UNIVERSITÉ LAVAL

Étude statique et dynamique d'un mur de soutènement fixe par la méthode des éléments finis

Mémoire

Bilal Younsi

Maîtrise en génie civil - avec mémoire
Maître ès sciences (M. Sc.)

Québec, Canada

© Bilal Younsi, 2020

Étude statique et dynamique d'un mur de soutènement fixe par la méthode des éléments finis

Mémoire

Bilal Younsi

Sous la direction de :

Adolfo Foriero, directeur de recherche

RÉSUMÉ

Le comportement du mur de soutènement soumis à une excitation dynamique a été l'objet de nombreuses recherches. La première méthode est l'approche de Mononobe-Okabe (1929). Après cette méthode, plusieurs méthodes et approches ont été développées, notamment les approches pseudo-statiques et pseudo-dynamiques pour les murs libres, et l'approche de Wood (1973) pour les murs fixes.

Ce mémoire présente une étude (2D) statique et dynamique d'un mur de soutènement qui soutient un remblai sableux. Le mur est considéré immobile à l'extrémité extérieure, tandis qu'à l'extrémité intérieure, il se déforme pour créer un domaine élastique dans le massif sableux. La réalisation de cette étude est assurée par des séries de simulations numériques avec les méthodes des éléments finis sous le logiciel commercialisé COMSOL. L'hypothèse sur le sable est un sol sec dont le contenu d'eau est nul. La validation du modèle est faite avec la comparaison des résultats obtenus avec ceux de Wood (1973), dans la littérature. Les analyses des domaines stationnaires, temporaires et fréquentielles ont été utilisées dans les différentes simulations dans COMSOL. Les principaux paramètres, qui ont été étudiés, sont : le coefficient de poisson, la longueur du remblai, la fréquence d'excitation, la rigidité verticale de l'élément d'interface, l'amortissement, les forces de gravité et l'amplitude d'excitation. Les résultats obtenus ont démontré que les pressions de tensions de Von Mises croissent avec l'augmentation du coefficient de poisson et de la longueur du remblai. La rigidité verticale d'élément d'interface engendre des tensions dans le domaine élastique principalement dans la partie supérieure du mur. L'absence de force de gravité constitue le cas le plus défavorable, surtout dans le volet dynamique pour le mur rugueux. C'est toutefois le contraire pour le mur lisse. L'étude fréquentielle a permis de déterminer que le système a un contenu fréquentiel bas. L'accélération spectrale a mis le point sur les caractéristiques de notre système, soit la période et la fréquence naturelles du système.

ABSTRACT

The behavior of the retaining wall under dynamic excitation has been the subject of many researches. The first method is the approach of Mononobe-Okabe (1929). After this method, several methods and approaches have been developed, including pseudo-static and pseudo-dynamic approaches for free walls, and Wood's (1973) approach for a fixed wall.

This work presents a static and dynamic (2D) study of a retaining wall that supports a dry sand embankment. The wall is considered motionless at the outer end, while at the inner end, it deforms to create an elastic domain in the sandy mass. The realization of this study is ensured by a series of numerical simulations with finite element methods under the COMSOL software. The hypothesis on the sand is a dry soil whose water content is zero. The validation of the model is done with the comparison of the results obtained with those of Wood (1973) in the literature. Stationary, temporary and frequency domain analysis were used in the different simulations in COMSOL. The main parameters that have been studied are the poisson coefficient, the length of the backfill, the excitation frequency, the vertical stiffness of the interaction element, soil damping, the gravitational forces and the amplitude of the excitation. The results obtained showed that Von Mises stress pressures rise with the increase in the Poisson coefficient and the length of the embankment. The vertical rigidity generates tensions in the elastic domain mainly in the upper part of the wall. The absence of force of gravity constitutes the most unfavorable case especially in the dynamic shutter for the rough wall. It is, however, the opposite case for the smooth wall. The frequency study showed that the system has a low frequency content. The spectral acceleration has given the characteristics of our system; the period and the natural frequency of the system.

Table des matières

RÉSUMÉ iii
ABSTRACT iv
Table des matières v
Liste des figures x
Liste des tableaux xiv
Remerciements xvi
Introduction 1
Mise en contexte 3
Problématique 5
Étude proposée 5
Objectifs de la recherche 6
Organisation du mémoire 7
Chapite 1 : Synthèse bibliographique sur les ouvrages de soutènement 9
1.1 Généralités sur les ouvrages de soutènement 10
1.1.1 Types d'ouvrages de soutènement 10
1.1.1.1 Fonctionnement par le poids 10
1.1.1.2 Fonctionnement par encastrement 11
1.1.1.3 Les encrages subissent la totalité ou une partie de la poussée du sol. 13
1.1.2 Conception, dimensionnement et justification des murs de soutènement 13
1.1.2.1 Choix du type de mur 14
1.1.2.2 Dimensionnement et choix des ouvrages de soutènement 14
1.2 Stabilité globale 16
1.2.1 Stabilité externe 16
1.2.1.1 Stabilité au poinçonnement 16
1.2.1.2 Stabilité au glissement 16
1.2.1.3 Stabilité au renversement 17
1.2.2 Stabilité interne 17
Chapite 2 : Généralité sur les effets sismiques 18
2.1 Origine des séismes 18
2.2 Activité sismique au Canada 19

2.3 Ondes sismiques 21
2.3.1 Ondes de volume 21
2.3.1.1 Ondes P 21
2.3.1.2 Ondes S 22
2.3.2 Ondes de surface 22
2.3.2.1 Ondes de Love 23
2.3.2.2 Ondes de Rayleigh 23
2.4 Enregistrement des séismes 24
2.5 Magnitude d'un séisme 25
2.6 Paramètres sismiques 25
2.6.1 Paramètres d'amplitudes 25
2.6.2 Paramètres de la durée 26
2.7 Aléa sismique 26
Chapite 3 : Méthodes de calcul dans la littérature 28
3.1 Le mur libre : 28
3.1.1 Méthode statique du mur de soutènement 28
3.1.1.1 Méthode de la ligne de glissement 28
3.1.1.2 La Méthode de Rankine 29
3.1.1.2.1 Le cas actif 29
3.1.1.2.2 Le cas passif 32
3.1.1.3 Méthode de Coulomb (1776) 33
3.1.1.3.1 Le cas actif 34
3.1.1.3.2 Le cas passif 36
3.1.2 Les méthodes pour déterminer les pressions dynamiques 37
3.1.3 La méthode pseudo statique 37
3.1.3.1 La méthode de Manonobe-Okabe (1929) 37
3.1.3.1.1 Les hypothèses de la méthode de M-O 38
3.1.3.1.2 La poussée dynamique du sol 38
3.1.3.1.3 Limitation de la méthode M-O 39
3.1.3.1.4 Le cas passive de la pression de la terre sur le mur 39
3.1.3.1.5 L'approche Seed et Whitman (1970) 41
3.1.3.2 L'approche de Venanzio R. Greco (2003) 43
3.1.3.2.1 La procédure de cette approche 44

3.1.4 Méthode pseudo dynamique 45
3.1.4.1 L'approche de Steedman et Zeng (1990) 45
3.1.4.1.1 Les hypothèses de cette approche 45
3.1.4.1.2 Les procédures de cette approche 45
3.1.4.1.3 Le point d'application de la force 47
3.1.4.2 L'approche de Choudhury et Nimbalkar (2006) 48
Force d'inertie horizontale 50
Force d'inertie verticale 50
3.1.4.3 L'approche de Choudhury et al. (2014) 52
3.1.4.3.1 Détermination de la pression active dynamique 53
3.2 Mur de soutènement immobile 55
3.2.1 Travail de WOOD (1973) 55
3.2.1.1 Analytique solution 56
3.2.1.2 Les équations d'équilibre aux limites 56
3.2.1.3 La relation contrainte – déformation 56
3.2.1.4 Le point d'application de la méthode de Wood (1973) 59
Chapite 4 : Simulation et modélisation numérique 60
4.1 Introduction 60
4.2 Le logiciel COMSOL multi-physiques 61
4.2.1 Généralité 61
4.2.2 Les modèles physiques dans COMSOL 63
4.2.3 Les modules physiques déjà préparés par COMSOL 64
Chapite 5 : Le comportement et lLes lois de rupture des sols 65
5.1 L'amortissement 65
5.1.1 L'amortissement de Rayleigh 65
5.2 Les lois de rupture des sols 67
5.2.1 Le critère de Mohr-Coulomb 67
5.2.1.1 Cas particulier 69
5.2.2 Le critère de Tresca 69
5.2.3 Critère de Von Mises 71
Chapite 6 : Le modèle de simulation 73
6.1 La géométrie du modèle 73
6.2 Les hypothèses de simulation 73

6.3 Les conditions aux limites 74
6.3.1 Les limites libres 74
6.3.2 L'interaction 74
6.3.3 L'axe de symétrie 75
6.3.4 Les limites fixées 75
6.4 Les propriétés des matériaux 76
Chapite 7 : Les simulations et les validations 77
7.1 Validation du modèle avec Wood (1975) 77
7.2 Études de maillages 79
7.2.1 Description et procédure 79
7.2.2 Résultat 82
7.2.3 Interprétation et discussion 82
Chapite 8 : Étude statique 84
8.1 Étude paramétrique 84
8.2 Mur rugueux 84
8.2.1 Changement de coefficient de poisson 84
8.2.2 Changement de la longueur du remblai 89
8.3 Mur lisse 92
8.3.1 Changement du coefficient de poisson 92
8.3.1.1 Interprétation 96
8.3.2 Changement de la longueur du mur 97
8.3.2.1 Interprétation 99
8.4 Changement de la rigidité verticale 100
8.4.1 L'effet sur les contraintes agissantes sur le mur 101
8.4.2 L'influence sur le déplacement 102
Chapite 9 : Étude de dynamique 105
9.1.1 La rigidité verticale d'éléments d'interaction 106
9.2 Nature et composantes de l'excitation extérieure 106
9.3 Étude comparative entre le dynamique et la statique du mur 107
9.3.1 Analyse des résultats 109
9.3.2 Conclusion 110
9.4 Étude de l'effet d'amortissement sur le comportement sol-mur de soutènement 110
9.4.1 L'équation du mouvement 111

9.4.2 Études des contraintes autour du mur 112
9.4.3 Étude du déplacement horizontal du mur de soutènement 114
9.4.4 Étude du taux de déformation déviatorique du mur de soutènement 117
9.4.4.1 Mur rugueux 117
9.4.4.2 Mur lisse 118
9.5 Interprétation 119
9.6 Étude de l'influence de la force de gravité sur le comportement du mur : 119
9.6.1 Conclusion 122
9.7 Étude fréquentielle pour le mur 123
9.7.1 Les contraintes de Von Mises au long du mur 123
9.7.2 Analyse à la hauteur adimensionnelle de 0.8 126
9.7.2.1 Analyse des contraintes de Von Mises et de Tresca à la hauteur de 0.8 H 127
9.7.2.2 Analyse de déplacement de la façade intérieure du mur à la hauteur de 0.8 H 129
9.7.3 Conclusion 130
9.8 L'accélération spectrale 130
9.8.1 Détermination de l'accélération spectrale 130
9.8.2 Changement d'amplitude d'accélération d'excitation 132
9.8.3 Comparaison des accélérations spectrales 133
Conclusion 134
Bibliographie 138

Liste des figures

Figure 1. Déplacement suffisant de la rupture plastique (Das. 2009) 4
Figure 2. Cas de type ou le critère de plasticité n'est pas satisfaite, station hydroélectrique de Castaic Wood (1975) 5
Figure 3. Les différentes composantes du modèle à simuler. 6
Figure 4. Mur type cellulaire (Shlosser,1991) 10
Figure 5. Mur en terre armée (Shlosser, 1991) 11
Figure 6. Murs cantilevers (Shlosser, 1991) 12
Figure 7. Les parois Berlinoises (Shlosser, 1991) 13
***Figure 8**. Efforts qui s'appliquent sur un ouvrage Source : M.BIETH Emanuel « ENTRE. Cours de Mécanique des sols appliqués. Murs de soutènement »* 15
Figure 9. Stabilité du système Source : M.BIETH Emanuel « ENTRE. Cours de Mécanique des sols appliqués. Murs de soutènement. 16
Figure 10. Stabilité interne du mur, Source : M. BIETH Emanuel « ENTRE. Cours de Mécanique des sols appliqués. Murs de soutènement » 17
Figure 11. L'épicentre et la propagation des ondes (cea.fr) 19
Figure 12. Historique des séismes au Canada de 1627 à 2015. (Ressources naturelles Canada. RNCA) 20
Figure 13. Propagation des ondes P. 22
Figure 14. La propagation des ondes S. 22
Figure 15. La propagation des ondes de Love. 23
Figure 16. Propagation des ondes de Rayleigh. 23
Figure 17. Sismomètre vertical et horizontal source (OBSERVATOIRE ROYAL DE BELGIQUE Séismologie-Gravimétrie). 24
Figure 18. Exemples des trois types de signaux accélérométriques. 24
Figure 19. Fonction sinusoïdale simple d'un séisme. 25
Figure 20. Aléas sismiques dans le monde. (Ressources naturelles Canada. RNCA) 27
Figure 21. Comportement du mur de soutènement pour le cas actif (Rankine). (Helwany, 2007) 29
Figure 22. Cercle de Mohr pour les pressions latérales actives. (Helwany, 2007) 30
Figure 23. Les plans de rupture (Helwany, 2007) 30
Figure 24. Comportement du mur de soutènement pour le cas passif (Rankine) (Helwany, 2007) 32
Figure 25. Les différents cas de rupture de Rankine dans le cercle de Mohr (Helwany, 2007) 32
Figure 26. Les forces en cas d'équilibre 34
Figure 27. La pression active : cas du théorème de Coulomb (Das. 2010) 34
Figure 28. Détermination la pression maximale avec l'angle critique (Helwany, 2007) 35
Figure 29. Diagramme des forces exercées sur le mur de soutènement méthode M-O (tirée de Munfakh, et. Al. 1998) 37
***Figure 30.** Les forces sur le mur pour la méthode de M-O avec le diagramme des forces (Kramer, 2004).* 40

Figure 31. Détermination de la pression latérale dynamique à l'aide d'incrément dynamique (tirée(SEED, et al., 1970)) 42
Figure 32. Approche de (Venanzio R.Greco, 2003) 43
Figure 33. Diagramme des forces pour l'approche (Venanzio R.Greco, 2003). 44
Figure 34. Exemple numérique de la méthode de Greco (tirée de Greco (2003)).. 45
Figure 35. Calcul de la pression dynamique de la Terre (tiré Steedman et Zeng, 1990). 46
Figure 36. Comparaison de la méthode Steedman et Zeng avec la méthode de M-O (tiré Steedman et Zeng, 1990). 47
Figure 37. Résultat des centrifugeuses pour le moment dynamique. (tiré Steedman et Zeng, 1990). 48
Figure 38. Modèle pour calculer les pressions pseudo dynamiques de la terre. (Choudhury and Nimbalkar, 2006) 50
Figure 39. Comparaison entre les deux méthodes pseudo statique et dynamique.(Choudhury et Nimbalkar (2006)) 51
Figure 40. Diagramme des forces dans l'approche de (Choudhury et al., 2014a). 53
Figure 41.L'effet de la vitesse de l'onde de Rayleigh sur le coefficient de la pression *Kae*(Choudhury et al (2014)) 55
Figure 42 . Modèle de Wood (1973) 56
Figure 43. Les conditions de limites pour Wood (1973). 57
Figure 44. Exemple d'un résultat de la force adimensionnelle Wood (1973). 58
Figure 45. Exemple d'un résultat du moment adimensionnel Wood (1973) 59
***Figure 46**. Variation de l'amortissement de Rayleigh en fonction (tiré de Cruz, et Miranda (2017))* 66
Figure 47. Application des contraintes selon le critère de Terzaghi (Comsol Manual) 67
Figure 48. L'application du cercle de Morh pour le critère de Mohr-Coulomb (Comsol Manual) 68
Figure 49. Le cône ouvert dans le critère de Mohr-Coulomb (Comsol Manual) 68
Figure 50. Les limites supérieures et inférieures du critère de Tresca. (Comsol Manual) 70
Figure 51. La limite d'élasticité des critères Tresca (à gauche) et Von Mises (à droite). (Comsol Manual) 71
***Figure 52.** Les deux critères de la rupture Von Mises et Tresca.* 72
Figure 53. Le modèle proposé pour la simulation. 73
Figure 54. Les conditions libres. 74
Figure 55. L'interaction sol-mur 75
Figure 56. L'axe de symétrie. 75
Figure 57. Les limites fixées 76
Figure 58. Comparaison entre les différentes méthodes. 78
***Figure 59**. Étude comparative des contraintes en fonction de maillage.* 82
Figure 60. Contrainte adimensionnelle en fonction de la hauteur adimensionnelle (H=L) pour les valeurs de coefficient de poisson (0.2, 0.3, 0.4, 0.49), cas mur rugueux. 85

Figure 61. *Contrainte adimensionnelle en fonction de la hauteur adimensionnelle (L=2H) pour les valeurs de coefficient de poisson (0.2, 0.3, 0.4, 0.49), cas mur* rugueux. 86
Figure 62. Contrainte adimensionnelle en fonction de la hauteur adimensionnelle (L=3H) pour les valeurs de coefficient de poisson (0.2, 0.3, 0.4, 0.49), cas mur rugueux. 86
Figure 63. *Contrainte adimensionnelle en fonction de la hauteur adimensionnelle (L=5H) pour les valeurs de coefficient de poisson (0.2, 0.3, 0.4, 0.49), cas mur* rugueux. 87
Figure 64. *Contrainte adimensionnelle en fonction de la hauteur adimensionnelle (L=10H) pour les valeurs de coefficient de poisson (0.2, 0.3, 0.4, 0.49), cas mur* rugueux. 87
Figure 65. Contrainte adimensionnelle au long du mur pour un coefficient de poisson (0.2) avec des valeurs de la longueur du remblai : L=H, L=2H, L=3H, L=5H et L=10H – cas mur rugueux. 89
Figure 66. Contrainte adimensionnelle au long du mur pour un coefficient de poisson (0.3) avec des valeurs de la longueur du remblai : L=H, L=2H, L=3H, L=5H et L=10H – cas mur. rugueux. 90
Figure 67. *Contrainte adimensionnelle au long du mur pour un coefficient de poisson (0.4) avec des valeurs de la longueur du remblai : L=H, L=2H, L=3H*, L=5H et L=10H – cas mur. rugueux 90
Figure 68. Contrainte adimensionnelle au long du mur pour un coefficient de poisson (0.49) avec des valeurs de la longueur du remblai : L=H, L=2H, L=3H, L=5H et L=10H – cas mur rugueux. 91
Figure 69. Contrainte adimensionnelle en fonction de la hauteur adimensionnelle (H=L) pour les valeurs de coefficient de poisson (0.2, 0.3, 0.4, 0.49) – cas mur lisse. 93
Figure 70. Contrainte adimensionnelle en fonction de la hauteur adimensionnelle (L=2H) pour les valeurs de coefficient de poisson (0.2, 0.3, 0.4, 0.49) – cas mur lisse. 94
Figure 71. Contrainte adimensionnelle en fonction de la hauteur adimensionnelle (L=3H) pour les valeurs de coefficient de poisson (0.2, 0.3, 0.4, 0.49) – cas mur lisse. 94
Figure 72. *Contrainte adimensionnelle en fonction de la hauteur adimensionnelle (L=5H) pour les valeurs de coefficient de poisson (0.2, 0.3, 0.4, 0.49) – cas mur lisse.* 95
Figure 73. Contrainte adimensionnelle en fonction de la hauteur adimensionnelle (L=10H) pour les valeurs de coefficient de poisson (0.2, 0.3, 0.4, 0.49 -, cas mur lisse. 95
Figure 74. Contrainte adimensionnelle le long du mur pour un coefficient de poisson (0.2) avec des valeurs de la longueur du remblai : L=H, L=2H, L=3H, L=5H et L=10H – cas mur lisse 98
Figure 75. Contrainte adimensionnelle le long du mur pour un coefficient de poisson (0.49), avec des valeurs de la longueur du remblai : L=H, L=2H, L=3H, L=5H et L=10H – cas mur lisse 98
Figure 76. L'influence de la rigidité verticale sur l'interaction sol-mur. 101

Figure 77. Étude comparative du déplacement du mur pour les deux rigidités verticales k=1e-6et k=1e9. 103
Figure 78. L'accélération d'excitation en fonction du temps. 107
Figure 79. Les contraintes adimensionnelles dynamiques versus statiques (mur rugueux). 108
Figure 80. Les contraintes adimensionnelles dynamiques versus statiques (mur lisse). 109
Figure 81. Comparaison des contraintes de Von Mises sur le mur sans et avec amortissement (mur rigide). 112
Figure 82. Comparaison des contraintes adimensionnelles de Von Mises sur le mur avec et sans amortissement. (mur lisse) 114
Figure 83. Comparaison de la réponse du mur avec et sans amortissement. (mur rugueux) 115
Figure 84. Comparaison de la réponse du mur sans et avec amortissement. (mur lisse) 116
Figure 85. Le taux de déformation déviatorique pour les deux avec et sans amortisseur d'un mur rugueux. 117
Figure 86. Le taux de déformation déviatorique pour les deux avec et sans amortisseur d'un mur rugueux. 118
Figure 87. Taux de déformation tout au long du mur, cas du mur rugueux. 120
Figure 88.Taux de déformation tout au long du mur lisse. 121
Figure 89. Variation des contraintes de Von Mises en fonction des fréquences à t=120s. 124
Figure 90.Variation des contraintes de Von Mises en fonction des fréquences à t=100s 125
Figure 91. Représentation du point d'analyse à la hauteur de 0.8H. 126
Figure 92.Contrainte de Tresca à la hauteur de 0.8H pour t=120s. 127
Figure 93. Contrainte de Von Mises à la hauteur de 0.8H pour t=120s. 128
Figure 94. Un graphe comparatif entre les deux contraintes de Von Mises et de Tresca. 128
Figure 95. Le déplacement en fonction du temps pour y=0.8H à l'instant t=120s. 129
Figure 96. Spectre d'accélération. 131
Figure 97. Comparaison des accélérations spectrales pour les cas Am= 0.1g, 0.2g et 0.5g. 133

Liste des tableaux

Tableau 1. Valeurs du coefficient de la pression active des terres calculées par Sokolovski (1965). 28
Tableau 2. Valeurs du coefficient de la pression passive des terres calculées par Sokolovski (1965). 29
Tableau 3. Tableau représentant différentes valeurs de K_a en fonction de l'angle de friction(tiré de (Das, 2010)) 36
Tableau 4. Comparaison du coefficient de poussée de la terre de (SEED, et al., 1970) par rapport au coefficient proposé par Mononobe-Okabe 43
Tableau 5. Valeur du coefficient de la pression de la terre en fonction de K_h, K_v,δ,$\emptyset$ (tiré de Choudhury et al. (2006)) 52
Tableau 6. *Propriété du sable :* 76
Tableau 7. Propriété de béton : 76
Tableau 8. Les différentes valeurs de contrainte adimensionnelles pour différents niveaux. 88
Tableau 9. Le point d'application et la valeur de la contrainte maximale 97
Tableau 10. Changement de la rigidité verticale d'élément d'interaction 100
Tableau 11. Les valeurs des coefficients d'amortisseur de Rayleigh (tiré Plaxis) 111
Tableau 12. Valeurs de l'accélération spectrale 131
Tableau 13. Caractéristique de notre système 132

À mes parents

Remerciements

J’adresse ma profonde gratitude au professeur Adolfo Foriero, mon directeur de recherche, pour sa patience, ses conseils, ses encouragements et pour son temps si précieux qu'il m'a donné tout au long de ce travail de recherche. J'apprécie sa générosité qui a façonnée la relation amicale que nous partageons aujourd'hui. Je suis reconnaissant de ce privilège qu’il m’a accordé en acceptant de m’encadrer dans cette recherche de maîtrise.

Je suis reconnaissant à l’ensemble du corps professoral de génie civil de l’Université Laval pour le savoir transmis et la qualité de l’enseignement dispensé.

Je remercie sincèrement les examinateurs de ce mémoire, Vincenzo Silvestri, professeur à la Polytechnique de Montréal, et Ghassan Abou-Samra, professeur à l’Université de Moncton, pour leurs observations et leurs remarques.

J’offre mes remerciements à mes amis et mes camarades pour leurs différents soutiens dans ce travail.

Je remercie également les membre de ma famille, pour les sacrifices consentis à mon éducation et leur soutien indéfectible qu’ils trouvent ici l’expression de ma profonde reconnaissance.

Au-delà, pour tous ceux qui ont contribué à ce travail, merci !

Introduction

Les murs de soutènement sont des ouvrages géotechniques très courants et importants, particulièrement en ce qui concerne la protection des installations de transport ou de structures ou de coffrages hydrauliques voisins.

L'impact des tremblements de terre, la conception et le dimensionnement des murs de soutènement sont des problèmes majeurs qui nécessitent la détermination des pressions dynamiques sur le mur induites par le mouvement sismique du sol. La littérature fait état de plusieurs méthodes et approches permettant de calculer la poussée de la terre active qui agit sur les murs de soutènement en conditions sismiques. La méthode la plus utilisée, soit celle qui se trouve dans presque toutes les études et les recherches dans le domaine du mur de soutènement dans une région sismique est la méthode Mononobe-Okabe (M-O) (1929). Les études et les recherches établies sur ce sujet ont donné des méthodes d'extension de la méthode M-O et des méthodes indépendantes de M-O.

La méthode M-O et ses extensions sont les plus utilisées (Okabe, 1924 ; Mononobe et Matsuo, 1929 ; Richards et Elms, 1979 ; Nadim et Witman, 1983 ; Zeng et Steedman, 2000 ; Choudhury et al. 2006 et 2014). Wood (1973) a analysé la réponse des parois retenant les sols élastiques linéaires (parfaitement élastique) homogènes et reliés à une base rigide sur laquelle les parois sont fixées. Une étude paramétrique de l'interface mur-sol a été effectuée et deux cas furent examinés : Celui d'une interface lisse, et celui d'une interface rugueuse.

Les méthodes d'étude des murs de soutènement, sous des conditions séismiques, peuvent être classées sous les deux titres suivants :

Les méthodes pseudo-statiques : la solution du problème est stationnaire. Elle est indépendante du temps (t). Dans cette classe de méthode, on trouve : la méthode Mononobe-Okabe (1929), l'approche de Venanzio R. Greco (2003) et l'approche Seed et Whitman (1970).

Les méthodes pseudo dynamique : l'étude de la stabilité de murs s'articule essentiellement sur le temps ; la solution change en fonction du temps, car l'excitation séismique varie en fonction de celui-ci. Donc, les méthodes pseudo-dynamiques sont dépendantes du temps (t). On trouve, dans cette classe, les différentes méthodes suivantes : l'approche de Choudhury et Nimbalkar (2006), l'approche de Steedman et Zeng (1990) et l'approche de Choudhury et al. (2014).

Richards et Elms (1979) ont proposé une méthode pour déterminer le déplacement maximum permis pour un mur de soutènement rigide sous des excitations sismiques à l'aide de la méthode de M-O et d'une approche de Newmark.

Cependant, les méthodes pseudo-statiques et les méthodes pseudo dynamiques, abordées dans la littérature, présentent un défaut fondamental : la solution est basée sur l'équilibre limite du remblai des terres sans tenir compte de la présence des murs et de l'effet de séisme sur le mur. Caltabiano et al. (2000) ont proposé une nouvelle approche basée sur l'équilibre pseudo-statique du système sol-paroi. Ils l'ont appliquée à l'analyse de stabilité sismique des murs de soutènement avec surcharge qui prend en considération la force sismique des murs avec les forces sismiques des terres. La méthode d'analyse d'équilibre limite peut également être utilisée pour éviter cette lacune de la méthode M-O. Li et al. (2010) ont utilisé la catégorie du théorème de limite supérieure de l'analyse des limites pour tenir compte de la stabilité sismique du système sol-paroi.

Des surfaces de glissements approximativement proches de la surface de la rupture ont également été observées dans des essais de modèles dynamiques effectués sur des tables vibrantes (Watanabe et al., 2003) et en centrifugeuse (Nakamura 2006).

La méthode de M-O est la plus utilisée dans le dimensionnement des murs de soutènement partout dans le monde. De plus, dans l'histoire, on ne trouve presque pas de catastrophes causées par un mur de soutènement lors d'un séisme avec la rupture d'un mur de soutènement dimensionné par

la méthode M-O. D'ailleurs, la méthode M-O et les autres méthodes précédentes présentent une grande performance d'un mur de soutènement. Ces méthodes ne donnent pas une valeur réelle ou plus proche à la valeur réelle. En raison de cela, on trouve des études faites à l'aide de simulations numériques par éléments finis (Rouili et al. (2005)), à l'aide de logiciels de haute performance et puissance qui transforment un problème plus complexe à un problème plus simple avec des modèles constitutifs très puissants. Ceux-ci permettent de simuler le sol sous différents comportements, soit élastiques, élastoplastiques ou plastiques avec différents critères et plans de rupture. On peut citer les modèles suivants : critère Mohr-Coulomb (1773), critère Drucker-Prager (1952), critère Matsuaka-Nakai(1974,1985), critère de Tresca(1864) et aussi le modèle de Cam-Clay Modifié (1979).

La validation des résultats se fait par des expériences en laboratoire ou sur le terrain. Rouili et al. (2005) ont réalisé une étude sur un mur de soutènement en deux parties : la première partie, dans un laboratoire de simulation avec une centrifugeuse, et la deuxième partie consiste en la simulation avec le logiciel Plaxis. Ce logiciel destiné à la géotechnique utilise les méthodes d'éléments finis. Bhattacharje (2015) a fait aussi une étude de simulation numérique d'un mur de soutènement sous soumis à des charges dynamiques avec le logiciel $FLAC^{3D}$.

Le dimensionnement des murs de soutènement résistants aux excitations sismiques varie en fonction de l'importance de l'ouvrage. Le moyen le plus performant pour calculer et évaluer la résistance aux efforts sismiques, pour les cas complexes ou simples, est l'outil informatique, parce que dans la pratique, la plupart des cas sont de genre complexe.

Mise en contexte

Les méthodes standards d'équilibres aux états limites (Mononobe-Okabe, Morh-Coulomb, et Rankine) font l'hypothèse que le mur se déplace suffisamment pour induire la rupture.

L'approche la plus courante pour estimer les pressions dynamiques induites par les tremblements de terre est celle de Mononobe-Okabe (1929). Cette approche est basée sur la théorie de la plasticité et elle est une extension de la méthode bien connue de Coulomb (1776) pour les pressions statiques. Dans cette théorie on suppose que les déformations du mur sont suffisamment importantes (Figure.1) pour induire une condition de contrainte entièrement plastique dans le sol près du mur.

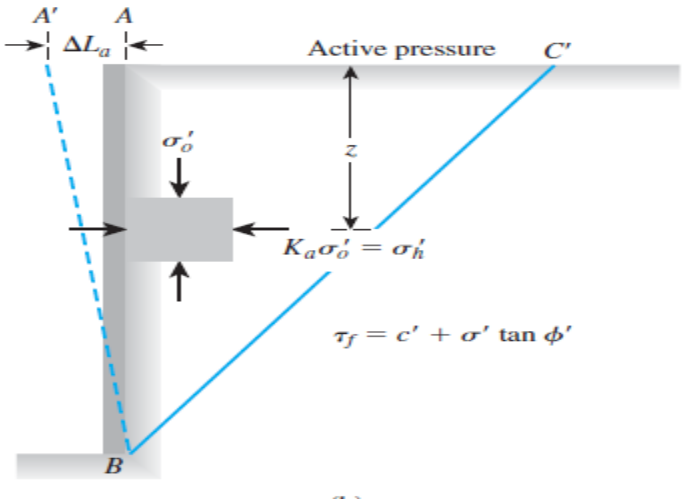


Figure 1. *Déplacement suffisant de la rupture plastique (Das. 2009)*

L'hypothèse de la plasticité évoquée ci-dessus est généralement peu vérifiée pour les sous-sols ou des murs de soutènement des grandes structures en génie civil (station d'hydroélectrique). Ainsi, à cause du faible déplacement du mur, la méthode basée sur la théorie de l'élasticité serait probablement plus appropriée (Figure.2).

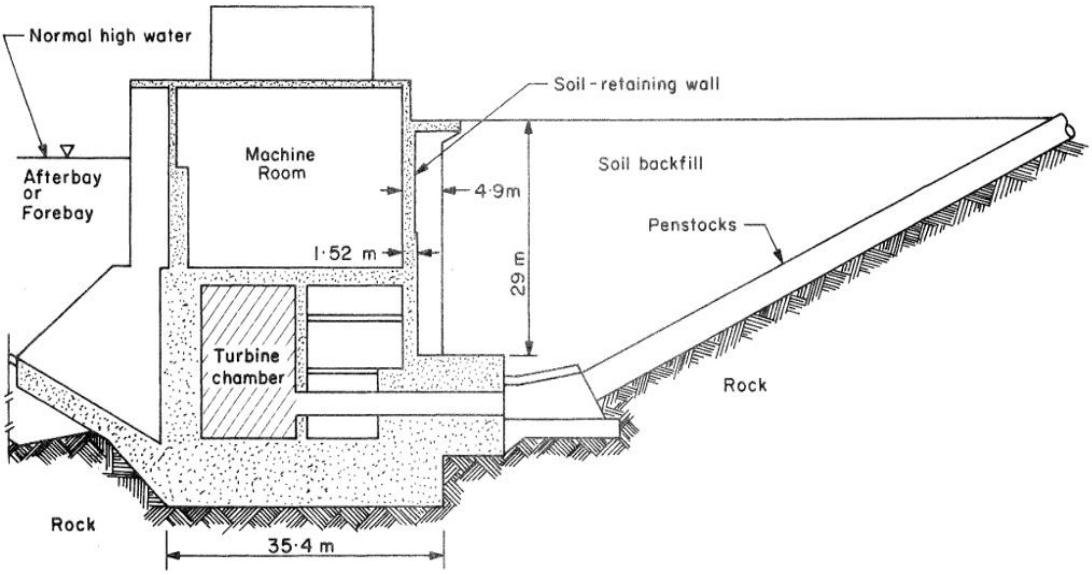


Figure 2. *Cas de type ou le critère de plasticité n'est pas satisfaite, station hydroélectrique de Castaic Wood (1975)*

Problématique

Comment se comportera le système (mur-sol) si l'extrémité extérieur du mur est fixe ou le critère de la plasticité n'est pas satisfaite ? Quels sont les paramètres du sol les plus influents quant à la réponse du système selon le volet statique et le volet dynamique?

Étude proposée

Ce travail présente une étude (2D) statique et dynamique d'un mur de soutènement qui soutient un remblai sableux. Le mur est considéré immobile à l'extrémité extérieure. Tandis qu'à l'extrémité intérieure, il se déforme pour créer un domaine élastique dans le massif sableux, comme le cas de Wood (1973). Dans notre cas, l'interaction sol-mur est un élément d'interaction élastique avec deux composantes de rigidité verticale et horizontale, comme dans l'illustration suivante :

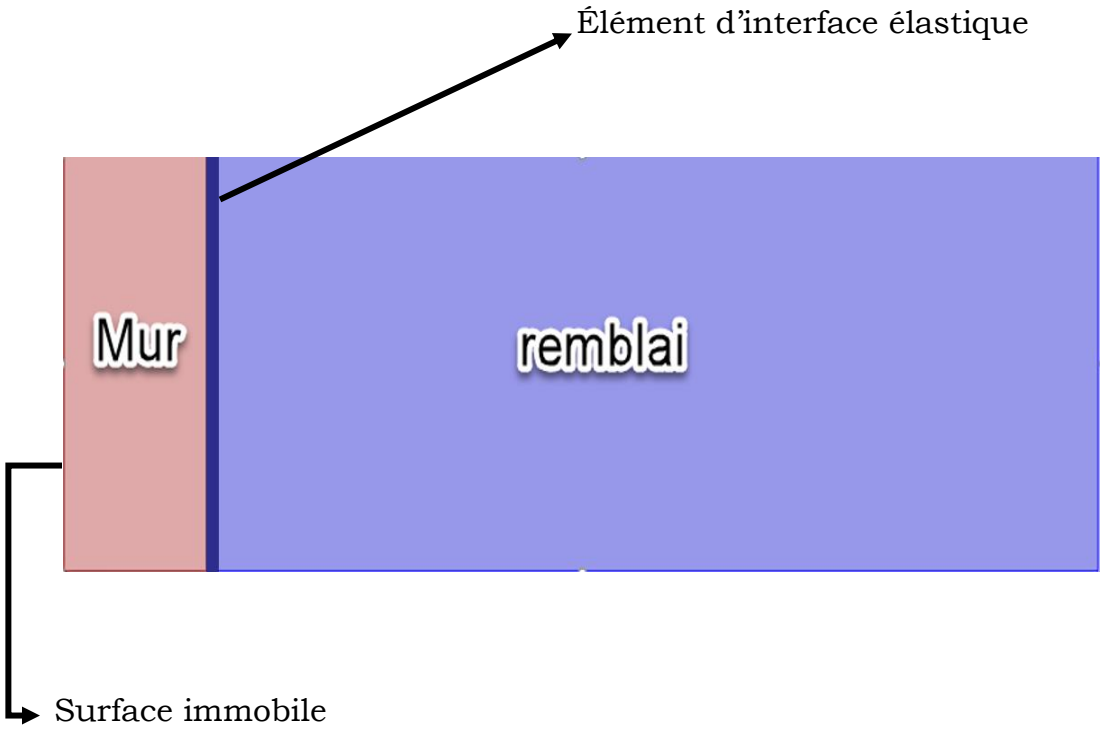


Figure 3. *Les différentes composantes du modèle à simuler.*

Objectifs de la recherche

Ce travail de maîtrise vise trois objectifs essentiels :

1. Une revue de littérature complète pour les murs de soutènement, les séismicités et les différentes méthodes et approches de calculs pour les réponses statique et dynamique.
2. L'influence des paramètres ci-dessous sur le comportement du mur fixé dans les deux volets :

- Volet statique : Le coefficient de poisson, la longueur du remblai, la rigidité verticale d'élément d'interface ;
- Volet dynamique : L'amortissement, les forces de gravité, la fréquence d'excitation et l'amplitude d'excitation.

3. À la fin de ce travail, je propose des pistes de réflexion pour une recherche doctorale.

Organisation du mémoire

Après une introduction globale sur la dynamique d'un mur de soutènement, on trouve dix chapitres : le premier chapitre met en avant une synthèse bibliographique sur les ouvrages de soutènement, dont les types d'ouvrage de soutènement et les types de stabilités ; le deuxième chapitre présente une généralité sur les effets sismiques, notamment l'origine des séismes, les ondes sismiques et l'activité sismique au Canada ; le troisième résume les méthodes de calcul dans la littérature pour les deux types de murs, libres et fixes, dans les deux volets statique et dynamique, soit les méthodes statiques du mur de soutènement, les méthodes pseudo-statiques et pseudo-dynamiques, pour déterminer les pressions dynamiques, ainsi que l'approche de Wood (1973) concernant le mur fixe.

Les simulations en géotechnique et le logiciel COMSOL multi-physiques sont expliqués dans le quatrième chapitre. Le cinquième expose le comportement du sol dans ce travail, dont l'amortisseur de Rayleigh. Les lois et la détermination des contraintes de Von Mises et Tresca sont présentées dans le sixième chapitre, alors que le septième chapitre porte sur notre modèle de simulation avec les différents matériaux et les conditions aux limites. Les simulations et les résultats commencent depuis le huitième chapitre ; la validation de notre modèle avec les résultats de Wood (1973) est démontrée dans le huitième chapitre. Le neuvième chapitre comporte le volet statique : l'influence de coefficient de poisson, la longueur du remblai et la rigidité verticale de l'interface sol-mur pour les deux types de murs fixes, rugueux et lisses, sur les contraintes de Von Mises autour de murs. Le dixième chapitre expose le volet dynamique : premièrement, une étude comparative des contraintes de Von Mises statique versus dynamique pour les murs lisses et rugueux, et deuxièmement, l'influence de l'amortisseur sous comparative entre deux cas, avec et sans amortisseur. Ce dernier a été étudié en termes de contraintes de Von Mises, de déplacement et de taux de déformation déviatorique de la surface amont du mur. Ensuite, l'influence

de la force de la gravité sur le taux de déformation déviatorique pour les deux murs, rugueux et lisses, a été bien expliquée. Après, on passe en revue deux études fréquentielles, ponctuelles et longitudinales, sur le mur. Finalement, il y a la détermination du diagramme d'accélération spectral, la période naturelle et l'influence de l'amplitude d'excitation. La conclusion générale, les travaux futurs et les recommandations sont présentés dans le onzième chapitre.

Chapite 1 : Synthèse bibliographique sur les ouvrages de soutènement

Une structure de soutènement est une construction destinée à retenir les massifs de sols à l'aide d'éléments de matériaux résistants à la poussée des terres. Les ouvrages de soutènement sont essentiellement employés pour stabiliser un talus ou une berge naturelle en un quai dans les ports, pour protéger et réduire les risques d'éboulement ou d'avalanches sur les maisons et les routes, pour former des obstacles verticaux de grande hauteur et consolider des tranchées de chantier afin d'effectuer des travaux à l'abri de l'eau. Leur mise en œuvre peut être effectuée à titre définitif ou temporaire ; selon le besoin et la finalité. Selon les différentes caractéristiques de fonctionnement, il existe une grande variété d'ouvrages de soutènement. Ils subissent tous la force de poussée exercée par le sol retenu.

Les poussées des terres sous l'effet des séismes peuvent causer des dégâts catastrophiques, surtout en présence de l'eau. Et, en conséquence, elles pourraient entrainer la ruine de l'ouvrage de soutènement.

Trois parties principales composent nos travaux pour les recherches bibliographiques :

- La description des ouvrages de soutènement, dans leurs généralités, constitue la première partie ;
- Les effets sismiques et leur prise en compte sont examinés dans la seconde partie ;
- Et enfin, la troisième partie traite des considérations méthodologiques de calculs.

1.1 Généralités sur les ouvrages de soutènement

1.1.1 Types d'ouvrages de soutènement

Il existe plusieurs types de classifications des ouvrages de soutènement qui sont basés sur leur masse, leur flexibilité, leur mode de fonctionnement, les matériaux de construction, la durabilité de l'ouvrage ou leur manière de reprise de la poussée de terre. La résistance aux efforts de poussée exercée par le massif de sol ou de butée peut être assurée de diverses manières. Schloser (1991) a distingué les trois manières :

- Par le poids du mur, car il subit la poussée totale du sol ;
- Par l'encastrement, car il subit la poussée totale du sol ;
- Par les encrages, car ils subissent la totalité ou une partie de la poussée du sol.

1.1.1.1 Fonctionnement par le poids

Dans ce cas, il s'agit des ouvrages rigides qui résistent par leur propre poids. Parmi les ouvrages de ce type, on trouve :

Des murs en béton ou en maçonnerie : ce type d'ouvrage est le plus classique et connu depuis l'Antiquité.

Des ouvrages cellulaires : ce type d'ouvrage est très varié et on peut citer le mur caisson en éléments préfabriqués comme exemple. Le principe d'un ouvrage cellulaire est le remplissage de la cellule par le sol. L'ensemble de ces cellules forment un ouvrage, qui pourrait être très souple dans certains cas ; la figure ci-après est un exemple qui illustre ce cas figure.



***Figure 4**. Mur type cellulaire (Shlosser,1991)*

Les murs en terre armée : technique qui consiste à renforcer le sol par ajout d'armatures. Cette méthode développée par Henri Vidal (1963) comporte plusieurs avantages tels que la rapidité de construction à coûts compétitifs, l'utilisation du matériel très léger dans la construction. Et, finalement, la réalisation d'un ouvrage souple qui supporterait, sans dommages, des tassements différentiels importants.



Figure 5. *Mur en terre armée (Shlosser, 1991)*

1.1.1.2 **Fonctionnement par encastrement**

Dans les murs de ce type, l'effort de poussée est repris par l'encastrement de l'ouvrage dans la terre de fondation. Les ouvrages rencontrés de ce type sont :

- les murs cantilevers : Ce sont les ouvrages le plus souvent utilisés pour retenir les terres ou les autres types de matériel. La base élargie (semelle), située en dessous du sol, est constituée d'un talon qui est encastré à la partie supérieure du sol de la fondation. Ce dernier participe à la résistance d'une partie du poids du remblai. Les murs cantilevers sont des structures rigides qui peuvent être considérées comme un ouvrage poids ;

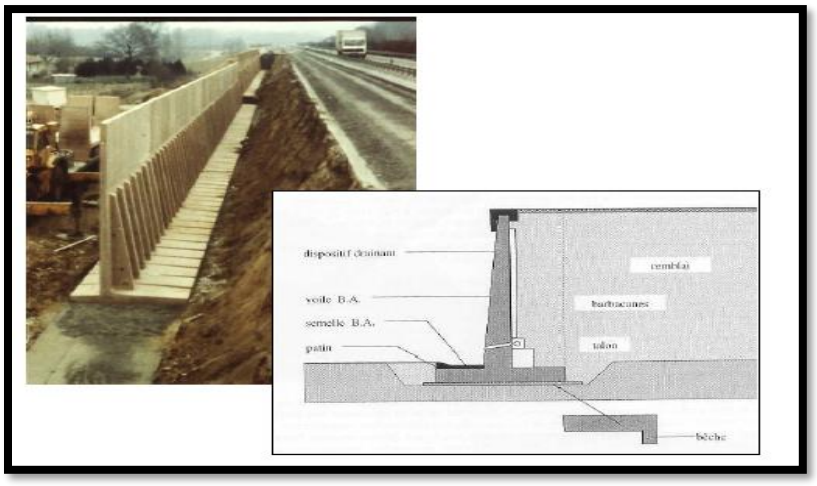


Figure 6. *Murs cantilevers (Shlosser, 1991)*

- les parois moulées : ce type d'ouvrage est largement utilisé dans les zones urbaines et donne la possibilité d'atteindre une profondeur à l'ordre de 100 mètres. Ce sont des murs moulés en béton armé dans le sol. Le principe de cette technique consiste à creuser une tranchée, constamment tenue pleine de fluide de perforation (boue) pour en assurer la stabilité. Le fonctionnement de ces ouvrages est fourni par encastrement de sol de fondation, de façon partielle ou totale. Malgré certains inconvénients, tels que l'utilisation des matériaux lourds pour sa construction, et la nécessité d'avoir une plateforme de travail horizontale, cette technique comporte de nombreux avantages entre autres la possibilité d'intégrer un ouvrage de soutènement dans la structure définitive et de réaliser la couverture avant le début des gros travaux. En outre, pendant la construction d'une paroi moulée, il n'y a pas de décompression des terrains ni de limitation de réalisation des travaux en profondeur ;

- Les rideaux de palplanches : c'est un ouvrage flexible qui permet les soutènements provisoires ou permanents du sol. En général, ils sont constitués de palplanches métalliques, emboîtées les unes dans les autres, qui sont battues dans la terre, ce qui permet de réaliser des écrans verticaux servant à soutenir des terres. Également, avec les

parois moulées, pendant des travaux de mise en œuvre de ce type de soutènement, il n'y a pas de décompression des terrains.

1.1.1.3 **Les encrages subissent la totalité ou une partie de la poussée du sol.**

Parmi les ouvrages de ce type, on trouve :

Les murs ancrés : la technique consiste à une réduction des forces actives de glissement à l'aide des ancrages précontraints.

Les parois moulées ancrées : Le principe de réalisation de ce type d'ouvrage est de reprendre partiellement ou totalement l'effort de poussée à l'aide des tirants d'ancrage.

Les parois berlinoises : Pendant les travaux de mise en œuvre des parois berlinoises, on utilise la même technique que pour les parois moulées ancrées. Mais, ici, la réalisation de l'ouvrage s'effectue à partir de poteaux disposés préalablement dans la terre en place.

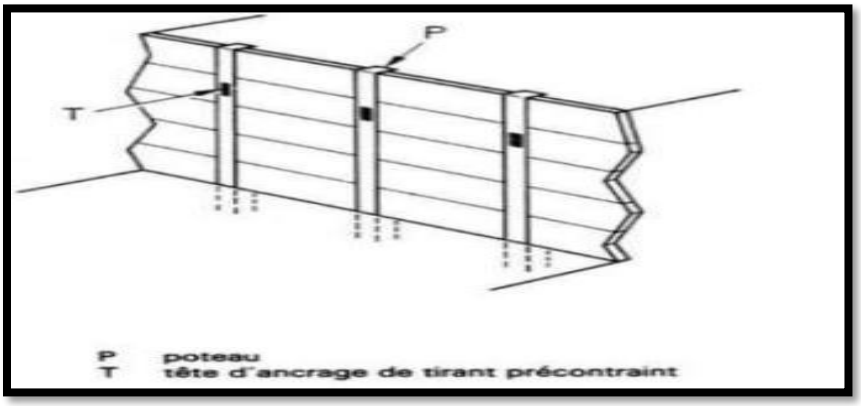


Figure 7. *Les parois Berlinoises (Shlosser, 1991)*

1.1.2 **Conception, dimensionnement et justification des murs de soutènement**

Dans cette partie, nous présenterons les principales étapes à suivre pour faire le choix du type de mur, en considérant les conditions géologiques,

hydrogéologiques et géotechniques et en se référant aux modes de rupture des ouvrages de soutènement.

1.1.2.1 **Choix du type de mur**

Le choix d'un ouvrage de soutènement s'effectue en tenant compte des paramètres ci-dessous :

- Les éléments géométriques et structuraux (l'emprise du chantier et les dimensions de l'ouvrage) ;
- Nature de la zone de construction (zone urbanisée, montagneuse ou plate);
- La possibilité d'utiliser la terre à proximité du chantier lors de la réalisation du remblai ;
- Les propriétés mécaniques de la fondation (la résistance et la déformation)
- Les délais de construction ;
- La durabilité de l'ouvrage ;
- L'esthétique et les moyens de lavage.

L'examen géologique, hydrogéologique et géotechnique des terrains doit être effectué à la fois sous l'angle de la stabilité (générale, externe et interne) et de l'agressivité de la terre et de l'eau, compte tenu des matériaux constitutifs (surtout pour les murs en remblai armé).

1.1.2.2 **Dimensionnement et choix des ouvrages de soutènement**

Lors de la conception d'un mur de soutènement, il faut évaluer la géométrie et la structure des éléments. Ceci afin de vérifier la stabilité ainsi que la résistance totale de l'ouvrage. Dans ce cas, on tient compte des forces et des situations les plus défavorables pendant la construction, notamment la poussée des terres, les déplacements de

l'ouvrage lui-même et l'interaction avec les autres ouvrages à proximité du mur à exécuter.

Les méthodes de dimensionnement standard consistent sur des calculs à la rupture plastique des fondations et dans le sol retenu avec prise en compte des coefficients de sécurité conventionnels

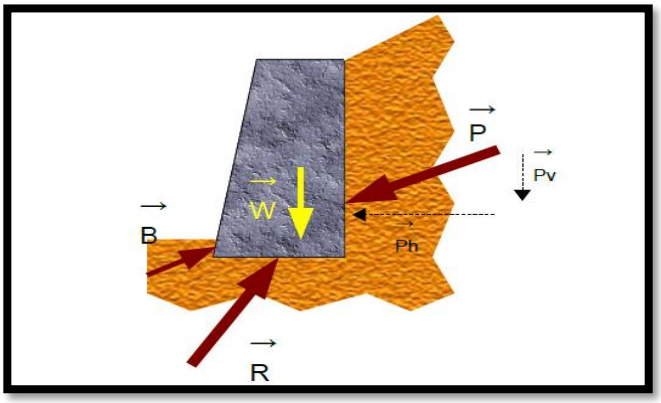


***Figure 8**. Efforts qui s'appliquent sur un ouvrage Source : M.BIETH Emanuel « ENTRE. Cours de Mécanique des sols appliqués. Murs de soutènement »*

Les forces agissant sur le mur : **W** : poids net du mur, le point d'application est le centre de gravité du mur ; **P** : la force de poussée des terres ; **B** : la force de côté aval (souvent négligée par sécurité) et **R** : réaction du sol d'assise

La justification de la stabilité et de la résistance d'un ouvrage porte sur les trois types suivants :

- La stabilité externe générale ou globale (utilisée essentiellement dans le domaine de stabilité des pentes) ;
- La stabilité externe locale ou rupture de sol de fondation (renversement, glissement, poinçonnement) ;
- La stabilité interne ou la résistance interne (rupture des éléments de structure sous l'action des forces extérieures).

1.2 **Stabilité globale**

Dans ce cas, il s'agit de la stabilité d'ensemble de l'ouvrage avec toutes les composantes pour les murs de soutènement construits sur les versants. La justification s'effectue alors aux moyens de calcul de la stabilité des pentes. Dans son principe, la procédure sert à évaluer un nombre important de surfaces de rupture potentielle et à vérifier qu'un coefficient de sécurité globale reste inférieur à 1,5.

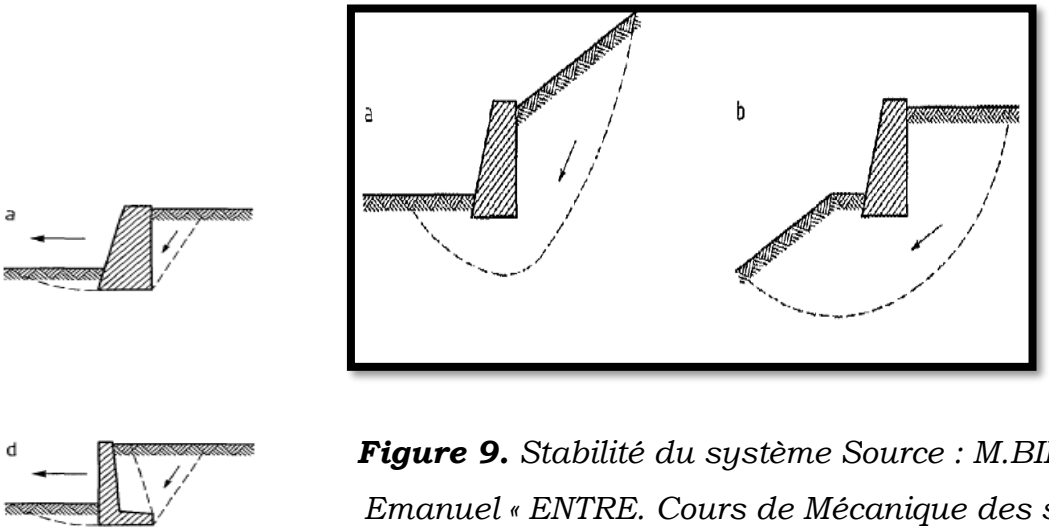
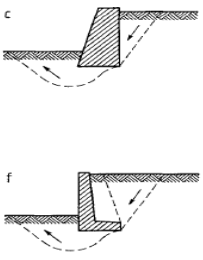


Figure 9. *Stabilité du système Source : M.BIETH Emanuel « ENTRE. Cours de Mécanique des sols appliqués. Murs de soutènement.*

1.2.1 **Stabilité externe**

1.2.1.1 **Stabilité au poinçonnement**



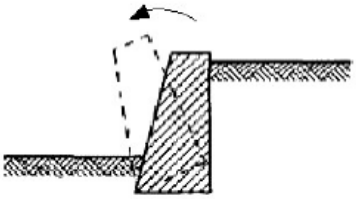
On vérifie généralement qu'il n'y a pas de risque de rupture du sol de fondation. Il s'agit essentiellement de s'assurer que la contrainte normale appliquée au sol de fondation reste plus petite que la contrainte de rupture de la terre (Schlosser et al., 1991).

1.2.1.2 **Stabilité au glissement**

La stabilité au glissement est un principe qui permet de s'assurer que le mur de soutènement ne glisse pas sur la terre de fondation. Pour cela, on doit s'assurer

que le rapport entre les forces de frottement de l'interaction mur-sol et les forces motrices soit plus grand au coefficient de sécurité.

1.2.1.3 **Stabilité au renversement**



La stabilité au renversement repose sur le renversement du mur autour de la base à l'aval de l'ouvrage. On vérifie que le rapport entre la somme des moments résistants dus aux poids propres du mur et du remblai sur le talon et la somme des moments de moteurs, dus à la force horizontale de la poussée des terres, est supérieur à 1,5.

1.2.2 **Stabilité interne**

La stabilité interne doit être appliquée de façon appropriée en tenant compte du type d'ouvrage. À cet effet, on vérifie la résistance propre de la structure vis-à-vis des efforts agissant sur les différentes parties des éléments. Pour les murs poids, la stabilité interne se vérifie par des calculs classiques de béton. Dans le cas des murs en béton armé, la vérification de la stabilité interne consiste à examiner la résistance du voile et de la semelle en appliquant de façon appropriée des règles de calcul du béton armé.

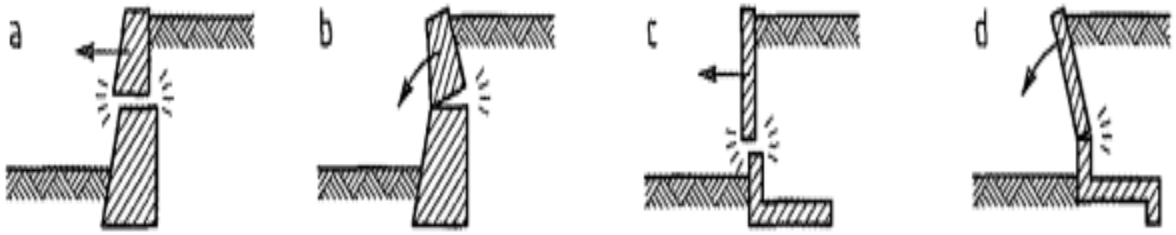


Figure 10. *Stabilité interne du mur, Source : M. BIETH Emanuel « ENTRE. Cours de Mécanique des sols appliqués. Murs de soutènement »*

Chapite 2 : Généralité sur les effets sismiques

Cette section a pour but de présenter les concepts de bases relatifs à l'étude des séismes de façon à bien les prendre en considération dans l'étude des murs de soutènement.

2.1 Origine des séismes

Un séisme ou un tremblement de terre est un phénomène géologique qui constitue des secousses du sol plus ou moins violentes et destructrices, résultant de la libération brusque d'énergie à cause du frottement des plaques tectoniques les unes sur les autres. Lorsque les plaques tectoniques s'affrontent, tout d'abord, elles se déforment de manière élastique. Lorsque leur limite d'élasticité est atteinte, elles rompent en donnant naissance à une faille entraînant un séisme, car l'énergie ne peut pas toujours se libérer d'un coup unique. Après un séisme principal, on observe un cortège de séismes appelés « répliques » qui peuvent être assez destructeurs, même s'ils sont plus petits et plus diffus. La durée de ces répliques Peut s'étendre sur quelques semaines à plusieurs mois et affecte une zone un peu plus grande que celle du séisme principal. Le point de départ du séisme est appelé le foyer ou l'épicentre. C'est une zone de la faille, qui peut être située à plusieurs kilomètres de profondeur, d'où proviennent les ondes sismiques.

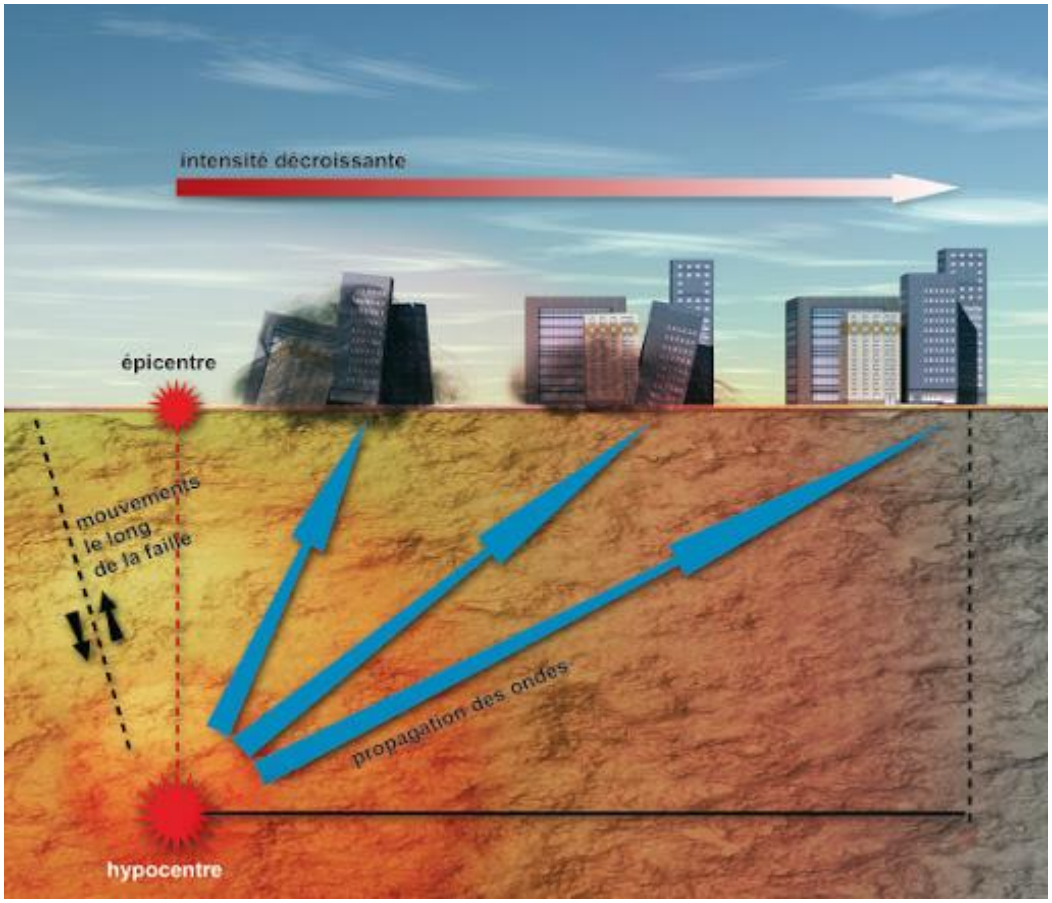


Figure 11. *L'épicentre et la propagation des ondes (cea.fr)*

L'épicentre du séisme est la projection de son épicentre à la surface du sol. On peut lui donner les coordonnées latitude et longitude. La droite tracée du point d'observation à l'épicentre est appelée la distance focale ou l'épicentrale. De la même façon, la droite tracée d'un observateur est la distance épicentrale. Finalement, quand un même séisme est ressenti avec des intensités différentes selon la distance par rapport à l'épicentre et selon les caractéristiques du terrain, ce phénomène est appelé l'effet de site.

2.2 **Activité sismique au Canada**

On compte environ 5 000 tremblements de terre chaque année au Canada. La plupart sont minimes. Cependant, au cours du XX^{e} siècle, au moins neuf (9) séismes atteignant une magnitude de plus de sept (7) sur

l'échelle de Richter ont été enregistrés au Canada ou à proximité. Certains de ces séismes avaient causé de graves dommages. La Figure suivante montre la répartition et les magnitudes des séismes qui ont été répertoriés entre 1627 et 2015.

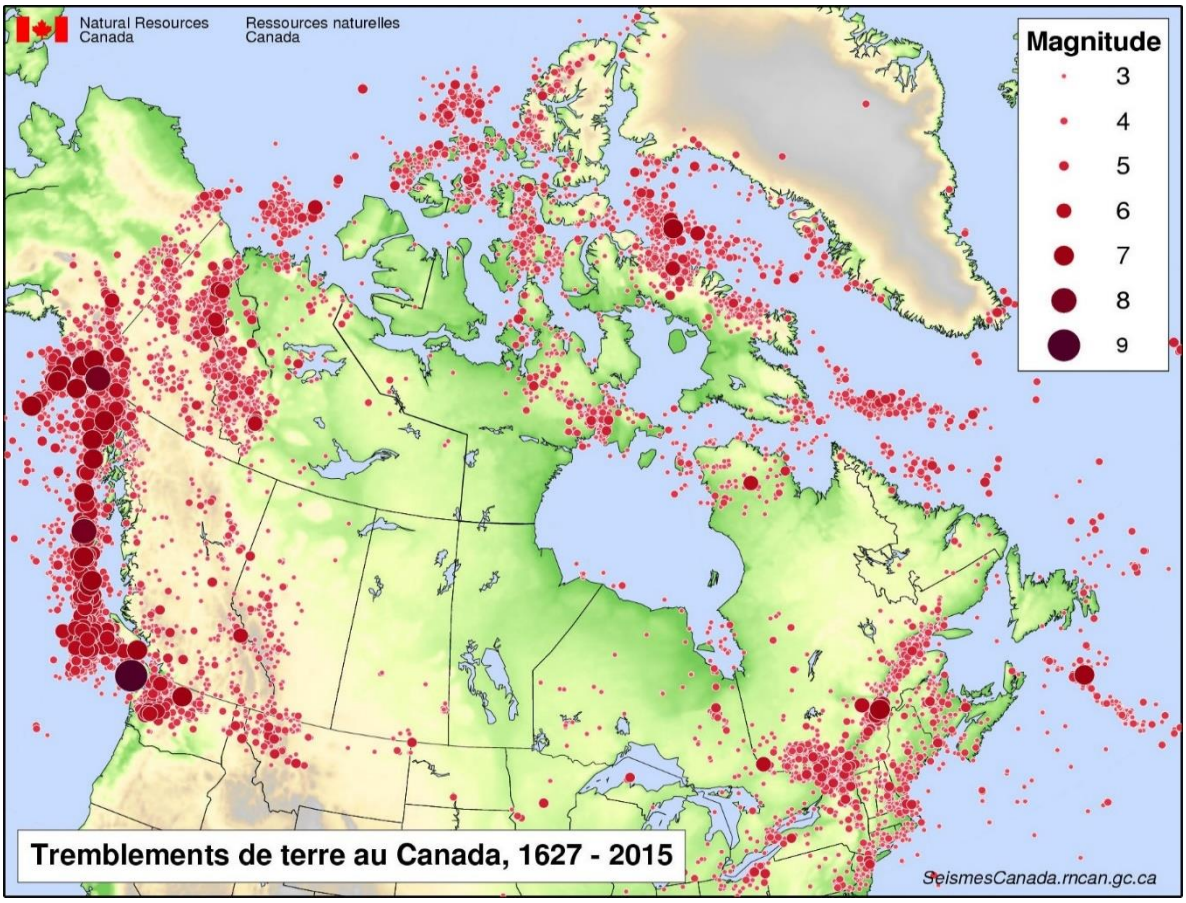


Figure 12. *Historique des séismes au Canada de 1627 à 2015.*

(Ressources naturelles Canada. RNCA)

Le Canada a trois zones de tremblement de terre majeures, soit :

- La zone de l'Ouest canadien se trouve au sud-ouest de la Colombie-Britannique ;
- La zone d'Ottawa et de la vallée du Saint-Laurent (zone de l'Est canadien) concerne principalement la ville d'Ottawa, de Montréal et de Québec ;
- La région arctique.

L'ouest du pays est situé dans un domaine de la plaque du pacifique, de la plaque de l'Amérique du Nord et de la plaque de Juan de Fuca, caractérisé par le mouvement qui crée une activité sismique importante. Chaque année, plus de 1 000 séismes sont enregistrés dans cette région, par les sismologues de la Commission géologique du Canada.

L'est du Canada se localise dans la plaque de l'Amérique du Nord. L'activité sismique connue dans cette partie du pays est considérée comme plus faible par rapport à celle de la région de l'ouest. Chaque année, près de 450 séismes sont enregistrés dans cette région.

2.3 **Ondes sismiques**

Un séisme produit deux types d'ondes aux effets différents qui se propagent dans la masse terrestre à partir du foyer dans toutes les directions : les ondes de volume (« body waves ») et les ondes de surface (« surface wave »).

2.3.1 **Ondes de volume**

Les ondes de volume se propagent dans la masse terrestre avec une vitesse qui dépend du matériau traversé et augmente avec la profondeur. Il y a deux types d'ondes de volume : les ondes P et les ondes S.

2.3.1.1 **Ondes P**

Ce type d'ondes, aussi appelées ondes primaires, longitudinales ou de compressions, se propagent dans tous les états de la matière (solide, liquide et gazeux). Leur passage correspond à une succession de compressions et de dilatations du milieu, parallèlement au sens de la propagation. Il s'agit du type d'ondes le plus rapide (vitesse de l'ordre de 6 km/s près de la surface et de 13 km/s près du noyau). Elles sont à l'origine du grondement sourd que l'on entend au début d'un tremblement de terre et s'enregistrent en premier sur un sismogramme.

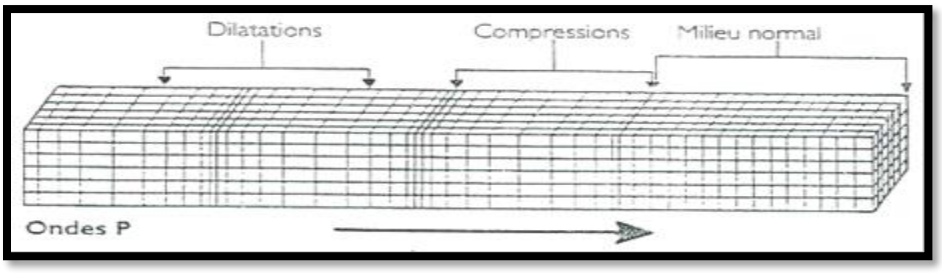


***Figure 13**. Propagation des ondes P.*

2.3.1.2 **Ondes S**

Ce type d'ondes, aussi appelées ondes secondaires, de cisaillement ou transversales, se propagent en cisaillant le sol perpendiculairement à leur direction de propagation. Dans un corps anisotrope, les ondes S se divisent en deux ondes avec une vitesse différente. L'une des ondes, de type SH, est de polarisation horizontale, et l'autre, de type SV, est de polarisation verticale. Comparativement aux ondes P, elles progressent, dans les milieux liquides, et sont plus lentes. Leur vitesse est de l'ordre de 60 % de celle des ondes P.

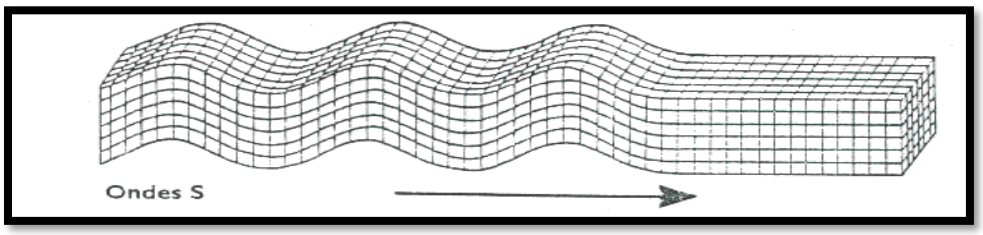


***Figure 14**. La propagation des ondes S.*

Les ondes P et S provoquent moins de dégâts, car elles transportent moins d'énergie comparativement aux ondes de surface.

2.3.2 **Ondes de surface**

Les ondes de surface sont générées par l'interaction des ondes de volume (P et S), avec la surface de la terre. On peut les comparer avec des rides formées à la surface d'un lac. Il est à noter que ce type d'ondes est moins rapide comparativement aux ondes de volume, tandis que leur

amplitude est généralement plus forte. En outre, plus le séisme est profond, moins elles sont puissantes. On distingue ici deux types d'ondes : les ondes de Love et les ondes de Rayleigh.

2.3.2.1 **Ondes de Love**

Les ondes de Love déplacent le sol d'un côté à l'autre dans un plan horizontal, perpendiculaire au sens de propagation (comme les ondes S, mais qui celles-ci oscillent sur un plan horizontal). Ce sont des ondes lentes ; leur vitesse est de 4,5 km/s, mais leur amplitude est forte, ce qui causent de nombreux dégâts aux fondations des édifices.

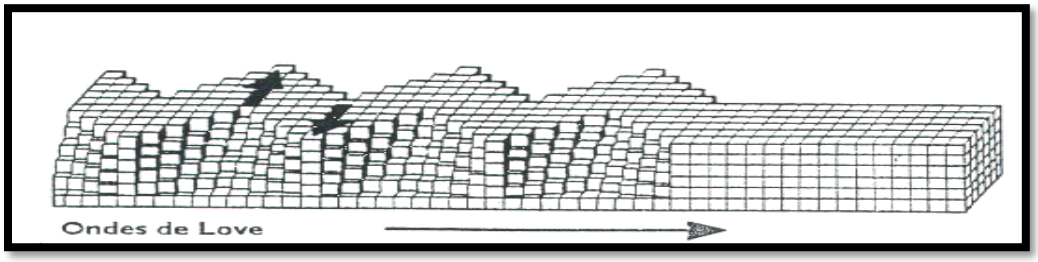


Figure 15. La propagation des ondes de Love.

2.3.2.2 **Ondes de Rayleigh**

Les ondes de Rayleigh sont générées comme conséquence de l'interaction des ondes P et SV avec la surface du globe. Elles se déplacent selon une ellipse rétrograde à la fois horizontale et verticale, en créant une véritable vague. Leur vitesse est constante et d'environ 4 km/s, mais elles ont une très forte amplitude. Ce sont les ondes les plus destructrices.

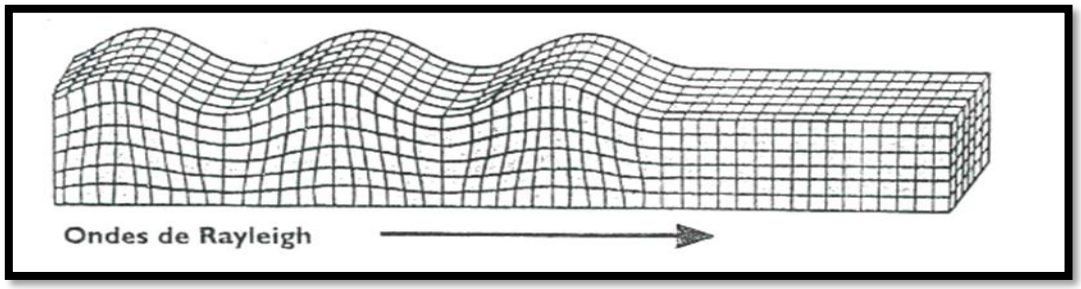
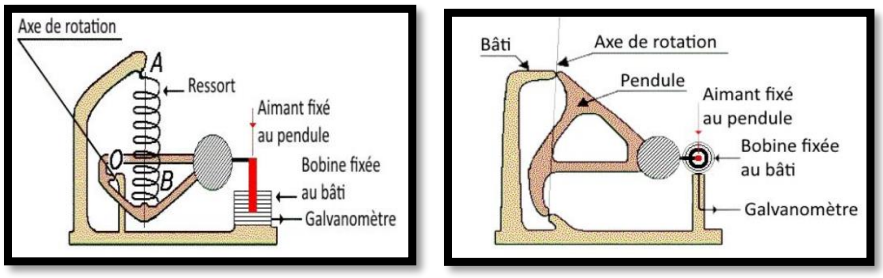


Figure 16. *Propagation des ondes de Rayleigh.*

2.4 **Enregistrement des séismes**

Les ondes sismiques qui sont générées pendant un séisme peuvent être enregistrées à la surface de la Terre par un sismographe. Il est nécessaire d'avoir deux types de sismographes pour reconstituer les mouvements de la Terre dans l'espace. Il s'agit de sismographes verticaux et horizontaux, deux outils qui servent à suivre la composante du mouvement du sol qui provoque les oscillations du pendule. Un pendule vertical est composé d'une masse suspendue au bâti par un ressort de rappel.



Sismomètre vertical. Sismomètre horizontal.

Figure 17. *Sismomètre vertical et horizontal source (OBSERVATOIRE ROYAL DE BELGIQUE Séismologie-Gravimétrie).*

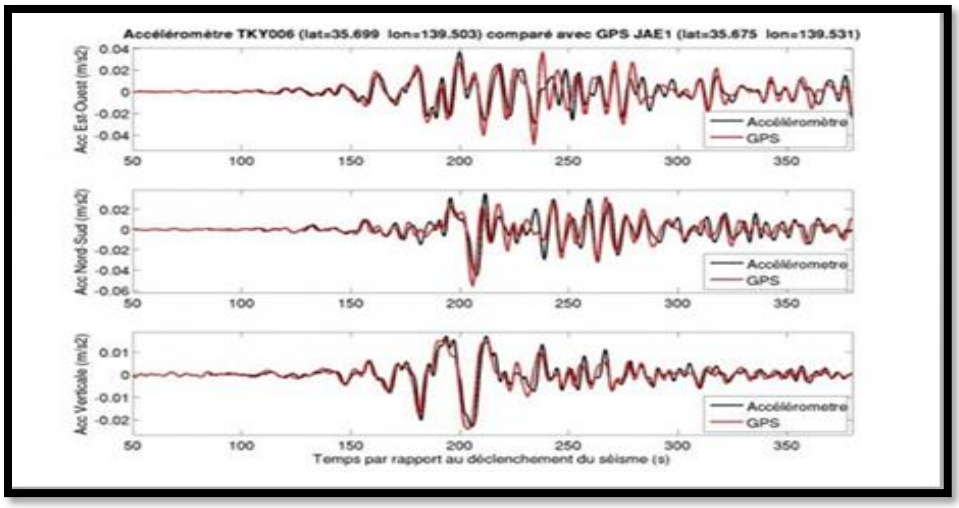


Figure 18*. Exemples des trois types de signaux accélérométriques.*

2.5 **Magnitude d'un séisme**

La magnitude est le paramètre qui peut identifier la puissance d'un séisme, c'est la quantité d'énergie libérée lors d'un tremblement de terre. Charles Francis Richter, en 1935, a introduit ce terme dans la science des séismes pour faire une étude comparative des séismes de la Californie. Il a proposé une équation pour déterminer les magnitudes locales (ML), qui peuvent être calculées par la relation suivante :

$$M_L = logA - logA_0 \quad (2.1)$$

Où A est l'amplitude maximale de la trace du séisme considéré, enregistré à un point « e » de distance de l'épicentre.

A_0 : l'amplitude maximale a la même distance d'un séisme particulier choisi comme référence.

2.6 **Paramètres sismiques**

Les dégâts sur une surface de la Terre sont liés à l'énergie transportée par les ondes, selon l'amplitude, la durée et la fréquence des vibrations des ondes d'excitation :

La période (s), la fréquence (Hz) et l'amplitude sont mesurées de « pic à pic » sur un sismogramme.

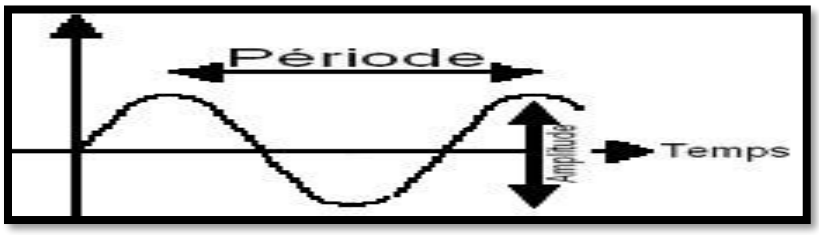


Figure 19. *Fonction sinusoïdale simple d'un séisme.*

2.6.1 **Paramètres d'amplitudes**

En utilisant les données des accéléromètres, on peut décrire un séisme en fonction du temps, plus précisément, selon l'accélération, la vitesse ou le déplacement de la terre.

L'un des paramètres importants pour l'évaluation des effets des tremblements de terre à un lieu donné est l'accélération maximale du sol ou l'accélération de point (en anglais : Peak Ground Acceleration ou PGA). On peut obtenir sa valeur à partir des enregistrements des composantes de deux directions horizontales. Généralement, dans les calculs, on ne prend pas en compte les composantes verticales, car elles sont plus faibles que ces dernières. L'ordre de grandeur de l'accélération maximale du sol est de 0,4 g à 0,6g en zone très sismique (Japon, Turquie) et de 0 à 0,1g en zone faiblement sismique (Belgique).

Un autre paramètre utile pour faire l'estimation des effets des séismes est le déplacement maximal du sol, sa valeur allant de quelques cm en zone faiblement séismique jusqu'à un mètre en zone très sismique.

2.6.2 **Paramètres de la durée**

La durée du tremblement de terre est un paramètre significatif dans les processus de l'endommagement du sol ou des éléments d'une construction. Sa valeur maximale est de l'ordre de 60s en zone très sismique, tandis qu'elle n'est que de quelques secondes en zone peu sismique. Elle est liée à la magnitude du séisme. Comme nous l'ont démontré Hank et McGuire (1991), la durée d'un séisme est proportionnelle à la racine carrée du moment sismique : Durée $\propto \sqrt{M_0} = \sqrt{\mu A \bar{D}}$

Où μ est la rigidité du matériau tout au long du plan de rupture ;

- A est l'aire du plan de rupture ;
- D est le glissement moyen de la surface.

2.7 **Aléa sismique**

On définit l'aléa sismique comme la probabilité, pour un lieu géographique donné, d'occurrence d'un séisme d'une intensité donnée, ce qui donne la possibilité d'estimer le niveau de danger pour les populations et les infrastructures. Généralement, il est caractérisé par la valeur de l'accélération maximale du sol ou de l'accélération de point, PGA. Donc, on

peut retrouver les aléas sismiques partout dans le monde. Pourtant, ils sont plus ou moins marqués selon les régions. On peut ainsi définir un aléa sismique régional comme le niveau d'un fort séisme qui risque de se produire dans cette région.

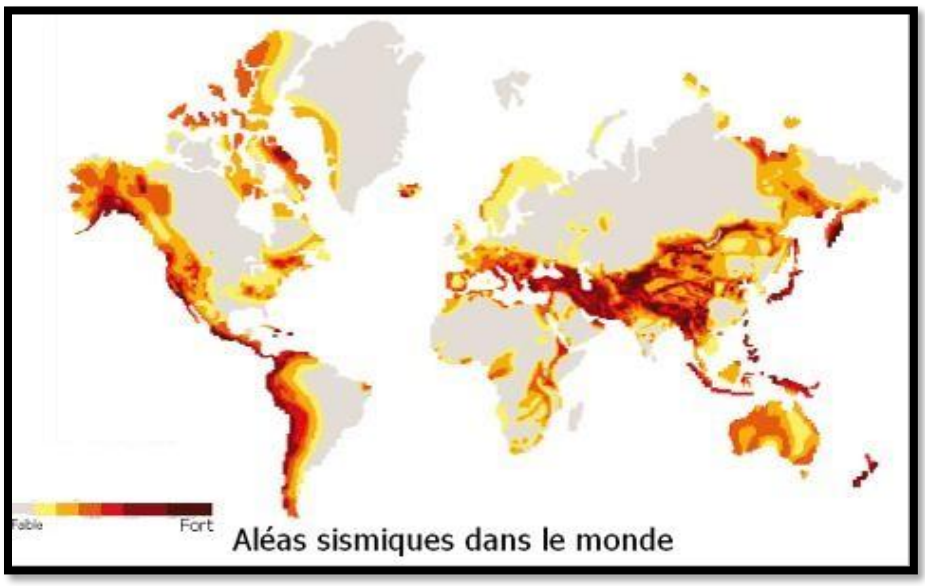


Figure 20. *Aléas sismiques dans le monde. (Ressources naturelles Canada. RNCA)*

Sur cette carte, nous pouvons voir les différents risques sismiques partout dans le monde. Ainsi, il est très remarquable que les aléas sismiques soient nombreux. Et, souvent, ils se trouvent dans des zones très peuplées, comme en Chine, en Inde, au Japon, au Moyen-Orient, sur la côte ouest des États-Unis, etc.

Au Canada, dans le Code national du bâtiment du Canada produit par la Commission géologique du Canada, les aléas sismiques sont utilisés pour aider à projeter et à construire des bâtiments assez résistants aux séismes.

Chapite 3 : Méthodes de calcul dans la littérature

3.1 Le mur libre :

3.1.1 Méthode statique du mur de soutènement

3.1.1.1 Méthode de la ligne de glissement

La théorie de la ligne de glissement (Théorie Slip-Line Champ) est présentée par Sokolovski (1965). Dans son analyse, on suppose que la rupture se produit à des volumes constants du sol le long des lignes de glissement qui satisfait au critère de rupture de Mohr-Coulomb. Cette méthode présente l'avantage de fournir une contrainte statistique admissible qui satisfait aux équations du plan d'équilibre impliquant les contraintes normales (σ) et de cisaillements (τ).

$$\frac{d\sigma_x}{dx} + \frac{d\tau_{yx}}{dy} = \gamma \ , \ \frac{d\tau_{xy}}{dx} + \frac{d\sigma_y}{dy} = 0$$

Avec l'application du critère de Morh-Coulomb, les équations d'équilibre deviennent : $\left(\sigma_x - \sigma_y\right)^2 + 4\tau_{xy}^2 = \left(\sigma_x + \sigma_y\right)^2 \sin^2 \phi$ (3.1)

Les résultats de la méthode de Sokolovski sont présentés sous forme de tableaux. Ils présentent les différentes valeurs du coefficient de poussée des terres en fonction de l'angle de repos du sol et de l'angle de friction entre murs-sol et l'angle d'inclinaison du remblai par rapport à l'horizontale.

Tableau 1. Valeurs du coefficient de la pression active des terres calculées par Sokolovski (1965).

β	ϕ	10^0			20^0			30^0			10^0		
	δ	0^0	5^0	10^0	0^0	5^0	10^0	0^0	5^0	10^0	0^0	5^0	10^0
-30^0		0.72	0.68	0.68	0.60	0.57	0.57	0.50	0.47	0.50	0.42	0.40	0.46
-20^0		0.73	0.70	0.70	0.58	0.54	0.54	0.46	0.43	0.45	0.35	0.34	0.38
-10^0		0.72	0.70	0.68	0.54	0.50	0.50	0.40	0.37	0.38	0.29	0.27	0.29
0	K_A	0.70	0.67	0.65	0.49	0.45	0.44	0.33	0.30	0.31	0.22	0.20	0.22
10^0		0.65	0.61	0.59	0.42	0.38	0.37	0.26	0.24	0.24	0.16	0.14	0.15
20^0		0.58	0.54	0.52	0.35	0.31	0.30	0.20	0.18	0.17	0.11	0.09	0.10
30		0.49	0.45	0.44	0.27	0.24	0.23	0.13	0.12	0.11	0.16	0.05	0.05

Tableau 2. Valeurs du coefficient de la pression passive des terres calculées par Sokolovski (1965).

	ϕ	10^0			20^0			30^0			10^0		
	δ	0^0	5^0	10^0	0^0	5^0	10^0	0^0	5^0	10^0	0^0	5^0	10^0
-30^0	K_P	1.04	1.11	1.16	1.26	1.49	1.73	1.49	2.08	2.80	1.86	3.17	5.42
-20^0		1.18	1.29	1.35	1.51	1.83	2.13	1.90	2.79	3.80	2.50	4.70	8.23
-10^0		1.31	1.43	1.52	1.77	2.16	2.57	2.39	3.62	5.03	3.37	6.77	12.3
0		1.42	1.56	1.66	2.04	2.55	3.04	3.00	4.62	6.55	4.60	9.69	18.2
10^0		1.49	1.65	1.76	2.30	2.93	3.53	3.65	5.82	8.42	6.16	13.9	26.6
20^0		1.53	1.70	1.83	2.53	3.31	4.03	4.42	7.38	10.7	8.34	18.5	39.0
30		1.52	1.71	1.85	2.76	3.67	4.51	5.28	9.07	13.5	11.3	28.4	56.7

3.1.1.2 La Méthode de Rankine

Rankine (1857) a établi le principe des états d'équilibre de contraintes dans la résolution des problèmes de stabilité en mécanique des sols. Cette méthode permet de déterminer les contraintes latérales du sol pressions de la terre pour un mur vertical sans frottement supportant un sol sec et homogène qui fait un angle avec le plan horizontal. Rankine (1857) a dérivé des expressions K_a et K_p pour la masse du sol.

3.1.1.2.1 Le cas actif

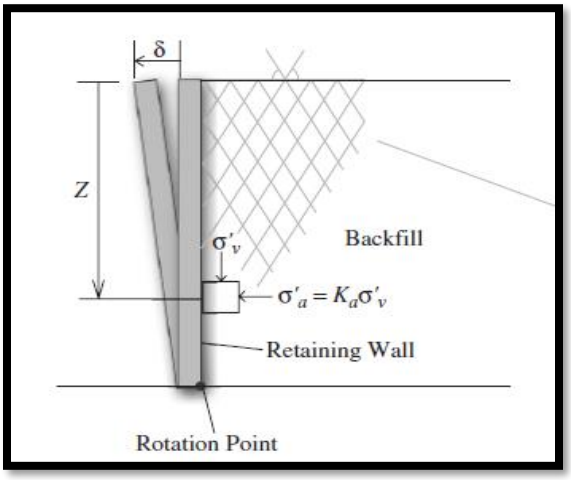


Figure 21. *Comportement du mur de soutènement pour le cas actif (Rankine). (Helwany, 2007)*

Le mode de rupture est dans le mode du cercle de Morh (cas actif). Le cercle de Morh et le plan de glissement sont présentés dans la figure (22.)

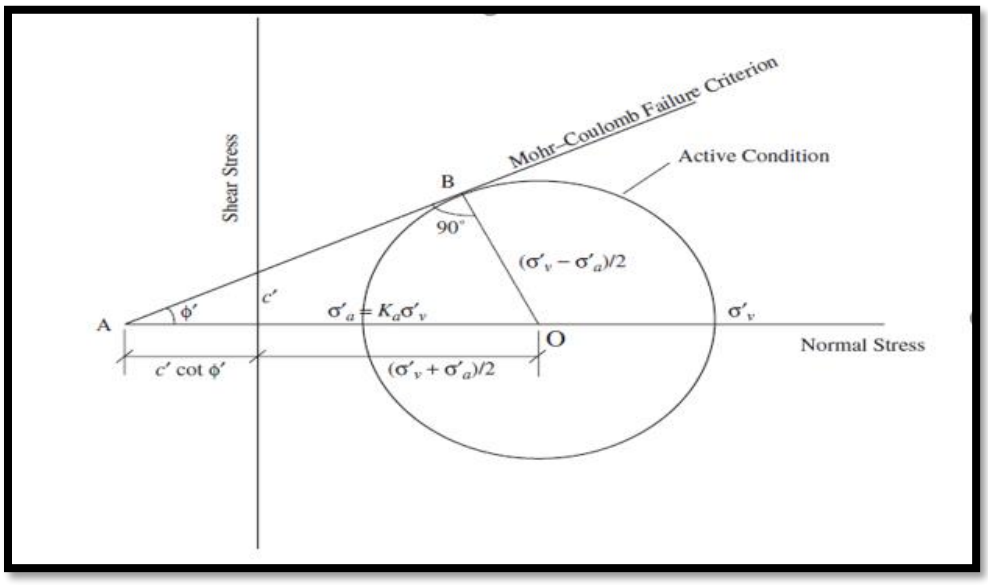


***Figure 22**. Cercle de Mohr pour les pressions latérales actives. (Helwany, 2007)*

La figure précédente, qui représente le mode de rupture du cercle de Mohr, suit deux plans de rupture inclinés par rapport à l'horizontale. Ces angles sont -θ *et* $45^0 + \theta$, comme le montre la figure suivante :

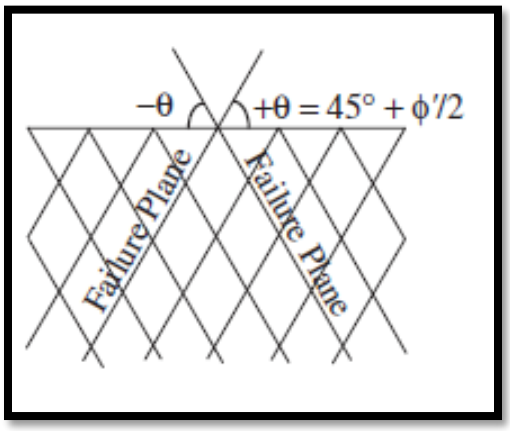


***Figure 23.** Les plans de rupture (Helwany, 2007)*

La pression active minimale de la terre peut s'exprimer par :

$$P_A = \sigma'_A = K_A\sigma'_v - 2c\sqrt{K_A} \qquad (3.2)$$

Avec :

K_A : Le coefficient de pression minimale de la terre active.

σ'_v : La pression verticale effective du sol pour un point connu.

C : Cohésion entre les grains du sol.

Quand le mur de soutènement est un mur et parfaitement vertical, le coefficient de de poussée devient :

$$K_A = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \qquad (3.2)$$

Dans le cas où la surface du sol est inclinée d'un angle β par rapport à l'horizontale, le coefficient de ~~la~~ poussée s'écrit comme suit (Taylor 1948) :

$$K_A = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \qquad (3.3)$$

Dans la majorité des recherches effectuées jusqu'à ce jour, les chercheurs prennent un mur de soutènement mince et vertical avec un remblai de sol parfaitement horizontal ; donc, l'angle d'inclinaison de la pente de la terre avec l'horizontale est égal à zéro). Le théorème de Rankine propose que la distribution des pressions actives du sol autour du mur soit sous la forme d'un triangle droit dont l'un de ses côtés est confondu avec la surface du sol supérieure du remblai et que, l'autre point de ce triangle se localise à la base du mur. La poussée résultante de ce triangle est :

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 \qquad (3.4)$$

Le point d'application de cette poussée est : $\frac{2}{3}H$ sous la surface du remblai du sol.

3.1.1.2.2 Le cas passif

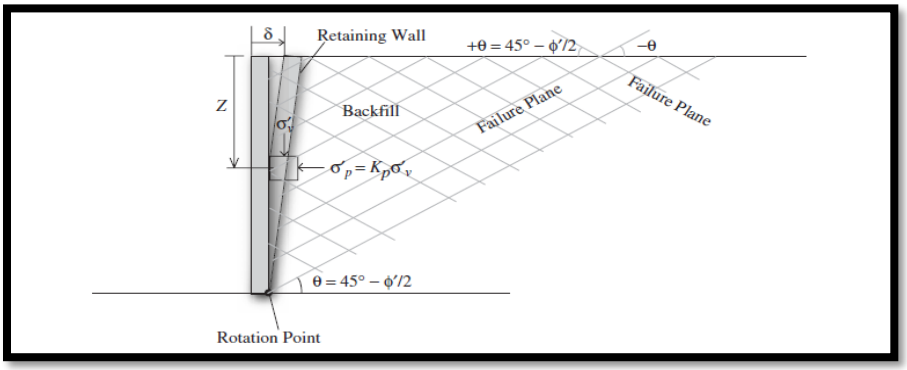


Figure 24. *Comportement du mur de soutènement pour le cas passif (Rankine) (Helwany, 2007)*

Le cercle de Morh (passif), avec deux plans de glissement, est présenté dans la figure (25) suivante :

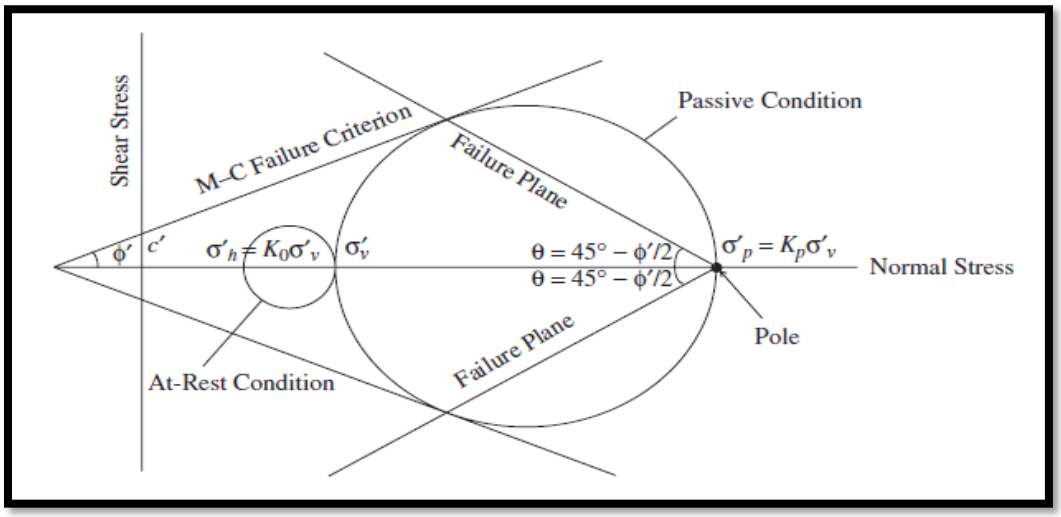


Figure 25. *Les différents cas de rupture de Rankine dans le cercle de Mohr (Helwany, 2007)*

La pression passive minimale de la terre est donnée par :

$$P_p = \sigma'_p = K_P \sigma'_P - 2c\sqrt{K_P}$$

K_P : Le coefficient de la pression minimale de la terre passive.

σ'_P : La pression verticale effective du sol pour un point connu.

Le coefficient de la pression passive du sol pour le cas d'un mur vertical avec un remblai horizontal est donné par la relation suivante :

$$K_A = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

Dans le cas où le remblai du sol fait un angle β avec l'horizontale, le coefficient de la poussée de la terre devient :

$$K_P = \cos\beta \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \qquad (3.5)$$

La poussée résultante de ce triangle est :

$$P_P = \frac{1}{2} K_P \gamma H^2 \qquad (3.6)$$

Le point d'application de cette butée est : $\frac{2}{3}H$ sous la surface du remblai du sol.

3.1.1.3 **Méthode de Coulomb** (1776)

En 1776, Coulomb a mentionné qu'il existe une limite d'équilibre entre un sol et un mur de soutènement. Le sol glisse sur un plan incliné d'un angle β avec l'horizontale. Après, il a déterminé cet angle du plan de glissement ou du plan de la rupture maximale.

Les étapes principales pour les méthodes limites de l'équilibre sont :

1. la sélection d'un mécanisme de rupture probable,
2. la détermination des forces exerçant sur la surface de rupture,
3. l'aide de la méthode limite d'équilibre pour déterminer la poussée maximale,
4. le sol est pulvérulent.

le mur de soutènement est de forme trapézoïdale(Figure 27) . En plus, il y a la friction entre le mur et le sol. Le sol est considéré comme homogène et sec. Donc, les pressions interstitielles sont nulles et le plan de la rupture est incliné d'un angle β (Figure 27) par rapport l'horizontale.

3.1.1.3.1 Le cas actif

Le même calcul utilisé par Rankine s'applique ici. Dans cette partie, le calcul se fait à l'aide de la méthode d'équilibre limite du triangle du coin (i.e. ABC dans la figure 27). L'état d'équilibre de ce triangle est présenté dans le polygone suivant :

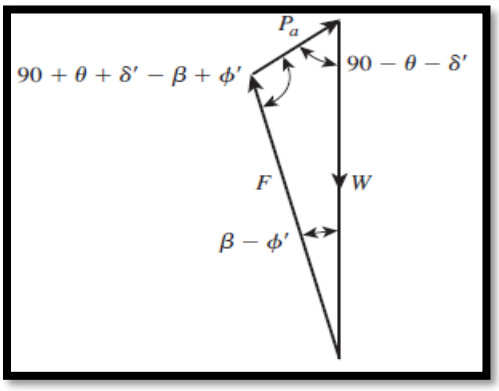


Figure 26. *Les forces en cas d'équilibre*

W : **le poids du sol limité par le triangle OAB (Figure 26)**

F : la force résultante des forces tangentielles et normales sur la surface de rupture.

P : la poussée active du sol ~~active~~ sur le mur de soutènement.

δ' : l'angle de frottement entre le mur et le sol.

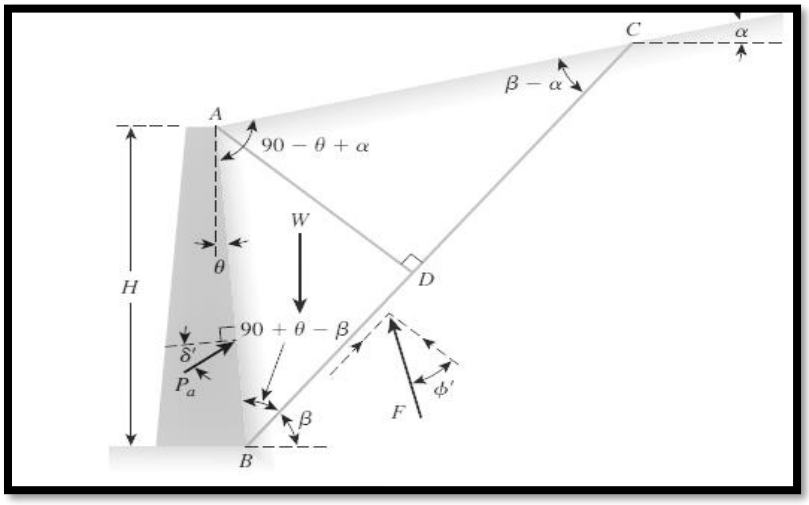


Figure 27. *La pression active : cas du théorème de Coulomb (Das. 2010)*

Dans le cas du triangle de la Figure 26, la loi des sinus donne :

$$\frac{W}{\sin(90+\theta+\delta'-\beta+\phi')}=\frac{P_a}{\sin(\beta-\phi')}$$

La poussée de la terre est devenue comme suit :

$$P_a=\frac{\sin(\beta-\phi')}{\sin(90+\theta+\delta'-\beta+\phi)}$$

D'où $$P_a=\frac{\cos(\theta-\beta)\cos(\theta-\alpha)\sin(\beta-\phi')}{\cos^2\theta\sin(\beta-\alpha)\sin(90+\theta+\delta'-\beta+\phi)} \qquad (3.7)$$

Dans l'équation précédente, on remarque qu'il y a une seule variable qui est β, donc pour avoir la pression P_a maximale, il suffit de trouver sa dérivée suivant l'équation : $\frac{dP_a}{d\beta}=0$

La figure suivante montre le dessin descriptif pour la détermination de la pression maximale dans le cas où la pression de la terre est active :

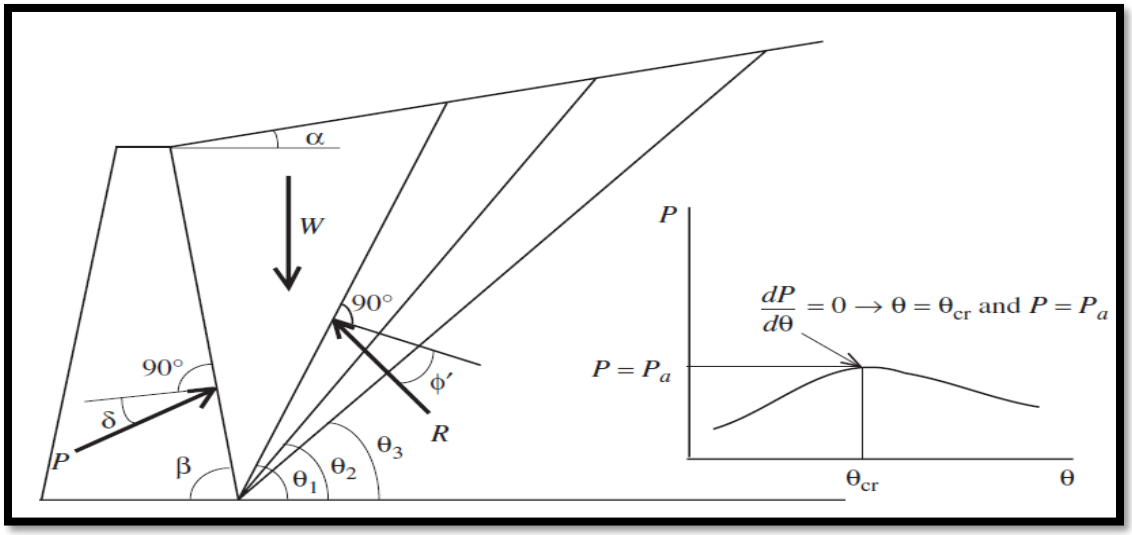


Figure 28. *Détermination la pression maximale avec l'angle critique (Helwany, 2007)*

La force maximale active de la terre :

$$P_a=\frac{1}{2}K_a\gamma H^2$$

Le coefficient de poussée (il est appelé dans tous les livres coefficient de poussée, simplement) (K_a) est donné par :

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \theta)}{\cos^2\theta\cos(\delta' + \theta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta' + \phi')\sin(\phi' - \alpha)}{\cos(\delta' + \theta)\cos(\theta - \alpha)}}\right]^2} \qquad (3.7)$$

Tableau 3. Tableau représentant différentes valeurs de K_a en fonction de l'angle de friction(tiré de (Das, 2010))

Values of K_a	for $\theta = 0°$, $\alpha = 0°$					
	δ' (deg) →					
↓ ϕ' (deg)	0	5	10	15	20	25
28	0.3610	0.3448	0.3330	0.3251	0.3203	0.3186
30	0.3333	0.3189	0.3085	0.3014	0.2973	0.2956
32	0.3073	0.2945	0.2853	0.2791	0.2755	0.2745
34	0.2827	0.2714	0.2633	0.2579	0.2549	0.2542
36	0.2596	0.2497	0.2426	0.2379	0.2354	0.2350
38	0.2379	0.2292	0.2230	0.2190	0.2169	0.2167
40	0.2174	0.2089	0.2045	0.2011	0.1994	0.1995
42	0.1982	0.1916	0.1870	0.1841	0.1828	0.1831

Le plan de la rupture est incliné par rapport à l'horizontale d'un angle β

$$\beta = \phi' + \tan^{-1}\left[\frac{\tan(\phi' - \alpha) + C_1}{C_2}\right] \qquad (3.8)$$

$$C_1 = \sqrt{\tan(\phi' - \alpha)[\tan(\phi' - \alpha) + \cot(\phi' - \theta)][1 + \tan(\delta + \theta)\cot(\phi' - \theta)]}$$

$$C_2 = 1 + (\tan(\delta + \theta)[\tan(\phi' - \alpha) + \cot(\phi' - \theta)])$$

3.1.1.3.2 Le cas passif

La butée sur le mur est : $P_P = \frac{1}{2}K_p\gamma H^2$

Le coefficient de butée (K_p) est donné par :

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi' + \theta)}{\cos^2\theta\cos(\delta' - \theta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta' + \phi')\sin(\phi' - \alpha)}{\cos(\delta' + \theta)\cos(\theta - \alpha)}}\right]^2}$$

Le plan de rupture est incliné avec horizontale d'un angle β'

$$\beta' = -\phi' + \tan^{-1}\left[\frac{\tan(\phi' + \alpha) + C_3}{C_4}\right] \qquad (3.9)$$

Avec : $C_1 = \sqrt{\tan(\phi' + \alpha)[\tan(\phi' + \alpha) + \cot(\phi' + \theta)][1 + \tan(\delta - \theta)\cot(\phi' + \theta)]}$

$$C_2 = 1 + (\tan(\delta - \theta)[\tan(\phi' + \alpha) + \cot(\phi' + \theta)])$$

3.1.2 **Les méthodes pour déterminer les pressions dynamiques**

3.1.3 **La méthode pseudo statique**

3.1.3.1 **La méthode de Manonobe-Okabe (1929)**

Les travaux de Mononobe et Matsuo (1929) s'articulent sur les études d'Okabe (1926). Ils ont développé une approche pseudo-statique pour déterminer les poussées du sol générées par un tremblement de terre ; cette approche est une extension de la théorie de Coulomb des pressions statiques des terres actives ou passives. La théorie de Mononobe-Okabe présente l'effet des séismes sur l'ouvrage de soutènement, dans une zone séismique, par une introduction d'accélération séismique horizontale constante donnée par : $a_h=k_h\ g$, et d'accélération séismique verticale constante donnée par : $a_v=k_v\ g$, appliquées sur le triangle du coin dans le remblai (Voir figure 29). Cette méthode permet d'évaluer les forces sismiques appliquées sur les murs de soutènement.

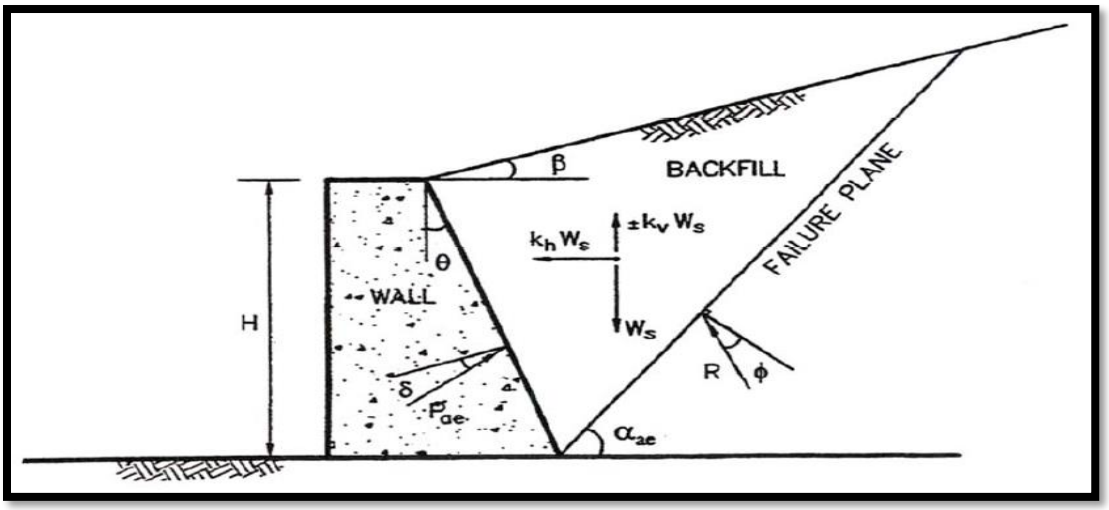


Figure 29. *Diagramme des forces exercées sur le mur de soutènement méthode M-O (tirée de Munfakh, et. Al. 1998*)

3.1.3.1.1 Les hypothèses de la méthode de M-O

1. Le sol maintenu est considéré comme :

   *En état sec : absence d'eau dans les pores, donc la pression interstitielle est égale à zéro.

   *Pulvérulent (lâche) : la cohésion entre les grains du sol est presque égale à zéro.

   *Isotrope : toutes les directions pour toutes les particules ont les mêmes propriétés mécaniques.

   *Homogène : les grains du sol sont presque similaires

   *Élastiquement déformable avec un angle de frottement interne constant.
2. Le mur est assez long pour éliminer l'effet de l'extrémité de celui-ci sur le comportement.
3. . Le déplacement du mur est suffisant pour mobiliser la poussée
4. La surface de rupture dans le remblai est un plan qui traverse le talon du mur.

3.1.3.1.2 La poussée dynamique du sol

La poussée du sol pour M-O peut être exprimée par la relation suivante :

$$P_{EA} = \frac{1}{2} K_{EA} \gamma H^2 (1 - k_v) \qquad (3.10)$$

Avec, K_{EA} : le coefficient de la pression dynamique active de la terre sur l'ouvrage. Voici la formulation pour le déterminer :

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos\psi \cos^2\theta \cos(\delta + \theta + \psi) * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi)\sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi)\cos(\beta - \theta)}}\right]}$$

Avec : $\phi \geq \beta + \psi$, et $\psi = \tan^{-1}\left[\frac{k_h}{1-k_v}\right]$

La surface critique de la rupture est inclinée d'un angle α_{AE} et est déterminée par la relation suivante (Zarrabi-Kashani, 1979) :

$$\alpha_{AE} = \phi - \psi + \tan^{-1}\left[\frac{-\tan(\phi - \psi - \beta) + C_{1E}}{C_{2E}}\right]$$

Avec, $C_{1E} =$

$$\sqrt{\tan(\phi - \psi - \beta)[\tan(\phi - \psi - \beta) + \cot(\phi - \psi - \beta)][1 + \tan(\delta + \psi + \theta)\cot\phi - \psi - \theta]}$$

$$C_{2E} = 1 + [\tan(\delta + \psi + \theta)[\tan(\phi - \psi - \beta) + \cot(\phi - \psi - \theta)]]$$

3.1.3.1.3 Limitation de la méthode M-O

*La pente du remblai doit respecter la relation : $\beta \leq 18.4^0$

* le coefficient dynamique de poussée K_{EA}de la terre doit être inférieure à la valeur 0.6, soit, $K_{EA} \leq 0.6$.

*absence de pressions interstitielles autour du mur de soutènement.

Dans ce cas, les équations de la méthode de M-O s'écrivent :

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos\psi\cos^2\theta\cos(\delta + \theta + \psi)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi)\sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi)\cos(\beta - \theta)}}\right]}$$

$$\alpha_{AE} = \phi - \psi + \tan^{-1}\left[\frac{-\tan(\phi - \psi - \beta) + C_{1E}}{C_{2E}}\right]$$

$$C_{1E} = \sqrt{\tan(\phi - \psi - \beta)[\tan(\phi - \psi - \beta) + \cot(\phi - \psi - \beta)][1 + \tan(\delta + \psi + \theta)\cot\phi - \psi - \theta]}$$

$$C_{2E} = 1 + [\tan(\delta + \psi + \theta)[\tan(\phi - \psi - \beta) + \cot(\phi - \psi - \theta)]]$$

La méthode M-O donne la poussée dynamique active totale agissant sur l'ouvrage de soutènement. Le point d'application de cette poussée est supposé à $2H/3$ en dessous de la limite supérieure du remblai.

3.1.3.1.4 Le cas passive de la pression de la terre sur le mur

La pression dynamique passive totale de la terre sur le mur de soutènement est donnée par la formule suivante :

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

Le coefficient dynamique de la pression passive du remblai du sol est :

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi + \theta - \psi)}{\cos\psi \cos^2\theta \cos(\delta - \theta + \psi)\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi)\sin(\phi + \beta - \psi)}{\cos(\delta - \theta + \psi)\cos(\beta - \theta)}}\right]}$$

L'inclinaison de la surface de rupture pour le cas passif de la méthode Mononobe et Matsuo (1929) est :

$$\alpha_{PE} = \psi - \phi + \tan^{-1}\left[\frac{-\tan(\phi - \psi - \beta) + C_{3E}}{C_{4E}}\right]$$

Avec :

$$C_{3E} = \sqrt{\tan(\phi + \beta - \psi)[\tan(\phi + \beta - \psi) + \cot(\phi + \theta - \psi)][1 + \tan(\delta + \psi - \theta)\cot(\phi + \theta - \psi)]}$$

$$C_{4E} = 1 + [\tan(\delta + \psi - \theta)[\tan(\phi + \beta - \psi) + \cot(\phi + \theta - \psi)]]$$

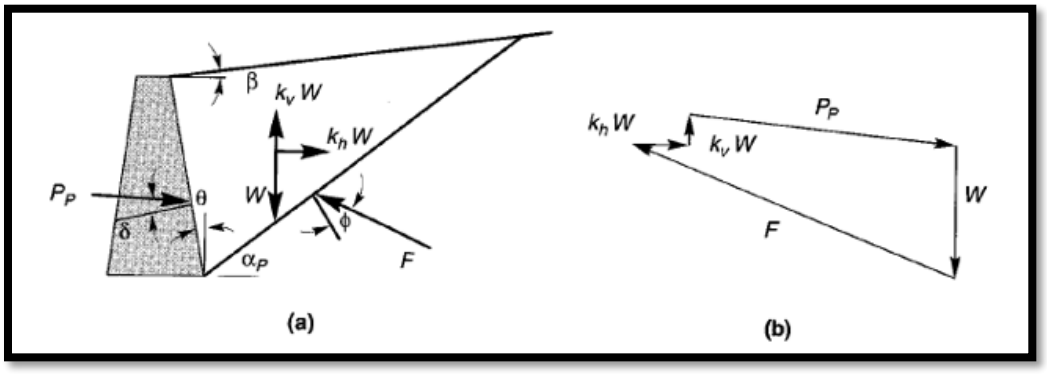


Figure 30. *Les forces sur le mur pour la méthode de M-O avec le diagramme des forces (Kramer, 2004).*

3.1.3.1.5 L'approche Seed et Whitman (1970)

Seed et al. (1970) ont effectué une étude paramétrique pour évaluer les effets de la variation de l'angle de friction, de l'angle de frottement interne du sol, de la pente du remblai et de l'accélération verticale sur l'amplitude des pressions dynamiques de la terre. Ils ont observé que la pression maximale totale de la terre agissant sur un mur de soutènement peut être divisée en deux composantes :

1. La pression statique initiale avant le séisme ;

2. L'incrément de la pression dynamique due au mouvement de base du système.

Seed et al. (1969) avaient proposé une procédure pour déterminer la poussée de la terre de la méthode de Mononobe et Okabe. Cette procédure est de quatre étapes :

1. La pression active dynamique P_{AE} est égale à la somme de la valeur initiale de la poussée de la terre et de l'incrément dynamique de la poussée de la terre : $P_{AE} = la\ pression\ statique + \Delta P_{AE}$

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 + \Delta P_{AE} \qquad (3.11)$$

2. Pour un remblai du sol où l'angle de friction est égal à 35^0, l'incrément dynamique est presque égal à la force d'inertie du triangle au coin du sol OAB comme le montre la Figure 31:

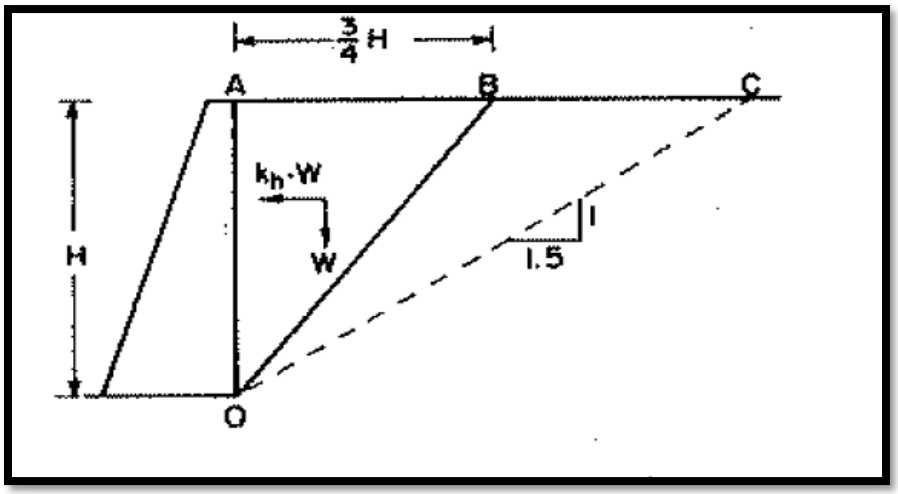


***Figure 31**. Détermination de la pression latérale dynamique à l'aide d'incrément dynamique (tirée(SEED, et al., 1970))*

Ils ont supposé ici que la longueur du triangle de poussée est de $\frac{3}{4}H$.

$$\Delta P_{AE} \simeq W_{OAB}.k_h \simeq \frac{1}{2}\gamma H^2 \frac{3}{4}k_h \qquad (3.12)$$

La pression dynamique totale de la terre est

$$P_{AE} \simeq \frac{1}{2}\gamma H^2 \left(K_A + \frac{3}{4}k_h\right) \qquad (3.13)$$

3. Le point d'application de l'incrément dynamique du sol ΔP_{AE} est à la hauteur de $0.6H$ par rapport à la base du mur.
4. La surface du plan OB est proche du plan de la rupture du remblai ; ce dernier dépend essentiellement de la magnitude de l'accélération horizontale de la terre k_h.

Ils ont considéré que la surface de rupture du cas dynamique se trouve entre les deux lignes du sol du remblai, soit la ligne OB et la ligne OC. Ils ont supposé aussi que la pente de la ligne de rupture est entre 1 et 1.5.

Pour la validation de ces propositions, Seed et al. (1970) ont réalisé une autre étude qui compare le coefficient de pression dynamique de la terre

suggérée $K_A + \frac{3}{4}k_h$ avec celui de K_{AE} de Mononobe-Okabe. Cette étude est présentée dans le tableau suivant :

Tableau 4. Comparaison du coefficient de poussée de la terre de (SEED, et al., 1970) par rapport au coefficient proposé par Mononobe-Okabe .

k_h	0	0.1	0.2	0.3	0.4
K_{AE} Mononobe-Okabe	0.24	0.29	0.37	0.45	0.58
$K_A + \frac{3}{4}k_h$	0.24	0.31	0.39	0.46	0.54

3.1.3.2 **L'approche de Venanzio R. Greco (2003)**

Cette approche pseudo-statique, développée par Greco (2003), est une extension du travail d'Arongo (1969) et celui de Mueller-Breslau (1906). Dans cette approche, présentée à la figure (30), Greco (2003) a entamé l'analyse par la méthode de Coulomb (1773) pour avoir l'équilibre des limites dans le cas statique, puis a suivi les mêmes démarches de Mononobe-Okabe (1929) pour le cas dynamique. Toutefois, dans cette méthode, Greco (2003) a pris en considération les paramètres suivants :

* La modification de l'angle de repos du sol de remblai des terres.

* La valeur de l'angle de friction entre le sol et le mur de soutènement.

$$S_a = W \frac{\sin(\alpha - \phi\prime)}{\sin(\beta + \phi' + \delta - \alpha)} \qquad (3.14)$$

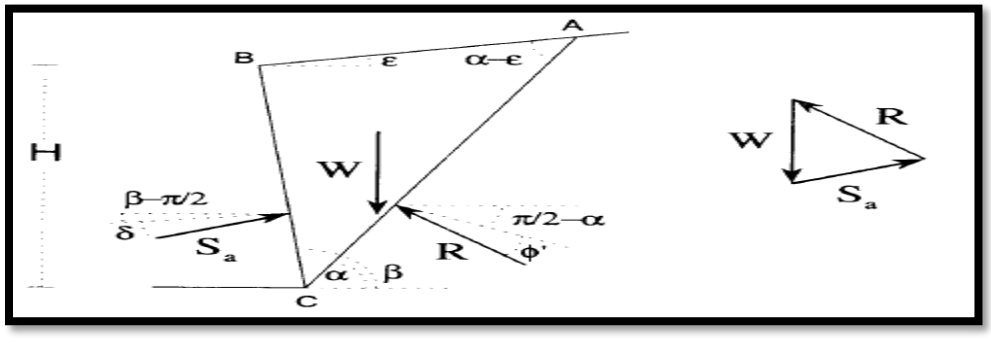


Figure 32. *Approche de (Venanzio R.Greco, 2003)*

3.1.3.2.1 La procédure de cette approche

La détermination des poussées des terres se fait à l'aide des méthodes d'équilibre aux limites avec le triangle au coin du sol ABC comme le montre la figure (33).

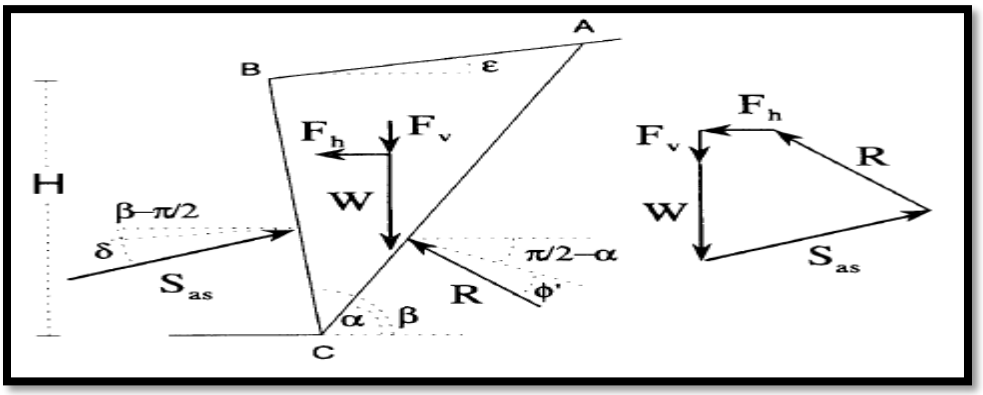


Figure 33. *Diagramme des forces pour l'approche (Venanzio R.Greco, 2003).*

Le poids du triangle du coin de remblai est : $W = \frac{1}{2}\gamma H^2 \frac{\sin(\alpha-\phi\prime)\sin(\beta-\varepsilon)}{\sin^2\beta\sin(\alpha-\varepsilon)}$

Avec $\alpha = \phi_s{}' + \tan^{-1}\left(\frac{\sqrt{P(P+Q)(1+QR)}-P}{1+R(P+Q)}\right)$ et : $P = \tan(\phi_s{}' - \varepsilon) = \tan(\phi' - \theta - \varepsilon)$

$$Q = \tan(\beta - \phi_s{}') = \tan(\beta - \phi' + \delta)$$

$$R = -\cot(\beta + \delta_s) = -\cot(\beta + \delta + \theta)$$

La poussée des terres sur le mur est :

$$S_{as} = \frac{1}{2}K_{as}\gamma_s H^2, \quad K_{as} = \left[\frac{\frac{\sin(\beta-\phi_s{}')}{\sin\beta}}{\sqrt{\sin(\beta+\delta_s)}\sqrt{\frac{\sin(\phi_s{}'+\delta_s)\sin(\phi_s{}'-\varepsilon)}{\sin(\beta-\varepsilon)}}}\right]$$

L'expression de la poussée des terres est :

$$S_a = W\frac{(1+k_v)\sin(\alpha-\phi\prime)+k_h\cos(\alpha-\phi\prime)}{\sin(\beta+\phi'+\delta-\alpha)} \qquad (3.15)$$

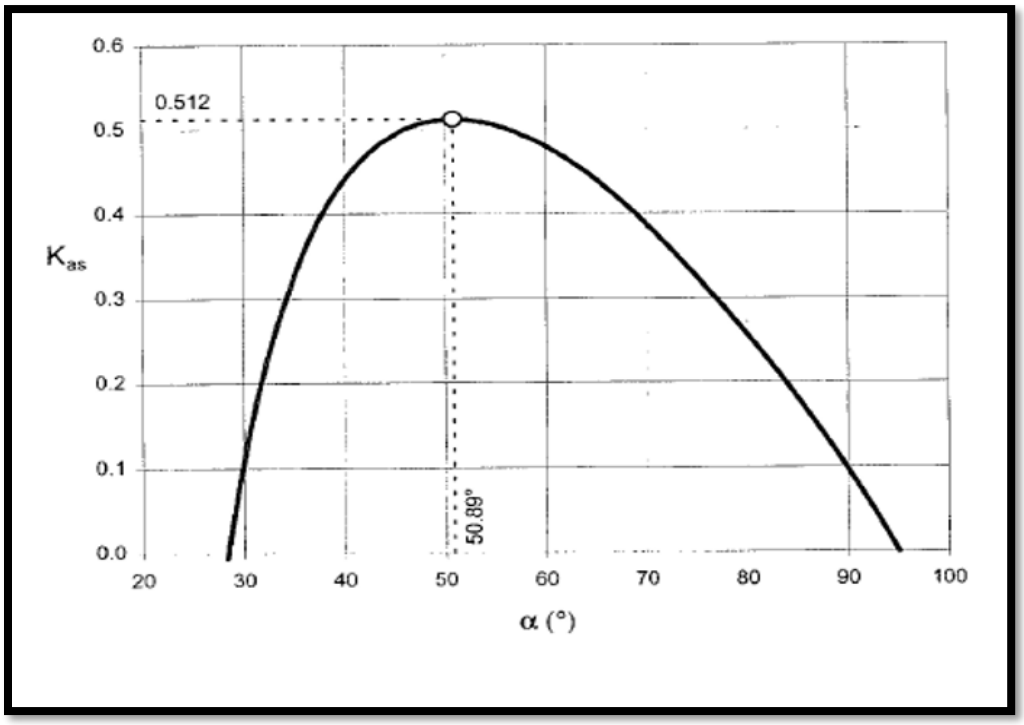


Figure 34. Exemple numérique de la méthode de Greco (tirée de Greco (2003)).

3.1.4 **Méthode pseudo dynamique**

3.1.4.1 **L'approche de Steedman et Zeng (1990)**

3.1.4.1.1 Les hypothèses de cette approche

Une méthode pseudo-dynamique consiste à déterminer la vitesse de cisaillement du remblai en prenant en considération que le déphasage du remblai n'influe pas sur la magnitude totale des pressions de la terre. Cette hypothèse est posée pour que le module de cisaillement du sol soit constant tout au long de la profondeur des terres.

3.1.4.1.2 Les procédures de cette approche

Steedman and Zeng, en 1990, ont développé une méthode analytique qui est une approche pseudo-dynamique d'un mur de soutènement encastré telle que $\beta = i = 0$. En conséquence, ce mur est devenu un mur typiquement vertical (voir figure (33)), Cette approche est une méthode analytique d'une

fonction qui est dépendante du temps ; c'est la raison pour laquelle on l'appelle l'approche dynamique. Elle tient compte de l'effet du temps dont le développement du déplacement du mur et la pression de la terre sont en fonction des excitations dynamiques.

L'hypothèse principale de cette approche est qu'il y a une excitation séismique horizontale d'une fonction sinusoïdale avec une accélération exprimée en fonction de la profondeur z et du temps t, de la gravité g, de la hauteur du mur et vitesse de cisaillement v_s. Cette accélération est donnée par la relation suivante :

$$A(z,t) = k_h g \sin\omega * \left(t - \frac{H-z}{V_s}\right) \qquad (3.16)$$

L'accélération contrôle la force d'inertie dynamique de la terre sur le mur. En utilisant la méthode d'équilibre limite avec le triangle du coin du sol qui fait avec l'horizontale un angle α. Le poids du coin du triangle est donné par la relation suivante : $W = \frac{1}{2}\frac{\gamma H^2}{\tan\alpha}$ Avec γ : la masse volumique du sol ;

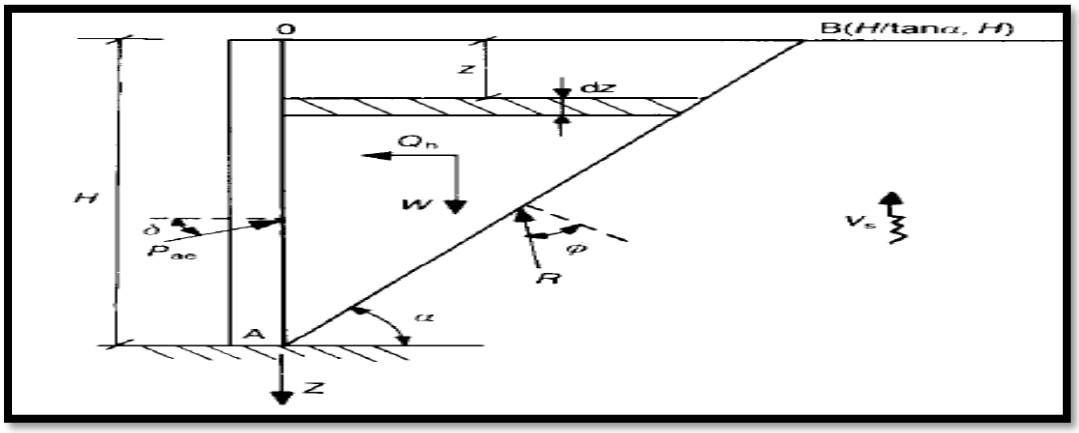


Figure 35. *Calcul de la pression dynamique de la Terre (tiré Steedman et Zeng, 1990).*

La force d'inertie dynamique horizontale du coin de triangle du sol peut être exprimée comme l'intégrale en fonction du temps.

L'expression de l'intégrale est comme suit :

$$Q_h = \int_0^H \rho\left(\frac{H-z}{\tan\alpha}\right) A(z,t)dz = \frac{\Lambda\gamma k_h}{4\pi^2 \tan\alpha}(2\pi H\cos\omega\zeta + \Lambda(\sin\omega\zeta - \sin\omega t)) \qquad (3.17)$$

Avec : $\Lambda = \frac{V_s}{f} = \frac{2\pi V_s}{\omega}$, la longueur de l'onde de cisaillement est $\xi = t - \frac{H}{V_s}$. Pour obtenir la pression totale à la fin de l'excitation, on doit calculer l'intégrale précédente avec V_s qui tend vers l'infini : $\left(\lim_{v_s\to\infty} Q_h\right)_{max} = \frac{\gamma H^2 k_h}{2\tan\alpha} = k_h W$.

La figure (36) présente la force pseudo-statique obtenue par la méthode classique de M-O et les poussées dynamiques de Steedman et Zeng (1990). En utilisant la méthode d'équilibre du coin du triangle, ils ont obtenu l'expression suivante : $P_{EA}(t) = \frac{Q_h(t)\cos(\alpha-\phi)+W\sin(\alpha-\phi)}{\cos(\delta+\phi-\alpha)}$ (3.18)

La distribution des pressions de terre sur le mur est présentée à la figure suivante :

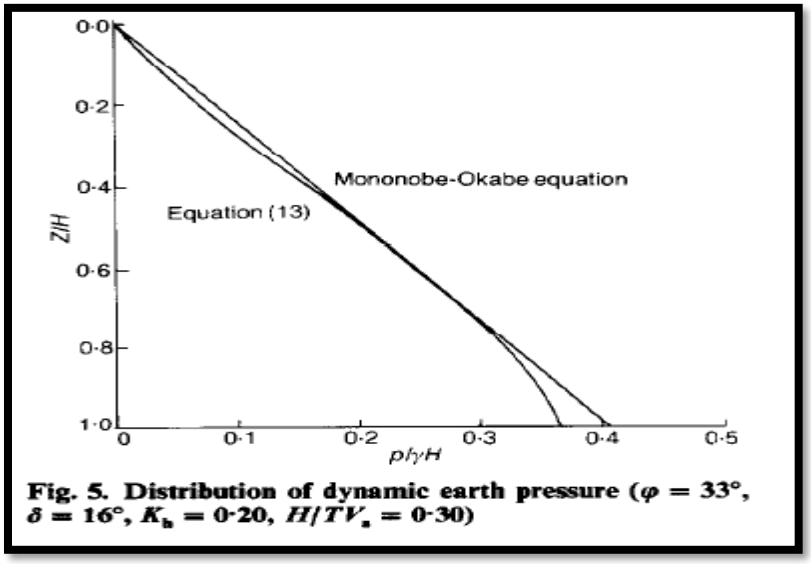


Fig. 5. Distribution of dynamic earth pressure ($\varphi = 33°$, $\delta = 16°$, $K_h = 0{\cdot}20$, $H/TV_s = 0{\cdot}30$)

Figure 36. *Comparaison de la méthode Steedman et Zeng avec la méthode de M-O (tiré Steedman et Zeng, 1990).*

3.1.4.1.3 Le point d'application de la force

Le point d'application de la force ou de la poussée des terres est au niveau de la hauteur *(H_d)* de la base du mur. Cette hauteur est déterminée en utilisant le moment fléchissant qui agit sur la base du mur M_d, soit :

$$H_d = \frac{M_d(z=H)}{P_{ad}\cos\delta} = H - \frac{-\Lambda^2(\cos\omega\zeta - \cos\omega t)}{2\pi^2 H\cos\omega\zeta + \pi\Lambda(\sin\omega\zeta - \sin\omega t)} \qquad (3.19)$$

Cela sert à valider l'approche proposée par Steedman et Zeng (1990).Ces derniers ont fait une étude comparative entre la méthode proposée et la méthode standard de Mononobe et Matsuo (1929) avec, en outre, une étude expérimentale d'un mur de soutènement soumis à une excitation dynamique dans une centrifugeuse. Les résultats obtenus sont présentés à la figure (37).

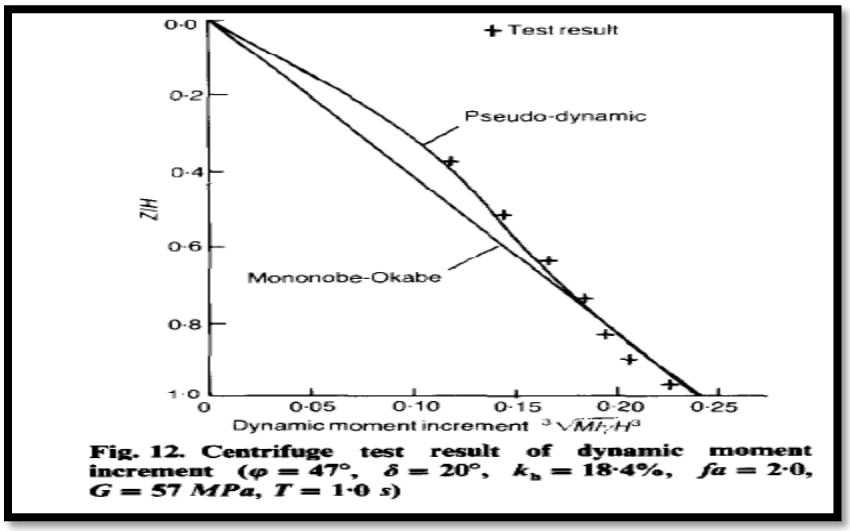


Fig. 12. Centrifuge test result of dynamic moment increment ($\varphi = 47°$, $\delta = 20°$, $k_h = 18{\cdot}4\%$, $fa = 2{\cdot}0$, $G = 57\ MPa$, $T = 1{\cdot}0\ s$)

Figure 37. *Résultat des centrifugeuses pour le moment dynamique. (tiré Steedman et Zeng, 1990).*

On remarque que cette approche pseudo dynamique a une relation non-linéaire entre la poussée de la terre et la profondeur Par contre, la méthode de Mononobe et Matsuo (1929) une ligne droite. Les résultats de l'étude expérimentale sont en accord avec les résultats de la méthode proposée par Steedman et Zeng (1990).

3.1.4.2 **L'approche de Choudhury et Nimbalkar (2006)**

Choudhury and Nimbalkar (2006) ont proposé une étude d'un mur rigide qui retient un sol lâche non cohérent. Cette méthode est une extension de l'approche de Steedman et Zeng (1990). Cette dernière prend en compte

plusieurs paramètres pour faire une approche logique dans le but de trouver une approche dynamique efficace. La réponse est toujours dépendante du temps, mais elle n'introduit pas l'accélération séismique verticale. C'est pour cela que Choudhury et Nimbalkar (2006) ont relevé cette limite de l'approche, réalisée par Steedman et Zeng (1990), dans la revue de littérature du comportement dynamique du mur de soutènement. Choudhury and Nimbalkar (2006) ont ajouté un coefficient d'accélération verticale à leur étude afin d'obtenir une approche plus performante dans les conceptions séismiques qui tiennent compte de plusieurs paramètres.

Ils avaient pris en considération plusieurs facteurs pour avoir un résultat plus réaliste qui permet d'avoir une approche donne une valeur proche de la réponse en réelle ; mais, dans toute l'étude, le paramètre qui reste constant est le module de cisaillement.

Ils ont analysé le frottement (δ) entre le sol et le mur de soutènement; ils ont aussi traité l'angle de frottement du sol (Ø), avec un plan de la rupture AB incliné d'un angle(α) par rapport à l'horizontale, les coefficients d'accélération sismiques horizontales (k_h) et verticales (k_v), la vitesse de l'onde de cisaillement (V_s), l'onde primaire de cisaillement (V_p) et la période d'excitation (T.) Ils ont fait des études pour chaque paramètre, tel que l'angle de frottement entre le mur et le sol (δ) et différentes valeurs pour les accélérations séismiques horizontales et verticales. (k_h) et (h_v).

$$Vs = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \qquad (3.20)$$

$$Vp = \sqrt{\frac{G(2-2\nu)}{\rho(1-2\nu)}} \quad (3.21)$$

G : Module de cisaillement

ρ : Masse volumique

υ : Coefficient de poisson

Avec : *υ est le coefficient de poisson du sol maintenu par le mur de soutènement.*

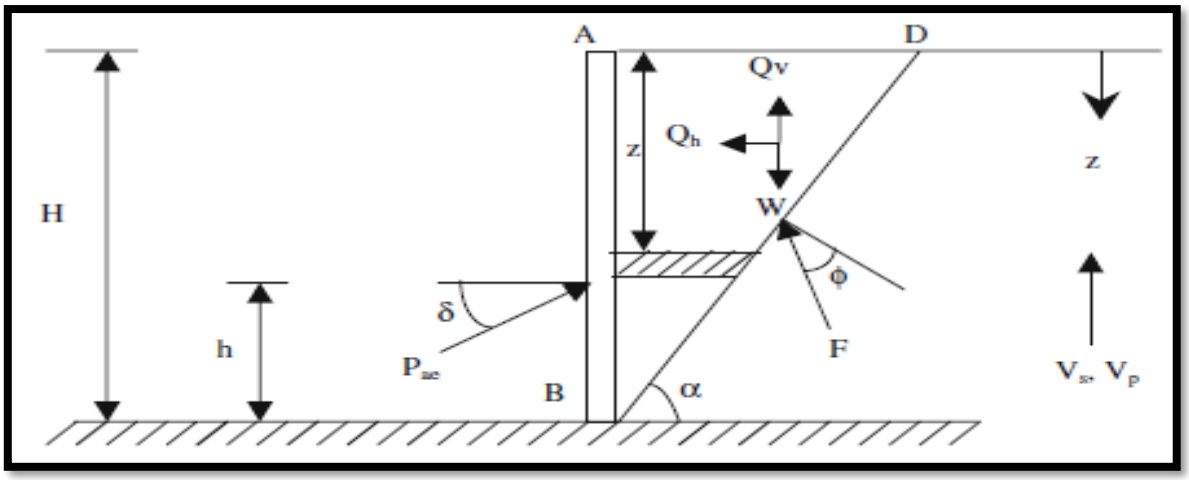


***Figure 38**. Modèle pour calculer les pressions pseudo dynamiques de la terre. (Choudhury and Nimbalkar, 2006)*

L'hypothèse que les deux accélérations dépendent directement du temps comme dans les équations suivantes : $1.87 = \frac{V_p}{V_s}$

$$a_h(z,t) = a_h \sin\left[t - \frac{H-z}{V_s}\right] \; et \; a_v(z,t) = a_v \sin\left[t - \frac{H-z}{V_p}\right] \qquad (3.22)$$

En plus, les forces d'inertie de la masse du sol tiennent compte de deux directions, verticale et horizontale.

Force d'inertie horizontale

$$Q_h(t) = \frac{\lambda \gamma a_h}{4\pi^2 g \tan\alpha}[2\pi H \cos w\xi + \lambda(\sin w\xi - \sin wt)] \qquad (3.23)$$

Avec, λ : La longueur d'onde de cisaillement sur le plan horizontal.

$$\lambda = TV_s \text{ et } \xi = t - \frac{H}{V_s}$$

Force d'inertie verticale

$$Q_v(t) = \frac{\eta \gamma a_v}{4\pi^2 g \tan\alpha}[2\pi H \cos w\xi + \eta(\sin w\psi - \sin wt)] \qquad (3.24)$$

η : La longueur d'onde de cisaillement primaire verticale, $\eta = TV_s \;\; et \;\; \psi = t - \frac{H}{V_s}$

La pression active du sol sur le mur de soutènement est calculée comme suit :

$$P_{ae}(t) = \frac{W \sin(\alpha-\phi)+Q_h(t)\cos(\alpha-\phi)-Q_v(t)\sin(\alpha-\phi)}{\cos(\delta+\phi-\alpha)} \quad (3.25)$$

Pour valider cette approche, Choudhury et Nimbalkar (2006) ont fait une étude comparative avec l'ancienne approche pseudo statique de Mononobe et Matsuo (1929) de la manière que démontre la Figure 39.

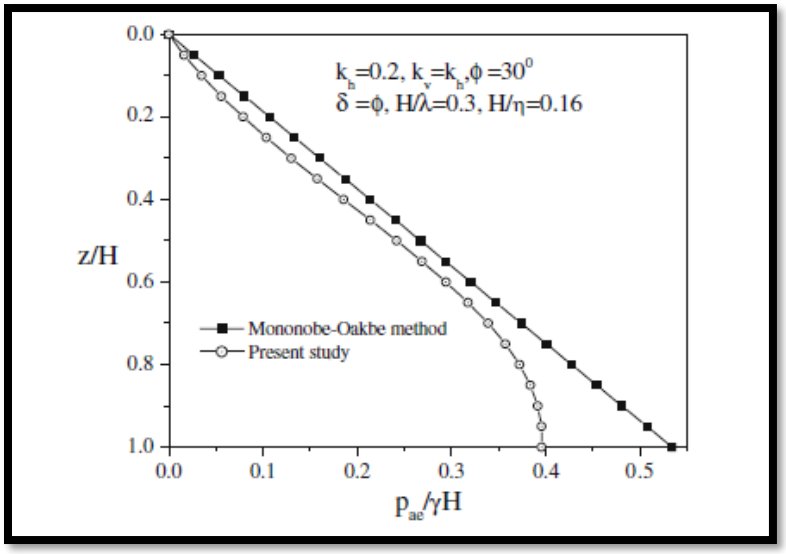


Figure 39. *Comparaison entre les deux méthodes pseudo statique et dynamique.(Choudhury et Nimbalkar (2006))*

Les résultats prouvent que la méthode de Choudhury et Nimbalkar (2006) suit une loi non linéaire, c.-à-d. que la répartition des pressions sur le mur de soutènement est non linaire. Par contre, l'approche pseudo statique de Mononobe et Matsuo (1929) représente une répartition linéaire des pressions de la terre sur l'ouvrage. Et, dans la pratique, il est impossible de trouver une distribution de pressions de terre linéaire autour d'un mur de soutènement. Dans cette logique, la méthode de Choudhury et Nimbalkar est plus réaliste que la méthode pseudo statique. Finalement, Choudhury et Nimbalkar (2006) ont établi des tableaux pour déterminer le coefficient de pression de la terre en fonction des valeurs des accélérations séismiques horizontales (k_h) et verticales (k_v), de l'angle de frottement mur-sol (δ) ainsi

que de l'angle de frottement interne du sol ($\emptyset\delta$). (Voir le tableau (5) ci-dessous.)

Tableau 5. Valeur du coefficient de la pression de la terre en fonction de K_h, K_v,$\delta, \emptyset$ (tiré de Choudhury et al. (2006))

Values of K_{ae} for $k_v = 0$

ϕ (degree)	δ (degree)	$k_h = 0.0$	$k_h = 0.1$	$k_h = 0.2$
20	−10	0.5779	0.6526	0.7470
	0	0.4903	0.5726	0.6828
	10	0.4467	0.5357	0.6602
	20	0.4269	0.5244	0.6666
30	−15	0.4161	0.4823	0.5593
	0	0.3333	0.3995	0.4806
	15	0.3014	0.3711	0.4602
	30	0.2972	0.3758	0.4812
40	−20	0.2837	0.3411	0.4064
	0	0.2174	0.2706	0.3341
	20	0.1994	0.2552	0.3251
	40	0.2102	0.2778	0.3675

3.1.4.3 **L'approche de Choudhury et al. (2014)**

Choudhury et al. (2014) ont continué le travail sur l'approche pseudo-dynamique de Choudhury et al. (2006) pour le calcul de la pression active d'un tremblement de terre sur un mur rigide, avec laquelle la solution est toujours dépendante du temps. Dans cette nouvelle approche pseudo-dynamique, Choudhury et al. (2014) ont pris en considération tous les types d'ondes séismiques : Les ondes viz, Rayleigh et de cisaillement.

Cette approche est valable seulement avec une condition, soit dans le cas où les contraintes sur la surface de la Terre sont nulles. Ils ont proposé de prendre en considération l'effet de la surface de l'onde séismique de Rayleigh dans l'analyse et la conception d'un ouvrage dans une zone séismique. Quand Choudhury et al. (2014) avaient introduit les expressions de l'onde de Rayleigh et les ondes primaires dans les expressions des accélérations horizontales et verticales, ils ont obtenu les équations suivantes :

$$a_h(x,z,t) = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = -\omega^2 A_1 \left(-K_R e^{-qz} + \frac{2qsK_R}{s^2 + K_R^2} e^{-sz} \right). \sin(\omega t - K_R x)$$

$$a_h(x,z,t) = \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = -\omega^2 A_1 \left(\frac{2qsK_R}{s^2 + K_R^2} e^{-sz} - q e^{-qz} \right). \cos(\omega t - K_R x)$$

ω : la vitesse angulaire de l'excitation

A_1 :K_R : ??le nombre de l'onde de Rayleigh

$q = \sqrt{{K_R}^2 - \frac{\omega^2}{V_s^2}}$: la fonction de l'onde de cisaillement

s : la fonction de l'onde primaire

z : la profondeur.

3.1.4.3.1 Détermination de la pression active dynamique

Choudhury et al. (2014a) ont utilisé la méthode classique des analyses par la méthode d'équilibre à la limite. Cette méthode est la même que celle utilisée par Mononobe-Okabe. La figure suivante montre le schéma des forces.

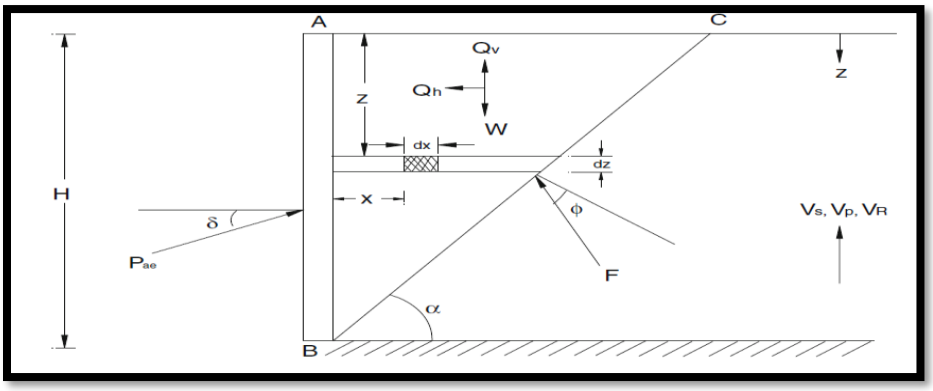


Figure 40. *Diagramme des forces dans l'approche de (Choudhury et al., 2014a).*

Le poids du coin du sol s'exprime comme suit :

$$W = g * \int_0^H \int_0^{\frac{H-z}{\tan\alpha}} m(x,z)dxdz = \frac{1}{2}\frac{\gamma H^2}{\tan\alpha} \qquad (3.26)$$

Avec : γ : le poids volumique du sol.

α : l'angle d'inclinaison du plan de la rupture.

La force d'inertie séismique est calculée par la loi mécanique avec la formulation suivante : $Q_h(t) = \int_0^H \int_0^{\frac{H-z}{\tan\alpha}} m(x,z)\,.\,a_h(x,z,t)$

$Q_h(t)$: est une force horizontale et W : est une force verticale (poids).

Avec l'introduction des différents paramètres des ondes séismiques, ils ont trouvé les équations suivantes des forces horizontales et verticales :

$$Q_h(t) = \left\{ \frac{\gamma k_h \ \sin\left(\omega t + \frac{K_R H}{\tan\alpha}\right) - \cos\omega t}{(-K_R) g \tan\alpha \sin(\omega t - K_R x)\left(e^{-qH} + \frac{2qs}{\left(s^2 + {K_R}^2\right)q^2} e^{-sH}\right)} . \left[\frac{2qe^{-qH}}{q^2} - \frac{2qK_R e^{-sH}}{\left(s^2 + {K_R}^2\right)s}\right] \right\}$$

$$Q_v(t) = \left\{ \frac{k_v \ \cos\left(\omega t + \frac{K_R H}{\tan\alpha}\right) - \cos\omega t \left[\frac{2qK_R e^{-sH}}{\left(s^2 + {K_R}^2\right)s} - \frac{e^{-qH}}{qK_R}\right]}{(-K_R)\tan\alpha \ .\cos(\omega t - K_R x)\left(\frac{2qK_R}{\left(s^2 + {K_R}^2\right)q^2} e^{-sH} - \frac{qe^{-qH}}{K_R}\right)} . \right\}$$

À l'aide de la méthode d'équilibre aux limites, la poussée active dynamique de la terre est devenue : $P_{ae}(t) = \frac{W \sin(\alpha-\phi) \pm Q_h \cos(\alpha-\phi) \pm Q_v \sin(\alpha-\phi)}{\cos(\delta+\phi-\alpha)}$

Le coefficient de la pression séismique de la terre est devenu : $K_{ae} = \frac{2P_{ae}(t)}{\gamma H^2}$

$$\begin{aligned} K_{ae} &= \frac{1}{\tan\alpha} \frac{\sin(\alpha-\phi)}{\cos(\delta+\phi-\alpha)} \\ &- \left\{ Q_h \left[\frac{\gamma k_h}{(-K_R) g \tan\alpha} \frac{\sin\left(\omega t + \frac{K_R H}{\tan\alpha}\right) - \cos wt}{\sin(\omega t - K_R x)\left(e^{-qH} + \frac{2qs}{(s^2 + K_s^2)} e^{-sHt}\right)} \left\{ \frac{2qe^{-qH}}{q^2} - \frac{2qK_R e^{-sH}}{(s^2 + K_s^2)(s)} \right\} \right. \right. \\ &\left. \left. - \right] \right\} + \left\{ \frac{2k_v}{-K_R \tan\alpha} \frac{\cos\left(\omega t + \frac{K_R H}{\tan\alpha}\right) - \sin\omega t}{\cos(\omega t - K_R x)} \frac{\left[\frac{2qK_R^2 e^{-qH}}{(s^2 + K_R^2)q^2} - \frac{e^{-qH}}{qK_R}\right]}{\left[\frac{2qK_R}{(s^2 + K_R^2)q^2} - \frac{qe^{-qH}}{K_R}\right]} \frac{\sin(\alpha-\phi)}{\cos(\delta+\phi-\alpha)} \right\} \end{aligned}$$

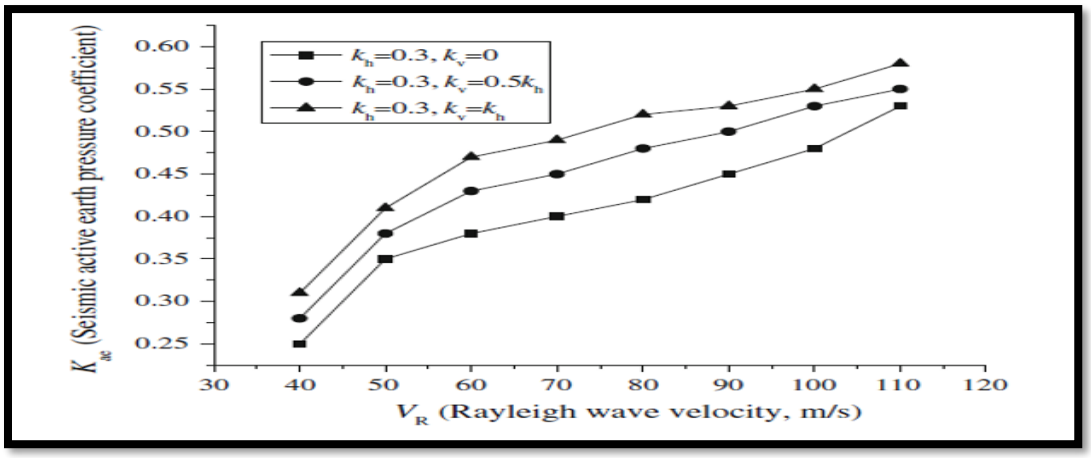


***Figure 41**.L'effet de la vitesse de l'onde de Rayleigh sur le coefficient de la pression K_{ae}(Choudhury et al (2014))*

3.2 **Mur de soutènement immobile**

3.2.1 **Travail de WOOD (1973)**

L'hypothèse d'un comportement élastique linéaire du système mur-sol est vraisemblablement satisfaite lorsqu'un bâtiment ou une autre grande structure de génie civil est fondé sur des sols solides ou des strates rocheuses. Dans ce cas, les murs ne se déplacent pas suffisamment pour mobiliser la résistance au cisaillement du sol de remblai ou pour faire une analyse par les méthodes d'équilibre aux limites, comme déjà fait par Mononobe-Okabe ou Morh-Coulomb ou Rankine. Car l'hypothèses de ces derniers n'est pas satisfaite. Cependant, l'hypothèse de cette méthode est que le sol est linéairement élastique, les méthodes couramment utilisées de Mononobe-Okabe emploient l'hypothèse de déformations de paroi suffisamment grandes pour induire une condition de contrainte entièrement plastique dans le sol. Il a été conclu que la théorie élastique et la méthode de Mononobe-Okabe ont des applications valables dans la conception de structures de paroi soumises à un tremblement de terre. Wood (1973) a analysé la réponse d'une paroi rigide non souple retenant un sol élastique linéaire (parfaitement élastique) homogène et relié à une base rigide.

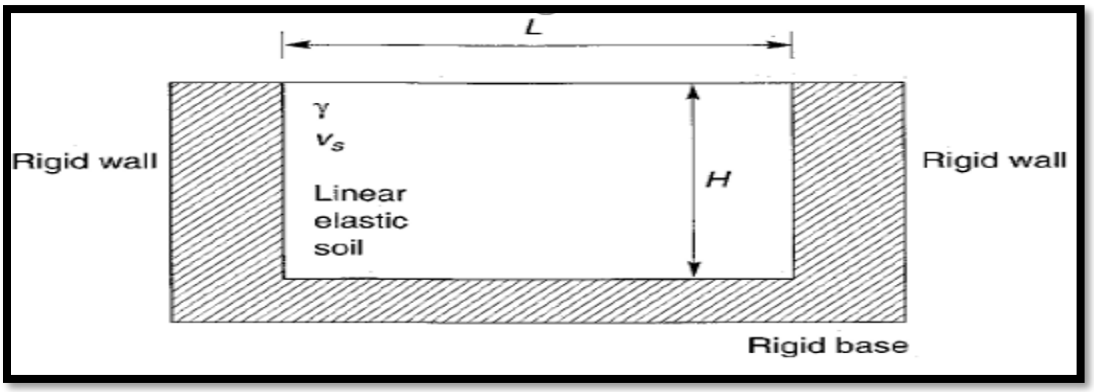


Figure 42 . *Modèle de Wood (1973)*

3.2.1.1 **Analytique solution**

La solution de la vibration libre est utilisée pour calculer et déterminer la distribution de contraintes des terres sur le mur de soutènement qui répond à la condition limite du mur avec l'accélération qui est dépendante du temps.

L'équation de déplacement pour le milieu du sol homogène linéaire élastique et isotrope peut se déterminer d'après les équations suivantes :

3.2.1.2 **Les équations d'équilibre aux limites**

$$\frac{d\sigma_x}{dx}+\frac{d\tau_{xy}}{dy}+F_x=0 \quad et \quad \frac{d\sigma_y}{dy}+\frac{d\tau_{xy}}{dx}+F_y=0$$

σ_x, σ_y : les contraintes normales dans les directions x et y.

τ_{xy} : la contrainte de cisaillement dans les directions x et y.

F_x, F_y : les forces volumiques par unité de volume dans les directions x et y.

3.2.1.3 **La relation contrainte – déformation**

$$\frac{\sigma_x}{G}=k^2\frac{du}{dx}+(k^2-2)\frac{\partial v}{\partial y} \qquad (3.27)$$

$$\frac{\tau_{xy}}{G}=\frac{\partial u}{\partial x}+\frac{dv}{dy} \qquad (3.28)$$

$\frac{\sigma_y}{G} = (k^2 - 2)\frac{\partial u}{\partial x} + k^2 \frac{dv}{dy}$ (3.28), avec

G : le module de cisaillement, $k^2 = \frac{V_d^2}{V_s^2} = \frac{2(1-\upsilon)}{(1-2\upsilon)}$, V_d: la vitesse de l'onde de dilation, V_s : la vitesse de l'onde cisaillement υ : le coefficient de poisson.

Avec l'ajout de l'inertie aux équations d'équilibre, Wood (1973) a montré que l'amplification dynamique était minime, voire négligeable, pour les mouvements au sol à faible fréquence (soit les mouvements à moins de la moitié de la fréquence naturelle du remblai). Pour cette gamme de fréquences, de nombreux problèmes pratiques se posent ; ce qui représente la plupart des problèmes sismiques.

Dans le cas d'une excitation dynamique ou séismique d'une accélération horizontale k_h uniforme et constante appliquée sur tout le remblai élastique des terres retenu par la structure de soutènement,

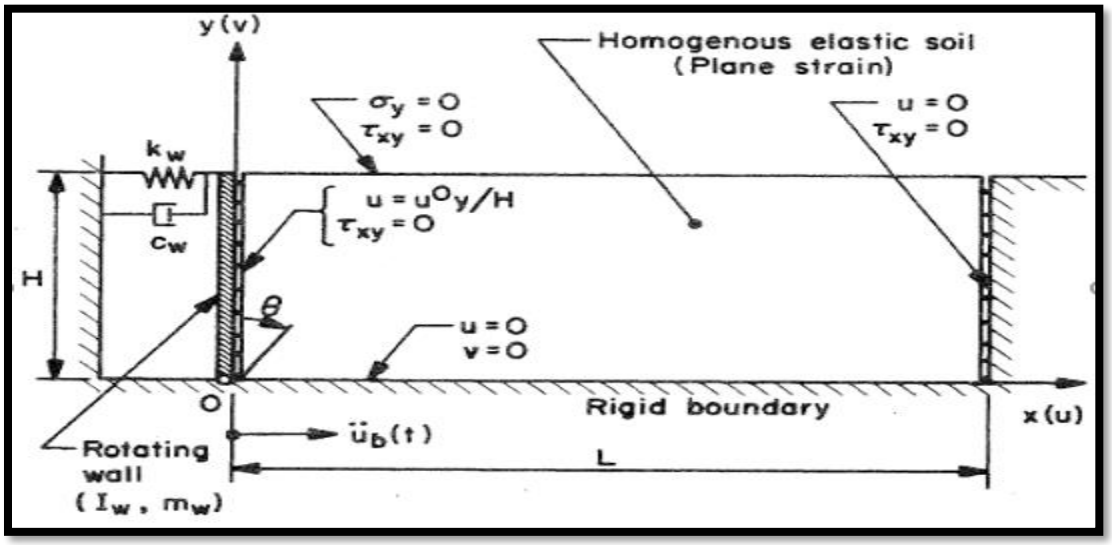


Figure 43. *Les conditions de limites pour Wood (1973).*

Wood (1973) a développé une méthode analytique pour prédire la poussée dynamique des terres engendrée par l'excitation séismique (ΔP_e). Cette dernière est appliquée sur des parois rigides, et on obtient :

$\Delta P_E = F_P k_h \gamma H^2$ (3.29)

F_P: le facteur de poussée dynamique adimensionnelle pour diverses géométries.

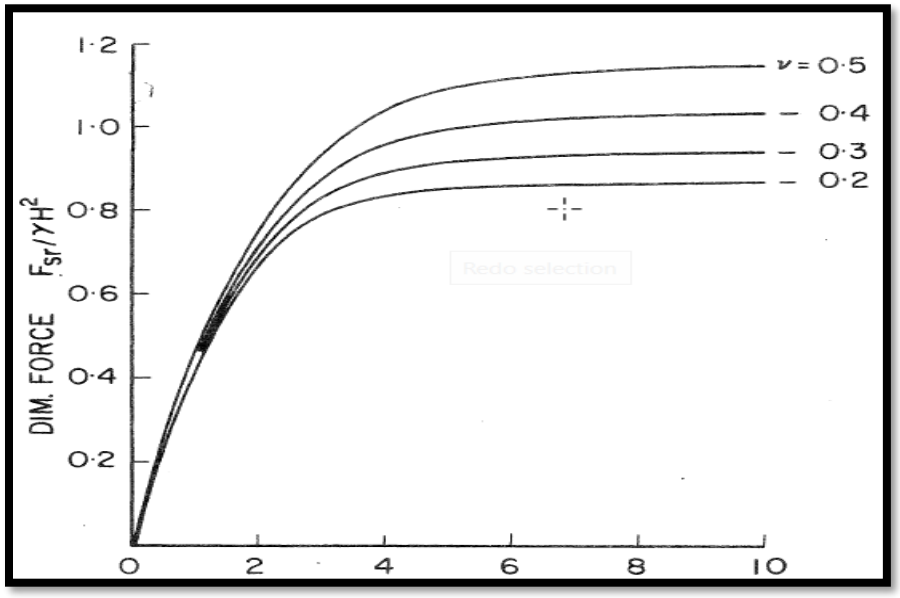


Figure 44. *Exemple d'un résultat de la force adimensionnelle Wood (1973).*

On remarque que la valeur de ΔP_E pour la méthode de Wood (1973) est presque similaire à celle de ΔP_{ea} de l'étude de Whitman (1991), ce qui conduit à la formulation approximative suivante pour une paroi rigide sur une base rigide :

$$\Delta P_{ea} = k_h \gamma H^2 \qquad (3.30)$$

Wood (1973) a établi cette approche analytique pour déterminer le moment autour du mur de soutènement dans le cas d'un séisme (ΔM_E). Ce dernier est appliqué sur le long de la paroi rigide du mur, et on obtient :

$$\Delta M_E = F_m k_h \gamma H^3 \qquad (3.31)$$

F_P: Facteur du moment adimensionnel pour diverses géométries.

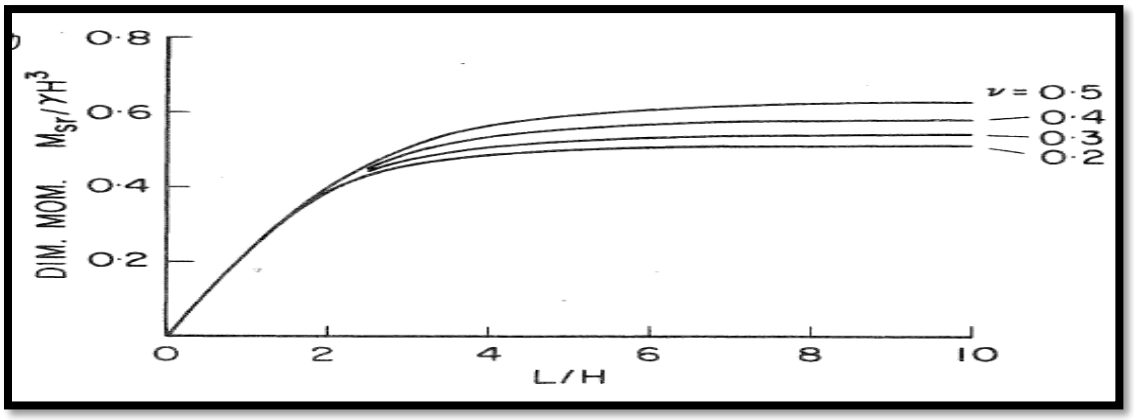


***Figure 45**. Exemple d'un résultat du moment adimensionnel Wood (1973)*

3.2.1.4 **Le point d'application de la méthode de Wood (1973)**

Le point d'application de la force dans cette méthode se définit par l'équation suivante : $\Delta M_E = \Delta P_E h_e$ (3.32)

h_e : est le point de l'application des poussées des terres sur l'ouvrage de soutènements : $h_e = \frac{\Delta M_E}{\Delta P_E}$ (3.33)

Dans cette approche, Wood (1973) ne prend pas en considération les facteurs suivants :

- les accélérations d'excitation verticales ;
- l'influence des structures ou d'autres charges à la surface du remblai ;
- la réponse à un moment donné pour les accélérations et les contraintes dynamiques de la terre avec l'élévation le long de l'arrière du mur (Pseudo statique) ;
- l'effet de la réduction du module de cisaillement et de l'amortissement du sol avec le niveau de secousse induit à la fois dans le remblai et dans la fondation du sol.

Chapite 4 : Simulation et modélisation numérique

4.1 Introduction

Dans le domaine de la géotechnique, la modélisation a pour but d'examiner les différentes solutions à un problème simple ou complexe. De plus, la modélisation est un outil puissant et efficace pour les problèmes linéaire ou non-linéaire.

En ce qui concerne les méthodes analytiques, il est difficile de trouver une solution exacte pour un comportement non-linéaire, et parfois, il est impossible de résoudre le problème de la non-linéarité du comportement du matériel. En revanche, il se trouve que la majorité des problèmes dans la réalité et dans la pratique sont de types non-linéaires : soit élastique parabolique ou comportement hystérétique.

Avec le développement des éléments finis, la modélisation numérique est devenue une méthode indispensable dans la l'étude des fondations, dans les études de stabilité des constructions réalisées et les ouvrages d'art qui nécessitent un niveau élevé de sécurité au niveau du dimensionnement.

La simulation a comme objectif l'étude et l'analyse d'un ouvrage, surtout les ouvrages importants, sensibles ou encore de soutènement pour des structures, tels que les hôpitaux et les écoles. Elle sert aussi à prédire et à expliquer les allures d'une structure.

À notre époque, les logiciels de modélisation permettaient de faire le dimensionnement, l'étude d'un phénomène bien défini ou la simulation d'un ouvrage. Ils sont aussi utiles pour comprendre le comportement des ouvrages en fonction de certaines conditions et circonstances. On trouve maintenant sur le marché plusieurs logiciels de simulation et de modélisation qui sont gratuits ou commercialisés.

Il existe une bonne variété de logiciels. En effet, on trouve des logiciels pour le traitement de problèmes à l'aide des éléments finis pour tous les domaines, par exemple : COMSOL multi-physiques, ABAQUS et ANSYS. En revanche, des logiciels de simulation ont été créés pour certains domaines de la géotechnique. On cite à titre d'exemple :

- Plaxis travaille avec les éléments finis.
- Geos-studio contient plusieurs modules, et chaque module a sa propre méthode de calcul.
- Z-soil pour la modélisation géotechnique, celui-ci utilise aussi les éléments finis.

Dans la présente étude, on fera nos analyses avec le logiciel COMSOL multi-physiques.

4.2 **Le logiciel COMSOL multi-physiques**

4.2.1 **Généralité**

COMSOL multi-physiques est un logiciel qui traite les problématiques physiques par les éléments finis. Il est capable de résoudre les équations de phénomènes physiques complexes par la modélisation et par la simulation.

Il est donc possible de modéliser un certain nombre de phénomènes physiques allant des systèmes électromécaniques et micrométriques à des réactions chimiques. Cela se fait dans des modules physiques différents. Ces modules peuvent également être utilisés ensemble pour créer l'analyse multi-physiques (COMSOL's Manual).

Dans ce travail, on utilise deux modules physiques : le module mécanique des structures et le module géomécanique.

Avec COMSOL multi-physiques, il est facile de développer des modèles classiques pour une simulation d'un couplage de plusieurs phénomènes physiques, tels que la transformation de chaleur avec le module

d'écoulement hydraulique. L'accès à cette alimentation ne nécessite pas une connaissance approfondie des mathématiques ou de l'analyse numérique.

L'environnement COMSOL, avec ses interfaces physiques intégrées et le support avancé des propriétés des matériaux, permet de construire des modèles en définissant les quantités physiques appropriées, dont la géométrie, les propriétés des matériaux, les conditions aux limites, les charges, les contraintes, les conditions initiales (déplacement initial et vitesse initiale et accélération initiale) et les équations des excitations séismiques sinusoïdales, périodiques, etc.

COMSOL multi-physiques nous permet toujours d'utiliser des variables, des expressions ou des numéros dans les domaines solides et fluides ; il permet aussi d'utiliser des limites, des arrêts et des points indépendamment du maillage de calcul.

COMSOL multi-physiques compile en interne un ensemble d'équations représentant l'ensemble du modèle. Ce couplage est le facteur principal qui fait de COMSOL un logiciel puissant pour la simulation et pour la modélisation numérique, car il couple deux phénomènes physiques en faisant une seule simulation. Par exemple, dans un seul problème où on peut trouver des différences physiques, hydrauliques, thermiques et mécaniques, il réaliserait la simulation en utilisant les résultats d'une simulation physique d'un phénomène dans un autre. L'utilisation des interfaces physiques de COMSOL multi-physiques nous permet d'effectuer différents types d'études :

- ✓ En fonction du temps :

* stationnaire (indépendant du temps)

* en fonction du temps.

- ✓ Selon le comportement :

* linéaire (élastique)

* non-linéaire (élasto-plastique ou plastique)

- ✓ Étude :

* Modale.

* La réponse en fréquence.

* Valeurs propres.

Le logiciel COMSOL fonctionne par le principe de l'analyse par éléments finis et le contrôle d'erreurs en utilisant une variété de solveurs numériques. Les études peuvent utiliser des systèmes multiprocesseurs et informatiques en grappes, et des travaux par lots et par balayages paramétriques peuvent être exécutés.

COMSOL multi-physiques crée des séquences pour enregistrer toutes les mesures qui forment la géométrie, la maille, des études et des paramètres solveur, et la visualisation et la présentation des résultats. Il est donc facile de paramétrer une partie du modèle. Il suffit de changer un nœud dans l'arbre du modèle et de réexécuter les séquences. Le programme se souvient et réapplique toutes les autres informations et données dans le modèle.

4.2.2 **Les modèles physiques dans COMSOL**

Les équations aux dérivées partielles (EDP) constituent la base des lois de la science et fournissent les bases de la modélisation d'une large variété de phénomènes scientifiques et d'ingénierie.

COMSOL multi-physiques peut être utilisé dans de nombreux domaines d'application, par exemple :

- ✓ L'électromagnétisme.
- ✓ La dynamique des fluides.
- ✓ Les piles à combustible et l'électrochimie.
- ✓ La géophysique.
- ✓ Le transfert de chaleur.
- ✓ La mécanique des structures.

- ✓ Les phénomènes de transport.
- ✓ La propagation des ondes.

De nombreuses applications dans la pratique impliquent des couplages simultanés, dans un système multi-physique. Par exemple, on peut penser à l'infiltration d'eau à travers le corps d'un barrage en terre (remblai) et la stabilité des talus de ce dernier, un couplage de deux physiques, hydraulique et mécanique.

4.2.3 **Les modules physiques déjà préparés par COMSOL**

Dans COMSOL, il existe plusieurs modules physiques qui contiennent de nombreuses interfaces multi-physiques prédéfinies, faciles à utiliser, comme des points d'entrées pour les applications multi-physiques communes.

Dans sa configuration de base, COMSOL multi-physiques offre la modélisation et l'analyse de puissance pour de nombreux domaines d'application. Pour plusieurs principaux domaines d'application, il existe aussi des modules optionnels. Ces modules spécifiques à l'application utilisent la terminologie et la solution des méthodes spécifiques à la discipline particulière qui facilitent la tâche pour la création et l'analyse des modèles. Les modules comprennent également des bibliothèques de modèles complets parmi lesquels on trouve :

- ✓ Le module géomécanique ;
- ✓ Le module computationnel de la dynamique des fluides (CFD) ;
- ✓ Le module de corrosion ;
- ✓ Le module de la non-linéarité des matériaux de structures ;
- ✓ Le module d'écoulement dans les conduites ;
- ✓ Le module mécanique des structures.

Chapite 5 : Le comportement et l~~L~~es lois de rupture des sols

5.1 L'amortissement

5.1.1 L'amortissement de Rayleigh

Ce type d'amortissement est le plus utilisé. Dans ce cas, l'amortissement se produit par des frottements intérieurs du sol ou par des déformations irréversibles plastiques ou viscoélastiques.

L'amortissement de Rayleigh est un amortissement visqueux. Il est linéairement proportionnel avec une combinaison de la matrice de masse et de la rigidité.

La matrice de l'amortissement de Rayleigh est donnée par la relation suivante :

$$\xi = \alpha_{dM} m + \beta_{dK} k \qquad (5.1)$$

ξ : Le ratio d'amortissement.

k : La matrice de la rigidité.

m : La matrice de la masse.

α_{dM}: Paramètre de l'amortissement de la masse.

β_{dK} : Paramètre de l'amortissement de la rigidité.

Il n'existe pas une interprétation ou une explication physique pour le paramètre de l'amortissement de la masse et le paramètre de l'amortissement de la rigidité.

Il existe deux cas pour la détermination de l'amortissement :

Premier cas : quand on donne des valeurs définies pour le paramètre de l'amortissement de la masse α_{dM} et le paramètre de l'amortissement de la rigidité β_{dK} .

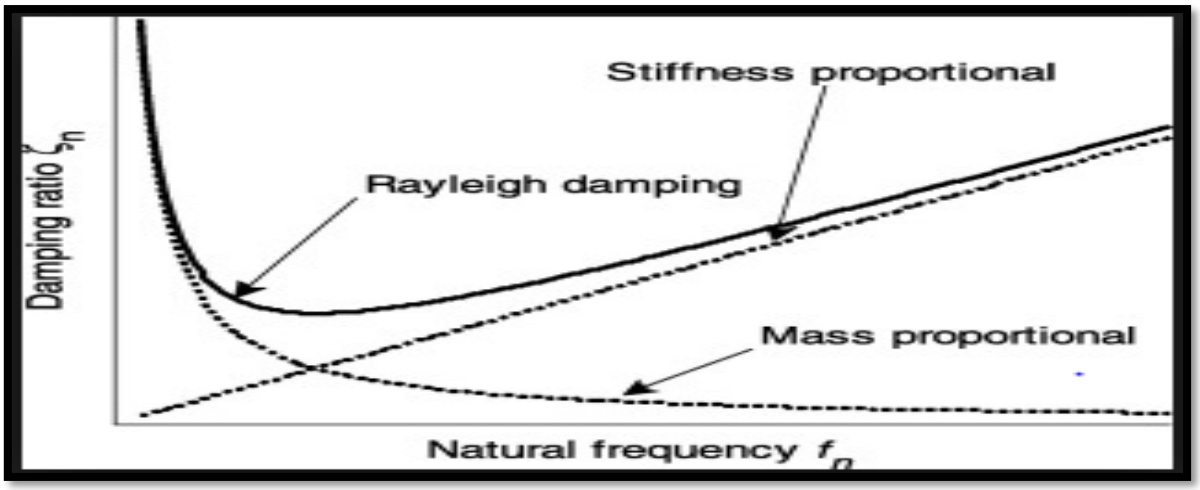


***Figure 46**. Variation de l'amortissement de Rayleigh en fonction (tiré de Cruz, et Miranda (2017))*

Deuxième cas : le ratio d'amortissement (*damping ratio*) est présumé ; dans ce cas, on doit introduire deux fréquences, $f_1 \, et \, f_2$, correspondant aux taux d'amortissement $\xi_1 et \, \xi_2$. Pour ces fréquences, l'amortissement de Rayleigh est calculé par la formule suivante :

$$\alpha_{dM} = 4\pi f_1 f_2 \frac{c_1 f_2 - c_2 f_1}{f_2^2 - f_1^2} \;\; et \;\; \beta_{dK} = \frac{c_2 f_3 - c_1 f_1}{\pi (f_2^2 - f_1^2)}$$

Pour utiliser l'amortissement de Rayleigh, les recommandations sont les suivantes :

- Trouver le nombre de cas critiques d'excitation ;
- Calculer les cas critiques sans l'amortissement de Rayleigh ;
- Identifier les fréquences maximales et minimales de notre système$f_{min} \, et \, f_{max}$;
- Application de l'amortissement de Rayleigh avec une introduction linéaire des matrices de la masse et de la rigidité avec les périodes $1/f_{min} \, et \;\; 1/f_{max}$.

5.2 **Les lois de rupture des sols**

5.2.1 **Le critère de Mohr-Coulomb**

Le critère de Mohr-Coulomb est l'élément le plus populaire en mécanique des sols. Il a été développé par Coulomb avant les critères de Tresca et Von Mises pour les métaux. Et, il a été le premier critère à prendre en compte de la pression hydrostatique. Il stipule que la rupture se produit avec un plan de rupture, alors que la contrainte de cisaillement et la contrainte normale agissant sur n'importe quel élément du matériau satisfont à l'équation de Terzaghi.

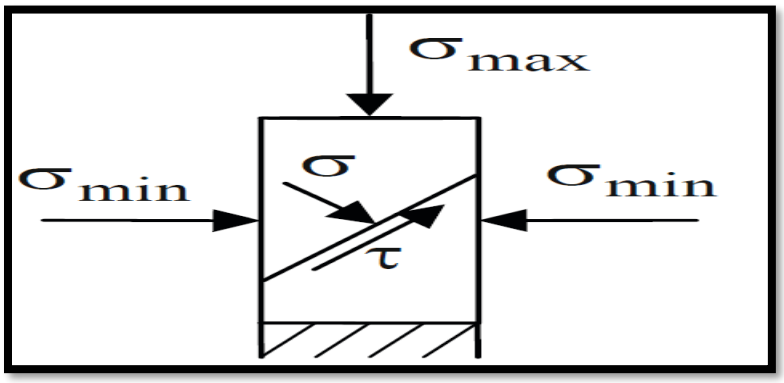


Figure 47. *Application des contraintes selon le critère de Terzaghi (Comsol Manual)*

$$\tau + \sigma \tan \varphi + c = 0 \qquad (5.2)$$

Avec :

τ : La contrainte de cisaillement sur le plan de ~~la~~ rupture.

σ : La contrainte effective sur le plan de ~~la~~ rupture.

φ: L'angle de repos du sol.

c : La cohésion du sol.

À l'aide des cercles de Mohr, ce critère peut être écrit comme suit :

$\frac{\sigma_{max}-\sigma_{min}}{2} = \frac{\sigma_{max}+\sigma_{min}}{2}\sin\varphi + c\cos\varphi$ (5.3)

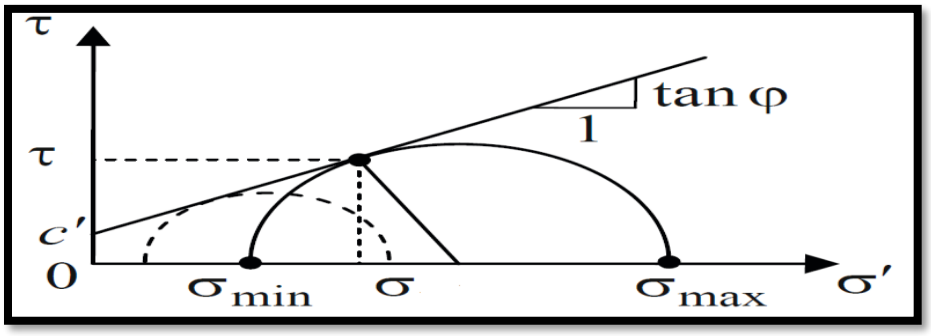


Figure 48. *L'application du cercle de Morh pour le critère de Mohr-Coulomb (Comsol Manual)*

À l'aide des tenseurs de contraintes sur un plan, on trouve ces formulations précitées. Les six plans (chacun pour son propre secteur du plan octaédrique) forment une pyramide hexagonale non équilatérale.

Le critère de Mohr-Coulomb définit une pyramide hexagonale irrégulière dans l'espace des contraintes principales, comme le présente la figure suivante :

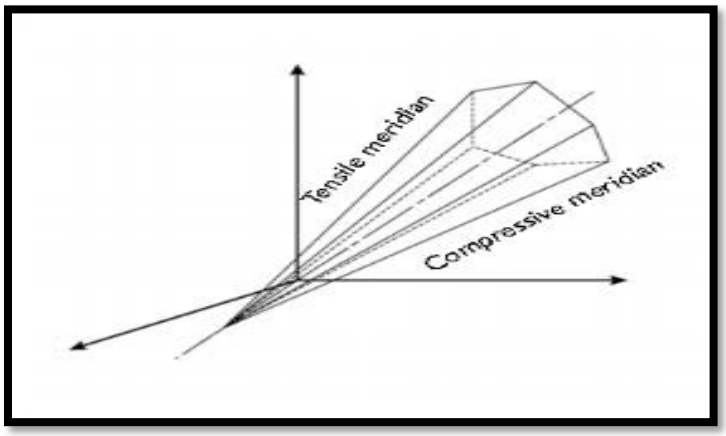


Figure 49. *Le cône ouvert dans le critère de Mohr-Coulomb (Comsol Manual)*

À l'aide des tenseurs des contraintes sur un plan, on trouve ces formulations :

$\frac{\sigma_{max}-\sigma_{min}}{2} = \sqrt{J_2}\cos\theta$ $\frac{\sigma_{max}+\sigma_{min}}{2} = \frac{I_1}{3} - \sqrt{\frac{J_2}{3}}\sin\theta$ Avec :

$I_1 = Tr(\sigma) = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ et $J_2 = \frac{1}{2}s$, $s = \frac{1}{6}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]$

$(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ sont des valeurs principales des contraintes.

La surface de rupture de Mohr-Coulomb est exprimée en fonction du tenseur de contrainte :

$$F_Y = \frac{1}{3}I_1 \sin\varphi + \sqrt{\frac{J_2}{3}}(1 + \sin\varphi)\cos\theta - (1 - \sin\varphi) - c\cos\varphi = 0 \qquad (5.4)$$

Avec $\theta = -\frac{1}{3}\sin\left(\frac{3\sqrt{3}}{2}\frac{J_3}{J_2^{3/2}}\right)$. Pour $-\pi/6 \leq \theta \leq \pi/6$ Et $J_3 = \det(s)$; $s = \sigma - \frac{I_1}{3}I$

Avec I la matrice d'identité.

$s_{t0} = \frac{\sqrt{6}f_{yc}(1-\sin\varphi)}{3+\sin\varphi}$ $\qquad$ $s_{t0} = \frac{\sqrt{6}f_{yc}(1-\sin\varphi)}{3-\sin\varphi}$

5.2.1.1 **Cas particulier**

Dans le cas où le sol est sans friction ($\varphi = 0, \alpha = 0, k = c$), le critère de Mohr-Coulomb est devenu l'expression de la contrainte de cisaillement maximum pour le critère de Tresca :

$\sigma_1 - \sigma_3 = 2k$ et $F_Y = \sqrt{J_2}\cos\left(\theta - \frac{\pi}{6}\right) - k = 0$

5.2.2 **Le critère de Tresca**

L'état limite du critère de Tresca est présenté sous les termes de valeurs de contraintes principales, comme le montre l'expression suivante :
$\frac{1}{2}max(|\sigma_1 - \sigma_2|, |\sigma_1 - \sigma_3|, |\sigma_2 - \sigma_3|) = k$

Le critère de Tresca se manifeste dans un prisme hexagonal dont l'axe principal est incliné aux trois principaux axes des contraintes σ1, σ2, σ3. Lorsque les contraintes principales satisfaites la condition σ1 ≥ σ2 ≥ σ3, ce critère s'écrit comme suit : $\frac{1}{2}(\sigma1 - \sigma3) = k$

Avec l'utilisation du représentant de la contrainte principale dans le terme invariant J_2 et l'angle α, le critère devient :

$$\frac{1}{2}\sqrt{\frac{4J_2}{3}}\left(\cos\theta - \cos\left(\theta + \frac{2\pi}{3}\right)\right) = \sqrt{J_2}\sin\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) = k$$

Donc ; $\sqrt{J_2}\cos\left(\theta - \frac{\pi}{6}\right) = k$

Les contraintes maximales et minimales de cisaillement déterminent les deux méridiens $\left(\theta = 0\ ou\ \theta = \frac{\pi}{3}\right)$; le critère est devenu comme le critère de Von Mises. La contrainte maximale est atteinte pour la valeur d'angle $= 0$ $\sqrt{3J_2} = 2k$. La contrainte minimale est atteinte pour la valeur d'angle $\theta = \frac{\pi}{3}$

$\sqrt{J_2} = k$ dans le cas des sols. Le paramètre k s'appelle la résistance de cisaillement non drainé.

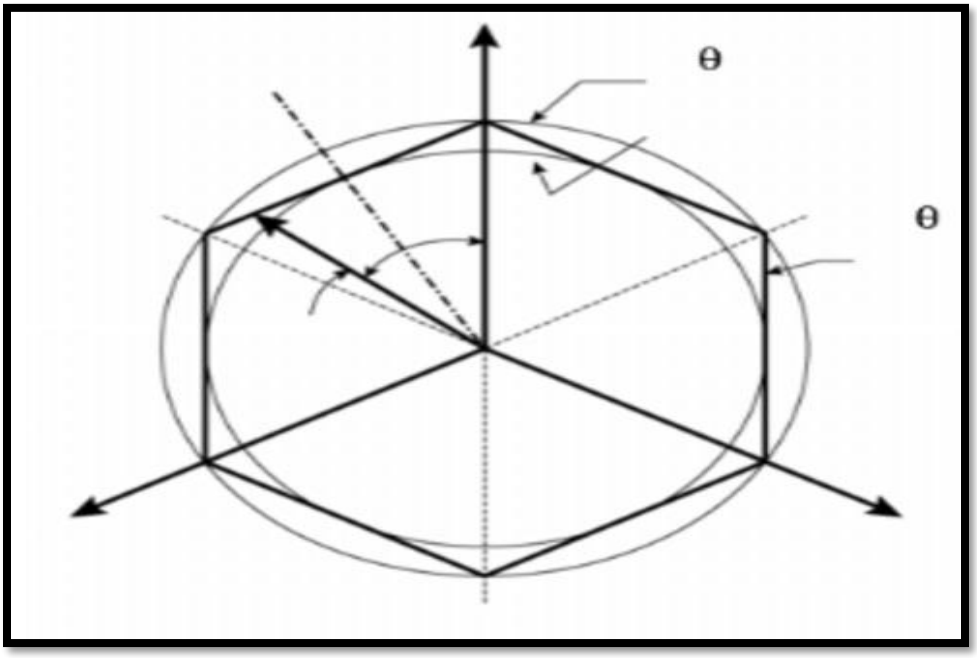


Figure 50. Les limites supérieures et inférieures du critère de Tresca. *(Comsol Manual)*

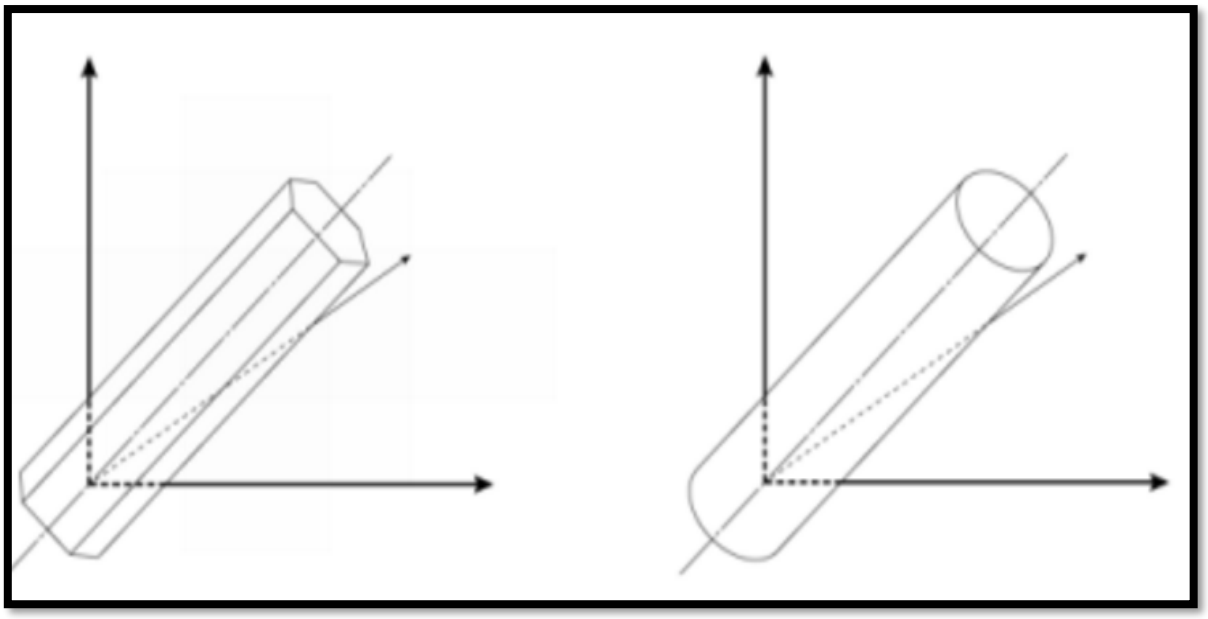


***Figure 51**. La limite d'élasticité des critères Tresca (à gauche) et Von Mises (à droite). (Comsol Manual)*

Les critères de Von Mises et Tresca sont indépendants du premier invariant à la contrainte I_1. Ces critères sont principalement utilisés lors l'analyse de la déformation plastique dans les métaux et les matériaux ductiles, bien que certains chercheurs utilisent également ces critères pour décrire les sols cohésifs totalement saturés (argiles) et non drainés.

5.2.3 **Critère de Von Mises**

Le critère de Von Mises suggère que le rendement de plasticité du matériau commence lorsque le second invariant de contraintes déviatoriques J_2 atteint une valeur critique. Ce critère peut être écrit en termes des éléments du tenseur de contrainte de Cauchy comme suit :

$$J_2 = \frac{1}{6}((\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{33} - \sigma_{11})^2) + \sigma_{12}^2 + \sigma_{23}^2 + \sigma_{21}^2 = k^2 \qquad (5.5)$$

Il est équivalent à :

$$\sqrt{J_2} = k$$

Le critère de Von Mises est mis en œuvre comme suit :

$$F = \sqrt{3J_2} - \sigma_{ys} = 0$$

σ_{ys} : est le niveau d'élasticité (contrainte d'élasticité en traction uniaxiale).

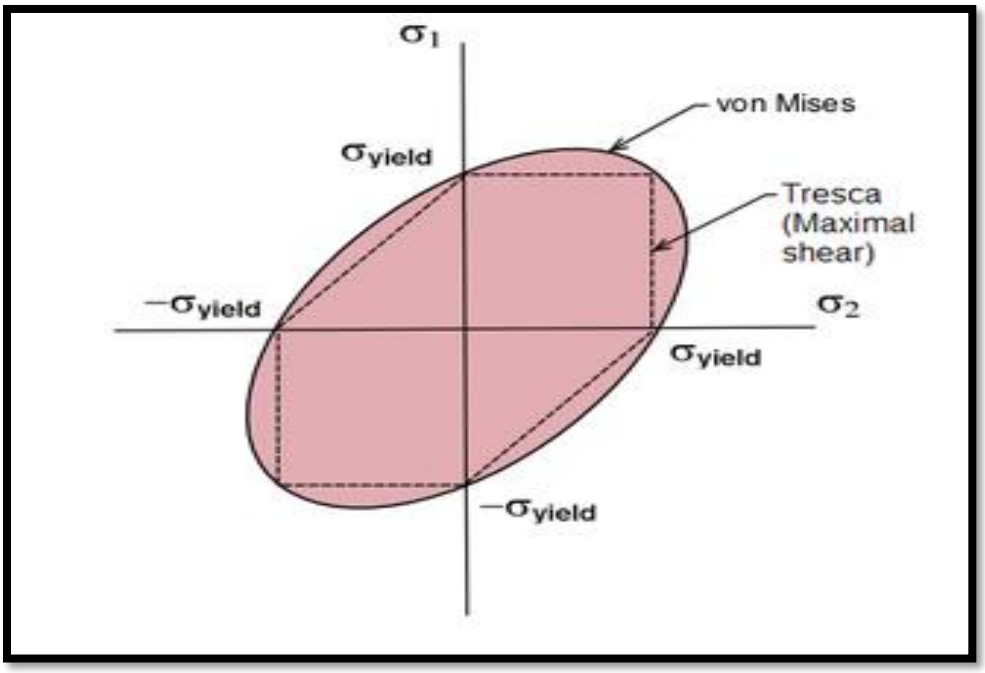


Figure 52. *Les deux critères de la rupture Von Mises et Tresca.*

Chapite 6 : Le modèle de simulation

6.1 La géométrie du modèle

On admet que H = 5m et que la longueur du remblai est de L=10 m.

Ce système se trouve au-dessus d'un socle rocheux où la rigidité tend vers l'infini.

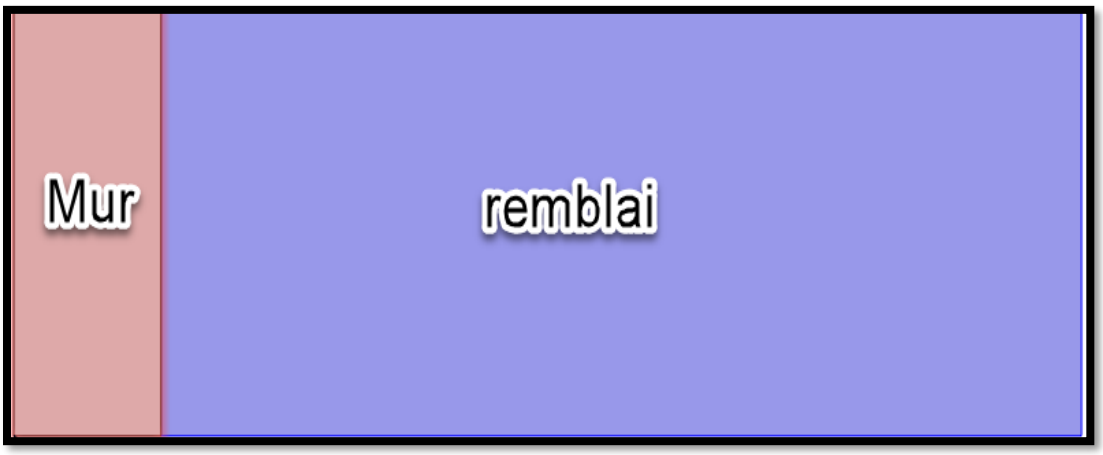


Figure 53. *Le modèle proposé pour la simulation.*

6.2 Les hypothèses de simulation

Trois hypothèses s'étaient posées dans cette étude paramétrique :

1. Le sol est composé de sable sec, car le sable est un sol lâche. Et, les sols lâches sont ceux les plus susceptibles à l'effort et à l'excitation extérieure d'une forme dynamique (sismique ou des machines vibrantes).
2. Les murs sont fixés ; ce qui engendre un domaine élastique et parfois plastique selon le degré d'excitation.
3. On néglige la composante verticale du poids du sol pour avoir une contrainte maximale dans le mur.

Un modèle permet l'évaluation les contraintes latérales des terres sur le mur et l'effet de rigidité de la couche d'interaction sur le mur-sol et le déplacement de la partie intérieure du mur. La première simulation est la

validation du modèle. Après, les simulations seront pour les études paramétriques.

6.3 **Les conditions aux limites**

6.3.1 **Les limites libres**

Les limites libres sont ceux qui n'ont pas des conditions, et le système est libre dans ces sections. En outre, dans notre cas, les limites libres se trouvent sur la surface du remblai et du mur, comme illustré dans la figure suivante :



Figure 54. *Les conditions libres.*

6.3.2 **L'interaction**

L'interaction, dans notre cas, est la liaison entre le mur et le massif du sol. Celle-ci est une mince couche élastique adimensionnelle comprenant deux composantes de rigidité horizontales et verticales. Ces deux composantes seront définies dans chaque simulation;

$$K = \begin{bmatrix} K_H & 0 \\ 0 & K_V \end{bmatrix} (N/mm^2)$$



Figure 55. *L'interaction sol-mur*

6.3.3 **L'axe de symétrie**

Pour faciliter le calcul, on fait une simulation par symétrique, car les deux moitiés sont identiques dans toutes les directions. Et, l'axe de symétrie est un axe vertical qui se trouve au milieu du massif (voir la figure suivante) :



Figure 56. *L'axe de symétrie.*

6.3.4 **Les limites fixées**

Ceux sont des limites de déplacement nul. Dans notre cas, elles sont à l'extérieur du mur, et la limite inférieure du système, comme c'est illustré dans la figure suivante :

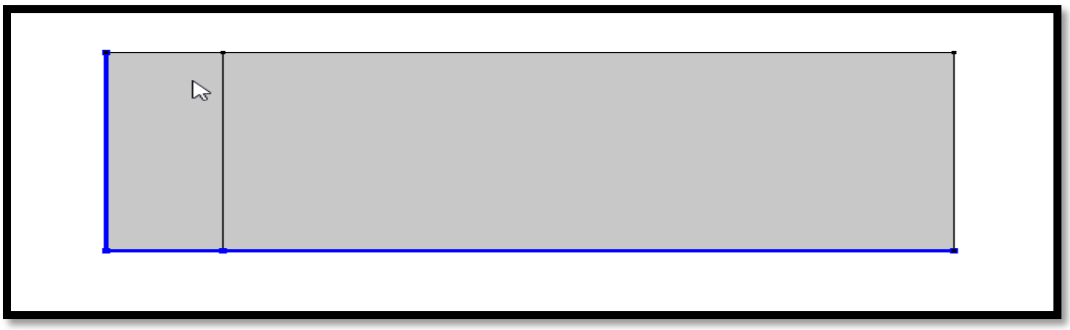


Figure 57. *Les limites fixées*

6.4 **Les propriétés des matériaux**

Les simulations dans ce travail se font avec deux matériaux différents. Pour le mur, le matériel utilisé est le béton. Et, pour le sol, c'est le sable sec. Dans les tableaux suivants, on y constate les propriétés nécessaires aux matériels pour satisfaire le déroulement de calcul des simulations sous COMSOL :

Tableau 6. *Propriété du sable :*

Sable	**Symbol**	**Valeur**
Module de Young	**E**	**45 MPa**
Coefficient de poisson	ν	**0.3**
Masse volumique	ρ	**1920 kg/m³**

Tableau 7. Propriété de béton :

Béton	**Symbol**	**Valeur**
Module de Young	**E**	**25.10 E3 MPa**
Coefficient de poisson	ν	**0.2**
Masse volumique	ρ	**2300 kg/m³**

Chapite 7 : Les simulations et les validations

7.1 Validation du modèle avec Wood (1975)

Il existe trois méthodes principales de validation d'un modèle dans les recherches scientifiques sur l'étude des murs de soutènement dans différentes circonstances. Ces méthodes opèrent à l'aide des moyens suivants :

- Le recours à une méthode analytique ;
- La vérification expérimentale ;
- Et enfin, la confrontation des résultats avec ceux établis dans la littérature.

Dans le cadre de cette étude, on privilégie le troisième critère de validation. Nous comparons les résultats de la simulation COMSOL (5.4) avec des résultats obtenus par Wood (1973) pour un mur avec une interface élastique lisse entre le mur de soutènement et le remblai du sol.

Les contraintes de la terre adimensionnelles obtenues à l'aide de l'outil de simulation COMSOL, en répliquant les hypothèses du dispositif expérimental du modèle de Wood (1973), sont représentées dans la Figure 58.

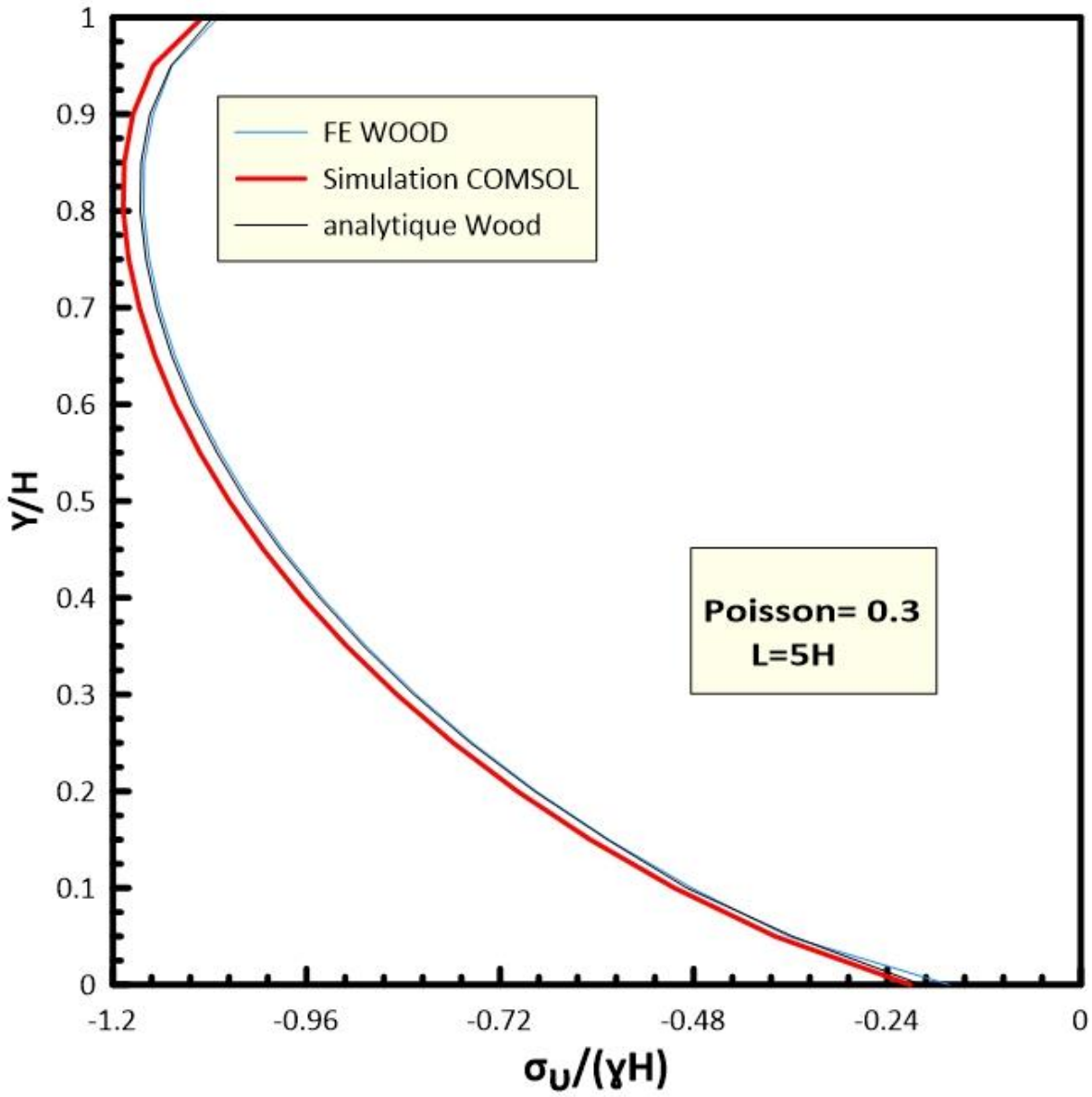


Figure 58. *Comparaison entre les différentes méthodes.*

Sur cette figure (58) sont représentés les paramètres caractéristiques pertinents correspondant aux différents scénarios envisagés pour valider notre modèle d'étude. Il s'agit de l'analytique et de la statique de Wood (1973), les références de base avec lesquelles notre modèle de COMSOL sera évalué.

D'après la figure, les trois graphes ont la même allure. Ils commencent presque par une contrainte de -0.2 en bas du mur, et ils augmentent au

long du mur jusqu'à la hauteur adimensionnelle de 0.8 correspondant à une contrainte adimensionnelle maximale de 1.18. Ensuite, on remarque une diminution progressive des valeurs de contrainte pour se stabiliser autour de 1.08.

En bas du mur, les contraintes des trois méthodes sont confondues jusqu'à la hauteur adimensionnelle 0.4. Après cette valeur, les deux graphes de Wood analytiques et éléments finis sont presque confondus. Un petit écart de 2 % à 8 % pour la simulation de CONSOL est remarqué par rapport aux deux graphes précédents.

En conclusion de l'analyse de ces graphes, on peut en déduire que la simulation de COMSOL est bien adéquate avec les deux méthodes de Wood. On valide notre modèle de COMSOL avec les résultats de Wood.

Conséquemment, notre modèle sera utilisé pour la suite de nos simulations pour l'étude des réponses des autres facteurs pertinents dans le cadre de ce mémoire.

7.2 **Études de maillages**

7.2.1 **Description et procédure**

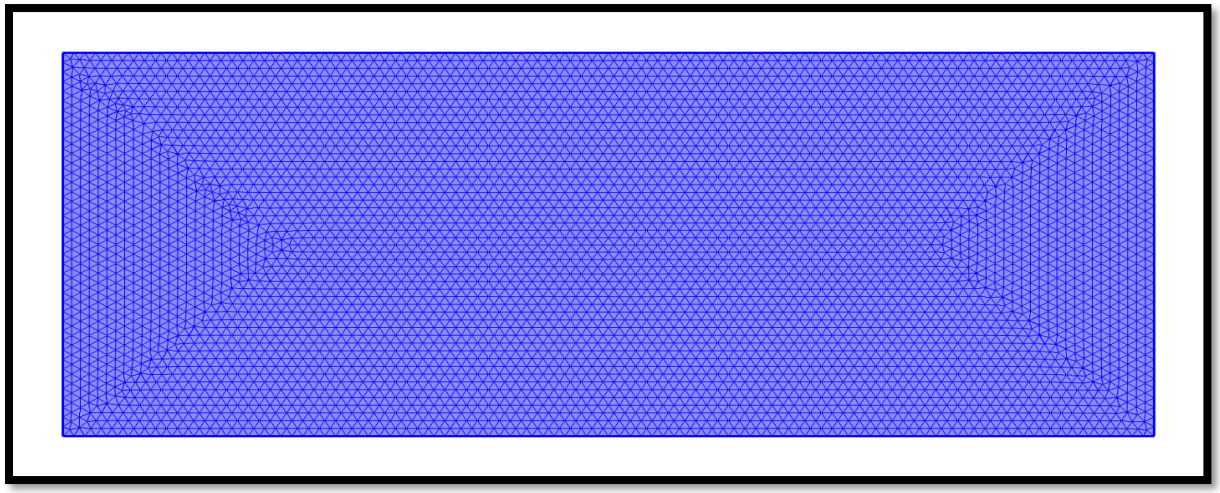
Dans cette partie, on étudie l'effet du maillage de discrétisation du sol du mur de soutènement sur les résultats obtenus par COMSOL, avec différents types de maillage. Il s'agit des maillages : fin, extra fin, normal, grand et très grand. Le choix de ces maillages découle de notre cadre méthodologique qui est défini précédemment et des revues des études empiriques sur le sujet.

Les conditions appliquées et les dimensions de l'ensemble sol et mur de soutènement sont les mêmes pour tous les cas d'étude. Cette étude est essentiellement comparative et a pour but d'obtenir des résultats plus

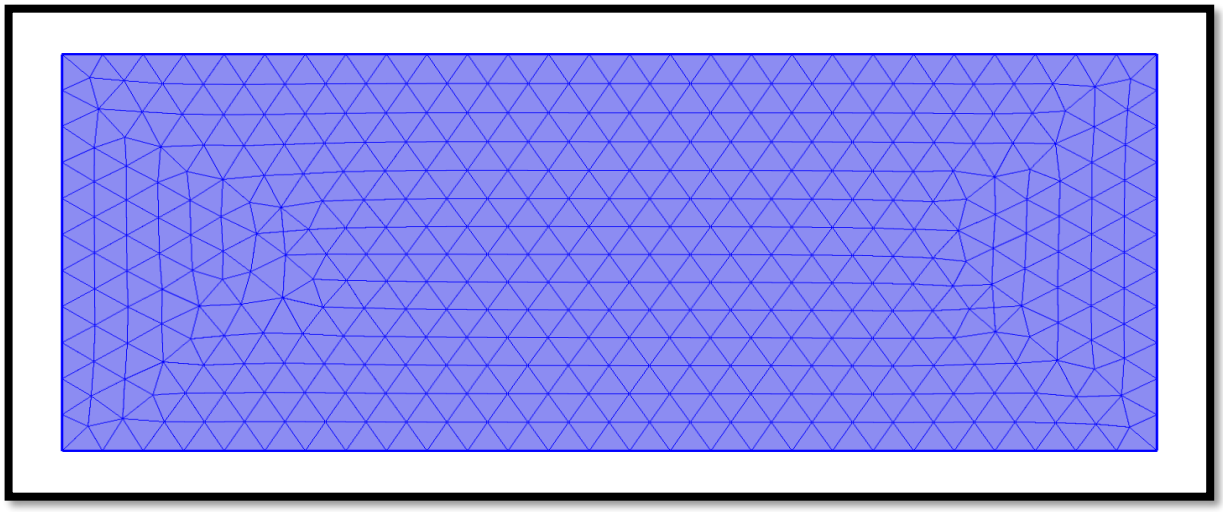
réalistes. Aux termes de nos simulations, le maillage qui satisfera les critères d'efficacité, de convergence, du mur servira de base pour les étapes de validation, et l'étude et l'analyse des scénarios : cas statique et dynamique.

La figure ci-après présente les différents types de maillage définis plus haut.

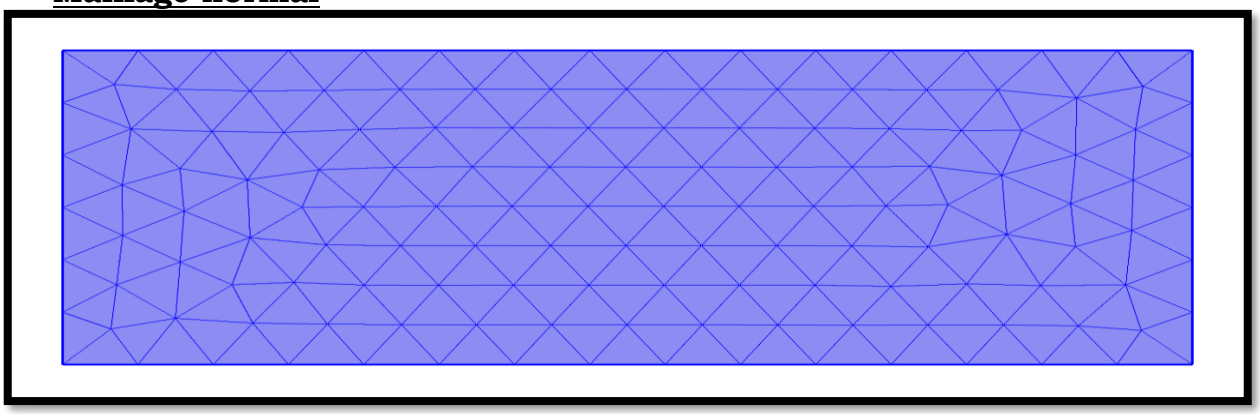
Maillage extra fin :



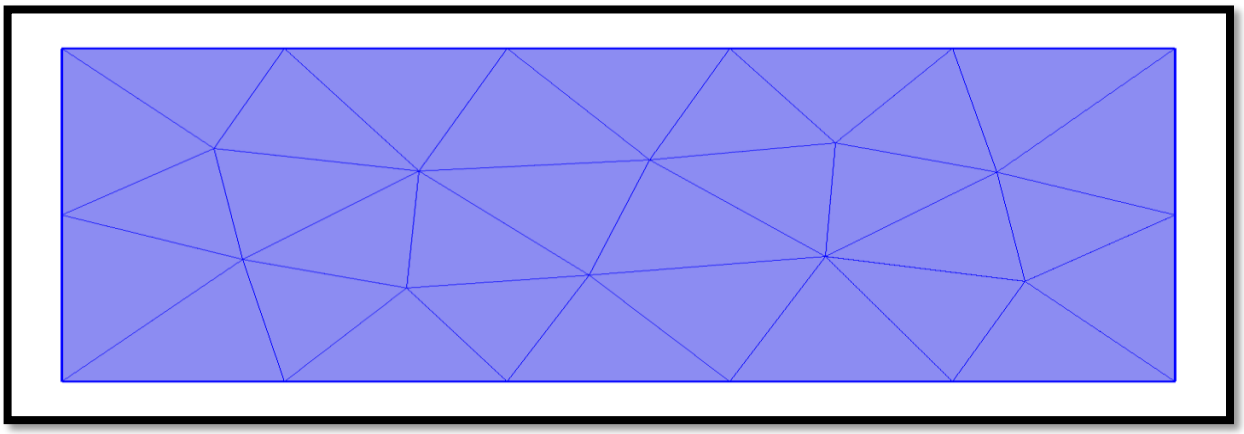
Maillage fin



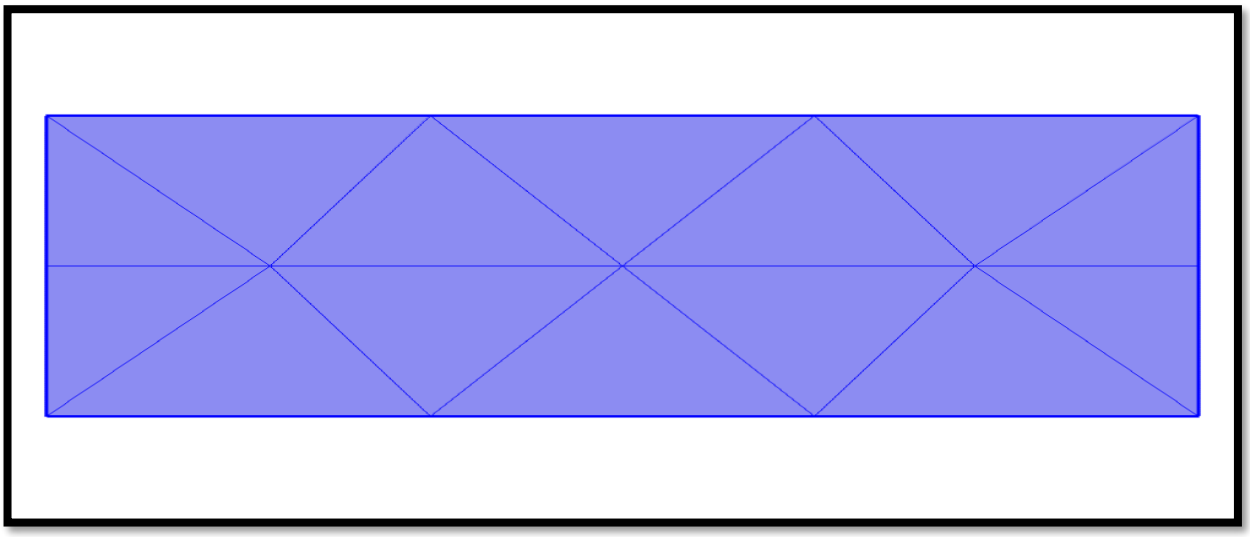
Maillage normal



Maillage grand



Maillage très grand



7.2.2 **Résultat**

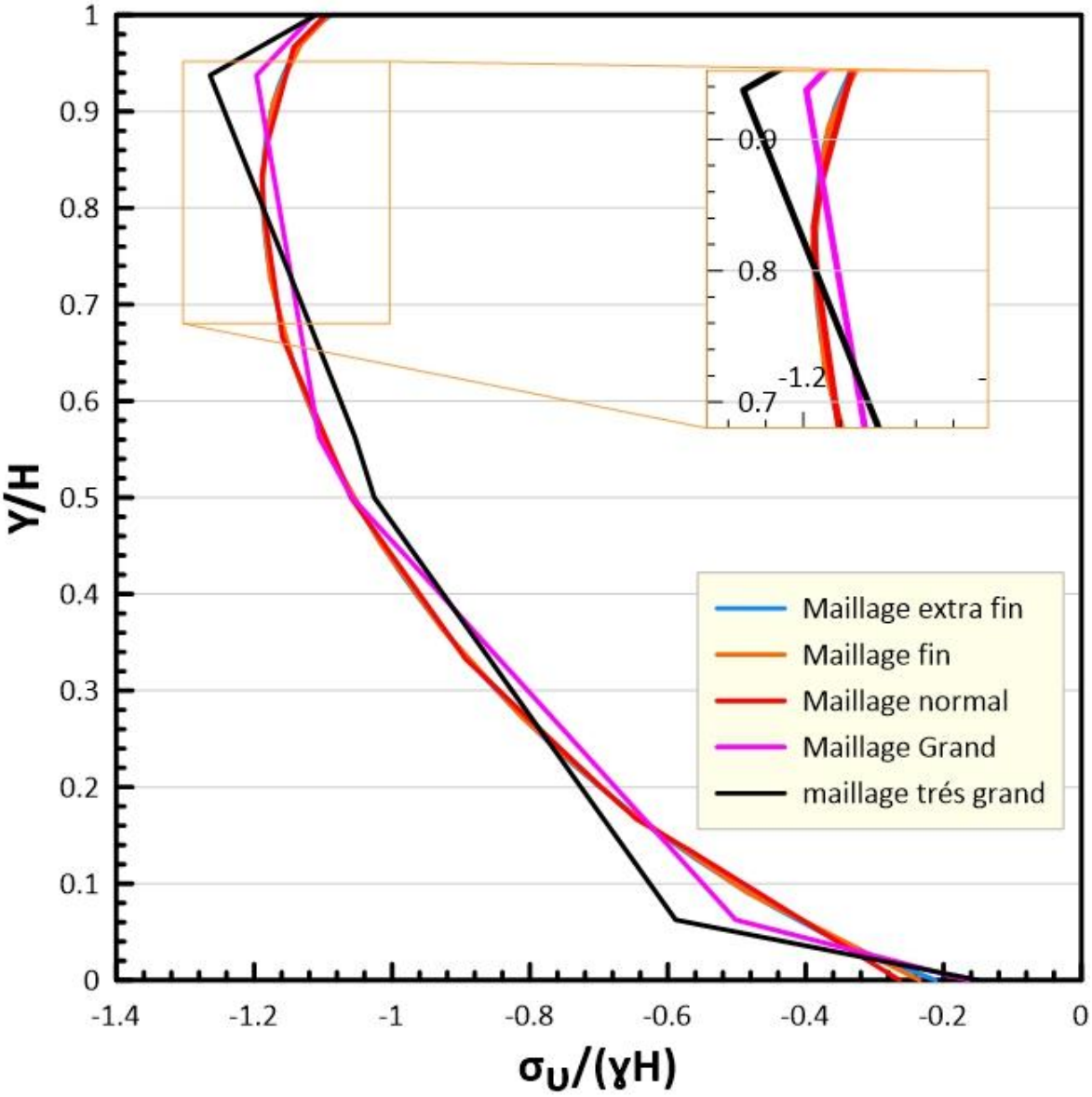


Figure 59. *Étude comparative des contraintes en fonction de maillage.*

7.2.3 **Interprétation et discussion**

La figure (59) présente les résultats de nos simulations pour différents types de maillage : fin, extra fin, normal, grand et très grand. Ces résultats sont les contraintes adimensionnelles agissantes $\sigma_x/\gamma H$ sur le mur sur l'axe

des abscisses et le long du mur est présenté par hauteur adimensionnelle Y/H sur l'axe des ordonnées.

On remarque que les lignes de maillage grand et de maillage très grand sont confondues en bas du mur. Cependant, les autres lignes sont indépendantes les unes des autres, à l'exception des lignes de maillage extra fin et fin qui suivent une allure différente, mais assez proche l'un de l'autre. Ces deux derniers sont presque confondus à la hauteur de 98 %.

Par ailleurs, les lignes de maillage grand et très grand sont divergentes.

Il ressort de nos analyses les constats suivants : les maillages les plus réalistes semblent être les maillages normaux, fin et extra fin.

Pour la qualité de leurs précisions, on retiendra deux types de maillage en particulier dans le cadre de notre étude : le maillage fin et le maillage extra fin, en raison de leurs facilités dans les manipulations des scénarios de simulation. Ainsi, nous procéderons pour la suite de nos simulations aux configurations de maillages en adéquation avec le type de scénario : le maillage fin pour la simulation dynamique et le maillage extra fin pour la simulation statique pour rendre les simulations plus rapides.

Chapite 8 : Étude statique

Dans l'optique statique, le système est stationnaire, c'est-à-dire que les seules forces qui le gouvernent sont les conditions initiales : les composantes du sol et ses caractéristiques. Ici, nous effectuerons différentes simulations avec COMSOL pour étudier le comportement du mur en fonction de différents paramètres, tels que la longueur du remblai, le coefficient de poisson et la nature des interactions sur le mur. Les types d'interactions envisagés ici sont de deux natures: Dans le premier cas(lisse), les deux composantes de la rigidité tendent vers l'infini. Dans le second cas c'est lorsque la rigidité verticale est nulle et que la rigidité horizontale tend vers l'infini.

8.1 Étude paramétrique

Comme décrit plus haut, l'étude paramétrique de la partie statique concernera uniquement les effets de la variation des coefficients de poisson et les longueurs du remblai sur les contraintes agissant sur le mur, pour les deux cas suivants : rugueux et lisse.

8.2 Mur rugueux

L'interface d'interaction pour ce type de mur est une interaction d'une couche rigide isotrope, alors la rigidité est d'ordre $K_i = 1E9\ N/mm^2$, d'où la matrice de la rigidité d'interface devient comme suit :

$$K = \begin{bmatrix} 1E9 & 0 \\ 0 & 1E9 \end{bmatrix} (N/mm^2)$$

8.2.1 Changement de coefficient de poisson

Dans cette section, on a procédé à quatre études paramétriques en faisant varier graduellement la longueur du remblai d'ordre comme suit : L=H, L=2H, L=3H, L=5H et L=10H dans une première phase. Dans une seconde phase, pour chaque longueur du remblai fixé, on étudie le comportement du mur pour différents coefficients de poisson : 0.2, 0.3, 0.4,

0.49. On trouve les contraintes adimensionnelles en fonction de la hauteur adimensionnelle dans les figures suivantes :

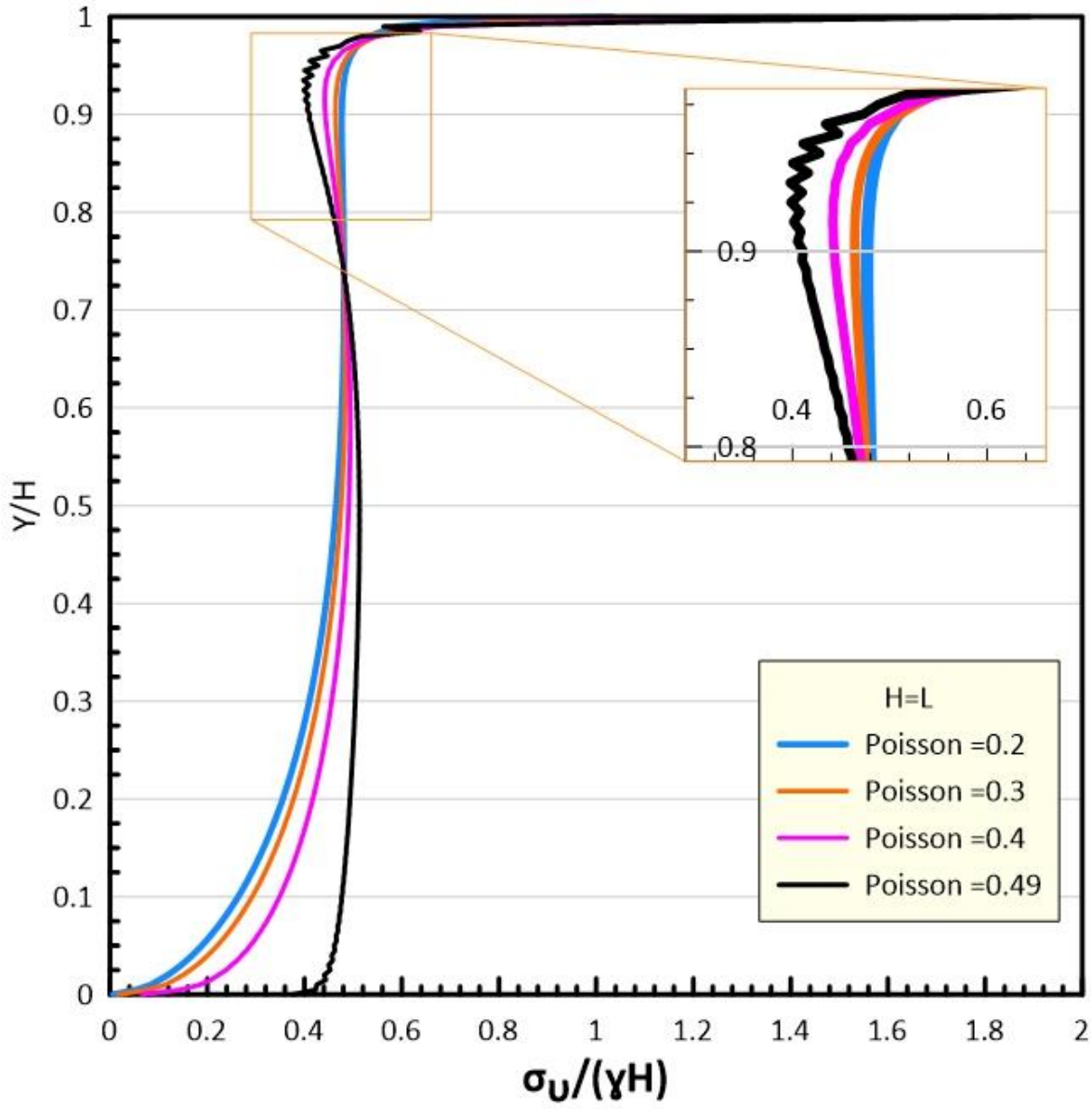


Figure 60. *Contrainte adimensionnelle en fonction de la hauteur adimensionnelle (H=L) pour les valeurs de coefficient de poisson (0.2, 0.3, 0.4, 0.49), cas mur rugueux.*

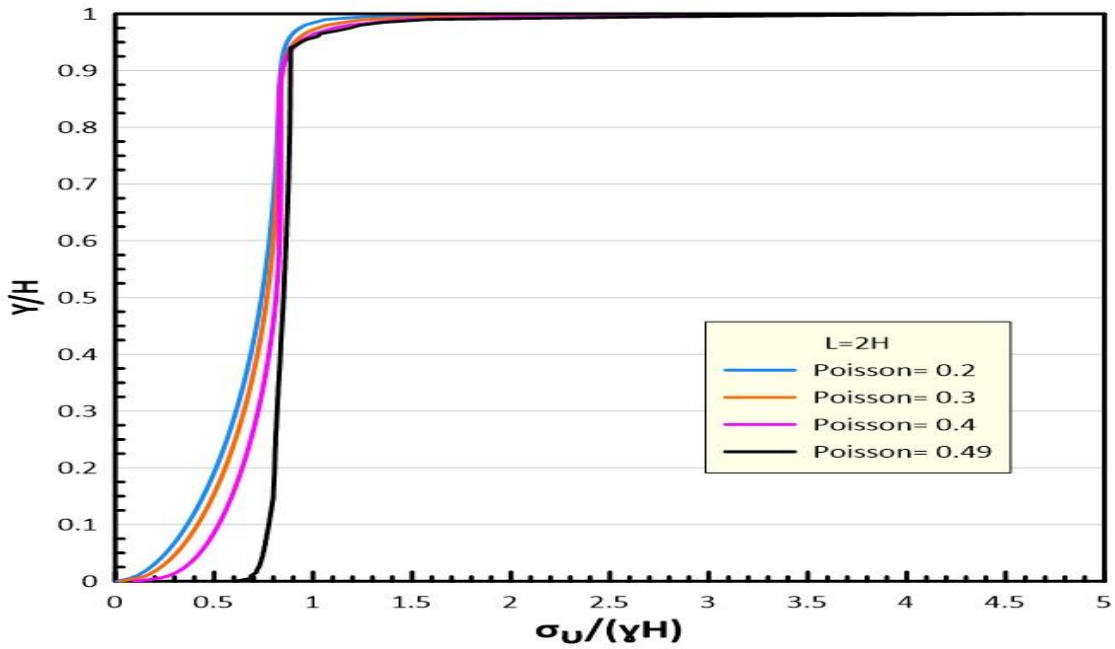


Figure 61. *Contrainte adimensionnelle en fonction de la hauteur adimensionnelle (L=2H) pour les valeurs de coefficient de poisson (0.2, 0.3, 0.4, 0.49), cas mur* rugueux.

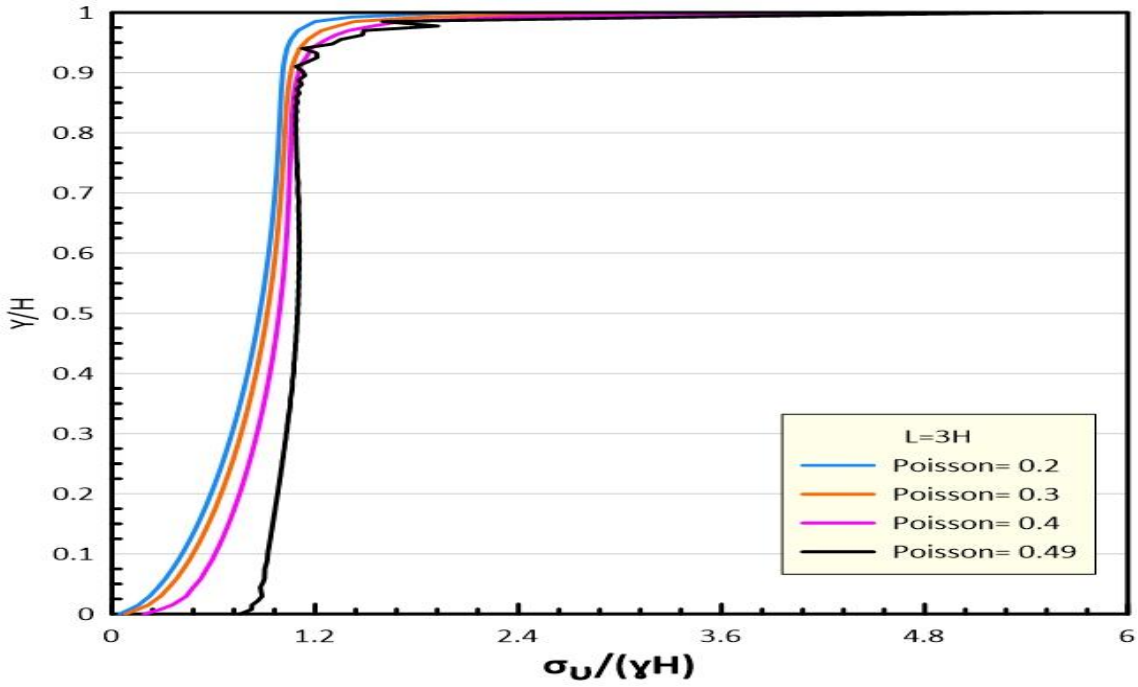


Figure 62. *Contrainte adimensionnelle en fonction de la hauteur adimensionnelle (L=3H) pour les valeurs de coefficient de poisson (0.2, 0.3, 0.4, 0.49), cas mur rugueux.*

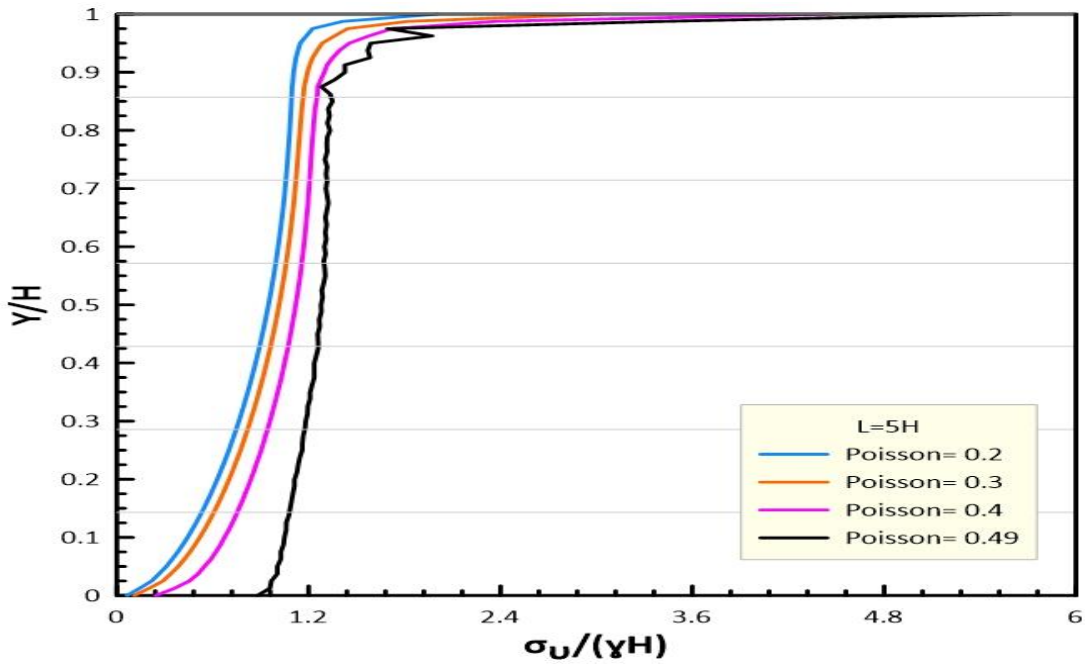


Figure 63. *Contrainte adimensionnelle en fonction de la hauteur adimensionnelle (L=5H) pour les valeurs de coefficient de poisson (0.2, 0.3, 0.4, 0.49), cas mur* rugueux.

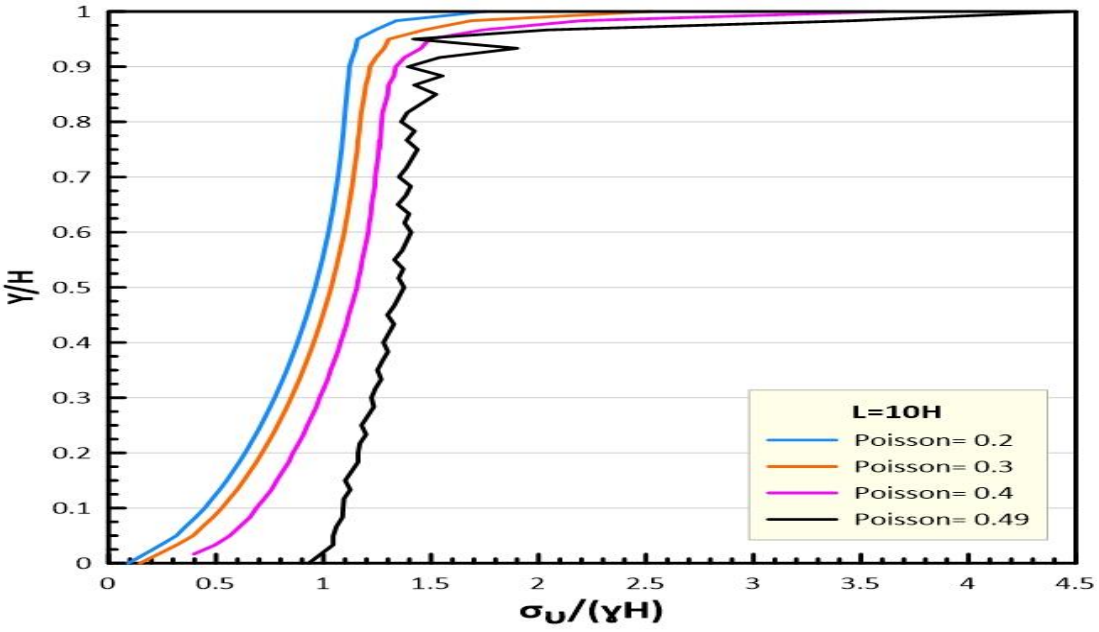


Figure 64. *Contrainte adimensionnelle en fonction de la hauteur adimensionnelle (L=10H) pour les valeurs de coefficient de poisson (0.2, 0.3, 0.4, 0.49), cas mur* rugueux.

Une première lecture permet de faire les constats suivants. Tous les graphes des figures 60, 61, 62, 63 et 64 ont la même allure pour les cas H=L, H=2L, H=3L, L=5H, L=10H, et l'intervalle de contraintes est serré en dessous de la hauteur 0.95 H. Après cette hauteur, les contraintes tendent vers la valeur adimensionnelle, bien précise, pour chaque cas.

Le premier cas H=L, les contraintes adimensionnelles des situations où le coefficient de poisson est égal à 0.2, à 0.3 et à 0.4 à la base du mur sont presque identiques et égal à 0, et la contrainte adimensionnelle de 0.4 pour le cas de coefficient de poisson est égale 0.49. Ensuite, les contraintes convergent le long du mur, dont les contraintes sont proportionnelles au coefficient de poisson, à la hauteur de 0.75H. Les courbes de contrainte se coupent entre elles en un seul point, puis elles convergent jusqu'à la hauteur de 0.95H. Après cette hauteur, les courbes se confondent et tendent vers la valeur adimensionnelle de 2.

Pour les cas H=2L, H=3L, L=5H et L=10H, les courbes de contrainte adimensionnelle ne se croisent pas. Celles-ci commencent par une valeur à la base du mur et augmentent le long du mur dans un intervalle serré de 0.2 à 0.4 de contrainte adimensionnelle jusqu'à la hauteur de 0.95H, où les contraintes augmentent d'une manière considérable de 400 % jusqu'au sommet du mur. En plus, les contraintes adimensionnelles sont proportionnelles au coefficient de poisson. Pour les différents cas et différentes hauteurs du mur, les valeurs des contraintes adimensionnelles sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 8. Les différentes valeurs de contrainte adimensionnelles pour différents niveaux.

	L=2H				L=3H				L=5H				L=10H			
Coefficient de poisson	**0.2**	**0.3**	**0.4**	**0.49**	**0.2**	**0.3**	**0.4**	**0.49**	**0.2**	**0.3**	**0.4**	**0.49**	**0.2**	**0.3**	**0.4**	**0.49**
La base du mur	0	0	0.1	0.6	0.1	0.2	0.4	0.8	0.13	0.15	0.24	0.912	0.1	0.18	0.4	0.95
La hauteur 0.95H	0.93	0.94	0.95	0.95	1	1.1	1.2	1.21	1.24	1.44	1.68	1.68	1	1.2	1.3	1.35
Au sommet du mur	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	5.8	5.8	5.8	2	3.2	4.5	5.9	1.7	2.5	3.6	4.43

8.2.2 **Changement de la longueur du remblai**

Dans cette partie, on a fait quatre études paramétriques de différents coefficients de poisson de 0.20, 0.30, 0.40 et 0.49. Pour chaque valeur, une étude est effectuée selon cinq cas de figures pour trouver le rapport entre la longueur du remblai et la hauteur du mur. Les cinq cas sont : L=H, L=2H, L=3H, L=5H et L=10H. Les contraintes adimensionnelles ont été déterminées en fonction des hauteurs adimensionnelles, dans les figures suivantes.

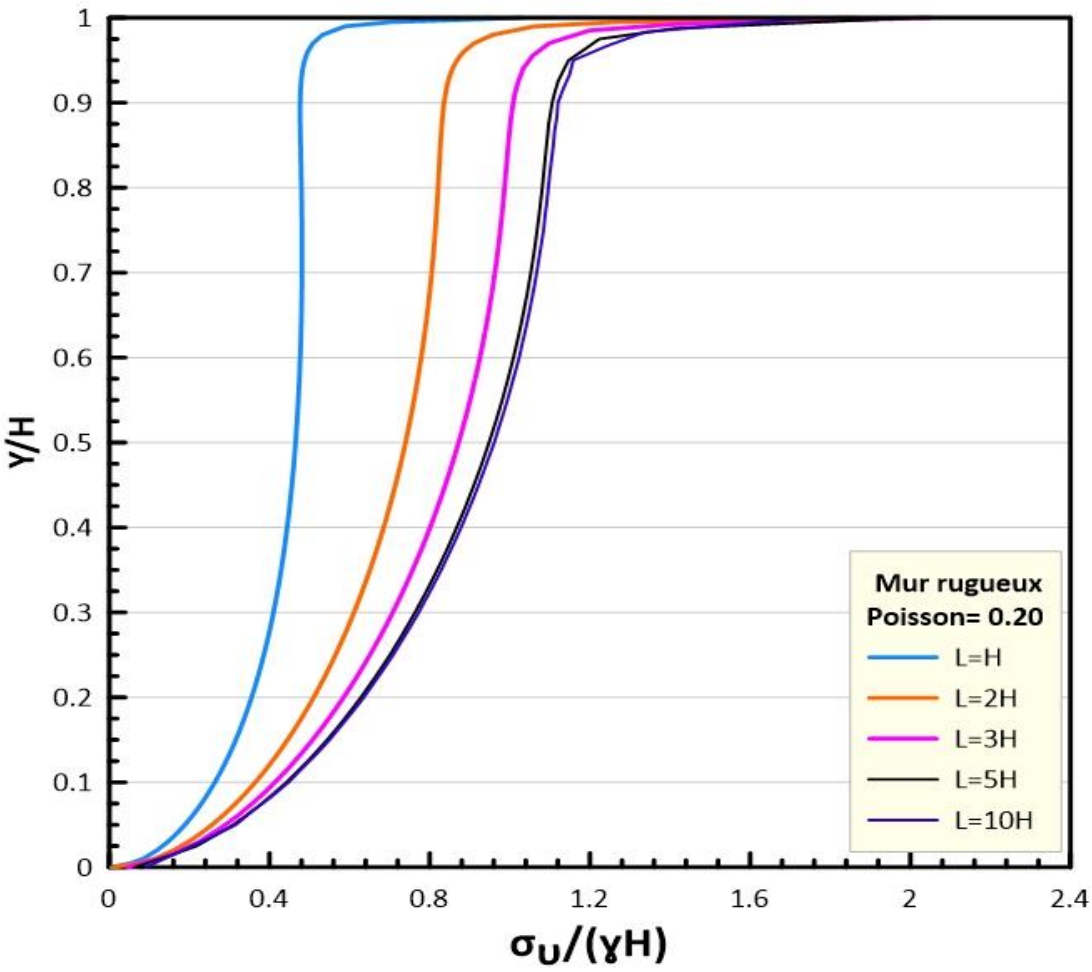


Figure 65. Contrainte adimensionnelle au long du mur pour un coefficient de poisson (0.2) avec des valeurs de la longueur du remblai : L=H, L=2H, L=3H, L=5H et L=10H – cas mur rugueux.

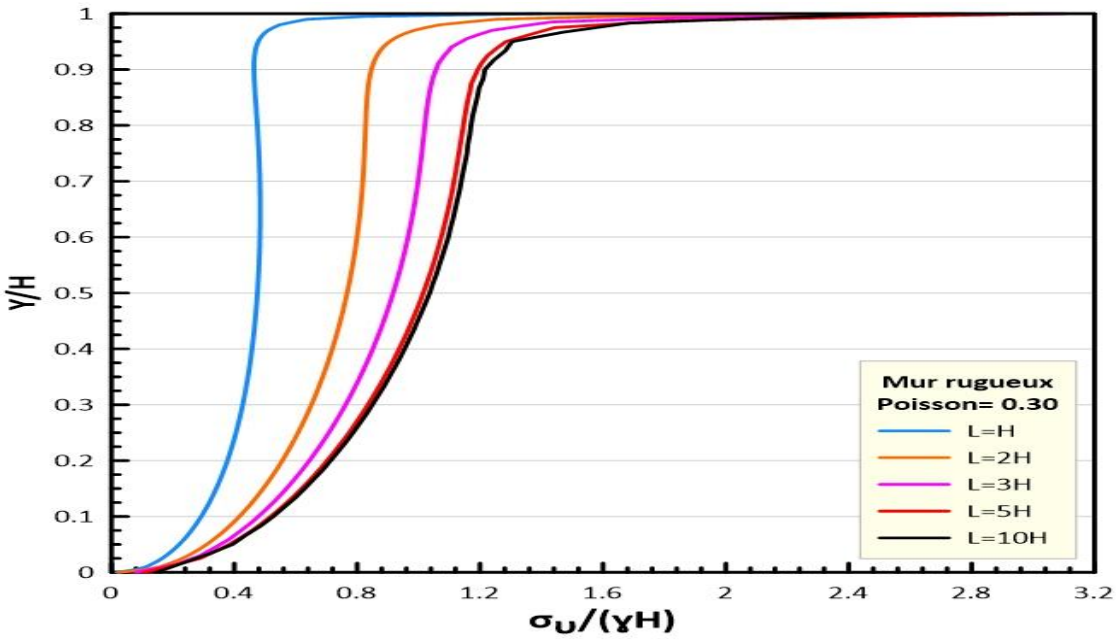


Figure 66. *Contrainte adimensionnelle au long du mur pour un coefficient de poisson (0.3) avec des valeurs de la longueur du remblai : L=H, L=2H, L=3H, L=5H et L=10H – cas mur. rugueux.*

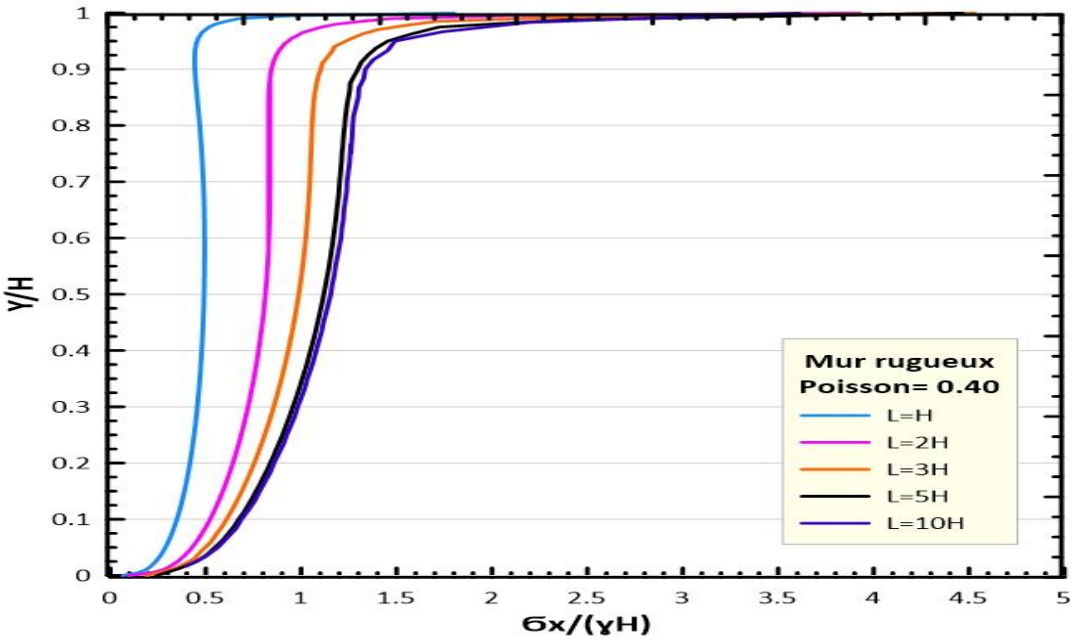


Figure 67. *Contrainte adimensionnelle au long du mur pour un coefficient de poisson (0.4) avec des valeurs de la longueur du remblai : L=H, L=2H, L=3H,* L=5H et L=10H – cas mur. rugueux

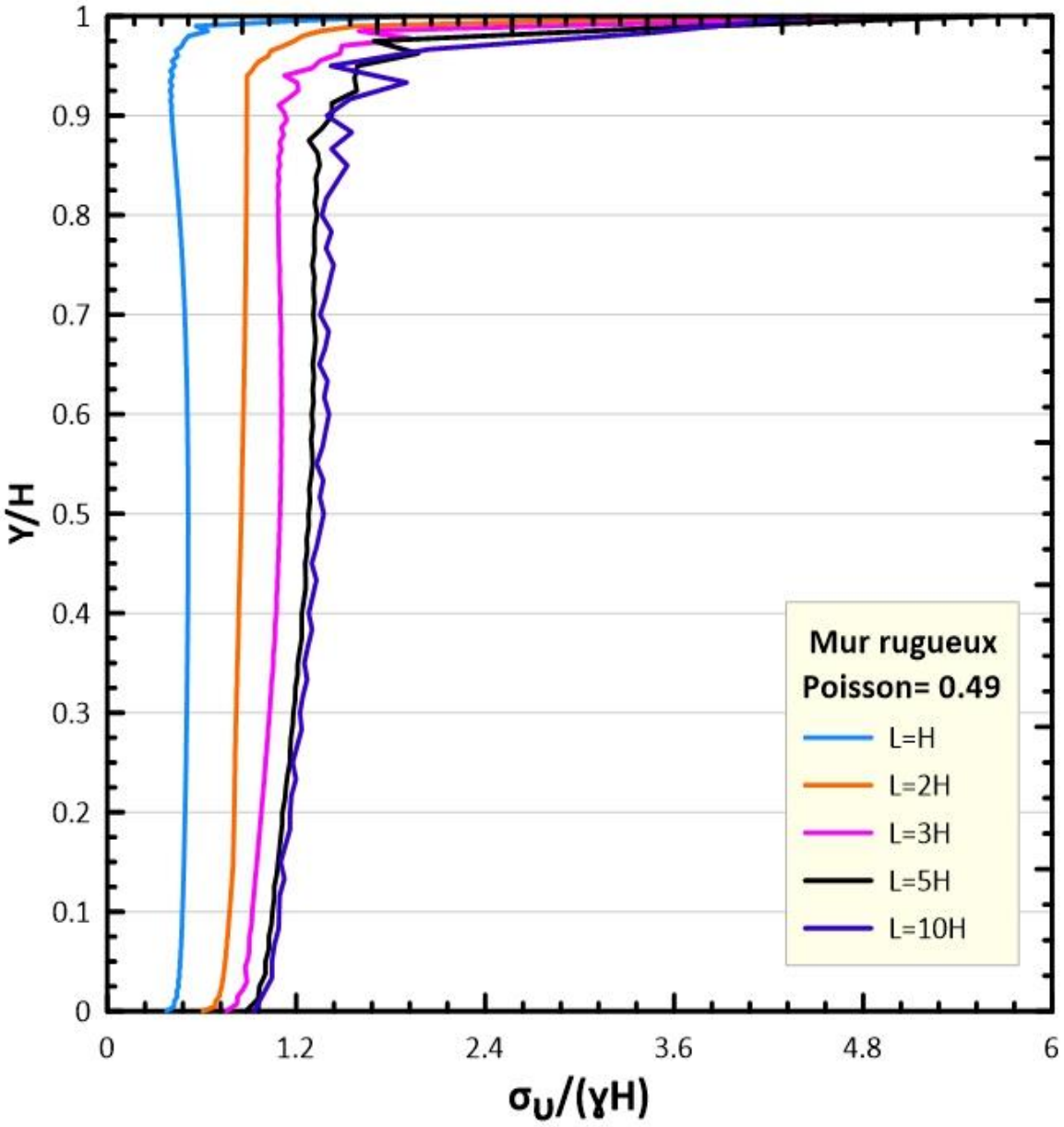


***Figure 68**. Contrainte adimensionnelle au long du mur pour un coefficient de poisson (0.49) avec des valeurs de la longueur du remblai : L=H, L=2H, L=3H, L=5H et L=10H – cas mur rugueux.*

Premièrement, les lignes sur les quatre graphes se comportent de la même façon autour du mur en fonction des coefficients de poisson.

Les trois graphes de poisson υ = 0.2, 0.3 et 0.4 démarrent du même point au bas du mur avec 0 contrainte. Cependant, pour le graphe de poisson= 0.49, les contraintes à la base du mur sont différées de valeurs : 0.40, 0.60, 0.75, 0.90 et 0.95 pour L= H, 2H, 3H, 5H, 10H, respectivement.

Les contraintes au sommet très grand atteignent une valeur supérieure de 350 % aux valeurs moyennes. Les valeurs adimensionnelles sont : 2, 3, 4.5 et 5.5 pour coefficient de poisson υ =0.2, 0.3, 0.4 et 0.49, respectivement.

Les graphes du cas de coefficient de poisson υ =0.49 ont une cassure apparente au niveau de la hauteur de 0.97H, 0.95H et 0.98H pour les cas suivants : L=H, 2H et 3H. En revanche, les cas de L=5H et de L=10H ont plusieurs cassures qui commencent à la hauteur 0.85H pour L=5H et à la hauteur 0.80H pour L=10H.

8.3 **Mur lisse**

L'interface d'interaction pour ce type de mur est une interaction d'une couche rigide, dont la rigidité en direction horizontale est très grande, de l'ordre $K_h = 1E9\ N/mm^2$ et la rigidité dans la direction verticale est de très petit ordre $K_v = 1E-9\ N/mm^2$. Alors, la rigidité est d'ordre $K_i = 1E9\ N/mm^2$, d'où la matrice de la rigidité d'interface devient comme suit :

$$K = \begin{bmatrix} 1E9 & 0 \\ 0 & 1E-9 \end{bmatrix} (N/mm^2)$$

8.3.1 **Changement du coefficient de poisson**

Pour la première étape, on a effectué quatre études paramétriques, en changeant graduellement la longueur du remblai d'ordre comme suit : L=H, L=2H, L=3H, L=5H et L=10H. Pour la deuxième étape, on fixe chaque longueur du remblai. On étudie le comportement du mur en variant le

coefficient de poisson $\upsilon =$ 0.2, 0.3, 0.4, 0.49. On peut constater les contraintes adimensionnelles en fonction de la hauteur adimensionnelle dans les figures suivantes.

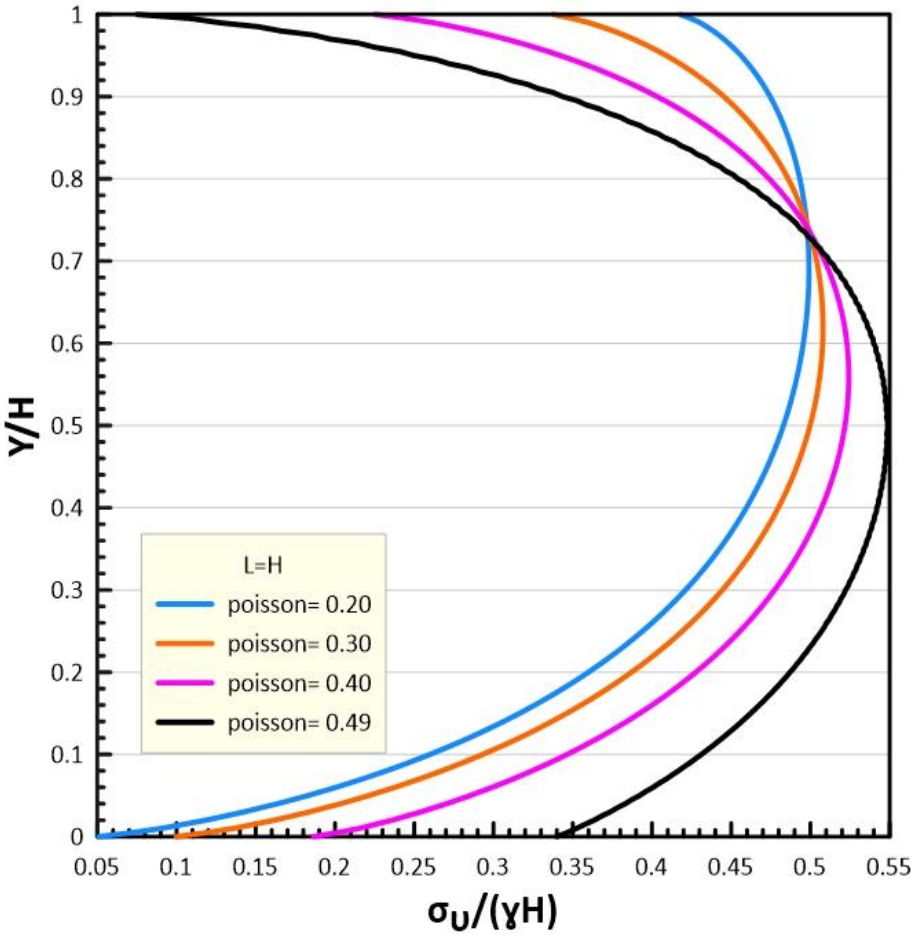


Figure 69. *Contrainte adimensionnelle en fonction de la hauteur adimensionnelle (H=L) pour les valeurs de coefficient de poisson (0.2, 0.3, 0.4, 0.49) – cas mur lisse.*

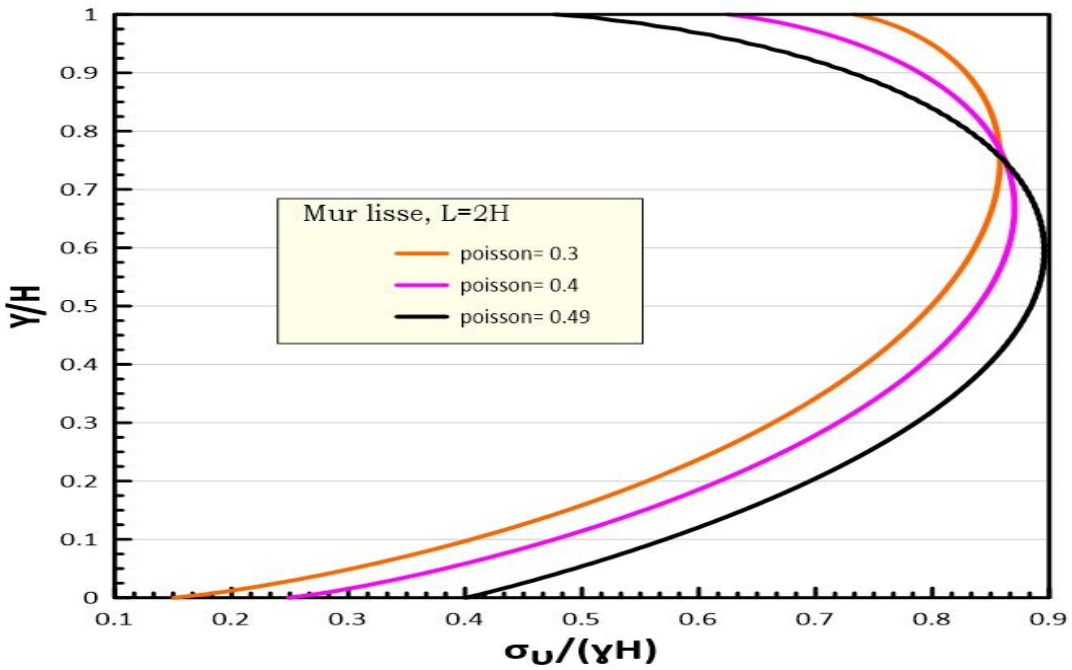


Figure 70. *Contrainte adimensionnelle en fonction de la hauteur adimensionnelle (L=2H) pour les valeurs de coefficient de poisson (0.2, 0.3, 0.4, 0.49) – cas mur lisse.*

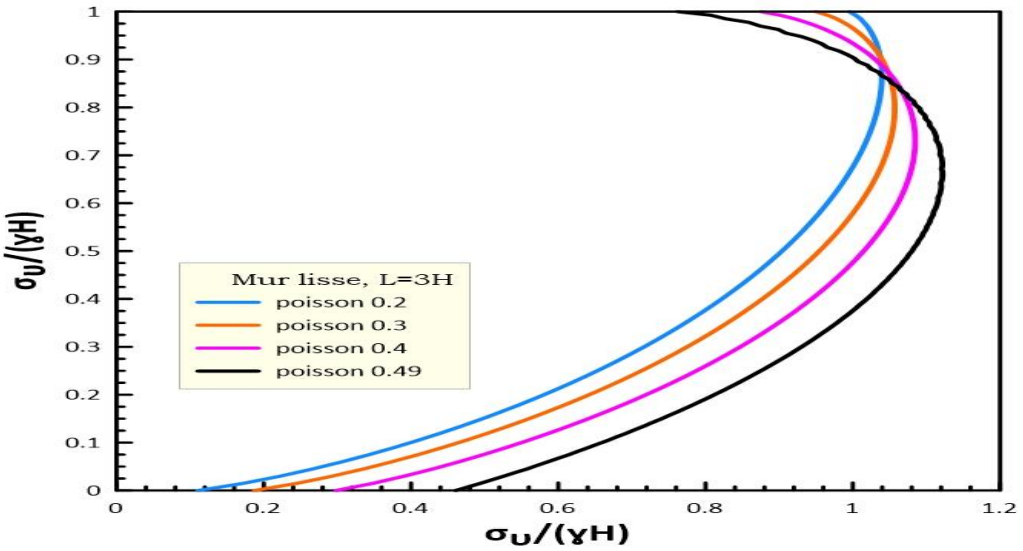


Figure 71. *Contrainte adimensionnelle en fonction de la hauteur adimensionnelle (L=3H) pour les valeurs de coefficient de poisson (0.2, 0.3, 0.4, 0.49) – cas mur lisse.*

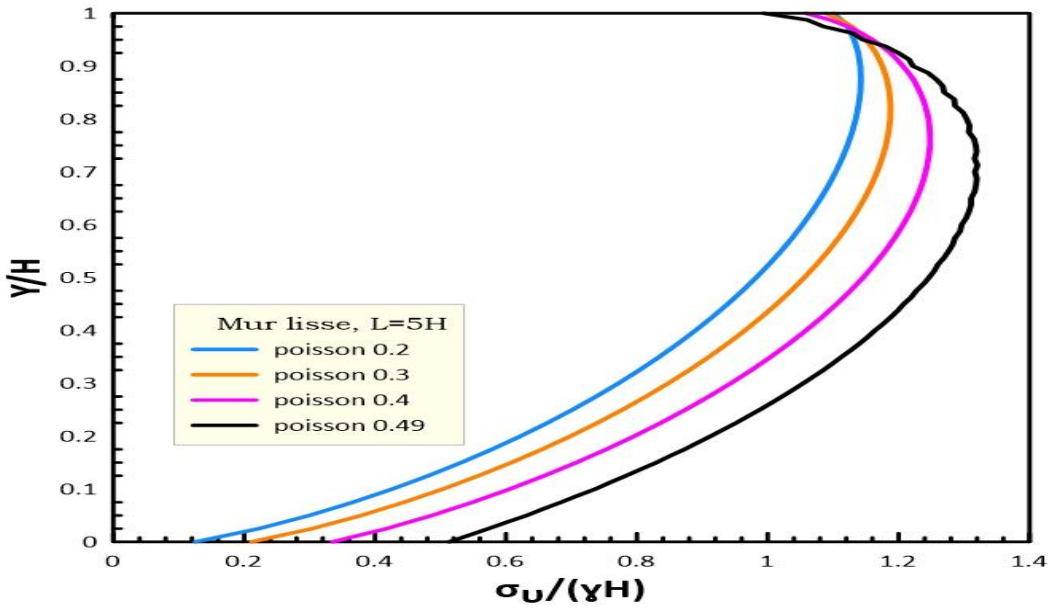


Figure 72. *Contrainte adimensionnelle en fonction de la hauteur adimensionnelle (L=5H) pour les valeurs de coefficient de poisson (0.2, 0.3, 0.4, 0.49) – cas mur lisse.*

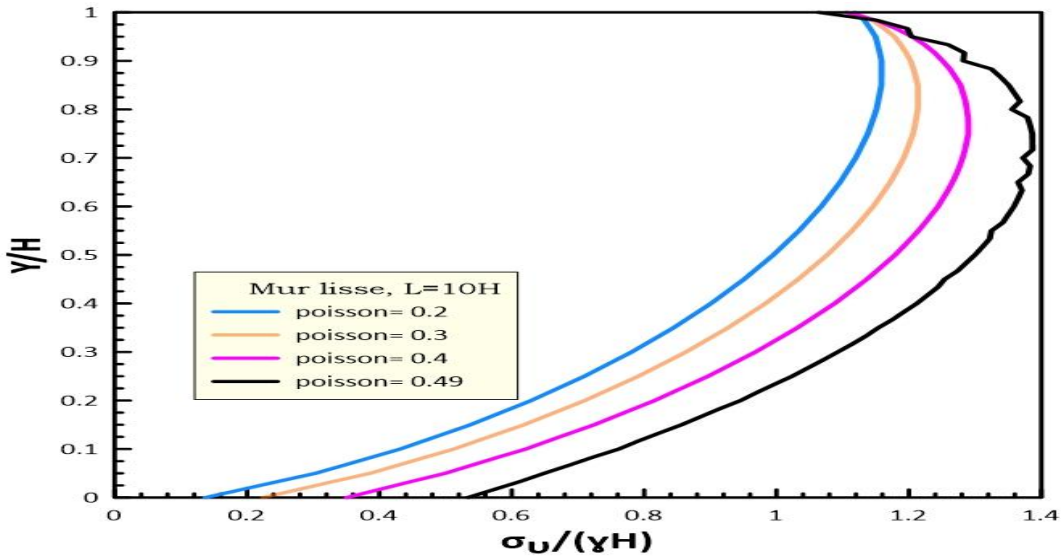


Figure 73. *Contrainte adimensionnelle en fonction de la hauteur adimensionnelle (L=10H) pour les valeurs de coefficient de poisson (0.2, 0.3, 0.4, 0.49 -, cas mur lisse.*

8.3.1.1 **Interprétation**

La première observation que l'on remarque, c'est que les courbes des figures (69) et (70) se croisent avant le sommet du mur à la hauteur 0.72H et 0.90 H respectivement. Et, les courbes des figures (72) et (73) s'entrecroisent au sommet du mur. De plus, on note que pour le premier graphe L=H, les contraintes adimensionnelles à la base du mur sont différentes avec un écart important qu'on peut estimer visuellement. Ainsi, les valeurs sont de l'ordre 0.05, 0.1, 0.18 et 0.32 pour les courbes de poisson = 0.2, 0.30, 0.40, 0.49, respectivement, la différence entre la première valeur $\nu = 0.2$ et la dernière valeur $\nu = 0.2$ est de 540 %. Aussi, les contraintes sont proportionnelles en fonction du coefficient de poisson avant le point d'intersection. Et, après ce point, le cas contraire (les contraintes sont inversement proportionnelles) est observé jusqu'à l'extrémité supérieure au sommet du mur des contraintes adimensionnelles. La différence entre les contraintes est remarquable. Cette dernière atteint une fraction de plus de 500 %, avec la domination des courbes, où le coefficient de poisson est inférieur.

Pour le deuxième graphe L= 3H, le comportement des contraintes est le même que celui dans le graphe L=H. Les contraintes adimensionnelles à la base du mur commencent par 0.12 pour le cas de $\nu = 0.2$, après 0.2 pour le graphe de poisson $\nu = 0.30$, puis 0.30 pour le graphe de poisson $\nu = 0.40$ et ensuite 0.46 pour le graphe de poisson $\nu = 0.49$. Toutefois, la différence entre les contraintes à l'extrémité supérieure du mur est plus faible, pour le cas $\nu = 0.49$ dont la contrainte est de 0.76 et celui de $\nu = 0.20$ de contrainte égale à 1. Le pourcentage d'écart est de 32 %.

Pour le deuxième graphe L= 5H, les quatre cas de simulation de poisson $\nu = 0.20, 0.30, 0.40\ et\ 0.49$ ont la même allure et se terminent au même point à l'extrémité supérieure de mur avec une valeur de contrainte adimensionnelle de 1.04. Les contraintes adimensionnelles sont proportionnelles avec le coefficient de poisson le long du mur, et le

pourcentage de la différence à la base du mur est de 166 % entre le cas de $\nu = 0.20$ et le cas $\nu = 0.49$. Au tableau (9) suivant, on y trouve la valeur maximale enregistrée pour chaque graphe.

Tableau 9. Le point d'application et la valeur de la contrainte maximale

Le graphe	Contrainte adimensionnelle maximale	Hauteur	Le cas
L=H	0.55	0.50 H	$\nu = 0.49$
L=3H	1.12	0.70 H	$\nu = 0.49$
L=10H	1.4	0.75 H	$\nu = 0.49$

8.3.2 **Changement de la longueur du mur**

On fait une simulation d'un mur où l'interaction sol-mur est mince. De plus, on réalise deux études paramétriques pour différents coefficients de poisson : 0.20, 0.49. Et, pour chaque valeur de ce coefficient, on examine cinq cas correspondant au rapport de la longueur du remblai et de la hauteur du mur, soit: L=H, L=2H, L=3H, L=5H et L=10H. Dans les figures suivantes, on trouve les contraintes adimensionnelles en fonction de la hauteur adimensionnelle.

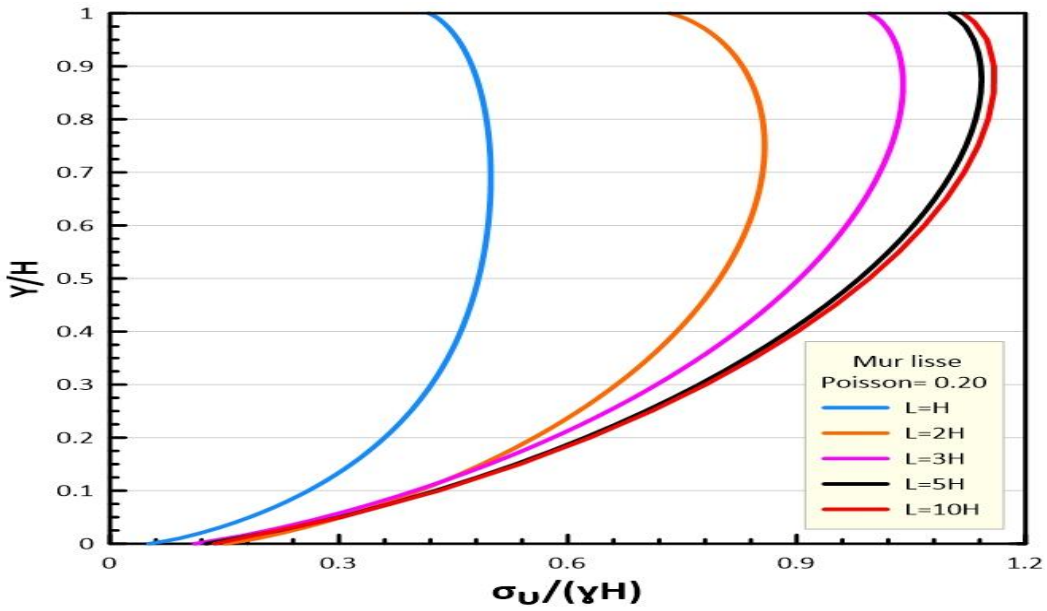


Figure 74. *Contrainte adimensionnelle le long du mur pour un coefficient de poisson (0.2) avec des valeurs de la longueur du remblai : L=H, L=2H, L=3H, L=5H et L=10H – cas mur lisse*

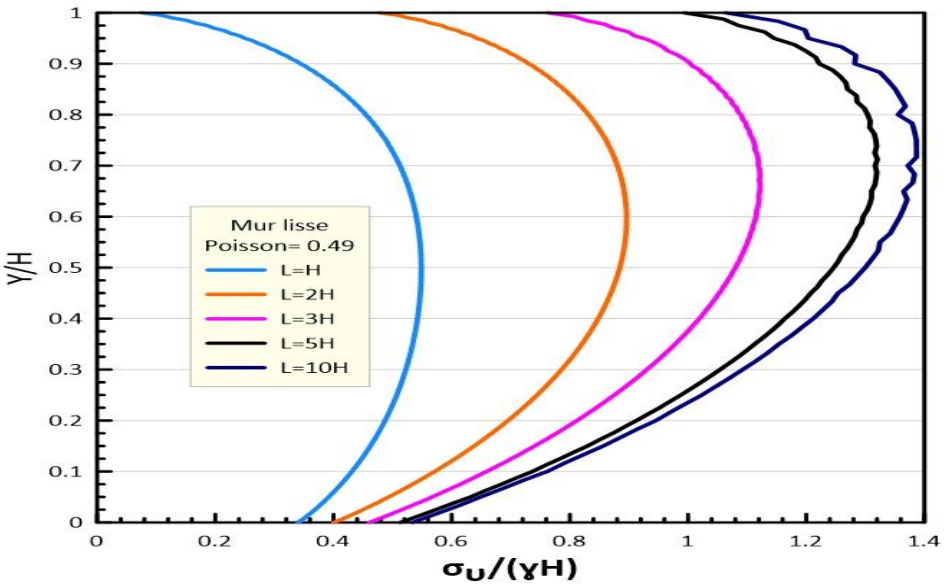


Figure 75. *Contrainte adimensionnelle le long du mur pour un coefficient de poisson (0.49), avec des valeurs de la longueur du remblai : L=H, L=2H, L=3H, L=5H et L=10H – cas mur lisse.*

8.3.2.1 **Interprétation**

Les deux graphes de coefficient de poisson υ = 0.20 et 0.49 à la figure (74 et 75) et leurs cinq cas de simulation L=H, 2H, 3H, 5H, 10H se comportent de la même manière, sous la forme d'un arc qui commence de la base du mur, se développe autour du mur, et se termine en haut du mur (surface).

Les valeurs des deux graphes sont discutées ci-après. Sur la figure (74), on remarque que les courbes de contraintes adimensionnelles commencent à partir de différents points à la base du mur dans l'intervalle [0.35-0.55]. Ensuite, les contraintes se développent sur le mur jusqu'à l'extrémité du mur. On constate que les contraintes adimensionnelles augmentent de manière proportionnelle avec le coefficient de poisson, et ainsi, les valeurs au sommet du mur sont distinguées par 0.08, 0.48, 0.76, 1.00 et 1.08 de la contrainte adimensionnelle pour les cas L=H, 2H, 3H, 5H, 10H, respectivement. La différence atteint plus 400 % entre la courbe de L=H et celle de L=10H.

En outre, dans le cas où le coefficient de poisson égal à 0.20, le même comportement est remarquable (figure (75)). Cependant, si le coefficient de poisson vaut 0.49, la différence entre les deux situations (L=H et L= 10H), n'est pas très élevée. La contrainte adimensionnelle au sommet vaut respectivement 0.42 et 1.04 pour L=H et L=10H. On en déduit que le pourcentage est de 147.619 %.

Les valeurs de la première simulation où le coefficient de poisson est égal 0.49 sont supérieures à celles du coefficient de poisson est égal 0.20. La valeur maximale pour ce cas 0.49 où L=10H avec une hauteur de 0.75H est 1.4 de contrainte adimensionnelle et la valeur maximale pour celui de 0.20 à la hauteur 0.75H où L=10H vaut 1.15 contrainte adimensionnelle. Ainsi, les contraintes du premier cas sont supérieures d'une valeur de 12 %, comparativement aux contraintes du deuxième cas.

8.4 **Changement de la rigidité verticale**

On a vu dans la section précédente qu'il y a une différence significative dans le comportement du mur en fonction de la rigidité verticale de l'élément d'interface mur-sol. Dans la partie supérieure, les valeurs des contraintes du mur rugueux sont plus grandes que celles du mur lisse. De ce constat, nous pouvons remarquer une singularité du mur rugueux. C'est la raison pour laquelle, dans cette section, nous proposons une étude supplémentaire dans le volet statique en vue d'établir une relation entre la rigidité de l'interaction sol-mur et le comportement du sol. Cette étude consiste à faire un ensemble de simulations mur-sol en faisant des changements sur la rigidité verticale de l'élément d'interaction d'ordre k_v =1 E-9(N/mm^2) jusqu'à la valeur supérieure de 1 E9 N/mm^2. Les valeurs de la rigidité de l'élément d'interaction retenue sont présentées dans le tableau (10) suivant :

Tableau 10. Changement de la rigidité verticale d'élément d'interaction

Numéro de cas	Valeur de K_v (N/mm^2)
1	1*e-9
2	1*e5
3	1*e6
4	1*e7
5	1*e8
6	1*e9

8.4.1 **L'effet sur les contraintes agissantes sur le mur**

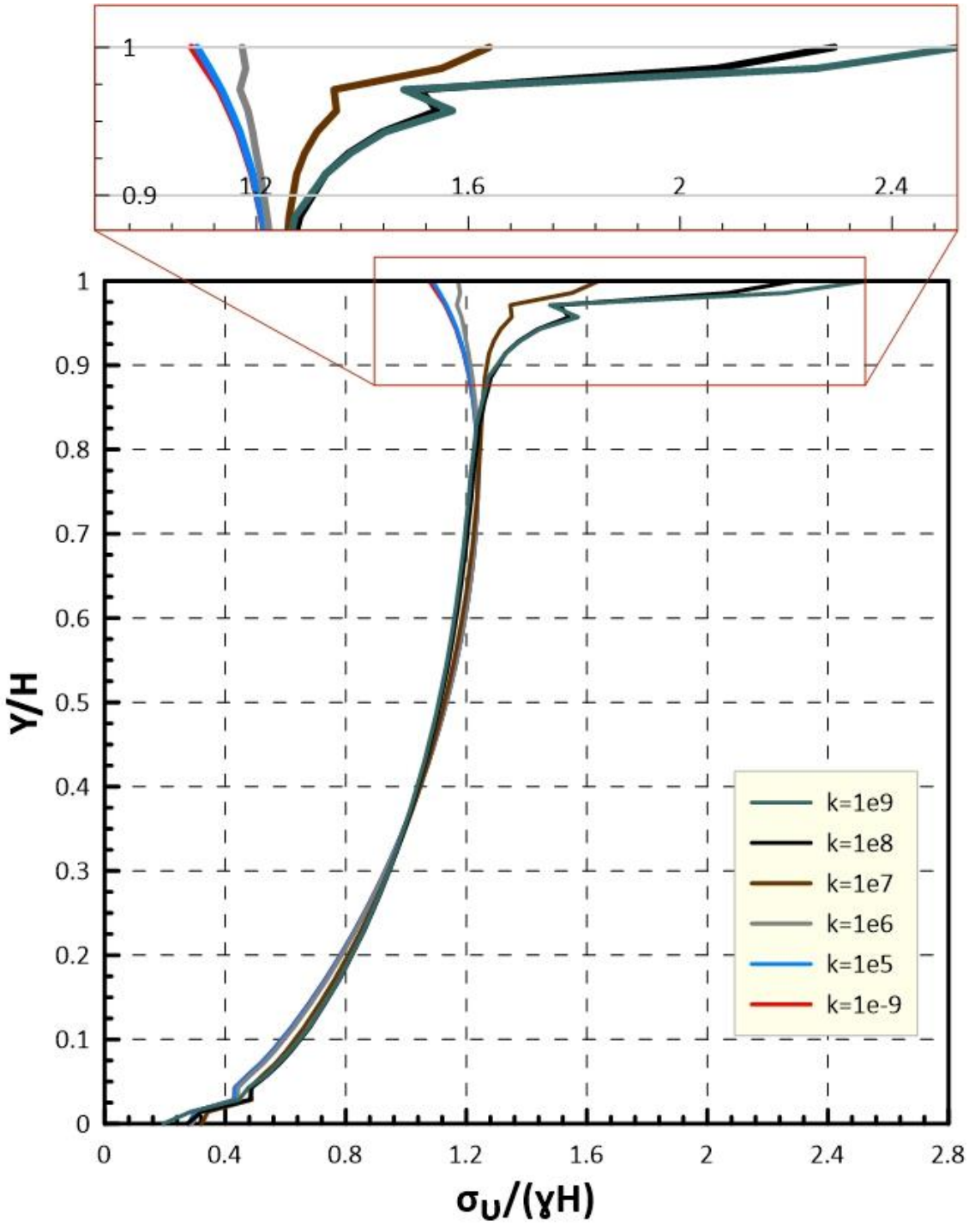


Figure 76. *L'influence de la rigidité verticale sur l'interaction sol-mur.*

Les résultats des différents changements de rigidité verticale de l'élément d'interaction sont présentés à la figure (76). Cette dernière présente les contraintes adimensionnelles de Von Mises en abscisse, et la hauteur adimensionnelle Y/H sur l'axe des ordonnées. Concernant les courbes dans ce graphe, on remarque que l'allure générale des différents cas est presque pareille au long de la partie inférieure du mur jusqu'à la hauteur adimensionnelle de Y/H=0.85. Cependant, après cette hauteur, on note que la divergence des différents cas de rigidité verticale de l'élément d'interaction se produit jusqu'à l'extrémité supérieure du mur. Les deux courbes de rigidité verticale K_v=1 e-9(N/mm^2) et K_v=1 e5 (N/mm^2) sont confondues au long du mur; ensuite, les contraintes de Von Mises au sommet, après la valeur de la rigidité verticale d'élément d'interaction K_v=1 e5(N/mm^2), augmentent d'une manière considérable. Les valeurs de contrainte adimensionnelle pour les cas K_v=1 e5, 1 e6, 1 e7, 1 e8 et 1 e9 (N/mm^2) sont de 1.1, 1.15, 1.6, 2.32 et 2.5, respectivement. La valeur minimale est observée pour le cas K_v=1 e5 (N/mm^2) et est égale à 1.1. En revanche, la valeur maximale se situe pour le cas K_v=1 e9 (N/mm^2) et est égale à 2.5. L'écart entre ces deux valeurs représente la différence maximale qui est de l'ordre de 127 %.

8.4.2 **L'influence sur le déplacement**

L'étude des contraintes de Von Mises a montré que le comportement du mur est identique en bas pour les différents cas de rigidité verticale de l'élément d'interaction sol-mur. Cependant, après la hauteur adimensionnelle de 0.7, les contraintes de Von Mises sont très différentes entre elles, d'où la nécessité d'une étude supplémentaire pour vérifier cette particularité dans la partie supérieure du mur.

Pour cela, une étude comparative du déplacement de la façade intérieure du mur a été faite, pour les deux cas extrêmes, où les contraintes de Von Mises sont minimales et maximales, correspondant aux valeurs de

rigidité verticale kv=1 e-6 et k_v=1 e9 (N/mm^2), respectivement. Les résultats de cette étude comparative sont illustrés à la figure (77). L'axe des abscisses correspond au déplacement horizontal. Et, l'axe des ordonnées présente la hauteur adimensionnelle Y/H.

On remarque ici que les deux courbes des différents cas sont presque identiques sur toute la hauteur du mur. Le déplacement à la base du mur est égal à 0. Ensuite, le déplacement du mur se développe le long de la structure avec une différence infinitésimale. Une majoration pour le cas de rigidité kv =1 e-6 (N/mm^2) est notée. Cette dernière atteint la valeur maximale au niveau de la hauteur adimensionnelle de 0.85. Après cette hauteur, les deux courbes gardent la même valeur du déplacement jusqu'à l'extrémité supérieure du mur. Ce déplacement est d'une valeur de 0.85 mm.

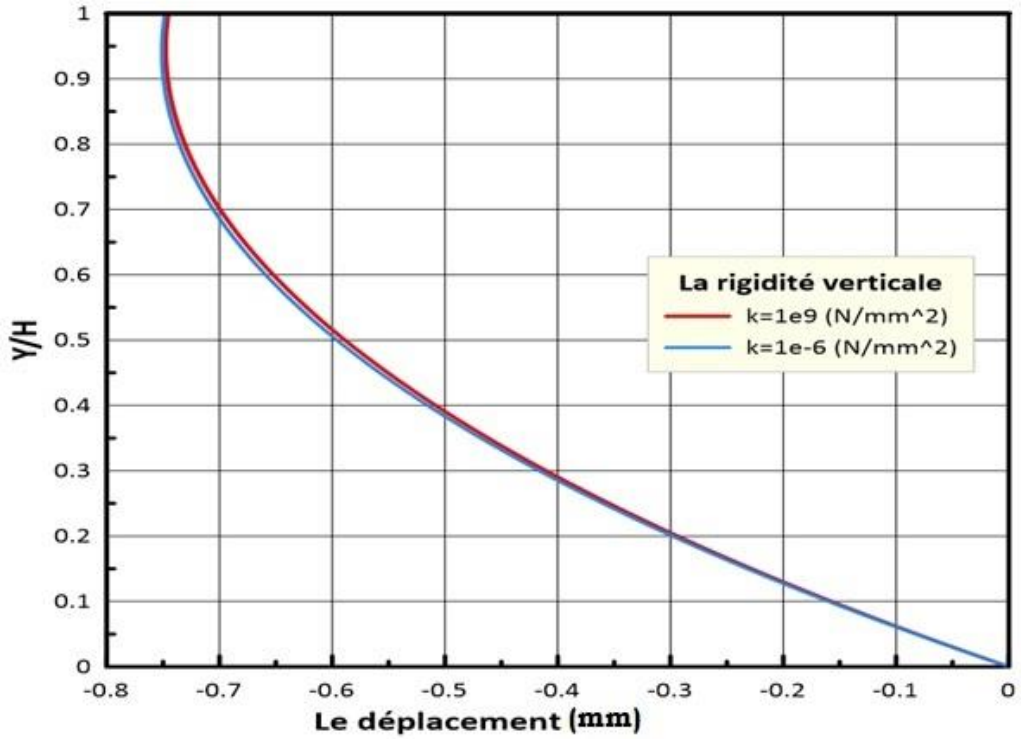


Figure 77. *Étude comparative du déplacement du mur pour les deux rigidités verticales k=1e-6et k=1e9.*

Conclusion

La partie statique a mis en évidence l'influence de certains paramètres dont le coefficient de poisson, la longueur du remblai et la rigidité de l'élément d'interaction sol-mur sur les contraintes adimensionnelles de Von Mises et sur le comportement du mur de soutènement rugueux et lisse et le déplacement de la façade extérieure dans ces deux types de mur.

L'augmentation de la longueur du remblai s'accompagne d'une augmentation des contraintes de tension adimensionnelles de Von Mises dues à l'augmentation des dimensions du domaine d'élasticité, ce qui entraine donc une augmentation des contraintes d'élasticité causée par la géométrie du système autour du mur, notamment de la longueur du remblai. L'augmentation du coefficient de poisson provoque une augmentation d'élasticité du sol, entrainant une augmentation des contraintes dues aux propriétés intrinsèques du matériel, notamment du coefficient de poisson. Concernant la rigidité verticale de l'élément d'interface de l'interaction sol-mur, les contraintes de Von Mises d'un mur rugueux sont plus grandes par rapport à celles du mur lisse dans la partie supérieure. Cette différence s'explique par la force de friction, car l'élasticité engendre des tensions du sol dans le domaine rugueux. Cette singularité montre que plus le domaine d'interaction est rigide, plus on a des tensions aux sols sur la partie supérieure du système.

Chapite 9 : Étude de dynamique

Dans l'optique dynamique, le comportement du système est variable en fonction du temps, car le système est dépendant essentiellement au temps, mais aussi à des forces statiques et à des excitations extérieures qui le gouvernent.

Les conditions sont les conditions initiales, dont les composantes du sol et de ses caractéristiques, l'élément d'interaction mur-sol et les conditions dynamiques, dont les forces extérieures vibratoires, qui peuvent être naturelle sismique ou humaine des machines vibratoires. Cependant, la différence entre les deux excitations vibratoires est que l'excitation naturelle est limitée dans un intervalle de temps, et l'excitation humaine peut être permanente ou limitée dans une période de temps.

Dans cette partie, nous effectuerons plusieurs simulations dans le milieu de COMSOL, en visant une étude complémentaire à l'étude statique du comportement du mur de soutenant en fonction d'autres paramètres, telles que la dissipation de l'énergie (amortisseur), la fréquence de l'excitation et l'amplitude d'excitation vibratoire.

Les résultats obtenus concernent les paramètres suivants : les contraintes adimensionnelles de Von Mises, le déplacement horizontal et le taux de déformation déviatorique. De plus, les simulations produites traitent de deux cas : le mur rugueux et le mur lisse. Par la suite, une étude fréquentielle a conclu un résultat significatif permettant de définir l'accélération spectrale du système avec la fréquence naturelle et la période naturelle.

Une autre simulation a été proposée pour faire une étude comparative en termes de contraintes : soit les contraintes de Von Mises et les contraintes de Tresca. Tous les résultats des simulations et des études paramétriques, dans cette partie, sont bien illustrés dans les différents graphes. Dans cette partie, les interprétations sont également illustrées dans les différents graphiques.

9.1.1 **La rigidité verticale d'éléments d'interaction**

L'interface d'interaction est présentée par une matrice de rigidité diagonale quant au mur rugueux, la rigidité est isotrope, dont la rigidité est d'ordre $K_i = 1E9\ N/mm^2$, d'où la matrice de la rigidité d'interface devient comme suit :

$$K = \begin{bmatrix} 1E9 & 0 \\ 0 & 1E9 \end{bmatrix} (N/mm^2)$$

Concernant le mur lisse, la rigidité est anisotrope, donc la rigidité horizontale est d'ordre $K_i = 1E9\ N/mm^2$et la rigidité verticale est d'ordre

$K_i = 1E - 9\ N/mm^2$, d'où la matrice de la rigidité d'interface devient comme suit :

$$K = \begin{bmatrix} 1E9 & 0 \\ 0 & 1E - 9 \end{bmatrix} (N/mm^2)$$

9.2 **Nature et composantes de l'excitation extérieure**

L'équation de l'excitation extérieure se présente comme une simple fonction sinusoïdale, mais avec la sélectivité d'amplitude d'excitation avec une fréquence définie à 10 Hz, excepté la section sur l'étude fréquentielle du système et le déphasage du système qui est mis à zéro.

On a fait une recherche dans l'histoire des séismes qui présente une amplitude d'accélération maximale très grande pour le reste des simulations sauf pour la simulation des variations d'accélération de l'excitation, dont on a trouvé une valeur d'accélération maximale de 0.5 g correspondant au séisme d'Haïti, 2010. Ce séisme était très puissant avec des conséquentes importantes et des catastrophes humaines qui avaient engendré environ 316 000 morts. Ce ravage naturel a paralysé la vie et l'économie du pays pour une longue durée, et ce séisme était le sujet chaud des sismologues et des ingénieurs au cours des dernières années, dont ceux de l'Université

Sherbrooke et de l'Université du Michigan. Par ailleurs, l'équation de la fonction d'accélération d'excitation peut être écrite comme suit :

$$a_t = -a_0 \sin(wt)$$

$a_0 = 0.5\ g$: l'amplitude d'accélération

$w = 62.83\ rad/s$: la vitesse angulaire

t : le temps (s)

$a_t = -0.5\ \mathrm{g} \sin(62.83t)$ Appliquée à la base du système

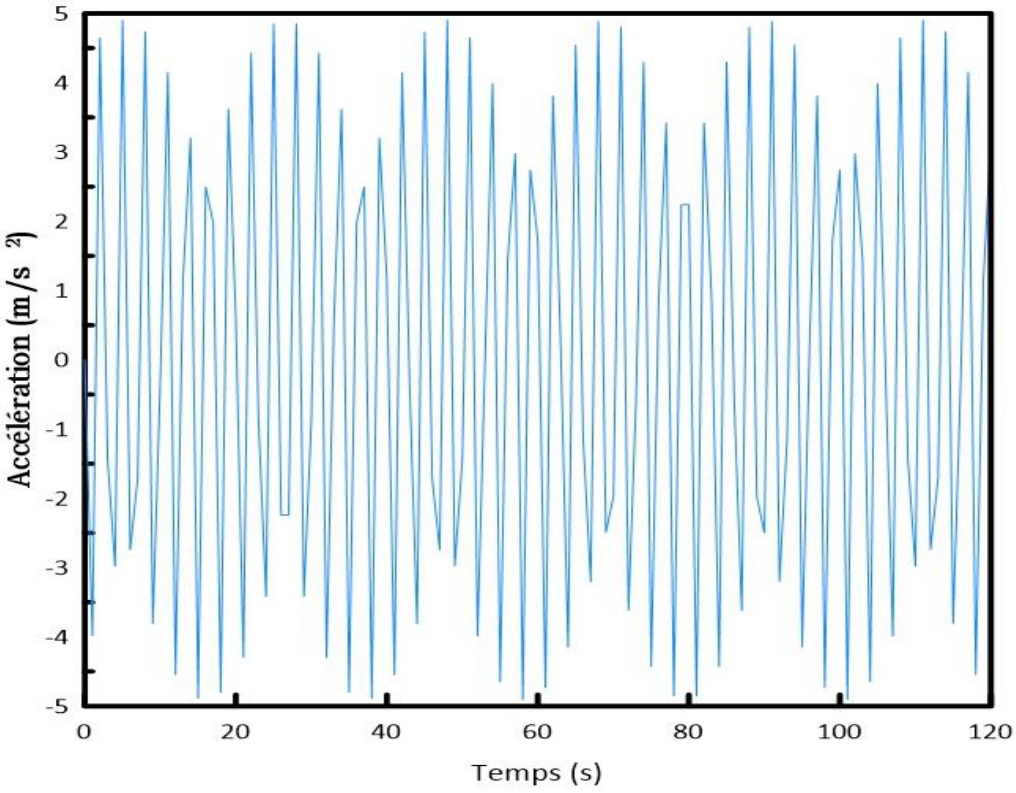


***Figure 78**. L'accélération d'excitation en fonction du temps.*

9.3 Étude comparative entre le dynamique et la statique du mur

Dans cette partie, on fait des simulations dans les deux cas, statique et dynamique, pour les deux types de mur : rugueux et lisse.

La force d'excitation est la même que celle décrite au début de la partie dynamique. Les résultats des contraintes adimensionnelles de Von Mises sont présentés à la figure (79) et la figure (80). Ceux-ci sont pour le cas

statique et dynamique, soit à t= 10s et à t= 120s respectivement pour le mur rugueux, et à t = 10s et à t = 60s respectivement pour le mur lisse. Les deux graphes présentent les valeurs absolues des contraintes adimensionnelles de Von Mises pour faciliter la lecture.

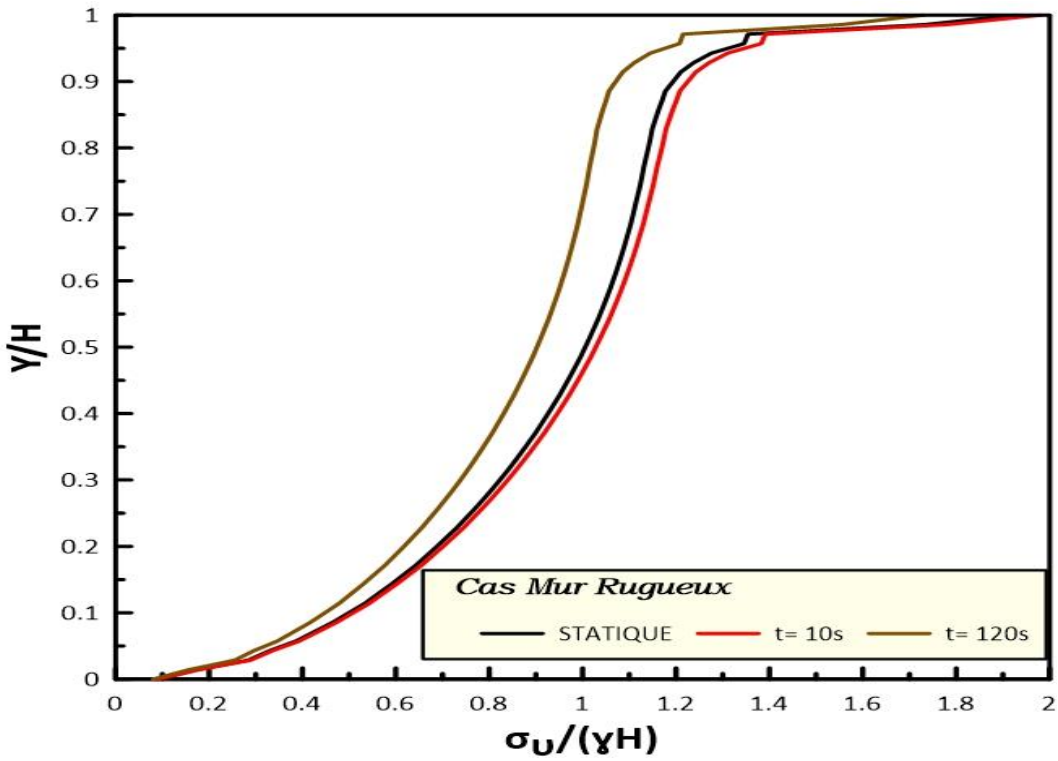


***Figure 79**. Les contraintes adimensionnelles dynamiques versus statiques (mur rugueux).*

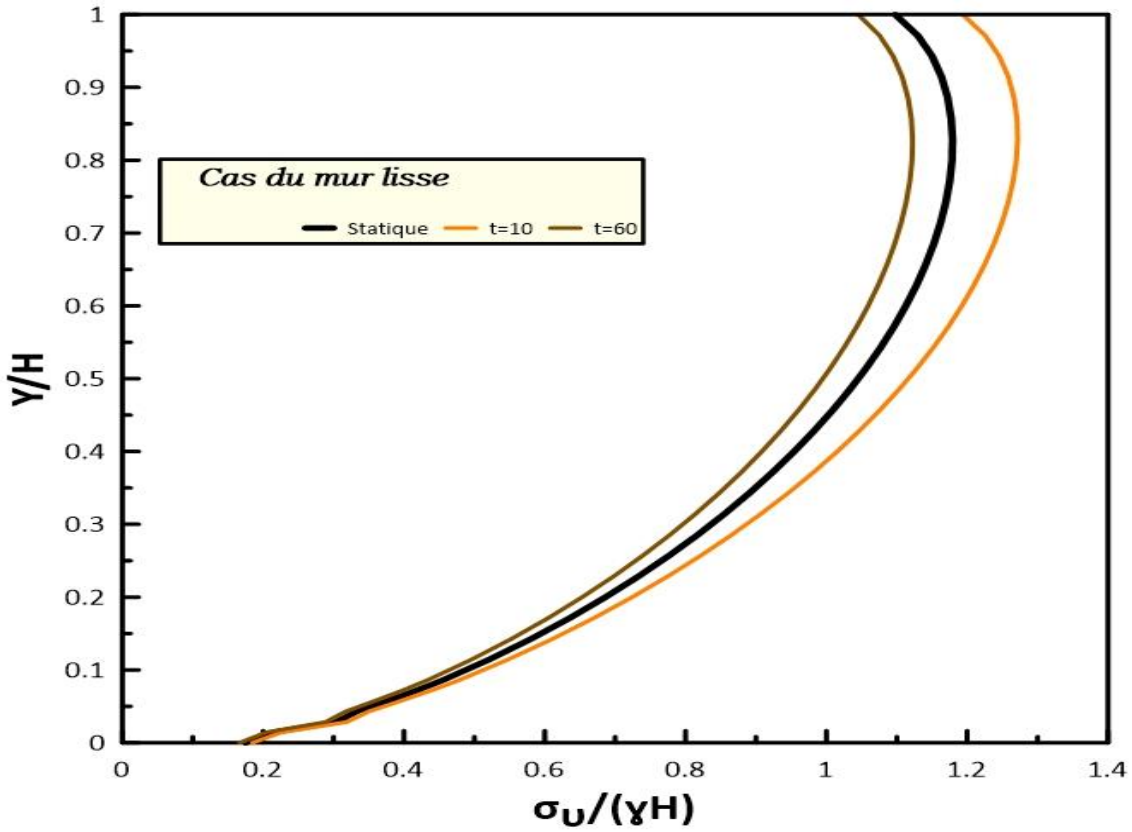


***Figure 80**. Les contraintes adimensionnelles dynamiques versus statiques (mur lisse).*

9.3.1 **Analyse des résultats**

Le graphe (79) présente les valeurs absolues de contraintes adimensionnelles de Von Mises autour du mur rugueux ; les trois cas statiques, à t= 10s et à t= 120s, ont la même allure et commencent par la même valeur de contrainte trouvée par Von Mises à la base du mur et se développent le long du mur jusqu'à la valeur maximale au sommet du mur. Les valeurs du cas statique se trouvent entre les deux cas, t=10s et t= 120s. Cependant, la réponse dynamique est variable en fonction du temps (t).

Le graphe (80) illustre les valeurs absolues contraintes adimensionnelles de Von Mises autour du mur lisse. Pour le cas statique, t= 10s et t= 120s, les trois graphes se comportent de la même manière. En plus, les trois courbes ont la même contrainte adimensionnelle trouvée par Von Mises à la basse du mur avec une valeur de 0.2 de contrainte

adimensionnelle et se développent le long du mur sous forme d'un arc. La contrainte adimensionnelle maximale se trouve au niveau de la hauteur de 0.8 H. En outre, les valeurs de contrainte qui agissent sur le mur dans le cas statique se trouvent entre les deux cas, t=10s et t=60s.

9.3.2 **Conclusion**

D'après cette simulation, on constate que :

- dans le cas statique et les deux cas dynamiques, les contraintes adimensionnelles agissent directement vers le sens du mur. Elles sont négatives en réalité, donc ce sont des contraintes de tension ;
- les contraintes adimensionnelles de Von Mises évoluent d'une manière semblable pour chaque cas, rugueux et lisse ;
- les contraintes de Von Mises sont constantes pour le cas statique, donc le système est stationnaire ;
- les contraintes de Von Mises sont variables en fonction du temps pour le volet dynamique.

9.4 **Étude de l'effet d'amortissement sur le comportement sol-mur de soutènement**

Comme défini auparavant, l'amortisseur est une composante essentielle dans la dynamique et joue un rôle de dissipation d'énergie engendrée dans le système dû à l'excitation vibratoire d'extérieure. L'amortisseur atténue ces mouvements.

La force d'amortissement est exprimée en fonction de la première dérivée de déplacement (la vitesse).

Dans la présente simulation, l'amortissement utilisé dans COMSOL est celui de Rayleigh (amortisseur visqueux), avec ses deux coefficients. On a fait la suggestion de deux méthodes pour déterminer la valeur de ces coefficients. Premièrement, on trouve des valeurs typiques dans un autre

ouvrage. Cependant, dans notre cas, les deux coefficients sont issus du manuel de Plaxis. On trouve les valeurs dans le tableau suivant :

Tableau 11. Les valeurs des coefficients d'amortisseur de Rayleigh (tiré Plaxis)

Coefficients	$\boldsymbol{\alpha_{dm}}$	$\boldsymbol{\beta_{dk}}$
Valeur	0.09558	0.7920 E-3

9.4.1 **L'équation du mouvement**

Dans cette simulation, l'équation de mouvement est la simple équation d'un mouvement vibratoire amorti sous forme d'une équation différentielle de deuxième ordre.

COMSOL fait la solution de l'équation différentielle dynamique avec les éléments finis. Voici l'équation à résoudre :

$$\boldsymbol{\rho\, \ddot{u} + \alpha_{dm}\rho \frac{\partial u}{\partial t} = \nabla.\left(S + \beta_{dk}\frac{\partial S}{\partial t}\right) + F_v}$$

On voit bien la présence des coefficients de l'amortissement dans l'équation du mouvement, dont $\boldsymbol{\alpha_{dm}\rho}$ coefficient d'amortissement de la masse et $\boldsymbol{\beta_{dk}}$ coefficient d'amortissement de la rigidité. Les différents résultats sont présentés dans les sections suivantes, y compris les contraintes adimensionnelles de Von Mises, les déplacements horizontaux et les taux de déformation déviatorique.

La simulation se fait pour les deux types de mur, rugeux et lisse, tels qu'on a réalisée pour chaque cas, une smilation de comportement de mur avec l'amortisseur de Rayleigh, et sans amortisseur. Les résultats de ces modélisations se trouvent dans la section suivante.

9.4.2 **Études des contraintes autour du mur**

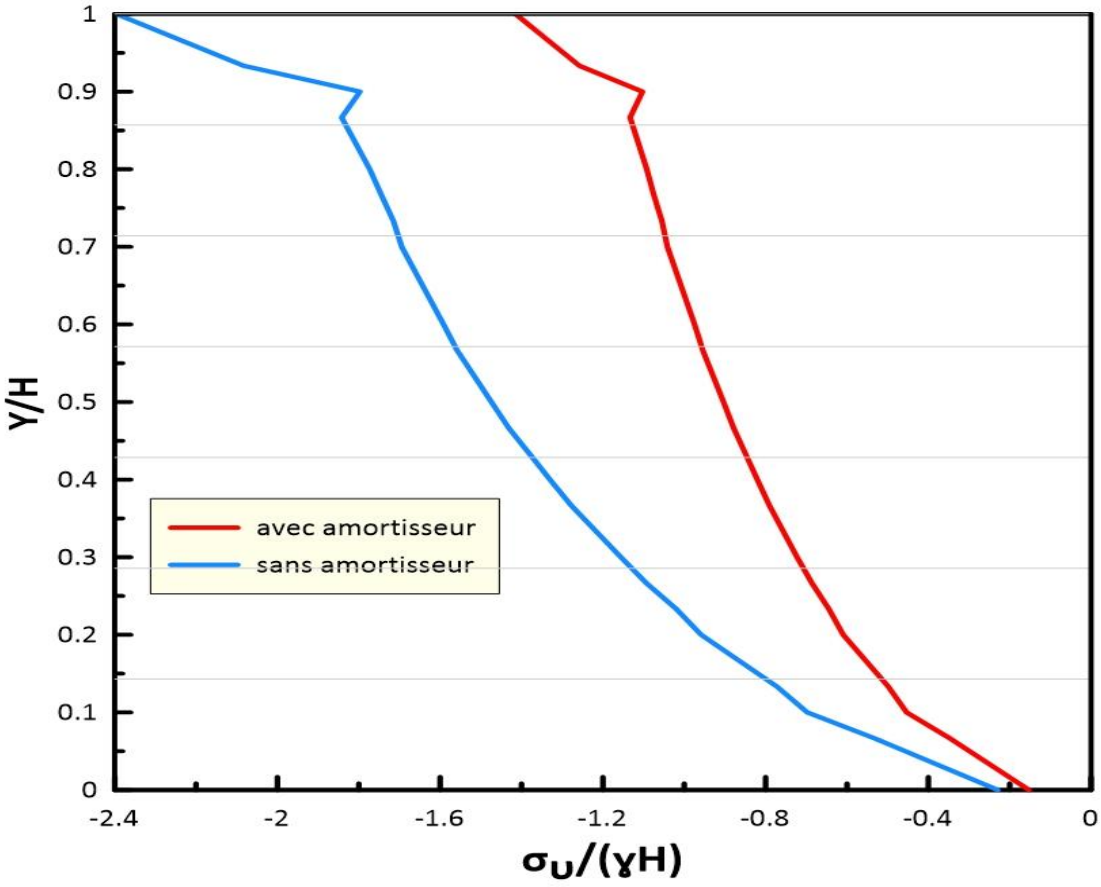


***Figure 81**. Comparaison des contraintes de Von Mises sur le mur sans et avec amortissement (mur rigide).*

La figure (81) présente les contraintes adimensionnelles de Von Mises au long du mur rugueux en fonction de la hauteur adimensionnelle de celui-ci. D'après l'observation de ce graphe, les deux courbes ont la même allure et le même comportement. Toutefois, il existe une différence dans les valeurs, et les contraintes adimensionnelles sont presque proches en bas du mur jusqu'à la hauteur de 0.1H. Après cette hauteur, les contraintes adimensionnelles pour le sol avec amortissement augmentent par rapport celles de sol sans amortissement, avec un écart important atteignant 38 % à la hauteur de 0.6H. La différence entre les graphes reste jusqu'à l'extrémité supérieure du mur, mais avec un écart relatif. On remarque aussi qu'il y a une cassure dans deux graphiques au niveau de la hauteur de 0.9H avec

un changement de pente d'inclinaison dans la même direction. Au sommet du mur, on remarque que les contraintes adimensionnelles sont de 3.2 et de 3.6 correspondants respectivement au sol sans amortissement et avec amortissement de Rayleigh.

En revanche, la figure (82) présente les contraintes adimensionnelles de Von Mises autour d'un mur lisse sur l'axe des abscisses et la hauteur adimensionnelle en ordonnées. On remarque encore une fois que les courbes ont la même allure :

- les contraintes adimensionnelles sur la base du mur sont de -0.2 pour un sol avec amortisseur et de -0.25 pour un sol sans amortissement, donc un écart de 25 % ;
- les deux graphes divergent jusqu'au sommet du mur avec un petit écart ;
- à la hauteur de 0.10H, on voit qu'il y a une petite cassure dans les deux cas entre les deux comportements. Ensuite, les contraintes se développent au long du mur jusqu'à la surface supérieure du mur avec une domination du cas sans amortisseur ;
- Au sommet du mur, on voit un écart très visible où la contrainte adimensionnelle pour le cas sans amortisseur est de -1.4, la contrainte adimensionnelle pour le cas avec amortissement est de -1.12. De plus, on remarque que l'écart maximum est dans la crête du mur, avec une valeur de 0.28 de contrainte adimensionnelle.

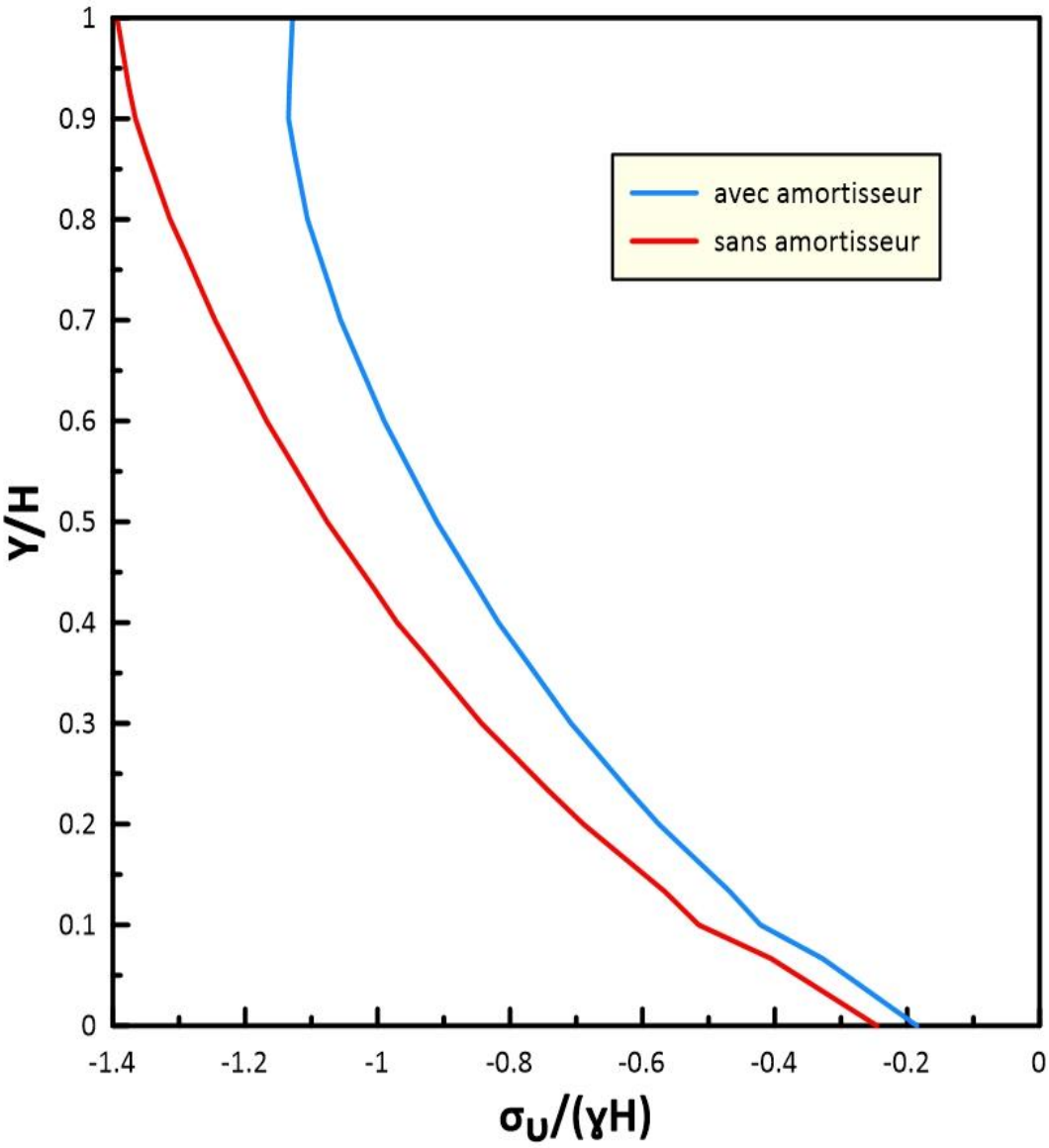


Figure 82. *Comparaison des contraintes adimensionnelles de Von Mises sur le mur avec et sans amortissement. (mur lisse)*

9.4.3 **Étude du déplacement horizontal du mur de soutènement**

Dans cette section, L'influence de l'amortissement sur le déplacement de la surface amont du mur est analysée, les résultat sont illustrées dans la Figure (83).

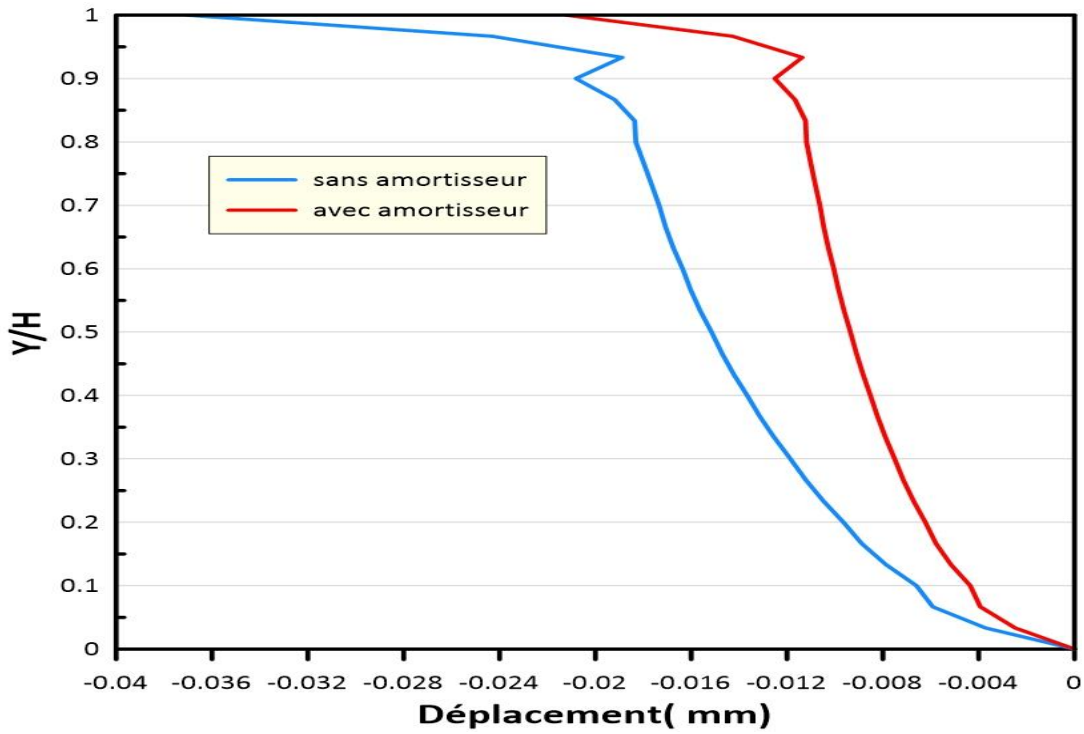


***Figure 83**. Comparaison de la réponse du mur avec et sans amortissement. (mur rugueux)*

Le déplacement du mur est un paramètre très important dans l'analyse dynamique d'une structure et surtout dans le cas des ouvrages de soutènement. C'est pour cette raison qu'une étude d'influence d'amortisseur sur la réponse horizontale du mur (le déplacement) a été faite sous COMSOL.

Les résultats de simulation de cette section sont illustrés dans les figures (83) et (84) pour un mur rugueux et un mur lisse, respectivement.

On remarque que pour le mur rugueux, les deux courbes de déplacement horizontal (sans et avec amortisseur) ont la même allure. L'allure générale a deux cassures principales avec un changement important de la pente : la première est au niveau de la hauteur de 0.07H et la deuxième se trouve au niveau de la hauteur de 0.9H. On observe aussi que le déplacement du mur sans amortisseur est plus grand que celui avec amortisseur qui atteint un écart maximal au niveau de 1H avec une

différence de 100 %. Tandis que la deuxième cassure se situe à la hauteur de 0.9H, le déplacement du mur avec amortisseur est plus grand que l'autre cas, et la différence maximale est au sommet du mur, avec un écart de 70 %.

En outre, à première vue pour le mur lisse (figure (84)), les deux graphes ont la même allure et la même forme, avec deux cassures aux hauteurs 0.1 et 0.9 respectivement. Tandis que les deux graphes avec et sans amortisseur sont confondus à la base du mur jusqu'à la hauteur 0.05H. Après, les deux comportements divergent avec une majoration pour le mur sans amortisseur jusqu'au sommet du mur où la valeur d'écart maximale est de 25 %. Le déplacement maximal du mur est, dans le cas d'absence d'amortisseur, de -0.0142 (mm) ; correspondant à la hauteur de 0.95H.

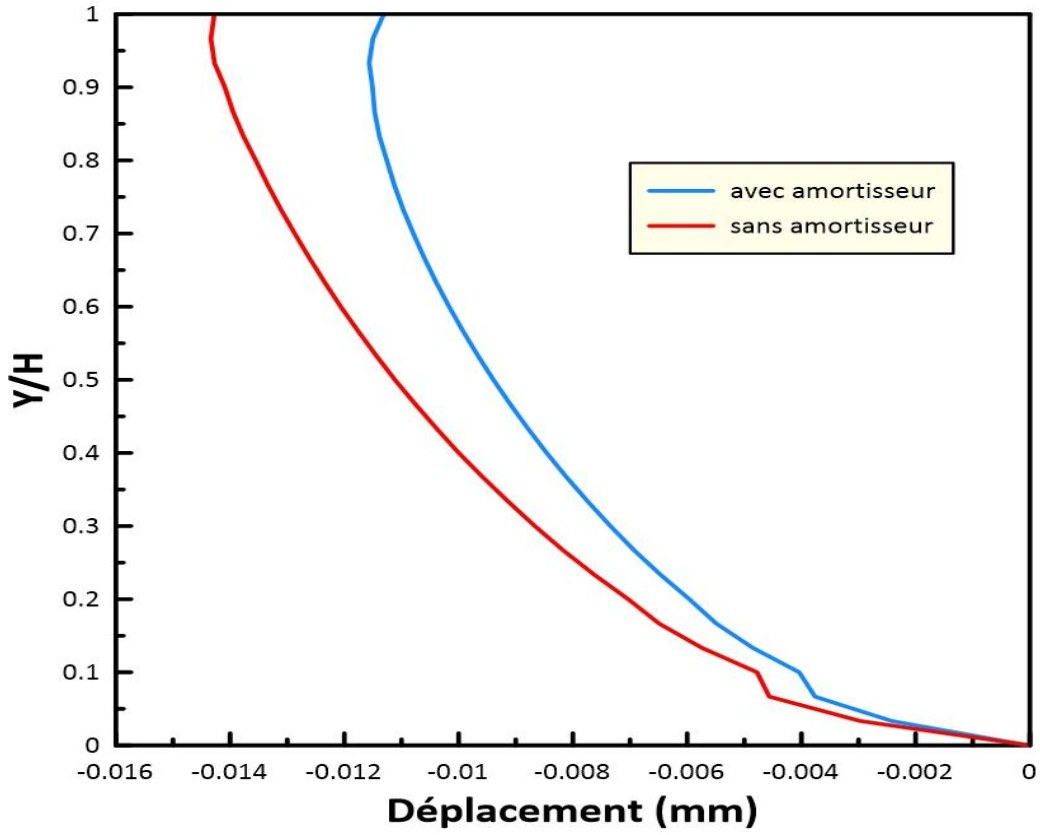


Figure 84. *Comparaison de la réponse du mur sans et avec amortissement. (mur lisse)*

9.4.4 Étude du taux de déformation déviatorique du mur de soutènement

9.4.4.1 Mur rugueux

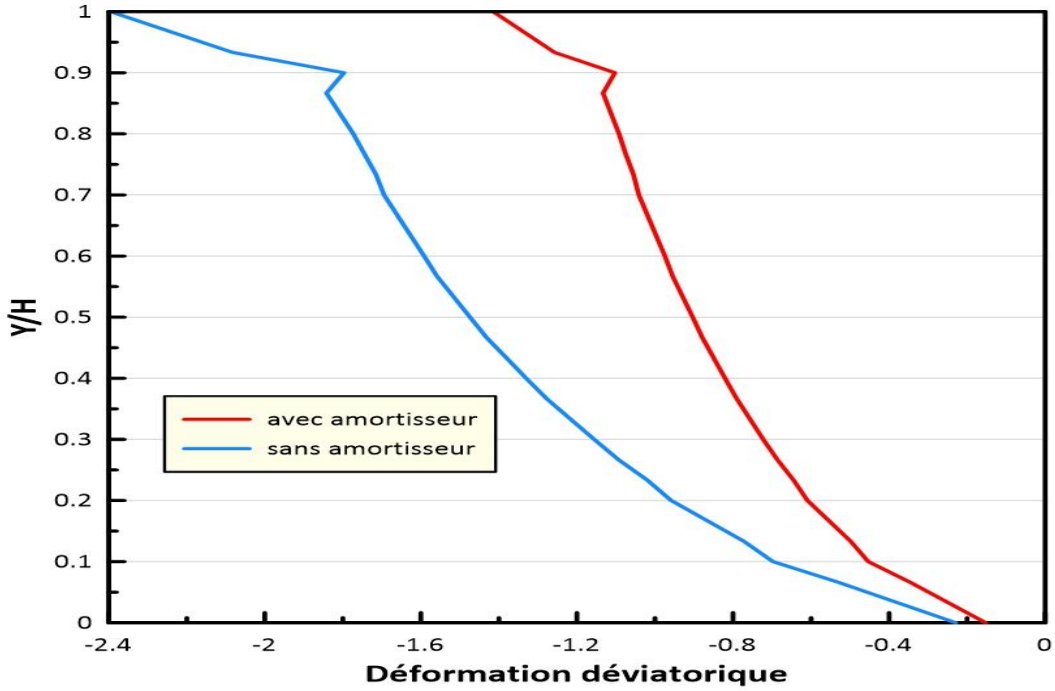


Figure 85. *Le taux de déformation déviatorique pour les deux avec et sans amortisseur d'un mur rugueux.*

La figure (86) montre le taux de déformation déviatorique. Ici, on note que les deux graphes ont une allure comparable avec deux cassures. Avec une majoration pour le cas où le sol est sans amortisseur, on remarque que le taux de déformation déviatorique a environ la même valeur à la base du mur. De plus, la différence entre les deux cas, au niveau de la première cassure à la hauteur 0.1 H, est de 0.22, soit 50 % plus important. Après cela, une divergence considérable se produite à la hauteur de 0.9 H. La différence entre les deux cas à cette hauteur est de 0.7 avec un taux de déformation de 63 %.

Ensuite, les valeurs maximales de la déformation sont aux extrémités supérieures du mur, ces dernières sont de 2.4 et de 1.4 pour les cas sans amortisseur et avec amortisseur, respectivement. La différence à cette hauteur est de 71 %.

9.4.4.2 **Mur lisse**

Les résultats de cette simulation sont présentés sur la figure (86). Une première lecture montre que les deux graphes se comportent de la même manière. Ainsi, les deux graphes ont une seule cassure au niveau de la hauteur 0.1H. Un écart très grand a été remarqué entre la courbe du sol avec amortisseur et la courbe sans amortisseur. Les valeurs de la déformation à la base sont 6.3 E-5 et 8.6 E-5 pour les cas avec et sans amortisseur, respectivement. Pour chaque cas, les valeurs maximales correspondent à la hauteur de 0.85 H avec des valeurs de -0.00012 et de -0.000148. Par la suite, à partir de cette hauteur, les déformations diminuent jusqu'au sommet du mur avec des valeurs de 0.000117 et de 0.000145 correspondant respectivement pour le sol avec amortisseur et le sol sans amortissement. L'écart entre les deux cas est de 16 %.

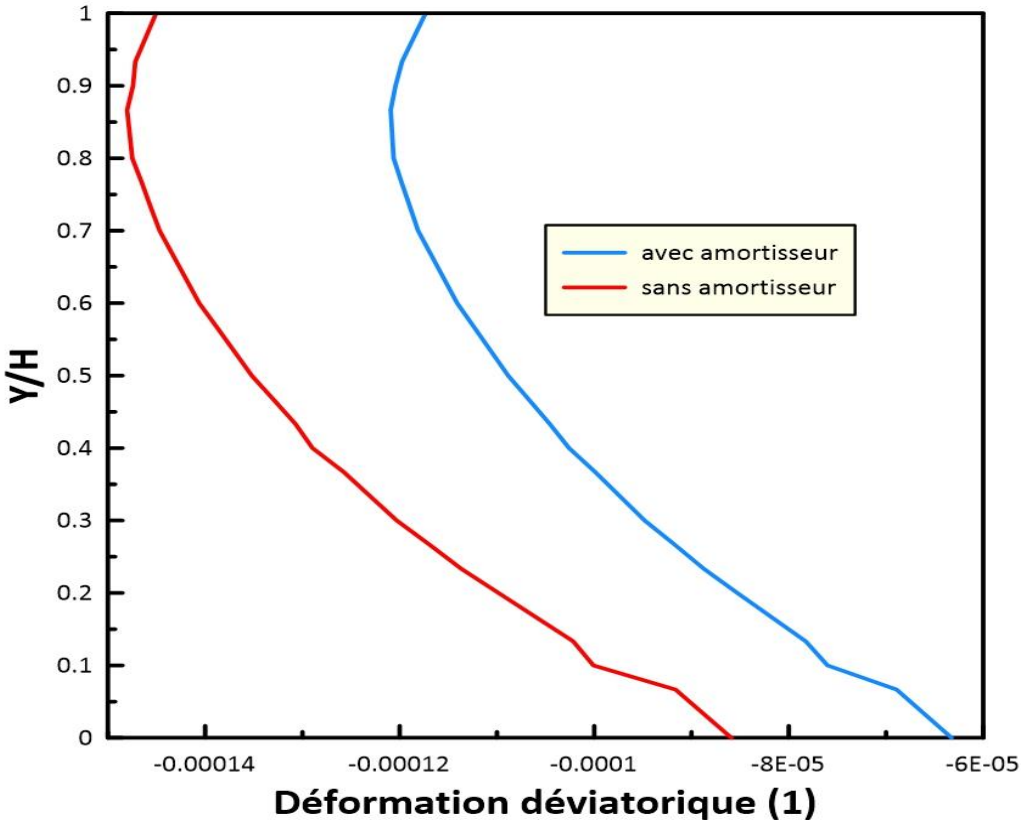


Figure 86. *Le taux de déformation déviatorique pour les deux avec et sans amortisseur d'un mur rugueux.*

9.5 **Interprétation**

Cette étude montre que l'amortissement joue un rôle majeur dans le comportement du mur pendant une excitation dynamique dans les trois paramètres étudiés, à savoir, la réponse du mur, la contrainte adimensionnelle de Von Mises et le taux de déformation déviatorique.

La question qui se pose est de savoir si le mur atteint une valeur maximale de résistance, une valeur maximale de déplacement et une valeur maximale déformation.

D'après les simulations précédentes, on peut conclure que l'amortisseur est une composante essentielle dans le domaine géotechnique pendant les séismes, surtout dans le cas d'un mur soutenant un ouvrage voisin important comme un hôpital.

L'amortisseur a un effet très important sur le comportement du mur. En effet, la présence d'amortisseur augmente les contraintes de résistance dans le massif du sol et diminue les contraintes de Von Mises, le déplacement du mur et le taux de déformation déviatorique. On observe que l'influence d'amortisseur apparaît aussi bien dans le cas du mur d'une interaction lisse que dans le cas du mur d'une interaction rugueuse.

9.6 **Étude de l'influence de la force de gravité sur le comportement du mur :**

La négligence de la gravité des sols a été proposée pour que toutes les forces du sol agissent directement de façon horizontale sur le mur, pour que le mur subisse les forces maximales du sol, d'où le cas le plus défavorable.

Dans cette partie, nous présentons une étude qui intègre les forces de gravité du massif sableux que nous comparons à celle de Wood sans en considérer l'effet de la gravité.

Les taux de déformation déviatorique sont les principaux paramètres étudiés dans cette étude comparative. Les résultats de ces simulations sont présentés dans la figure (88) et montrent le développement du taux de la

déformation déviatorique tout au long du mur rugueux. Les courbes obtenues mettent en évidence une grande différence entre les deux comportements avec gravité et sans gravité.

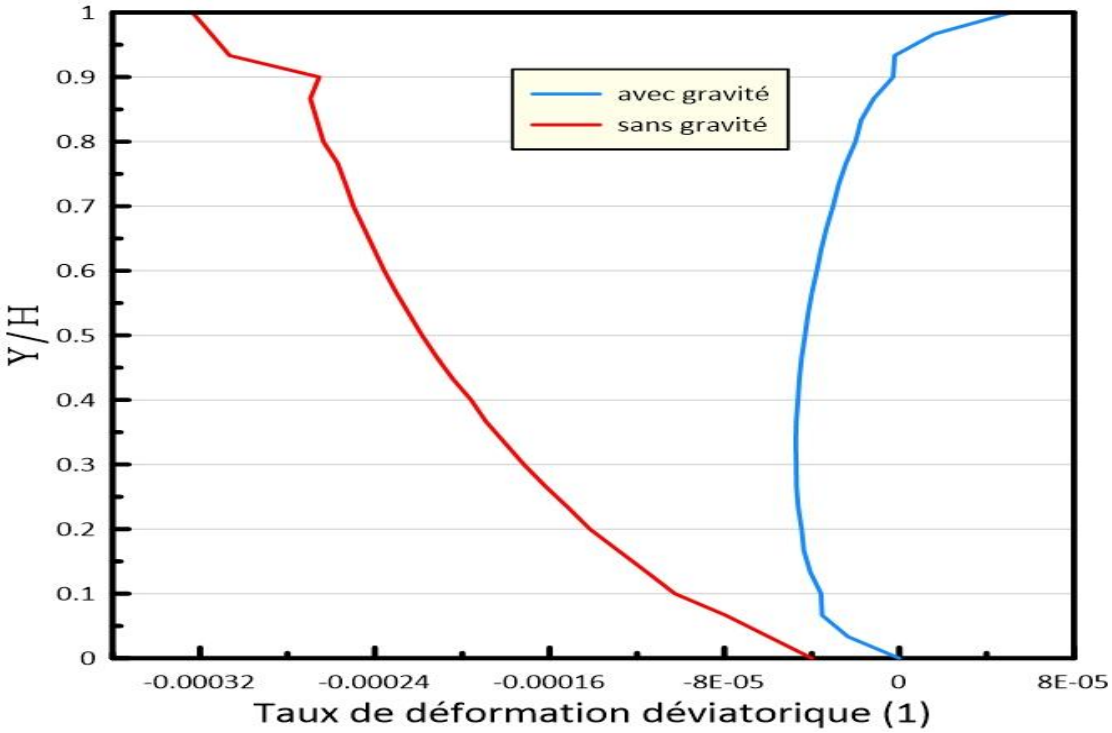


Figure 87. *Taux de déformation tout au long du mur, cas du mur rugueux.*

La courbe du cas sans gravité commence par un taux de -4E-5 à la base du mur et augmente jusqu'à la crête du mur, où la valeur absolue maximale du taux de la déformation déviatorique est de 0.0032. On observe donc un écart entre la valeur maximale et la valeur minimale dans une proportion de plus de 100 %.

La courbe du cas avec la composante verticale de gravité a une allure différente de celle sans gravité. On voit que le taux de déformation déviatorique est nul à la base du mur et augmente légèrement autour du mur jusqu'à la hauteur adimensionnelle de 0.3. Après, la valeur absolue du taux de déformation déviatorique diminue jusqu'à atteindre la valeur 0 à la hauteur de 0.9 H. Après cette hauteur, les taux de déformation augmentent dans un intervalle positif et atteint la valeur de 5 e -05.

À titre de comparaison entre les deux cas avec et sans gravité, on peut tirer les remarques suivantes :

Les deux courbes n'ont pas la même allure.

Le taux de déformation déviatorique à la base du mur a un écart de 5 e-5 avec la majoration du cas sans gravité. Cet écart atteint une valeur maximale au sommet du mur de 0.00037 avec une proportion de plus de 200 % pour la courbe sans force de gravité. Pour la courbe sans gravité, le taux de déformation se trouve dans l'intervalle négatif des taux de déformation. Cependant, la courbe avec gravité commence par un intervalle négatif, et après, elle entre dans l'intervalle positif.

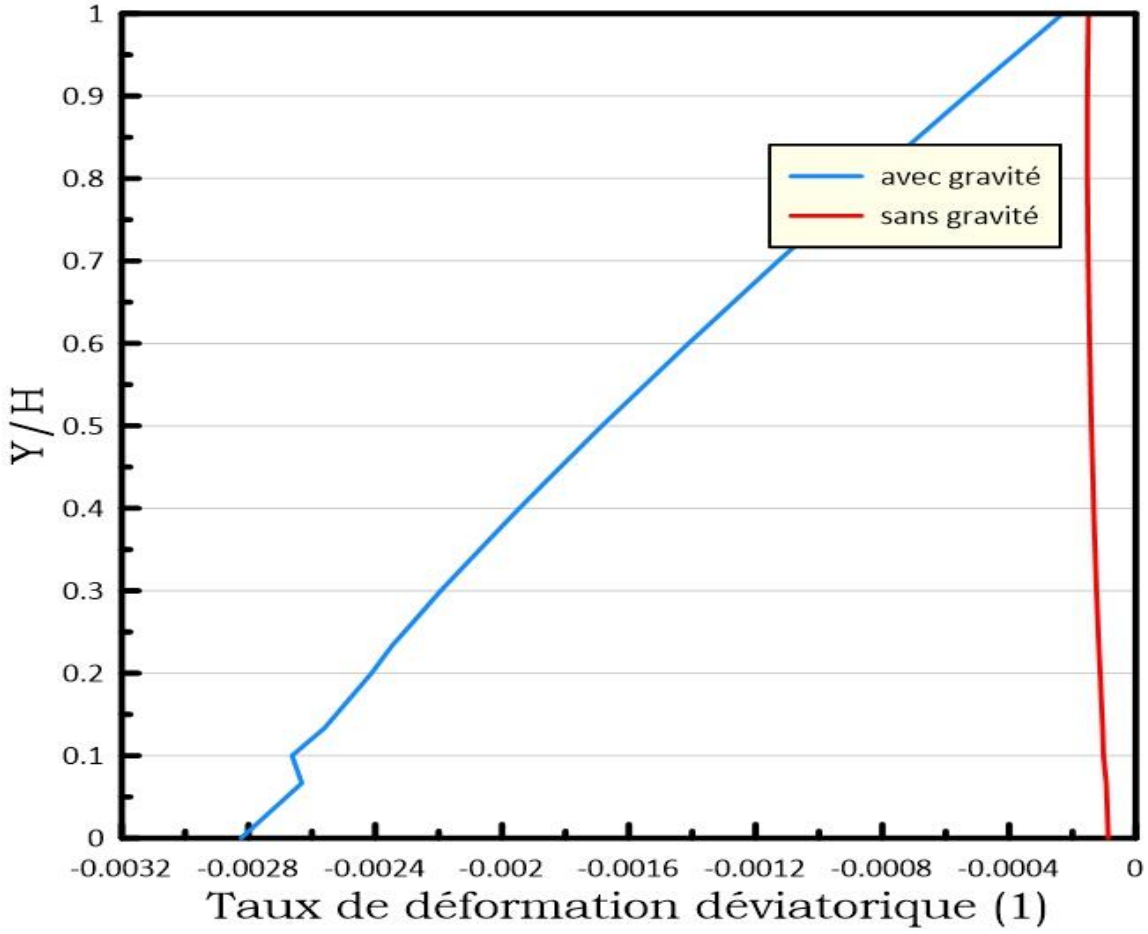


***Figure 88**.Taux de déformation tout au long du mur lisse.*

Quant à la figure (89) qui représente les taux de déformation déviatorique le long du mur lisse, la première remarque tirée est que la courbe du cas avec gravité est plus grande en valeur que celle du cas sans gravité.

Pour le cas sans gravité, le taux de déformation est de -0.00015 à la base du mur. Cependant, pour le cas avec gravité, on trouve la valeur maximale du taux de déformation déviatorique à la base du mur, et la valeur minimale est dans l'extrémité supérieure du mur. Pour cette éventualité, le taux de déformation se développe d'une manière linéaire le long du mur. La valeur du taux de déformation à la base est de -0.0028, et la valeur au-dessus du mur est de -0.000444, avec une proportion de différence de 600 %.

À titre de comparaison entre le cas avec gravité et sans gravité, on constate que la différence du taux de déformation à la base du mur est de plus de 600 % pour le cas avec gravité. Cette différence diminue au sommet du mur, dont le taux de déformation à ce niveau de hauteur est de -0.0004 et de -0.0002 pour les cas avec gravité et sans gravité, respectivement. Cet écart pour le cas celui avec gravité est supérieur d'une proportion de 50 %, comparativement au cas sans gravité.

9.6.1 **Conclusion**

La déformation du mur change en fonction du type du mur de soutènement (mur rugueux ou mur lisse). Pour le mur lisse, la valeur maximale du taux de déformation se situe en bas. Tandis que pour le mur rugueux, la valeur maximale se situe à la crête.

La déformation d'un mur rugueux est très grande pour le cas sans gravité par rapport au cas avec gravité.

La déformation d'un mur lisse est très grande pour le cas avec gravité par rapport au cas sans gravité.

Pour le mur lisse, le sol est en tension dans les deux cas, avec et sans la gravité, et toutes les contraintes sont négatives. Cependant, pour le mur

rugueux, on remarque qu'il y a des contraintes de Von Mises positives après la hauteur de 0.9 H, dans le cas d'existence de la gravité. Pour le reste des cas, les contraintes sont négatives. Par conséquent, les sols sont en compression pour le cas avec gravité après la hauteur 0.9 H, et dans le reste des cas, les sols sont en tension.

Selon cette étude, on s'aperçoit aussi que le cas le plus défavorable pour le mur est celui qui incarne le taux de déformation déviatorique maximale. Il est celui où il y a une absence de la force de gravité et dans lequel le mur subit le plus de force et de déformation dans la direction négative de l'axe des x. En plus, les contraintes subissent une tension autour du mur de soutènement.

Le mur rugueux représente le mur le plus sécuritaire et fait ressortir la sécurité globale.

9.7 **Étude fréquentielle pour le mur**

9.7.1 **Les contraintes de Von Mises au long du mur**

Dans cette partie, on étudie le comportement du mur rugueux en fonction de la fréquence d'excitation. Le paramètre étudié, dans cette partie, sera les contraintes adimensionnelles de Von Mises agissant sur le mur de soutènement, en faisant un changement de fréquence de l'excitation extérieure. Par cette méthode, on obtient les contraintes adimensionnelles autour du mur ; les valeurs de fréquence proposées sont : 5 Hz, 10 Hz, 20 Hz, 50 Hz, 100 Hz et statique. Les résultats de ces simulations sont présentés dans la figure (89) et la figure (90) pour t= 120s et t= 100s, respectivement. Remarque : les valeurs présentées par la figure (90) et par la figure (91) sont des valeurs absolues, car les valeurs initiales sont négatives.

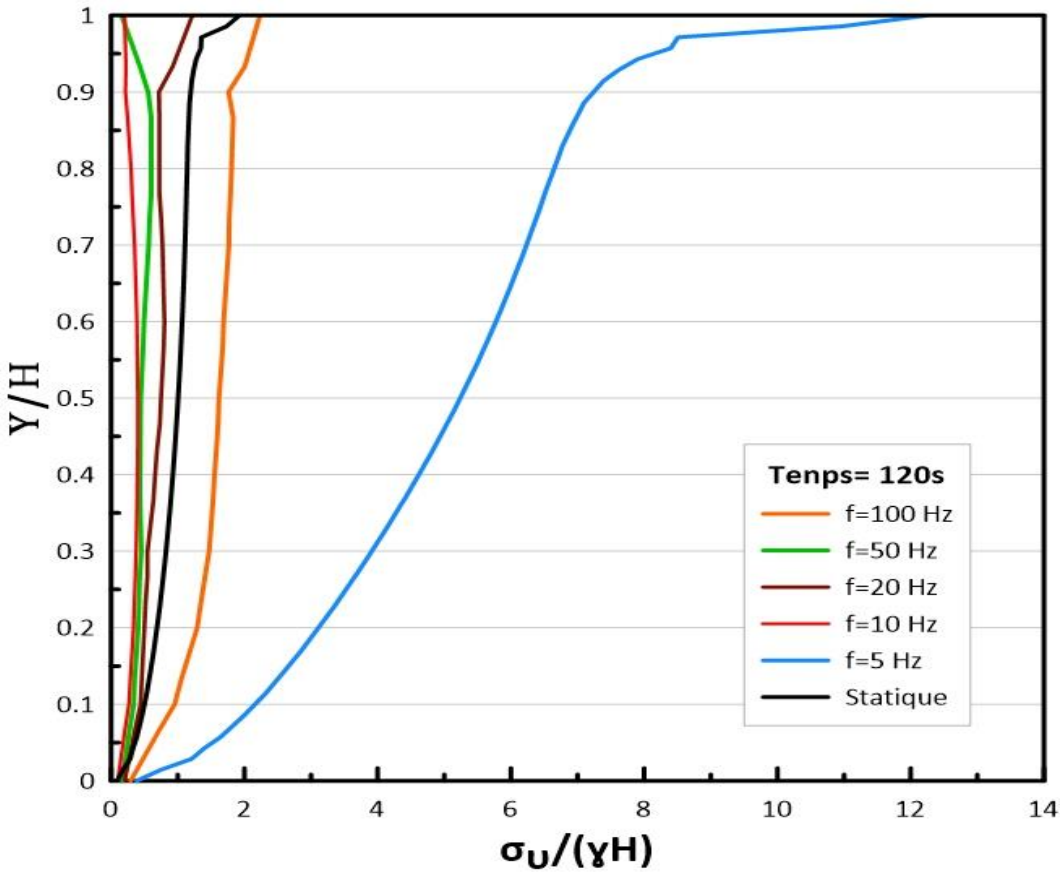


Figure 89.*Variation des contraintes de Von Mises en fonction des fréquences à t=120s.*

D'après la lecture de la figure (89), on observe que les courbes de contraintes adimensionnelles de Von Mises ont des allures différentes. En plus, les contraintes du cas statique sont entre les différentes courbes des autres fréquences. La remarque principale à propos du graphique est qu'il y a une grande différence entre les valeurs de contraintes adimensionnelles de Von Mises du cas de fréquence f = 5 Hz, par rapport aux autres cas de fréquence f = 10, 20, 50, 100 et statique ; et la deuxième remarque est qu'il n'y a pas une relation directe entre l'augmentation de fréquence et les valeurs des contraintes adimensionnelles de Von Mises.

Pour comprendre les courbes condensées de la figure (90) des cas statiques, f= 10 Hz, f = 20 Hz, f = 50 Hz et f = 100 Hz, on propose la figure (91) qui représente le comportement de ces derniers à l'instant t = 100s.

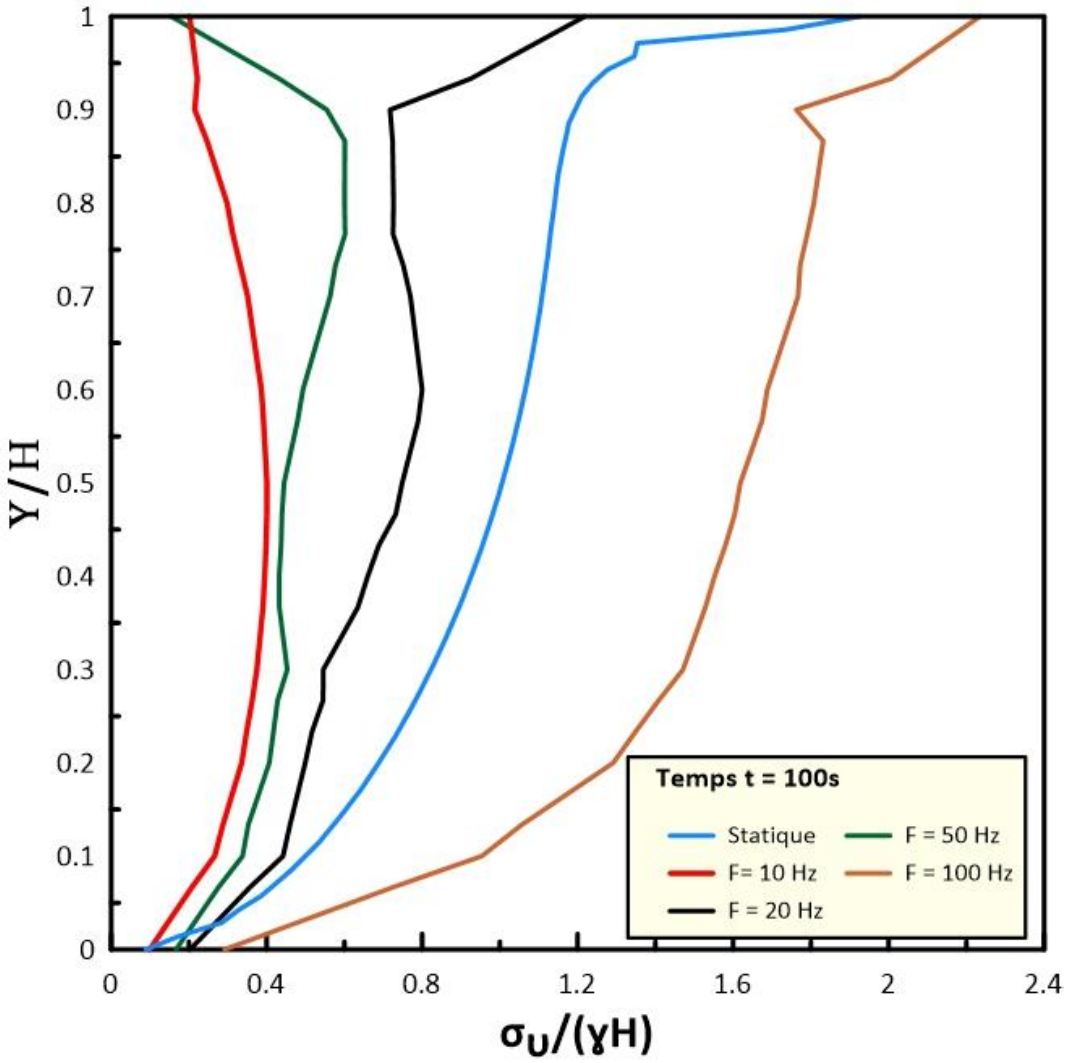


Figure 90*.Variation des contraintes de Von Mises en fonction des fréquences à t=100s*

La figure (90) montre que les courbes de fréquences f =100 Hz et f = 20 Hz et statique ont une allure semblable ; tandis que les autres cas f = 50 Hz et f = 10 Hz ont des allures indépendantes. Aussi, les valeurs des contraintes statiques se trouvent entre les valeurs des autres cas de fréquences. En plus, il n'y a pas une relation directe entre les contraintes adimensionnelles de Von Mises et les fréquences. On remarque aussi que les contraintes évoluent autour du mur pour cinq cas. Cependant, les contraintes pour les cas f= 100 Hz et f = 20 Hz et statique augmentent en fonction de la hauteur du mur, et les valeurs maximales de ces dernières

sont à la crête du mur. Pour le cas f = 50 Hz, les contraintes de Von Mises augmentent autour du mur jusqu'à la hauteur 0.9 H, et après cette hauteur, les contraintes diminuent. Donc, la valeur maximale pour ce cas se trouve à la hauteur adimensionnelle de 0.9. Pour celui de f = 10 Hz, les contraintes adimensionnelles forment un arc, et la valeur maximale est au niveau de la hauteur 0.5 H.

9.7.2 **Analyse à la hauteur adimensionnelle de 0.8**

Dans la partie précédente, on a examiné les résultats tout au long du mur. En revanche, dans cette section, on fait une analyse ponctuelle qui se concentre sur un seul point au lieu du mur au complet. Ce point se trouve à la hauteur de 0.8H, tel qu'illustré dans la figure (91). Dans cette section, on traite de trois paramètres, soit les contraintes de Von Mises, les contraintes de Tresca et le déplacement de la façade intérieure du mur de soutènement, en fonction de la fréquence d'excitation. La fréquence varie de 0 Hz jusqu'à la valeur de 100 Hz.

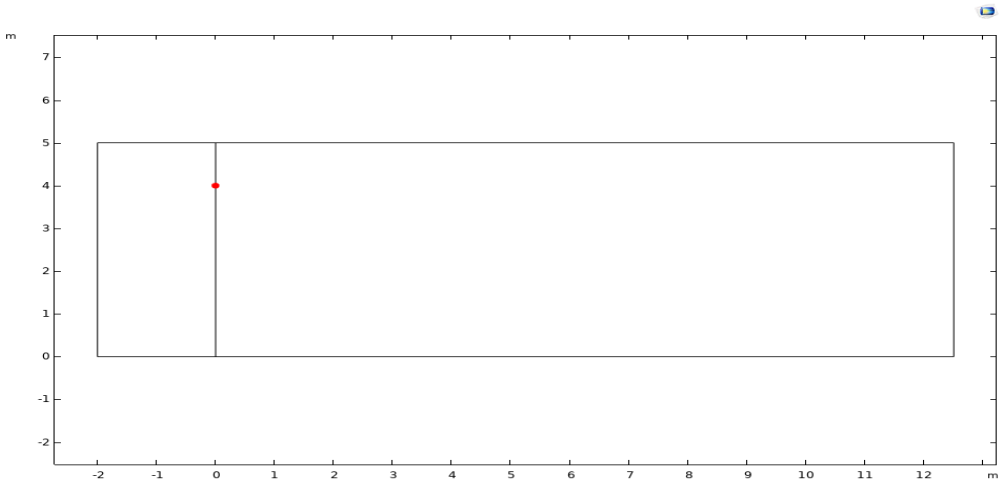


***Figure 91**. Représentation du point d'analyse à la hauteur de 0.8H.*

9.7.2.1 Analyse des contraintes de Von Mises et de Tresca à la hauteur de 0.8 H

La figure (92) représente les contraintes de Tresca. La figure (93) représente les contraintes de Von Mises en fonction des fréquences d'excitation. Et, la figure (94) présente un graphe comparatif entre les deux cas cités précédemment. Les valeurs représentées dans les trois graphes sont des valeurs absolues des contraintes, car les valeurs originaires sont négatives, ce qui signifie que le sol est en état de tension ; Toutefois, des valeurs absolues pour faciliter la lecture et la visualité ont été considérées.

Les trois figures montrent que les deux cas de contraintes sont identiques et que la valeur maximale se trouve à la fréquence d'environ 5 Hz de valeur 279000 (N/m^2), pour Von Mises et de 291000 (N/m^2) pour Tresca. Par la suite, ces valeurs diminuent périodiquement.

D'après la figure (94), on constate que les contraintes de Tresca ont une petite majoration pour tous les cas de fréquence d'un écart de portion de 4 %. Et, cette différence n'apparait pas clairement pour les petites valeurs de contrainte.

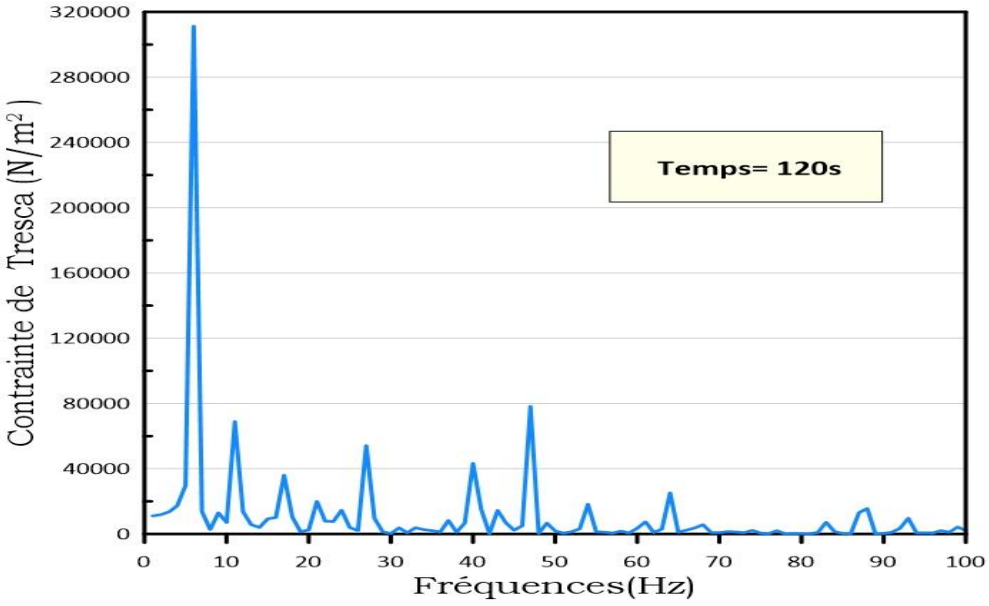


***Figure 92**.Contrainte de Tresca à la hauteur de 0.8H pour t=120s.*

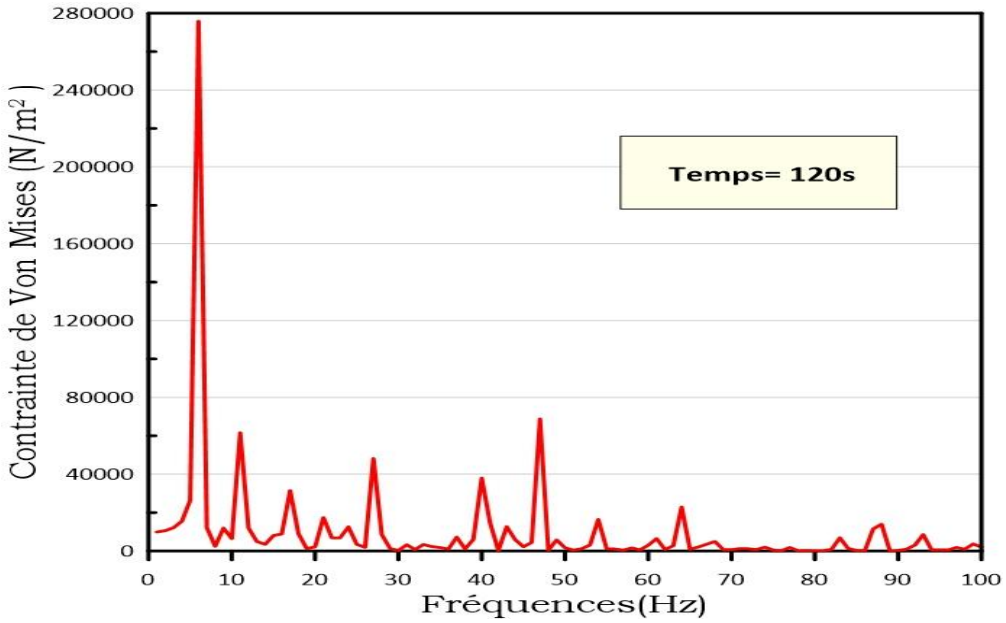


Figure 93. *Contrainte de Von Mises à la hauteur de 0.8H pour t=120s.*

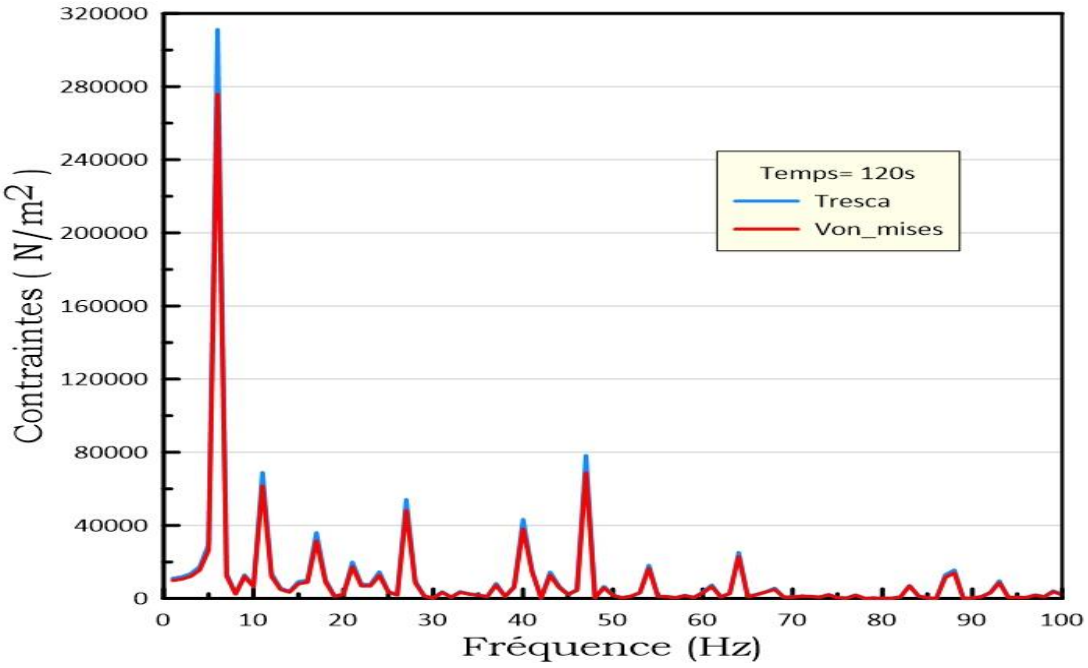


Figure 94*. Un graphe comparatif entre les deux contraintes de Von Mises et de Tresca.*

9.7.2.2 Analyse de déplacement de la façade intérieure du mur à la hauteur de 0.8 H

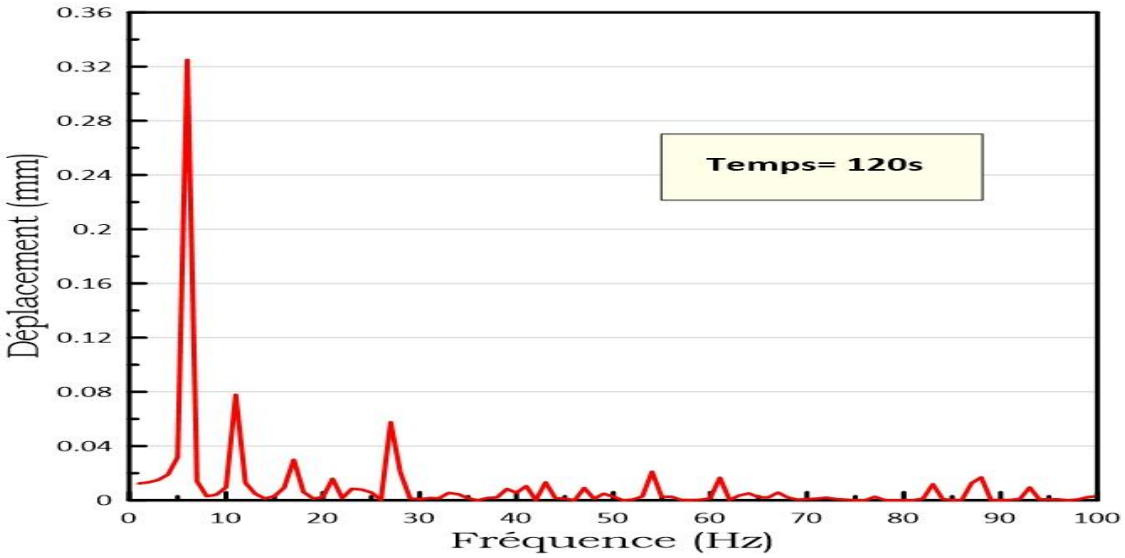


Figure 95. *Le déplacement en fonction du temps pour y=0.8H à l'instant t=120s.*

La première remarque tirée de cette partie est que le système a une grande réponse au contenu de basses fréquences. Le déplacement maximal se trouve vers la fréquence de f = 5 Hz avec une valeur de 0.325 mm. Par la suite, le déplacement maximal dégrade en fonction de la fréquence d'une façon périodique. En plus, l'écart, en termes de valeur entre le déplacement maximal de f= 5 Hz et les autres cas, est très grand.

Après la fréquence f = 5 Hz, le graphe montre qu'il y a plusieurs déplacements très faibles ; le deuxième déplacement maximal est à la fréquence de 11 Hz avec 0.078 mm. La différence entre le déplacement maximal à f = 5 Hz et celui de 11 Hz est de 0.247 mm. Cet écart est très significatif avec une portion de 315 %.

À titre comparatif, le troisième déplacement maximal est à la fréquence de 27 Hz, d'une valeur de 0.05. La différence, avec le deuxième déplacement maximal, est de 0.028, le pourcentage de cet écart est de 56 %.

9.7.3 **Conclusion**

D'après cette partie d'étude fréquentielle, on conclut que les cas critiques se situent dans le bas contenu fréquentiel. Aussi, le déplacement maximal et les contraintes maximales (Von Mises et Tresca) agissant sur le mur se localisent à la fréquence de 5 Hz. Voici l'hypothèse qui se pose : est-ce que le système est en résonance à cette valeur de fréquence ? Pour répondre à cette hypothèse, une autre étude est nécessaire. Pour obtenir le diagramme des accélérations spectrales du système, d'autres séries de simulations sont nécessaires.

9.8 **L'accélération spectrale**

L'accélération spectrale (AS) est une composante mesurée en fonction de l'accélération due à la force de gravité terrestre g (l'accélération due à la gravité terrestre, équivalente à la force g) qui décrit l'accélération maximale d'un tremblement de terre sur un objet pour chaque période (T). Dans ce cas-ci, pour faciliter les graphes et les calculs, l'accélération spectrale sera en unité d'accélération (m/s^2) au lieu de celle de la pesanteur (g).

L'accélération spectrale a une relation directe avec la fréquence de vibration naturelle de la structure. AS est utilisée en ingénierie parasismique ; elle fournit une approximation plus proche de la valeur d'accélération maximale du mouvement d'une structure lors d'un tremblement de terre.

9.8.1 **Détermination de l'accélération spectrale**

La détermination du diagramme de l'accélération spectrale se fait avec plus de 14 simulations en COMSOL en faisant varier la période T d'excitation de 0 à 0.4 seconde. Pour chaque simulation, on extrait la valeur maximale d'accélération, comme le montre le tableau (12). On obtient le diagramme de l'accélération spectrale illustrée dans la figure (97).

Tableau 12. Valeurs de l'accélération spectrale

T(s)	f(Hz)	w(rad/s²)	AS (m/s²)
0.02	50	314.1592654	1.45E-04
0.04	25	157.0796327	7.20E-05
0.06	16.66667	104.7197551	3.40E-05
0.08	12.5	78.53981634	1.80E-05
0.1	10	62.83185307	2.63E-05
0.12	8.333333	52.35987756	6.80E-06
0.14	7.142857	44.87989505	1.65E-05
0.16	6.25	39.26990817	0.006
0.18	5.555556	34.90658504	0.08
0.2	5	31.41592654	3.50E-04
0.3	3.333333	20.94395102	1.50E-04
0.4	2.5	15.70796327	8.20E-05

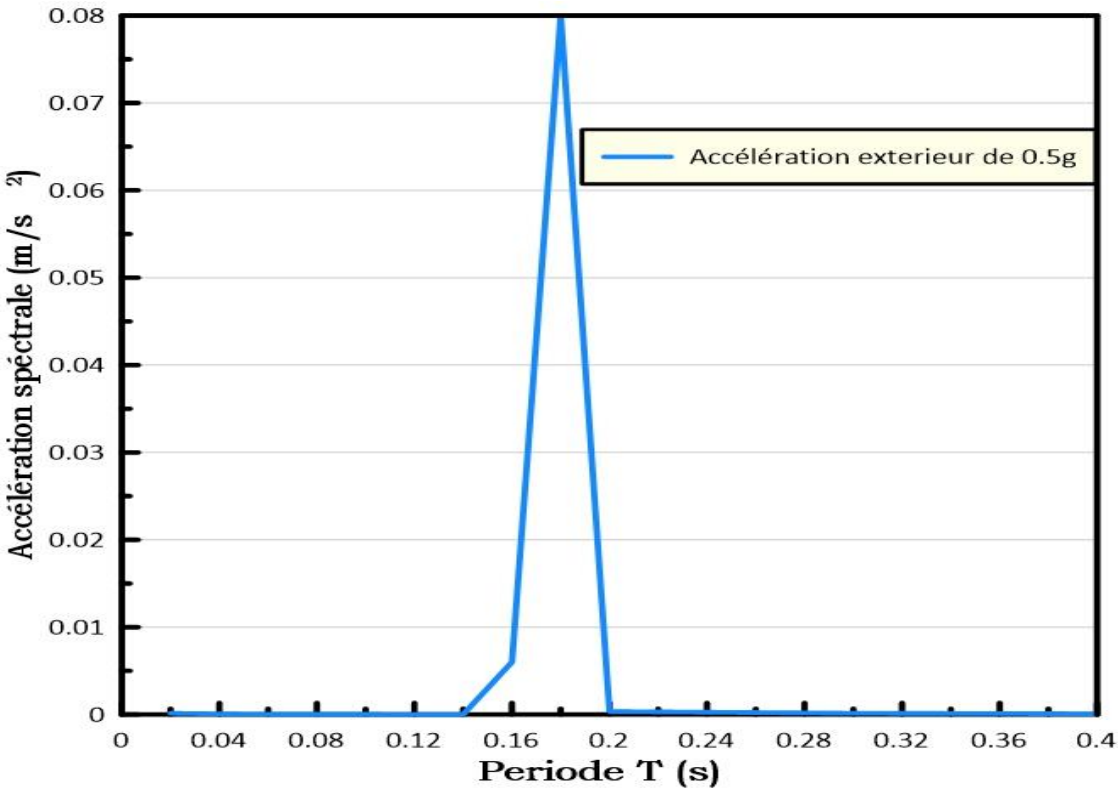


Figure 96. *Spectre d'accélération.*

La figure (96) présente l'accélération spectrale qui se compose par la période T (s) en axe des abscisses et par l'accélération spectrale (m/s^2). La remarque principale sur ce graphe est qu'il y a un écart majeur en accélération spectrale pour T= 0.18s par rapport aux autres périodes ; cette différence s'explique par le phénomène de résonance, dont la période d'excitations est identique à celle naturelle du système. La valeur de l'accélération spectrale à la résonance est la plus grande valeur que le système peut atteindre. Dans notre cas, elle est égale à AS=0.08 m/s^2 correspondant à une période naturelle T_n = 0.18 s.

Tableau 13. Caractéristique de notre système

Tn(s)	*f(Hz)*	*w(rad/s²)*	*AS (m/s²)*
0.18	**5.555556**	***34.90658504***	**0.08**

9.8.2 **Changement d'amplitude d'accélération d'excitation**

À la suite de la détermination de l'accélération spectrale à 0.5 g, d'autres accélérations spectrales, pour différentes amplitudes d'excitation, ont été déterminées en utilisant la même méthode. Les amplitudes d'accélération proposées dans cette partie sont en fonction de l'accélération de la gravité (g), dont l'amplitude est de Am = 0.1 g, 0.2 g. Les résultats de ces simulations sont présentés dans la figure (98).

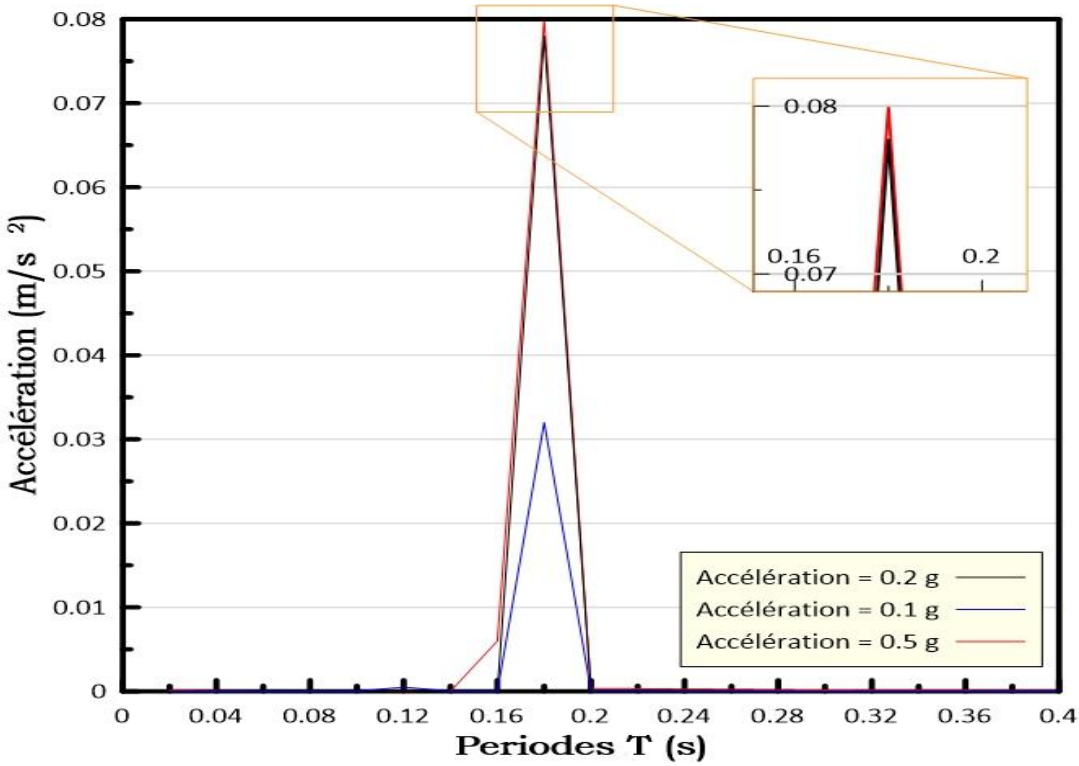


Figure 97. *Comparaison des accélérations spectrales pour les cas Am= 0.1g, 0.2g et 0.5g.*

9.8.3 **Comparaison des accélérations spectrales**

À travers la figure (97), on remarque clairement que les trois courbes ont la même allure en fonction des valeurs de période. La résonance pour les trois cas est à T= 0.18 s. À cette période, les courbes des cas d'accélération des forces extérieures d'amplitude Am= 0.2g et 0.5g sont très proches ; la valeur d'accélération maximale pour les trois cas Am= 0.1g, 0.2g et 0.5g sont respectivement de 0.032, de 0.78 et de 0.80 m/s^2 avec une différence de 2.5 % entre l'accélération d'excitation de 0.2g et celle de 0.5g, et un écart de 150 % pour les deux cas, Am=0.1g et Am=0.5g. Ces résultats permettent de conclure que les réponses les plus importantes commencent après l'accélération de 0.2 g. De plus, avec l'augmentation de l'amplitude de l'excitation, on note une augmentation de la réponse spectrale.

Conclusion

Une revue de littérature complète pour les différentes méthodes et approches de calcul pour les réponses, les pressions et les contraintes agissantes sur un mur fixe et un mur mobile dans les deux contextes, dynamique et statique, ont été élaborés. On a bien expliqué les méthodes utilisées pour un mur mobile :

- Méthodes pseudo-statiques : la solution du problème est stationnaire. Dans cette catégorie de méthode, on trouve : la méthode Mononobe-Okabe (1929), l'approche de Venanzio et R. Greco (2003) et l'approche Seed et Whitman (1970).
- Méthodes pseudo dynamique : l'étude de la stabilité du mur s'articule essentiellement sur le temps, dont la solution change en fonction du temps, car l'excitation séismique varie en fonction celui-ci. Donc, les méthodes pseudo-dynamiques sont dépendantes du temps (t). On trouve dans cette classe les différentes méthodes suivantes : l'approche de Choudhury et Nimbalkar (2006), l'approche de Steedman et Zeng (1990), l'approche de Choudhury et al.(2014).

La méthode du mur fixe (Wood, 1973) analyse la réponse d'un mur rigide non souple retenant un sol élastique linéaire (parfaitement élastique) homogène et relié à une base rigide.

Le logiciel COMSOL Multiphysics est utilisé pour réaliser les simulations. C'est un logiciel qui traite les problématiques physiques par les éléments finis. Il est capable de résoudre les équations des phénomènes physiques complexes par la modélisation et la simulation des éléments finis. L'amortissement de Rayleigh est l'amortissement le plus utilisé en mécanique; dans ce cas, l'amortissement se produit par des frottements intérieurs du sol où des déformations irréversibles, soit plastiques ou viscoélastiques. L'amortissement de Rayleigh est un amortissement visqueux, il est linéairement proportionnel à une combinaison de matrices

des masses et de la rigidité. Les lois constitutives utilisées dans notre travail sont les lois de contraintes suivantes : la contrainte de Tresca et la contrainte de Von Mises.

Trois hypothèses ont été proposées pour ce travail. Ces hypothèses sont expliquées comme suit :

1. Le sol est assimilé à du sable sec, car le sable est plus susceptible aux excitations dynamiques.
2. Les murs qui sont fixes engendrent un domaine élastique.
3. Il y a une négligence de la composante verticale de poids du sol.

La validation du modèle se fait en comparant les résultats avec ceux obtenus dans la littérature, soit dans l'étude de Wood (1973) pour un mur lisse. L'analyse des contraintes révèle que la simulation de COMSOL est bien adéquate avec les deux méthodes de Wood, ce qui valide notre modèle de COMSOL. L'influence du maillage de discrétisation des sols et du mur de soutènement sur les résultats obtenus par COMSOL est l'objet de cette étude. Les différents types de maillage analysés sont : fin, extra fin, normal, grand et très grand. On a remarqué que les courbes de contraintes adimensionnelles de Von Mises, pour les maillages fins et extra fins, suivent une allure différente, mais assez proche l'un de l'autre, et sont presque confondus à 98 %. Cependant, les lignes des maillages grands et très grands sont bien divergentes. Le maillage fin sera retenu pour la simulation dynamique et le maillage extra fin pour la simulation statique.

Pour la partie statique, en guise de conclusion, on comprend que l'augmentation des paramètres du système, en l'occurrence celui du coefficient de poisson et de la longueur du remblai, entraine l'augmentation des contraintes de Von Mises, car les dimensions du domaine d'élasticité s'amplifient. Géométriquement, la majoration des dimensions du système accroit le domaine élastique, donc on est en présence d'une augmentation des contraintes de tension. Intrinsèquement, l'augmentation du coefficient de poisson augmente l'élasticité du matériau, donc il y a une évolution des

contraintes de tension. Les contraintes des cas de rigidité verticale K_v=1 e-9(N/mm^2) jusqu'à K_v=1 e5 (N/mm^2) sont confondues tout au long du mur. On constate une hausse en contrainte dans la partie supérieure du mur, dont la rigidité verticale est K_v=1 e6. Une augmentation des contraintes au sommet du mur avec celle de la rigidité verticale est remarquée. Aussi, est notée une singularité dans la partie supérieure du mur rugueux démontrant que la friction verticale avec l'élasticité donne des contraintes de tension très élevées au sommet du mur.

Les contraintes adimensionnelles de Von Mises des cas statiques et dynamiques en tension évoluent d'une manière semblable, d'où vient leur comportement identique autour du mur selon le type de mur. Aussi, elles sont stationnaires pour le cas statique. Les valeurs du cas statique se localisent entre les deux cas dynamiques. En revanche, les contraintes de Von Mises sont variables en fonction du temps pour la partie dynamique. Le comportement du mur change avec l'amortisseur dont la présence intensifie les contraintes de résistance, dans le massif du sol, et diminue les contraintes de tension de Von Mises d'un pourcentage de 40 %, le déplacement du mur d'un pourcentage de 25 % et le taux de déformation déviatorique d'un pourcentage de 30 %. Le cas le plus défavorable, pour les différents paramètres, est le cas sans amortisseur. Les contraintes maximales et le déplacement maximal sont enregistrés aux basses fréquences. À la fréquence f = 5 Hz, on trouve les contraintes et le déplacement maximaux; à la fréquence de 11 Hz, on détermine les deuxièmes contraintes et le déplacement maximaux. La différence entre le déplacement généré à la fréquence 5 Hz et celui à 11 Hz donne une différence de 0.247 mm avec un écart très significatif d'un pourcentage de 315 %. Après cette différence significative en termes de déplacements, une étude spectrale est nécessaire pour comprendre cet écart. L'accélération spectrale sert à déterminer le phénomène de résonance, les caractéristiques du système dont la période naturelle et la fréquence naturelle. La plus grande valeur d'accélération que le système peut atteindre est au niveau de la

résonance. Dans notre cas, l'accélération spectrale maximale est égale à AS=0.08 m/s^2 correspondant à une période naturelle de T_n = 0.18 s, une fréquence naturelle de f_n= 5.5556 Hz et une vitesse angulaire naturelle de w_n= 34.91 rad/s.

La déformation d'un mur rugueux est très grande pour le cas sans gravité par rapport au cas avec gravité. Et, la différence entre les deux cas en taux de déformation atteint un pourcentage de plus de 500 %. Les valeurs maximales se trouvent au sommet du mur. Cependant, la déformation d'un mur lisse est très grande pour le cas avec gravité par rapport au cas sans gravité, et la différence entre les deux cas en taux de déformation atteint un pourcentage de plus de 400 %. Les valeurs maximales se trouvent à la base du mur. Donc, le cas le plus défavorable pour le mur rugueux est le cas d'absence de la gravité, et pour le mur lisse est le cas avec gravité. Pour le mur lisse, le sol est en tension dans les deux cas, avec et sans gravité. Cependant, pour le mur rugueux, on remarque qu'il y a des déformations positives après la hauteur de 0.9 H en présence de gravité, et négatives pour l'autre cas. Par conséquent, les sols sont en compression pour le cas avec gravité au-delà de la hauteur 0.9 H et la partie restante sont en tension.

Travaux futurs et recommandations

Étude analytique et numérique avec les critères de la plasticité.

Introduction d'un modèle de réduction du module de la rigidité G.

Développement d'une loi constitutive d'état critique pour le dynamique.

Validation des résultats avec des expériences dans une centrifugeuse.

Étude expérimentale de la rigidité verticale avec la gravité.

Bibliographie

Al Atik, L., Sitar, N., 2010. Seismic earth pressures on cantilever retaining structures. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering 136, 1324–1333.

Bieth, E., (2009-2010), Cours de Mécanique des sols appliquée. Murs de soutènement. ENTPE.

Bhattacharjee, A., Krishna, A.M., 2015. Strain Behavior of Backfill Soil in Rigid Faced Reinforced Soil Walls Subjected to Seismic Excitation. International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering 1.

Bozkurt, M.G., Fratta, D., 2016. Numerical Analysis of the Response of Soft Foundation Soils under Tall Embankments and Retaining Walls, in: Geotechnical and Structural Engineering Congress 2016. pp. 1567–1577.

Brandenberg, S.J., Mylonakis, G., Stewart, J.P., 2015. Kinematic framework for evaluating seismic earth pressures on retaining walls. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 141, 04015031.

Brinkgreve R.B.J. (2002) Plaxis manual. Balkema, Rotterdam

Budhu, M., 2011. Soil mechanics and foundations, 3rd ed. ed. Wiley, New York.

Cai, Y., Chen, Q., Zhou, Y., Nimbalkar, S., Yu, J., 2016. Estimation of Passive Earth Pressure against Rigid Retaining Wall Considering Arching Effect in Cohesive-Frictional Backfill under Translation Mode. International Journal of Geomechanics 04016093.

Cheng, Y.M., 2003. Seismic lateral earth pressure coefficients for c–φ soils by slip line method. Computers and Geotechnics 30, 661–670.

Chopra, A.K., 2012. Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering, 4th ed. ed. Prentice Hall, Upper Saddle River, N.J.

Choudhury, D., Katdare, A.D., Pain, A., 2014. New Method to Compute Seismic Active Earth Pressure on Retaining Wall Considering Seismic Waves. Geotechnical and Geological Engineering 32, 391–402.

Choudhury, D., Nimbalkar, S.S., 2006. Pseudo-dynamic approach of seismic active earth pressure behind retaining wall. Geotechnical and Geological Engineering 24, 1103–1113.

Chugh, A.K., Labuz, J.F., Olgun, C.G., 2016. Soil Structure Interactions of Retaining Walls, in: Geotechnical and Structural Engineering Congress 2016. pp. 439–454.

COMSOL (2016) http://www.comsol.com/

Cruz, C., Miranda, E.: Evaluation of the Rayleigh damping model for buildings. Eng. Struct. 138, 324–336 (2017)

Das, B.M., 2010. Principles of geotechnical engineering. Cengage Learning, Stamford, Conn.

Das, B.M., 2008. Advanced soil mechanics, 3rd ed. ed. Taylor & Francis, London ; New York.

Deng, Y.H., Dashti, S., Hushmand, A., Davis, C., Hushmand, B., 2016. Seismic response of underground reservoir structures in sand: Evaluation of Class-C and C1 numerical simulations using centrifuge experiments. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 85, 202–216.

Elms, D. G, Richards, R, 1979. Seismic design of gravity retaining walls. University of Canterbury.

Fang, Y.-S., Chen, T.-J., Wu, B.-F., 1994. Passive earth pressures with various wall movements. Journal of Geotechnical Engineering 120, 1307–1323.

Gajan, S., Kutter, B.L., Phalen, J.D., Hutchinson, T.C., Martin, G.R., 2005. Centrifuge modeling of load-deformation behavior of rocking shallow foundations. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 25, 773–783.

Geraili Mikola, R., Candia, G., Sitar, N., 2016. Seismic earth pressures on retaining structures and basement walls in cohesionless soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 04016047.

Guoxi, W., 1994. Dynamic soil-structure interaction: Pile foundations and retaining structures. University of British Columbia.

Hart, R.D., Detournay, C., 2005. Geotechnical Constitutive Models in an Explicit, Dynamic Solution Scheme, in: Soil Constitutive Models. pp. 184–203.

Helwany, S., 2007. Applied soil mechanics: with ABAQUS applications. John Wiley & Sons, Hoboken, N.J.

Kontoe, S., Zdravkovic, L., Menkiti, C.O., Potts, D.M., 2012. Seismic response and interaction of complex soil retaining systems. Computers and Geotechnics 39, 17–26.

Kramer, S.L., 1996. Geotechnical earthquake engineering, Prentice-Hall international series in civil engineering and engineering mechanics. Prentice Hall, Upper Saddle River, N.J.

Lade, P.V., n.d. Overview of Constitutive Models For Soils, in: Calibration of Constitutive Models. pp. 1–34.

Lee, J., Chae, H., Kim, D.-S., Jo, S.-B., Park, H.-J., 2015. Numerical analysis of inverted T-type wall under seismic loading. Computers and Geotechnics 66, 85–95.

Li, W., Assimaki, D., 2010. Simulating soil stiffness degradation in transient site response predictions. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 30, 299–309.

Mononobe, N. and Matsuo, H. (1929) On the determination of earth pressure during earthquakes, Proceedings, World Engineering Conference, Vol. 9, 176 p.

Makris, N., Gazetas, G., 1992. Dynamic pile-soil-pile interaction. Part II: Lateral and seismic response. Earthquake engineering & structural dynamics 21, 145–162.

Mikola, R.G., Candia, G., Sitar, N., 2016. Seismic Earth Pressures on Retaining Structures and Basement Walls in Cohesionless Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 142, 04016047.

Mononobe, N, Matsuo, H, 1929. On the determination of earth pressure during earthquakes. Presented at the World Engineering Conference, Proceedings, p. 176.

Krishna, A.M., Bhattacharjee, A., 2016. Behavior of rigid-faced reinforced soilretaining walls subjected to different earthquake ground motions. Int. J. Geomechanics 17 (1). http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000668.

Mylonakis, G., Kloukinas, P., Papantonopoulos, C., 2007. An alternative to the Mononobe–Okabe equations for seismic earth pressures. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 27, 957–969.

Nadim, F., Whitman, R.V., 1983. Seismically Induced Movement of Retaining Walls. Journal of Geotechnical Engineering 109, 915–931.

Park, D., Hashash, Y.M.A., 2004. SOIL DAMPING FORMULATION IN NONLINEAR TIME DOMAIN SITE RESPONSE ANALYSIS. Journal of Earthquake Engineering 8, 249–274.

Plouffe, C, Richard, M. J, Laguë, C, Tessier, S, 1999. Analyse de sensibilité avec la méthode des éléments finis pour un problème de travail du sol en 2-d. Canadian Agricultural Engineering 32(1);141-151.

Prakash, S., 1981. Analysis of rigid retaining walls during earthquakes.

Reddy, J.N., 2006. An introduction to the finite element method, 3rd ed. ed, McGraw-Hill series in mechanical engineering. McGraw-Hill Higher Education, New York, NY.

Richards, R., Huang, C., Fishman, K.L., 1999a. Seismic earth pressure on retaining structures. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 125, 771–778.

Rouabeh, A., 2013. Comportement d'un mur de soutènement sous chargement sismique. Mémoire de magistère. Université de Boumerdes.

Sáez, E., Ledezma, C., 2015. Liquefaction mitigation using secant piles wall under a large water tank. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 79, Part B, 415–428.

Schlosser, F, (s,d,). Murs de soutènement. In Techniques de l'ingénieur : traité construction. Paris : Techniques de l'ingénieur, pp. C244-1 – C244-22.,

Scotto di Santolo, A., Evangelista, A., 2011. Dynamic active earth pressure on cantilever retaining walls. Computers and Geotechnics 38, 1041–1051.

SEED, H. Bolton, WHITMAN, Robert V, 1970. Design of earth retaining structures for dynamic loads. Design of earth retaining structures for dynamic loads, In Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth-Retaining Structures 103–147.

Sitar, N., Mikola, R.G., Candia, G., n.d. Seismically Induced Lateral Earth Pressures on Retaining Structures and Basement Walls, in: Geotechnical Engineering State of the Art and Practice. pp. 335–358.

Sokolovski, V. V. (1965). Statics of granular media. New York: Pergamon Press.

Steedman, R.S., Zeng, X., 1990. The influence of phase on the calculation of pseudo-static earth pressure on a retaining wall. Géotechnique 40, 103–112.

Subba Rao, K.S., Choudhury, D., 2005. Seismic Passive Earth Pressures in Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 131, 131–135.

Veletsos, A.S., Younan, A.H., 1994. Dynamic soil pressures on rigid vertical walls. Earthquake Engineering & Structural Dynamics 23, 275–301.

Venanzio R.Greco, 2003. Pseudo-Static Analysis For Earth Thrust Computations. SOILS AND FOUNDATIONS, Japanese Geotechnical Society 43, 135–138.

Verruijt, A., 1996. Soil dynamics. Technische Universiteit, Faculteit Civiele Techniek.

Vrettos, C., Beskos, D.E., Triantafyllidis, T., 2016. Seismic pressures on rigid cantilever walls retaining elastic continuously non-homogeneous soil: An exact solution. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 82, 142–153.

Wang, S., Hagan, P.C., Cao, C., 2016. Chapter 5 - Slope Engineering, in: Advances in Rock-Support and Geotechnical Engineering. Butterworth-Heinemann, pp. 281–333.

Watanbe, K., Munaf, Y., Koseki, J., Tateyama, M., Kojima, K., 2003. behaviors of several types of model retaining walls subjected to irregular excitation. soils and foundations 43, 13–27.

Whitman, R.V., 1991. Seismic design of earth retaining structures. Proceedings, Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE, St. Louis, MO., 1767-1778.

Wood, J. H, 1973. Earthquak e-induced soil pressures on structures. Ph.D thesis, the California institute of Technology, Pasadena, California, USA.

X. Zeng, R. S. Steedman, 1993. On the behaviour of quay walls in earthquakes. Géotechnique 43, 417–431.

ZARRABI-KASHANI, K., 1979. Sliding of gravity retaining wall during earthquakes considering vertical acceleration and changing inclination of failure surface. Ph.D thesis, Massachusetts Institute of Technology.

Zhai, E., Davis, C.A., Yan, L., Hu, J., 2013. Numerical simulations of geotechnical centrifuge modeling of seismic earth pressures on an underground restrained structure. International Efforts in Lifeline Earthquake Engineering 38, 369.

Zhang, C., Wolf, J.P. (Eds.), 1998. Dynamic soil-structure interaction: current research in China and Switzerland, Developments in geotechnical engineering. Elsevier, Amsterdam ; New York.

Lien d'internet:

http://www.seismescanada.rncan.gc.ca/historic-historique/caneqmap-fr.php

https://seismologie.be/fr/foire-aux-questions/comment-fonctionne-un-sismometre

Ressources naturelles Canada (RNCAN): http://tpe-cape-ondes.e-monsite.com/pages/i-les-seismes-et-les-ondes-sismiques.html

https://en.wikipedia.org/wiki/2010_Haiti_earthquake

http://www.cea.fr/comprendre/Pages/climat-environnement/complements-seismes/propagation-ondes-hypocentre-epicentre.aspx