques par la notation D.E. (défaillance estimée). La priorité est donnée bien sûr à la méthode exacte, en l'absence dans ce cas de défaillance pour certaines variantes (défaillance nulle pour 10^5 simulations) d'une étude paramétrique donnée, les points concernés sont représentés de manière à dépasser les limites du graphique avec une indication D.N.E (défaillance non identifiée).

V.2.4. Probabilité/fiabilité du système

S'agissant du comportement du système, l'analyse (Figure V.1) mène à considérer que le système est en série. C'est-à-dire que la défaillance de l'un des constituants conduit à la défaillance du système [V.20]. On entend par constituant un objet matériel (*e.g.* palplanche) ou immatériel (*e.g.* géotechnique).

$$P_{Sys} = 1 - \prod_{i=1}^{N_{EL}} (1 - P_i) \qquad [V.20]$$

avec :
P_{Sys} : la probabilité du système,
P_i : la probabilité pour un état limite donné (un constituant),
N_{EL} : nombre d'états limites considéré pour l'analyse du système.

V.3. Application pour un cas d'étude

V.3.1. Présentation du cas d'étude

L'ouvrage de soutènement traité ici est un rideau de palplanches de type AU 16 implanté dans un sol bicouche (Tableau V.3) argileux-sableux en présence d'une nappe phréatique. On considère que le substratum rigide se trouve à 13 m. Un dispositif de tirants précontraints d'une force admissible de 240 kN et d'une section de 560 mm² est mis en place. Ces tirants sont inclinés de 40° par rapport à l'horizontale et espacés de 4 m. Des liernes longeant l'écran et formées de deux UPE 270 sont mises à la profondeur des têtes d'ancrage. L'ouvrage de référence s'étend sur un linéaire de 49 m que l'on nommera PL50, d'autres longueurs seront examinées par la suite : 25 m (nommée ici PL25) et 97 m (nommée ici PL100). La description géométrique de cet ouvrage ainsi que les profondeurs de la nappe phréatique sont indiquées à la Figure V.6.

Une fondation est mise à proximité de la palplanche, celle-ci est posée à la surface du sol. Elle applique sur sa largeur *B* (égale à 0,75 m) une surcharge uniformément répartie tout au long du linéaire Q= 50 kN/m².

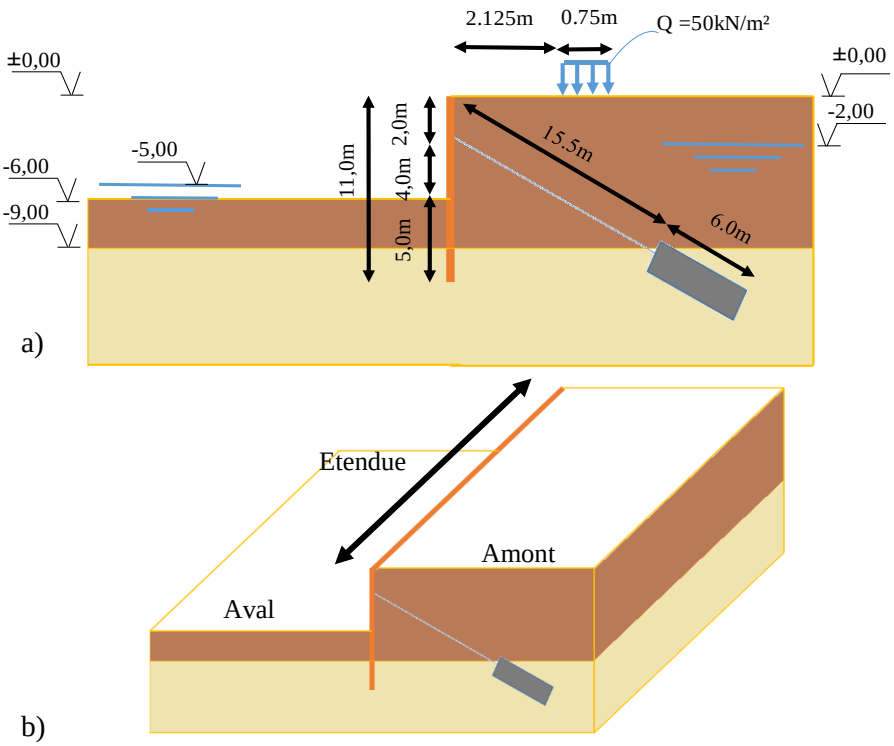


Figure V.6. Présentation du cas d'étude d'une excavation, dimensions : a) en plan b) spatiales.

Tableau V.3. Propriétés géotechniques.

	Type	Profondeur [m]	γ [kN/m³]	γ' [kN/m³]	φ [°]	c [kPa]	E_p [MPa]
1	Argile	[0, 9]	13,1	12,0	17,5	15,00	2,00
2	Sable	[9, 11]	-	12,1	35,0	0	25,00

Nota : Le poids volumique γ du sable n'est pas mesuré car le sol est entièrement saturé à cet endroit.

On présente également les différentes caractéristiques mécaniques décrivant les états limites admissibles (ultime et de service). Celles-ci se résument ici :

- La contrainte limite ultime de l'acier f_u est de 240 MPa pour la palplanche et la lierne,
- La contrainte limite ultime de l'acier f_u est de 1570 MPa pour les tirants,
- Le tassement maximal que l'on nommera T_{abs} est de 45 mm sous la semelle filante,
- Le tassement différentiel toléré sur une distance de 25 m $T_{dif.25m}$ est de 30 mm sous la semelle filante. Ce linéaire est choisi de manière à respecter, ce qui se fait habituellement pour les semelles filantes à savoir, respecter un joint de rupture tous les 25 m pour les ouvrages en béton armé comme les fondations.

Pour mener un calcul normatif basé sur les coefficients partiels de sécurité, les calculs s'appuient uniquement sur les valeurs moyennes (sur une couche de sol), tandis que pour mener un calcul probabiliste, des données statistiques sont indispensables (écart-type, longueurs de corrélation, …). La détermination de ceux-ci passe théoriquement par des campagnes expérimentales, basées sur un nombre suffisant d'échantillons et sur un quadrillage du terrain du futur projet (les points de sondage) assez régulier. En pratique cela est rarement possible à cause du coût que cela générerait, on se base alors sur des valeurs issues de la littérature ayant caractérisé ces paramètres statistiques.

V.3.2. Analyse déterministe du cas d'étude

Avant d'analyser l'effet de la variabilité spatiale du sol sur le comportement d'un rideau de palplanches, on propose de traiter le problème de manière déterministe avec les valeurs moyennes (Tableau V.3). Cette analyse est faite par la méthode MISS-CR-PLQ ainsi que le post-traitement des résultats mécaniques. L'objectif étant d'avoir une première idée sur le comportement de l'ouvrage. Les résultats obtenus sont présentés à chaque fois d'une part, sous forme de cartographie projetée sur le rideau de palplanches en 2D ou en 3D et d'autre part, sous forme de courbes en 2D, celles-ci permettent d'illustrer l'allure des résultats sur chaque section droite définie par la discrétisation horizontale effectuée.

A l'équilibre de l'ouvrage, les déplacements obtenus sont représentés à la Figure V.8. On s'aperçoit qu'il existe peu de différences entre les déplacements horizontaux des différentes sections droites et que le comportement de l'ouvrage est symétrique.

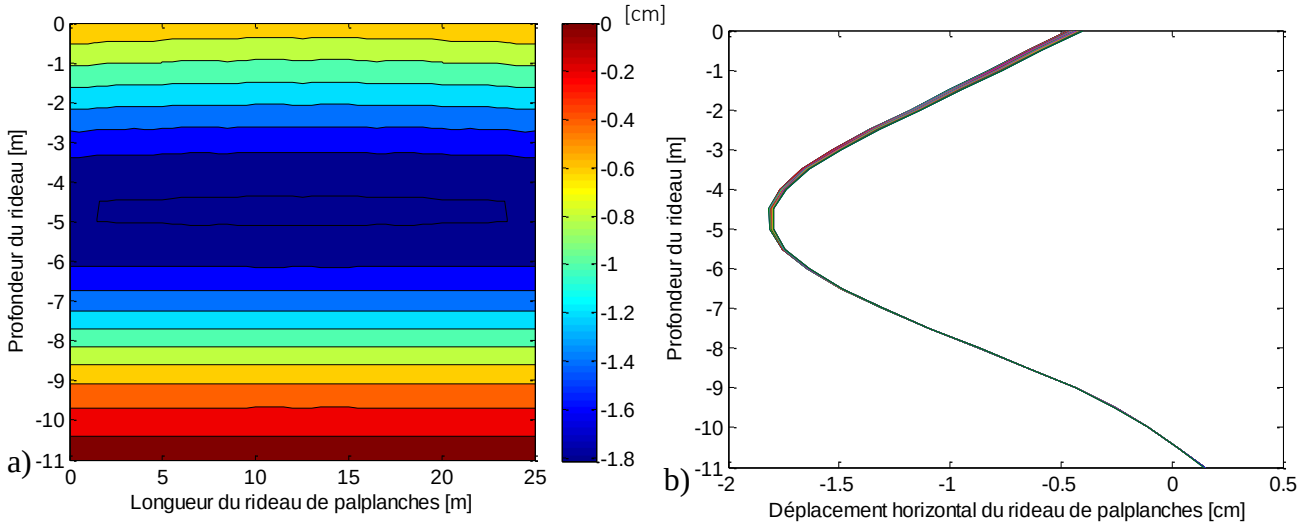


Figure V.7. Déplacement horizontal de l'ouvrage pour le cas déterministe : a) cartographie en 2D, b) coupes sur toutes les sections droites.

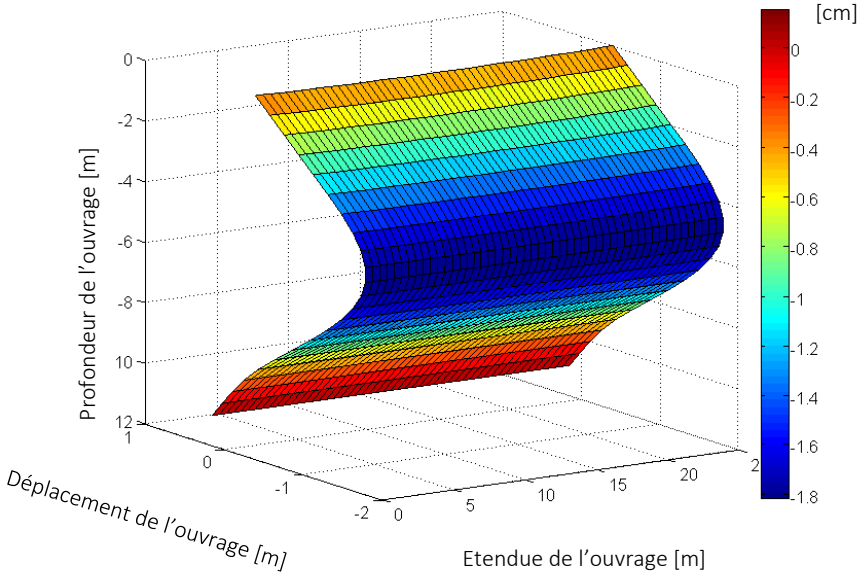


Figure V.8. Déplacement horizontal de l'ouvrage pour le cas déterministe : représentation en 3D.

Le déplacement maximal en valeur absolue est de l'ordre de -1,8 cm, celui-ci se trouve à une profondeur de 4,5 m. Par ailleurs, en tête de palplanche le déplacement est de l'ordre de -0,47 cm alors qu'en pied le déplacement est plutôt positif signifiant une sorte d'encastrement mobilisé par la contre butée.

Les efforts développés dans le rideau de palplanches présentés ici sont : le moment fléchissant M_{yy}, l'effort tranchant T_{yy} (selon la profondeur de l'ouvrage) et la contrainte de Von Mises σ_{VM}. sont résumés dans la Figure V.10, Figure V.9 et Figure V.11.

Les trois grandeurs mécaniques présentées ici montrent une homogénéité le long du rideau de palplanches. De plus, les valeurs maximales de σ_{VM} coïncident avec les valeurs maximales de M_{yy} et les valeurs quasi-nulles de T_{yy}. Ceci peut être observé aux profondeurs de 5 m et 9,5 m.

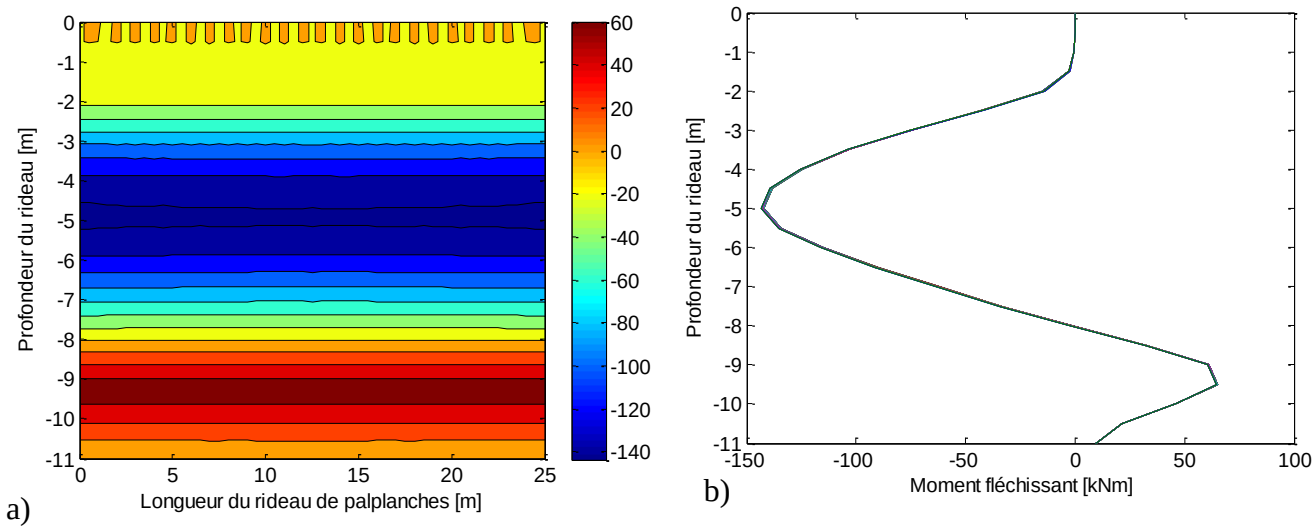


Figure V.9. Moment fléchissant M_{yy} dans le rideau de palplanche pour le cas déterministe : a) cartographie, b) résultat pour chaque section droite.

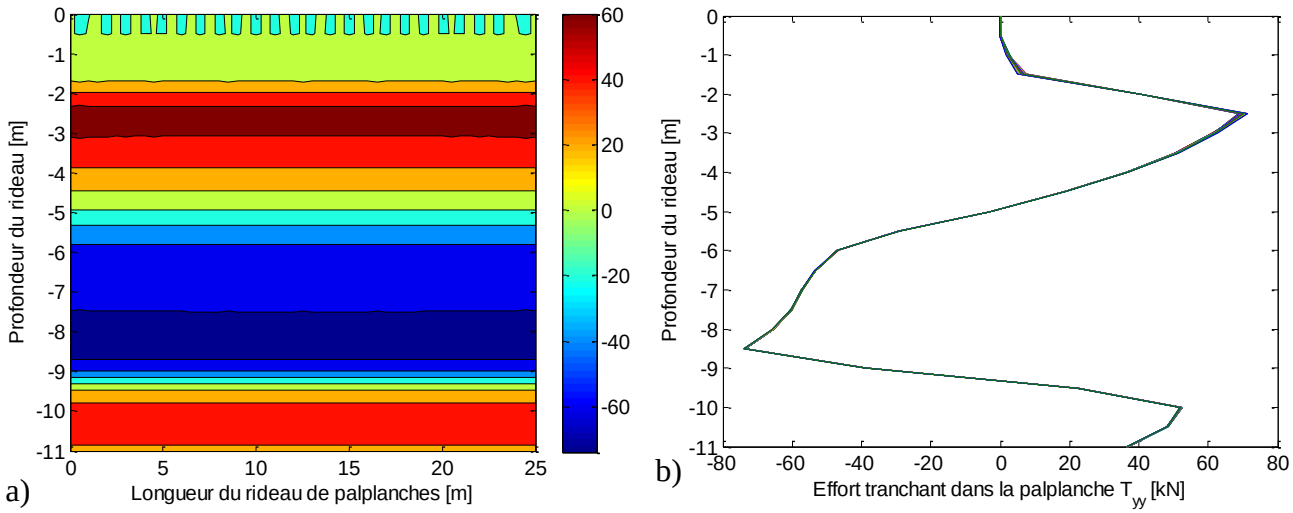


Figure V.10. Effort tranchant T_{yy} dans le rideau de palplanche pour le cas déterministe : a) cartographie, b) résultat pour chaque section droite.

La valeur maximale de cette contrainte est de l'ordre de 89 MPa, signifiant que le comportement de l'acier reste dans le domaine élastique.

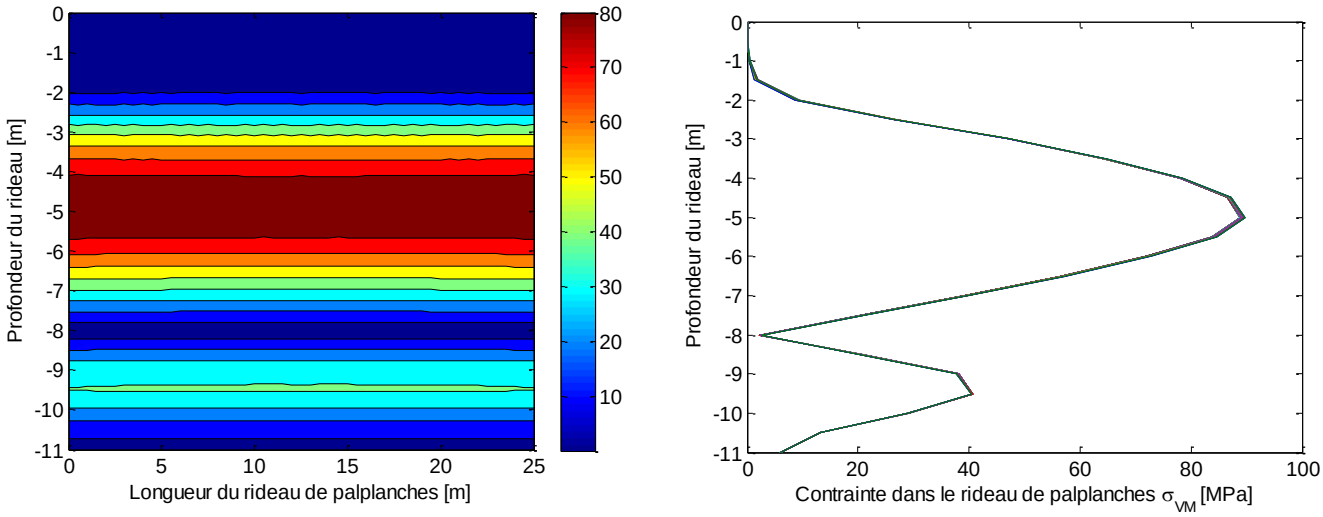


Figure V.11. Contrainte de Von-Mises σ_{VM} ans le rideau de palplanches pour le cas déterministe :a) cartographie, b) résultat pour chaque section droite.

L'homogénéité des résultats le long de l'ouvrage s'explique par la nature des sollicitations qui proviennent ici du sol et de la semelle filante (Figure V.6). En effet, les pressions mobilisées par le déplacement de l'ouvrage en poussée et en butée sont aussi homogènes comme le montre la Figure V.12. L'analyse des diagrammes de poussée permet de constater plusieurs éléments :

- Entre [0 - 0,5 m] : on constate que le diagramme de poussée ne démarre qu'à partir d'une profondeur égale à 0,5 m. Cela est dû à la cohésion qui conduit à des forces de traction en tête d'ouvrage, non physiques en géotechnique.
- Entre [2 – 8 m] : sur toute cette zone on constate une augmentation de la pression des terres en poussée avec un changement de régime entre 2 m et 3 m. Ce changement est lié à la présence d'une nappe phréatique à 2 m qui implique la prise en compte du poids volumique déjaugé ainsi que la force hydrostatique liée à la présence de la nappe.
- Entre [8 – 10 m] : une réduction de la pression des terres en poussée est observée. Cela s'explique par la nature du sol qui est différente à ce niveau. En effet, au-delà de 9 m le sol est de nature sableuse, ce qui conduit à l'atteinte de l'état limite de poussée des terres de manière très rapide contrairement au sol argileux (Chapitre II, Figure II.16).
- Au-delà de 10 m, il y a augmentation de la pression des terres qui correspond à une contre butée. Celle-ci permet de simuler une sorte d'encastrement évoqué précédemment lors de l'analyse du déplacement.

Pour ce qui est du diagramme de butée (Figure V.13), celui-ci montre aussi des aspects différents selon les zones observées :

- Entre [5 – 8,5 m] et [8,5 – 9 m] : une augmentation de la butée est observée à chaque fois mais avec deux allures totalement différentes dues à la nature du sol qui change (sol sableux à partir de 9 m).
- Entre [9 – 11 m] : il y a une réduction de la butée du sol, signifiant que le sol reste dans cette zone dans le domaine élastique. Ceci explique aussi la contre butée.

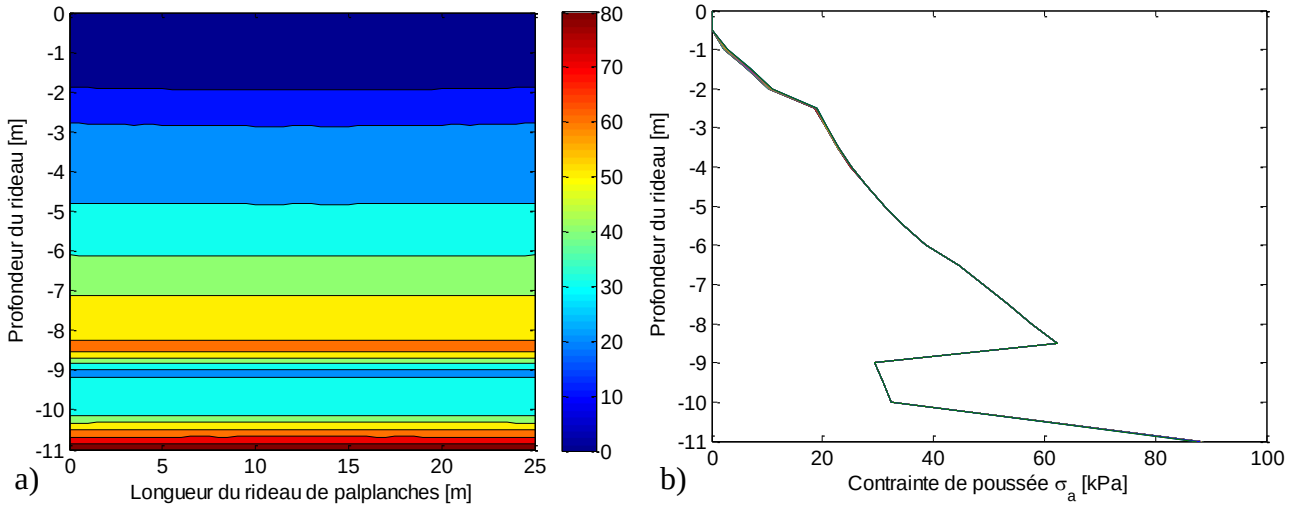


Figure V.12 Diagramme de poussée des terres pour le cas déterministe σ_a :a) cartographie, b) résultat pour chaque section droite.

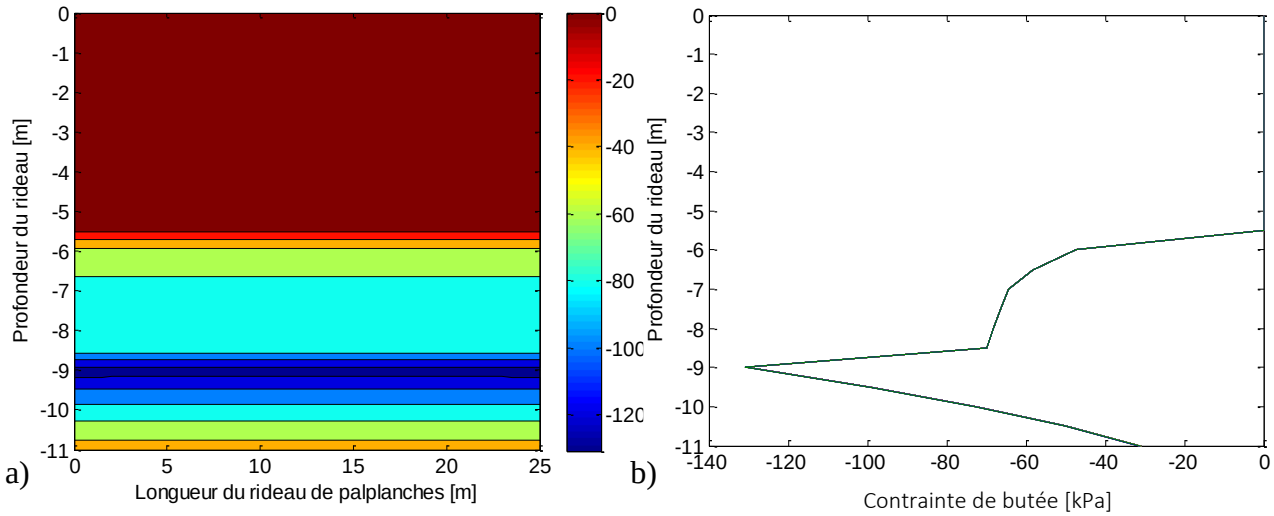
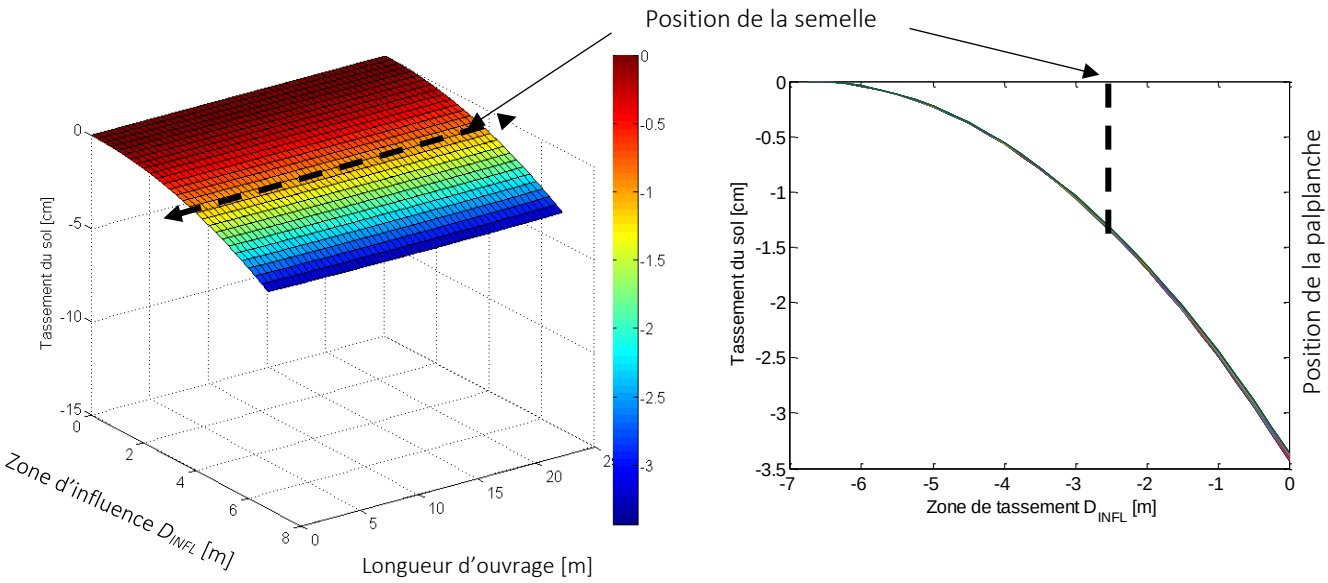


Figure V.13 Diagramme de butée des terres pour le cas déterministe σ_p :a) cartographie, b) résultat pour chaque section droite.

On peut également montrer le tassement induit en amont suite au déplacement de l'ouvrage en se basant sur le post-traitement du déplacement (§V.2.1.3). Ce résultat est présenté ici sous forme de cartographie projetée en 3D (Figure V.14.a) et par des coupes réalisées pour chaque section droite (Figure V.14.b). Pour rappel la zone d'influence D_{INFL} correspond à la zone sur laquelle on considère que le tassement va se produire. Pour ce cas de sol homogène, on constate uniquement un tassement homogène le long de l'ouvrage, aucun tassement différentiel n'est observé. Au niveau de l'axe de la semelle filante, c.-à-d. à une distance de 2,50 m (Figure V.6), on constate -1,36 cm de tassement absolu lié uniquement au déplacement du rideau de palplanche.



a) b)

Figure V.14. Représentation du tassement se produisant en amont de l'ouvrage par : a) cartographie projetée en 3D, b) par coupe selon la discrétisation horizontale (les sections droites).

V.3.3. Prise en compte de la variabilité spatiale du sol, résultats d'une simulation de Monte-Carlo

Afin de voir l'effet de la variabilité spatiale du sol sur le comportement géomécanique, on montre les résultats d'une seule simulation de Monte-Carlo. Pour cela, trois paramètres sont considérés comme incertains en les modélisant par des champs aléatoires : la cohésion c, l'angle de frottement φ et le module pressiometrique du sol E_p. Le poids volumique du sol est considéré quant à lui comme déterministe.

Pour chacune de ces trois propriétés, une distribution de type lognormale est choisie garantissant ainsi des valeurs aléatoires positives après transformation iso-probabiliste. S'agissant des autres caractéristiques statistiques comme les coefficients de variation, les longueurs de corrélation et les corrélations croisées, celle-ci sont présentées au Tableau V.4.

Tableau V.4. Propriétés statistiques inchangées pour le paramètre géotechnique supposé variable.

	Loi de probabilité	Fonction d'autocorrélation	δ_V	δ_H	COV
φ	Lognormale	Exponentielle simple	5m	50m	15%
c	Lognormale	Exponentielle simple	5m	50m	40%
E_S	Lognormale	Exponentielle simple	5m	50m	50%

Pour analyser le comportement de l'ouvrage et de son environnement dans ces nouvelles conditions, on présente les principaux résultats issus du calcul direct ou par un post-traitement de la même manière que pour le cas déterministe (§V.3.2). Ceux-ci sont illustrés à chaque fois sous forme de cartographies projetées sur le rideau de palplanches (en 2D ou 3D), ou sous forme de coupes pour illustrer l'allure sur chaque section droite. L'analyse établie ici passe principalement par des comparaisons avec le cas déterministe.

En prenant en compte la variabilité spatiale du sol, on constate des écarts assez importants pour le même rideau de palplanches et ce contrairement au cas déterministe ou tout était uniforme. C'est le cas du déplacement de l'ouvrage (Figure V.15) où un déplacement différentiel apparait de l'ordre de 0,94 cm au niveau de profondeur de 5 m (avec -2,68 cm comme valeur maximale et -1,74 cm comme valeur minimale), dans le cas déterministe la valeur était de l'ordre de -1,8 cm observée de manière uniforme le long de l'ouvrage. Idem pour les autres zones, où des déplacements différentiels en tête de palplanche et au niveau de l'ancrage sont également contrastées.

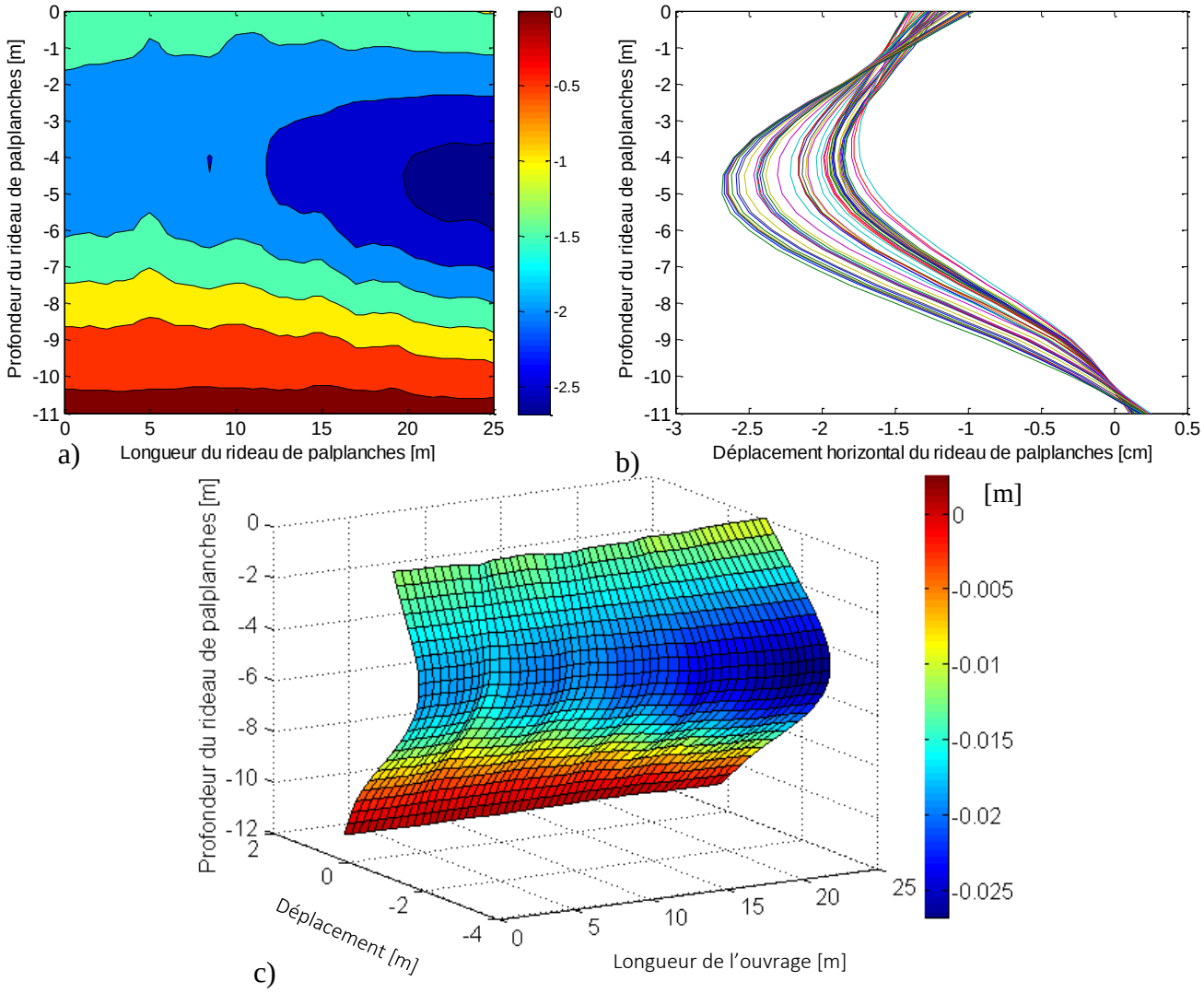


Figure V.15. Déplacement horizontal de l'ouvrage : a) cartographie en 2D, b) coupes sur toutes les section droites, c) déplacement tridimensionnel.

Pour ce qui est des efforts exercés sur le rideau de palplanches, ceux-ci sont résumés dans la Figure V.18. à la Figure V.17 exprimant respectivement M_{yy}, T_{yy} et σ_{VM}. Idem pour le déplacement de l'ouvrage (Figure V.15), on constate que les efforts varient le long de l'ouvrage de manière assez importante puisque l'on passe par exemple pour la contrainte de Von Mises de 58 MPa à 113 MPa. On reste tout de même dans le domaine élastique.

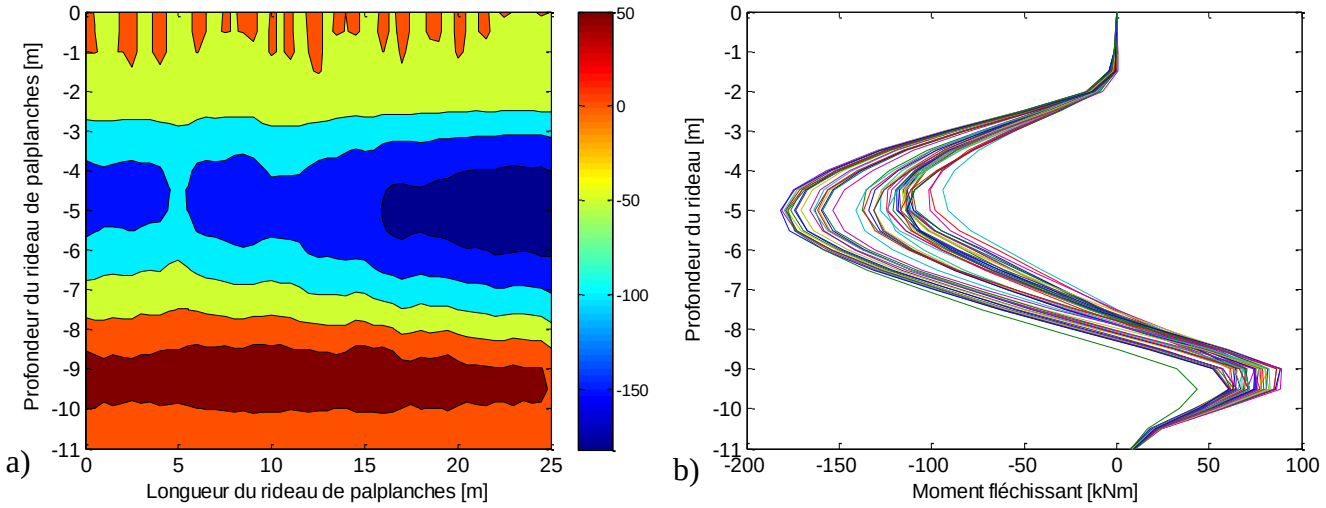


Figure V.16. Moment fléchissant M_{yy} du rideau de palplanches pour une simulation de MC avec prise en compte de la variabilité spatiale du sol : a) cartographie, b) résultat pour chaque section droite.

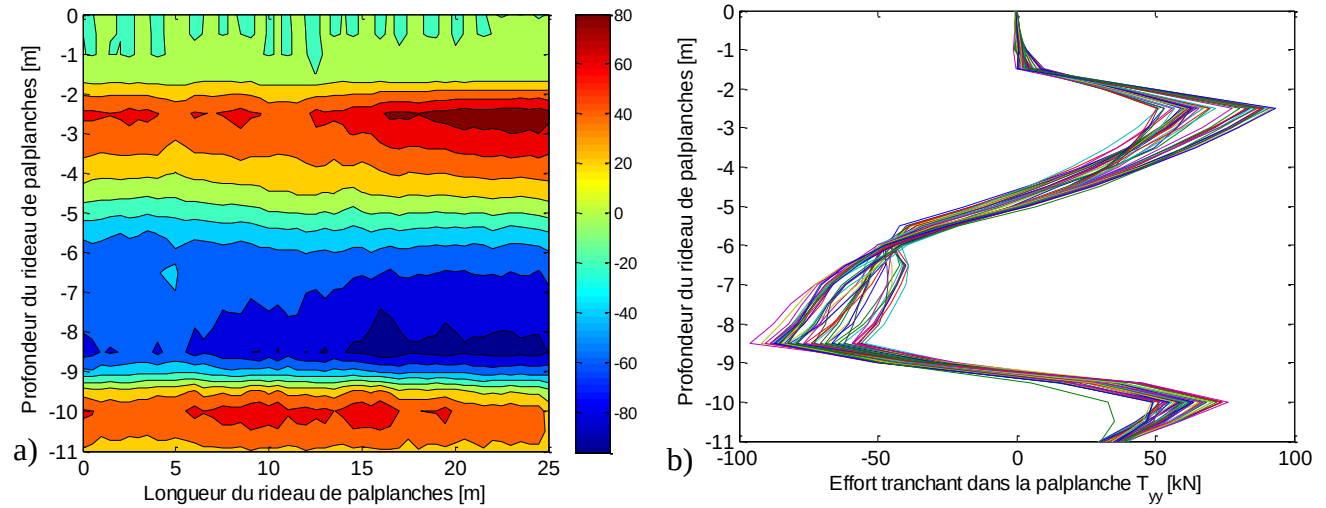


Figure V.17. Effort tranchant T_{yy} dans le rideau de palplanches pour une simulation de MC avec prise en compte de la variabilité spatiale du sol : a) cartographie, b) résultat pour chaque section droite.

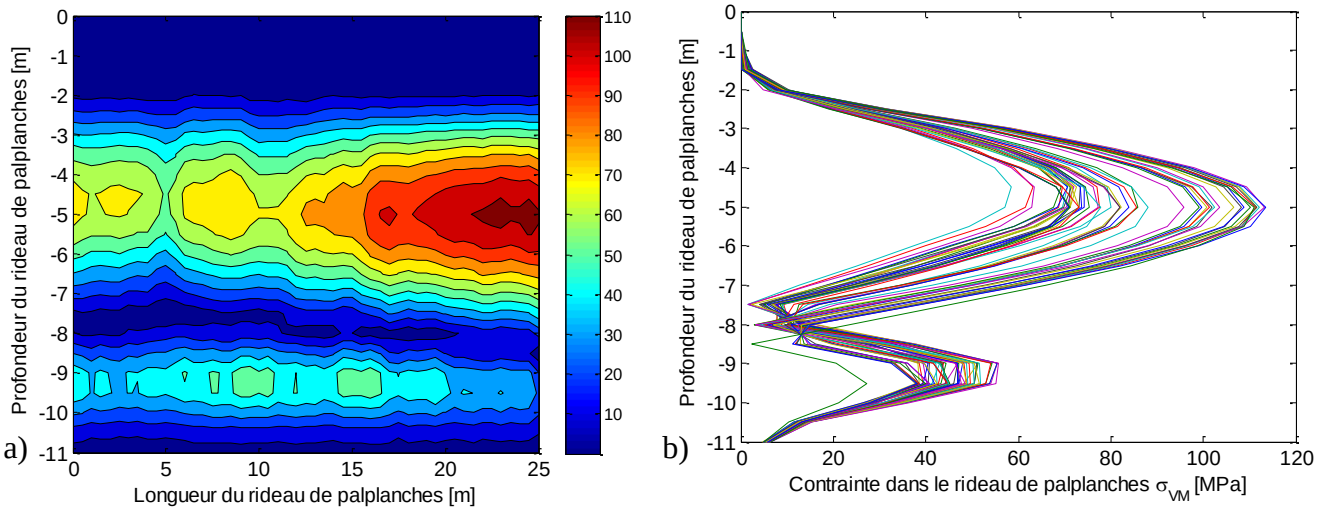


Figure V.18. Contrainte de Von-Mises σ_{VM} dans le rideau de palplanches pour une simulation de MC avec prise en compte de la variabilité spatiale du sol : a) cartographie, b) résultat pour chaque section droite.

En comparant ces résultats avec ceux obtenus par le calcul déterministe, on peut dire que les mêmes constats restent valables par rapport à la contribution de M_{yy} et T_{yy} à la contrainte dans l'acier. A savoir, les zones à fortes contraintes coïncident toujours avec les zones fortement fléchies.

Les Figure V.19 et Figure V.20 résument respectivement la pression des terres en poussée et en butée exercée sur l'ouvrage pour cette simulation. L'analyse de ces deux résultats permet de justifier le comportement de l'ouvrage de manière assez évidente. En effet, une variation assez importante de la pression des terres apparait contrairement au cas déterministe, ceci conduit à des déplacements différentiels de l'ouvrage et à des efforts exercés de manière non uniformes.

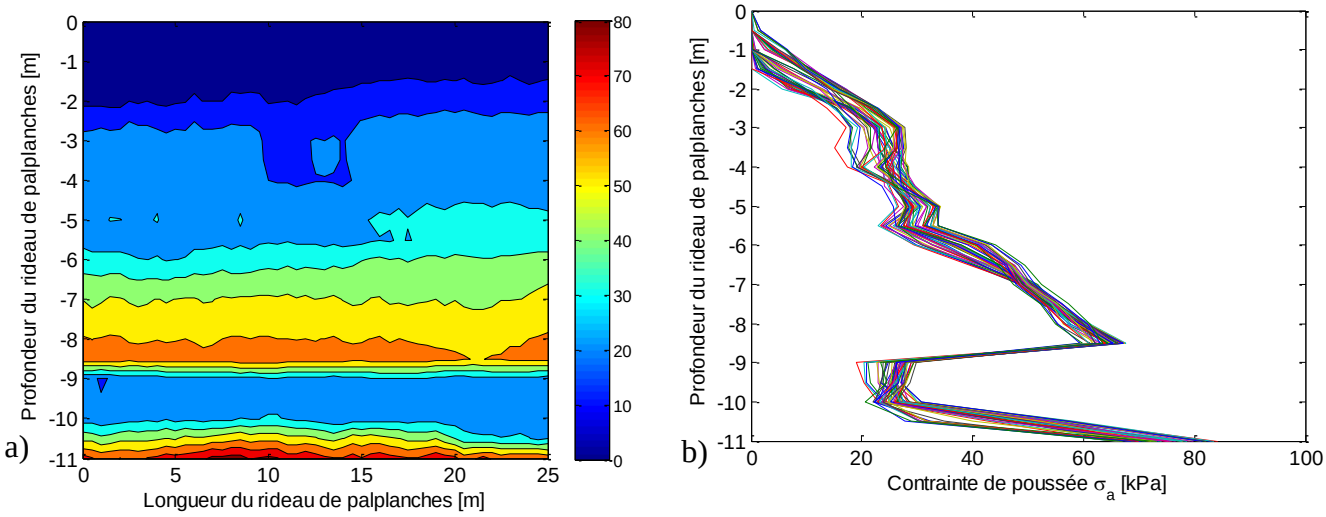


Figure V.19. Diagramme de poussée des terres sol σ_a pour une simulation de MC avec prise en compte de la variabilité spatiale du sol :a) cartographie, b) résultat pour chaque section droite.

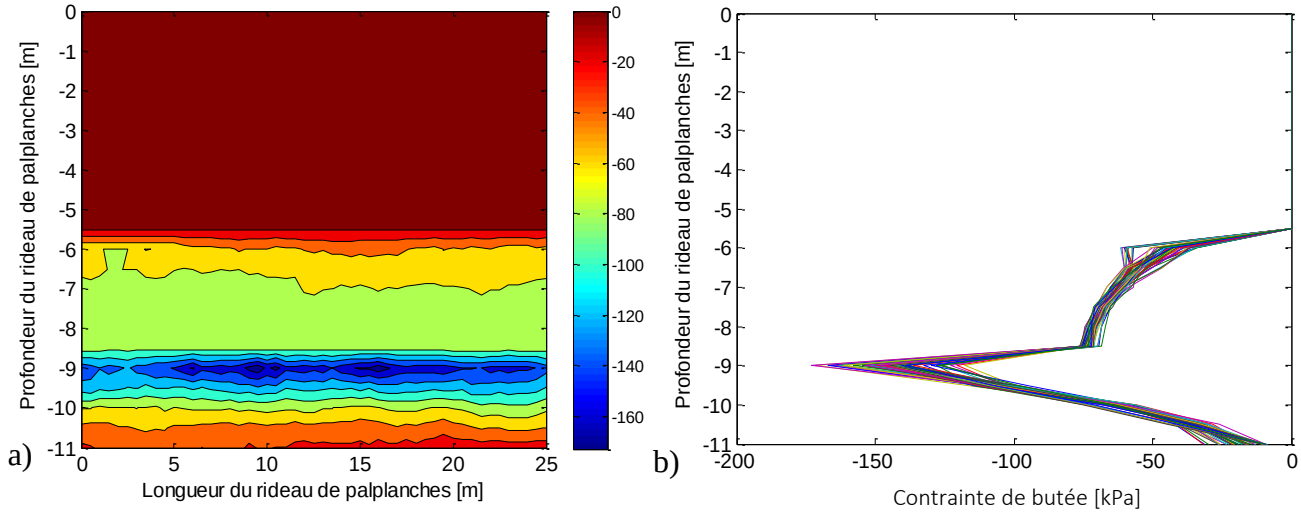


Figure V.20. Diagramme de la butée des terres σ_p pour une simulation de MC avec prise en compte de la variabilité spatiale du sol :a) cartographie, b) résultat pour chaque section droite.

Pour montrer l'effet de la prise en compte de la variabilité du sol sur le tassement se produisant en amont de l'ouvrage, on applique la démarche présentée au § V.2.1.3. On présente les résultats issus de ce calcul dans la Figure V.21 sous trois formes à travers :

- le tassement global en 3D se produisant dans toute la zone d'influence,

- des coupes sur chaque section droite (perpendiculaire à l'ouvrage et parallèles à la zone d'influence),
- par une coupe le long de l'ouvrage sous l'axe central de la fondation superficielle.

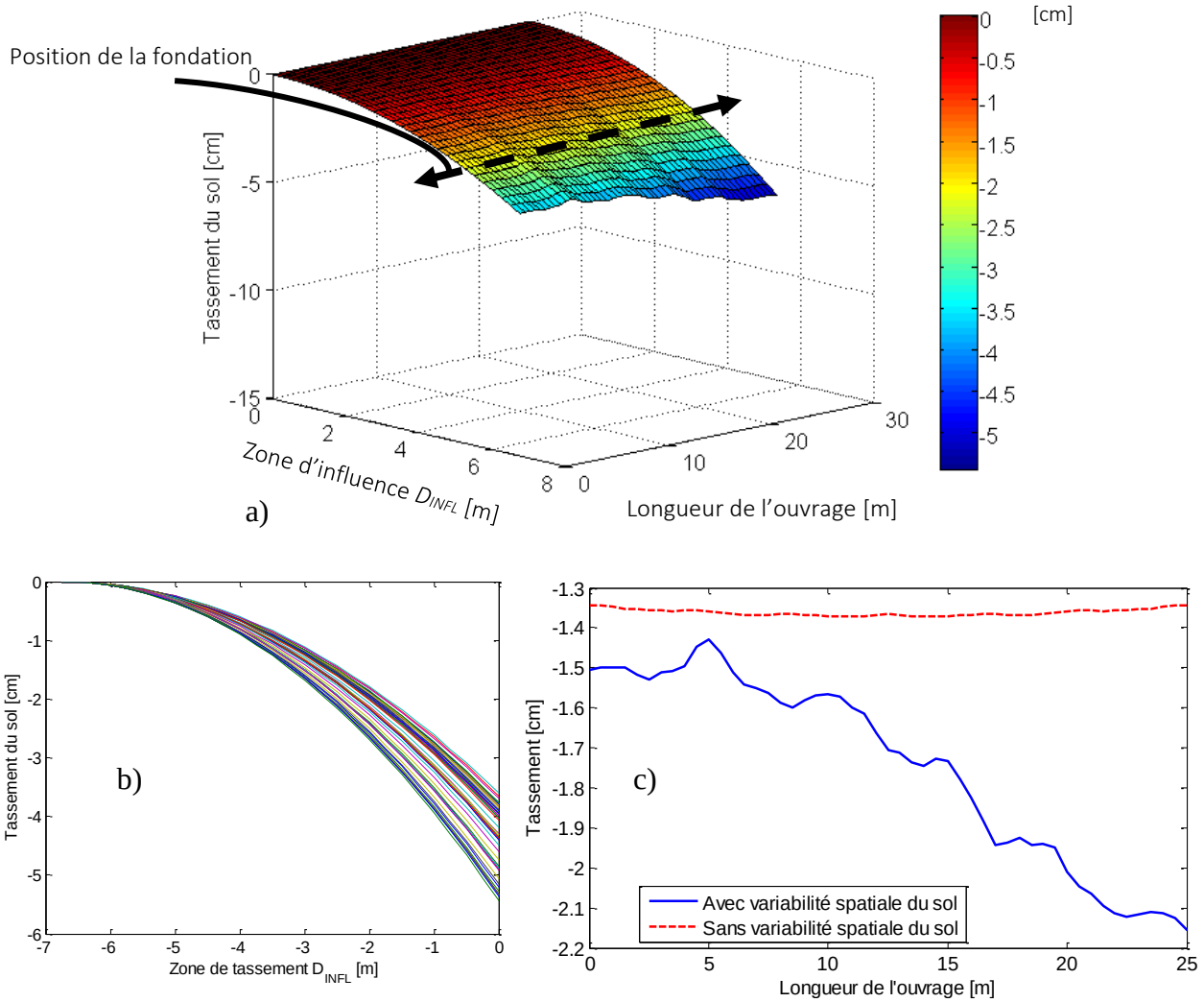


Figure V.21. Tassement du sol se trouvant en amont de l'ouvrage : a) cartographie en 3D, b) coupe parallèle à la zone d'influence pour chaque section droite de l'ouvrage, c) coupe parallèle à l'ouvrage sous-jacent à la semelle filtrante.

Pour cette simulation, la prise en compte de la variabilité spatiale du sol conduit à un tassement absolu plus important de -2,15 cm, contre -1,36 cm pour le cas déterministe. De plus, on observe un tassement différentiel de l'ordre de 0,73 cm provoqué par le déplacement différentiel de l'ouvrage et donc de l'interaction sol-structure (rideau de palplanche). Ce tassement vient s'ajouter au tassement que subirait le sol en prenant en compte l'interaction sol-semelle filante. Notons que même si cette méthode d'estimation du tassement derrière l'ouvrage reste très perfectible, elle donne néanmoins une assez bonne estimation sur les conséquences du comportement de l'ouvrage par rapport à son environnement.

V.4. Stratégie de calcul et d'analyse

Le recours à une démarche probabiliste nécessite souvent de faire des hypothèses pour définir les différents paramètres statistiques caractérisant le problème comme : les coefficients de variation, longueurs de corrélation, … Ceci peut conduire à un grand nombre de scénarios (cas d'études) à traiter. Il est donc plus judicieux de mettre en place une stratégie permettant d'identifier au préalable les paramètres les plus influents et leurs intervalles de variation. A cause de la souplesse que procurent les simulations numériques, une grande attention doit être portée à la représentativité physique de ces intervalles de variation. La stratégie élaborée ici est fondée en grande partie sur les différents constats établis au :

- *Chapitre I* : à travers l'état de l'art mené sur les domaines de validités des *COV* (Tableau I.13) et celui des corrélations croisées entre paramètres géotechniques,
- *Chapitre II* : à travers l'effet du modèle d'équivalence choisi pour le passage d'une géométrie de palplanche trapézoïdale à une plaque orthotrope équivalente.
- *Chapitre III* : l'analyse des champs aléatoires a permis d'avoir une idée plus précise sur la nature des données que nous allons projeter lors du calcul par MISS-CR-PLQ.

On résume la stratégie des études menées par la suite à la Figure V.22. Celle-ci permet de définir 4 paramètres statistiques (*COV*, δ_V, δ_H et ρ) utilisés pour décrire la variation des 3 paramètres géotechniques (c, φ et E_s). Notons, qu'en présence de l'interaction sol-structure (rideau de palplanches), les caractéristiques mécaniques (modèle d'équivalence) et géométriques (linéaire) de l'ouvrage peuvent avoir un rôle sur l'effet de certains paramètres statistiques, d'où l'intérêt de les prendre en considération. Par défaut, on utilisera la méthode d'équivalence de (Samanta & Mukhopadhyay, 1999) et une longueur d'ouvrage de 49 m (PL50), ces informations sont précisés avant chaque calcul.

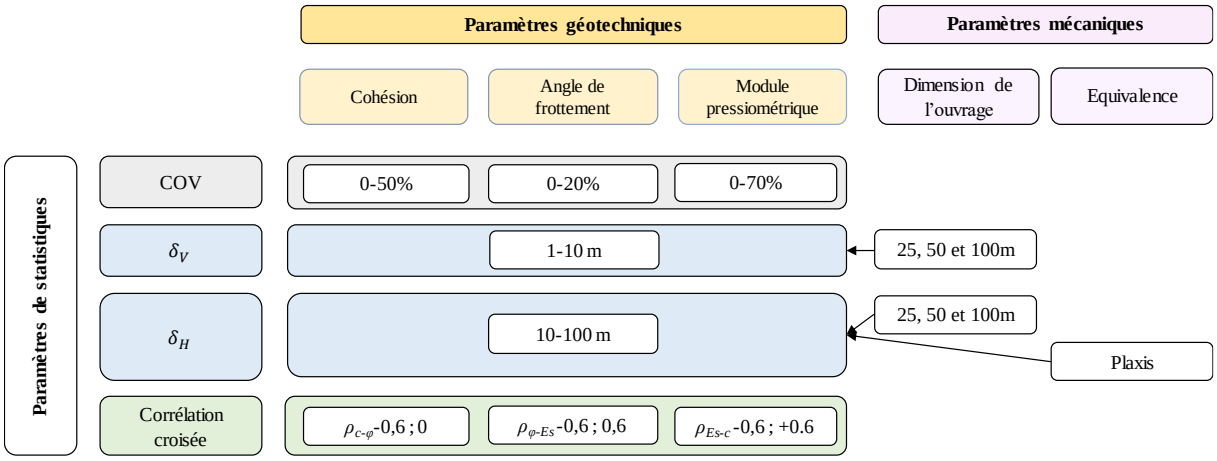


Figure V.22. Présentation de la stratégie d'étude permettant d'évaluer l'effet de la variabilité spatiale du sol sur le comportement du cas d'étude.

Pour évaluer l'effet de la dimension d'ouvrage, trois ouvrages d'étendue (longueur) différente sont étudiées (Tableau V.5). A cause de la présence de tirants tous les 4 m d'espacement, on a opté pour des multiples exactes c.-à-d. 6 tirants pour PL25, 12 tirants pour PL50 et 24 tirants pour PL100. Les mêmes dimensions et conditions aux limites aux rives à savoir 1 m de part et d'autre (du côté gauche et côté droit). Aucun blocage mécanique n'est imposé sur le rideau de palplanche.

Afin de ne pas augmenter le temps de calcul, on choisit de maintenir le même nombre de nœuds décrivant le comportement la plaque (PL25, PL50 et PL100). L'analyse se fait sur la base du même ratio de discrétisation (R_d). Celui-ci correspond au rapport entre la distance entre deux nœuds horizontaux successifs (d_{Horiz}) sur la dimension de la zone centrale du rideau de palplanches (L_{cent}) correspondant à la longueur totale – 2 m (les dimensions des rives).

Tableau V.5. Récapitulatif des tailles de structures traité.

	PL25	PL50	PL100
L_{Tot} [m]	25	49	97
L_{cent} [m]	23	47	95
d_{Horiz} [m]	0,5	1	2
$R_d = d_{Horiz} / L_{cent}$	0,021	0,021	0,021
Nombre de tirants	6	12	24

L'ensemble des résultats issus de chaque simulation de Monte-Carlo ($N_{Simu}=10^5$) est post-traité de deux manières comme cela a été présenté au §V.1 :

- *Premièrement* par une analyse probabiliste à travers les fonctions de répartition des principales grandeurs géomécaniques qui permettent de visualiser la dispersion des résultats. Le choix s'est également porté sur la représentation par boite à moustache qui permet quant à elle d'illustrer les propriétés statistiques suivantes : la médiane, deux quartiles (Q1 et Q3) ainsi que les valeurs extrêmes dépassant les valeurs seuils comme le résume la Figure V.23. Mener ce type d'analyse est une bonne transition entre l'analyse probabiliste et l'analyse de fiabilité.

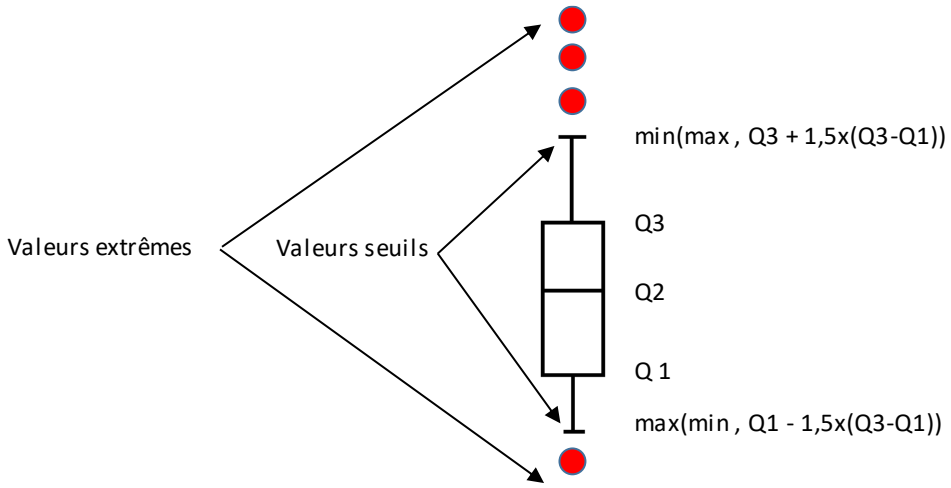


Figure V.23. Présentation des propriétés statistiques d'une boite à moustache.

- *Deuxièmement* par une analyse par indice de fiabilité. Celle-ci passe d'abord par le calcul de la probabilité de défaillance par l'équation [V.15]. En l'absence de défaillance pour un ELU donné (Tableau V.2) pour le nombre de simulations choisi, il est possible dans certains cas d'estimer la défaillance par l'équation [V.19] que l'on notera par D.E (défaillance estimée). Le recours à cette estimation n'est pas forcément possible pour les ELUG (ELU géotechnique), ces cas-là sont alors désignés par D.N.I (défaillance non identifiée). Précisions qu'aucune défaillance n'a été observée pour l'ELU-G3 représentant le glissement du massif d'ancrage, on considère alors que le dimensionnement de ce dernier

est assez conservateur. Cet ELU ne sera pas présenté dans ce qui va suivre. L'analyse de fiabilité comprend également une analyse du système. Pour garder une certaine cohérence dans le calcul, la fiabilité du système se basera uniquement sur des défaillances observées sur les 10^5 simulations.

V.4.1. Influence de la dispersion des paramètres géotechniques

Pour mener cette analyse, on fait varier séparément l'un des trois paramètres géotechniques *c*, φ et E_s en imposant un coefficient de variation (*COV*) non nul. Les deux paramètres restants sont alors supposés déterministes et sont décrits par des *COV* nuls. L'objectif est d'identifier les paramètres ayant le plus d'influence sur le comportement géomécanique du rideau de palplanches. Ceci conduit à mener trois études paramétriques (Tableau V.6) en utilisant la démarche mécano-fiabiliste présentée au chapitre IV. Pour chaque étude paramétrique, on fait varier le *COV* de l'un des trois paramètres géotechniques. Rappelons que la variabilité du sol est modélisée ici par des champs aléatoires, nécessitant des paramètres additionnels supposés fixes à chaque fois (Tableau V.7). La longueur d'ouvrage est 49 m (PL50) et l'équivalence est calculée à partir de la méthode de (Samanta & Mukhopadhyay, 1999).

Tableau V.6. Récapitulatif des études paramétriques sur le *COV*.

	COV_φ	COV_c	COV_{Es}	ρ
φ	5-20%	0	0	aucune
c	0	10-50%	0	aucune
E_S	0	0	30-70%	aucune

Avec ρ : corrélation croisée.

Tableau V.7. Propriétés statistiques inchangées pour le paramètre géotechnique supposé variable.

	Loi de probabilité	Fonction d'autocorrélation	δ_V	δ_H
Paramètre variable	Lognormale	Exponentielle simple	3 m	30 m

En l'absence de défaillances relatives à plusieurs états limites pour des *COV* faibles, on a opté pour une analyse probabiliste. Une partie des résultats est présentée ici ($\sigma_{V.M}$ et $T_{diff.25m}$) sous forme de fonction de répartition (Figure V.24) et sous forme de boite à moustache (Figure V.25). Le reste des résultats peut être consulté en Annexe A.I.1 (Figure Annexe-I.1 à la Figure Annexe-I.6). Pour rappel :

$\sigma_{V.M}$: est contrainte maximale de Von-Mises dans le rideau de palplanches,

$T_{diff.25m}$: désigne le tassement différentiel du sol se trouvant en amont de l'ouvrage sous la surcharge d'exploitation et sur une étendue d'environ 25 m.

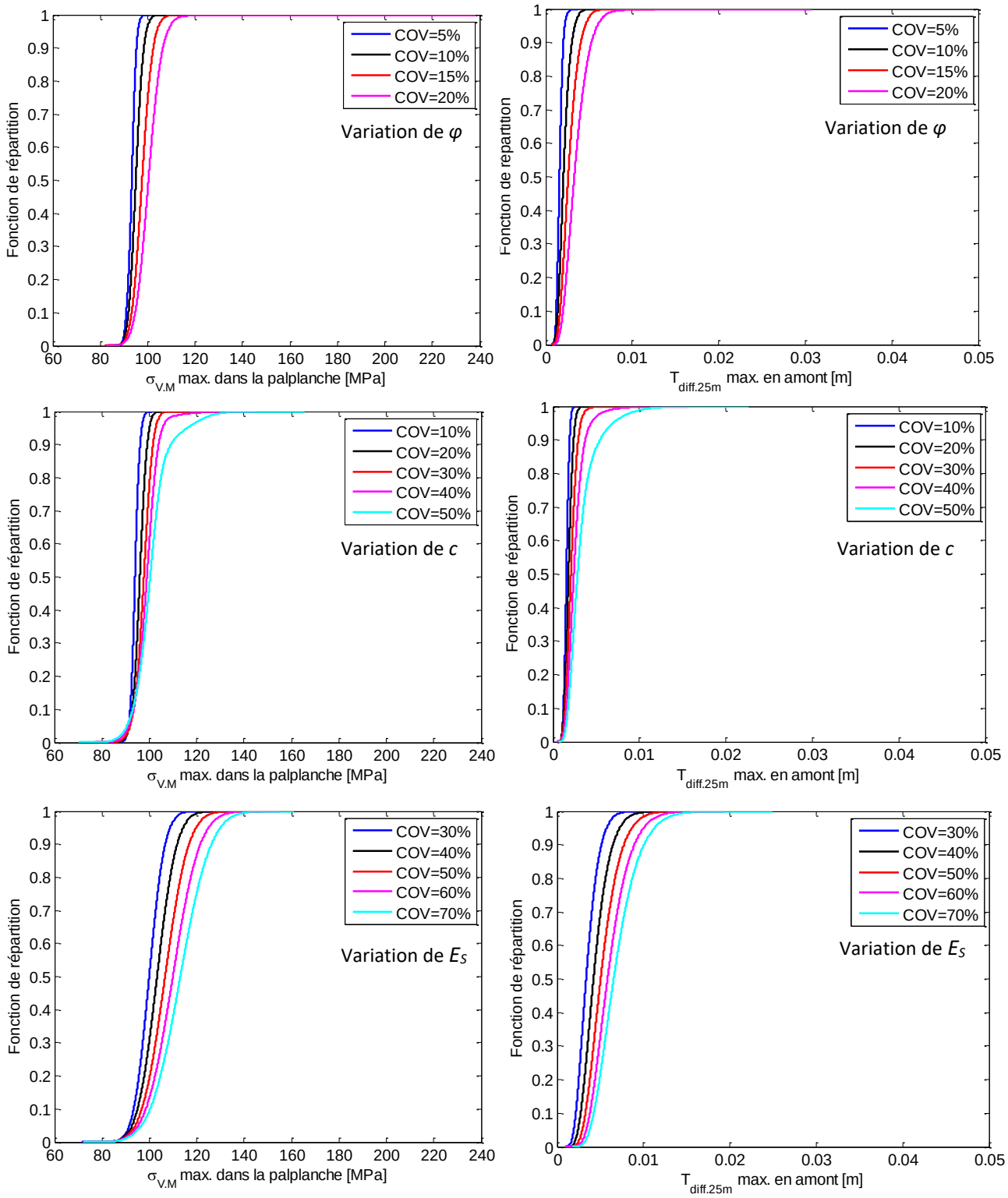


Figure V.24. Fonctions de répartition représentant σ_{VM} et $T_{diff.25m}$ suite à la variation du coefficient de variation de c, φ et E_s .

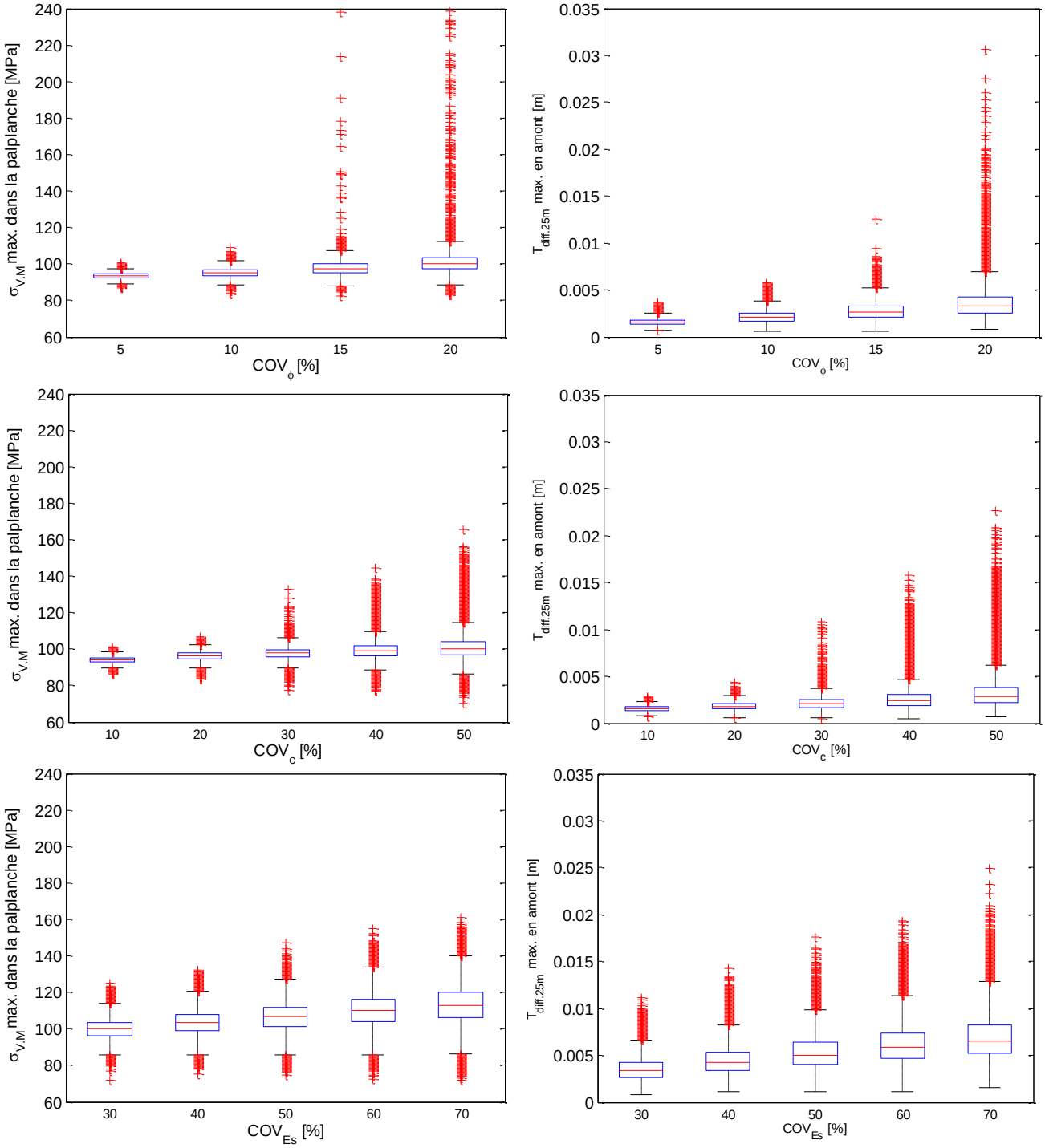


Figure V.25. Représentation par boite à moustache de σ_{VM} et $T_{diff.25m}$ suite à la variation du coefficient de variation de c, φ et E_s.

L'analyse de ces résultats (Figure V.24 et Figure V.25) permet de faire les constatations suivantes :

- L'augmentation de la variabilité (manifestée par le *COV*) de l'un des trois paramètres géotechniques étudiés conduit nécessairement à l'augmentation de la dispersion comme le montrent les fonctions de répartition (Figure V.24) sur σ_{VM} et $T_{diff.25m}$.

- La variabilité du paramètre cohésion a pour conséquence que les fonctions de répartition adoptent souvent deux allures (deux régimes) (Figure V.24). Cela est dû à la composition géologique du sol où la cohésion se retrouve uniquement dans la couche de sol supérieure (voir aussi Annexe A.I.2, Figure Annexe-I.3).
- Les boites à moustache (Figure V.25) apportent davantage d'informations statistiques. On peut voir que la dispersion seule n'est pas une information suffisante. Par exemple en comparant σ_{VM} pour les résultats correspondant à COV_{φ}=20% et à COV_{Es}=70%, on s'aperçoit que l'écart entre les quartiles Q1 et Q3 est plus important pour la variation de E_S (COV_{Es}=70%) que pour la variation de φ (COV_{φ}=20%). Cependant, la comparaison de l'étendue des valeurs extrêmes montre que l'angle de frottement augmente le risque de défaillances.

Pour ce cas d'étude, on peut voir que l'angle de frottement est le paramètre le plus influent, il est suivi de la cohésion et ensuite du module pressiométrique malgré le fait que la dispersion de φ est plus faible que les deux autres paramètres (c et E_s).

V.4.2. Influence de la longueur de corrélation verticale

L'influence de la longueur de corrélation verticale δ_v est étudiée ici. Pour cela, on suppose que les trois paramètres géotechniques (c, φ et E_s) varient simultanément avec des longueurs de corrélation identiques quel que soit le paramètre et la couche de sol considérés. Notons qu'aucune corrélation croisée n'est utilisée entre ces différents paramètres. Le Tableau V.8 résume l'ensemble des paramètres statistiques communs entre les études menées par la suite. Afin d'évaluer en parallèle l'effet de la dimension de l'ouvrage on procède à l'analyse de trois ouvrages de longueurs différentes PL25, PL50 et PL100 (Tableau V.5). Pour ce qui est de la modélisation de la palplanche, on se base sur l'équivalence donnée par la méthode de (Samanta & Mukhopadhyay, 1999).

Tableau V.8. Propriétés statistiques inchangées pour le paramètre géotechnique supposé variable.

	Loi de probabilité	Fonction d'autocorrélation	δ_H	COV	ρ
φ	Lognormale	Exponentielle simple	50 m	15%	aucune
c	Lognormale	Exponentielle simple	50 m	40%	aucune
E_S	Lognormale	Exponentielle simple	50 m	50%	aucune

Avec ρ : corrélation croisée.

Deux types d'analyses sont menées ici : une analyse probabiliste et une analyse fiabiliste. Pour éviter toute redondance lors de l'analyse probabiliste on présente uniquement deux résultats géomécaniques ($\sigma_{V.M}$ et $T_{diff.25m}$) issus de l'analyse de l'ouvrage PL50. Les autres résultats de cette analyse sont résumés dans l'Annexe A.I.4 de la Figure Annexe-I.7 et Figure Annexe-I.8. Par ailleurs, la présentation de l'analyse fiabiliste est effectuée sur les trois ouvrages (PL25, PL50 et PL100).

où :

$\sigma_{V.M}$: la contrainte de Von-Mises dans le rideau de palplanches, elle correspond au mode de défaillance ELU-S1,

$T_{diff.25m}$: tassement différentiel mesurée à une distance de 2,5 m par rapport au rideau de palplanches sur une distance d'environ 25 m ($T_{diff.25m}$). Ce résultat correspond au mode de défaillance ELS-2.

V.4.2.1. Analyse probabiliste sur l'ouvrage PL50

En faisant augmenter la longueur de corrélation verticale δ_v pour les trois paramètres géotechniques considérés comme incertains (c, φ et E_s), on remarque que la dispersion des fonctions de répartition Figure V.26 augmente à chaque fois. Cette augmentation peut être différente selon la valeur de δ_v. En effet, on observe pour un même fractile des écarts plus importants entre 1 à 3 m qui réduisent au fur et à mesure que la valeur de δ_v augmente surtout au-delà de 5 m où l'écart est minime. Ceci est peut être lié à la stratification du sol avec des épaisseurs de couche de 9 m pour la première couche (argile) et 2 m pour la deuxième couche (sable) (Tableau V.3). La génération d'un champ aléatoire par la fonction d'autocorrélation exponentielle simple conduit à une portée double quasiment de longueur de corrélation initiale (Chapitre III, Figure III.15), au-delà de 5 m la portée que donnerait un variogramme expérimental dépasserait la hauteur de couche supérieure.

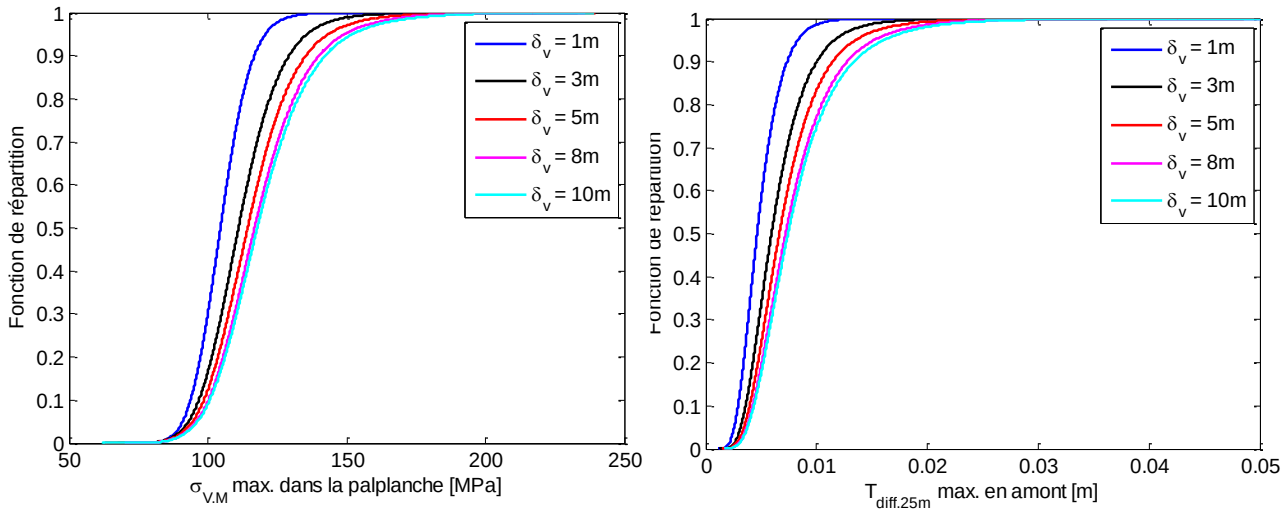


Figure V.26. Fonctions de répartition pour quelques grandeurs géomécaniques suite à la variation de δ_v.

Sur les deux résultats géomécaniques analysés ici ($\sigma_{V.M}$ et $T_{diff.25m}$), aucune intersection entre les fonctions de répartition n'est observée. Ce constat ne peut pas être généralisé pour l'ensemble des grandeurs géomécaniques que nous présentons en annexe (contrainte dans les tirants, contraintes dans les liernes, …). En effet, on observe des intersections pour des valeurs de probabilités différentes (Figure Annexe-I.7). Ceci permet de dire que l'effet de la variabilité se manifeste différemment sur les différentes variables de sorties.

La Figure V.27 confirme les observations faites à partir des fonctions de répartition (Figure V.26) sur l'effet de δ_v. Un autre constat attire notre attention, il s'agit de la densité des points dans les zones à valeurs extrêmes. En comparant par exemple pour $T_{diff.25m}$ le résultat de δ_v = 8 m et δ_v = 10 m au-delà de $T_{diff.25m}$ = 5 cm, on remarque que l'étendue (limitée par la valeur maximale observée de $T_{diff.25m}$) est certes plus importante pour δ_v = 10 m, alors que la densité de points est plus importante pour les résultats correspondant à δ_v = 8 m. Autrement dit, le calcul de défaillance avec un seuil limite à 5 cm conduirait ici nécessairement à une probabilité de défaillance plus élevée pour δ_v = 8 m par rapport à δ_v = 10 m.

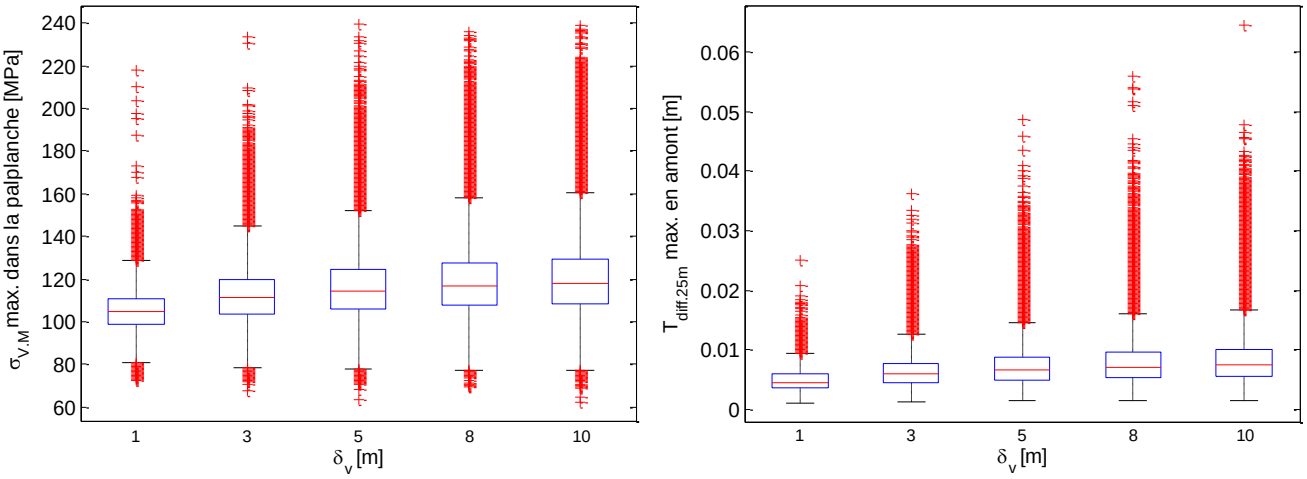


Figure V.27. Représentation par boite à moustache de quelques grandeurs géomécaniques suite à la variation de δ_v.

V.4.2.2. Analyse fiabiliste intégrant la dimension de l'ouvrage

L'analyse des champs aléatoires faite aux chapitre III a permis de confirmer certains aspects observés en littérature sur la réduction de variance en fonction de la fenêtre d'observation. C'est-à-dire selon la taille du champ aléatoire (et donc la taille du problème mécanique), les caractéristiques statistiques de sortie sont différentes. Dans ce même chapitre (chapitre III), on s'est focalisé uniquement sur une seule des deux dimensions de la fenêtre, il s'agissait de la dimension parallèle à la longueur de corrélation. En appliquant la même démarche pour l'étude de l'influence de δ_v, la dimension la plus concernée est naturellement la dimension verticale, coïncidant ici avec les épaisseurs des couches de sol. Cependant, qu'en est-il de l'effet de la dimension horizontale de l'ouvrage pour un même δ_v ?

Dans le cadre de l'étude menée ici, on suppose que la dimension des couches est connue avec certitude, on s'intéresse uniquement à l'effet de la dimension longitudinale de l'ouvrage pour des longueurs de corrélation identiques. La même étude paramétrique est reconduite ici sur l'influence de la longueur de corrélation verticale mais en traitant des dimensions d'ouvrages différentes PL25, PL50 et PL100 (Tableau V.5).

- *Les états limites ultimes géotechniques ELU-G*

On présente dans un premier temps les résultats exprimés par indice de fiabilité β pour deux états limites géotechniques ELU-G1 et ELU-G2. Rappelons qu'aucune défaillance n'a pu être observée pour ELU-G3.

En comparant les courbes de la Figure V.28, on constate que la dimension de l'ouvrage a un effet sur l'ELU-G analysé, puisque des faibles valeurs de β sont observées pour l'ELU-G1 avec l'ouvrage le plus long (PL100), alors que pour l'ELU-G2, c'est plutôt l'inverse, c.-à-d. que l'ouvrage le plus court (PL25) conduit aux valeurs les plus faibles de β.

Par ailleurs, en comparant l'allure des courbes pour un même ELU-G, on constate qu'elle est quasiment identique à chaque fois. Par exemple pour l'ELU-G1, pour une faible valeur de δ_v (1 m) les trois courbes ont globalement la même fiabilité. La fiabilité la plus élevée est observée

pour la valeur de $\delta_v = 3$ m pour les trois dimensions d'ouvrage. Au-delà de 3 m une diminution de β est observée. Il existe donc une longueur δ_v (ici de 3 m) amenant à un optimum de fiabilité.

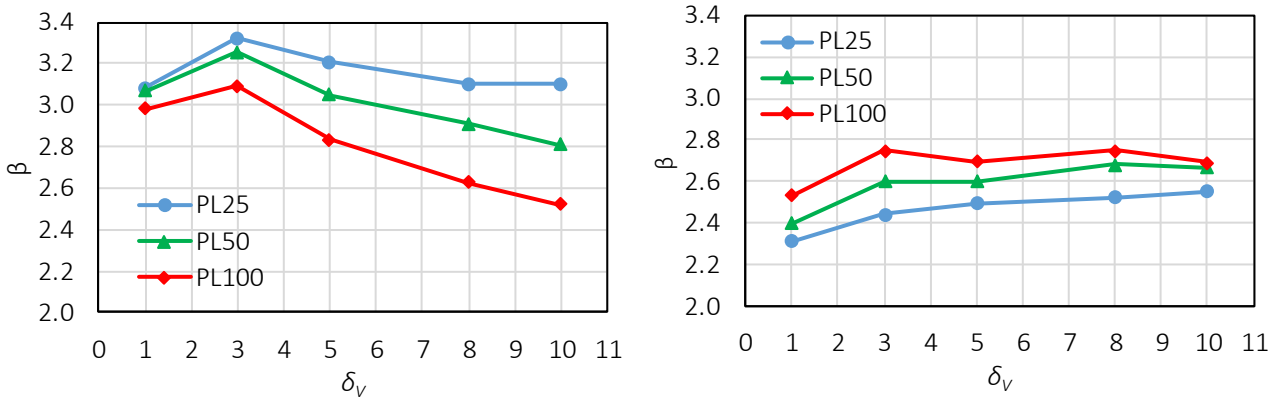


Figure V.28. Influence de la variation de δ_v exprimée par indice de fiabilité β pour des longueur d'ouvrage différentes : a) ELU-G1, b) ELU-G2.

De même, en comparant les courbes de l'ELU-G2, on constate quasiment la même tendance à savoir qu'une augmentation de δ_v entraine globalement une augmentation de β. Elle est beaucoup plus importante pour PL25 que pour les ouvrages plus grands. L'augmentation de β observée pour cet ELU peut être due à plusieurs raisons comme par exemple l'effet du comportement tridimensionnel et donc à l'influence de la variabilité horizontale. En effet, en menant la même analyse pour PL50 avec une longueur de corrélation horizontale très importante δ_h=20000 m (quasi infinie, simulant l'analyse en section droite), on remarque alors que l'augmentation de δ_v conduit nécessairement à la diminution de β pour l'ELU-G2.

- *Les états limites de structures ELU-S*

On compare ici les trois états limites ultimes des structures ELU-S1, ELU-S2 et ELU-S3 représentant respectivement les trois éléments de structure : palplanche, tirant et lierne. Les courbes présentées dans la Figure V.29 correspondent à des indices de fiabilité déterminés de manière :

- directe par l'équation [V.17] pour l'ELU-S,
- estimée par l'équation [V.19] pour l'ELU-S2 et l'ELU-S3 (D.E).

Pour l'ELU-S1

L'analyse des courbes (Figure V.29) montre que pour une longueur de corrélation faible δ_v=1 m et pour une longueur de corrélation δ_v= 5 m, on a quasiment la même fiabilité β pour les trois ouvrages. On constate aussi que la courbe représentant PL25 et PL100 sont quasi symétriques par rapport à la valeur de δ_v = 5 m, l'allure de ces deux courbes se résume par :

- Un quasi-palier pour $\delta_v \in$ [1-3] m pour PL25, et entre [8-10] m pour PL100.
- Un branche inclinée pour $\delta_v \in$ [3-8] m, croissante pour PL25 et décroissante pour PL100.
- Une branche inclinée pour $\delta_v \in$ [1-3] m croissante pour PL100, et une autre décroissante pour PL25 se trouvant pour $\delta_v \in$ [8-10] m.
- Un même optimum de fiabilité est observé pour PL25 et PL100 avec un β de 3,7 mais pour des longueurs de corrélation δ_v différentes, 3 m pour PL100 et de 8 m pour PL25.

Pour PL50, la fiabilité la plus basse est obtenue pour la longueur de corrélation verticale la plus faible c.-à-d. 1 m, au-delà de 3 m on constate que la valeur de β fluctue autour des mêmes valeurs (3,61 – 3,69).

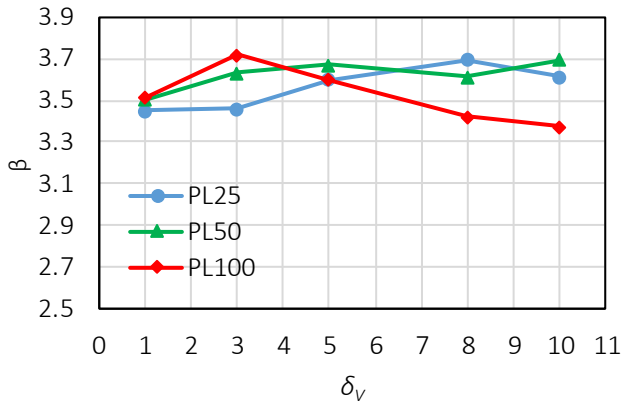


Figure V.29. Influence de la variation de δ_v exprimée par indice de fiabilité β pour l'ELUS1 en fonction de la longueur d'ouvrage considérée.

A cause de la complexité supplémentaire apportée par le nombre de couches de sol, le nombre de paramètres géotechniques ou statistiques, nombre de simulations, …, il est donc bien difficile de donner des conclusions sur une tendance sur l'effet marquant de δ_v selon la longueur de l'ouvrage. De plus, les valeurs de fiabilité sont relativement importantes impliquant une faible précision pour le nombre de simulations choisies. Néanmoins, on peut dire que plus la structure est petite, plus les défaillances de types ELU-S1 sont observées pour de faibles valeurs de δ_v (la fiabilité diminue). De même, plus la structure est grande, plus les défaillances sont observées pour de grandes valeurs de δ_v.

Pour l'ELU-S2 et ELU-S3

L'augmentation de δ_v conduit vraisemblablement à la diminution de l'indice β. Le taux de défaillance le plus important est observé pour l'ouvrage le plus long PL100 à chaque fois. Dans ce cas, le nombre de tirants pour PL100 est quatre fois plus important que PL25 et deux fois plus important que pour PL50. Cette augmentation de taille augmente par conséquent les chances d'apparition de défaillances pour une simulation donnée.

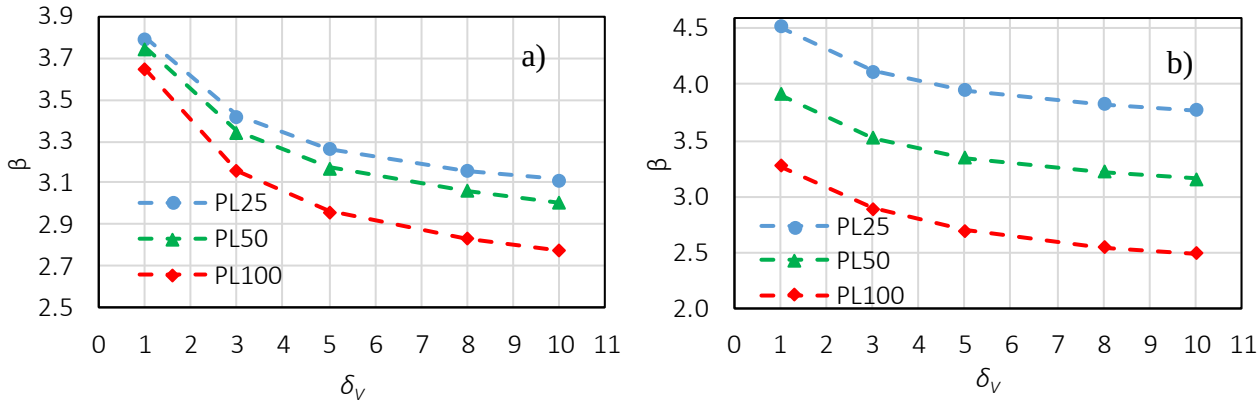


Figure V.30. Influence de la variation de δ_v exprimée par indice de fiabilité β pour des longueurs d'ouvrage différentes : a) ELUS2 et b) ELUS3.

- *La fiabilité ELU du système*

Pour ce qui est de la fiabilité ELU du système, elle n'intègre pour rappel que les ELU obtenus de manière directe (sur 10^5 simulations). Impliquer dans ce calcul les valeurs de la fiabilité estimée par l'équation [V.19] (D.E) conduirait à biaiser la valeur de la fiabilité du système.

L'analyse menée ici consiste à évaluer l'effet de δ_v en fonction de la dimension de l'ouvrage utilisé (PL25, PL50 et PL100) (Figure V.31). On observe pour l'ouvrage PL25 au-delà de δ_v = 3 m ($\delta_v \in$ [3-10] m) une stabilisation des valeurs β contrairement à PL100 sur le même intervalle de δ_v. La vulnérabilité de l'ouvrage se manifeste de manière quasi-symétrique par rapport à la dimension de l'ouvrage (lorsque PL25 conduit à des valeurs de β faibles alors PL100 conduit à des valeurs fortes et inversement). La longueur de corrélation δ_v = 8 m correspond au point où la fiabilité du système calculée pour les trois ouvrages est quasiment la même, en dessous de cette valeur PL25 est l'ouvrage le plus vulnérable, alors qu'au-dessus de cette valeur c'est plutôt PL100 qui est le plus vulnérable. L'ouvrage PL50 se trouve dans une situation intermédiaire.

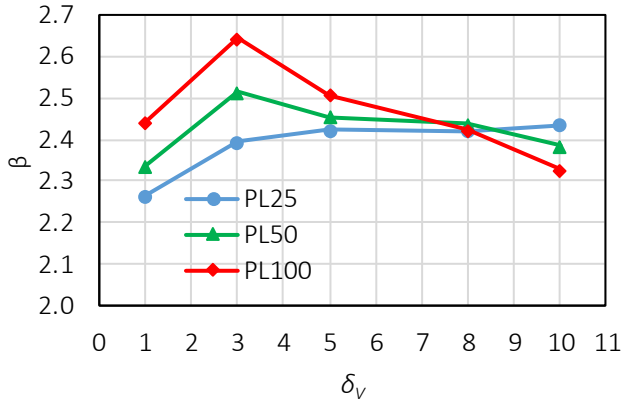


Figure V.31. Influence de la variation de δ_v sur la fiabilité du système.

- *Les états limites de service ELS*

S'agissant des états limites de service (ELS) liés au tassement se produisant derrière l'ouvrage Figure V.32. Pour rappel l'ELS-E1 correspond au tassement absolu (maximal) et l'ELS-E2 au tassement différentiel sur une longueur de 25 m à une distance de 2,5 m du rideau de palplanches. Pour les trois dimensions d'ouvrages, on s'aperçoit que l'augmentation de δ_v conduit à l'augmentation des deux types de tassement. Les points n'apparaissant pas sur ces courbes correspondent aux défaillances non identifiées impliquant de fortes valeurs de fiabilité. On peut conclure que la dimension de l'ouvrage est un facteur important souvent à l'origine de l'augmentation du tassement sous ces deux formes (absolu ou différentiel) en amont du rideau de palplanches.

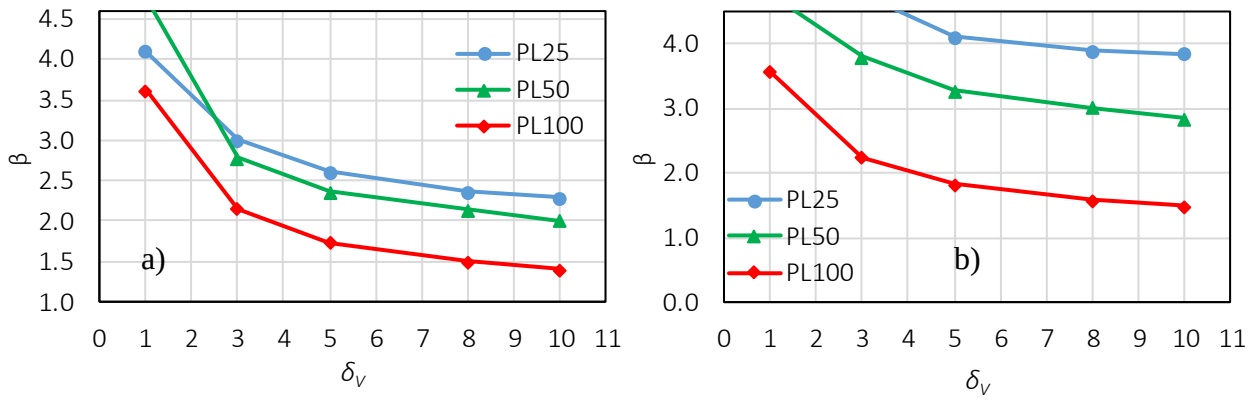


Figure V.32. Influence de la variation de δ_v sur les états limites de service : a) ELS-E1 et b) ELS-E2.

V.4.3. Influence de la longueur de corrélation horizontale

De la même manière que pour l'étude faite pour δ_v, on fait varier la longueur de corrélation horizontale δ_h de 10 à 100 m. On suppose que les trois paramètres géotechniques (c, φ et E_s) varient simultanément avec des longueurs de corrélation identiques quel que soit le paramètre et la couche de sol considérés. Le Tableau V.9 résume l'ensemble des paramètres statistiques communs entre les études menées par la suite. Pour rappel, l'analyse menée au chapitre III a montré que l'augmentation de la longueur de corrélation avait tendance à faire augmenter la moyenne des champs aléatoires de sortie d'où l'intérêt de mener l'analyse en intégrant la dimension de l'ouvrage PL25, PL50 et PL100 (Tableau V.5). Pour ce qui est de la modélisation de la palplanche, on se base sur l'équivalence donnée par la méthode de (Samanta & Mukhopadhyay, 1999).

Tableau V.9. Propriétés statistiques inchangées pour le paramètre géotechnique supposé variable.

	Loi de probabilité	Fonction d'autocorrélation	δ_V	COV	ρ
φ	Lognormale	Exponentielle simple	3m	15%	aucune
c	Lognormale	Exponentielle simple	3m	40%	aucune
E_S	Lognormale	Exponentielle simple	3m	50%	aucune

Avec ρ : corrélation croisée.

Deux type d'analyses sont menées ici :

- Une analyse probabiliste : où l'on présente les fonctions de répartition et les boites à moustache pour un ELU et d'un ELS pour éviter la redondance ($\sigma_{V.M}$ et $T_{diff.25m}$) issus de l'analyse de l'ouvrage PL50. Les autres résultats sont laissé en Annexe A.I (Figure Annexe-I.9Figure Annexe-I.10).
- Une analyse fiabiliste : où l'on présente l'ensemble des états limites (ELU et ELS) pour les trois dimensions d'ouvrages.

Pour rappel :
$\sigma_{V.M}$: la contrainte de Von-Mises dans le rideau de palplanches, elle correspond au mode de défaillance ELU-S1,

$T_{diff.25m}$: tassement différentiel mesurée à une distance de 2,5 m par rapport au rideau de palplanches sur une distance d'environ 25 m ($T_{diff.25m}$). Ce résultat correspond au mode de défaillance ELS-E2.

V.4.3.1. Analyse du comportement pour l'ouvrage PL50

Une analyse probabiliste est menée ici en se basant sur les fonctions de répartition de $\sigma_{V.M}$ et $T_{diff.25m}$ que l'on résume dans la Figure V.33.

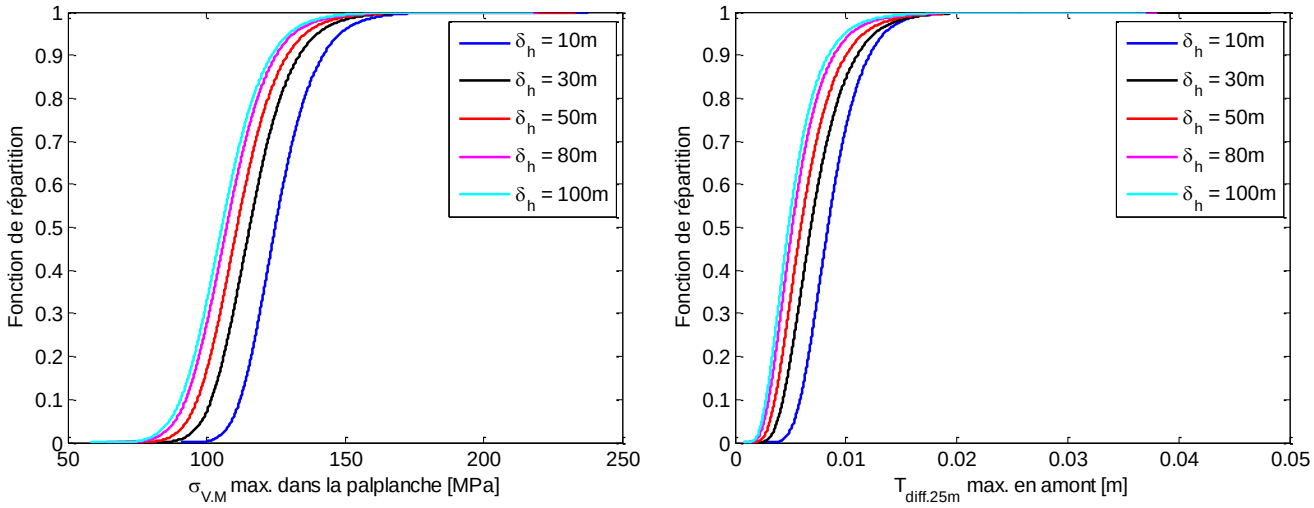


Figure V.33. Fonctions de répartition pour quelques grandeurs géomécaniques suite à la variation de δ_h pour l'ouvrage PL50.

On constate que l'effet de l'augmentation de δ_h en passant de 10 à 100 m conduit un comportement différent à chaque fois. On peut résumer cela en deux catégories :

- *Première catégorie* : où quasiment aucune intersection entre les fonctions de réparation n'est observée jusqu'aux fractiles 98 ou 99%. Cela concerne en particulier $\sigma_{V.M}$ et $T_{diff.25m}$, sur cet intervalle de probabilité (0-99%) plus la valeur de δ_h est petite, plus les valeurs de $\sigma_{V.M}$ et de $T_{diff.25m}$ ont tendance à être importantes.
- *Deuxième catégorie* : correspond aux autres résultats (voir Annexe A.I, Figure Annexe-I.9), où des intersections entre les fonctions de réparation sont constatées en des zones différentes. Par exemple : dans la zone de probabilité se trouvant entre 80-90% pour le déplacement de l'ouvrage, la contrainte dans les liernes et le tassement maximal. Ceci confirme le constat fait aussi pour δ_v qui permet de dire que l'effet de la variabilité du sol peut se manifester différemment selon la composante de l'ouvrage.

La Figure V.34 résume les boites à moustaches des valeurs maximales de $\sigma_{V.M}$ et de $T_{diff.25m}$ suite à la variation de δ_h. Pour ces deux résultats géomécaniques, l'augmentation de δ_h conduit à deux tendances différentes sur les zones des valeurs extrêmes :

- pour $\sigma_{V.M}$ on observe une diminution de l'étendue de ces zones,
- pour $T_{diff.25m}$ on observe dans un premier temps une augmentation de l'étendue de ces zones en passant pour δ_h de 10 à 30 m puis une diminution au-delà de 30 m.

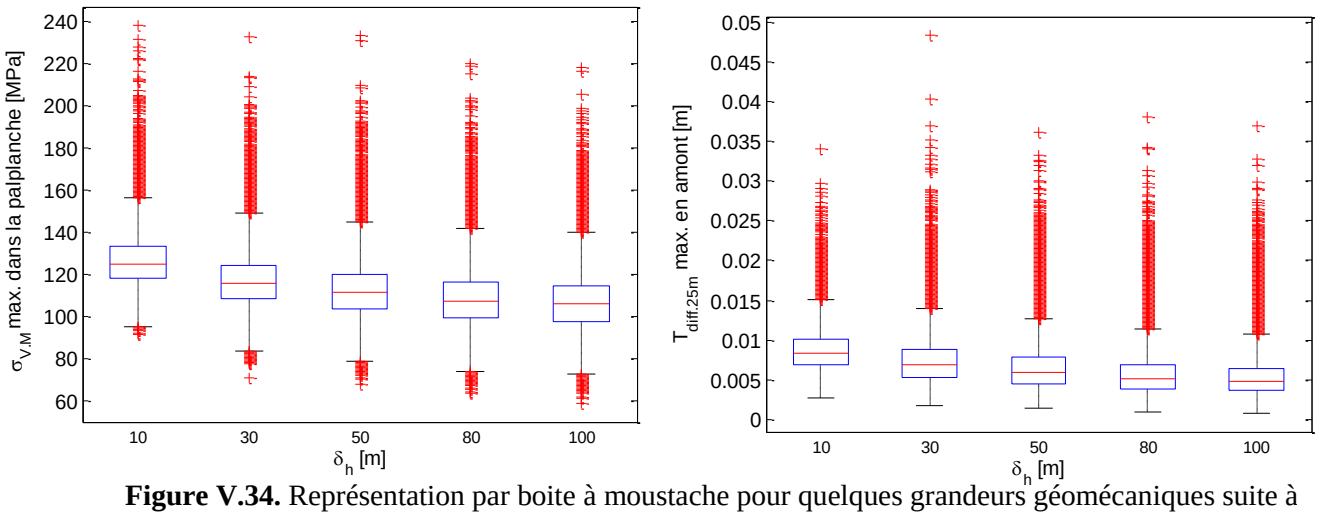


Figure V.34. Représentation par boite à moustache pour quelques grandeurs géomécaniques suite à la variation de δ_h pour l'ouvrage PL50.

V.4.3.2. Analyse fiabiliste intégrant la dimension de l'ouvrage

La notion de fenêtre d'observation est très importante lors de l'utilisation de champs aléatoires. Cela a été vu au Chapitre III, mais aussi au §V.4.2.2. Elle dépend dans le cas des rideaux en partie de l'étendue de l'ouvrage (son linéaire). De la même manière qu'aux §V.4.2.2, on évalue ici l'effet de la variabilité du sol en faisant varier cette fois-ci la longueur de corrélation horizontale δ_h pour des longueurs d'ouvrage différentes. Les trois ouvrages sont étudiés : PL25, PL50 et PL100 (Tableau V.5).

- *Les états limites ultimes géotechniques ELU-G*

La Figure V.35 concerne uniquement les deux ELU géotechniques ayant présenté des défaillances ELU-G1 et ELU-G2.

En comparant, les courbes pour ces deux ELU-G (Figure V.35), on constate que la valeur de β est dépendante de la dimension de l'ouvrage et de la valeur de δ_h.

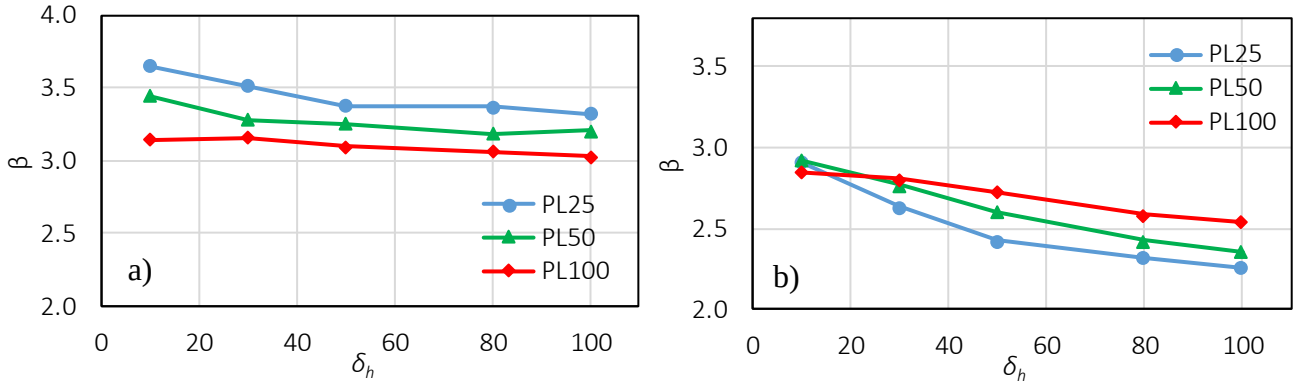


Figure V.35. Influence de la variation de δ_h exprimée par indice de fiabilité β pour des longueurs d'ouvrage différentes : a) ELU-G1, b) ELU-G2.

Pour l'ELU-G1 les valeurs de plus faible de la fiabilité sont obtenues pour l'ouvrage PL100 et les fiabilités les plus fortes sont obtenus pour PL25, alors que pour l'ELU-G2 c'est plutôt l'inverse. Un lien direct existe entre la longueur de l'ouvrage et l'indice de fiabilité obtenu.

Pour ce qui est de l'allure de ces courbes, on remarque qu'une augmentation de δ_h conduit souvent à une diminution de β. Cette influence est moins observée pour l'ELU-G1 que pour l'ELU-G2.

- *Les états limites ultimes de structures ELU-S*

On compare ici les trois états limites ultimes de structure ELU-S1, ELU-S2 et ELU-S3 représentant respectivement les trois structures présentes : palplanche, tirant et lierne. Pour rappel ces ELU-S correspondent à la contrainte dans le matériau à chaque fois. On présente les résultats donnant l'indice de fiabilité (Figure V.36) en suivant la même procédure que celle indiquée dans §V.4.2.2.

Pour l'ELU-S1

Les courbes montrées à la Figure V.36 représentent la fiabilité calculée pour les trois ouvrages (PL25, PL50 et PL100) pour différents δ_h. Contrairement aux ELU-S (2 et 3) présentés dans la Figure V.37, il s'agit ici de défaillances identifiées à chaque fois, ceci explique d'ailleurs l'allure et le positionnement des courbes qui restent peu évidentes à interpréter. A partir de ces résultats, on peut cependant voir que l'augmentation de δ_h de 10 m jusqu'à 80 m mène à des augmentation de l'indice β, et au-delà de δ_h=80 m à une diminution. Sur certains intervalles de δ_h des plateaux sont observés à l'exemple de l'ouvrage PL100 sur l'intervalle entre [10-30] m signifiant qu'il n'existe aucune différence entre les deux longueurs de corrélation évaluées.

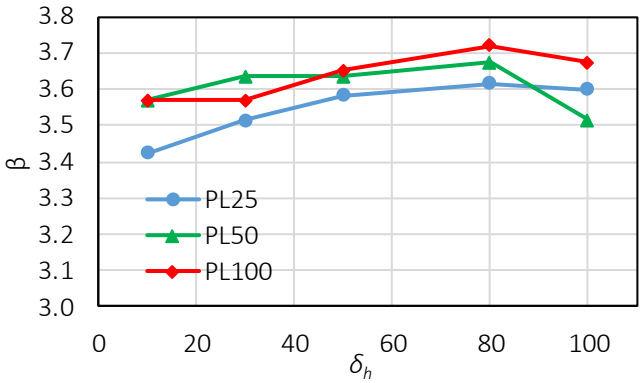


Figure V.36. Influence de la variation de δ_h exprimée par indice de fiabilité β pour l'ELU-S1 (palplanche) en fonction de la longueur d'ouvrage considérée.

Pour l'ELU-S2 et ELU-S3

Pour ces deux ELU-S (2 et 3) (Figure V.37), on s'aperçoit que plus la dimension de l'ouvrage est importante plus la valeur de β diminue. Rappelons que l'augmentation du linéaire de rideau de palplanches étudié conduit à l'augmentation du nombre de tirants ainsi que l'augmentation du linéaire des liernes, ce qui augmente les chances d'avoir une défaillance.

Pour un même ouvrage, on remarque qu'une augmentation de δ_h n'a pas toujours le même effet sur la fiabilité estimée. Les variations les plus importantes de β sont observées sur l'intervalle [10-30] m de δ_h, au-delà de 30 m l'influence sur l'indice β est minime. Cela est lié sans doute à l'espacement entre les tirants qui est de 4 m. Plus δ_h est important, plus la lierne se trouvant entre deux tirants risque d'être davantage sollicitée. Une longueur de corrélation horizontale très petite conduirait au comportement contraire, c.-à-d. à une augmentation de l'indice de

fiabilité (diminution du risque et des défaillances). Sur ce même intervalle de δ_h allant de [10-30] m on s'aperçoit que la variation de β est différente selon la dimension de l'ouvrage étudié, par exemple : on remarque pour l'ELU-S2 déterminé pour PL100 que la fiabilité passe de 2,94 à 2,89, alors qu'elle est plus importante pour PL25 en passant de 4,56 à 4,22.

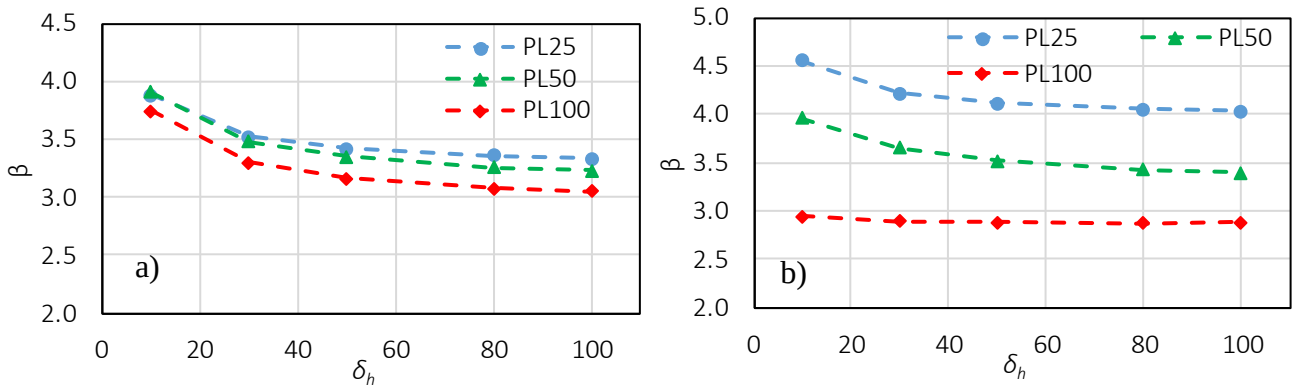


Figure V.37. Influence de la variation de δ_h exprimée par indice de fiabilité β pour des longueur d'ouvrage différentes : a) ELU-S2 (tirant) et b) ELU-S3 (lierne).

- *La fiabilité ELU du système*

On compare ici le comportement du système calculé à partir des états limites ultimes identifiés sur les 10^5 simulations pour des longueurs de corrélation différentes et des ouvrages de longueurs différentes (PL25, PL50 et PL100) Figure V.38. L'analyse de cette figure permet de constater les éléments suivants :

- L'augmentation de δ_h conduit à la diminution de la fiabilité du système pour les trois ouvrages,
- La fiabilité du système dépend de la dimension de l'ouvrage traitée, par exemple pour des valeurs de δ_h inférieures à 30 m l'ouvrage le plus long conduit à la fiabilité de système la plus basse, alors qu'au-delà de 30 m c'est plutôt le contraire c.-à-d. que l'ouvrage le plus court conduit à la valeur de fiabilité la plus basse, il s'agit donc de l'ouvrage le plus vulnérable.

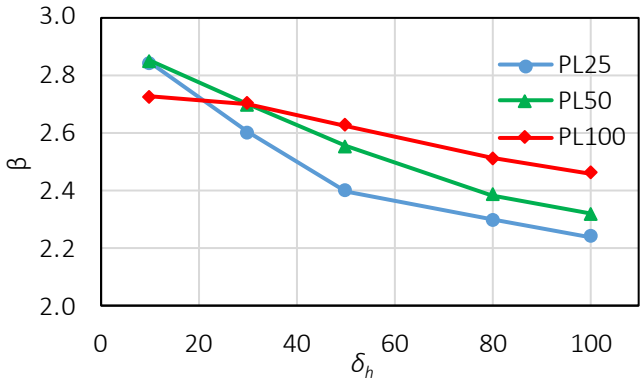


Figure V.38. Influence de la variation de δ_h sur la fiabilité du système.

L'analyse menée ici a permis de montrer que la prise en compte du comportement tridimensionnel du rideau de palplanches peut conduire à une meilleure estimation de la

vulnérabilité de l'ouvrage vis-à-vis du risque géotechnique. Ceci peut avoir aussi des conséquences sur le coût lié à la réalisation du rideau de palplanches.

Ces résultats ne peuvent absolument pas être prévus sans les calculs réalisé ici. Il faut cependant relativiser s'agissant d'un cas d'étude. Ils méritent d'être étudiés sur d'autres cas.

- *Les états limites de service ELS-E*

La Figure V.39 résume les deux états limites de service (ELS) liés au tassement se produisant derrière l'ouvrage. Pour les trois dimensions d'ouvrages considéré, on remarque que l'augmentation de δ_h conduit à l'augmentation du tassement maximal. Cela n'est pas le cas pour le tassement différentiel analysé ici sur des longueurs de 25 m. En effet, δ_h est en lien direct avec le tassement différentiel, on remarque à chaque fois un pessimum (Figure V.39.b) ponctuel (en un point pour PL50, PL100) ou sous forme de plateau (PL25).

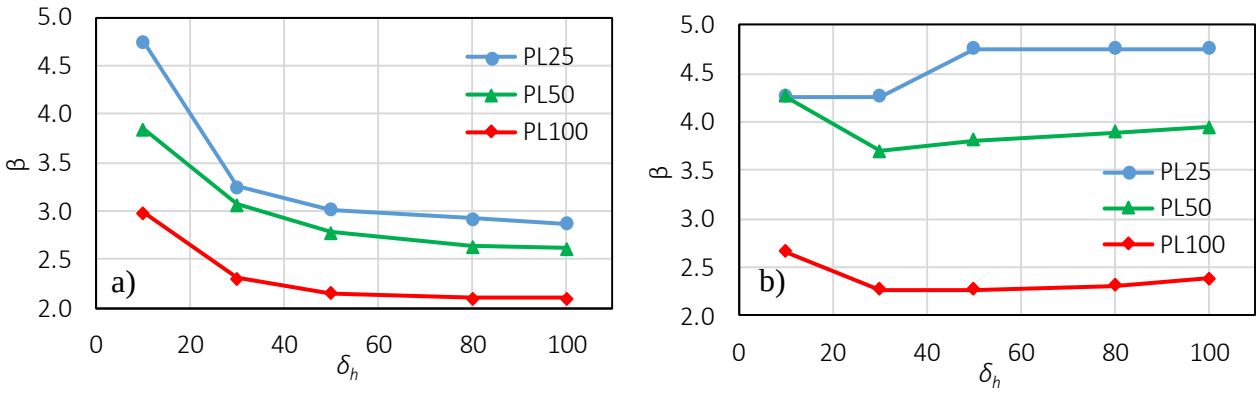


Figure V.39. Influence de la variation de δ_h sur les états limites de service : a) ELS-E1 (tassement max) et b) ELS-E2 (tassement différentiel) en fonction de la dimension de l'ouvrage.

V.4.4. Influence de la nature des données propagées

Il existe plusieurs méthodes pouvant être utilisées pour la propagation de l'incertitude géotechnique (Chapitre I §I.5.1). Cela conduit au final à projeter des données (propriétés géotechniques) :

- de manière uniforme sur l'ensemble du modèle de discrétisation (maillage) pour une seule simulation,
- avec une variabilité spatiale en 1D, 2D ou 3D sur le modèle de discrétisation pour une seule simulation.

Le Chapitre III a permis de mettre à la lumière des variogrammes expérimentaux, les différences pouvant exister entre l'utilisation de la variable aléatoire et la variabilité spatiale (Chapitre III, §III.3.5.2). Dans cette partie, une analyse complémentaire est menée pour montrer l'intérêt d'une démarche intégrant la variabilité spatiale. On fait appel aux mêmes outils de calcul : MISS-CR et la génération de champs aléatoires par la méthode CE. Le calcul concerne uniquement l'ouvrage PL50. Pour mener cette analyse on fait varier les longueurs de corrélation (Figure V.40) dans chaque direction (verticale et horizontale, respectivement δ_v et δ_h). On suppose que les trois paramètres géotechniques (c, φ et E_s) varient simultanément avec des longueurs de corrélation identiques quel que soit le paramètre et la couche de sol considérés.

Aucune corrélation croisée n'est utilisée entre les différents paramètres. Les points analysés dans le cadre de cette étude sont résumés dans le Tableau V.10 identifiés par le numéro de la variante à chaque fois. Par ailleurs, les propriétés statistiques communes sont décrites au Tableau V.11.

Trois types de configuration sont étudiés :

- Variabilité spatiale dans les deux directions avec des valeurs δ_v et δ_h restant dans les ordres de grandeur observés en littérature ou observables sur site (C1 à C9).
- Variabilité spatiale en 1D uniquement dans la direction verticale. On suppose que δ_h est quasi-infinie (δ_h = 20 km), ce qui correspond à une analyse en section droite (C10 à C14).
- Variabilité aléatoire (V.A) où l'on suppose que les deux longueurs de corrélations tendent vers l'infini ($\delta_v = \delta_h$ = 20 km), ce qui correspond aussi à une analyse en section droite avec des propriétés homogènes sur chaque simulation (C15).

On choisit de présenter seulement les résultats les plus marquants. D'une part, la fiabilité du système exprimant les ELU identifiés sur le nombre de simulations réalisées (10^5 simulations) (Figure V.41.a). D'autre part, la fiabilité pour l'état limite de service ELS-E2 exprimant le tassement différentiel sous la surcharge d'exploitation sur un linéaire de 25 m (Figure V.41.b).

Tableau V.10. Longueurs de corrélation pour chaque point identifié sur la grilles des longueurs de corrélation.

	Loi de probabilité	Fonction d'autocorrélation	COV	ρ
φ	Lognormale	Exponentielle simple	15%	aucune
c	Lognormale	Exponentielle simple	40%	aucune
E_S	Lognormale	Exponentielle simple	50%	aucune

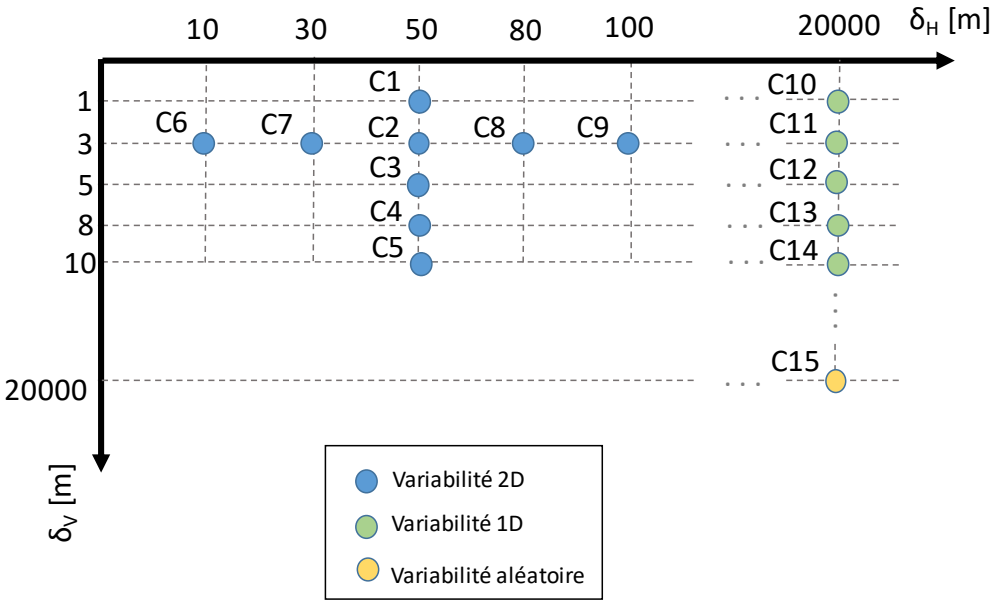


Figure V.40. Grille des longueurs de corrélation pour la comparaison des méthodes de propagation de la variabilité.

Tableau V.11. Longueurs de corrélation pour les variantes analysées.

Cas	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12	C13	C14	C15
δ_v[m]	1	3	5	8	10	3	3	3	3	1	3	5	8	10	2.10^3
δ_h[m]	50	50	50	50	50	10	30	80	100	2.10^3	2.10^3	2.10^3	2.10^3	2.10^3	2.10^3

L'analyse de la Figure V.41.a nous permet de distinguer une différence assez importante en terme de fiabilité des ELU système entre les cas représentant la variabilité spatiale en 2D, la variabilité spatiale en 1D et la variabilité aléatoire (V.A). Le cas le plus défavorable correspond à la propagation par V.A où le β vaut 1,79. La prise en compte de la variabilité unidimensionnelle vient en second lieu (variabilité spatiale en 1D) où β varie entre 1,91 et 1,97. Pour finir, la variabilité spatiale en 2D conduit à des valeurs de fiabilité du système plus importantes, elles varient entre 2,34 et 2,85. Par conséquent, selon la méthode de prise en compte de la variabilité du sol (propagation), il peut y avoir une surestimation du risque géotechnique.

S'agissant l'ELS-E2 présenté en Figure V.41.b, on s'aperçoit que le tassement différentiel ne peut être observé que dans le cas de la variabilité spatiale en 2D. Le fait de négliger la variabilité spatiale longitudinale par champs aléatoires en 1D ou V.A réduit donc le risque d'apparition de ce type de tassement. Ceci correspond dans la Figure V.41.b à D.N.I (défaillance non identifiée) où aucune défaillance n'a pu être observée de C10 à C15 sur le nombre de simulations réalisées.

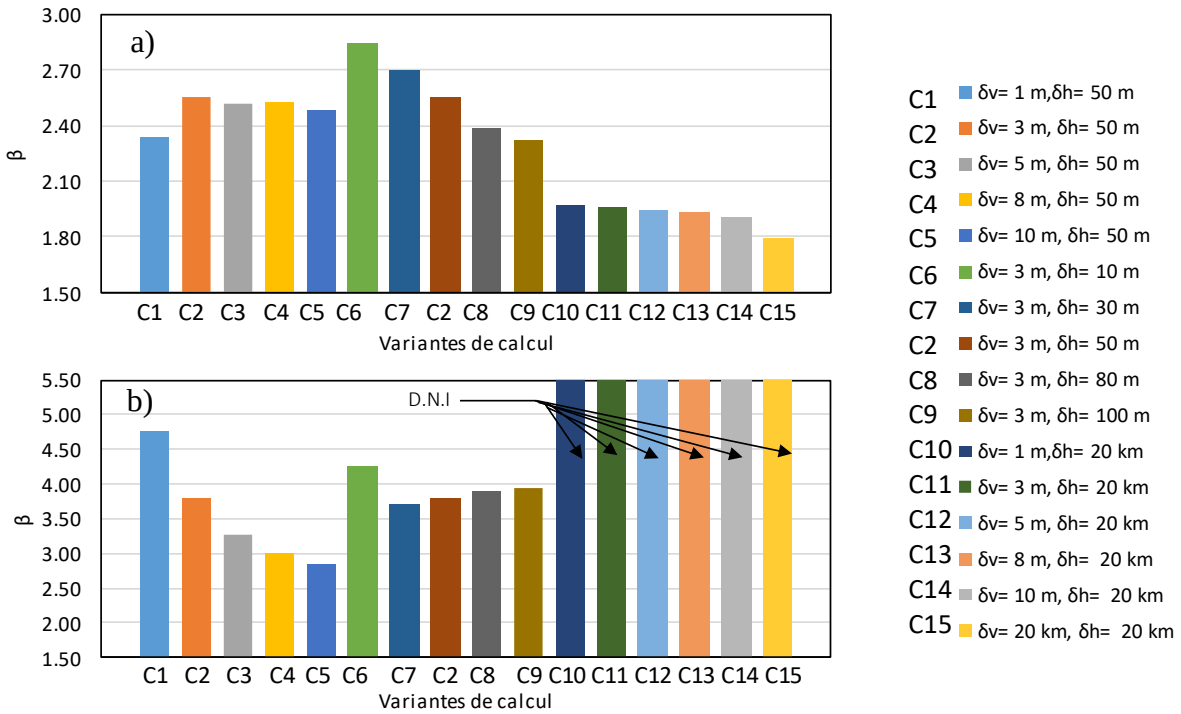


Figure V.41. Influence de la méthode de propagation de variabilité géotechniques utilisés, a) fiabilité du système des ELU, b) fiabilité de l'ELS-E2.

Deux informations importantes peuvent être déduites sur la non prise en compte de la variabilité spatiale du sol :

- une surestimation du risque géotechnique pouvant engendrer un surcoût lors de la réalisation de l'ouvrage,
- une sous-estimation du risque d'apparition d'un tassement différentiel se produisant derrière l'ouvrage.

V.4.5. Influence des caractéristiques mécaniques de la plaque

Une partie conséquente du travail fait au Chapitre II était axée sur la construction du modèle de plaque orthotrope équivalente. Les comparaisons faites entre les différentes méthodes possibles (Chapitre II, §II.3.7.1) ont permis de constater une influence minime du choix de la méthode. Cela reste valable pour les hypothèses d'homogénéité de chargement et de conditions aux limites. Cependant, qu'en est-il dans les conditions d'hétérogénéité qu'impose la variabilité naturelle du sol sur un rideau de palplanches ?

Pour évaluer cela, on procède à une analyse fiabiliste pour comparer deux méthodes d'équivalence :

- EQUIV1 : basée sur (Samanta & Mukhopadhyay, 1999) avec les hypothèses additionnelles liées à la prise en compte du cisaillement transverse (§II.3.7.1.6).
- EQUIV2 : basé sur le modèle de (PLAXIS, 2016) avec les hypothèses que nous avons décrites au Chapitre II (§II.3.7.1.3 et II.3.7.1.5.2).

La comparaison faite ici s'est basée sur un jeu de données commun pour les deux méthodes d'équivalence. L'analyse est menée en menant l'analyse pour des valeurs de δ_h différentes. La différence réside uniquement dans les hypothèses d'équivalences adoptées (EQUIV1 ou EQUIV2). De la même manière que pour le §V.4.4, on procède à la comparaison de la fiabilité des ELU système ainsi que l'état limite de service l'ELS-E2 (Figure V.42 a, b respectivement), le reste des résultats peut être consulté en Annexe A.I.

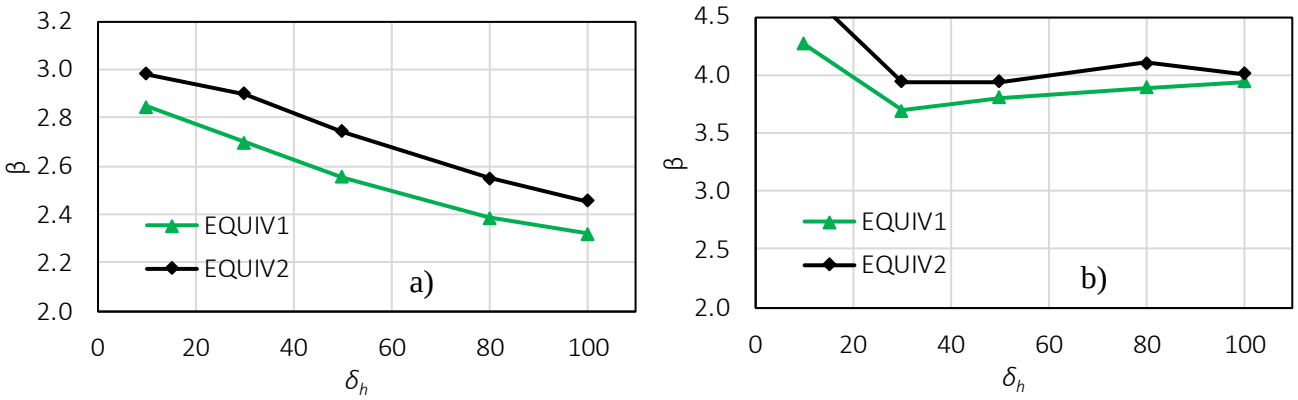


Figure V.42. Influence des caractéristiques mécaniques de la plaque équivalente sur : a) la fiabilité du système des ELU, b) la fiabilité de l'ELS-E2.

La fiabilité système en ELU présentée en Figure V.42.a permet de constater qu'une augmentation de δ_h mène à une diminution de β, cela est valable pour les deux modèles d'équivalence. Les valeurs de fiabilité les plus faibles, observées pour le modèle EQUIV1

permettent de dire que le modèle EQUIV2 sous-estime le risque géotechnique et donc les défaillances. Le différentiel entre les deux modèles est pratiquement identique pour toutes les longueurs de corrélation horizontales. Ceci se manifeste ici par des courbes quasiment parallèles signifiant que la différence entre les deux modèles est toujours présente quelle que soit la longueur de corrélation horizontale. L'écart observé ici peut-être lié à la différence des rigidités dans la direction verticale.

S'agissant de l'ELS-E2 on constate également des différences entre les deux approches avec toujours une sous-estimation du risque pour le modèle EQUIV2. L'écart entre les deux courbes n'est pas constant signifiant une implication des propriétés mécaniques décrivant le comportement longitudinal de l'ouvrage.

Les autres résultats donnant les indices de fiabilité des différents états limites sont résumés en Annexe A.II.

V.4.6. Influence de la corrélation croisée

La corrélation croisée entre paramètres est une démarche mathématique intéressante que l'on peut associer lors d'un calcul probabiliste. Elle permet de décrire les relations qui existent entre paramètres physiques. Ces relations peuvent faire l'objet d'observations et de validation antérieures (en littérature par exemple, voir Chapitre I), ce qui est le cas de $\rho_{c\text{-}\varphi}$. Ils peuvent aussi faire l'objet de simples hypothèses et de constats (Chapitre III) par manque de données et d'informations sur le sujet ($\rho_{\varphi\text{-}Es}$ et $\rho_{c\text{-}Es}$).

Le cas d'étude présenté au §V.3.1 est traité ici, en faisant varier à chaque fois les coefficients de corrélation croisée décrivant 2 ou 3 paramètres par couples de corrélation. Le Tableau V.12 résume les différentes combinaisons retenue avec un code couleur où les cases de fond rouge sont de corrélation positive, les cases de fond bleu sont de corrélation négative. En absence de corrélation les cases sont de fond blanc. Il est à noter que pour les combinaisons de corrélation de CC1 à CC9, la valeur de $\rho_{Es\text{-}c}$ est déduite des deux premiers coefficients de corrélation à savoir $\rho_{c\text{-}\varphi}$ et $\rho_{\varphi\text{-}Es}$. Pour CC10 et CC11 les valeurs sont imposées. Pour ce qui est des propriétés statistiques communes, elles sont consignées dans le Tableau V.13.

Tableau V.12. Combinaisons de corrélation (CC) pour le cas d'étude traité.

	CC1	CC2	CC3	CC4	CC5	CC6	CC7	CC8	CC9	CC10	CC11
$\rho_{c\text{-}\varphi}$	0	-0,3	-0,6	0	-0,3	-0,6	0	-0,3	-0,6	0	0
$\rho_{\varphi\text{-}Es}$	-0,6	-0,6	-0,6	0	0	0	0,6	0,6	0,6	0	0
$\rho_{Es\text{-}c}$	0	0,18	0,36	0	0	0	0	-0,18	-0,36	-0,6	0,6

Tableau V.13. Propriétés statistiques communes entre les combinaisons de corrélation traité.

	Loi de probabilité	Fonction d'autocorrélation	COV	δ_v	δ_h
φ	Lognormale	Exponentielle simple	15%	3 m	30 m
c	Lognormale	Exponentielle simple	40%	3 m	30 m
E_S	Lognormale	Exponentielle simple	50%	3 m	30 m

V.4.6.1. Analyse probabiliste

Pour mener une analyse probabiliste on choisit de présenter les principaux résultats géomécaniques sous forme de forme boite à moustache (Figure V.43). Ce choix est justifié par le nombre important de variantes (11 variantes) et dont la représentation sur une seule figure par des fonctions de répartition rendrait l'analyse relativement difficile à mener. Globalement, on remarque pour tous les résultats géomécaniques la même tendance à savoir :

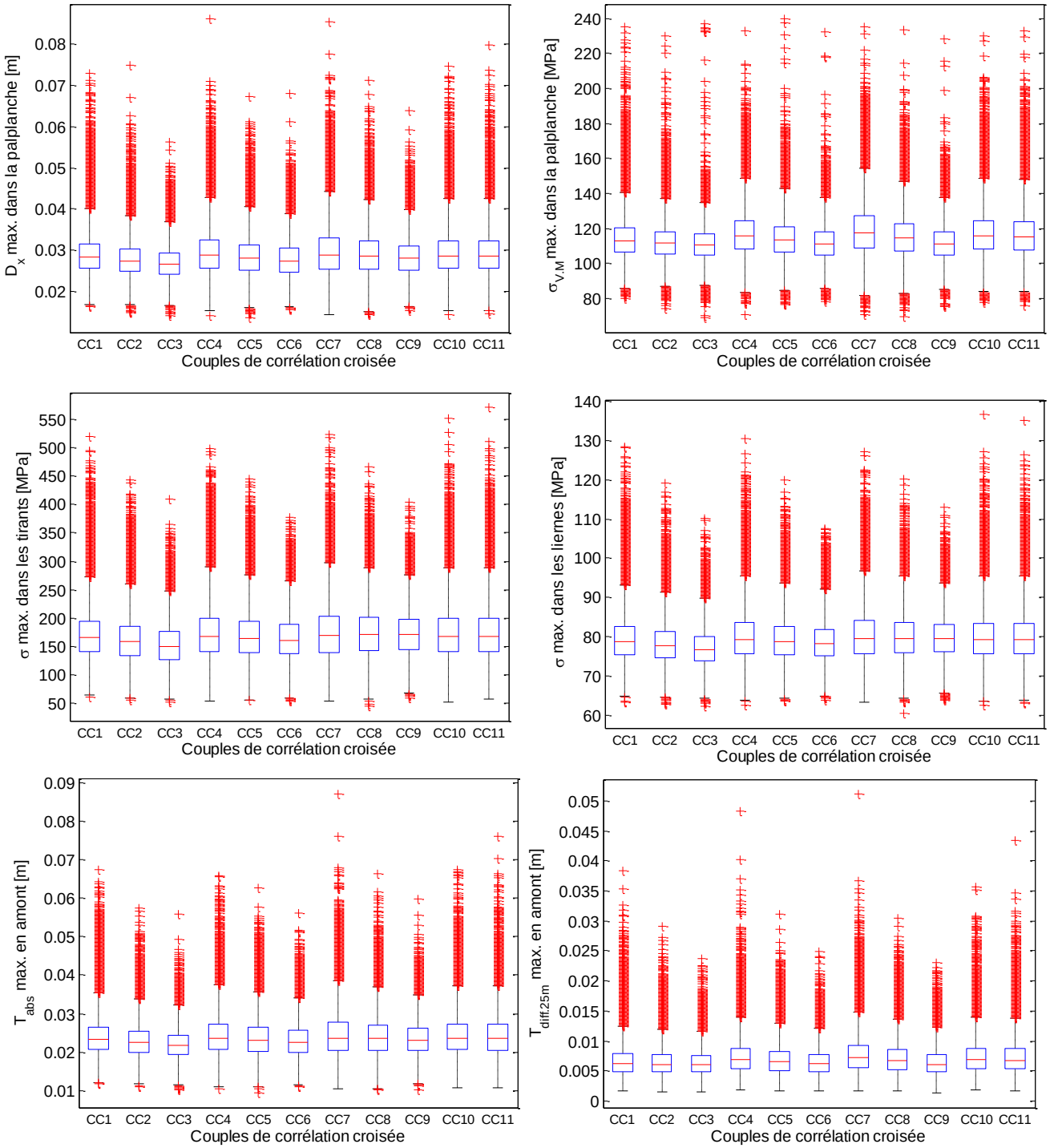


Figure V.43 Influence des combinaisons de corrélation croisée sur la réponse géomécanique de l'ouvrage, analyse probabiliste par boite à moustache.

- Plus la corrélation entre la cohésion et l'angle de frottement $\rho_{c\text{-}\varphi}$ est fortement négative, plus il y a une diminution de la valeur médiane et de la valeur du seuil maximal de la boite à moustache (début de la zone à valeurs extrêmes). Ceci conduit aussi à une réduction de l'étendue des valeurs extrêmes, diminuant ainsi la vulnérabilité (observation faites en passant de CC1 à CC3, CC4 à CC6 et CC7 à CC9). Rappelons que plus la zone à valeurs extrêmes est grande, plus le risque de dépasser le seuil de l'état limite conduisant à une défaillance augmente aussi.
- En passant d'une corrélation fortement négative à une corrélation fortement positive entre l'angle de frottement et le module pressiometrique $\rho_{\varphi\text{-}Es}$ par exemple CC1, CC4 et CC7, on remarque que la valeur médiane a tendance à augmenter, les valeurs seuils maximums aussi. De même pour l'étendue de la zone à valeurs extrêmes qui sont davantage plus importantes signifiant une augmentation de la vulnérabilité.

S'agissant de la dernière corrélation à savoir pour $\rho_{Es\text{-}c}$, on remarque peu de différences, ceci correspond cas d'études CC10, CC4 et CC11, où l'on passe d'une corrélation fortement négative à une corrélation fortement positive.

V.4.6.2. Analyse de fiabilité

La Figure V.44 montre les résultats correspondant à l'analyse de l'influence des couples de corrélation croisées (Tableau V.12) en fonction des EL étudiés (Tableau V.2 : ultime, service et système). De la même manière que pour les calculs de fiabilité menés antérieurement, on a recours à l'équation [V.19] pour estimer la probabilité de défaillance pour les variantes n'ayant pas présenté de défaillance. Elles sont distinguées dans ce cas par la notation D.E (défaillance estimée) et concernent l'ELU-S2 et l'ELU-S3. Rappelons par ailleurs que le calcul de la fiabilité du système se base ici uniquement sur des défaillances identifiées sur le nombre de simulations réalisées.

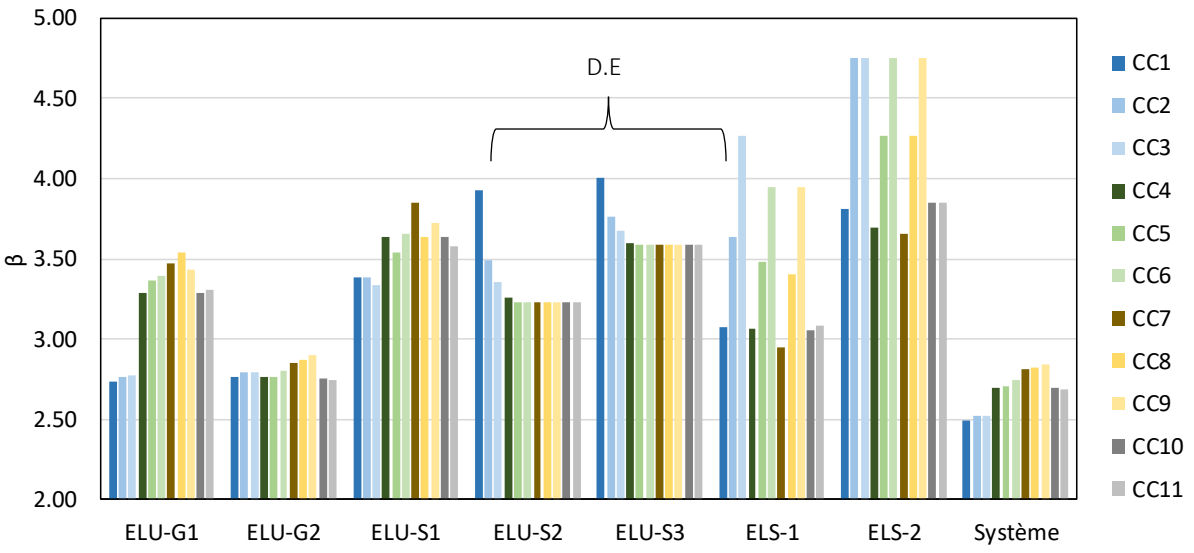


Figure V.44 Influence des combinaisons de corrélation croisée sur la réponse géomécanique de l'ouvrage, analyse par indice de fiabilité.

Afin de simplifier l'analyse de ces résultats, le Tableau V.12 correspondant aux couples de corrélations croisées est remis avant chaque analyse menées par la suite.

- *Corrélation entre la cohésion c et l'angle de frottement φ* ($\rho_{c\text{-}\varphi}$)

Cela concerne les combinaisons observées en passant CC1 à CC3, CC4 à CC6 et CC7 à CC9, correspondant à la transition d'une corrélation $\rho_{c\text{-}\varphi}$ nulle à une corrélation fortement négative (voir Figure V.45).

	CC1	CC2	CC3	CC4	CC5	CC6	CC7	CC8	CC9	CC10	CC11
$\rho_{c\text{-}\varphi}$	0	-0,3	-0,6	0	-0,3	-0,6	0	-0,3	-0,6	0	0
$\rho_{\varphi\text{-}Es}$	-0,6	-0,6	-0,6	0	0	0	0,6	0,6	0,6	0	0
$\rho_{Es\text{-}c}$	0	0,18	0,36	0	0	0	0	-0,18	-0,36	-0,6	0,6

Figure V.45. Repérage des combinaisons de corrélation concernées par la variation du paramètre $\rho_{c\text{-}\varphi}$ à partir du Tableau V.12.

L'effet de $\rho_{c\text{-}\varphi}$ peut dépendre des autres coefficients de corrélation considérés ($\rho_{\varphi\text{-}Es}$ et $\rho_{c\text{-}Es}$). Par exemple pour l'ELU-G1, le passage de CC1 à CC3 (de même pour CC4 à CC6) conduit à de légères augmentations de β alors que le passage de CC7 à CC9 conduit à un pic de fiabilité (le cas le moins vulnérable) pour une valeur intermédiaire de $\rho_{c\text{-}\varphi}$ = -0,3 (CC8 où $\rho_{\varphi\text{-}Es}$ = 0,6). L'influence de $\rho_{c\text{-}\varphi}$ peut être différente selon l'EL examiné, c'est le cas pour l'ELU-S2 et l'ELU-S3 où l'augmentation de la corrélation négativement en passant de 0 à -0,6 (CC1 à CC3) augmente le risque de défaillance pour ces deux ELU-S. Par ailleurs, pour les évolutions de CC4 à CC6 ou de CC7 à CC9 aucune différence n'est constatée (fiabilité identique à chaque fois) avec un β = 3,23 pour l'ELU-S2 et 3,59 pour l'ELU-S3). S'agissant du comportement du système, on remarque peu d'influence de cette corrélation.

Contrairement aux états limites ultimes examinés (ELU-G et ELU-S) ci-dessous, on peut dire que les deux modes de défaillance à l'état limite de service (ELS-E1 et ELS-E2) sont très dépendants de cette corrélation entre c et φ. Les cas le plus vulnérables (la fiabilité base) sont ceux où la corrélation est supposée nulle (CC1, CC4 et CC7). Plus la valeur de $\rho_{c\text{-}\varphi}$ est fortement négative, plus la fiabilité a tendance à augmenter impliquant une diminution du risque d'apparition de ce type de défaillance.

- *Corrélation entre l'angle de frottement φ et le module pressiometrique E_s* ($\rho_{\varphi\text{-}Es}$)

Pour mener cette analyse, on compare les combinaisons (voir Figure V.46) suivantes : (CC1, CC4, CC7), (CC2, CC5, CC8) et (CC3, CC6, CC9) où l'on passe d'une corrélation fortement négative à une corrélation fortement positive pour $\rho_{\varphi\text{-}Es}$.

	CC1	CC2	CC3	CC4	CC5	CC6	CC7	CC8	CC9	CC10	CC11
$\rho_{c\text{-}\varphi}$	0	-0,3	-0,6	0	-0,3	-0,6	0	-0,3	-0,6	0	0
$\rho_{\varphi\text{-}Es}$	-0,6	-0,6	-0,6	0	0	0	0,6	0,6	0,6	0	0
$\rho_{Es\text{-}c}$	0	0,18	0,36	0	0	0	0	-0,18	-0,36	-0,6	0,6

Figure V.46. Repérage des combinaisons de corrélation concernées par la variation du paramètre $\rho_{\varphi\text{-}Es}$ à partir du Tableau V.12.

Pour le cas d'étude traité ici, on peut dire que l'influence de ce paramètre est très importante surtout pour l'ELU-G1 où l'on observe une grande variation de l'indice de fiabilité en particulier pour le passage de la corrélation fortement négative à une corrélation nulle (CC1 et CC4) où la valeur de fiabilité passe de de 2,73 à 3,28 traduisant une diminution du risque et des défaillances. D'une manière générale, l'absence de corrélation entre ces deux paramètres géotechniques (φ et Es) ou le recours à une corrélation positive conduit à la diminution du risque de défaillance géotechnique. Ceci est compensé par ailleurs par l'augmentation de la vulnérabilité des structures vis-à-vis de l'apparition de défaillances comme le montre l'ELU-S2 et l'ELU-S3. Le système quant à lui est directement impacté par cette corrélation entre φ et E_s, les cas les plus vulnérables sont obtenus pour des corrélations fortement négatives et à l'opposé les cas les moins vulnérables sont obtenus pour une corrélation fortement positive.

- *Corrélation entre le module pressiometrique E_s et la cohésion c ($\rho_{Es\text{-}c}$)*

Cette analyse concerne les couples de corrélation croisées CC10, CC4 et CC11, où l'on passe d'une corrélation fortement négative à une corrélation fortement positive.

Pour les état limites ultimes (ELU-G et ELU-S), on remarque que les valeurs de fiabilité restent très peu sensibles vis-à-vis de ce paramètre statistique. Le même constat est également valable pour la fiabilité du système, où peu d'influence peut être constatée.

- *Synthèse sur l'influence de la corrélation croisée*

Les différentes variantes traitées ici montrent que la prise en compte de la corrélation croisée entre paramètres géotechniques a un effet sur les différents EL. Cependant, certaines corrélations croisées peuvent avoir un effet plus important que d'autres, c'est le cas de $\rho_{\varphi\text{-}Es}$ qui a plus d'effet sur ELU-G1. La prise en compte d'une corrélation négative de $\rho_{c\text{-}\varphi}$ réduit le risque géotechnique. La corrélation $\rho_{Es\text{-}c}$ semble avoir peu d'influence sur le comportement géomécanique.

V.5. Conclusion du chapitre

Le présent chapitre porte sur l'analyse de la vulnérabilité des rideaux de palplanches vis-à-vis de la variabilité spatiale du sol. Ceci passe par l'application d'une démarche mécano-fiabiliste (Chapitre IV). Le recours à ce type d'analyse a nécessité la définition de différents états limites ultimes ELU (géotechnique et structurel) et de service ELS (tassements maximal et différentiel), en utilisant la méthode MISS-CR-PLQ. Une stratégie d'analyse a été définie pour effectuer l'analyse de vulnérabilité. Elle est basée sur la variation des propriétés statistiques (*COV*, δ_v, δ_h et ρ) de trois paramètres géotechniques : c, φ et E_S. Les constats faits aux Chapitres II et III ont également permis d'enrichir la stratégie d'analyse pour traiter des ouvrages de tailles différentes et en partant sur des hypothèses d'équivalence mécanique (plaque orthotrope équivalente) différentes.

A partir des études paramétriques menées dans ce chapitre, nous pouvons retenir quelques conclusions partielles :

- L'augmentation de la variabilité des propriétés géotechniques conduit dans tous les cas à une augmentation de la dispersion des fonctions de répartition. L'analyse probabiliste par boite à moustache a permis de constater que la dispersion seule n'était pas suffisante pour juger l'influence des différents paramètres géotechniques. En effet, on constate que pour de faibles variations de l'angle de frottement, de l'ordre de 15 à 20%, les zones à valeurs extrêmes étaient plus étendues par rapport à celles obtenues pour de fortes variations de c et E_S au-delà de 40%.
- L'augmentation de δ_h conduit généralement à une diminution de l'indice de fiabilité β. Des « optimums de fiabilité » sont parfois observés pour l'ELU-S1 (baisse de la vulnérabilité). Pour le cas d'étude analysé dans ce chapitre, on a constaté que δ_h influe considérablement sur l'ELS-E2 (tassement différentiel), des pessimums de β sont observés. Les observations faites pour l'augmentation de δ_v sont parfois différentes de celles faites pour δ_h, cela est dû peut-être à la forte implication de δ_h. En effet, pour un calcul complémentaire que nous avons réalisé en supposant une valeur de δ_h quasi-infinie (20 km), on retrouve quasiment les mêmes observations que celles faites pour δ_h, permettant de dire que l'augmentation de δ_v conduit à une diminution de β.
- La comparaison entre la prise en compte de la variabilité aléatoire (V.A), variabilité spatiale verticale (V.S-1D) ou d'une variabilité spatiale 2D (V.S-2D) permet de dire que la propagation par V.A et V.S-1D conduisent aux cas les plus défavorables où la fiabilité du système est faible. De telles approches restent sécuritaires en surestimant de manière significative le risque géotechnique, mais en sous-estimant par ailleurs le tassement différentiel se produisant en amont de l'ouvrage qui ne peut être identifié que par une approche intégrant la variabilité spatiale V.S-2D.
- La dimension de l'ouvrage influe considérablement sur les valeurs de fiabilité obtenues. Plus l'ouvrage est petit, plus il est vulnérable, comme le montre la fiabilité du système sur les intervalles de δ_v [1-8] m et δ_h [30-80] m, signifiant que l'augmentation de la taille de la fenêtre d'observation a conduit à une diminution de la variance des champs aléatoires générés. Sur le plan élémentaire de chaque ELU, l'augmentation de la taille de l'ouvrage ne conduit pas forcément aux mêmes observations. Certains ELU comme l'ELU-S2 (tirant) et l'ELU-S3 (lierne) montrent au contraire que ces éléments structuraux sont bien plus

vulnérables à l'augmentation de la taille de l'ouvrage (β diminue). Cela correspond sur le plan statistique à une augmentation de la taille de l'échantillon et donc à l'augmentation des chances d'avoir des défaillances. Par ailleurs, l'ELU-G2 qui est l'ELU le plus dominant montre que sur l'intervalle de δ_v [1-8] m et pour δ_h [30-80] m c'est l'ouvrage le plus court qui montre les plus grandes défaillances.

- L'analyse de l'effet des hypothèses d'équivalence de la plaque a montré que le choix du modèle pouvait avoir une influence sur les valeurs de fiabilité. Des différences ont été observées entre les deux modèles d'équivalence analysés impliquant les propriétés mécaniques longitudinales ou transversales (verticales) de la plaque équivalente. Ce qui nécessite une prudence vis-à-vis des hypothèses d'équivalences faites.
- L'analyse des effets liés à la prise en compte de la corrélation croisée a permis de confirmer que la présence d'une corrélation $\rho_{c\text{-}\varphi}$ fortement négative avait tendance à réduire le risque et donc la vulnérabilité de l'ouvrage. L'étude des effets liés à la présence d'autres corrélations croisées a montré que $\rho_{\varphi\text{-}Es}$ est la corrélation la plus influente.
- Le nombre de simulations réalisées (ici de 10^5 simulations) ne permet pas parfois d'identifier une valeur de probabilité très petite avec une grande précision. Pour cela, une estimation de cette probabilité de défaillance est réalisée parfois (ELU-S2 et ELU-S3) en supposant que la fonction de répartition (F.R) de l'état limite étudié obtenue par calcul était semblable à une distribution de type lognormale. Cette estimation nous a permis d'identifier la tendance de comportement vis-à-vis de la variation de certains paramètres statistiques (*e.g.* δ_v, δ_h, ...).
- L'analyse des états limites de service est très intéressante en particulier pour le tassement différentiel. Etant très conscient de la nature des hypothèses qui restent discutables et perfectibles, on peut dire que cela permet d'avoir une estimation de l'effet de la variabilité du sol surtout horizontale sur le comportement du massif se trouvant en amont d'un rideau de palplanches.

Conclusions et perspectives

Conclusions

L'objectif principal de ce mémoire est d'analyser les effets liés aux incertitudes sur le comportement géomécanique d'un rideau de palplanches. Deux types d'incertitudes sont analysés : les incertitudes dites *épistémiques* dépendant des hypothèses de modélisation et, les incertitudes dites *aléatoires* liées à la variabilité naturelle du sol. Pour répondre à cette problématique, l'organisation de ce manuscrit se résume en quatre axes principaux : modélisation géomécanique, modélisation de la variabilité spatiale du sol, couplage entre les deux à travers la démarche mécano-fiabiliste et enfin, analyse de la vulnérabilité des rideaux de palplanches vis-à-vis de la variabilité spatiale du sol.

- *Modélisation géomécanique*

Pour aborder cet axe, nous avons jugé utile de recourir aux deux méthodes MISS (méthodes d'interaction sol-structure) habituellement utilisées pour l'analyse du comportement des rideaux de palplanches et tenant en compte de l'interaction sol-structure (ISS), les méthodes MISS-EF (massif éléments finis) et MISS-CR (coefficients de réaction). Ce choix est motivé par deux raisons : la première s'explique par le fait que la modélisation par MISS-EF reste à ce jour le meilleur moyen assurant une bonne représentativité du comportement d'un ouvrage géotechnique. La seconde raison est liée à notre volonté d'apporter une extension à la méthode MISS-CR et de l'intégrer par la suite dans le cadre d'une démarche mécano-fiabiliste efficiente.

Ce premier axe a permis également d'apporter quelques éclaircissements sur les sources d'incertitudes épistémiques liées à la modélisation d'éléments contribuant au comportement géomécanique d'un rideau de palplanches. Cela a consisté à chaque fois à confronter un modèle numérique « rigoureux » basé sur une modélisation aussi fidèle que possible de la « réalité » avec un modèle de substitution utilisé dans la pratique courante en ingénierie pour des contraintes souvent d'ordre numérique. Dans ce contexte, nous avons comparé :

- Le modèle coque isotrope à géométrie réelle et les différents modèles de plaque orthotrope équivalente pour l'analyse tridimensionnelle d'un rideau de palplanches,
- La modélisation de l'interaction sol-tirant sous ces différentes formes : tirant avec ancrage et interface, tirant sans ancrage et sans interface et enfin en ayant recours à la méthode de coefficients de réaction (analytique).

Un intérêt particulier a été accordé à l'analyse des effets liés à la variation des propriétés géotechniques pour une loi de comportement que pour une loi de réaction. Ceci permet de donner un sens physique aux calculs réalisés au Chapitre V et dans lequel les propriétés géotechniques varient en tous points parallèlement à l'ouvrage.

Nous avons également abordé les points de blocage qui font que la prise en compte de la non linéarité dans le comportement d'une palplanche reste une démarche laborieuse pour la méthodes MISS-EF, voire, incompatible a priori avec la méthode MISS-CR.

Nous proposons une extension à la méthode MISS-CR en passant d'une représentation en poutre et appuis élastoplastiques à une représentation en plaque orthotrope et des appuis élastoplastiques. Cette méthode nous a été d'une grande utilité par la suite puisqu'elle permet

de reproduire le comportement global d'un rideau de palplanches tout en intégrant l'interaction sol-structure et l'orthotropie liée à la géométrie de la palplanche.

Des validations ont été réalisées sur un ouvrage instrumenté souvent utilisé dans la littérature, celui de la fouille expérimentale de Karlsruhe en Allemagne (Von Wolffersdorff, 1994). Les comparaisons montrent une assez bonne concordance entre les deux modèles développés MISS-EF et MISS-CR-PLQ et les résultats de mesures fournies par (Von Wolffersdorff, 1994).

- *Modélisation de la variabilité spatiale du sol*

Dans le cadre de cette thèse, nous avons opté pour une propagation de la variabilité des propriétés géotechniques par la méthode de génération de champs aléatoires. Celle-ci permet d'intégrer la structuration spatiale du sol que l'on peut appréhender au travers de la géostatistique. A ce jour, plusieurs méthodes existent mais le choix reste très arbitraire selon les disciplines, selon les équipes de recherche, … Pour faire ce choix, nous avons donc préféré comparer deux méthodes de génération de champ aléatoire, Circulant Embedding (CE) et la méthode Karhunen-Loève (KL). Deux critères de comparaisons ont été retenus : le premier concerne l'efficacité mesurée sur le plan statistique, et le second concerne la rapidité de la méthode, ce qui revient au final à juger l'efficience de ces méthodes. Ces deux comparaisons ont permis de constater que la méthode CE reste de notre point de vue la plus efficiente. De plus, elle est beaucoup moins contraignante par rapport à KL en termes de paramétrages nécessaire pour la génération des champs aléatoires. Nous avons retenu uniquement la méthode CE que l'on a intégré par la suite dans la démarche mécano-fiabiliste présentée au Chapitre IV.

Les progrès des outils informatiques (ordinateur et cluster) et des méthodes numériques (*e.g.* les méthodes de génération de champs) ont permis l'émergence et la généralisation de la prise en compte de la propagation d'incertitudes par les méthodes des champs aléatoires pour plusieurs types d'ouvrage. La sophistication de cette approche (champs aléatoires) a tendance à nous faire oublier le sens statistique (ce qui se passe vraiment). Pour ces raisons, nous avons mené une série d'études paramétriques, dans lesquels on montre que :

- Le recours à la génération de champs aléatoires caractérisés par des longueurs de corrélation et une fonction d'autocorrélation, conduit implicitement à une forme de réduction de variance des données générées. Pour analyser statistiquement ces champs aléatoires, nous avons mené une homogénéisation des champs aléatoires par calcul de moyenne sur un seul axe d'étude. Les résultats obtenus nous permettent de dire que l'augmentation de la longueur de corrélation conduit à l'augmentation de la dispersion de ces valeurs moyennes. Pour une longueur de corrélation infinie (très importante) la distribution des valeurs moyennes tend vers la distribution de la loi normale standard. Inversement, plus la longueur de corrélation est petite, moins il y a de dispersion, ce qui engendre une réduction de variance par rapport aux propriétés initiales des champs générés. Dans certains calculs, une réduction de la variance réduit la possibilité et donc d'engendrer des défaillances.
- La différence entre les diverses expressions de fonctions d'autocorrélation n'est autre qu'une différence en termes de portée, c'est-à-dire la corrélation spatiale mesurée par le variogramme expérimental. Cela suppose que l'utilisation de deux fonctions d'autocorrélation de mêmes longueurs de corrélation conduit à deux portées différentes et donc forcément à un comportement mécanique différent (quel que soit l'ouvrage).

- La fenêtre d'observation joue un rôle sur les données générées. Plus le ratio de longueur de corrélation $\delta_{h,v}$ sur la longueur parallèle de la fenêtre est petit, plus il y a une réduction de variance.
- Les hypothèses utilisées pour décrire la corrélation entre paramètres doivent être - physiquement et mathématiquement acceptables. Nous avons montré (statistiquement parlant) qu'en présence de deux couples de corrélation croisée reliant 3 paramètres, une troisième corrélation existerait, celle-ci est dépendante des deux premières valeurs.

- *Démarche mécano-fiabiliste*

L'approche par simulations de Monte-Carlo (SMC) est connue pour sa robustesse, elle est d'ailleurs souvent utilisée pour la validation des autres méthodes fiabilistes. Pour cela nous avons choisi de travailler avec les SMC pour la simple raison qu'elles permettent de rendre en compte des effets liés à la variabilité spatiale par l'utilisation de méthodes de génération de champs aléatoires. Leurs inconvénients majeurs sont sans doute le temps de calcul et la taille des données qui peuvent devenir un obstacle au déroulement du calcul et à l'analyse des résultats. Pour un meilleur aboutissement des SMC, il a été nécessaire de développer une démarche mécano-fiabiliste. La conception de cette démarche a orienté le Chapitre II pour proposer le développement de la méthode MISS-CR-PLQ. Elle a aussi orienté le Chapitre III pour choisir la méthode de génération de champs aléatoires la plus efficiente. La procédure de parallélisation des SMC est très bénéfique mais rarement utilisée dans le domaine qui touche aux ouvrages de génie civil. Cette approche est adaptable à n'importe quel problème nécessitant les mêmes ressources informatiques.

- *Vulnérabilité des rideaux de palplanches vis-à-vis de la variabilité spatiale du sol*

Cette dernière partie concerne l'application de la démarche mécano-fiabiliste présentée auparavant. Plusieurs études paramétriques ont été menées suivant une stratégie d'analyse que l'on a défini pour décrire la variabilité des paramètres géotechniques c, φ et E_S par trois types de paramètres statistiques (COV, δ et ρ). Deux autres paramètres externes à la description de cette variabilité ont également été intégrés dans cette stratégie d'analyse. Il s'agit, de la dimension de l'ouvrage et du modèle mécanique d'équivalence.

Les résultats obtenus sont très intéressants et montrent les effets liés à la présence de la variabilité spatiale du sol. Cela nous permet de retenir quelques conclusions sur la base du cas d'étude analysé :

- L'angle de frottement φ a plus d'influence sur le comportement géomécanique du rideau de palplanche que la cohésion c ou le module pressiométrique E_S.
- La variabilité spatiale caractérisée par des longueurs de corrélation (δ_v et δ_h) influe sur le comportement géomécanique d'un rideau de palplanches. Selon les dimensions de l'ouvrage, les dimensions des couches géotechniques, l'état limite évalué, … des optimums ou pessimums peuvent être observés.
- En comparant trois types d'analyse de propagation d'incertitudes sur la vulnérabilité de l'ouvrage que sont l'approche par *variabilité spatiale 2D* « V.S-2D », l'approche par *variabilité unidimensionnelle 1D* « V.S-1D » (longueur de corrélation horizontale quasi-infinie) et l'approche par *variabilité aléatoire* « V.A » (longueur de corrélation quasi-infinie

dans les deux directions), on peut dire que l'approche par V.A est la plus pénalisante alors que V.S-1D l'est un peu moins. Pour ces deux approches (V.A et V.S-1D) le risque géotechnique est vraisemblablement surestimé. En intégrant l'effet de la variabilité spatiale du sol par l'approche V.S-2D, le comportement géomécanique de l'ouvrage est affecté mais les valeurs correspondant à la fiabilité du système restent raisonnables. Certaines observations ne peuvent être obtenues qu'avec V.S-2D comme le tassement différentiel se produisant en amont.

- L'analyse tridimensionnelle du comportement d'un rideau de palplanches pourrait être une approche intéressante pour une conception optimisée basée sur la minimisation du coût de réalisation. En effet, les résultats exprimant la fiabilité du système montrent que selon l'intervalle de longueurs de corrélation retenu (δ_v et δ_h), la dimension longitudinale de l'ouvrage peut conduire à des situations différentes où l'ouvrage peut être plus ou moins vulnérable, par exemple : pour le cas d'étude analysé au Chapitre V, on trouve pour les intervalles de longueurs de corrélation de $\delta_v \in [1\text{-}8]$ m et $\delta_h \in [30\text{-}80]$ que plus l'ouvrage est court plus il est vulnérable ce qui n'est pas intuitif.
- Le choix des expressions d'équivalence pour le passage de la géométrie réelle à la plaque orthotrope équivalente peut avoir un effet sur l'augmentation ou la diminution des effets liés au risque géotechnique. Plus le modèle équivalent est rigide plus le risque est réduit comme le montre l'évolution de la fiabilité du système.
- La prise en compte de la corrélation croisée entre paramètres géotechniques peut avoir des conséquences sur l'augmentation ou la diminution du risque que provoque la variabilité du sol sur le comportement géomécanique d'un rideau de palplanches. L'analyse menée dans le cadre de cette thèse montre que la corrélation croisée entre l'angle de frottement et le module pressiométrique a le plus d'influence sur le comportement géomécanique de l'ouvrage.

Perspectives

Ce travail a permis d'aborder une problématique assez complexe pour laquelle il a été nécessaire de construire des outils et de les intégrer dans le cadre d'une démarche mécano-fiabiliste efficiente. A ce stade il est difficile de donner des recommandations sur le dimensionnement des rideaux de palplanches à travers un seul cas d'étude. Néanmoins, les constations faites ici rejoignent en partie certains éléments déjà connus à ce jour sur la prise en compte des effets de la variabilité spatiale se manifestant souvent par une diminution du risque géotechnique. Le recours à une analyse intégrant la variabilité spatiale conduit à une ré-estimation cohérente du risque géotechnique. De plus, cette pratique permet aussi de faire apparaitre le tassement différentiel (qui est difficilement quantifiable en négligeant la variabilité spatiale du sol).

Les perspectives de ce travail sont multiples, que ce soit sur le plan amélioration, extension ou analyse.

- *Amélioration et extension des outils développés par :*

- la prise en compte du phasage des travaux,
- la prise en compte de frontières de stratigraphie non forcément linéaire,
- l'utilisation des champs aléatoires conditionnels en cas de présences de données sur site,
- l'amélioration du post-traitement du tassement en amont en comparant avec la méthode des éléments finis,
- l'amélioration des outils développés dans le cadre de cette thèse par la modification des algorithmes, permettant de réduire encore plus le temps de calcul,
- la prise en compte des actions sismiques.

- *Analyse approfondie des résultats :*

Cela consiste à chercher un moyen d'analyse qui permettrait d'identifier le risque géotechnique à partir de données géotechniques variables spatialement, sans passer par le calcul géomécanique. L'objectif étant d'éliminer un maximum de cas (simulations) et de n'en cibler qu'un certain nombre, dont le potentiel de défaillance serait élevé et qui seront concernés par le calcul géomécanique. Cette approche passerait par la mise en place d'indicateurs que l'on peut construire qu'à partir de l'analyse de plusieurs cas d'étude sous différentes situations.

Références

Abbo, A. J. & Sloan, S. W., 1995. A smooth hyperbolic approximation to the Mohr-Coulomb yield criterion. *Computers & structures,* 54(3), pp. 427-441.

Ahmed, A., 2012. *Simplified and Advanced Approaches for the Probabilistic Analysis of Shallow,* Thèse de doctorat en génie civil à l'université de Nantes: s.n.

Ahmed, A. & Soubra, A.-H., 2012. Probabilistic analysis of strip footings resting on a spatially random soil using subset simulation. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards approach,* 6(3), pp. 188-201.

Aid, S., Chace, C., Mopin, A. & Vigouroux, B., 2011. *Comment définir un soutènement par palplanches, ainsi que son moyen de mise en œuvre et tous ses coûts induits ?,* s.l.: cesfa BTP.

Arafati, N., 1996. *Contribution à l'étude des problèmes de déchargement dans les massifs de sol : application à la modélisation des ouvrages de soutènement.* s.l.:Thèse de doctorat ENPC.

ArcelorMittal, 2013. *Palplanches catalogues général 2013-2,* Luxombourg: s.n.

ArcelorMittal, 2016. *Palplanches Catalogue générale 2016,* s.l.: ArcelorMittal.

Baecher, G. B. & Christian, J. T., 2005. *Reliability and statistics in geotechnical engineering*. s.l.:John Wiley & Sons.

Baecher, G. & Christian, J. T., 2005. *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering.* s.l.:John Wiley & Sons.

Baker, J. & E., C., 2006. *JCSS Probabilistic Model Code Section 3.7: Soil properties,* s.l.: JCSS-Cl.

Balay, J., 1984. *Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réactions,* s.l.: Note d'Information Technique - Ministère de l'Urbanisme, du Logement et des Transports Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

Balay, J., 1988. Mécanique des sols. Parois moulées-ancrages. *Techniques de l'ingénieur,* 100(C-252).

Baly, J., Frank, R. & Harfouche, L., 1982. *Programme DENEBOLA pour le calcul des soutènements par la méthode des modules de réaction,* s.l.: s.n.

Basha, B. M. & Babu, G. S., 2008. Target reliability based design optimization of anchored cantilever sheet pile walls. *Candian Geotechnical Journal,* 45(4), p. 535–548.

Basma, A. A., 1990. Reliability-Based Design of Sheet Pile Structures. *Reliability Engineering and System Safety* , Volume 33, pp. 215-230.

Baud, J. P. & Gambin, M., 2013. Détermination du coefficient rhéologique α de Ménard dans le diagramme Pressiorama. *In 18e International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering,* pp. 487-490.

Beer, G., 1985. An isoparametric joint/interface element for finite element analysis. *International journal for numerical methods in engineering,* vol 21(4), pp. 585-600.

Benhamida, B., 1998. *Modélisation numérique des murs en sol cloué: application aux calculs en déformation des murs expérimentaux en vraie grandeur Nos. 1 et 2 du Projet National CLOUTERRE.* s.l.:Thèse de foctorat.

Borja, R. I., Lee, S. R. & Seed, R. B., 1989. Numerical simulation of excavation in elastoplastic soils. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics,* 13(3), pp. 231-249.

Bouassida, Y., 2010. *Modélisation du comportement des dallages industriels.* s.l.:Doctoral dissertation, Ecole des Ponts ParisTech.

Bourne-Webb, P. J., Potts, D. M., König, D. & Rowbottom, D., 2011. Analysis of model sheet pile walls with plastic hinges. *Géotechnique* , 61(6), pp. 487-499.

Boussinesq, J., 1876. *Essai théorique sur l'équilibre des massifs pulvérulents comparé à celui des massifs solides, et sur la poussée des terres sans cohésion,* s.l.: Mémoire de couronnement 40 Brucxelles Paris, Gauthiet Villars.

Bowles, J. E., 1988. *Foundation Analysis and Design.* 4th éd. New York : McGraw-Hill Book Company.

Braja, M. D., 1999. *Principles of foundation engineering.* s.l.:Pacific Grove [etc.], PWS.

Briaud, J. L. & Lim, Y., 1999. Tieback walls in sand: numerical simulation and design implications. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering,* 125(2), pp. 101-110.

Broding, W. C., Diederich, F. W. & Parker, P. S., 1964. Structural optimization and design based on a reliability design criterion. *J. Spacecraft,* 1(1), pp. 56-61.

Bryson, S. L. & Zapata-Medina, D. G., 2012. Method for Estimating System Stiffness for Excavation Support Walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,* 138(9), pp. 1104-1115..

Bustamante, M. & Doix, B., 1985. Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés. *BULL LIAISON LAB PONTS CHAUSS, (140).,* Volume 140, pp. 75-92.

Caquot, A. & Kerisel, J., 1948. *Tables for the Calculation of Passive Pressure, Active Pressure and Bearing Capacity of Foundations.* Paris: Gauthier-Villars.

Cast3m, 2015. *Code de calcul par éléments finis.* (http://www-cast3m.cea.fr) éd. s.l.:CEA.

Chehade, F. H., Chehade, W., H., M. & H., S., 2010. Interaction excavation profonde-structure : aspects numériques dans les cas bidimensionnels et tridimensionnels. *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG2010 -Grenoble 7-9 juillet 2010.*

Cherubini, C., 2000. Probabilistic approach to the design of anchored sheet pile walls. *Computers and Geotechnics,* Volume 26, pp. 309-330.

Cherubini, C., Garrasi, A. & Petrolla, C., 1992. The reliability of an anchored sheet-pile wall embedded in a cohesionless soil. *Canadian Geotechnical Journal,* 29(3), pp. 426-435.

Chok, Y. et al., 2007. A parametric study on reliability of spatially random cohesive slopes. *Australian Geomechanics,* 42(2), pp. 79-85.

Cho, S. E., 2009. Probabilistic Assessment of Slope Stability That Considers the Spatial Variability of Soil Properties. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering,* 136(7), pp. 975-984.

Christakos, G., 2012. *Random field models in earth sciences.* s.l.:Courier Corporation.

Ciarlet, P., 1985. *Introduction à l'analyse numérique matricielle et à l'optimisation.* ISBN 2-225-68893-1 éd. s.l.:Masson, coll. Math. Appl. pour la Maîtrise.

Combarieu, O., 2006. L'usage des modules de déformation en géotechnique. *Revue Française de géotechnique,* Volume 114, pp. 3-32.

Combarieu, O. et al., 2003. *Ouvrages de soutènement(recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des ouvrages de soutènement en parois composites). ,* s.l.: Techniques et méthodes des Laboratoires des ponts et chaussées. Guide technique..

Coquillay, S., 2005. *Prise en compte de la non linéarité du comportement des sols soumis à de petites déformations pour le calcul des ouvrages géotechniques ,* s.l.: Doctoral dissertation, Ecole des Ponts ParisTech.

Coulomb, C., 1776. Essai sur application des régles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique, relatifs à l'architecture. *Mem. Roy. des sciences, Paris,* Volume 3.

Cremer, L., Heckl, M. & Ungar, E., 1973. *Structure-borne sound.* ISBN: 0387182411 éd. s.l.:ISBN:Springer-Verlag.

CUR 211, 2003. *Committee of Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving,* s.l.: CUR.

Dang, X. H., 2012. *Identification de la variabilité spatiale des champs de contraintes dans les agrégats polycristallins et application à l'approche locale de la rupture,* s.l.: Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal-Clermont-Ferrand II.

Das, B. M., 2015. *Principles of foundation engineering.* s.l.:Cengage learning.

Dauvisis, J. P. & Ménard, L., 1964. Étude expérimentale du tassement et de la force portante de fondations superficielles. *Sols-Soils,* Volume 10, pp. 11-30.

Dawkins, W. P., Strom, R. W. & Ebeling, R. M., 2003. *User's Guide: Computer Program for Simulation of Construction Sequence for Stiff Wall Systems with Multiple Levels of Anchors (CMULTIANC),* s.l.: Engineer research and developement center Vicksburg MS information technology Lab..

Day, R. A., 1994. *Zero thickness interface elements-numerical stability and application.* VOL. 18, 689-708 éd. s.l.:International journal for numerical and analytical methods in aeromechanics.

Day, R. A. & Potts, D. M., 1993. Modelling sheet pile retaining walls. *Computers and Geotechnics,* 15(3), pp. 125-143.

Day, R. A. & Potts, D. M., 1998. The effect of interaction properties on retaining wall behaviour. International journal for numerical and analytical methods in geomecanics. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics,* 22(12), pp. 1021-1033.

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,* s.l.: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

Delattre, L., 2004. *A century of retaining wall computation methods III: Modeling of retaining walls by means of the finite element method.* s.l.:Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées.

Der Kiureghian, A. & Liu, P. L., 1986. Structural reliability under incomplete probability information. *Journal of Engineering Mechanics,* 112(1), pp. 85-104.

Desai, C. S., Muqtadir, A. & Scheele, F., 1986. Interaction analysis of anchor-soil systems.. *Journal of geotechnical engineering,* 112(5), pp. 537-553.

Dietrich, C. & G. Newsam, 1993. A fast and exact method for multidimensional Gaussian stochastic simulation. *Water Resources Research,* 29(8), p. 2861–2869.

Dijckmans, A. et al., 2016. Efficacy of a sheet pile wall as a wave barrier for railway induced ground vibration. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering,* Volume 84, pp. 55-69.

Divet, L. et al., 2003. *Ouvrage de soutenement: Recommandations pour l'inspection detaillee, le suivi et le diagnostic des rideaux de palplanches metalliques,* s.l.: Techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussees-Guide Technique Gonflin.

Doan Tran, H., 2006. *Comportement élastique et visqueux des sables en petites et moyennes déformations : essais sur éprouvette cylindrique creuse et modélisation.* s.l.:Thèse de doctorat, ENTPE.

Dong, Y., 2014. *Advanced Finite Element Analysis of Deep Excavation Case Histories.* s.l.: Doctoral dissertation, University of Oxford.

Elachachi, S. M., Breysse, D. & Denis, A., 2012. The effects of soil spatial variability on the reliability of rigid buried pipes. *Computers and Geotechnics,* Volume 43, pp. 61-71.

Elachachi, S. M., Breysse, D. & Houy, L., 2004. Longitudinal variability of soils and structural response of sewer networks. *Computers and geotechnics,* 31(8), pp. 625-641.

Elkateb, T., Chalaturnyk, R. & Robertson, P. K., 2003. An overview of soil heterogeneity: quantification and implications on geotechnical field problems. *Can. Geotech.,* Volume 40, pp. 1-15.

Elmi, F., Bourgeois, E., Pouya, A. & Rospars, C., 2006. Elastoplastic joint element for the finite element analysis of the Hochstetten sheet pile wall. *Numerical Methods in Geotechnical Engineering : Sixth European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering. Graz, Austria, 6-8 September 2006 CRC Press,* p. 411.

Favre, J.-L., Brugnot, G., Gresillon, J.-M. & Jappiot, M., 1998. *Évaluation des risques naturels -Une approche probabiliste,* s.l.: Techniques de l'ongénieur.

FD ENV 1993-5, 2002. *FD ENV 1993-5, Eurocode 3 Calcul des structures en acier Partie 5 : Pieux et palplanches.* s.l.:AFNOR.

Fenton, G. A. & Griffiths, D. V., 2003. Bearing-capacity prediction of spatially random c φ soils. *Canadian geotechnical journal,* 40(1), pp. 54-65.

Fenton, G. A. & Griffiths, D. V., 2003. Bearing-capacity prediction of spatially random c φ soils. *Canadian geotechnical journal,* 40(1), pp. 54-65.

Fenton, G. A. & Griffiths, D. V., 2007. *Review of probability theory, random variables, and random fields. In Probabilistic methods in geotechnical engineering (pp. 1-69).* Vienna, Springer Vienna.

Fenton, G. A. & Griffiths, D. V., 2008. *Risk assessment in geotechnical engineering (Vol. 461).*. s.l.:Hoboken, NJ: John Wiley & Sons..

Fenton, G. A. & Vanmarcke, E. H., 1990. Simulation of random fields via local average subdivision. *Journal of Engineering Mechanics,* 116(8), pp. 1733-1749.

Fenton, G. & Griffiths, D., 2002. Probabilistic foundation settlement on spatially random soil. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,* 128(5), pp. 381-390.

Fenton, G., Griffiths, D. & Ojomo, O., 2011. Consequence factors in the ultimate limit state design of shallow foundations. *Canadian Geotechnical Journal,* 48(2), pp. 265-279.

Finno, R. J., Blackburn, J. T. & Roboski, J. F., 2007. Three-dimensional effects for supported excavations in clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,* 133(1), pp. 30-36.

FLAC, 2000. *Fast Lagrangian Analysis of Continua.* s.l.:ITASCA Consulting.

Georgiadis, M. & Anagnostopoulos, C., 1998. Lateral pressure on sheet pile walls due to strip load. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering,* 124(1), pp. 95-98.

Ghanem, R. & Spanos, P., 1991. *Stochastic Finite Elements : A Spectral Approach.* s.l.:Springer.

Goldsworthy, J. et al., 2007. Effect of sample location on the reliability based design of pad foundations. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards,* 1(3), pp. 155-166.

Griffiths, D. & Fenton, G., 1993. Seepage beneath water retaining structures founded on spatially random soil. *Geotechnique,* 43(6), pp. 577-587.

Griffiths, D. & Fenton, G., 2004. Probabilistic slope stability by finite elements,. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,* 130(5), pp. 507-518.

Griffiths, D., Huang, J. & Fenton, G., 2009. Influence of spatial variability on slope reliability using 2-d random fields. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,* 135(10), pp. 1367-1378.

Griffiths, D., Huang, J. & Fenton, G., 2010. Probabilistic infinite slope analysis,. *Computers and Geotechnics,* 38(4), pp. 577-584.

Griffiths, D. V. & Fenton, G. A., 1997. Three-dimensional seepage through spatially random soil. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering,* 123(2), pp. 153-160.

Griffiths, D. V., Huang, J. & Fenton, G. A., 2011. Modelling of stability and risk of geotechnical systems in highly variable soils.. *In Proceedings of International Conference on Advances in Geotechnical Engineering, Perth, Australia,* pp. 75-88.

Griffiths, V. & Fenton, G. A., 2009. Probabilistic Settlement Analysis by Stochastic and RandomFinite-Element Methods. *Canada. ASCE J. Geotech. Geoenviron. Eng.,* Volume 135, pp. 1629-1637.

Hicks, M. A. & Spencer, W. A., 2010. Influence of heterogeneity on the reliability and failure of a long 3D slope. *Computers and Geotechnics,* 37(7), pp. 948-955.

Hopkins, C., 2012. *Sound insulation.* s.l.:Routledge.

Huber, M., 2013. *Soil variability and its consequences in geotechnical engineering,* s.l.: Inst. f. Geotechnik.

Jaksa, M. B., Brooker, P. I. & Kaggwa, W. S., 1997. Inaccuracies associated with estimating random measurement errors. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,* 123(5), pp. 393-401.

Javankhoshdel, S. & Bathurst, R. J., 2015. Influence of cross correlation between soil parameters on probability of failure of simple cohesive and c-ϕ slopes. *Canadian Geotechnical Journal,* 53(5), pp. 839-853.

Josseaume, H., Delattre, L. & Mespoulhe, L., 1997. Interprétation par le calcul aux coefficients de réaction du comportement du rideau de palplanches expérimental de Hochstetten. *Revue française de géotechnique,* Issue 79, pp. 59-72.

Kazmierczak, J. B., 1996. *Comportement et dimensionnement des parois moulées dans les argiles raides saturées,* s.l.: Thèse de doctorat, Université de Lille.

Kerisel, J. & Absi, E., 1990. Active and Passive Earth Pressure Tables (3rd edn). Dans: Balkema: Rotterdam: s.n.

Kirchhoff, G., 1850. Uber das gleichgewichi und die bewegung einer elastishem scheibe. *J. Fuer die Reine und Angewandte Mathematik,* Volume 40, pp. 51-88.

Kort, D. A., 2002. *Steel Sheet Pile Walls in Soft Soil.* Doctoral dissertation, TU Delft, Delft University of Technology: s.n.

Kort, D. A. & W Kelleners, N. P. A., 2000. *Sheet pile wall test Rotterdam.* TU Delft, Delft University of Technology: s.n.

Kramer, S. L., 1988. *Development of py curves for analysis of laterally loaded piles in western Washington,* s.l.: Washington State Department of Transportation.

K-Réa, 2012. *Logiciel de dimensionnement des écrans de soutènement par la méthode aux coefficients de réaction : parois moulées, rideaux de palplanches, parois berlinoise, etc.,* s.l.: Terrasol.

K-Réa, V., 2016. *Notice technique* , s.l.: Terrasol.

Kroese, D. P. & Botev, Z. I., 2015. Spatial Statistics and Random Fields. Dans: *Spatial process simulation. In Stochastic Geometry.* s.l.:Springer International Publishing., pp. 369-404.

Kyung Park, J., Tanner Blackburn, J. & & Gardoni, P., 2007. Reliability assessment of excavation systems considering both stability and serviceability performance. *Georisk,* 1(3), pp. 123-141.

Lemaire, M., Chateauneuf, A. & Mitteau, J., 2005. *Fiabilité des structures: couplage mécano-fiabiliste statique.* s.l.:Hermès Science Publications..

Lesdefinitions.fr, 2010. *Site web pour les définitions.* [En ligne] Available at: Lesdefinitions.fr [Accès le 05 06 2017].

Levasseur, S., 2007. *Analyse Inverse en Géotechnique: développement d'une méthode à base d'algorithmes génétiques.* s.l.:Doctoral dissertation, Université Joseph-Fourier-Grenoble I.

Lewis, J. P., 1987. Generalized stochastic subdivision. *ACM Transactions on Graphics (TOG),* 6(3), pp. 167-190.

Li, D.-Q.et al., 2015. A multiple response-surface method for slope reliability analysis considering spatial variability of soil properties. *Engineering Geology ,* Volume 187, pp. 60-72.

Li, Y., Hicks, A. M., Nuttall, J. D. & Pande, G. N., 2013. *Probabilistic analysis of a benchmark problem for slope stability in 3D.* s.l., In Proceedings of the 3rd International Symposium on Computational Geomechanics (COMGEO III) (pp. 641-648)..

Lizarraga, H. S. & Lai, C. G., 2014. Effects of spatial variability of soil properties on the seismic response of an embankment dam. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering,* Volume 64, pp. 113-128.

Lord, G. J., Powell, C. E. & Shardlow, T., 2014. *An introduction to computational stochastic PDEs.* No. 50 éd. s.l.:Cambridge University Press..

Low, B. K., 2005. Reliability-based design applied to retaining walls. *Geotechnique,* 55(1), pp. 63-75.

Low, B. K. & Phoon, K. K., 2015. Reliability-based design and its complementary role to Eurocode 7 design approach. *Computers and Geotechnics,* Volume 65, pp. 30-44.

Magnan, J. & Mestat, P., 1997. *Lois de comportement et Modélisation des sols.* s.l.:Techniques de l'ingénieur.

MATLAB, 2013. *MATLAB Toolbox and Statistics The MathWorks,* United States: Inc., Natick, Massa-chusetts.

Matlock, H., 1970. Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay. *Offshore Technology in Civil Engineering's Hall of Fame Papers from the Early Years,* pp. 77-94.

Mbacke, M. A., 2013. *Caractérisation et modélisation du comportement mécanique des composites tressés 3D: Application à la conception de réservoirs GNV ,* s.l.: Thèse de doctorat, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris..

Melchers, R. E., 1999. *Structural Reliability Analysis and Prediction.* 2nd ed. éd. New York: John Wiley.

Melerski, E. S., 2000. *Design analysis of beams, circular plates and cylindrical tanks on elastic foundations.* 2 éd. s.l.:Taylor & Francis.

Ménard, L. & Bourdon, G., 1965. Calcul des rideaux de soutènement. Méthode nouvelle prenant en compte les conditions. *Sols-Soils,* Volume 12, pp. 18-32.

Mestat P. et Arafati N., 1998. *Modélisation par éléments finis du comportement du rideau de palplanches expérimental de Hochstetten.* s.l.:Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées., Ref. 4207, pp. 19-39.

Mestat, P., Bourgeois, E. & Riou, Y., 2004. MOMIS : une base de données sur la confrontation modèles numériques d'ouvrages et mesures in situ. Applications aux rideaux de palplanches. Dans: s.l.:Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, no 252-53, pp. 49-76.

Mestat, P. et al., 1999. *Ouvrages en interaction.* s.l.:Hermes.

Milligan, G. W. E., 1983. Soil deformations near anchored sheet-pile walls. *Geotechnique,* 33(1), pp. 41-55.

Mindlin, R., 1951. Influence of rotary inertia and shear on flexural motions of isotropic elastic plates. *J Appl Mech,* Volume 18, pp. 31-38.

Mokeddem, A., Elachachi, S. M. & Yanez-Godoy, H., 2017. *Analysis of longitudinal behaviour of sheet pile walls integrating spatial variability of the soil.* Vienna, ICOSSAR 17 .

Mokeddem, A., Elachachi, S. & Yanez, G., 2017. *Influence de la variabilité spatiale du sol sur les structures voisines d'un ouvrage de soutènement.* Lille , S3-Fiabilité et robustesse des systèmes mécaniques..

Mollon, G., 2010. *Etude déterministe et probabiliste du comportement des tunnels,* s.l.: Thèse de doctorat, INSA de Lyon.

Mollon, G., Phoon, K. K., D., D. & Soubra, A. H., 2010. Validation of a new 2D failure mechanism for the stability analysis of a pressurized tunnel face in a spatially varying sand. *Journal of Engineering Mechanics,* 137(1), pp. 8-21.

Monnet, A., 1994. Module de réaction, coefficient de décompression, au sujet des paramètres utilisés dans la méthode de calcul élasto-plastique des soutènements. *Revue française de Géotechnique,* Issue 66, pp. 67-72.

Muller-Breslau, H., 1906. *Erddruck auf Stutzmauern .,* s.l.: Alfred Kroner Verlag: Stuttgart.

Nataf, A., 1962. *Détermination des distributions dont les marges sont données,* s.l.: Compte Rendus de l'Académie des Sciences .

NEN 6740, 2012. Geotechniek TGB 1990 – Basiseisen en belastingen. Retrieved on 4 January 2012 from http://www.briswarenhuis.nl.

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 P94-282, 2009. *Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement – Écrans.* s.l.:Norme AFNOR.

Nguyen, P. D., 2003. *Modélsation numérique des soutènements d'excavation.* s.l.:Thèse de doctorat, ENPC.

Nguyen, X. S., 2007. *Algorithmes probabilistes appliqués à la durabilité et à la mécanique des ouvrages de génie civil ,* s.l.: Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse.

Nobahar, A., 2003. *Effects of soil spatial variability on soil-structure interaction.,* s.l.: Phd Thesis of University of St. John's Newfoundland. Canada.

Nowak, W., 2005. *Geostatistical methods for the identification of flow and transport Parameters in the Subsurface,* s.l.: Phd Thesis, Institut für Wasserbau der Universität Stuttgart.

Nuttall, J. D., 2011. *Parallel implementation and application of the random finite element method.,* University of Manchester : Phd Thesis.

Orr, T. L., 2005. *Model solutions for Eurocode 7 Workshop examples.* s.l., In Proceedings of International Workshop on Evaluation of Eurocode (Vol. 7).

Ou, C. Y., 2006. *Deep excavation: Theory and practice.* s.l.:CRC Press.

Pajot, 2017. *Pajot-Materiel.* [En ligne] Available at: http://www.pajot.com/materiel/panneau-de-coffrage/systeme-standard/[Accès le 02 06 2017].

Papaioannou, I. & Straub, D., 2012. Reliability updating in geotechnical engineering including spatial variability of soil. *Computers and Geotechnics,* Volume 42, p. 44–51.

Park, J. K., 2011. *Adaptive reliability analysis of excavation problems,* s.l.: Phd Thesis A&M University.

Park, K. J., Jung, K. & Kim, Y. W., 2016. Evaluation of homogenized effective properties for corrugated composite panels. *Composite Structures,* Volume 140, pp. 644-654.

Peck, R. B., 1969. *Deep excavations and tunneling in soft ground.* s.l., Proc. 7th Int. Con. SMFE, State of the Art, 225-290..

Persson, H. & Sigstrom, D., 2010. *Staged excavation in soft clay supported by a cantilever sheet pile wall,* s.l.: Master's Thesis.

Philipponat, G., 2016. *Fondations et ouvrages en terre.* s.l.:Eyrolles .

Phoon, K. K., Liu, S. L. & Chow, Y. K., 2009. Characterization of model uncertainties for cantilever retaining walls in sand. *Journal of GeoEngineering,* 4(3), pp. 75-85.

Phoon, K. & Kulhawy, F. H., 1999. Characterization of geotechnical variability. *Candian Geotech. USA. J.,* Volume 36, pp. 612-630.

Piegay, N., 2015. *Optimisation multi-objectif et aide à la décision pour la conception robuste.: Application à une structure industrielle sur fondations superficielles* , s.l.: Thèse de doctorat, Université de Bordeaux .

PLAXIS, 2016. *Code de calcul d'ouvrages géotechniques par éléments finis,* s.l.: s.n.

PLAXIS, 2016. *Materials Models Manual* , s.l.: s.n.

Popa, H., Marcu, A. & Batali, L., 2009. *Numerical modelling and experimental measurements for a retaining wall of a deep excavation in Bucharest, Romania.* s.l., Ng, Huang & Liu.

Popescu, R., Deodatis, G. & Nobahar, A., 2005. Effects of random heterogeneity of soil properties on bearing capacity. *Probabilistic Engineering Mechanics,* 20(4), pp. 324-341.

Popescu, R., Deodatis, G. & Prévost, J. H., 2008. Randomly heterogeneous soils under static and dynamic loads. *Reliability-Based Design in Geotechnical Engineering: Computations and Applications,* Volume 224.

Popescu, R., H., P. J. & Deodatis, G., 2004. 3D effects in seismic liquefaction of stochastically variable soil deposits. *Géotechnique,* Volume 55, p. 21–31.

Potts, D., 2002. *Guidelines for the use of advanced numerical analysis.* s.l.:Thomas Telford.

Prat, M. et al., 1995. *La modélisation des ouvrages.* s.l.:Hermes.

Rankine, W., 1857. On the stability of loose earth. *Phil. Trans. Roy. Soc. London,* 147(2), pp. 9-27.

Reese, L. C., Cox, W. R. & Koop, F. D., 1974. Analys of laterally loaded piles in sands. *Offshore Technology in Civil Engineering Hall of Fame Papers from the Early Years,* pp. 95-105.

Reese, L. C. & Welch, R. C., 1975. Lateral loading of deep foundations in stiff clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,* Volume 101, ASCE# 11456 Proceeding, pp. 633-649.

Reissner, E., 1945. The effect of transverse shear deformation on the bending of elastic plates. *J. Appl Mech,* Volume 12, pp. A69-A77.

Samanta, A. & Mukhopadhyay, M., 1999. Finite element static and dynamic analyses of folded plates. *Engineering Structures,* 21(3), pp. 277-287.

Schmitt, P., 1995. Méthode empirique d'évaluation du coefficient de réaction du sol vis à vis des ouvrages de soutènement souples. *Revue française de Géotechnique,* Issue 71, pp. 3-10.

Schneider, H. R., 1997. *Definition and Determination of Characteristic Soil Properties..* s.l., Proceedings of the XII International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Hamburg, Balkema, Rotterdam, 2271-2274 .

Schweckendiek, T., 2006. *Structural Reliability Applied to Deep Excavations. Coupling Reliability Methods with Finite Elements,* s.l.: TU Delft, Faculty of Civil Engineering and Geosciences, Hydraulic Engineering.

Schweckendiek, T., Courage, W. M. G. & Van Gelder, P. H. A. J. M., 2007. Reliability of Sheet Pile Walls And The Influence of Corrosion: Structural Reliability Analysis with Finite Elements. *Taylor & Francis.*

Schweiger, H., Thurner, R. & R., P., 2001. Reliability Analysis in Geotechnics with Deterministic Finite Elements. *The International Journal of Geomechanics,* 1(4), pp. 389-413.

Shahrour, I., Ghorbanbeigi, S. & von Wolffersdorff, P. A., 1995. Comportement des rideaux de palplanche: expérimentation en vraie grandeur et prédictions numériques. *Revue française de géotechnique,* Volume 71, pp. 39-47.

Shimpi, R. P. & Patel, H. G., 2006. A two variable refined plate theory for orthotropic plate analysis. *International Journal of Solids and Structures,* 43(22), pp. 6783-6799.

Sif-Groutbor, 2017. *Sif Groutbor.* [En ligne] Available at: http://www.sif-groutbor.ch/wp/nos-techniques/tirants-2/[Accès le 28 12 2017].

Smith, I. M., Griffiths, D. V. & Margetts, L., 2013. *Programming the finite element method.* s.l.:John Wiley & Sons.

Soubra, A. H., Youssef Abdel Massih, D. S. & Kalfa, M., 2008. *Bearing capacity of foundations resting on a spatially random soil.* s.l., In GeoCongress 2008: Geosustainability and geohazard mitigation (pp. 66-73)..

Spencer, W. A., 2007. *Parallel Stochastic and Finite Element Modelling of Clay Slope Stability in 3D,* University of Manchester: Phd Thesis .

Steel-piling, 2009. *China steelpiling.* [En ligne] Available at: http://www.china-steelpiling.com/app_detail/troms-harbour-norway-53.html [Accès le 02 06 2017].

Stefanou, G., 2009. The stochastic finite element method: Past, present and future. *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* , Volume 198, p. 1031–1051.

Strom, R. W. & Ebeling, R. M., 2001. *State of the practice in the design of tall, stiff, and flexible tieback retaining walls,* s.l.: No. ERDC/ITL-TR-01-1., Engineer research and developement center Vickburg MS information technology LAB.,.

Sudret, B., 2007. *Uncertainty propagation and sensitivity analysis in mechanical models– Contributions to structural reliability and stochastic spectral methods.,* s.l.: Habilitationa diriger des recherches, Université Blaise Pascal, Clermont-Ferrand, France.

Sudret, B. & Berveiller, M., 2008. Stochastic finite element methods in geotechnical engineering. *Reliability-based design in geotechnical engineering: computations and applications,* Volume New York: Taylor & Francis, pp. 260-297.

Sullivan, W. R., Reese, L. C. & Fenske, C. W., 1980. Unified method for analysis of laterally loaded piles in clay. *In Numerical methods in offshore piling,* pp. 135-146., Thomas Telford Publishing.

T.A.95, 1995. *Tirants d'ancrage : Recomandations concernant la conception, le calcul, l'execution et le contrôle,* s.l.: C.F.M.S.

Tatsuoka, F. & Shibuya, S., 1991. *Deformation charateristics of soils and rocks from field and laboratory tests.* Bangkok, Thailand: Keynote Lecture for Session N°1. 9th Asian Regional Conference on SMFE.

Tecs, 2009. *TECS Travaux d'Epuisement et Consolidation des Sols.* [En ligne] Available at: http://www.palplanches-tecs.com/fr/actualites/soutenement-en-palplanches-a-frejus_40 [Accès le 02 Juin 2017].

US Army Corps of Engineers, 1996. *Design of Sheet Pile Walls, Design Guide 15,* s.l.: ASCE Press, New York.

Vanmarcke, E., 1983. Random fields – analysis and synthesis. *Cambridge (MA): MITPress.*

Vanmarcke, E.-H. & Grigoriu, M., 1983. Stochastic finite element analysis of simple beams. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE,* 109(5), pp. 1203-1214.

Vanmarcke, E. H., 1977. Probabilistic modeling of soil profiles. *Journal of the geotechnical engineering division,* 103(11), pp. 1227-1246.

Ventsel, E. & Krauthammer, T., 2001. *Thin plate and shells..* New York: Marcel Dekket.

Verruijt, A., 1995. *Computational geomechanics.* s.l.:Springer Science & Business Media.

Von Wolffersdorff, P.-A., 1994. *The results of sheet pile wall Field Test in Hochstetten,* Lehrstuhl für Bodenmechanik und Grundbau: Univ., Inst. für Bodenmechanik und Felsmechanik.

Vossoughi, K. C., 2001. *Étude numérique du comportement des ouvrages de soutènement à la rupture.* s.l.:Thèse de doctorat, École centrale Paris.

Vulpe, C., 2011. *Développements d'indicateurs de qualité dans la modélisation des ouvrages géotechniques par la méthode des éléments finis: applications aux soutenements.* s.l.:Doctoral dissertation, Université Paris-Est.

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), pp. 151-162.

Wennberg, D., Wennhage, P. & Stichel, S., 2011. *Orthotropic models of corrugated sheets in finite element analysis.* s.l., ISRN Mechanical Engineering 2011.

Winkler, E., 1867. *Die Lehre Von Elasticitaet Und Festigkeit.* s.l., 1st Edn., H. Dominicus, Prague..

Wolffersdorff, P.-A., 1994. *The Results of the Sheetpile Wall Field Test in Hochstetten.* s.l.:Université de Karlsruhe.

Wolters, H. J., 2012. *Reliability of Quay Walls,* s.l.: Delft University of Technology.

Woods, R. I., 2003. *The application of finite element analysis to the design of embedded retaining walls,* s.l.: (Doctoral dissertation, University of Surrey)..

Wu, S. H., Ou, C. Y., Ching, J. & Hsein Juang, C., 2011. Reliability-based design for basal heave stability of deep excavations in spatially varying soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,* 138(5), pp. 594-603.

Xia, Y., I., F. M. & Flores, E. S., 2012. Equivalent models of corrugated panels. *International Journal of Solids and Structures,* 49(13), pp. 1453-1462.

Xue, L. K., 2003. *Numerical Modelling of Anchor-Soil Interaction,* s.l.: Ph.D. thesis of the National University of Singapore.

Yáñez-Godoy, H., Mokeddem, A. & Elachachi, S. M., 2017. Influence of spatial variability of soil friction angle on sheet pile walls' structural behaviour. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards,* pp. 1-16.

Youssef Abdel Massih, D. & Soubra, A. H., 2010. Effet de la variabilité spatiale du sol dans l'étude du comportement des fondations superficielles filantes. *Revue Francaise de Géotechnique, (130), 41.,* 130(41), pp. 41-50.

Yu, Y., Damians, I. P. & Bathurst, R. J., 2015. Influence of choice of FLAC and PLAXIS interface models on reinforced soil–structure interactions. *Computers and Geotechnics,* Volume 65, pp. 164-174.

Notations

MISS : méthode d'interaction sol-structure

CR : coefficient de réaction

EF : élément finis

PLQ : plaque

MISS-CR : méthode d'interaction sol structure par coefficient de réaction et poutre

MISS-CR-PLQ : méthode d'interaction sol structure par coefficient de réaction et plaque

MISS-EF : méthode d'interaction sol structure par éléments finis massif

CPS : coefficient partiel de sécurité

V.A : variabilité aléatoire

C.A : champ aléatoire

MEFS : méthode des éléments finis stochastiques

FDP : fonction de distribution de probabilité

CE : Circulant Embedding

KL : Karhunen-Loève

SMC : simulations de Monte-Carlo

LNCR : loi normale centrée réduite

COV : coefficient de variation

Annexe A

Annexe A

A.I. Résultats probabilistes

Cette annexe regroupe quelques résultats supplémentaires cités et décrits au chapitre V de ce manuscrit. Ces résultats présentés correspondent à des fonctions de répartition ou à des boites à moustaches relatives aux principaux résultats géomécaniques exploitables à partir de la méthode MISS-CR-PLQ à savoir :

- D_x : déplacement horizontal du rideau de palplanches,
- $\sigma_{V.M}$: contrainte de Von-Mises dans la palplanche,
- $\sigma_{max.Tirant}$: la contrainte dans le tirant,
- $\sigma_{max.Lierne}$: la contrainte dans la lierne,
- T_{abs} : tassement maximal,
- $T_{diff.25m}$: tassement différentiel sur 25 m.

Plusieurs études paramétriques ont été menées permettant d'analyser l'effet de plusieurs paramètres statistiques comme : les longueurs de corrélation et les coefficients de variation.

A.I.1. Influence de la dispersion de l'angle de frottement (COV_φ)

Ces résultats correspondent à la variation du COV de l'angle de frottement du sol.

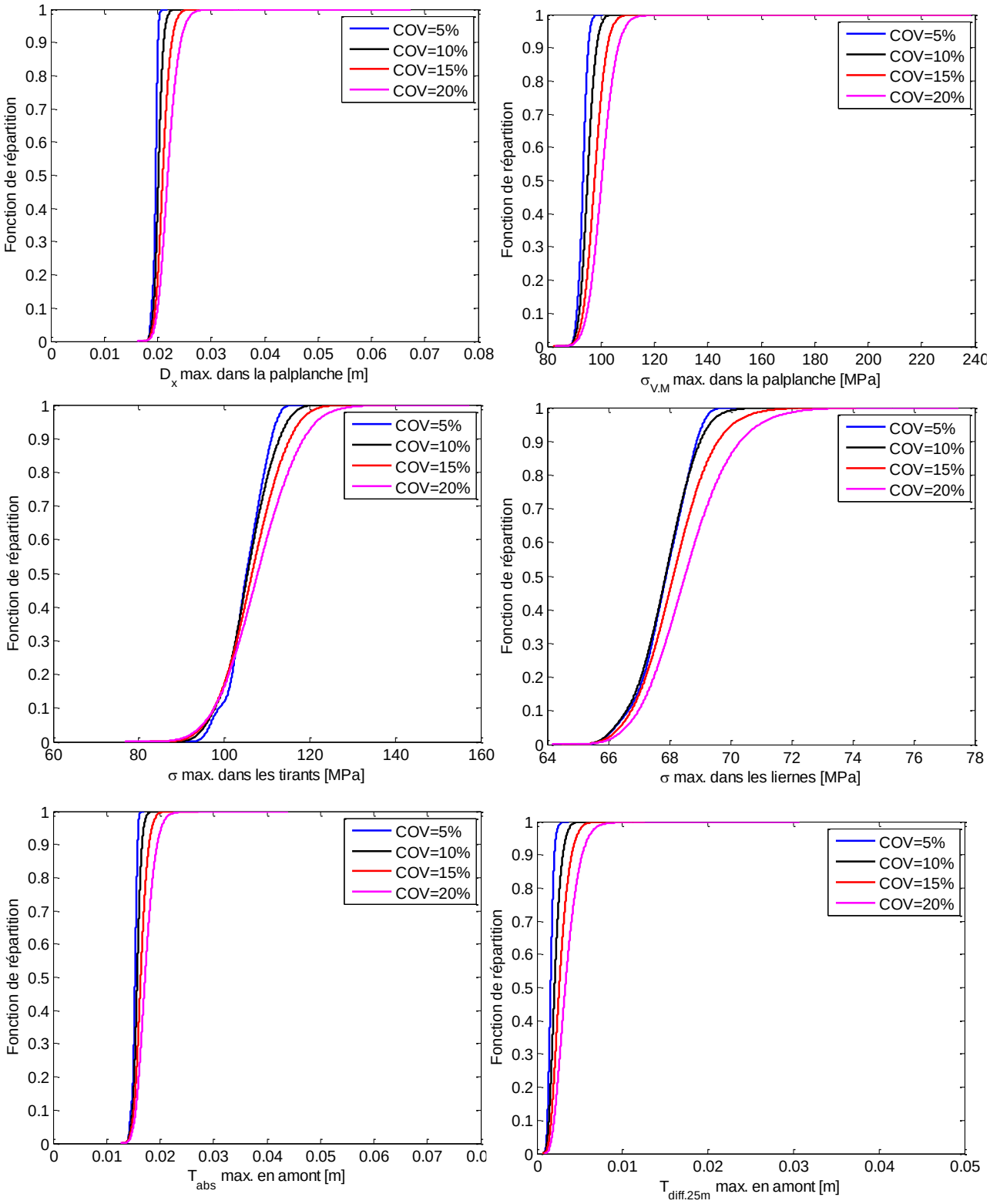


Figure Annexe-I.1. Fonctions de répartition pour quelques grandeurs géomécaniques suite à la variation du coefficient de variation de l'angle de frottement COV_φ.

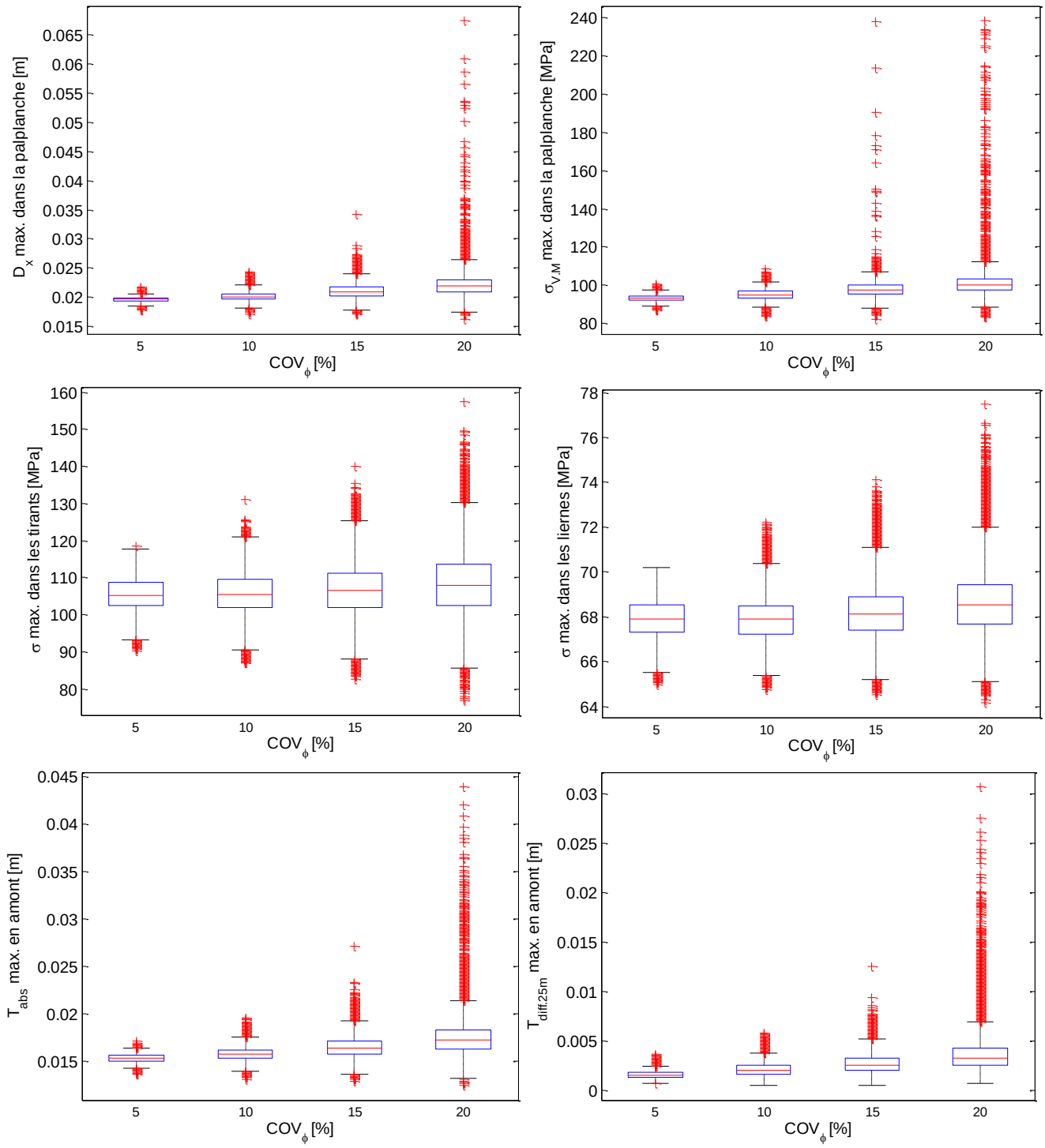


Figure Annexe-I.2. Représentation par boite à moustache de quelques grandeurs géomécaniques suite à la variation du coefficient de variation de l'angle de frottement COV_{φ}.

A.I.2. Influence de la dispersion de la cohésion (COV_c)

Ces résultats correspondent à la variation du COV de la cohésion du sol.

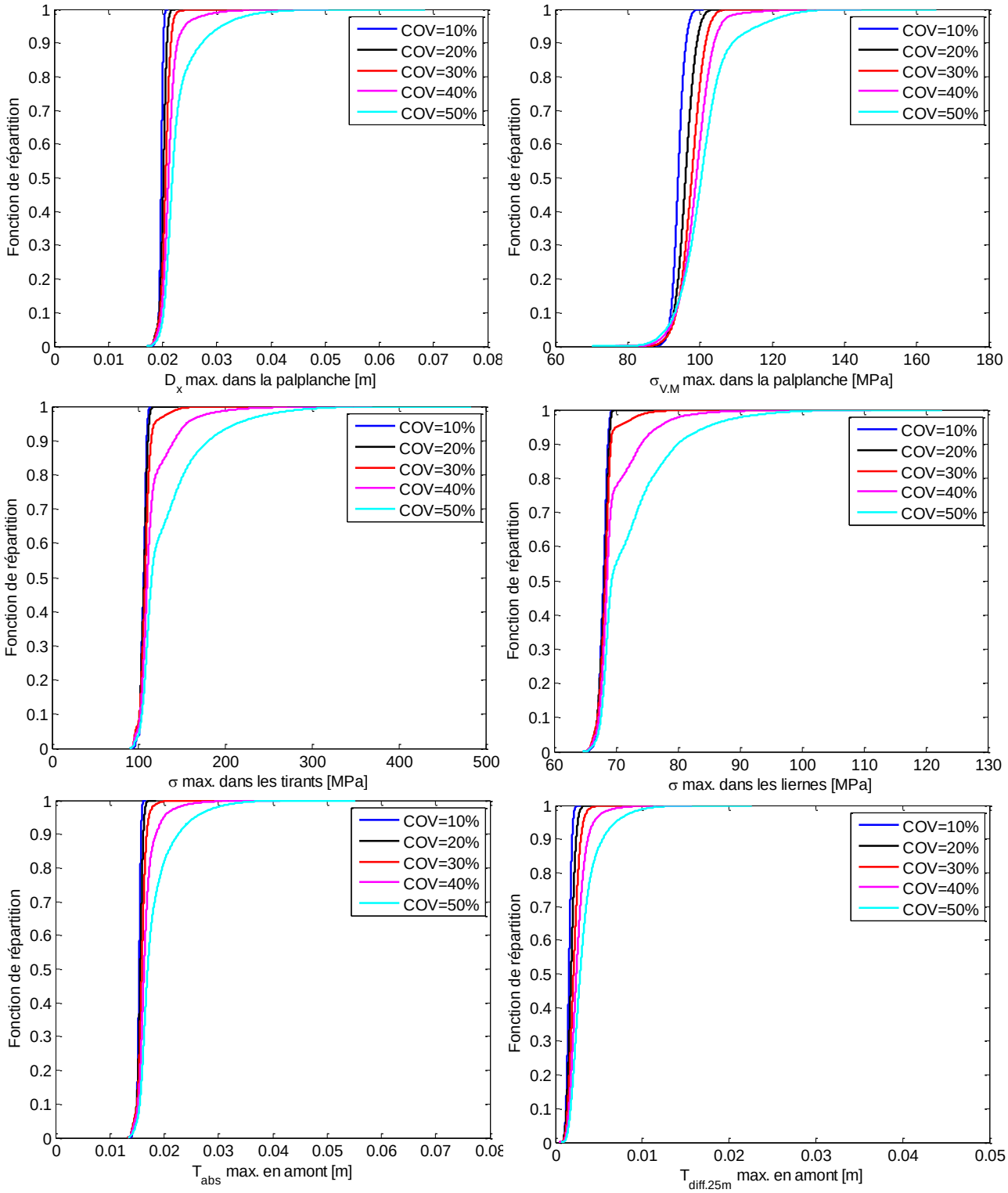


Figure Annexe-I.3. Fonctions de répartition pour quelques grandeurs géomécaniques suite à la variation du coefficient de variation de l'angle de frottement COV_c.

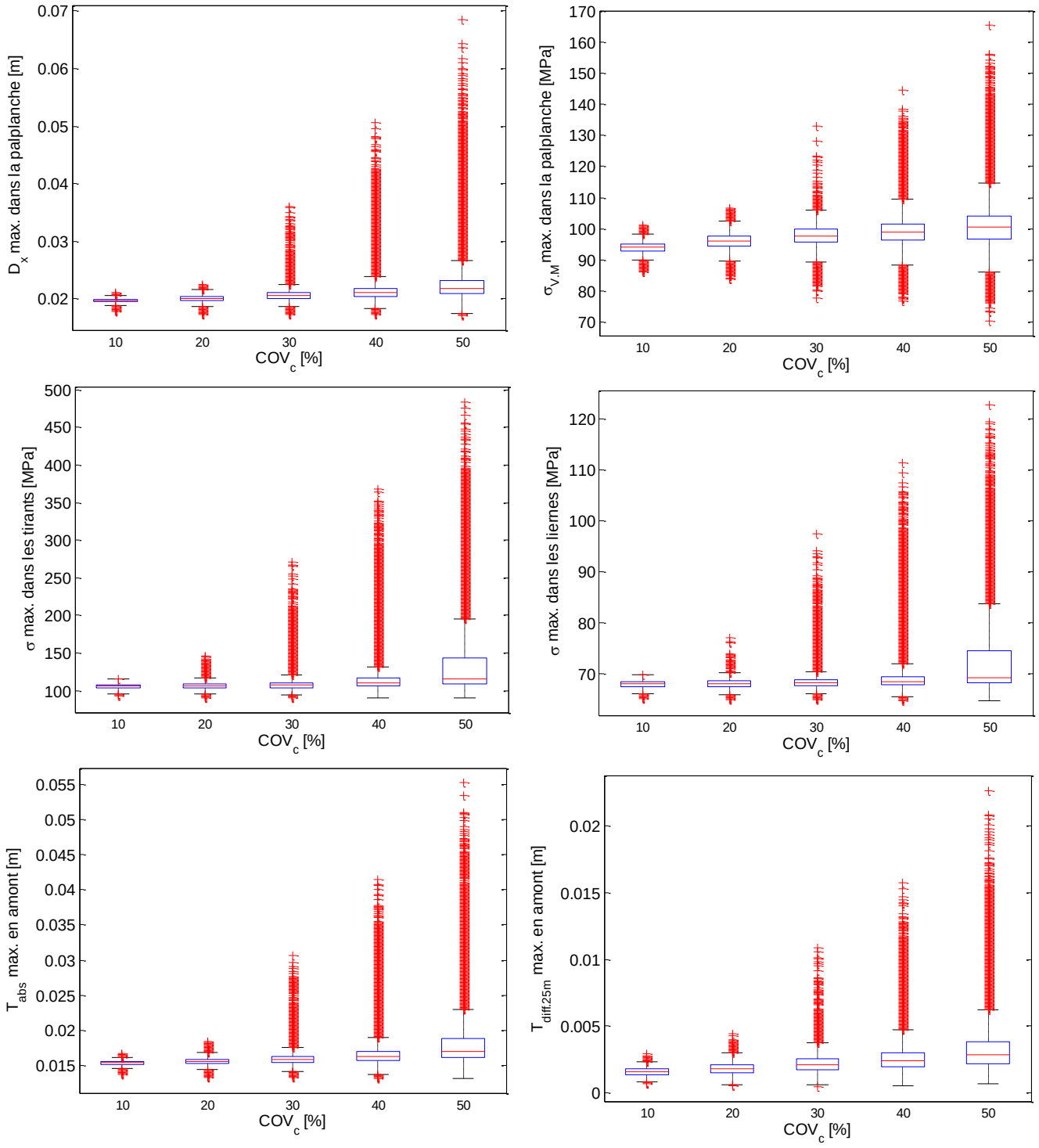


Figure Annexe-I.4. Représentation par boite à moustache de quelques grandeurs géomécaniques suite à la variation du coefficient de variation de la cohésion COV_c.

A.I.3. Influence de la dispersion du module pressiometrique (COV_{Es})

Ces résultats correspondent à la variation du COV du module pressiométrique du sol.

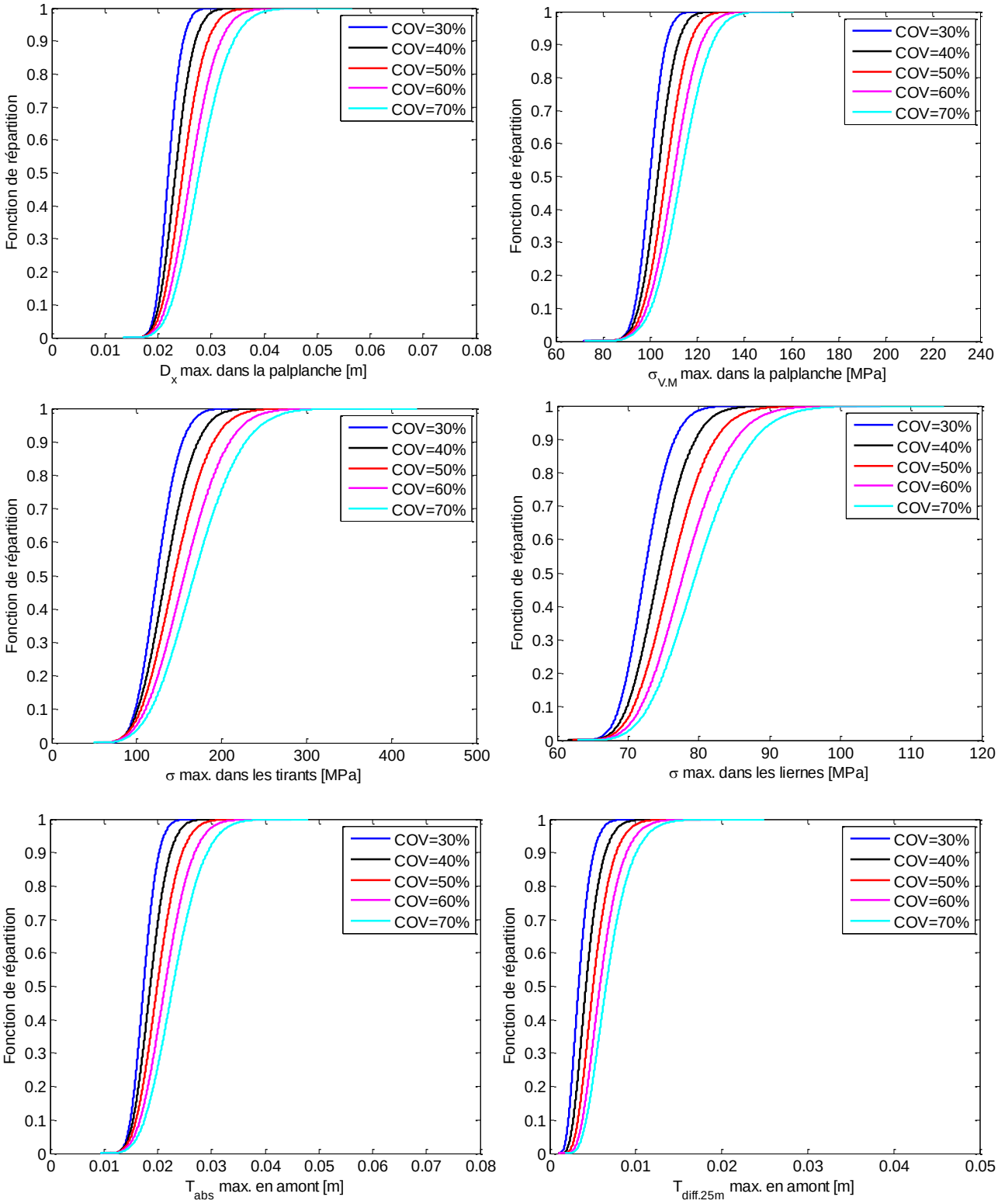


Figure Annexe-I.5. Fonctions de répartition pour quelques grandeurs géomécaniques suite à la variation du coefficient de variation du module pressiometrique COV_{Es}.

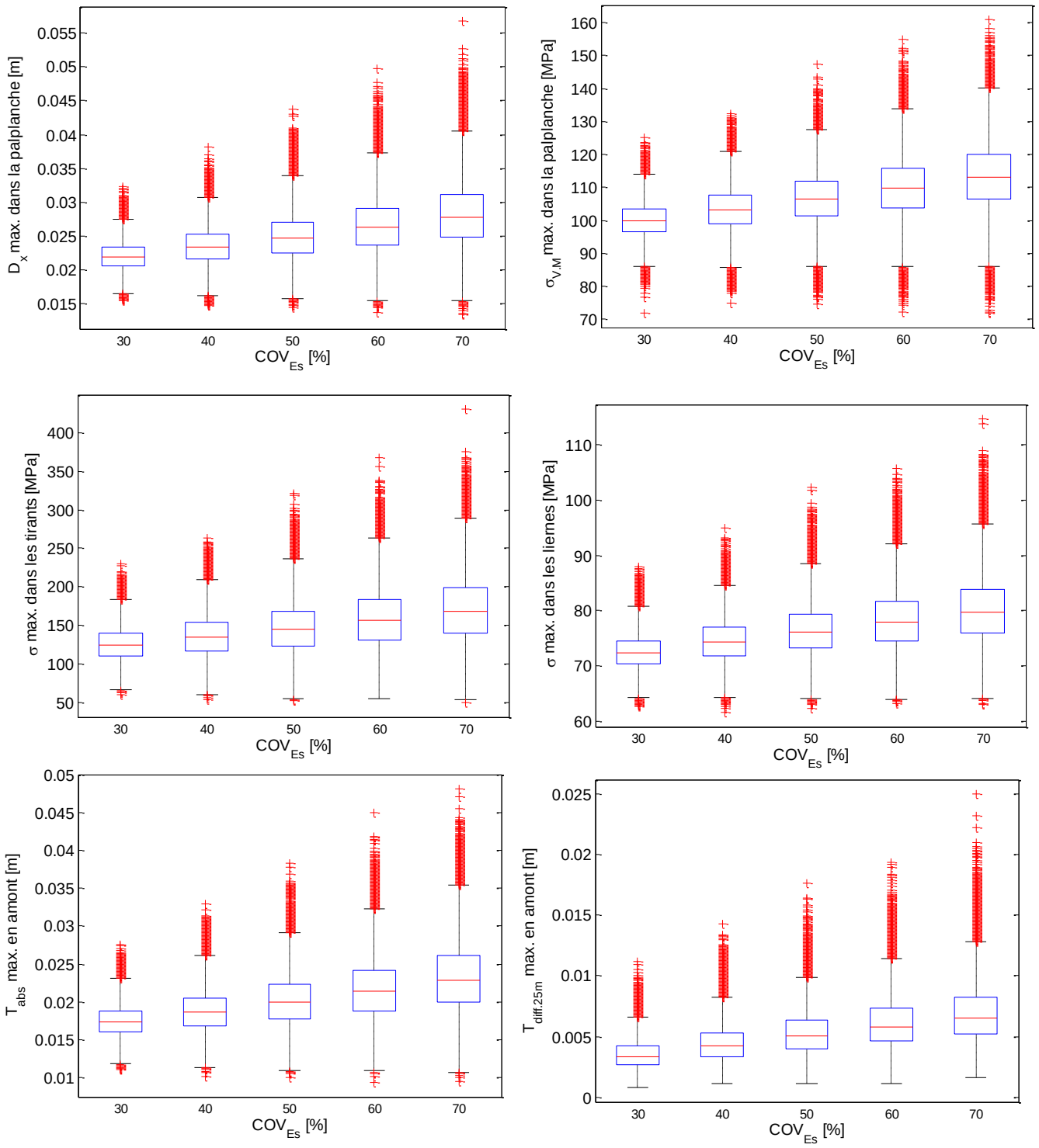


Figure Annexe-I.6. Représentation par boite à moustache de quelques grandeurs géomécaniques suite à la variation du coefficient de variation du module pressiometrique COV_{Es}.

A.I.4. Influence de la longueur de corrélation verticale (δ_v)

Ces résultats correspondent à la variation de $\boldsymbol{\delta_v}$ décrivant la viabilité de trois paramètres géotechniques (φ, c et E_S).

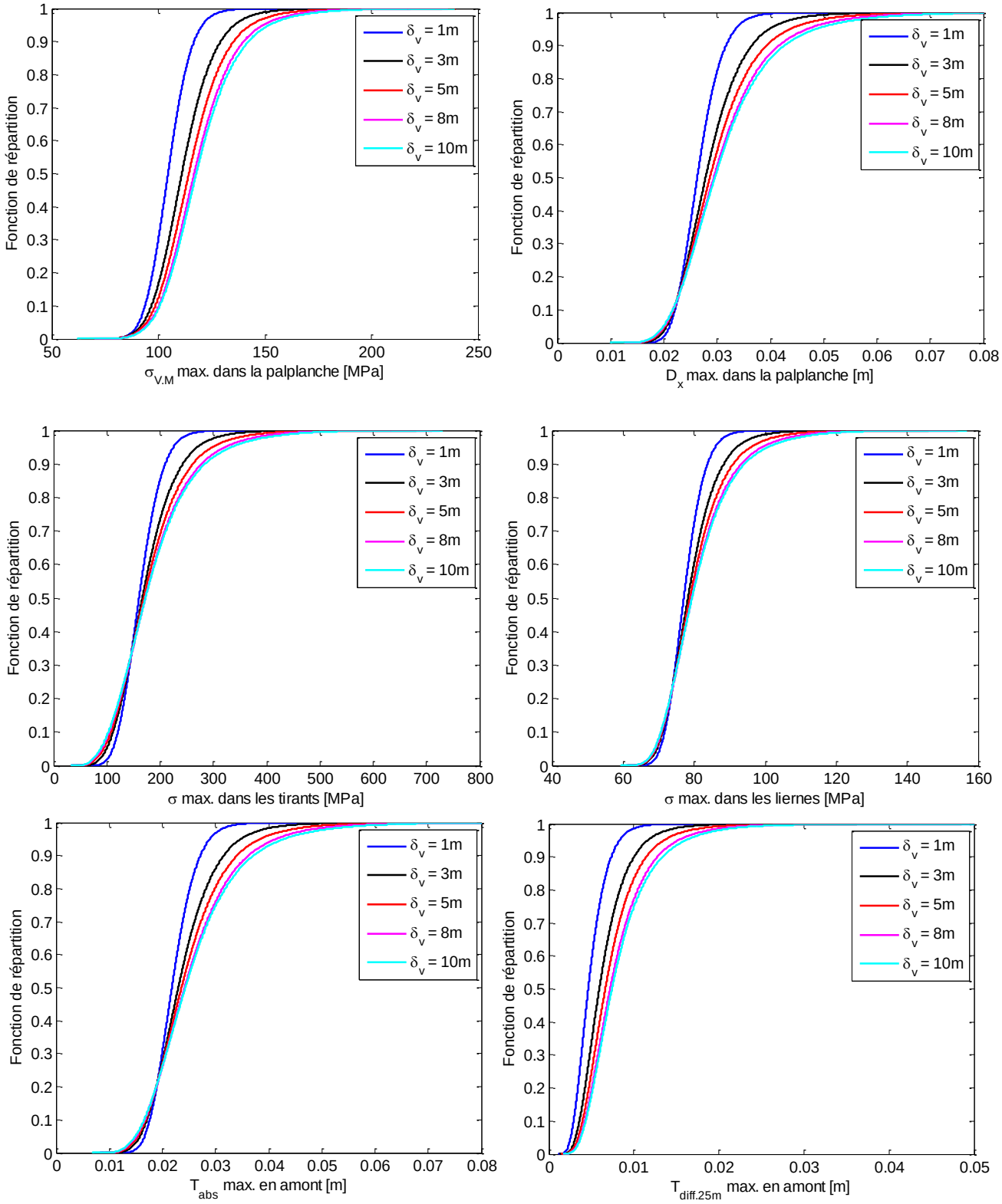


Figure Annexe-I.7. Fonctions de répartition pour quelques grandeurs géomécaniques suite à la variation de δ_v.

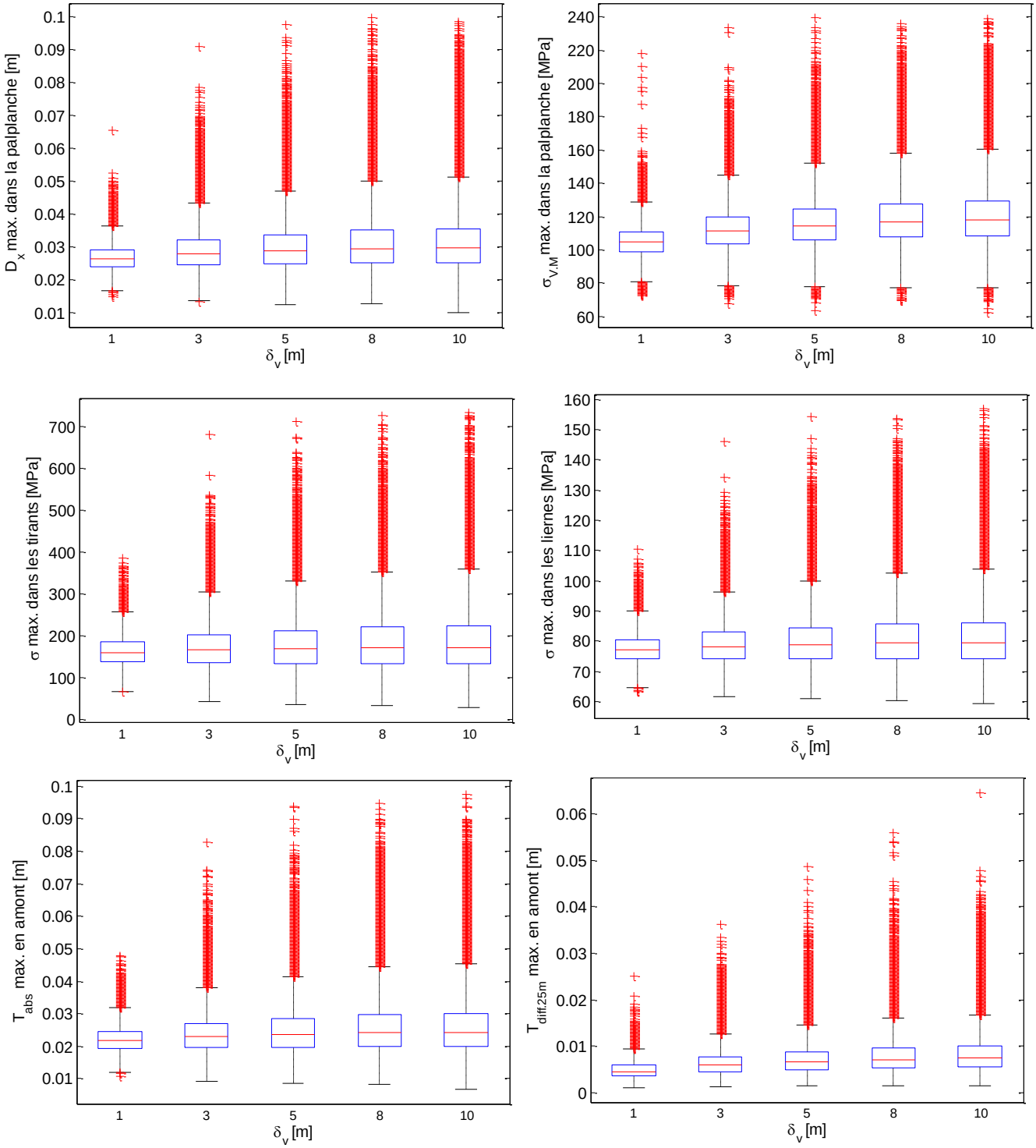


Figure Annexe-I.8. Représentation par boite à moustache de quelques grandeurs géomécaniques suite à la variation de δ_v.

A.I.5. Influence de la longueur de corrélation horizontale (δ_h)

Ces résultats correspondent à la variation de δ_h décrivant la viabilité de trois paramètres géotechniques (φ, c et E_S).

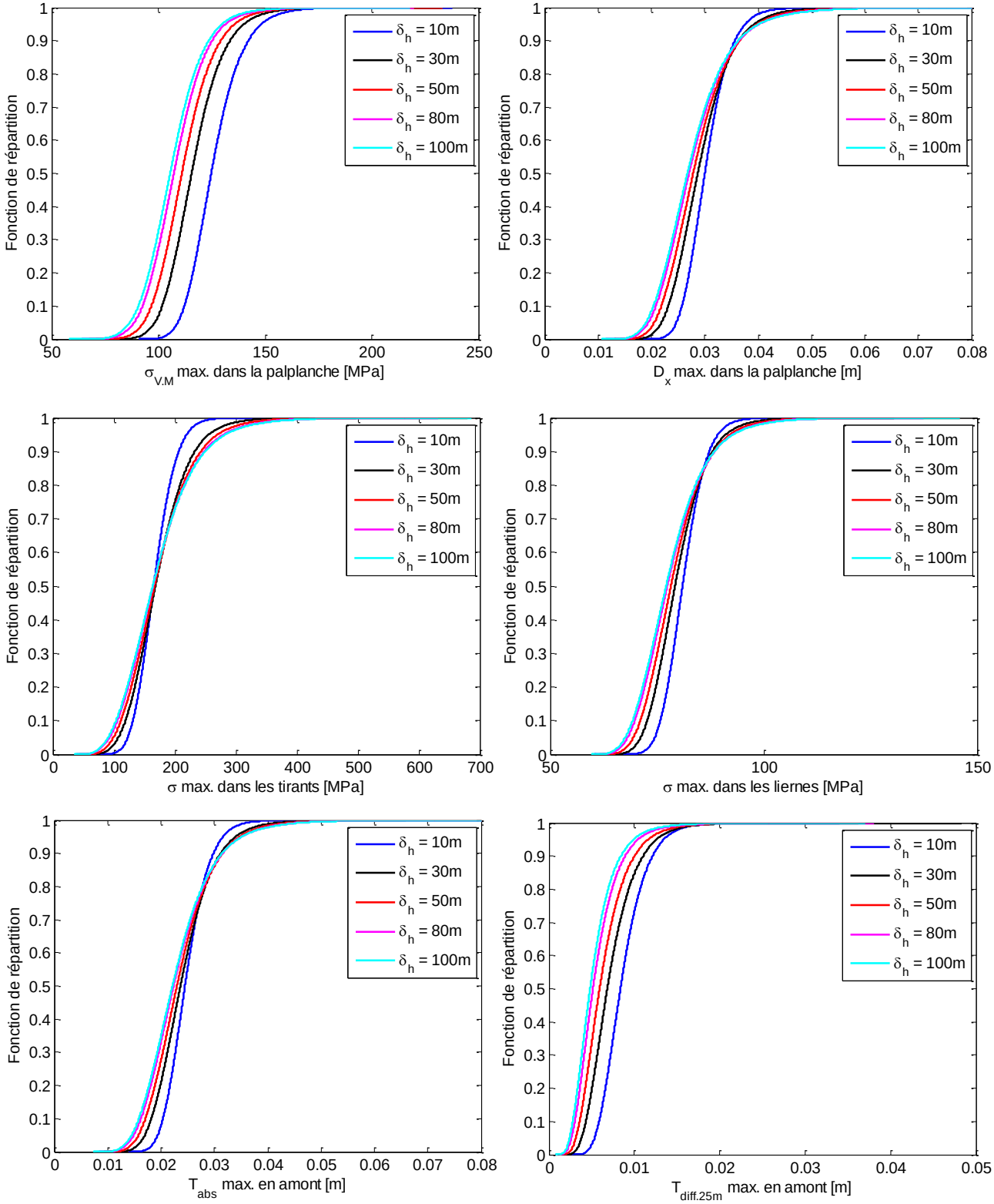


Figure Annexe-I.9. Fonctions de répartition pour quelques grandeurs géomécaniques suite à la variation de δ_h pour une longueur d'ouvrage de 49m.

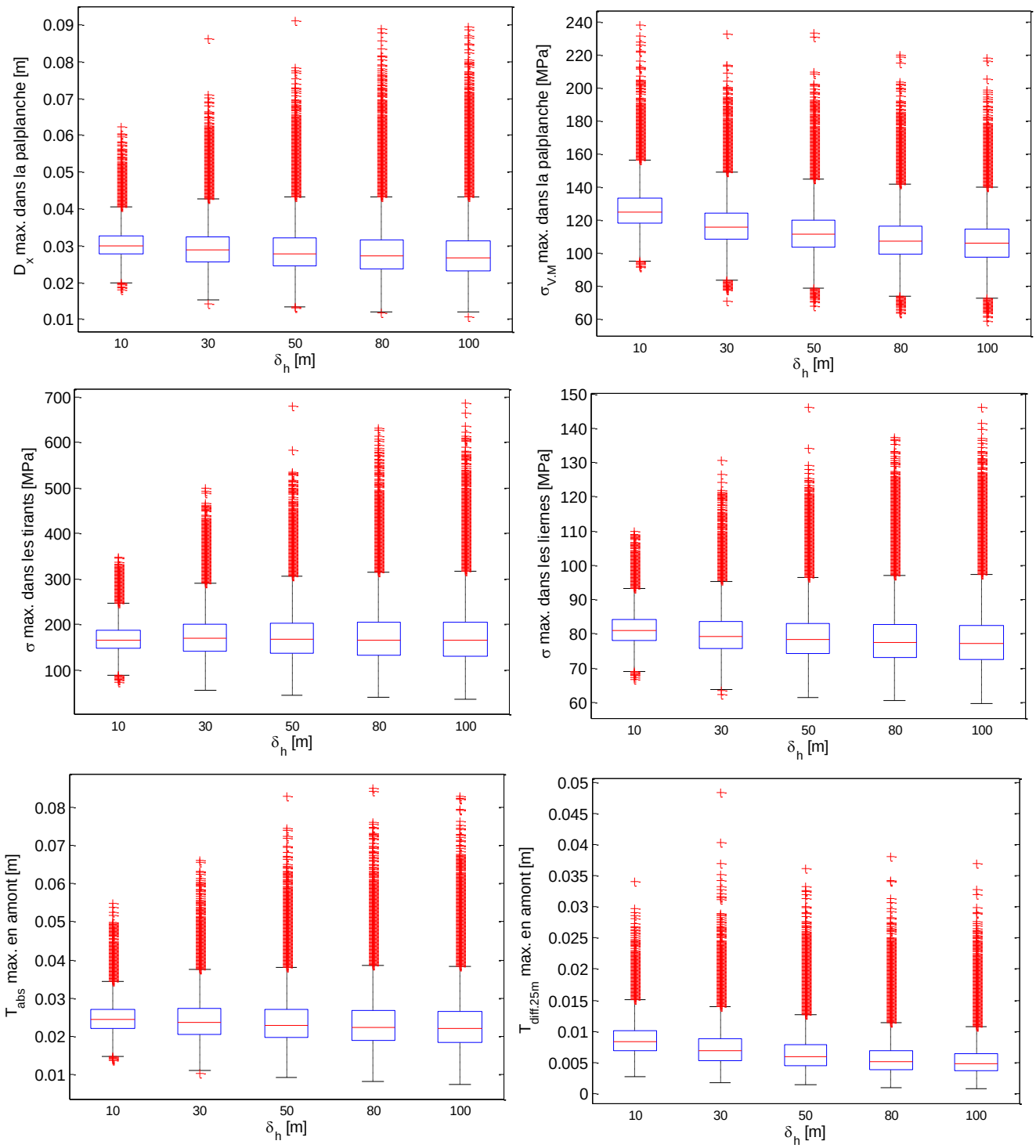


Figure Annexe-I.10. Fonctions de répartition pour quelques grandeurs géomécaniques suite à la variation de δ_h pour l'ouvrage PL50.

A.II. Résultats de l'analyse de fiabilité

Les résultats présentés ici complètent ceux déjà présentés au §V.4.5. Pour rappel il s'agit de mener une analyse de fiabilité dans laquelle on utilise des longueurs de corrélations horizontales δ_h différentes pour décrire la variabilité du sol. Deux méthodes d'équivalence de la plaque orthotrope sont comparées :

- EQUIV1 : basée sur (Samanta & Mukhopadhyay, 1999) avec les hypothèses additionnelles liées à la prise en compte du cisaillement transverse (§II.3.7.1.6).
- EQUIV2 : basé sur le modèle de (PLAXIS, 2016) avec les hypothèses que nous avons décrit au Chapitre II (§II.3.7.1.3 et II.3.7.1.5.2).

- *Les états limites géotechnique ELUG*

La Figure Annexe-II.1 illustre les valeurs d'indice de fiabilité des deux états limites géotechniques ELUG-1 et ELUG-2. L'analyse de cette figure montre que l'augmentation de δ_h entraine une diminution de l'indice de fiabilité β. Cela est valable pour les deux modèles d'équivalence et sur les deux ELUG (1 et 2). A certains intervalles de δ_h, la variation de β est différente selon le modèle d'équivalence utilisé. C'est le cas sur l'intervalle de $\delta_h \in$ [10-30] m de l'ELU-G1 où le modèle EQUIV2 conduit à une variation plus importante en passant de 4,11 à 3,72 de fiabilité, alors que pour le modèle EQUIV1 la valeur de β passe de 3,45 à 3,28. On remarque d'ailleurs pour ce même ELU-G une réduction de l'écart entre les deux méthodes pour une augmentation de δ_h. Le positionnement des courbes observé ici permet de dire que la surestimation de certaines rigidités par EQUIV2 va conduire à une sous-estimation du risque. Par ailleurs, pour l'ELU-G2 l'écart est quasiment constant entre les deux approches.

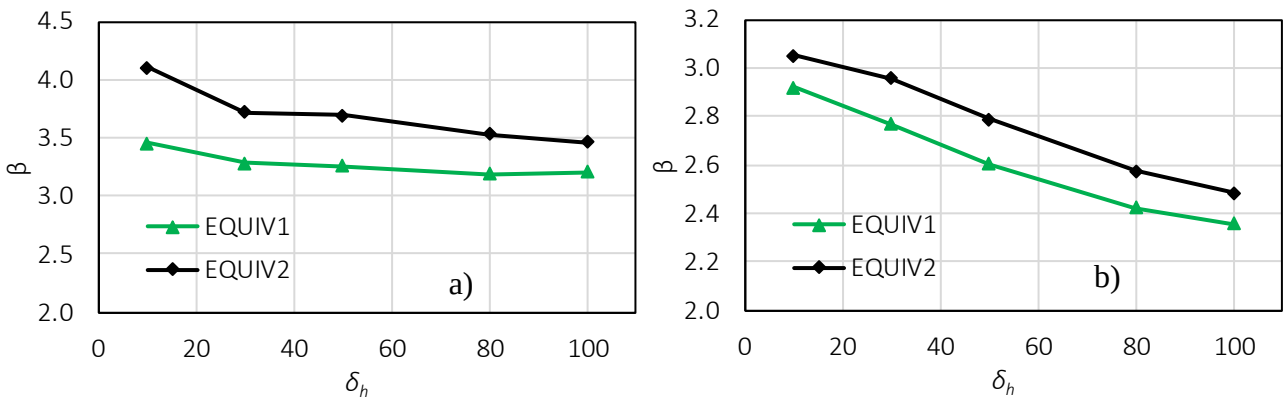


Figure Annexe-II.1. Influence de la variation de δ_h exprimée par indice de fiabilité β pour des modèles de plaques équivalentes différentes : a) ELU-G1, b) ELU-G2.

- *Les états limites de structures ELUS*

On compare ici les trois états limites de structure ELUS1, ELUS2 et ELUS3 représentant respectivement les trois structures présentes : palplanche, tirant et lierne. Les résultats sont exprimés par indice de fiabilité pour les deux modèles d'équivalence : EQUIV1 et EQUIV2. Les valeurs de fiabilité sont déterminés soit de manière directe par [V.17] pour l'ELUS1 ou de manière indirecte ce qu'on appelle fiabilité estimé par l'équation [V.19] pour l'ELU-S2 et

l'ELU-S3 dans la . On mène une analyse de ces indices de fiabilité en distinguant les deux familles.

Pour l'ELUS1

La Figure Annexe-II.2 résume l'influence de δ_h sur les valeurs de fiabilité de l'ELU-S2 en considérant deux modèles d'équivalence (EQUIV1 et EQUIV2). Pour cet ELU, l'équivalence par EQUIV2 conduit aux valeurs de fiabilité les plus basses. Cela revient aux rigidités de cette méthodes d'équivalence qui sont plus importantes, sachant que plus un élément soumis à de la flexion est rigide, plus les moments fléchissant sont importants et donc les contraintes aussi. L'écart le plus important entre les deux méthodes d'équivalences est observé pour la valeur de δ_h=50 m. Par ailleurs, l'écart le moins important est observé pour δ_h=100 m.

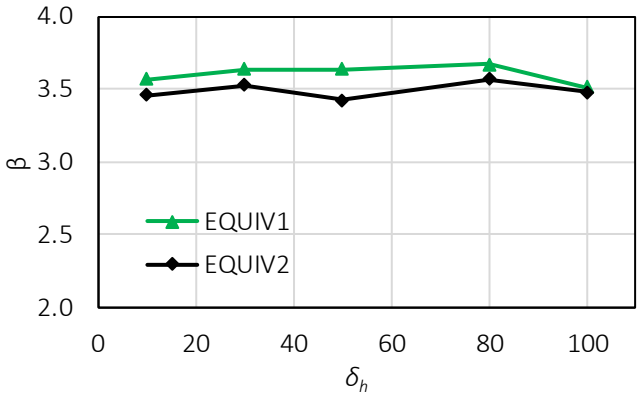


Figure Annexe-II.2. Influence de la variation de δ_h exprimée par indice de fiabilité β pour l' ELUS1 en fonction du modèle d'équivalence choisi.

Pour l'ELUS2 et ELUS3

Les résultats présentés dans la Figure Annexe-II.3 résument le comportement des tirants et des liernes (respectivement ELU-S2 et ELU-S3) vis-à-vis de l'augmentation de δ_h, et ce pour deux modèles d'équivalence différents (EQUIV1 et EQUIV2). Dans tous les cas, une augmentation de δ_h conduit à une diminution de l'indice de fiabilité β. Les deux modèles sont superposés pour l'ELUS2 (les tirants), s'expliquant par le fait que les tirants ne soient pas vraiment impactés par le choix du modèle. Les liernes qui ont le rôle mécanique de rigidifier les rideaux

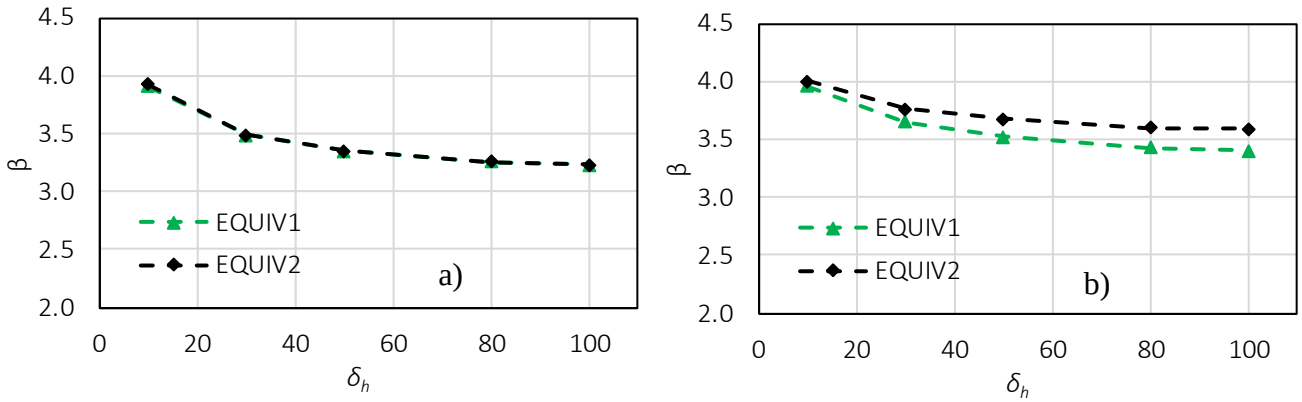


Figure Annexe-II.3. Influence de la variation de δ_h exprimée par indice de fiabilité β pour des modèles de plaque équivalente différents : a) ELU-S2 et b) ELU-S3.

de palplanches aux droits de leur positionnement sont directement impactées par le choix du modèle d'équivalence. En effet, vu que le modèle EQUIV2 se base sur des valeurs de rigidité dans la direction horizontale plus importantes que le modèle EQUIV1 cela conduit à réduire les sollicitations sur les liernes et donc à réduire les chances de défaillances. De plus il apparait que plus la longueur de corrélation augmente, plus l'écart de fiabilité entre les deux modèles est important pour δ_h = 100 m on observe une fiabilité de 3,4 pour EQUIV1 contre 3,6 pour EQUIV2.

- *Les états limites de service ELS*

La Figure Annexe-II.4 correspond à l'ELS-E1 exprimant le tassement maximal par indice de fiabilité pour des longueurs de corrélations horizontales différentes δ_h. Deux modèles d'équivalence sont évalués ici : EQUIV1 et EQUIV2. La comparaison des courbes représentant ces deux modèles permet de constater :

- Une sous-estimation du risque et des défaillances par EQUIV2 qui est pour rappel plus rigide que EQUIV1.
- L'écart entre les valeurs de β est plus important pour de faibles valeurs de δ_h sachant que pour EQUIV2 et δ_h = 10 m aucune défaillance n'a été observée. Une augmentation de δ_h conduit à la diminution de l'écart entre les valeurs de fiabilité exprimés par les méthodes d'équivalen**ce**.

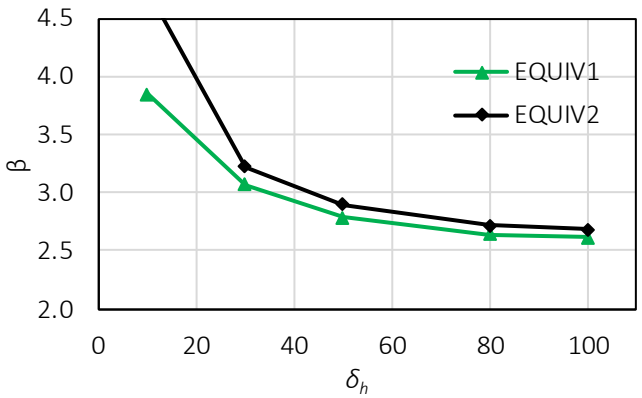


Figure Annexe-II.4. Influence de la variation de δ_h sur ELS-E1 exprimée par indice de fiabilité β pour des modèles de plaque équivalente différents.

Titre : Modélisation géomécanique et probabiliste des rideaux de palplanches : prise en compte de l'interaction sol-structure et de la variabilité spatiale du sol

Résumé :

Le comportement géomécanique des ouvrages géotechniques à l'exemple des rideaux de palplanches est entaché d'incertitudes épistémiques liées aux hypothèses régissant le modèle géomécanique de calcul, mais aussi d'incertitudes aléatoires liées à la variabilité spatiale du sol. L'objectif principal de cette thèse est de mieux appréhender l'effet de ces incertitudes sur le comportement d'un rideau de palplanches. Pour cela le présent mémoire s'articule autour de quatre points principaux :

Le premier point est relatif d'une part à l'analyse des hypothèses utilisées pour la modélisation géomécanique d'un rideau de palplanches et d'autre part à l'extension de la méthode des coefficients de réaction d'un système unidimensionnel basé sur une poutre et des appuis élastoplastiques à un système bidimensionnel de plaque orthotrope sur le même type d'appuis (MISS-CR-PLQ).

Le deuxième point concerne la modélisation de la variabilité spatiale du sol. Après une comparaison entre deux méthodes de génération de champs aléatoires, nous avons retenu la méthode Circulant Embedding pour son efficience. Plusieurs études paramétriques ont été menées pour analyser les effets des hypothèses prises lors de la génération des champs aléatoires.

Le troisième point concerne la mise en place d'une démarche mécano-fiabiliste permettant d'intégrer la variabilité spatiale du sol pour le cas des rideaux de palplanches.

Le quatrième point est consacré à l'application de la démarche développée pour un cas d'étude à travers des analyses probabilistes et fiabilistes. L'influence des paramètres statistiques (*e.g.* les longueurs de corrélation, la corrélation croisée, …), mécanique et géométrique a été étudiée.

Mots clés : *rideau de palplanches, interaction sol-structure, coefficients de réaction, MISS-CR-PLQ, comportement orthotrope, variabilité spatiale, démarche mécano-fiabiliste, fiabilité.*

Title : Geomechanical and probabilistic modelling of sheet pile walls: soil-structure interaction and soil spatial variability effects

Abstract :

The geomechanical behaviour of geotechnical structures such as sheet pile walls is subjected to epistemic uncertainties due to geomechanical models' assumptions and also the aleatory uncertainties which could be related to the soil spatial variability. The main objective of this thesis is to gain more insight into the effect of these uncertainties on the sheet pile behaviour. To this end, this thesis focuses on four main issues:

The first one is related on the one hand to the analysis of the used geomechanical hypotheses for modelling of retaining walls. On the other hand, to extend the one-dimensional subgrade reaction method which is based on a beam relying on elastoplastic supports to a two-dimensional system that call to an orthotropic plate relying on the same supports (MISS-CR-PLQ).

The second issue concerns the soil spatial variability modelling. After a key comparison between two random field generation methods, we selected the Circulating Embedding method for its efficiency. Several parametric studies have been conducted to analyse the effects of different assumptions of random field generation.

The third issue is related to the implementation of the proposed mechanical-reliability approach taking into account the soil spatial variability.

The last issue is devoted to the application of the developed approach to a case study through probabilistic and reliability analyses. The influence of statistical parameters (*e.g.* correlation lengths, cross-correlation,...), mechanical and geometrical has been examined.

Keywords : *sheet pile walls, soil-structure interaction, subgrade reaction, MISS-CR-PLQ, orthotropic behaviour, spatial variability, mechanical reliability approach, reliability.*