TABLE DES MATIERES

Résumé I
Abstract II
ملخص III
Tables des matières IV
Liste des Figures VII
Liste des tableaux VIII
Liste des notations et abréviations XIV
Introduction Générale 1

CHAPITRE I **Méthodes de dimensionnement et calcul des ouvrages de soutènement**

1.1 Introduction 4
1.2 Généralités sur la conception des écrans de soutènement 4
1.3 Les états limites appréciés aux écrans de soutènement 5
1.4 Méthodes classiques de calcul des soutènements 8
1.4.1 Principes de bases des méthodes classiques 8
1.4.2 Revue sur les méthodes classiques ou de la théorie de poussée et butée 9
1.4.3 Utilisation des méthodes par type modèle de soutènement 18
1.4.4 Méthodes particulières de calcul et de dimensionnement des écrans de soutènement 18
1.4.5 Choix de la méthode de calcul et du coefficient de sécurité 24
1.4.6 Méthode de coefficient de réaction 25
1.4.7 Principaux avantages et inconvénients de la méthode du coefficient de réaction 32
1.5 La modélisation des écrans de soutènement par la méthode des éléments finis 32
1.5.1 Modélisation du comportement des différents éléments de l'ouvrage 34
1.5.2 Définition de la géométrie du modèle et constrcution de maillage 35
1.6 Généralités sur la Conception des murs de soutènement 41
1.6.1 Modes de rupture des murs en béton armé de type ''Cantilever'' 41
1.6.2 Prédimensionnement initial et proportionnel du mur en T renversé 42
1.6.3 Méthodes de calcul de la pression des terres derrière un mur en béton armé de type ''Cantilever'' 44
1.6.4 Calcul de la stabilité externe du mur en béton armé de type ''Cantilever'' 46
1.7 Conclusion 49

CHAPITRE II **Synthèse sur l'action latérale des terres derrière les ouvrages de soutènement**

2.1 Introduction 52
2.2 Les composantes de la pression des terres 53
2.3 Aspect des pressions des terres exercées sur les ouvrages de soutènement 54
2.4 Coefficient de pression des terres au repos 55
2.5 Validité de l'équation de Jaky 57
2.6 Passage en revue des travaux de prédiction de pressions des terres latérales sur les 57

ouvrages de soutènement
2.6.1 Travaux créateurs 57
2.6.2 Effet des modes de mouvement du mur sur la distribution des pressions des terres latérales 58
2.6.3 Effet de l'intensité et le point d'application des pressions latérales 59
2.6.4 Phénomène de voûte affectant la distribution des pressions latérales 60
2.7 Quel choix du coefficient de pression des terres? 60
2.8 Méthodes usuelles de calculs des pressions des terres 61
2.9 Travaux analytiques de Sangchul Bang (1985) 63
2.10 Travaux numériques d'Anthonny Goh (1993) 64
2.11 Conclusion 66

CHAPITRE III Etude paramétrique et comparative d'un écran de soutènement flexible

3.1 Introduction 68
3.2 Apercus historiques sur les travaux en centrifugeuses 69
3.3 Modèle de référence 71
3.4 Description du modèle 71
3.4.1 Paramètres initiaux du sol et de la paroi moulée 72
3.4.2 Conception du modèle numérique 72
3.4.3 Résultats et interprétations 72
3.4.4 Validation des résultats expérimentaux 74
3.5 La modélisation numérique de la paroi moulée autostable en utilisant la méthode des éléments finis 76
3.5.1 Analyse avec le modèle de Mohr-Coulomb 76
3.6 Analyse avec le modèle du sol avecécrouisage HSM 81
3.6.1 Brève présentation du modèle du sol avec écrouissage HSM 81
3.6.2 Procéssus de calcul 82
3.6.3 Interprétation et commentaires 84
3.7 Conclusion 89

CHAPITRE IV Analyse du comportement des murs de soutènement de type " Cantilever "

4.1 Introduction 90
4.2 Évaluation de l'apport des modèles avancés dans la justification des ouvrages 91
4.2.1 Revue sur les travaux de Rouilli 92
4.2.2 Géométrie du mur de soutènement 93
4.2.3 Analyse des résultats et discussions 99
4.2.4 Analyse des résultats et discussions 104
4.3 Modélisation et analyse du comportemnt des murs de type ''Cantilever'' 104
4.3.1 Géométrie du mur de soutènement 104
4.3.2 Conception du modèle numérique et procédures du calcul 105
4.3.3 Analyse du comportement du sol de fondation sous les effets des différents facteurs 112

4.4 Estimation des pressions latérales derrière les murs de type ‘‘Cantilever’’ par analyse des régressions linéaire et polynomiale **134**
4.4.1 Analyse des effets des sols soutenus **134**
4.4.2 Analyse des effets des sols de fondation **139**
4.4.3 Analyse de l’effet de la pente du remblai en surcharge **141**
4.4.4 Estimation des pressions de terres latérales actives par la méthode de l’analyse de régression linéaire **144**
4.4.5 Analyse de l’évolution du coefficient de pressions active en fonction de la variation de l’emplacement du voile **156**
4.4.6 Commentaires et suggestions **161**
4.5 Conclusion **162**
5 Conclusion Générale **164**
Références bibliographiques **166**

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure 1.1 Exemples de modes limites pour la rupture rotationnelle des écrans de soutènement-Eurocode7.1 (2004) **6**

Figure 1.2 Exemple de mode limite pour la rupture verticale des écrans de soutènement-Eurocode7.1 (2004) **6**

Figure 1.3 Exemples de modes limites pour la rupture par arrachement des ancrages-Eurocode7.1 (2004) **6**

Figure 1.4 Principe conventionnel du modèle d'équilibre limite.(MEL)- K-réa.V3(2011) **8**

Figure 1.5 Equilibre du coin de Coulomb- Plumelle (2002) **10**

Figure 1.6 Pression des terres active selon Coulomb **10**

Figure 1.7 Pression des terres active selon Rankine **11**

Figure 1.8 Représentation de la pression des terres active par le cercle de Mohr **11**

Figure 1.9 Diagramme de distribution de pression des terres active pour un sol cohésif **11**

Figure 1.10 Pression des terres active selon Rankine- Cas général **11**

Figure 1.11 Pression des terres passive selon Rankine **15**

Figure 1.12 Représentation de la pression des terres passive par le cercle de Mohr **15**

Figure 1.13 Diagramme de distribution de pression des terres passive pour un sol cohésif **16**

Figure 1.14 Coin de Boussinesq **16**

Figure 1.15 Construction de Culmann pour le calcul de la poussée active **17**

Figure 1.16 Etats correspondants **17**

Figure 1.17 Équilibre d'un rideau rigide- Josseaume (1974) **20**

Figure 1.18 Calcul à l'état limite d'un rideau encastré, non ancré (sol pulvérulent)-Josseaume (1974) **21**

Figure 1.19 Hypothèses admises pour le calcul d'un rideau non ancré- Schlosser(1994) **21**

Figure 1.20 Mécanisme de rupture d'un écran simplement buté- Delattre (2001) **22**

Figure 1.21 Rideau ancré en tête, simplement buté en pied- Schlosser (1994) **22**

Figure 1.22 Efforts pris en compte dans le calcul d'un rideau encastré, ancré en tête–Josseaume (1974) **23**

Figure 1.23 Calcul d'un rideau encastré, ancré en tête par la la méthode de la poutre équivalente- Josseaume (1974) **24**

Figure 1.24 Relation entre la cote du point de flexion nulle et l'angle de frottement interne-Josseaume (1974) **24**

Figure 1.25 Méthode du module de réaction-Corté (1979) **26**

Figure 1.26 Etats de déplacement d'un rideau (fiche faible)-Josseaume (1974) **27**

Figure 1.27 Principe du calcul du module de réaction par la méthodepresssiométrique–Josseaume (1974) **29**

Figure 1.28 Valeurs du parmètre dimensionnel «a»- Manuel K-Rea (2006) **30**

Figure 1.29 Valeurs du coefficient de réaction K_h en fonction de la cohésion C et l'angle de frottement-(Abaques de Chadeisson)- Manuel K-Rea (2006) **32**

Figure 1.30 Éléments de massif bidimensionnels les plus utilisés- Mestat(1997) **34**

Figure 1.31 Éléments de massif tridimensionnels les plus utilisés-Mestat (1997) **34**

Figure 1.32 Dimensions conseillées pour modéliser une excavationnon soutenue en déformation plane - Mestat (1997) **36**

Figure 1.33 Dimensions conseillées pour la modélisation d'une excavation et écran sans appuis en déformation plane- Bakker (2008) **36**

Figure 1.34 Zones en plasticité aux environs de soutènement d'excavation-Delattre (1999) **37**

Figure 1.35 Nomenclature et cotations usuelles des éléments structuraux du mur en T renversé **42**

Figure 1.36 Modes de rupture du mur de soutènement en béton armé en forme de T renversé **42**

Figure 1.37 Approches des prédimensionnements initiaux du mur de soutènement enbéton armé en T renversé **44**

Figure 1.38 Plans de rupture possibles et méthodes de calcul de la pression des terres derrière un mur en T renversé **46**

Figure 1.39 Exemple de traitement du problème de stabilité globale **48**

CHAPITRE II

Figure 2.1 Pression des terres au repos **53**

Figure 2.2 Diagrammes de pression des terres au repos **53**

Figure 2.3 Illustration des pressions actives et passives avec la gamme habituelle des valeurs pour sols pulvérulents et cohérents **53**

Figure 2.4 Relation typique entre k_0 et le coefficient de surconsolidation «OCR» pour les sols argileux- (Craig, 2005) **53**

Figure 2.5 Types de modes de mouvement des murs de soutènement a)- Etat actif b)- Etat passif **59**

Figure 2.6 Influence des modes de mouvement sur la distribution des pressions de terres latérales actives **59**

Figure 2.7 Développement des états intermédiaires entre l'état de repos et l'état actif de Rankine **61**

Figure 2.8 Variation des pressions latérales actives- Bang (1985) **64**

Figure 2-9 Modèle numérique typique avec maillage- Goh (1993) **65**

Figure 2-10 Mouvement du mur après remblaiement **65**

Figure 2-11 Pressions des terres latérales- Variation de la rigidité du mur **65**

Figure 2-12 Pressions des terres latérales- Variation des conditions de frottement de l'interface du mur **65**

Figure 2-13 Simple concept proposé des profils de pressions des terres latérales-Goh (1993) . **65**

CHAPITRE III

Figure 3.1 Répartition indicative des articles publiés par type d'ouvrages et traitant des essais en centrifugeuses (après Corté, 1986) **71**

Figure 3.2 Profils des moments de flexion (a) et les déplacements horizontaux (b) obtenu avec K_h obtenu par les trois méthodes (K1 Balay, K2 Schmitt et K3 Chadeisson) avec les tables de Kerisel et Absi **73**

Figure 3.3 Profils des moments de flexion (a) et les déplacements horizontaux (b) Obtenu avec K_h obtenu par les trois méthodes (K1 Balay, K2 Schmitt et K3 Chadeisson) avec la méthode de Rankine **73**

Figure 3.4 Profils des moments de flexion (a) et les déplacements horizontaux (b) obtenu avec K_h obtenu par les trois méthodes (K1 Balay, K2 Schmitt et K3 Chadeisson) avec la méthode de Coulomb **74**

Figure 3.5 Profils des moments de flexion (a) et les déplacements horizontaux (b) Obtenu avec K_h obtenu par des abaques de Chadeisson et la méthode de Rankine **74**

Figure 3.6 Dimensionsgéometriques et maillage utilisées pour le modèle numérique **77**

Figure 3.7 Profils des moments de flexion (a) et des déplacements horizontaux (b) par hauteur d'excavation avec E_{sol}= 10 MPa, c = 0 kPa et R_{inter} = 0.88 ..... **79**

Figure 3.8 Profils des moments de flexion (a) et des déplacements horizontaux (b) par hauteur d'excavation avec E_{sol}=10 MPa, c= 2.60 kPa et R_{inter}= 0.88 ..... **79**

Figure 3.9 Comparaison entre les profils des moments de flexion (a) et des déplacements (b) par méthodes de calculs pour différentes hauteurs d'excavation **81**

Figure 3.10 Comparaison entre les profils des moments de flexion (a) et des déplacements (b) par méthode de calculs pour H_e = 5.83 m **81**

Figure 3.11 Analyse de l'influence du module de déchargement et derechargement E_{ur} sur les moments de flexion (a) et les déplacements(b)– Modèle de comportement de sol HSM **85**

Figure 3.12 Analyse de l'influence du ratio de sur consolidation ''OCR'' sur les moments de flexion (a) et les déplacements (b) - Modèle de comportement de sol HSM avec E_{ur}=45MPa **85**

Figure 3.13 Analyse de l'influence du facteur de puissance "m" sur les moments d flexion a) et les déplacements (b) - Modèle de comportement de solHSM avec E_{ur}= 45MPa **86**

Figure 3.14 Analyse de l'influence du module de déchargement et de rechargement E_{ur} sur la surface des tassements derrière l'écran de soutènement avec OCR =1 ..... **88**

Figure 3.15 Analyse de l'influence du ratio de sur consolidation ''OCR'' sur la surface des tassements derrière l'écran de soutènement avec E_{ur} = 45 MPa **88**

Figure 3.16 Effets du module sécant E_{50}^{ref} sur des moments de flexion **88**

Figure 3.17 L'analyse de l'influence du module sécant E_{50}^{ref} sur les déplacements horizontaux **88**

CHAPITRE IV

Figure 4.1 Dimensions géométriques du mur de soutènement..... **94**

Figure 4.2 Dimensions géométriques du modèle en éléments finis..... **94**

Figure 4.3 Maillages déformées des modèles numériques sous effets des modèles de comportement du sol de fondation- Cal1, (Béton C30/37) avec échelle réelle..... **100**

Figure 4.4 Distribution des déformations de cisaillement équivalentes sous effets des modèles de comportement du sol de fondation- Cal1, (BétonC30/37) **101**

Figure 4.5 Evolution du coefficient de sécurité vis-à-vis les modèles de comportement, β=0 et θ=45- Cal 1 (100 itérations), (Béton C30/37)..... **102**

Figure 4.6 Evolution du coefficient de sécurité vis-à-vis la classe de la résistance du béton des éléments structuraux, β=0 et θ=45- Cal1..... **102**

Figure 4.7 Evolution du coefficient de sécurité avec la variation de l'angled'inclinaison du sol support adjacent et les modèles de comportementdu sol de fondation- Cal1 (100 itérations), (Béton C30/37)... **102**

Figure 4.8 Effet des modèles de comportement du sol de fondation du mur de soutènement $X = \frac{1}{4}b$X=1b/4, Pr=-8,31m, béton (C30/37)..... **102**

Figure 4.9 Influence de la hauteur du remblai et la longueur de sa pente sur le chemin des contraintes- Cal1, (Béton C30/37) **103**

Figure 4.10 Influence des modèles de comportement du sol de fondation sur le chemin des contraintes- Cal 2, (Béton C30/37) **103**

Figure 4.11 Dimensions géométriques du mur de soutènement..... **107**

Figure 4.12 Dimensions géométriques du modèle en éléments finis..... **107**

Figure 4.13 Effet de la variation de la hauteur du voile sur le chemin de déviateur des contraintes dans *le sol de fondation* -P_r=-8.31m, béton (C30/37)..... **114**

Figure 4.14 Effet de la variation de la hauteur du voile sur la distribution des tassements de surfaces dans *le sol de fondation*-P_r=-8.31m, béton (C30/37)..... **115**

Figure 4.15 Effet de la variation de la hauteur du voile sur la distribution des tassements de surfaces dans *le sol soutenu*-P_r=-8.31m, béton (C30/37)..... **117**

Figure 4.16 Effet de la rigidité du voile et de la semelle- X=0, Pr=-8.31m, béton C30/37)..... **119**

Figure 4.17 Effet de la rigidité de la semelle-$X = \frac{1}{4}b$, P_r=-8.31m, béton (C30/37)..... **120**

Figure 4.18 Effet de la position du voile du mur de soutènement - X=variable,Pr=-8.31m, béton (C30/37)..... **122**

Figure 4.19 Effet de la classe de résistance du béton et les modèles de comportement du sol de fondation du mur de soutènement **-**$X = \frac{1}{4}b$, P_r=-8.31m..... **124**

Figure 4.20 Effet de la variation de l'angle d'inclinaison du sol support du sol soutenu**-** $X = \frac{1}{4}b$, P_r=-8.31m, béton (C30/37) **125**

Figure 4.21 Comparaison entre effets des types de sols soutenus et les sols de fondation**-** $X = \frac{1}{4}b$**,** P_r=-8.31m, béton (C30/37)... ..... **128**

Figure 4.22 Comparaison des chemins de contraintes et des tassements de surfaces verticaux dans le sol de fondation**-** $X\frac{1}{4}b$, P_r=-8.31m, -5.81m et -3.81m..... **130**

Figure 4.23 Effet de la couche de forme sous la semelle du mur de soutènement-$X = \frac{1}{4}b$, **131**

P_r=-8.31m.....
Figure 4.24 Comparaison des effets des modèles de comportement du sol et la longueur de pente du remblai en surcharge-$X = \frac{1}{4}b$, P_r=-8.31m, h_r=2m..... **132**
Figure 4.25 Effet des phases d'exécution du remblayage derrière le mur de soutènement, MSD4-2,$X = \frac{1}{4}b$, P_r=-8.31m, béton (C30/37)..... **134**
Figure 4.26 Pressions latérales prédites sous effet du sol soutenu1, h_{Voile}=1.40b,X=variable... **136**
Figure 4.27 Pressions latérales prédites sous effets des types de sols soutenus- h_{Voile}=1.40b , $X = \frac{1}{4}b$..... **138**
Figure 4.28 Pressions latérales prédites sous effets des types de sols de fondation- h_{Voile}=1.40b,$X = \frac{1}{4}b$..... **140**
Figure 4.29 Pressions latérales prédites sous effet du remblai en surcharge,h_{Voile}=1.40b, $X = \frac{1}{4}b$..... **143**
Figure 4.30 Pressions de terres latérales en nuages de points ajustées par des droites de tendance en utilisant la méthode de régression linéaire, (Effet du sol soutenu1), h_{Voile}=1.40b, $X = \frac{1}{4}b$..... **146**
Figure 4.31 Approches 1 et 2 d'évaluation des pressions latérales issues des modèles d'ajustement par régression linéaire, (Effet du sol soutenu1), h_{Voile}=1.40b..... **150**
Figure 4.32 Pressions de terres latérales en nuages de poinst ajustées par desdroites de tendance en utilisant la méthode de régression linéaire,(Effet du sol soutenu1), h_{Voile}=1.40b, $X = \frac{1}{2}b$ et $X = \frac{3}{4}b$..... **151**
Figure 4.33 Approches 1 et 2 d'évaluation des pressions latérales issues desmodèles d'ajustement par régression linéaire, (Effet du sol soutenu1), h_{Voile}=1.40b, $X = \frac{1}{2}b$ et $X = \frac{3}{4}b$..... **152**
Figure 4.34 Profils des pressions latérales actives derrière le mur de soutènement "Cantilever", $\delta = \frac{1}{3}\varphi$ à 1φ, β=0, X=variable..... **155**
Figure 4.35 Approche proposée pour profils des pressions latérales actives à l'unité dèrrière un mur de soutènement de type "Cantilever", $\delta = \frac{1}{3}\varphi$ à 1φ, β≠0, X=variable **155**
Figure 4.36 Profils des pressions latérales actives derrière le mur de soutènementde type "Cantilever", $\delta = \frac{1}{3}\varphi$ à 1φ, β≠0, $X = \frac{1}{4}b$..... **156**
Figure 4.37 Approche proposée pour Profils des pressions latérales actives à l'unité derrière le mur de soutènement de type "Cantilever", δ=$\frac{1}{3}$ φ à 1φ, β≠0, $X = \frac{1}{4}b$..... **156**
Figure 4.38 Estimation du ratio (K_a/K) dans le sol soutenu1 suivant l'emplacement du voile du mur de soutènement, X=variable..... **157**
Figure 4.39 Estimation du coefficient des pressions latérales actives K_a dans le sol soutenu1suivant l'emplacement du voile du mur de soutènement, X=variable..... **157**
Figure 4.40 Estimation du coefficient des pressions latérales actives K_a selon l'équation (3-41) par type de sol soutenu, X=variable, k_0 suivant Jaky..... **160**

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

Tableau 1.1 Utilisation des méthodes par type de modèle de soutènement **18**

Tableau 1.2 Approches de prédimensionnements des murs acantilevers proposés par différents auteurs **43**

CHAPITRE II

Tableau 2.1 Méthodes usuelles de calculs des pressions des terres agissant sur les ouvrages de soutènement **61**

Tableau 2.2 Estimation des coefficients des pressions de terres actives et passive derrière les murs de soutènement rigides **62**

Tableau 2.3 Déplacement approximatif requis pour mobiliser les pressions des terres actives et passives .....

CHAPITRE III

Tableau 3.1 Résultats numériques issus des méthodes de calculs combinées **75**

Tableau 3.2 Propriétés des couches de sols et des interfaces **77**

Tableau 3.3 Confrontation des résultats calculés avec les résultats expérimentaux **78**

Tableau 3.4 Caractéristique du sol fixe de sable de Fontainebleau **83**

Tableau 3.5 Données d'entrée E_{ur}^{ref} - Choix n° 01 ..... **83**

Tableau 3.6 Les données d'entrée pour - Choix E_{ur}^{ref} n° 02 ..... **84**

Tableau 3.7 Les données d'entrée pour le pouvoir ‘‘m’’ - Choix n° 03 ..... **84**

Tableau 3.8 Contribution Les données pour ‘‘OCR’’- Choix n° 04 ..... **84**

CHAPITRE IV

Tableau 4.1 Propriétés du massif en remblai (Sol soutenu) **95**

Tableau 4.2 Propriétés du béton constituant le voile et la semelle **95**

Tableau 4.3 Propriétés géotechniques du sol de fondation 1 ..... **96**

Tableau 4.4 Modèles des murs de soutènements utilisés dans les simulations **97**

Tableau 4.5 Modèles des murs de soutènements utilisés dans les simulations **98**

Tableau 4.6 Résultats numériques des déplacements totaux et coefficientsde sécurité-Cal1, θ=45°, (Béton C30/37) **100**

Tableau 4.7 Propriétés géotechniques des couches de sols et des interfaces **108**

Tableau 4.8 Combinaison des modes de comportement des sols soutenus et sols de fondation par modèles de simulation **109**

Tableau 4.9 Propriétés des éléments structuraux des murs de soutènement **109**

Tableau 4.10 Modèles des murs de soutènements utilisés dans les simulations(1) **110**

Tableau 4.11 Modèles des murs de soutènements utilisés dans les simulations (2) **111**

Tableau 4.12 Estimation des pressions latérales derrière un mur de soutènementde type «Cantilever » sous effets des sols soutenus et sols de fondation selon l’approche proposée **153**

Tableau 4.13 Estimation des pressions latérales derrière un mur de soutènement de type **155**

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MEMOIRES

« Cantilever » en présence du remblai en surcharge..... 159
Tableau 4.14 Résultats comparatifsdes pressions latérales issus des équations (4-40), (4-41) et (4-42)..... 159

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

LISTE DES NOTATIONS ET ABREVIATIONS

Δ	Le déplacement positif	K_h	Coefficient de réaction
Δ_{min}	Le déplacement minimal	q_c	Résistance de pointe pénétrométrique
Δ_{max}	Le déplacement maximal	σ_V	La contrainte totale verticale
A	Aire de l'élément paroi	σ_h	La contrainte totale horizontale
b	Largeur d'élément de paroi considérée	σ_a	Contrainte totale horizontale active
C	Cohésion du sol	σ_b	Contrainte totale horizontale de butée
c_{ref}	Cohésion du sol de référence	σ'_h	Contrainte totale horizontale effective
E	Module d'Young	σ'_v	Contrainte totale verticale effective
E_{ref}	Module d'Young de référence	σ'_{v0}	Contrainte effective verticale au repos
E_m	Module presssiométrique du sol	σ_1	Contrainte horizontale
F_c	Force de contre butée	σ_3	Contrainte verticale
F_p , F_b	Forces de poussée et de butée	Z	Profondeur
H	Hauteur libre de l'écran de soutènement	Z_0	Hauteur de butée
H_L	Hauteur d'excavation limite	U	Pression hydrostatique
H_e	Hauteur d'excavation	R	Réaction totale du sol
L_0	La longueur élastique de la paroi	W	Poids propre du mur
λ	Angle d'inclinaison de l'écran	E_{50}	Module sécant à 50% de résistance
β	Angle d'inclinaison du talus	E_{50}^{ref}	Module sécant de référence à 50% de résistance dans un essai triaxial
δ	Angle d'inclinaison du sol sur la normale à l'écran en état de poussée	E_{Oed}	Module oedométrique
ψ	Angle de dilatance	E_{Oed}^{ref}	Module tangent dans un essai oedométrique
a	Coefficient rhéologique du sol	E_{ur}^{ref}	Module de déchargement et rechargement
γ_d	Poids volumique sec moyen du sol	F_g	Coefficient de vérification de glissement
γ_{dmax}	Poids volumique sec maximal du sol	F_R	Coefficient de vérification de renversement

γ_{dmin}	Poids volumique sec minimal du sol
γ'	Poids volumique déjaugé
γ_{unsat}	Poids volumique du sol au dessus de la nappe phréatique
γ_{sat}	Poids volumique du sol en dessous de la nappe phréatique
γ_w	Poids volumique de l'eau
G_s	Densité des grains solide
ν	Coefficient de poisson
ν_{ur}	Coefficient de poisson de déchargement et rechargement
R_f	Facteur de rupture
K_x	Perméabilité horizontale
K_y	perméabilité verticale
R_{inter}	Facteur de réduction d'interface
φ	Angle de frottement interne du sol
φ'	Angle de frottement interne effectif du sol
θ	Angle d'inclinaison du sol naturel
τ	Contrainte de cisaillement
b	Largeur de la semelle du mur
X	Distance de positionnement du voile par rapport à la semelle
B_t	Largeur du talon
E_t	Epaisseur du mur en tête
E_p	Epaisseur du mur en pied
E_S	Epaisseur de la semelle
F_{gl}	Coefficient de vérification de la stabilité globale
P^{ref}	Pression de confinement de référence
m	Facteur de puissance de contrainte
ELS	Etat limite de service
ELU	Etat limite ultime
MDS	Mur de soutènement
MEL	Méthode à l'équilibre limite
MISS	Méthode d'interaction sol structure
MC	Modèle de sol de Mohr coulomb
HSM	Modèle de sol avec écrouissge
SSM	Modèle de sol mou
OCR	Coéfficient de surconsolidation
k_0	Coefficient de pression au repos
k_a	Coefficient de pression active actuel
$k_{a_{Rank}}$	Coefficient de pression de Rankine
k_p	Coefficient de pression passive
H_{voile}	Hauteur du voile

Introduction générale

Les ouvrages de soutènement sont des strcutures déstinées pour retenir des matériaux qui peuvent être soit des sols naturels, soit des matériaux d'origine industrielle, soit dans certains cas particuliers des matériaux allégés. Ils se regroupent dans sept à huit familles d' ouvrages de soutènement. Leur classement est essentiellement basé sur leur morphologies, leur modes de fonctionnement, leur matériaux de construction, la rigidité de leurs éléments structuraux et des sols de fondation et les sols qu'ils retiennent, leur modes d'exécution et leur domaine d'emploi qui dépend lui-même de nombreux facteurs assez importants. Ensemble, tous les ouvrages de soutènement se partagent la même caractéristique d'être influencés par les effets de la pression des terres excercée par les massifs de remblais soutenus. Dans la pratique d'ingineering, les forces de poussées résultantes peuvent être rerprises par le poids, par l'encastrement partiel ou total de l'ouvrage et par les systèmes d'ancrages conçus. En effet, la principale considération dans leur dimensionnements quel que soit leur type, est la correcte estimation de la pression des terres ou des matériaux qu'ils retiennent. Celle-ci dépend à la fois des caractéristiques du sol soutenu et du sol de fondation que leur modes de mouvement jouent un rôle important dans l'estimation de son intensité et de sa distribution. Pratiquement, un nombre important de méthodes et des expressions analytiques développées pour les calculs des pressions des terres latérales actives et passives, est souvent rapporté dans la litérature spécialisés, néanmoins aucun choix unifié n'est montré. Aussitôt, le problème d'évaluation de la pression des terres se transforme en un sujet attirant mais laborieux pour les chercheurs passionnés.

Dans ce contexte, ce travail se limite et s'intéresse à l'analyse des comportements de deux types d'ouvrages de soutènement qui n'appartiennent pas à la même famille des soutènement. Le choix est orienté vers l'analyse du comportement d'une paroi moulée mince de la classe des écrans de soutènement flexibles encastrés quand le deuxième ouvrage représente les murs gravitaires qui est un mur en béton armé en forme de T renversé ou encore appelé mur « Cantilever ». En consédirant l'effet interaction sol-structure, l'évaluation de l'apport des modèles de comportement avancés dans leur justification est analysée et discutée. En particulier, la pression des terres active derrière le 2ème ouvrage est analytiquement tentée et estimée.

La thèse est divisée en deux parties. La première partie est constituée de deux chapitres portant sur une étude bibliographique. Le premier chapitre recense les différentes méthodes de dimensionnement et calcul des écrans de soutènement et les murs de

soutènement gravitaire notamment les murs en béton armé en T renversé appelé encore les murs ‘‘Cantilevers ’’. Les méthodes classiques sont sommairement rappelées et avec plus de détails on discute les principes généraux de la méthode de calcul de coefficient de réaction et la méthode des éléments finis. Un espace est aussi réservé pour exposer des généralités sur la conception des murs en béton armé en T renversé sachant que notre travail vise en grande partie l’évaluation du comportement de ce type d’ouvrage sous les effets d’un nombre assez important de facteurs recensés et analysés.

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation des résultats issus d’une étude paramétrique et comparative d’un écran de soutènement flexible. En fait, le chapitre porte sur la modélisation numérique et l’analyse du comportement d’un écran de soutènement autostable du type paroi moulée en béton armé, fiché dans le sable par la méthode du coefficient de réaction à l’aide du logiciel K-Réa – Terrasol et par la méthode numérique aux éléments finis en utilisant le logiciel Plaxis 2D.

Pour la première méthode, l'analyse expose l'influence des principaux facteurs tels que la rigidité de la paroi, le phasage des travaux d’excavation, le module de Young, la cohésion et l'angle de frottement interne du sol. Pour la méthode des éléments finis, deux modèles de sol constitutifs sont utilisés tels que le modèle de Mohr-Coulomb MC et le modèle de sol avec écrouissage HSM. Dans le cas du dernier modèle HSM, la variation des facteurs requis pour le modèle a été spécialement étudié et elle concerne le module sécant à 50% de la résistance en compression $\boldsymbol{E_{50}^{ref}}$, le module de déchargement et de rechargement , facteur de puissance ‘‘m’’ et le rapport de surconsolidation (Over consolidation ratio) OCR. L’analyse des résultats se focalise sur la déformée de la paroi, les moments fléchissants, les déplacements horizontaux. Ainsi, ces résultats obtenus seront confrontés à d’autres résultats expérimentaux- Gaudin (2002). Par conséquent, une très bonne cohérence entre les résultats numériques et expérimentaux a été constatée. En complément, nous avons jugé utile d’enrichir le chapitre par une étude bibliographique relatant les principes de la modélisation physique en centrifugeuse. En conséquence, quelques travaux expérimentaux et numériques se rapportant à cette même méthode ont été rapportés et discutés. Pour des fins de contribution et afin d’évaluer l'évolution de l’usage de la centrifugeuse dans les domaines géotechnique, on s’est contenté de mettre à jour l'histogramme préparée par Corté et Garnier (1986). Le travail portait sur le recensement d’un nombre assez important des articles publiés et traitant des expériences en centrifugeuse par catégories des ouvrages géotechniques.

En particulier, le troisième chapitre rapporte les résultats d’une étude bibliographique se rapportant aux différents travaux expérimentaux et les différentes approches et méthodes

proposées pour l'estimation des pressions des terres derrières les murs de soutènements. En fait, on distingue de cette étude que toutes les recherches menées visent essentielles l'évaluation des trois principaux facteurs communément appelés coefficients de pressions de terres au repos, actif et passif et respectivement notés k_0, k_a et k_p. Distinctement, le coefficient au repos de Jaky s'impose comme un facteur d'une importance primordiale et incontournable pour toute estimation de pressions des terres. L'analyse de l'étude fait ressortir qu'actuellement, il n'existe aucune méthode commune mais on recense plusieurs approches et de différentes expressions mathématiques qui ont été proposées.

Le quatrième chapitre se développe en deux parties. En première étape, nous avons jugé nécessaire de réserver une partie pour exposer les résultats d'évaluation de l'apport des modèles avancés dans la justification des ouvrages de soutènement. En effet une synthèse des résultats aboutis est aussi à reporter. En tirant profit de ce qui précède, en 2ème étape, nous avons procédé à une étude paramétrique visant l'évaluation et l'analyse du comportement d'un ensemble de modèles de mur de soutènement en forme de ''L'', ''T'' renversé et en ''L'' inversé sous les effets d'une liste élargie de facteurs qui influent ses comportements. Par analyse de régressions linéaires et polynomiale, nous avons pu estimer la valeur de coefficient de pression des terres latérales actives $\boldsymbol{k_a}$ et qui s'insère entre les deux valeurs issu des deux méthodes classiques de Rankine et de Jaky. Les résultats aboutis sont en bonne cohérence avec les travaux antérieurs et satisfont la règle communément connue $\boldsymbol{k_0 > k_a > k_{aRank}}$. En suite, des profils simplifiés de pressions des terres actives derrière le mur de type « Cantilever » ont été proposés et insérés dans le document. Les profils proposés tiennent compte de l'absence et de la présence du remblai en surcharge derrière le mur.

1.1 Introduction

Les ouvrages de soutènement sont classés en trois grandes familles en realtion avec leur morphologie, matériaux de construction, leur rigidité et l'interaction sol-structure, leur modes de fonctionnement et aux systèmes de réalisation (Déblais, remblais et excavation), leur domaine d'emploi spécifique (Urbain, montagneux, aquatique)…etc. On distingue alors les murs poids ou gravitaires, les écrans de soutènements et les murs composites- **Eurocode 7.1 (2004)**. Dans la 1ère étape, ce chapitre est consacré à la représentation des différentes méthodes de dimensionnement et de calcul des écrans de soutènement qui regroupent les rideaux de palplanches et les parois moulées. En deuxième étape, un espace est aussi réservé pour exposer quelques généralites sur la conception des murs gravitaires notamment les murs en béton armé en T renversé ou autrement dit murs « Cantilevers ».

Généralités sur la conception des écrans de soutènement

Les écrans de soutènement sont des ouvrages relativement minces en acier, en béton armé et en bois qui peuvent être autostables, ancrés, butonnés ou supportés par butée. Ils se caractérisent par leur comportement assez complexe du fait qu'il résulte de l'effet de l'interaction sol-écran et ouvrage et d'une multitude de paramètres relatifs aux propriétés de l'écran lui-même, des éléments structuraux, du sol soutenu et de l'analyse des différentes phases de réalisation.

Dans la littérature géotechnique, on recense qu'il existe pratiquement autant de méthodes de calcul et de justification pour cette famille d'ouvrages de soutènement. En effet, il n'existe pas une seule méthode spécifique à un type ou à l'ensemble de la famille d'ouvrages mais plusieurs méthodes en peuvent être appliquées et qui donnent des résultats voisins des unes des autres. Le choix de la méthode est donc libre et il dépend du modèle de calcul considéré. Ainsi, ces méthodes relèvent de textes, de règles de calcul et de recommandations comme elles concernent aussi des méthodes de calcul pratique en s'appuyant sur les théories inspirées de l'expérience, de l'observation et de calcul codifié.

On distingue cinq familles de méthodes de calcul énumériées comme suivant- **Delattre (2001)**:

Les méthodes empiriques et semi-empiriques, tenant en compte le comportement observé des ouvrages.

Les méthodes classiques dites à la rupture, faisant appel à des calculs analytiques de la poussée et de la butée des terres.

La méthode du coefficient de réaction, prenant en compte l'effet d'interaction sol-structure, La méthode des éléments finis, prenant en compte de l'ensemble de l'ouvrage et son environnement.

1.3 Les états limites appréciés aux écrans de soutènement

A titre de rappel, les états limites exigés par l'Eurocode7 pour tous les ouvrages de soutènement concernent les cas de rupture suivants :

- Instabilité d'ensemble de l'ouvrage,
- Rupture des éléments structuraux de l'ouvrage (écran, tirant, bouton,…..).
- Rupture combinée dans le terrain et dans les éléments de structure,
- Rupture par soulèvement hydraulique et érosion régressive,
- Influence des mouvements de l'ouvrage de soutènement sur les ouvrages voisins et sur son environnement,
- Apparition des fissures sur l'ouvrage
- Transport inacceptable de particules de sol à travers ou par-dessous le mur ou l'écran,
- Changement de flux hydraulique ou celui de la nappe phréatique.
- Il y'aura lieu de rajouter également aux écrans de soutènement, les états limites supplémentaires schématisés par la figure (1.1) suivante :
- Rupture par rotation ou translation de l'écran ou de certaines de ses parties,
- Rupture par défaut d'équilibre vertical.

Rapport-Gratuit.com

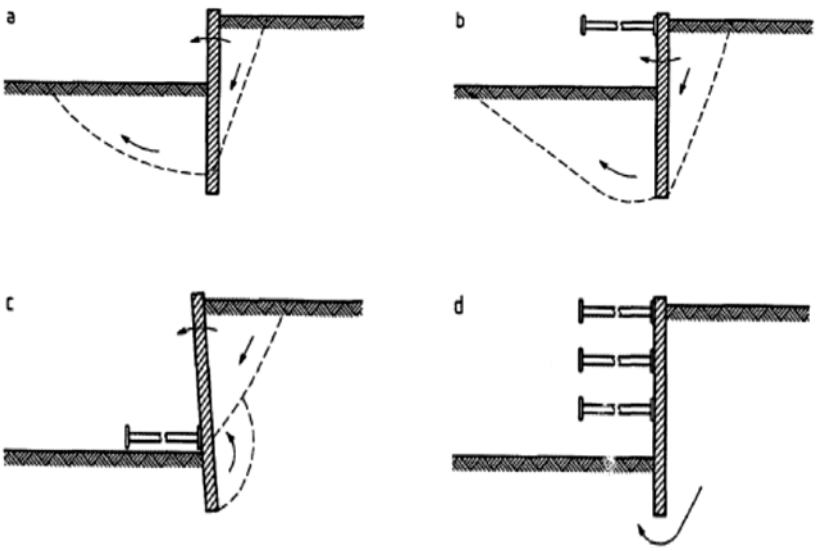


Figure 1.1 – Exemples de modes limites pour la rupture rotationnelle des écrans de soutènement- **Eurocode 7.1 (2004)**

Lorsque l'écran de soutènement satisfait la fonction de fondation, les cas de rupture suivants et schématisés respectivement par les figures (1.2) et (1.3) ci-dessous, devront être vérifiés pour assurer la stabilité verticale de l'écran:

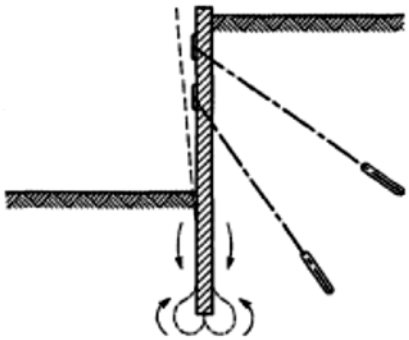


Figure 1.2 – Exemple de mode limite pour la rupture verticale des écrans de soutènement – **Eurocode 7.1 (2004)**

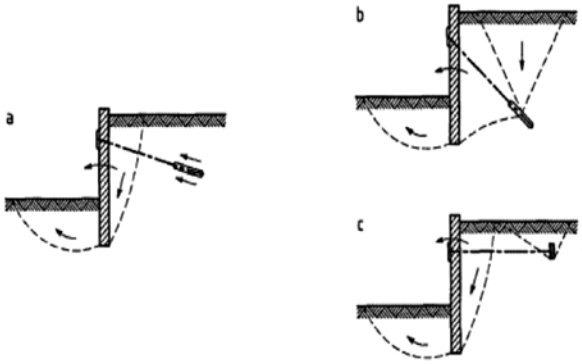


Figure 1.3 - Exemples de modes limites pour la rupture par arrachement des ancrages- **Eurocode 7.1 (2004)**

1.3.1 Présentation des vérifications ELU selon la norme NF P 94-282

La norme NF P 94-282 est une annexe française, apparue en mois de mars 2009. Elle représente le texte d'application de l'**Eurocode 7 (NF EN 1997)** au calcul des écrans de soutènement verticaux, que ces écrans soient autostables dits « en console » ou réalisés avec des appuis dits « ancrés ».

Ce texte fixe le cadre des vérifications aux états limites ultimes (ELU) et aux états limites de service (ELS), à mener vis-à-vis des principaux risques de ruine des écrans de soutènement :

- Vérification du défaut de butée des terrains
- Vérification de la résistance de la structure de l'écran et de ses appuis;
- Vérification de l'équilibre vertical de l'écran
- Vérification de la stabilité hydraulique
- Vérification de la stabilité du massif d'ancrage
- Vérification de la stabilité d'ensemble

1.3.1.1- Approches et méthodes de calcul

L'approche générale du calcul est « l'approche 02 » de l'EN 1997-1 telle que précisée dans la norme NF P 94-282 présentée ci- dessus . Le calcul des écrans peut être réalisé selon 02 méthodes de calcul à savoir :

a) - Méthode à l'équilibre Limite (MEL)

ce terme désigne les méthodes classiques de poussée-butée qui sont destinées à la justification des ouvrages autostables. Les calculs MEL servent à justifier la fiche des écrans autostables- figure(1.4).

b) - Méthode d'Interaction-Sol-Structure (MISS)

ce terme recouvre les méthodes au coefficient de réaction et les méthodes numériques. Ces méthodes sont destinées à la justification des ouvrages comportant au moins un niveau de tirants. Pour ces méthodes dite MISS, c'est l'approche 2 qui est mise en œuvre.

Pratiquement, le calcul est réalisé sans aucune pondération hormis sur les charges variables qui peuvent être pondérées par un coefficient de (1.1). Les effets des actions (le moment fléchissant et l'effort tranchant dans l'écran) sont pondérés par (1.35) et comparés aux valeurs de résistances des matériaux constituant l'écran et déterminées avec l'Eurocode approprié (par exemple, l'Eurocode 3 partie 5 pour les palplanches ou l'Eurocode 2 pour une paroi moulée). Les coefficients de poussée et de butée sont calculés selon la théorie de Caquot-Kérisel-Absi. Des exigences relatives à la réalisation des parois moulées notamment pour le béton (valeur de la résistance à la compression considérée) sont définies.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

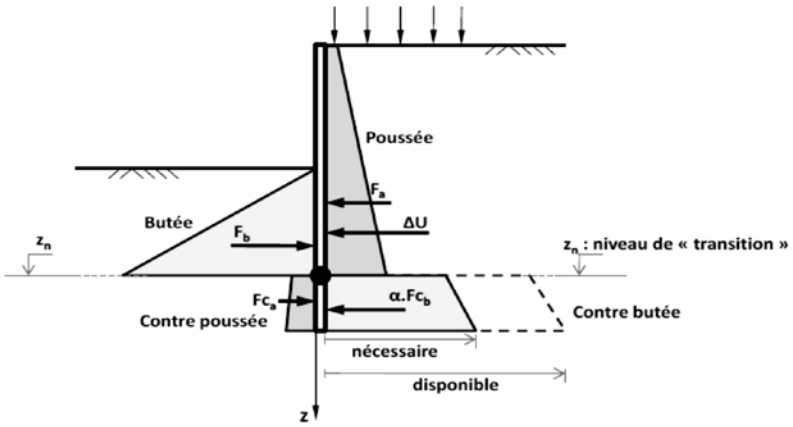


Figure 1.4- Principe conventionnel du modèle d'équilibre limite (MEL**)-**
K-réa.V4 (2016)

1.4 Méthodes classiques de calcul des soutènements

Il s'agit des méthodes de dimensionnement et de calcul des ouvrages géotechniques plus anciennes qui se basent sur des théories classiques de la poussée et de la butée. Aussi appelées méthodes traditionnelles à la rupture car elles sont toutes fondées sur un même postulat de base lié à la condition réalisée de rupture plastique au sein du massif ou le long des surfaces spécifiques. Du fait qu'elles sont appliquées pour les ouvrages rigides et elles considèrent le sol comme un matériau plastique, elles sont aussi appelées « méthodes à comportement rigide –plastique » dans certains ouvrages de litératures géotechniques- **Plumelle et al, (2002)**.

1.4.1 Principes de bases des méthodes classiques

En s'appuyant sur cette notion de poussée et de butée, les méthodes classiques, basées sur des schémas de comportement simplifiés, s'intéressent à la vérification des deux états d'équilibre limite résultants et par conséquent elles nécessitent la détermination des distributions des contraintes exercées sur l'écran par application de différents coefficients. On parle ici en particulier du coefficient de pression latérale des terres k_0 , du coefficient de pression des terres actives k_a et du coefficient de pressions des terres passives ou de butée k_p. Dans le chapitre 3 qui suit, on expose quelques travaux expérimentaux, observationnels et numériques portant sur l'estimation des pressions des terres latérales derière les murs de soutènement rigides basés sur l'évaluation de ces trois facteurs principaux. En plus du poids volumique, le comportement du sol est défini par deux principaux paramètres caractéristiques de chaque couche du sol qui sont l'angle de

frottement et la cohésion du massif, cependant l'interaction sol-écran est considérée généralement rugueuse. Toutefois, ces deux états limites peuvent être vérifiées et justifiées en fonction de l'équilibre des contraintes développées dans le massif du sol autour de l'écran ou par l'équilibre des résultantes des forces exercées par le sol sur la paroi.

Ces méthodes de calcul pratiquement indispensables pour le prédimensionnement des ouvrages de soutènement, sont simples et rapides et fournissent des résultats assez satisfaisants néanmoins elles sont inaptes pour quantifier les déplacements de l'écran comme elles ignorent l'influence de déplacement et de rotation de l'écran sur les réactions du sol ainsi que l'influence de la déformation du sol et les appuis sur les efforts et les moments induits dans l'écran- **Vossoughi et al, (2001)**.

1.4.2 Revue sur les méthodes classiques ou de la théorie de poussée et butée

Plusieurs méthodes ont été développées en se basant sur la théorie des états limites de poussée et de butée et elles sont pratiquement utilisées dans les calculs des ouvrages de soutènements. La méthode de coulomb est la méthode fondatrice de toutes les autres méthodes développées ultérieurement à l'instar des méthodes de Rankine, Boussinesq-Caquot et Kérisel, Sokolovski, Cullmann, les états correspondants, Brunch-Hansen, la ligne élastique et la poutre équivalente…

1.4.2.1 Méthode de Coulomb

La théorie de Coulomb s'intéresse à un massif de sol homogène et isotrope , pulvérulent limité par un talus semi infini plan- Figure (1.6).

1.4.2.1.1 Hypothèses

Coulomb a considéré les hypothèses simplificatrices suivantes :

1) La surface de glissement dans le sol est un plan.
2) Le matériau contenu à l'intérieur du prisme de glissement se comporte comme un corps solide indéformable.
3) le coefficient de frottement, supposé connu du sol sur l'écran (soit tg δ)
4) Le sol est sec en absence de la nappe phréatique .
5) La cohésion n'est pas prise en compte.

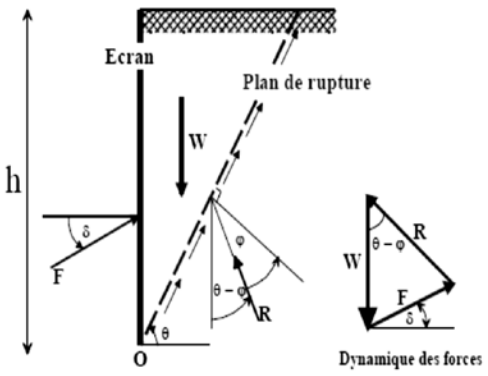


Figure 1.5 - Equilibre du coin de Coulomb - **Plumelle (2002)**

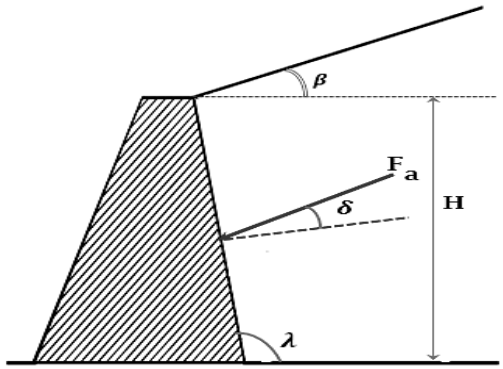


Figure 1.6- Pression de terres sur un mur selon Coulomb

1.4.2.1.2 Méthode de coulomb –Poncelet

En se basant sur les mêmes hypothèses simplificatrices considérées par la méthode de Coulomb, Poncelet a généralisé cette méthode à un écran incliné d'un angle λe et à un sol surmonté d'un talus d'angle β illustrée par la figure (1.6).

La force résultante de pression est donnée par l'expression suivante :

$$F_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 k_a \qquad (1.1)$$

avec K_a coefficient de pression des terres active donné par la formule de Poncelet suivante:

$$K_a = \frac{Sin^2(\lambda - \varphi)}{Sin^2\lambda . Sin(\lambda - \delta)}\left[1 + \sqrt{\frac{Sin(\varphi + \delta).Sin(\varphi + \delta)}{Sin(\lambda + \delta).Sin(\lambda - \beta)}}\right]^{-2} \qquad (1.2)$$

Lorsque $\beta = 0$, $\lambda = \frac{\pi}{2}$ et $\delta = 0$ pour un parament de mur lisse, on obtient:

$$K_a = \frac{1 - Sin\varphi}{1 + Sin\varphi} = tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \qquad (1.3)$$

1.4.2.1.3 Avantages et limitations de la méthode de Coulomb

La méthode de coulomb est assez simple dans son application par ses hypothèses simplificatrices, elle suppose des plans de rupture applicable dans le cas de poussée et par contre elle ne l'est pas dans le cas de la butée pour laquelle les surfaces de rupture ne peuvent être assimilées à des plans. D'autre part, cette théorie suppose que l'angle de frottement du sol sur l'écran est connu, chose qui fait doute sur la validité des résultats obtenus en s'appuaynt seulement sur une valeur estimée. En revanche, elle permet d'examiner l'équilibre même lorsque la géométrie du terrain derrière le mur est complexe

ou que la répartition des charges derrière le mur est hétérogène, mais les résultats doivent être utilisés avec précaution en utilisant la méthode graphique voire la méthode de Cullman.

1.4.2.2 Théorie de Rankine active

Rankine considère l'état de l'équilibre plastique limite (tout juste avant la rupture). Cette théorie satisfait la solution de la borne inférieure de l'analyse limite. L'état de contrainte est alors représenté par le cercle de Mohr à la rupture suivant la figure (1.8). Les plans de rupture sont inclinés de $\theta = \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right)°+)$ par rapport au plan principal majeure et ils sont montrés par la figure (1.7). Lorsqu'une masse de sol est caractérisée par une contrainte principale qui agit dans la même direction en tout point, il se forme un réseau de plans d'écoulement dit lignes de glissement, également inclinés par rapport aux plans principaux.

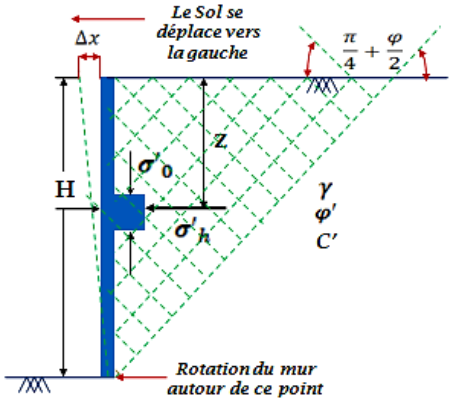


Figure 1.7- Pression des terres active selon Rankine

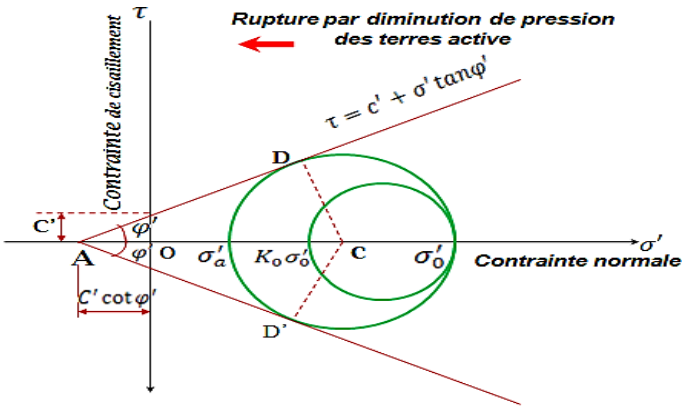


Figure 1.8- Représentation de la pression des terres active par le cercle de Mohr

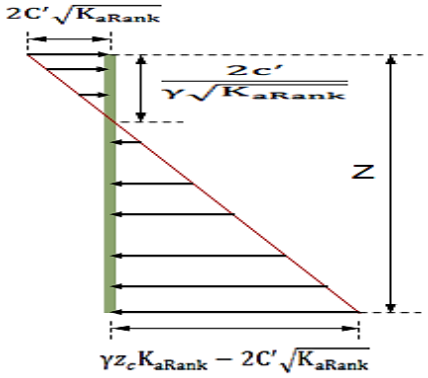


Figure 1.9- Diagramme de distribution de pression des terres active pour un sol cohésif

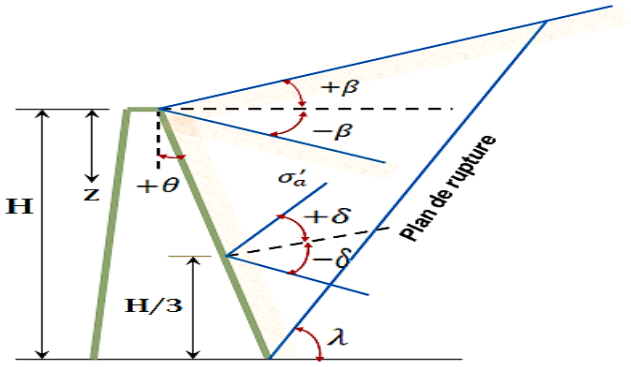


Figure 1.10- Pression des terres active selon Rankine -Cas général

1.4.2.2.1 Hypothèses

En plus des hypothèses suivantes concernant le sol semi-infini, homogène et isotrope, la condition de déformation plane, la courbe intrinsèque de Mohr–Coulomb et le massif à surface libre plane, Rankine avait rajouté l'hypothèse que la présence de mur ou d'un écran ne modifie pas la répartition des contraintes dans le massif- Figure (1.10).

Lorsque le mur se déplace loin du sol soutenu avec une distance Δx comme il est indiqué dans la figure (1.7), la pression des terres sur le mur à n'importe quelle profondeur sera réduite. Pour un mur à un parament lisse (sans frottement), la pression des terres horizontale σ_h' à la profondeur z sera égale à $k_0\sigma_0' = k_0\gamma z$.

Alors lorsque $\Delta x = 0$, $\sigma_h' = k_0\gamma z$ et quand $\Delta x > 0$, $\sigma_h' < k_0\gamma z$.

Les deux cercles de Mohr (Petit et grand) correspondant aux deux cas de déplacements du mur sont respectivement montrés dans la figure (1.8). Le grand cercle de Mohr marque la pression des terres latérale $\boldsymbol{\sigma_a'}$ qui est la contrainte principale mineure appelée «Pression des terres latérale active de Rankine ». Par conséquent, les contraintes principales du cercle de Mohr qui touche la droite de rupture d Mohr Coulomb sont évaluées comme suivant:

$$\mathrm{Sin}\varphi' = \frac{CD}{AC} = \frac{CD}{AO+OC} \quad \text{Avec CD: Rayon du cercle de rupture} \tag{1.4}$$

$$CD = \frac{\sigma_0' - \sigma_a'}{2} \tag{1.5}$$

$$\text{Et} \qquad AO = C' \cot\varphi' \tag{1.6}$$

$$\text{Or} \qquad OC = \frac{\sigma_0' + \sigma_a'}{2} \tag{1.7}$$

$$\text{Donc} \quad \mathrm{Sin}\varphi' = \frac{\frac{\sigma_0' - \sigma_a'}{2}}{C' \cot\varphi' + \frac{\sigma_0' + \sigma_a'}{2}} \tag{1.8}$$

$$\text{On obtient} \quad C' \cot\varphi' + \frac{\sigma_0' + \sigma_a'}{2}\mathrm{Sin}\varphi' = \frac{\sigma_0' - \sigma_a'}{2} \tag{1.9}$$

$$\text{Donc} \qquad \sigma_a' = \sigma_0' \frac{1 - \mathrm{Sin}\varphi'}{1 + \mathrm{Sin}\varphi'} - 2C' \frac{\cos\varphi'}{1 + \mathrm{Sin}\varphi'} \tag{1.10}$$

$$\text{Avec} \qquad \sigma_0' = \gamma z \tag{1.11}$$

$$\text{Et} \qquad \frac{1 - \mathrm{Sin}\varphi'}{1 + \mathrm{Sin}\varphi'} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right) \tag{1.12}$$

$$\frac{\cos\varphi'}{1+\mathrm{Sin}\varphi'} = \tan\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi'}{2}\right) \tag{1.13}$$

Après substitutions dans l'équation (1.7), on obtient:

$$\sigma'_a = \gamma z \tan^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi'}{2}\right) - 2C'\tan\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi'}{2}\right) \tag{1.15}$$

Pour un sol pulvérulent (c'=0), on obtient :

$$\sigma'_a = \gamma z \tan^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi'}{2}\right) \tag{1.16}$$

$$\sigma'_a = \sigma'_0 \tan^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi'}{2}\right) \tag{1.17}$$

$$\tan^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi'}{2}\right) = \frac{\sigma'_a}{\sigma'_0} \tag{1.18}$$

Le rapport du σ'_a sur σ'_0 est appelé coefficient de pression des terres active de Rankine, il est usuellement donné par l'expression suivante :

$$k_{a\mathrm{Rank}} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi'}{2}\right) \tag{1.19}$$

Pour un sol cohésif (c'= 1), la pression des terres active est donnée par :

$$\sigma'_a = \gamma z k_{a\mathrm{Rank}} - 2C'\sqrt{k_{a\mathrm{Rank}}} \tag{1.20}$$

Lorsque z=0, la pression des terres active σ'_a sera égale à $(-\mathbf{2C'}\sqrt{\mathbf{k_{aRank}}})$. Ceci indique une contrainte de cisaillement qui dimunie relativement avec la profondeur Z et s'annule à la profondeur critique $\mathbf{z_c}$- Figure (1.9).

En mettant $\sigma'_a = \gamma z_c k_{a\mathrm{Rank}} - 2C'\sqrt{k_{a\mathrm{Rank}}} = 0$, la profondeur critique $\mathbf{z_c}$ aura pour valeur finale suivante:

$$z_c = \frac{2c'}{\gamma\sqrt{k_{a\mathrm{Rank}}}} \tag{1.21}$$

1.4.2.2.2 Théorie de Rankine pour le cas général

En premier temps, Rankine a développé sa théorie de pression des terres actives et passive pour le cas d'un mur à parament lisse et vertical qui soutient uniquement un sol à surface supèrieure horizontale. Néanmoins, il l' a étendu pour le cas général qui tient

compte de l'inclinaison éventuelle du mur avec possibilité de soutenir des sols à sufaces supèrieures inclinées- Figure (1.11).

Selon Rankine, la pression des terres active excercée sur le mur est calculée par l'expression suivante:

$$\sigma'_a = \frac{\gamma z \cos\beta \sqrt{1 + \mathrm{Sin}^2\varphi' - 2\mathrm{Sin}\varphi' \cos\alpha_a}}{\mathrm{Cos}\beta + \sqrt{\mathrm{Sin}^2\varphi' - \mathrm{Sin}^2\beta}} \tag{1.22}$$

Avec:

$$\alpha_a = \sin^{-1}\left(\frac{\mathrm{Sin}\beta}{\mathrm{Sin}\varphi'}\right) - \beta - 2\theta \tag{1.23}$$

Et

$$\delta = \tan^{-1}\left(\frac{\mathrm{Sin}\varphi' \mathrm{Sin}\varphi' \alpha_a}{1 - \mathrm{Sin}\varphi' \mathrm{Cos}\alpha_a}\right) - \beta - 2\theta \tag{1.24}$$

En conséquence, la force active résultante F_a est calculée par la formule suivante:

$$F_a = \frac{1}{2} k_a H^2 \tag{1.25}$$

Avec:

$$k_a = \frac{Cos(\beta - \theta)\sqrt{\sqrt{1 + \mathrm{Sin}^2\varphi' - 2\mathrm{Sin}\varphi' \cos\alpha_a}}}{Cos^2\theta\left(Cos\beta + \sqrt{\mathrm{Sin}^2\varphi' - \mathrm{Sin}^2\beta}\right)} \tag{1.26}$$

$\boldsymbol{k_a}$ est appelé coefficient de pression des terres actives pour les cas généraux.

Le point d'application est appliquée à un tiers de la hauteur dumur depuis la base. Toutefois, le plan de rupture par son coté BC fait un angle d'inclinaison λ avec la ligne horizontale passant par la base du mur. Cet angle λ peut être calculé

par l'expression suivante:

$$\lambda = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} + \frac{\beta}{2} - \frac{1}{2}\sin^{-1}\left(\frac{Sin\beta}{Sin\varphi'}\right) \tag{1.27}$$

1.4.2.2.3 Théorie de Rankine passive

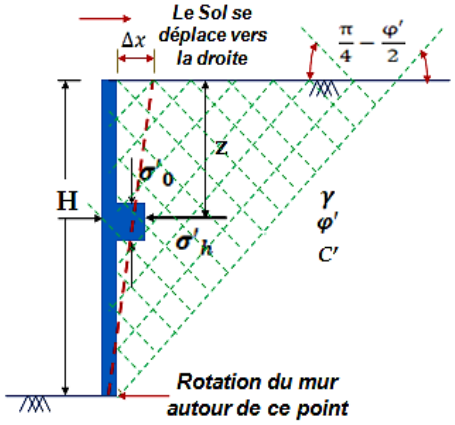


Figure 1.11- Pression des terres passive selon Rankine

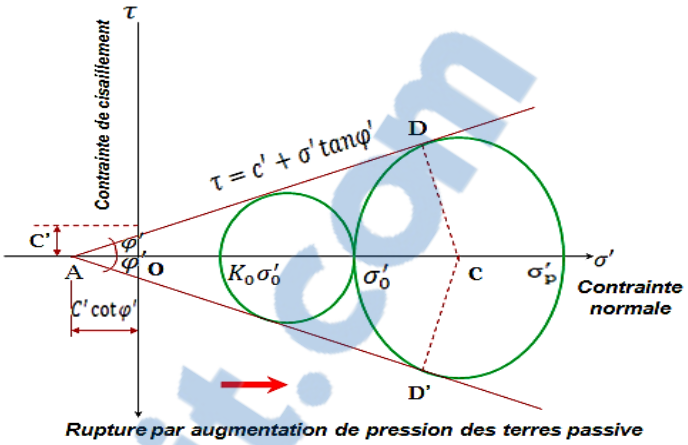


Figure 1.12- Représentation de la pression des terres passive par le cercle de Mohr

Lorsque le mur se déplace dans le sol soutenu avec une distance Δx comme il est indiqué dans la figure (12), la pression des terres sur le mur à n'importe quelle profondeur sera augmentée. Pour un mur à un parament lisse (sans frottement), la pression des terres horizontale $\boldsymbol{\sigma'_h}$ à la profondeur z sera égale à $k_0\sigma'_0 = k_0\gamma\mathbf{z} - \text{Figure (13)}$.

Suivant le petit cercle du Mohr et lorsque $\Delta x = 0$ (au repos), la préssion latérale σ'_h sera égale à $k_0\gamma z$. Cependant pour $\Delta x > 0$, elle sera supèrieure à $k_0\gamma z$.

Les deux cercles de Mohr (Petit et grand) correspondant aux deux cas de déplacements du mur sont respectivement montrés dans la figure (13). Le grand cercle de Mohr marque la pression des terres latérale $\boldsymbol{\sigma'_p}$ qui est la contrainte principale majeure appelée «Pression des terres latérale passive de Rankine ».

Par conséquent, les contraintes principales du cercle de Mohr qui touche la droite de rupture d Mohr Coulomb sont évaluées comme suivant:

En suivant le même raisonnement que dans le cas de l'éta actif, on déduit que:

$$\sigma'_p = \sigma'_0 \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) + 2C'\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) \qquad (1.28)$$

$$\sigma'_p = \gamma z \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) + 2C'\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) \qquad (1.29)$$

Pour un sol pulvérulent (c'=0), on obtient

$$\sigma'_p = \sigma'_0 \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) \qquad (1.30)$$

Rapport-Gratuit.com

Le rapport du σ'_p sur σ'_0 est appelé coefficient de pression des terres passive de Rankine, il est usuellement donné par l'expression suivante :

$$\frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) = k_{pRank} \qquad (1.31)$$

1.4.2.3 Méthode de Boussinesq-Caquot-Kerisel

Cette méthode prend en compte le frottement sol-mur. Elle conduit à la modification de l'orientation des lignes de glissement. Elle est donc plus rigoureuse que la méthode de Rankine. L'obliquité δ de l'action limite sur la paroi est une donnée mécanique qui dépend de l'angle de frottement sol-écran et du déplacement relatif terrain-écran. Cet angle de frottement est souvent appelé "rugosité" et il est souvent considéré, conventionnellement, comme égal à 2/3 (en valeur absolue) de l'angle de frottement dans le sol.

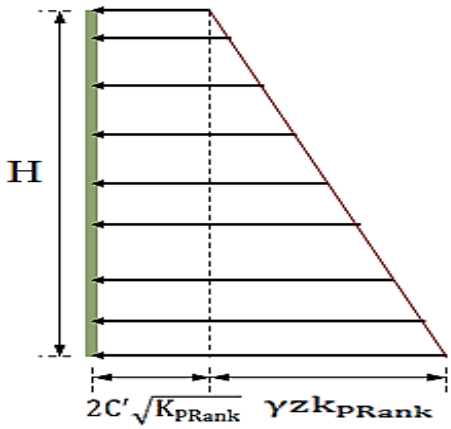


Figure 1.13- Diagramme de distribution de pression des terres passive pour un sol cohésif

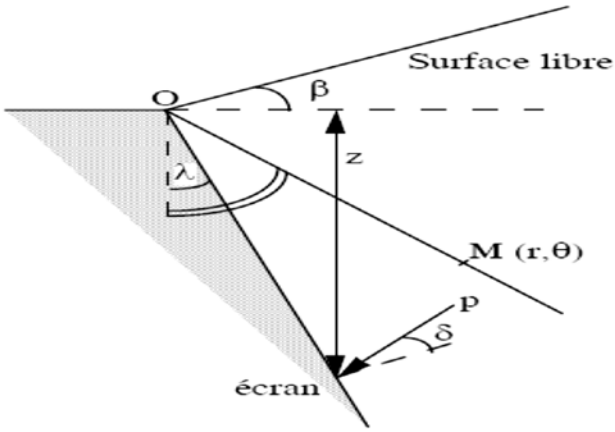


Figure 1.14- Coin de Boussinesq

Les coefficients de poussée et de butée respectivement (k_a, k_p) ont été calculés en fonction de l'angle d'inclinaison du mur λ), de l'angle du talus derrière le mur β, du frottement sol/mur ou rugosité δ) et de l'angle de frottement interne du sol φ). Les tables donnent directement le coefficient de poussée k_a ou de butée k_p à la profondeur z.

1.4.2.4 Méthode graphique de Cullmann

Cette méthode développée par Karl Culmann(1875) est utilisée pour la détermination des poussées et des butées dans certains cas particuliers qui ne peuvent être résolus par les méthode habituelles, par exemple lorsque le terre-plein a une forme quelconque ou que la surcharge qu'il doit supporter n'est pas uniforme. C'est une généralisation de la théorie de Coulomb, puisqu'elle est basée sur des lignes de rupture rectilignes. Son but est la détermination du plan de glissement ainsi que l'intensité de la poussée active ou passive.

Le massif peut être stratifié ou homogène mais l'angle de frottement interne doit être le même pour tout le massif.

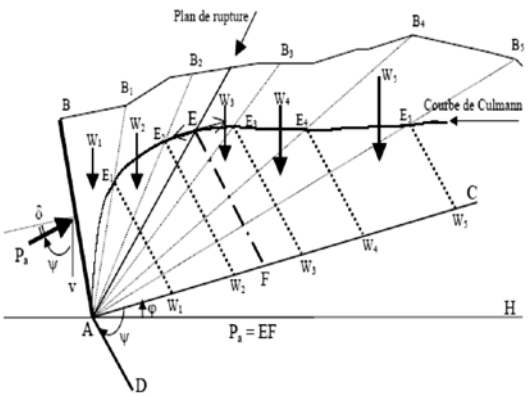


Figure 1.15- Construction de Culmann pour le calcul de la poussée active

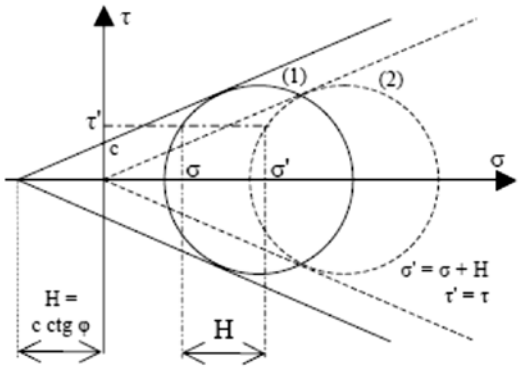


Figure 1.16- Etats correspondants

1.4.2.5 Méthode de Sokolovski

En bref rappel, il s'agit d'une méthode pour déterminer les coefficients de poussée et de butée en tenant compte de l'angle de frottement entre l'écran et le sol δ.La connaissance des lignes ou des surfaces de rupture est importante car cela permet de déterminer en tout point de l'écran la contrainte qui s'y exerce et par conséquent calculer la force de poussée ou de butée. Cette méthode est moins utilisée.

1.4.2.6 Méthode des équilibres limites

1.4.2.6.1 Théorème des états correspondants

La méthode des équilibres limite, proposée par **Boussinesq (1876)**, est la plus satisfaisante des méthodes soulignées auparavant. En effet, les coefficients de poussée et de butée limite sont déterminés à partir des tables existant dans la littérature- **Caquot et al, (1972)**. Elle s'intéresse uniquement pour la cohésion du massif et le l'angle de frottement. La méthode est adaptée aussi bien aux sols pulvérulents qu'aux sols cohérents à travers le théorème des états correspondants de Caquot. Cette méthode permet de remplacer un milieu cohérent par un milieu pulvérulent de même forme et de même angle de frottement interne en acceptant certaines conditions particulières. Ceci apporte une grande simplification lors de l'étude des milieux complexes.

Le principe de la méthode est basé sur le schéma montré dans la figure (1.17) qui représente l'état de contrainte dans un milieu cohérent(1). L'étude de ce milieu peut se faire par l'étude d'un milieu équivalent pulvérulent (2) de même angle de frottement interne

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

obtenu par une translation égale à H = c cotg φ, le long de l'axe des contraintes σ, d'où le théorème des états correspondants:

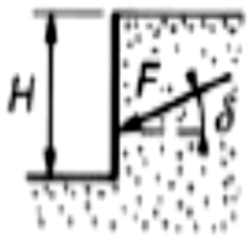
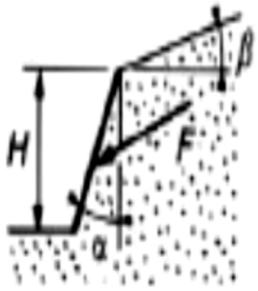
1.4.2.6.2 Avantages et inconvénients de la méthode des équilibres limites

- La rugosité de l'écran est prise en compte,
- L'interaction sol-écran est prise en compte,
- Les conditions aux limites à une distance de l'écran sont prises en considération,
- Le déplacement relatif entre l'écran et le sol est considéré, et par conséquent l'inclinaison de la contrainte sur l'écran est introduite
- Le milieu est pesant, pulvérulent et non surchargé
- La surface de sol est supposée libre, inclinée et planeLa répartition des contraintes sur l'écran est supposée triangulaire,
- Le problème se transforme en un système d'équations différentielles non intégrables
- Les résultats sont donnés sous forme de tables de poussée et de butée
- L'influence de l'inclinaison du talus sur la valeur de la poussée et sur celle de la butée est introduite

1.4.3 Utilisation des méthodes par type modèle de soutènement

Après avoir passé en revue des différentes méthodes utilisées pour le calcul de poussée et de butée, on présente suivant le tableau ci-dessous, l'utilisation des méthodes les plus utilisées courramment selon les modèles de soutènements à étudier.

Tableau 1.1- Utilisation des méthodes par type de modèle de soutènement- **Schlosser (1994)**

Modèle de soutènement			
Méthodes de calcul de poussée et de butée	- Coulomb - Rankine - Equilibres limites	- Coulomb - Equilibres limites	- Coulomb - Résolution graphique

1.4.4 Méthodes particulières de calcul et de dimensionnement des écrans de soutènement

Dans le cadre de la fonction d'écran de soutènement qu'il s'agit d'un rideau de palplanches ou paroi moulée, L'étude comprend les phases suivantes :

- Détermination d'une valeur de la fiche compatible avec la sécurité de l'ouvrage

- et l'économie du projet outre que la hauteur des terres retenues (Hauteur de
- l'excavation).
- Détermination de la force d'ancrage et dimensionnement des tirants d'ancrage,
- Détermination du moment fléchissant maximal et dimensionnement de l'écran.

Les méthodes de calcul sont de trois types :

- Méthode **aux états limites** basées sur l'état d'équilibre limite (à la rupture) de poussée ou de butée.
- Méthode **aux coefficients de réacti**ons basées sur les lois réhologiques ou comportements élasto-plastiques.
- Méthode **des éléments finis** basées sur les modèles de comportement très sophistiqués.

1.4.4.1 Méthode aux états limites

L'évaluation des efforts exercés par le sol sur le rideau est généralement faite à partir des théories classiques de poussée et de butée et ne fait alors intervenir que les paramètres de cisaillement du sol, l'interaction avec la structure (la flexibilité du rideau et la compressibilité du sol) n'étant pas prises en compte.

Deux méthodes classiques sont couramment utilisées :

- La première, où le rideau est ancré en tête et simplement buté en pied ;
- La seconde,dans laquelle le rideau n'est pas ancré en tête, mais résiste
- uniquement par un bon encastrement dans le sol de fondation.

1.4.4.1.1 Conditions d'appui d'un rideau dans le sol

Un rideau de palplanches assure la stabilité des parois d'une fouille ou d'un remblai. Sur sa face côté terre (face amont) s'applique la poussée des terres équilibrée par la réaction du sol au-dessous du fond de fouille et par la traction dans le tirant si le rideau est ancré en tête.

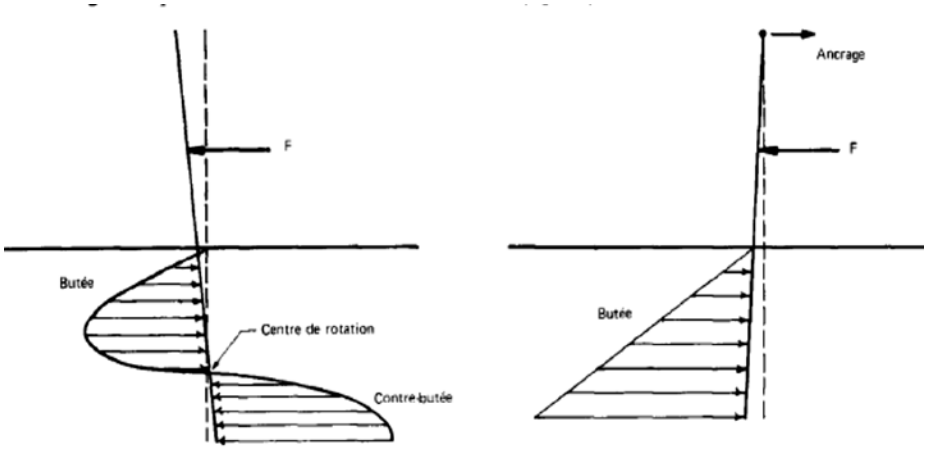
La distribution des contraintes de poussée sur le rideau dépend de la nature du sol, de sa stratification, des conditions hydrauliques, etc.…

1.4.4.1.2 Rideau rigide

Si le rideau n'est pas ancré en tête, il subit une rotation autour d'un centre de rotation situé au-dessous du fond de fouille. Le moment développé par la force F est équilibré par

les efforts de butée et de contrebutée mobilisés de part et d'autre du centre de rotation comme il est montré par la figure (1.13a).

Si le rideau est ancré en tête, la contrebutée ne peut se développer en arrière du rideau. Seuls des efforts de butée s'exercent sur toute la hauteur en fiche. La rupture se produit par rotation autour du point d'ancrage lorsque la butée maximale est mobilisée –Figure (1.13b).



a) - Libre en tête b) - Ancré en tête

Figure 1.17 - Équilibre d'un rideau rigide- **Josseaume (1974)**

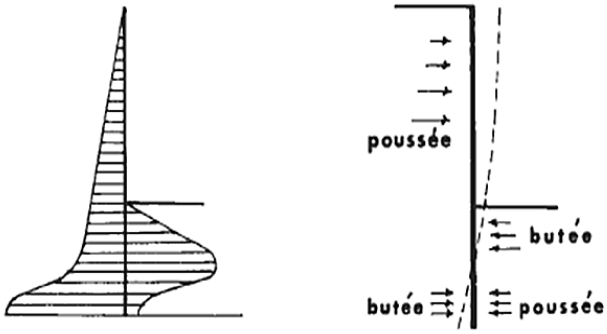
1.4.4.1.3 Rideau non ancré en tête et encastré en pied

Un rideau non ancré, battu dans un sol pulvérulent, subit une rotation autour d'un point O situé dans sa partie en fiche. La figure (1.19) montre les déplacements du rideau et les efforts normaux correspondants.

Le calcul est fait par la méthode de Rankine,à partir des hypothèses simplificatrices :

- Le sol des deux côtés du rideau, au-dessus du point de rotation O, est en état d'équilibre limite ;
- Les efforts de contre-butée sont équivalents à une force horizontale F_c appliquée au niveau du centre de rotation O.
- On prend généralement une hauteur de contre-butée égale à 20 % de la hauteur de butée z_0. Les inconnues du problème sont la hauteur de butée z_0 et la force de contre-butée F_c. Celles-ci peuvent alors être calculées par les équations de la statique traduisant l'équilibre du rideau. La valeur de z_0 est déterminée en écrivant l'équilibre des moments autour du point O, ce qui donne une équation du troisième degré en z_0.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES



a)- Déplacement du rideau b)- pression des terres

Figure 1.18- Calcul à l'état limite d'un rideau encastré, non ancré (sol pulvérulent) - **Josseaume (1974)**

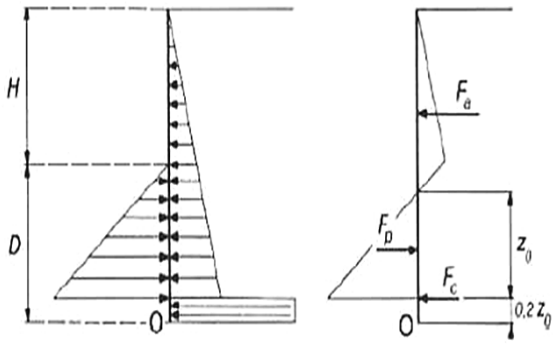


Figure 1.19- Hypothèses admises pour le calcul d'un rideau non ancré **Schlosser (1994)**

La fiche du rideau a pour expression:

$$D = \frac{H}{k_p^2 - 1} + z_0 + 0{,}2z_0 \qquad (1.32)$$

La force de contre-butée Fc s'obtient par l'équation suivante:

$$F_c = F_p - F_a \qquad (1.33)$$

Pour tenir compte d'un coefficient de sécurité par rapport à l'équilibre limite ainsi calculé, on considère que la moitié de la butée est mobilisée, ce qui, dans les calculs, conduit à remplacer k_p par $k_p/2$. Il est alors possible de déterminer la valeur maximale du moment fléchissant dans le rideau à partir du diagramme des pressions, et de choisir un type de palplanche d'inertie convenable. Le choix de la palplanche sera déterminé par la valeur du moment maximal que doit reprendre cette palplanche tel que :

$$M_{max} \leq M_{\text{résistant palplanche}} \qquad (1.34)$$

Avec

$$\sigma_{adm} = \frac{2}{3}\,\sigma_e \qquad (1.35)$$

Et

$$\frac{I}{V} = \frac{M_{max}}{\sigma_{adm}} \qquad (1.36)$$

1.4.4.1.4 Rideau ancré, simplement buté en pied

Un rideau ancré en tête est dit simplement buté en pied lorsque sa fiche est suffisamment faible pour permettre une rotation du rideau autour de son point d'ancrage et un

déplacement du pied mobilisant la butée maximale. Chaque face ne supporte que des contraintes de butée ou des contraintes de poussée, il n'y a pas de contre butée. Le moment maximal se produit le plus souvent vers le bas de la partie libre de la palplanche- **Delattre.(2001)**.Le diagramme des efforts exercés sur le rideau,dans le cas d'un sable, est représenté sur la figure (1.22). Les inconnues à déterminer sont la fiche D et l'effort d'ancrage T. L'équilibre statique du rideau fournit les deux équations nécessaires au dimensionnement. L'équation $\sum F_H=0$ permet de calculer les forces de poussée et butée respectivement F_a et F_p quant l'équation $\sum M_{/A}=0$ sert a calculer la fiche D.

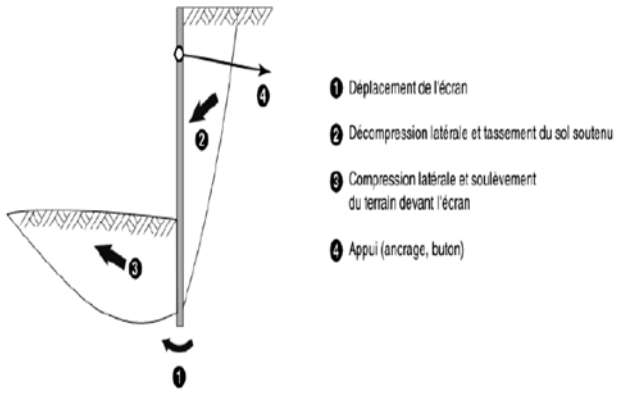
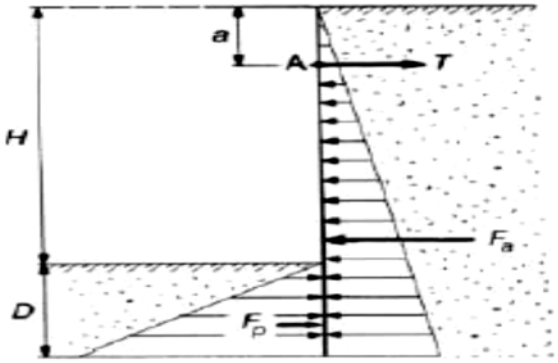


Figure 1.20- Mécanisme de rupture d'un écran simplement buté- **Delattre (2001)**



A : point d'ancrage, T : effort d'ancrage

Figure 1.21- Rideau ancré en tête, simplement buté en pied- **Schlosser (1994)**

1.4.4.2 Méthode de la ligne élastique

Dans le calcul d'un rideau encastré et ancré en tête, on admet pour le calcul que la pression des terres se distribue le long du rideau de la même façon que dans le cas d'un rideau non ancré (voir figure 1.23).Le problème comporte alors trois inconnues, la force d'ancrage T, la contrebutée F_p et la fiche D.

Ces inconnues ne pouvant être obtenues uniquement à partir des équations de la statique une condition supplémentaire doit être imposée. Cette condition fait intervenir la déformée du rideau ou ligne élastique; on admet que le rideau est complètement encastré lorsque la tangente à la ligne élastique au point d'application O de la contrebutée est verticale, c'est-à-dire que la rotation du rideau est nulle au point O.

En pratique, le calcul est fait par approximatives successives. On se donne une valeur D de la fiche, on détermine les valeurs de T et de F_c correspondantes au moyen des équations d'équilibre. On en déduit le diagramme des moments fléchissants et, par une double intégration, la déformée du rideau (les deux constantes d'intégration sont déterminées en écrivant que le point d'ancrage et le point O ne subissent aucun

déplacement). On calcule ensuite la rotation en O, qui n'est généralement pas nulle au premier essai. On recommence le calcul avec d'autres valeurs de D jusqu'à ce que la condition de rotation nulle soit vérifiée.

Cette méthode qui conduit à des calculs longs et fastidieux, est assez peu employée.

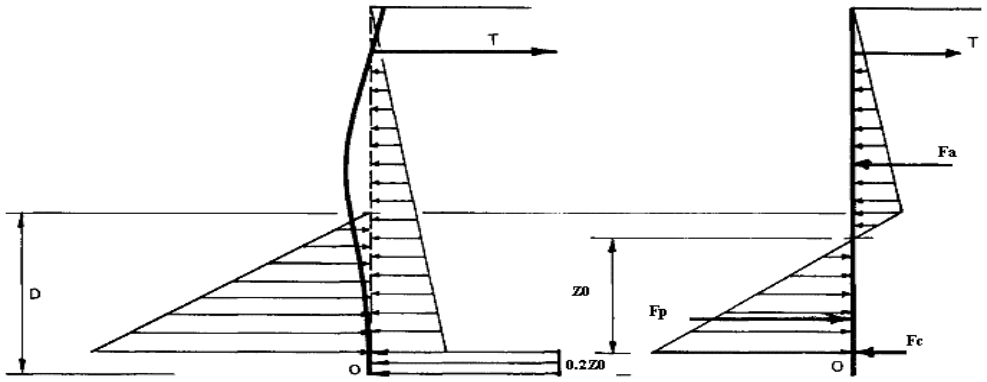


Figure 1.22- Efforts pris en compte dans le calcul d'un rideau encastré, ancré en tête - **Josseaume (1974)**

1.4.4.2.1 Méthode de la poutre équivalente

Il s'agit d'une méthode basée sur la détermination approximative du point de flexion nulle afin de lever l'indétermination rencontrée dans les calculs par la méthode de la ligne élastique. En effet, l'étude des résultats obtenus par celle-ci a permis de dégager deux méthodes de calcul simplifiées des rideaux ancrés.

1.4.4.2.1.1 Calcul suivant la 1ère approche

La première méthode, fondée sur la constatation que le point U de contrainte résultante nulle est voisin du point de moment fléchissant nul, admet que ces deux points sont confondus. Les deux parties [SU] et [UO] du rideau peuvent alors être considérées comme deux poutres sur appuis simples auxquelles sont appliqués les efforts représentés- Figure (1.24). Les équations d'équilibre appliquées à la partie supérieure permettent de déterminer la force d'ancrage T et la réaction R.

La distribution des contraintes dans la partie en fiche étant connue, z_0 se déduit immédiatement de F_p.

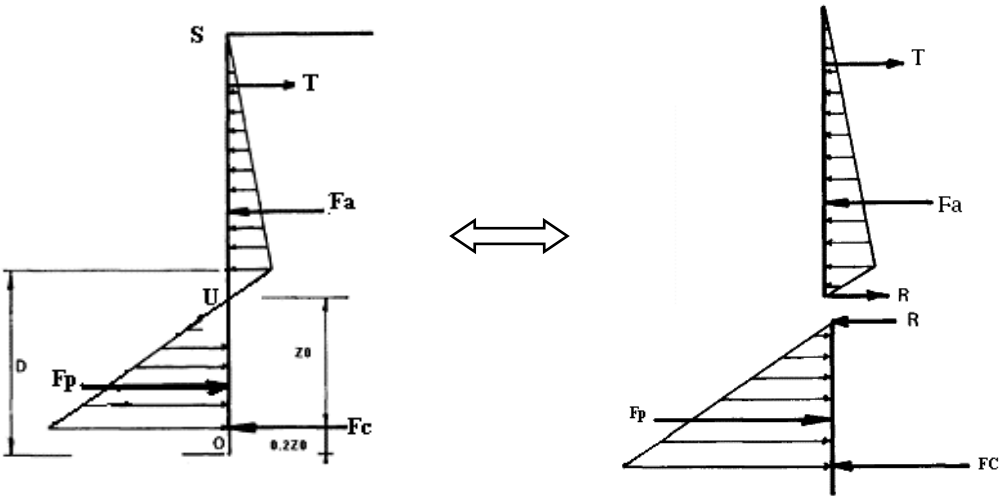


Figure 1.23- Calcul d'un rideau encastré, ancré en tête par la méthode de la poutre équivalente- **Josseaume (1974)**

1.4.4.2.1.2 Calcul suivant la 2ème approche

La seconde méthode utilise une relation établie par Blum (1931) entre la position du point de moment fléchissant nul noté «*x*» et l'angle de frottement interne du sol. Cette relation est représentée suivant la figure (1.25).

Le point de moment fléchissant nul étant connu, le rideau peut être découpé en deux éléments que l'on étudie comme de deux poutres sur appui simple. Le calcul est alors conduit comme précédemment.

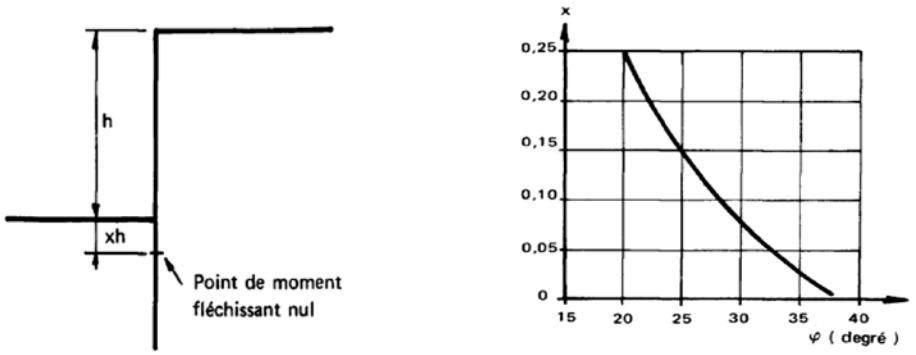


Figure 1.24- Relation entre la cote du point de flexion nulle et l'angle de frottement interne- **Josseaume (1974)**

1.4.5 Choix de la méthode de calcul et du coefficient de sécurité

Pour un rideau ancré étudié selon la méthode de la butée simple comme pour un rideau non ancré supposé encastrer en pied, la fiche calculée corresponde à l'état d'équilibre limite, **Balay (1988)** propose un coefficient de sécurité égal à 1.

- Pour un rideau battu dans du sable, il est généralement conseillé d'adopter, en pratique, une fiche correspondant à un coefficient de sécurité légèrement inférieur à 2 sur la butée.

- Pour un rideau fiché dans une argile, un coefficient de sécurité égale à 2 est obtenu en doublant la fiche calculée.
- Pour le calcul d'un rideau ancré par les méthodes de la ligne élastique ou de la poutre équivalente, les résultats obtenus ne sont pas affectés d'un coefficient de sécurité. Le principe même de la méthode, par l'existence d'un point de déplacement nul et le développement de contrebutée, implique la stabilité de la fiche.

1.4.5.1 Avantages et inconvénients des méthodes de calcul classiques

1.4.5.1.1 Avantages

- Application facile et rapide,
- Bonne adaptation pour le pré dimensionnement de la fiche,
- Prise en compte d'un coefficient de sécurité.

1.4.5.1.2 Inconvénients

- Comportement extrêmement simplifié du sol et de la structure,
- Ecran rigide,
- Aucune indication sur les déplacements du terrain,
- Pas d'indication sur les déplacements de l'écran,
- Pas d'interaction sol-structure,
- Pas de prise en compte de plusieurs lits de tirant,
- Tirants assimilés à des appuis simples,
- Limitation des sollicitations et des types de surcharges.

1.4.6 Méthode de coefficient de réaction

Vossoughi (2001) a résumé dans sa thèse que la méthode du coefficient de réaction considère une loi reliant la pression exercée par le sol sur le rideau aux déformations du rideau. En effet, contrairement aux méthodes classiques, on introduit dans ce modèle de calcul, une loi d'interaction entre le sol et la structure. La schématisation retenue dans la méthode revient à assimiler l'action du sol situé au contact de l'écran à celle d'un ensemble de ressorts horizontaux indépendants et d'une certaine raideur. La pression horizontale exercée par le sol sur l'écran à un niveau donné est directement

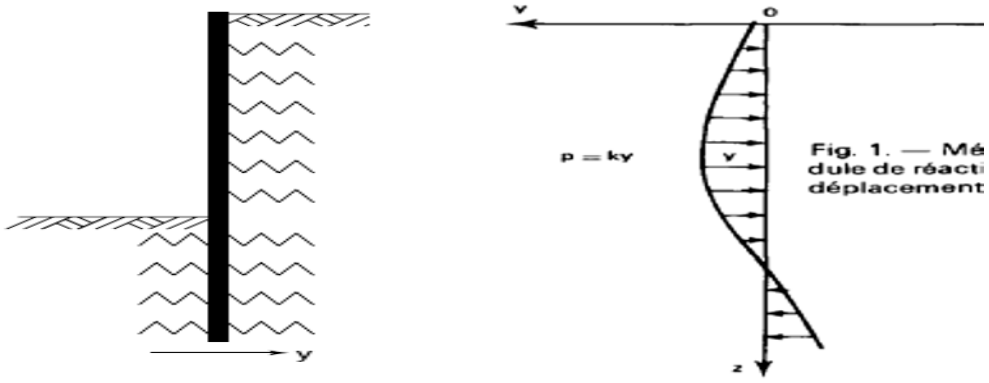
proportionnelle au déplacement de l'écran à ce même niveau. L'écran est représenté par une poutre élastique d'un certain module d'élasticité. Cette méthode permet également de prendre en compte l'effet des phases de sollicitations antérieures- **Balay et al, (1982), Balay (1984)**, **Schlosser (1994**).

1.4.6.1 Mise en œuvre de la méthode de coefficient de réaction

La méthode du module de réaction s'appuye sur le principe de Winkler (1867) ou encore méthode des ressorts indépendants qui est un modèle d'interaction sol-structure pour lequel la réaction exercée par le sol en un point est directement proportionnelle au déplacement de ce point comme il est indiqué sur la figure (1.26):

$$\mathrm{P} = \mathrm{ky} \leftrightarrow \mathrm{k} = \frac{\mathrm{p}}{\mathrm{y}} \qquad (1.37)$$

k est le module de réaction, traditionnellement pris indépendant de la valeur duéplacement y et, le plus souvent, constant sur toute l'épaisseur d'une même couche de sol.



a) -Distribution des réactions du sol sur l'écran b) - Principe de la loi Effort – Déplacement

Figure 1.25- Méthode du module de réaction- **Corté (1979)**

La méthode suppose la résolution de l'équation différentiellerième ordre aisément intégrable:

$$EI\frac{d^4 y}{\partial x^4} + ky = f(x) \qquad (1.38)$$

Pour raison de la simplicité de ses résultats, cette méthode a conduit à une multiplication des applications relatives aux poutres et dalles posées sur le sol, pieux sollicités horizontalement et les soutènements.

1.4.6.2 Détermination du Coefficient de réaction

Considérons le rideau ancré représenté suivant la figure (1.27) dont la fiche est suffisamment faible pour qu'il subisse un déplacement sensible.

Soient en un point M situé à la profondeur z au-dessous du fond de fouille

P_a : la contrainte de poussée;

y_0 :le déplacement nécessaire à la mobilisation de la poussée;

σ_h, σ_v : les contraintes horizontale et verticale en un point du sol

$$k = \sigma_h/\sigma_v \qquad (1.39)$$

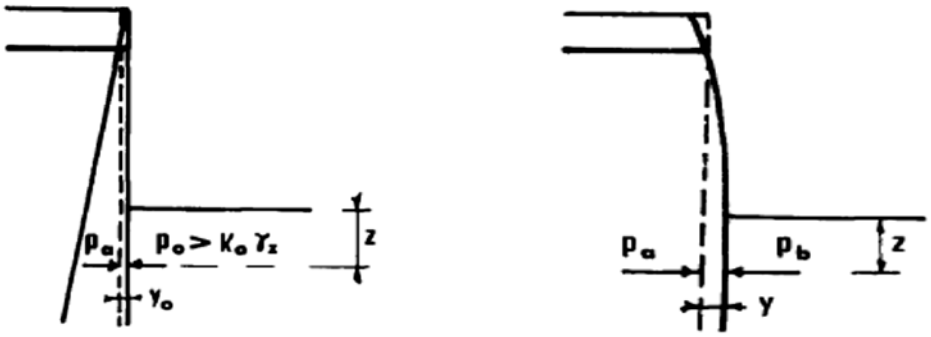
$P_0 = k_0'\gamma z > k_0\gamma z$: la contrainte de butée correspondante

k_0 : Le coefficient de pression des terres au repos

k_0' :La valeur de K à l'aval du rideau

y : Le déplacement total

P_b : La contrainte de butée correspondante



a)- Déplacement très faible provoquant réaction P égale à la pression des terres au repos

b)- Grand déplacement jusqu'au équilibre atteint et mobilisation de pression de butée

Figure 1.26- Etats de déplacement d'un rideau (fiche faible)- **Josseaume (1974)**

Négligeant y_0 par rapport à y, le module de réaction du sol à la profondeur z est défini par l'expression:

$$k_h = \frac{P_b - P_0}{y} \qquad (1.40)$$

1.4.6.3 La problématique du choix de coefficient de réaction

Le principal souci lorsque l'on applique la méthode du coefficient de réaction est la détermination de ce coefficient. Il convient de préciser que l'hypothèse de Winkler n'est fondée sur aucune justification théorique et que le module de réaction ne peut être considéré comme une caractéristique intrinsèque du sol. De plus, il n'existe aucune méthode rigoureuse pour en fixer les valeurs. Certes, le module de réaction dépend du type de sol mais il dépend aussi de la configuration de la construction comme la valeur de la fiche, la hauteur libre de paroi et l'existence de tirants d'ancrage et de la rigidité de l'écran.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

1.4.6.4 Méthodes de détermination du coefficient de réaction

Le même auteur **Vossoughi (2001)** a fait allusion aux diverses méthodes pour déterminer le coefficient de réaction. Ces méthodes relient souvent ce coefficient aux paramètres du sol et de l'ouvrage sous forme d'équation et elles ont été proposées par **Ménard et al. (1964)**, **Marche (1974)**, **Balay (1984)**, **Monnet (1994)**, **Simon (1995)** et **Schmitt (1995)**.

Il est à noter que la facilité d'emploi de la méthode du module de réaction explique sa très large utilisation. Pourtant, ses limites, liées à l'hypothèse simplificatrice sur laquelle elle est fondée, ne sont pas bien cernées.

1.4.6.5 Formes de Coefficient de réaction

1.4.6.5.1 Formules de Terzaghi

Pour le calcul des écrans de soutènement, Terzaghi proposa de considérer un coefficient croissant de façon linéaire avec la profondeur dans le cas d'ouvrages fondés sur du sable et un coefficient de réaction constant dans le cas des argiles raides. Il a exprimé ce coefficient de réaction sous la forme :

pour les sables:

$$k_h = l_h \frac{\mathrm{Z}}{\mathrm{D}} \qquad (1.41)$$

pour les argiles raides:

$$k_h = k_{h1} \frac{1}{\mathrm{D}} \qquad (1.42)$$

Avec **Z** désigne le niveau considéré de la fiche, **D** désigne la longueur sollicitante qui est dépendante de la longueur en fiche de l'ouvrage et du mode de fonctionnement de l'ouvrage, $\boldsymbol{l_h}$ une constante caractérisant les sables, compte tenu de leurs états de densité et de la présence d'une nappe d'eau, et $\mathrm{k_{h1}}$ une constante caractérisant les argiles compte tenu de leur consistance.

1.4.6.5.2 Formule de Rowe

Rowe (1955) proposa, la réaction du sol mobilisée en un point de la face avant du rideau ayant pour expression:

$$p = m \frac{z}{D} y \qquad (1.43)$$

ou :

m : est un coefficient de raideur du sol indépendant des dimensions de l'ouvrage,

D : est la fiche du rideau,

Z : est la profondeur du point considéré,

y : est le déplacement de ce point.

Ce qui implique que le coefficient de réaction du sol $\mathrm{k}_h = \mathrm{m}\frac{\mathrm{z}}{\mathrm{D}}$ varie linéairement en fonction de la profondeur sous le fond de fouille.

1.4.6.5.3 Formule du module presssiométrique

Ménard, Bourdon, Rousseau, Houy et al (1964), relient le module de réaction au module presssiométrique. On considère le rideau comme une fondation superficielle verticale s'appuyant sur le massif semi-infini représenté suivant la figure ci-dessous :

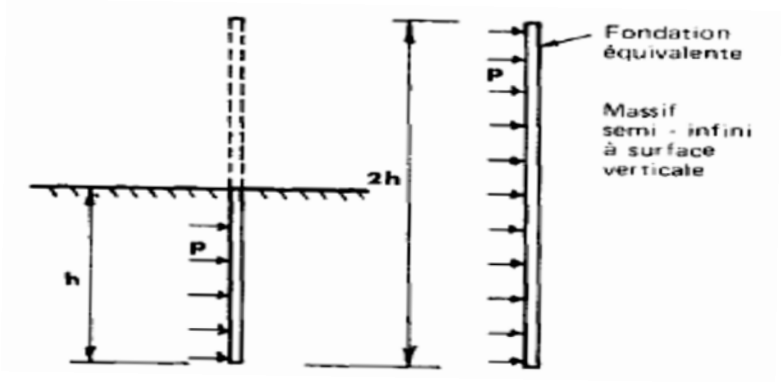


Figure 1.27- Principe du calcul du module de réaction par la méthode presssiométrique– **Josseaume (1974)**

La formule du tassement d'une fondation superficielle à partir du module presssiométrique est donnée par l'expression:

$$\mathrm{k}_h = \frac{\mathrm{E_m}}{\left(\frac{\alpha\,\mathrm{a}}{2}\right)+0.133(9\mathrm{a})^{\alpha}} \qquad (1.44)$$

Avec :

$\mathrm{E_m}$: désigne le module presssiométrique du sol,

a : appelé "paramètre dimensionnel " et aussi " la longueur sollicitante", dépendant de la longueur en fiche de l'ouvrage et du mode de fonctionnement de l'ouvrage,Cette

formulation a été reprise par Balay et al.(1985) qui a étendu la proposition de (ménard et al.) à la hauteur libre de la aparoi et il a précisé une méthode de détermination d'un paramètre dimensionnel " a " en fonction du phasage des travaux et en fonction de la fiche d'encastrement. La figure (1.29) ci-dessous donne les valeurs de " a " par couche du sol tel qu'il est recommandé et par conséquent, l'application de cette formule nécessite la modélisation du sol étudié en tranches de couches supperposées.

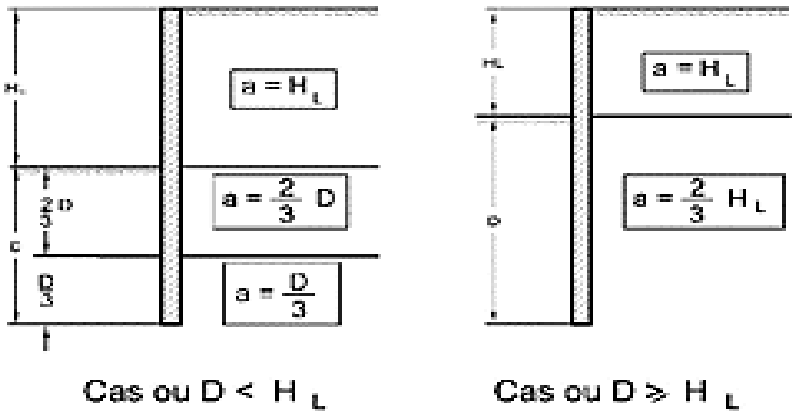


Figure 1.28- Valeurs du parmètre dimensionnel « a »- **Manuel K-Rea (2006)**

Avec :

H_L : Hauteur d'excavation limite ;

D : La fiche d'encatsrement de l'écran de soutènement dans le sol.

et *α* : un coefficient caractéristique du sol égal à 1/3 pour les sables et graves,1/2 pour les limons et 2/3 pour les argiles.

1.4.6.5.4 Formule de SCHMITT

La méthode de calcul de Schmitt relative au module de réaction K_h repose sur la formule suivante:

$$k_h = \frac{2.10 * \left(\frac{E_m}{\alpha}\right)^{\frac{4}{3}}}{(EI)^{\frac{1}{3}}} \qquad (1.45)$$

1.4.6.5.4.1 Détermination de la rigidité de l'écran de soutènement

Le produit EI pour une paroi moulée continue composée de béton, et de section rectangulaire est donné par la formule suivante:

$$EI = E_b * \frac{b * h^3}{12} \qquad (1.46)$$

$$d = h = \sqrt{12\frac{EI}{EA}} \quad (1.47)$$

Et $\quad EA = E.h.b \quad (1.48)$

Avec :

$E = E_b$: module d'Young du béton (Pa,kPa,t/m2)

$d = h$: épaisseur équivalente de la paroi (m)

b : largeur d'élément de paroi considérée (m) ; b=1m pour déformation plane et axysymétrique ,

A : Aire de l'élément paroi

La longueur élastique L_0 de la paroi est donné par la formule ci-dessous:

$$L_0 = \sqrt[4]{4\frac{E_b I}{K_h b}} \quad (1.49)$$

1/- Si D > $3L_0$,la paroi est considérée comme souple

2/- Si D < $L_0/2$,la paroi est rigide

3/- Si $L_0/2$ < D < $3L_0$, la paroi est semi-rigide

1.4.6.5.5 L'alternative de Chadeisson

L'alternative proposée par Chadeisson consiste à établir la valeur du coefficient de réaction sur la base de la résistance au cisaillement du sol, caractérisée par la cohésion et l'angle de frottement. Cette proposition, qui prend la forme d'un abaque issu de résultats expérimentaux. Des éléments de justification ont été apportés a posteriori par **Monnet (1994)**, lequel propose, par ailleurs, des développements à ces propositions, tandis que **Londez et al (1997)** illustrent sur un ouvrage réel l'utilisation de cette abaque de Chadeisson.

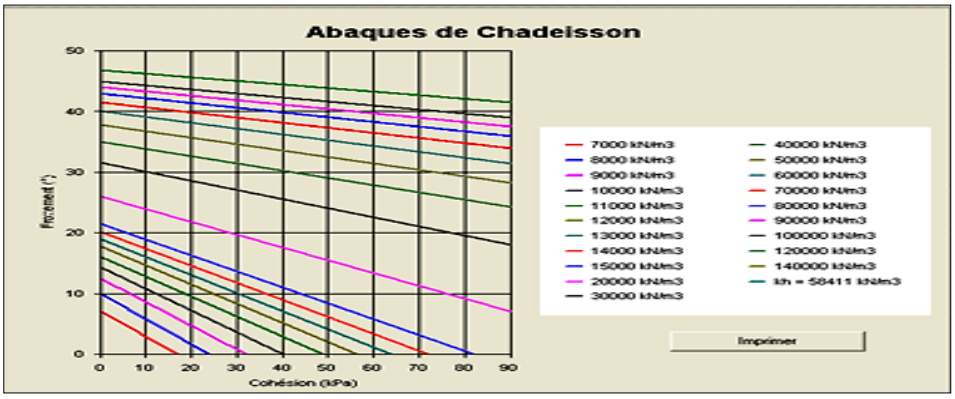


Figure 1.29- Valeurs du coefficient de réaction K_h en fonction de la cohésion C et l'angle de frottement-(Abaques de Chadeisson)- **Manuel K-Rea (2006)**

1.4.6.5.6 Formule de Marche

Marche (1974) a établi une formule du coefficient de réaction k_h non plus à partir du module pressiométriques mais à partir de la résistance de pointe pénétrométrique:

$$k_h = 4{,}50 * \frac{q_c}{a} \qquad (1.50)$$

Avec $\mathbf{q_c}$: Résistance de pointe pénétrométrique et a: Paramètre dimensionnel.

1.4.7 Principaux avantages et inconvénients de la méthode du coefficient de réaction

1.4.7.1 Avantages

- applicable à tous types de terrain,
- applicable à tous types de géométrie simple
- autorise la prise en compte de plusieurs tirants et butons
- la prise en compte de l'interaction sol-structure
- l'estimation de l'allure de la déformée
- le calcul des efforts dans l'écran et les ancrages
- La possibilité de simuler les différentes phases de travaux
- L'écran rigide ou flexible

1.4.7.2 Inconvénients

- La difficulté sur le choix du coefficient de réaction,
- La forte influence des valeurs du coefficient de réaction sur les résultats,
- La nécessité d'un prédimensionnement,
- Pas de justification théorique (méthode empirique)
- Aucune indication sur les déplacements du terrain
- Pas de prise en compte de l'effet de voûte
- Mauvaise adaptation à l'évaluation des déplacements de l'écran
- Comportement simplifié du sol et de la structure
- Pas de géométrie complexe

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

1.5 La modélisation des écrans de soutènement par la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est un outil très général de résolution d'équations aux dérivées partielles, mais son utilisation en géotechnique reste limitée dans la pratique à l'exception des tunnels, en raison de son efficacité en combinaison avec la méthode convergence - confinement. Cet emploi limité en géotechnique que dans d'autres disciplines, est rendu essentiellement à la difficulté dans l'identification du comportement des matériaux naturels d'une part et de l'enchaînement complexe lié à l'apport et l'enlèvement des matériaux d'autre part. Néanmoins, cette méthode présente l'avantage de fournir un moyen de surmonter les limitations des méthodes traditionnelles car elle permet de prendre en compte des géométries quelconques des couches de terrain, elle ne fait pas d'hypothèse a priori sur la cinématique de l'ouvrage de soutènement, elle permet de représenter les interactions du soutènement avec d'autres composantes de l'ouvrage en donnant des informations très riches relatives aux déplacements et déformations et de prendre en considération l'interaction avec le milieu environnant tel que les mur en retour ou avec des ouvrages avoisinants ; enfin, la modélisation de l'interaction du sol avec la structure ne fait pas appel aux notions classiques telle que l'application du module de réaction…

1.5.1 Modélisation du comportement des différents éléments de l'ouvrage

1.5.1.1 Principes généraux de modélisation

Puisqu'il s'agit d'étudier le comportement d'un écran auto-stable fiché dans un sable sec, les principes généraux de modélisation concernent uniquement les points suivants :

- La loi de comportement du sol
- La définition de l'état de contrainte initiale
- Le choix des paramètres
- La modélisation de l'écran
- La modélisation de l'interface sol-structure
- Le phasage des opérations et la conduite du calcul

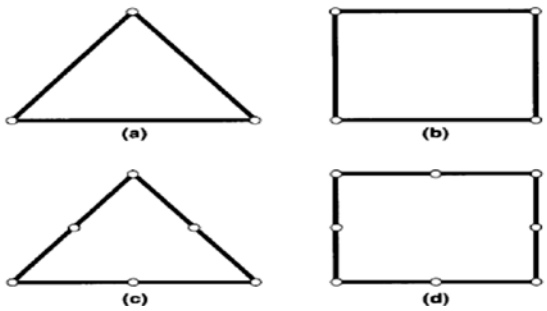
1.5.1.1.2 Notion d'éléments de massif

Un massif est défini généralement comme un milieu continu représentant un certain volume de matériau dans l'espace. Un élément fini de massif représente alors un volume élémentaire de matériau solide ou non (métal, béton, roche, sol, liquide) dont le comportement mécanique peut être décrit par un ensemble d'équations (lois de comportement et d'interactions).

1.5.1.1.3 Les principaux éléments de massif

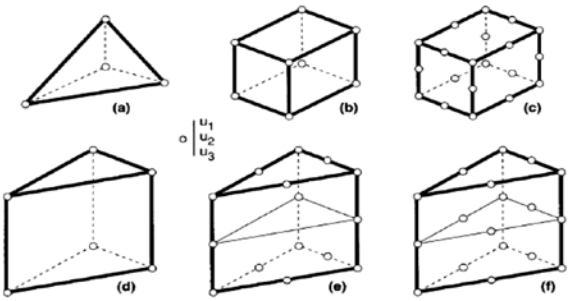
1.5.1.1.3.1 Éléments de massif bidimensionnels

Les éléments finis de massif bidimensionnels sont constitués par des éléments de forme triangulaire ou quadrangulaire tels qu'ils sont présentés sur la figure (1.31). En applications dans le domaine géotechnique, les éléments de massif triangulaire à six neouds et les élements de massif tridimensionnels sont actuelement les plus utilisés dans les codes de calcul par les éléments finis.



a)-Triangle à 3 nœuds (T3) b)-Quadrilatère à 4 nœuds (Q4)
c)-Triangle à 6 nœuds (T6) d)-Quadrilatère à 8 nœuds (Q8)

Figure 1.30- Éléments de massif bidimensionnels les plus couramment utilisés- **Mestat (1997)**



a)-Tétraèdre à 4nœuds (T4) b)- Hexaèdre à 8 nœuds (H8)
c)- Hexaèdre à 20 nœuds (H20) d)- Pentaèdre à 6nœuds (p6)
e)- Pentaèdre à 15nœuds(p15) f)- Pentaèdre à 18nœuds(p18)

Figure 1.31- Éléments de massif tridimensionnels les plus couramment utilisés- **Mestat (1997)**

1.5.1.1.3.2 Elément de massif triangulaire à six nœuds

L'élément triangulaire à six nœuds (T6) est bien adapté à la modélisation des problèmes de géotechnique. De plus, il est devenu d'un emploi très aisé avec le développement des mailleurs automatiques et des procédés de renumérotation. Grâce aux fonctions d'interpolations quadratiques et la présence d'un nœud au milieu sur chaque coté de l'élément , les contraintes et les déformations varient linéairement sur l'élément en déformation plane et par conséquent il permet la description des contours géométriques courbes notamment pour les tunnels.

1.5.1.1.3.3 Éléments de massif tridimensionnels

Le tétraèdre à quatre noeuds(T4), comparable au triangle à trois nœuds (T3) en déformation plane, est l'élément tridimensionnel par excellence. Les fonctions d'interpolation sont linéaires sur l'élément et par conséquent, les contraintes et les déformations y sont constantes.

Les autres éléments tridimensionnels usuels indiqués dans la figure (1.32), sont constitués par des pentaèdres ou prismes (à six, quinze ou dix-huit noeuds) et des hexaèdres (à huit, vingt ou vingt-sept noeuds).

Les performances relatives de ces éléments sont assez proches de leur homologue bidimensionnel. Ainsi, l'élément hexaédrique à vingt noeuds (H20) est l'élément le plus utilisé actuellement dans les maillages tridimensionnels.

1.5.2 Définition de la géométrie du modèle et constrcution de maillage

Dans le cas d'un ouvrage de soutènement non appuyé, Les dimensions géométriques du modèle numérique définissent les grandeurs des bords limites par rapport à l'ouvrage (soutènement) pour éviter toute influence sur son comportement.

Il n'existe pas de règles qui s'imposent pour les appliquer mais des recommandations d'usage sont fortement appréciées. Le choix du type de maillage et de sa densité sont laissés au soin du projeteur suivant l'outil de calcul en possession qui puisse satisfaire entre la finesse de représentaion et et le temps de calcul. Le maillage doit être plus dense aux endroits ou le sol est fortement sollicité par les contraintes , en particulier le long de la paroi et sous le fond de fouille et au niveau des singularités géométriques (coin de l'excavation, changement de géométrie, problèmes de courbure, etc.). Il faut tenir que la densité du maillage ait une influence sur les résultats de calcul et en particulier sur les déplacements.

A titre d'indication, on présente suivant les deux figures (1.33) et (1.34), les dimensions géométriques recommandées pour modéliser l'excavation selon l'usage des deux puissants progiciels :LCPC-César et Plaxis 2D.

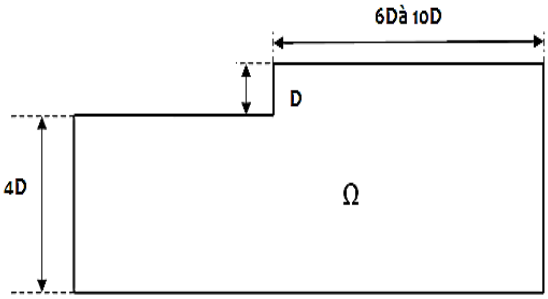


Figure 1.32- Dimensions conseillées pour modéliser une excavationnon soutenue en déformation plane **- Mestat (1997)**

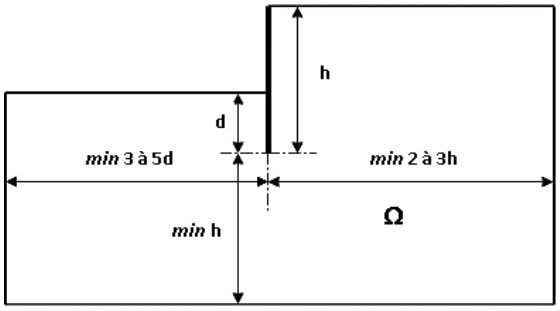


Figure 1.33- Dimensions conseillées pour la modelisation d'une excavation et écran sans appuis en déformation plane- **Bakker (2008)**

Avec :

D :Hauteur libre de l'excavation d : La fiche d'ancrage de la paroi dans le massif

h :Hauteur de la paroi ; min :Minimum

1.5.2.1 Modélisation du sol et choix des paramètres

En particulier, les ouvrages de soutènement se caractérisent en phase de service par des zones importantes de sol travaillant en plasticité. Ce phénomène concerne les terrains soutenus se trouvant à l'état d'équilibre limite de poussée et ceux situés en fond de la fouille par effet de déchargement du sol et du fait de la compression latérale due au soutènement. En effet, la présence de zones plastiques limite l'emploi des lois de comportement qui ne permettent pas de rendre compte des états de rupture du sol- Figure (1.35). En pratique, un bon modèle de comportement se distingue par sa simplicité pour être introduit dans les codes de calcul des structures ou tout simplement dans les programmes de simulation d'essais usuels de laboratoire. Il doit comporter un nombre limité des paramètres mécaniques faciles à identifier à partir des données expérimentales courantes. Les paramètres mécaniques des modèles de comportement adaptés aux sables sont déterminés généralement à partir des résultats d'essais courants par détermination de la résistance au cisaillement à l'aide d'essais triaxiaux en laboratoire et des paramètres d'élasticité à l'aide d'essais triaxiaux ou d'essais pressiométriques **Ménard et al (1964)**. Ces modèles sont comme suivants:

- Modèles élastiques non linéaires de type hyperbolique parmi lesquels on cite les modèles de **Kondner (1963)**, **Duncan et Chang (1970)** et **Duncan et al (1980)**.
- Modèles élastoplastiques qu'on retrouve dans la littérature spécialisée des modèles élastoplastiques adaptables aux sables comme les modèles de **Nova (1982)**, **Vermeer (1982)** ou **Fahey et Carter (1993)** mais leur validation expérimentale n'est que partiellement mise en évidence et en revanche le modèle type de Mohr-Coulomb est de loin le plus utilisé pour décrire le comportement élastolastique sans écrouissage des sols fins ou granulaires.

Figure 1.34- Zones en plasticité aux environs de soutènement d'excavation- **Delattre (1999)**

1.5.2.2 La modélisation de l'écran

La modélisati**on de l'écr**an **fait appel à** l'ut**ilisation au choix par** des éléments de massif ou par des éléments de poutre à épaisseur nulle. Les éléments de massif sont mieux adaptés aux parois moulées et les éléments de poutre aux rideaux de palplanches. La différence entre ces deux éléments dans l'effet de l'interaction sol structure, les éléments poutre ne peut pas transmettre de contraintes tangentielles à l'écran, ni d'efforts normaux ou tangentiels en pied de

l'écran. La mise en place de l'écran est peu discuté dans les ouvrages bibliographiques- **Delattre (1999)**.

1.5.2.3 La modélisation de l'interaction sol-structure

La modélisation de l'interaction sol-structure se fait par l'insertion entre le sol et l'écran des éléments de contact intermédiaires. Ces élements insérés auront pour rôle de simuler l'état de déformation engendrant soit un glissement, un décollement ou un cisaillement de l'écran. Si l'épaisseur des dits éléments est nulle, ils simulent une interface glissante, frottante ou adhérente. Si l'épaisseur est suffisante, le comportement sera complexe. L'étude de l'influence de la nature de l'interface reste aussi peu discutée.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

1.5.2.4 Modélisation du phasage d'opération et la conduite des calculs

Dans la plupart des codes de calcul , la partie élastique de loi de comportement a été linéarisée afin de réduire le temps de calcul cependant la non-linéarité du comportement du sol est prise en compte par décomposition de l'excavation en certaines étapes et chacune de ces étapes elle-même est décomposée en un certain nombre d'incrément afin de faciliter la convergence des calculs.

1.6 Généralités sur la Conception des murs de soutènement

Cette famille des ouvrages de soutènement regroupe 1) les murs gravitaires ou murs poids construits en maçonnerie de pierres, de briques et en béton, 2) les murs semi garvitaires qui sont réalisés généralement en béton lègèrement armé, 3) les murs en gabions construits avec des paniers ou des cubes grillagés emplis de blocs d'alluvions et pierres dures. Ils réalisent un massif de butée autodrainant. Ils sont généralement conçus pour stabiliser les glissements et les massifs d'enrochements, 4) les murs cellulaires ou caissons, 5) les murs en terre armé, 6) les murs en béton armé : Ce sont des structures couramment utilisées, ils sont construits spécifiquement d'un voile mince encastré dans une semelle résistants. Ce type de murs peut avoir les formes de L, T renversé ou L inversé. En fait, cest le positionnement du voile par rapport à la fondation qui désigne le profil du mur projeté et en conséquence la largeur du talon et du patin de la semelle. Lorsque le mur est limité par un débali, la largeur du talon sera réduit quand la largeur du patin pourra être plus large. Ils sont appelés aussi murs ''cantilevers''. Ils sont économiques jusqu'à des hauteurs de 6 à 8m. Si la hauteur est importante, ces murs doivent être renforcés par des éléments dits contreforts eux-mêmes réalisés en béton armé.

1.6.1 Modes de rupture des murs en béton armé de type ''Cantilever''

Pratiquement, le dimensionnement de ce type de murs de soutènement repose sur des calculs avec prise en compte des coefficients de sécurité. Pour ce faire, quatre principaux modes de rupture sont à considérer, il s'agit donc des:

- Glissement ou transation de l'ouvrage
- Renversement de l'ouvrage par rotation au sommet du mur
- Poinçonnement du sol sous la fondation
- Glissement d'ensemble ou bien l'instabilité globale

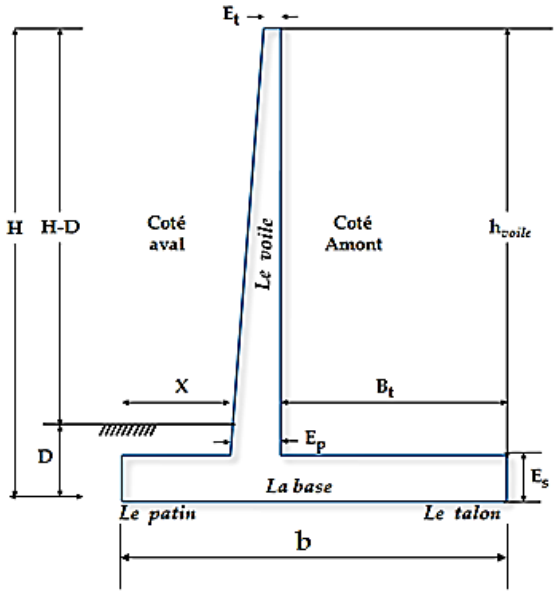


Figure 1.35- Nomenclature et cotations usuelles des éléments structuraux du mur en T renversé

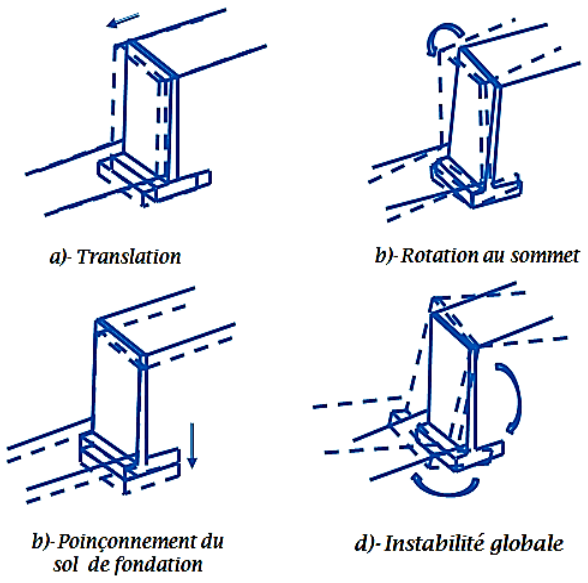


Figure 1.36- Modes de rupture du mur de soutènement en béton armé en forme de T renversé

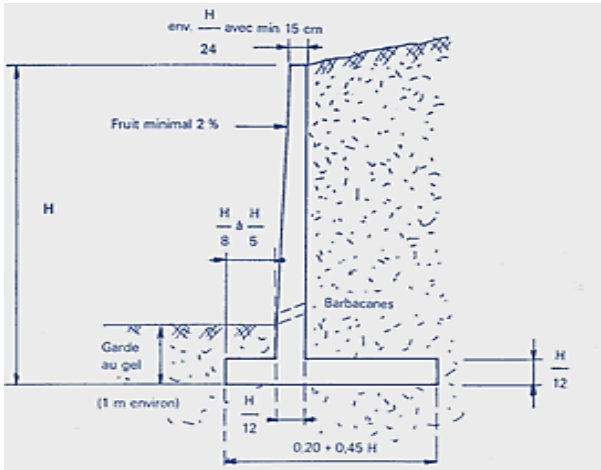
1.6.2 Prédimensionnement initial et proportionnel du mur en T renversé

Les spécialistes du domaine apprennent que le dimensionnement d'un ouvrage de soutènement nécessite la détermination de ses éléments géométriques et structuraux afin qu'il soit stable sous l'action des forces qui lui sont appliquées et notamment de la pression des terres qu'il retient. Dans la littérature spécialisée, il n'existe aucun prédimensionnement commun ou unique pour les murs de soutènement qu'ils soient gravitaires ou en T renversé. Mais au fil des années, quelques guides techniques proposant des prédimensionnements initiaux et proportionnels ont été préparés et mis à la disposition des projeteurs passionnés par leur conception. Dans la figure (1.38) ci-dessous, on montre premièrement quelques cas de prédimensionnements différemment conçus et rapportés dans des ouvrages spécialisés et hautement appréciés. En suite, on présente par le tableau suivant, un état comparatif indiquant les apports de chaque prédimensionnement tout en s'adapatant à la nomenclature et aux cotations données dans la figure (1.36).

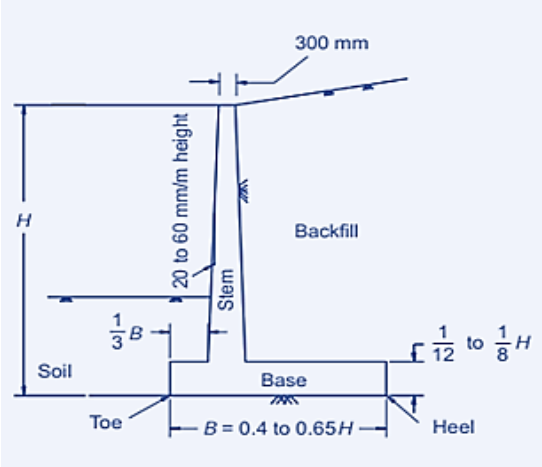
Tableau 1.2- Approches de prédimensionnements proposées par différents auteurs

Dimensions	**Mur73-Setra (1993)**	**Braja (2011)**	**Braja (2014)**	**Smith (2014)**
E_t	$\approx 0.40H$ avec min 15cm	Min 30cm	Min 30cm	---
E_p	≈0.08H	---	0.10H	---
E_s	≈0.08H	≈0.08H à 0.13H	0.10H	0.10H
b	0.20+0.45H	0.40H à 0.65H	0.50 à 0.70H	0.50 à 0.70H
x	≈0.13H à 0.20H	≈0.13H à 0.22H	0.10H	0.15H
h_{voile}	0.92H	0.87H à 0.92H	0.90H	0.90H
Fruit minimal	2%	2 à 6cm/m de hauteur	2%	---

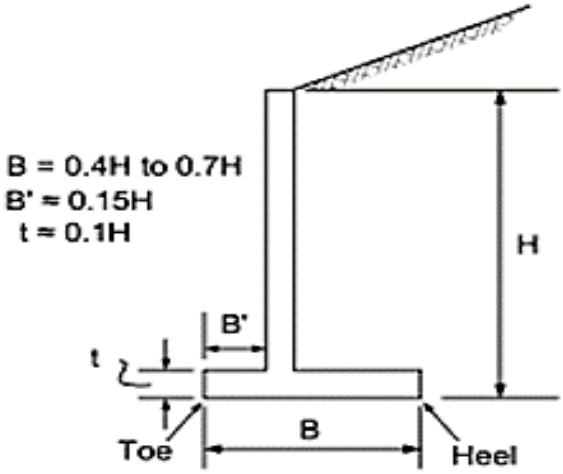
L'analyse du tableau ci-dessus fait ressortir que le prédimensionnement initial donné par le document **Mur73-Setra (1993)** propose des dimensions serrées comparées avec les autres ouvrages de **Braja (2011, 2014)** et **Smith (2014).** On constate qu'une seule valeur est affectée pour la largeur de la semelle qui se présente un peu sous-estimée par rapport aux autres cas qui donnent des intervalles avec libres choix. Cela permet aux projeteurs de procéder davantage aux tests requis et de choisir le prédimensionnement initial convenable. Les épaisseurs E_t, E_P et E_s sont aussi réduites en comparaison avec les autres ouvrages. On distingue alors que les propositions rapportées dans l'ouvrage de **Braja (2014)** répondent de mieux à toutes les conditions pouvant éventuellment s'imposer lors de la conception de ce type d'ouvrages de soutènement.



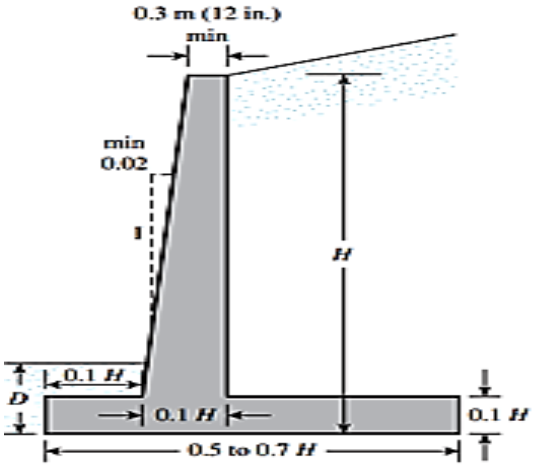
a)- Mur73-Setra (1993)



b)- Braja (2011)



c)- Smith (2014)



d)- Braja (2014)

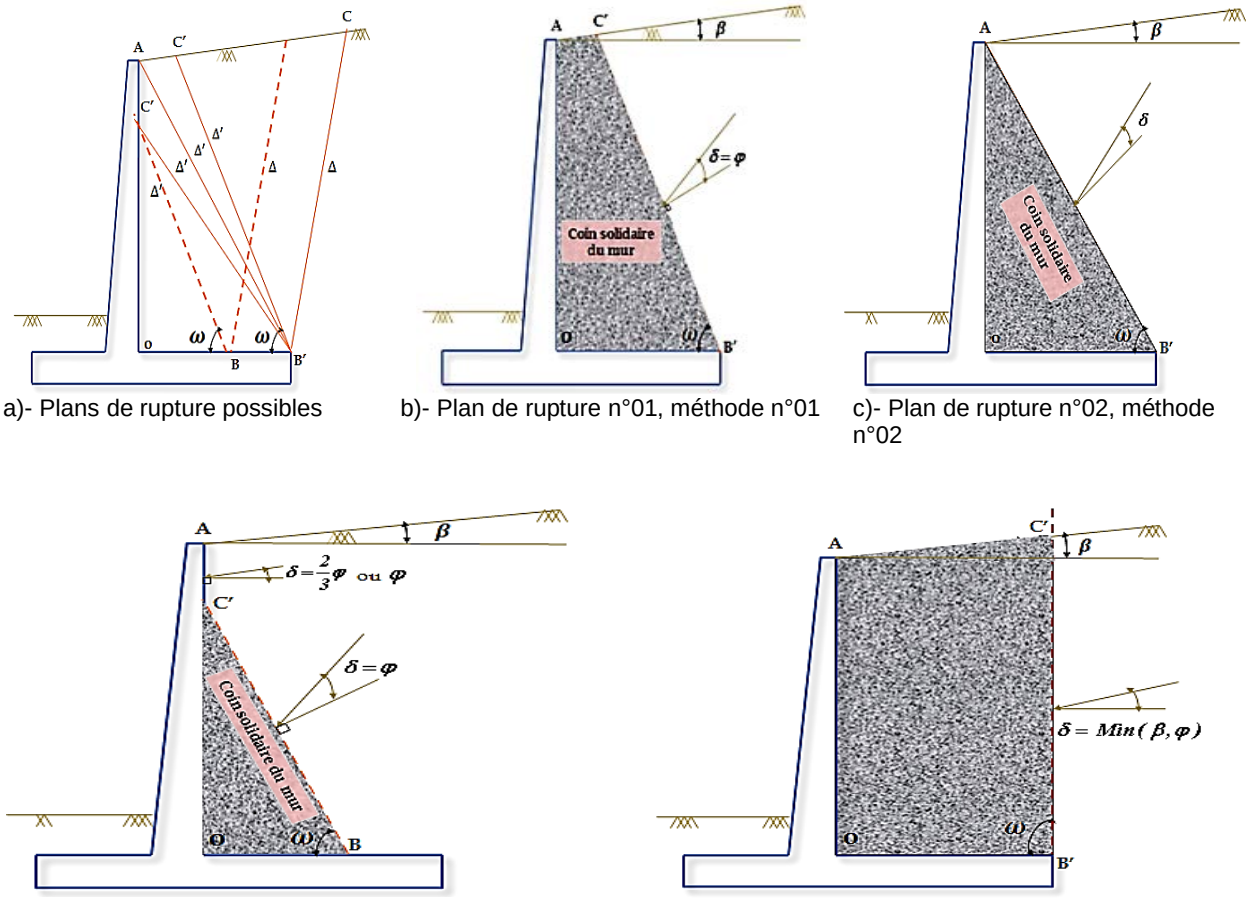
Figure 1.37- Approches des prédimensionnements du mur de soutènement en béton armé en T renversé

1.6.3 Méthodes de calcul de la pression des terres derrière un mur en béton armé de type ‘‘Cantilever’’

Il est rapporté dans les ouvrages spécialisés édités par **Setra (1993)**, **Clayton (2013), Braja (2014)** et **Smith (2014)** que lorsqu'un mur de soutènement en béton armé en T renversé avec un talus infini se déplace dans le sens d'expansion du sol soutenu en état actif, au moins trois plans de rupture bornés par deux droites Δ et Δ' peuvent se produire. Lorsque, ces deux droites se joignent et passent par l'arête du talon de la semelle d'une part et d'autre par quand la droite Δ' rencontre la ligne du talus infini, une 1ère surface de glissements se produit dans le sol retenu, cependant la 2ème surface de glissement sera marquée lorsque les deux droites se joignent et passent par la semelle et quand la droite

Δ' coupe la face interne du voile- Figure 1.39(a). Encore, une 3ème surface de glissement peut se produire lorque la droite Δ' passe par l'arête du talon et rencontre le voile en tête au point A. Les trois surfaces résultantes (AOCB) et (COB) et (AOB') se considèrent comme des zones solidaires au mur et n'agissent pas sur la stabilité du mur de soutènement mais elles participent par ses propres poids à la stabilisation de l'ouvrage de soutènement. Par méthodes conventionnelles, la pression des terres agissant sur le mur doit se calucler par la méthode de Rankine ou la méthode de Culmann en considérant un angle d'inclinaison δ sur la normale au plan de tracé Δ' qui doit être déterminée. Les trois méthodes correspondantes sus-discutées sont lourdes en utilisation, c'est pourquoi une méthode d'approximation alternative a été instaurée et demeure régulièrement utilisée. La méthode consiste en calcul de la pression des terres basé sur le poids du remblai excercé sur un plan vertical fictif qui passe par l'arête du talon de la semelle au point B' et en même temps il coupe la ligne du talus infini au point c. La zone ainsi délimitée (AOB'C) a seulemnt un effet pondéral. Par plan de rupture, les valeurs de l'angle d'inclinaison sont mentionnées sur la figure 1.39(a ,b ,c , d).

Il faut souligner que ce plan vertical fictif ne correspond à aucune ligne de rupture réelle et le schéma considéré ne peut donc être physiquement justifié. Nénmoins cette méthode demeure communément utilisée et elle est rapportée dans plusieurs ouvrages spécailisés. D'ailleurs, elle est ordinairement considérée parmi les hypothèses des calculs classiques menés par les divers logiciels. En fait, la méthode suppose que le sol soutenu ou le massif en remblai limité soit homgène et elle conditionne un choix convenable de l'angle d'inclinaison δ de la poussée résultante.



a)- Plans de rupture possibles

b)- Plan de rupture n°01, méthode n°01

c)- Plan de rupture n°02, méthode n°02

d)- Plan de rupture ° 03, méthode n° 03

e)- Plan de rupture vertical et fictif, méthode alternative

Figure 1.38- Plans de rupture possibles et méthodes de calcul de la pression des terres derrière un mur en T renversé

1.6.4 Calcul de la stabilité externe du mur en béton armé de type ‘‘Cantilever’’

Le calcul de la stabilité externe de l’ouvrage tient en compte les quatre modes de rupture sus-mentionnés. Pour chacun de ces modes, un facteur de sécurité est calculé. Le facteur le plus petit est à retenir. Néanmoins, s’il est très proche ou inférieur à 1, il est considéré insuffisant. A ce moment là, le prédimensionnement initial est à revoir. Généralement, il est pris supèrieur ou égal à 1.5. Pratiquement, les coefficients de sécurité relatifs aux modes rupture sont soumis à l’application de certaines normes et de règlements régissant la justification des ouvrages de soutènement parmi lesquels on cite : le règlement français basé le fascicule 62, titre n°05 des clauses de conception techniques générales ‘‘CCTG’’ et le règlement commun de l’Eurocode basé sur la norme NF P94-281.

1.6.4.1 Vérification de la stabilité au renversement

En spécifiant un axe de rotation qui est généralement désigné à l'arête du patin en aval du mur, le coefficient de sécurité de glissemnt F_R pourra être calculé par l'estimation du rapport des moments de forces participant à la stabilistaion du mur et la somme des moments de forces motrices qui tendent à renverser le mur tel qu'il est décrit par l'expression suivante:

$$\boldsymbol{F_R = \frac{\sum Moments\ des\ forces\ résistantes/un\ point\ O}{\sum Moments\ des\ forces\ motrices/un\ point\ O}}$$

1.6.4.2 Vérification de la stabilité au glissement

Le coefficient de sécurité de glissement est calculé par l'estimation du rapport de la somme des forces résistantes participant à la stabilisation de l'ouvrage et la somme des forces motrices faisant renverser l'ouvrage comme il décrit par l'expression suivante:

$$\boldsymbol{F_g = \frac{\sum Forces\ résistantes}{\sum Forces\ motrices} = \frac{\sum F_R}{\sum F_M}}$$

Le mur est considéré stable lorsque le coefficient de sécurité F_s atteigne des valeurs supèrieures ou égales à 1.5

1.6.4.3 Vérification au poinçnnement

Par leurs modes de conception et de fonctionnement, les murs de soutènement en béton armé de type''cantilever'' sont susceptibles à la rupture par poinçonnement. Pour vérifier la stabilité vis-à-vis de ce type de ruine, les formules utilisées pourle calcul de fondations superficielles sont à utiliser. Il est plus avantageux que les détails de calcul soient ordinairement rapportés et explicitement exposés dans les ouvrages spécialisés.

1.6.4.4 Vérification de stabilité d'ensemble

Pratiquement, la vérification de stabilité globale d'un mur de soutènement est basé sur la détermination du coefficient de sécurité le plus petit. Autrement dit, c'est l'étude des surfaces circulaires pour lesquelles, il est recherché le cercle le plus défavorable et qui nécessite la plus grande résistance du sol. Le cofficient de sécurité est le résultat de la relation entre la résistance du cisaillement du sol en rupture et la résistance au cisaillement qu'il doit générer.

Les forces qui tendent à déstabiliser le sol étudié sont principalement son poids propre, les surcharges appliquées dans le cercle de glissement testé y compris le poids propre du mur de soutènement avec les surcharges et les éléments de rétention s'ils existent, l'éxcitation sismique ou toutes autres actions externes déstabilisatrices- Figure (1.40).

Quantitativement, ce coefficient de sécurité est exprimé en termes de moments des forces résitantes sur les moments de forces motrices exprimés par rapport au centre du cercle étudié comme il est indiqué ci-dessous:

$$\boldsymbol{F_{gl}} = \frac{\sum \boldsymbol{M_R}}{\boldsymbol{M_M}}$$

Avec M_R: Moments résistants

M_M: Moments motrices

Ainsi, les calculs de vérification peuvent être éffectués par une ou un ensemble des méthodes déstinées aux études de stabilité des pentes et parmi lesquelles on cite en particuliers, les méthodes de Bishop, Fellenius et petterson, Spenser, Janbu et Morgenstern. Actuellement, ces méthodes sont fréquemment implémentées dans presque tous les logiciels de calculs spécialisés.

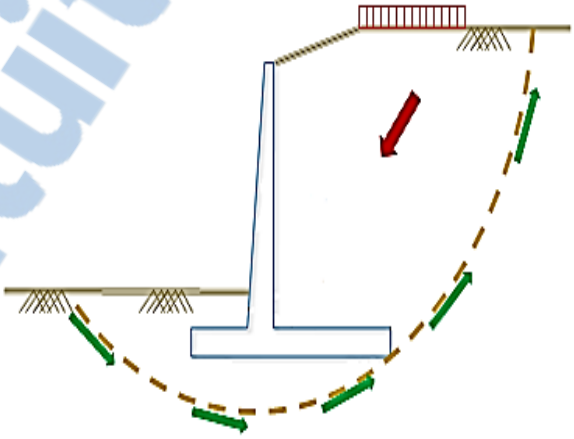


Figure 1.39- Exemple de traitement du problème de stabilité globale

Rapportgratuit.com

1.7 Conclusion

On conclue qu'actuellement, il n'existe pas un règlement propre au dimensionnement des écrans de soutènement néanmoins le règlement de l'Eurocode7 recommande particulièrement des règles de bonne pratique relatives à la rupture par rotation ou translation de l'écran ou de ceraines de ses parties suivant des modes typiques de rupture rotationnelle et aussi à la rupture par défaut d'équilibre vertical en vérifiant la capacité portante du sol sous les charges verticales appliqués à l'écran. Ces deux états limites sont à ajouter aux autres états dictés par ce règlement pour tous les ouvrages de soutènement néanmoins, des annexes à ce règlement s'ajoutent au fur et à mésure pour remédier aux insuffisances enregistrées à l'instar de la norme française NF P 94-282 récemment apparue et qui porte sur le calcul des écrans de soutènement dont un aperçu lui a été réservé dans ce chapitre. Cependant, les méthodes de calculs des écrans de soutènement sont classées en cinq grandes familles à savoir: Les méthodes classiques dites à la rupture basées sur l'équilibre des états limites de poussée et de butée, la méthode aux coefficient de réaction basée sur les lois réhologiques ou comportements élasto-plastiques, la méthode des éléments finis basée sur les modèles de comportement des sols sophistiqués, les méthodes empiriques et semi-empirique qui tiennent compte du comportement observé des ouvrages et en fin les méthodes de calcul des états limites ultimes fondées sur les théori es de plasticité.

Dans ce présent chapitre, on s'est intéressé à aborder les trois principales méthodes avec plus de détails. Il s'avère que les méthodes classiques de calcul aux états limites, s'appuyent sur trois principales méthodes utilisant des hypothèses de pousseés et de butées identifiées par les méthodes de Coulomb, Rankine et des équilibres limites, celles-ci permettent de calculer les coefficients de poussée et de butée afin de vérifier l'équilibre des forces résultantes et exercées sur l'écran. Ces méthodes dites à la rupture conviennent éfficacement pour le prédimensionnement des ouvrages de soutènement y compris le modèle de soutènement vertical mais sans pouvoir évaluer d'éventuels déplacements. Ils sont peu, les logiciels spécialisés qui adoptent ces dites méthodes.

Aussi, la méthode de coefficient de réaction repose sur les méthodes de coulomb, Rankine et sur les tables de Caquot - Kérisel et al. Contrairement aux méthodes classiques, elle ne s'intéresse pas à l'équilibre des états limites de poussée et de butée mais elle considère une loi d'interaction entre le sol et la structure. La pression horizontale exercée par le sol sur l'écran à un point donné est directement proportionnelle au déplacement de l'écran à ce même point et il en résulte un module de réaction. Ce module

appelé encore coefficient peut être déterminé par des formules diverses. Cette méthode permet également de prendre en compte l'effet des phases de sollicitations antérieures et en fait elle convient aux calculs des excavations par phase. Par sa simplicité , elle est plus maitrisée et utilisée par de multiples logiciels spécialisés dans les calculs des écrans de soutènement et elle permet d'estimer les déplacements éventuels néanmoins son principal inconvénient réside dans la difficulté du choix du coefficient de réaction et elle n'est pas développée pour le prédimensionnement de ces ouvrages.

Concernant la méthode aux éléments finis, la modélisation numérique des ouvrages de géotechniques repose sur un ensemble d'hypothèses principales concernant la géométrie de l'ouvrage et de son environnement, les matériaux et leur comportement, les chargements, les conditions aux limites permettant de modéliser l'interface sol-structure, les conditions initiales, le phasage d'exécution des travaux, la densité de maillage et la conduite du calcul.

En pratique, les logiciels de calcul par éléments finis sont devenus des outils pour l'ingénieur, au même titre que les méthodes de calcul traditionnelles de la mécanique des sols. L'utilisation d'un code de calcul a été rendue très facile par le développement de préprocesseurs et de post- processeurs conviviaux et simples d'emploi. Les mailleurs automatiques offrent des possibilités très intéressantes mais la construction du maillage d'éléments finis dépend du choix de l'élément de massif élémentaire du matériau considéré et qui peuvent être bidimensionnels ou tridimensionnels.

Ces éléments élémentaires sont constitués par des éléments de forme triangulaire ou quadrangulaire de trois à plusieurs nœuds. Leur usage est fonction de la complexité de l'ouvrage étudié et de son environnement. A titre d'exemple, le logiciel Plaxis donne la possibilité d'utiliser deux types d'éléments de massif de 6 nœuds et 15 noeuds représentant des modèles en déformation plane ou axisymétrique. Le maillage peut être grossier ou fin et même combiné. Le choix du type de maillage dépend de la différence entre les résultats obtenus par les simulations diverses, si celle-ci est faible, le raffinement de maillage alors n'est pas nécessaire.

Il n'existe pas un modèle universel règlementé et il revient au concepteur de choisir son modèle et surtout les dimensions géométriques de ce modèle tout en visant à prendre en compte toutes les conditions aux limites du domaine étudié. Cependant, on trouve dans la littérature spécialisée des recommandations relatives à la construction des modèles spécifiques pour quelques types d'ouvrage..

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

L'éfficacité de la modélisation est dépendante de la loi de comportement opté pour les calculs qui devra être simple et il doit comporter un nombre limité des paramètres mécaniques faciles à identifier à partir des données expérimentales courantes.

A la fin de ce chapitre, nous avons appris que les murs gravitaires du type « Cantilever » sont des ouvrages largement utilisés pour leur simplicité d'exécution. Ainsi, ce type d'ouvrages de soutènement se distingue aux autres types par l'opportunité d'adatper le mur projeté à l'environnement de son emplacement, à son mode de fonctionnement, au domaine d'emploi….Gràce, aux choix libre du positionnement du voile par rapport à la semelle, les largeurs du talon et du patin se limitent et par conséquent l'exploitation de l'emprise réservée est bien sur rationnelle. Néanmoins, ces ouvrages sont vulnérables aux aux phénomènes de glissement, renversement, poinçnnement du sol de fondation et à l'instabilité globale. Certaines normes qualifie l'instabilté interne de l'ouvrage en termes de résistance comme un 5ème mode qu'ils faut les tenir en compte. En se basant sur un dimensionnement initial, ce type d'ouvrages peut être calculé classiquement par des méthodes simplifiés ou alternatives. Malheureusement, il n'existe aucun dimensionnement proportionnel pour qu'il soit commun et unique.

2.1 Introduction

La conception des ouvrages des soutènements nécessite l'estimation des pressions latérales des terres agissant sur les murs de soutènement, celle-ci dépend essentiellement des caractéristiques du sol soutenu et du sol de fondation. Aussi, les modes de mouvement du sol jouent un rôle important dans l'estimation de son intensité et de sa distribution.

En considérant la figure (2.1), si le mur ne subit aucun mouvement, les déformations horizontales sont nulles. Les pressions des terres sont alors appelées pressions de terres au repos. Lorsque la surcharge q=0, le rapport entre la contrainte effective latérale σ_h et la contrainte effective verticale σ_v donne le coefficient de pression des terres au repos noté k_0 et il est exprimé par la formule ci-dessous :

$$k_{0=}=\frac{\sigma_h^{'}}{\sigma_{v0}^{'}} \qquad (2.1)$$

Lorsque le mur se dépalce loin du sol soutenu, les pressions des terres sont appelées pressions des terres actives. Lorsque le déplacement augmente, les contraintes dans le sol atteignent le critère de rupture. Lorsque la surcharge q=0, le rapport entre la contrainte effective latérale et la contrainte effective verticale donne le coefficient de pressions des terres actif noté k_a et il est calculé par la formule ci-après :

$$k_a=\frac{\sigma_h^{'}}{\sigma_v^{'}} \qquad (2.2)$$

Quand le mur est repoussé contre le sol soutenu, celui-ci est comprimé (contracté), sa réaction augmente avec l'accroissement du dépalcement de mur vertical jusquà ce qu'un état déquilibre limite soit atteint dans le massif. Il agit alors d'un état d'équilibre passif ou état limite de butée. Lorsque la surcharge q=0, le rapport entre la contrainte effective latérale et la contrainte effective verticale donne le coefficient de pressions des terres actif noté k_p et il est calculé par la formule ci-après :

$$k_{p=}=\frac{\sigma_h^{'}}{\sigma_v^{'}} \qquad (2.3)$$

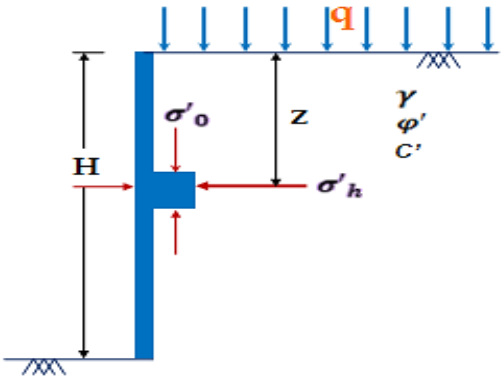


Figure 2.1- Pression des terres au repos

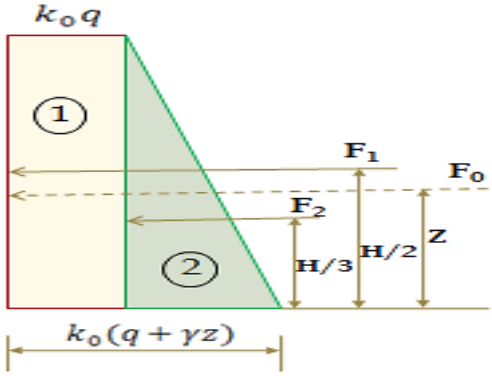


Figure 2.2- Diagrammes de pression des terres au repos

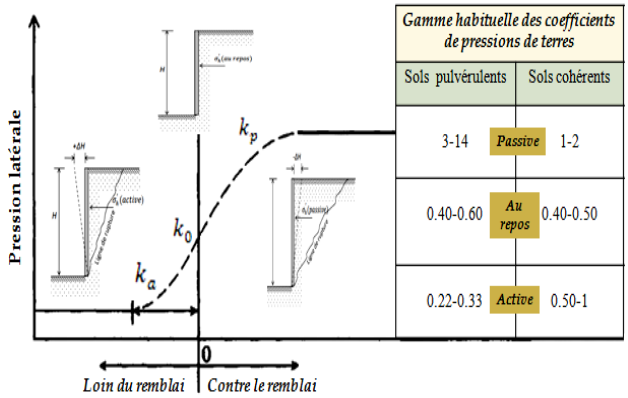


Figure 2.3-Illustration des pressions actives et passives avec la gamme habituelle des valeurs pour sols pulvérulents et cohérents.

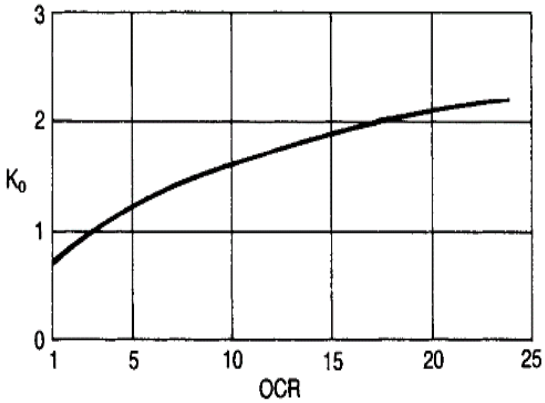


Figure 2.4- Relation typique entre k_0 et le coefficient de surconsolidation « OCR » pour les sols argileux- **(Craig, 2005)**

2.2 Les composantes de la pression des terres

En considérant la figure (**3.1)**, à n'importe quelle profondeur z sous la surface superieure, la contrainte verticale correspondante est:

$$\sigma'_0 = q + \gamma z \qquad (2.4)$$

Rapelons que les charges appliquées à tout ouvrage de soutènement sont produites par les pressions des terres et les pressions représentant la somme de la contrainte effective normale à la face du mur et la pression intersticielle. Si le mur est au repos et aucun déplacement n'est possible, la déformation horizontale est donc nulle, cependant la pression latérale à la profondeur z est donnée comme suivant:

Pour $\Delta x = 0$,

$$\sigma'_h = k_0 q + k_0 \sigma'_0 + u \qquad (2.5)$$

En absence de la pression interstitielle d'eau (u=0), on obtient:

Pour $\Delta x = 0$,

$$\sigma_{\mathrm{h}}^{'} = k_0 \mathrm{q} + k_0 \sigma_0^{'} = k_0(\mathrm{q} + \gamma \mathrm{z}) \qquad (2.6)$$

Pour $\Delta \mathrm{x} < 0$,

$$\sigma_{\mathrm{h}}^{'} = \sigma_{\mathrm{a}}^{'} = K_a(\mathrm{q} + \gamma \mathrm{z}) \qquad (2.7)$$

La contrainte de cisaillement du sol est donnée par l'expression ci-dessous:

$$\tau^{'} = \mathrm{c}^{'} + \sigma' \tan \varphi' \qquad (2.8)$$

Avec $\sigma = \sigma^{'} + \mathrm{u}$ (2.9)

L'intensité et la quantité de la pression sont également affectées d'une manière significative par :

a/- La façon dont le mur se déplace (modes de mouvement)

b/- Le mode de mouvement du sol

c/- La quantité du mouvement qu'il subit.

En conséquence, la force de pression totale notée F_0 peut être obtenue par le calcul de la surface du diagramme montrée dans la figure (2.2):

$\mathrm{F}_0 = \mathrm{F}_1 + \mathrm{F}_2$ soit :

$$\mathrm{F}_0 = k_0 q + \frac{1}{2} k_0 \gamma \mathrm{H}^2 \qquad (2.10)$$

Avec F_1: La force de pression des terres latérale dans le réctangle 1

F_2: La force de pression des terres latérale dans le triangle 2

Le point d'application de la force F_0 peut être aussi obtenu par le calcul des moments par rapport à la base du mur qui donne:

$$\mathrm{z} = \frac{F_1\left(\frac{H}{2}\right) + F_2\left(\frac{H}{3}\right)}{F_0} \qquad (2.11)$$

2.3 Aspect des pressions des terres exercées sur les ouvrages de soutènement

La pression des terres joue un rôle de principal facteur contribuant à la pression la térale globale. Comme il a été discuté ci-dessus, on compte trois cas de pression des terres à

savoir : a)- pression des terres au repos, b)- pression des terres actives et c)-pression des terres passive.

Pour tous les types d'ouvrages de soutènement, la pression des terres est une pression des terres active. Cependant, elle est une pression active-passive dans les cas des palplanches et des fouilles profondes et blindées. Concernant les ouvrages de soutènement sous sol, les blocs d'ancrage, les fondations des piles et des culées des ponts, la pression latérale est une pression des terres au repos- **Fang (2006)**.

2.4 Coefficient de pression des terres au repos

Les investigations menées pour évaluer le coefficient de pression des terres au repos k_0 comprennent trois classes à savoir :a)-Procédés des essais expérimentaux, b)-Méthodes d'analyse des facteurs affectant le coefficient k_0 et c)-Prédiction des règles et expréssions de variation dans le coefficient k_0 .

Zhao (2010) a rapporté que les premières études sur le coefficient $k_0$ont été effectuées sur des sols pulvérulents tandis que les essais sur les sols cohérents ont été effectués en grande partie sous une basse pression. **Jaky(1944)** a développé une équation empirique simple permettant de déterminer les valeurs de k_0 qui sont basées sur la corrélation avec l'angle de frottemnt interne du sol telle qu'elle est présentée par l'expression suivante:

$$k_0 \approx 1 - sin\varphi \qquad (2.12)$$

Cette équation convient pour les sols sableux et argileux.

Le coefficient de pression des terres au repos peut être estimé par la théorie d'élasticité ou la loi de Hooke par l'expression suivante :

$$k_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \qquad (2.13)$$

Dans ce cas, le coefficient k_0 est appelé le coefficient de pression des terres au repos dû au coefficient de poisson ν , **Braja (2008)**.

Plus tard, **Hendron (1963)** a trouvé une autre solution analytique qui a montré un assemblage des sphères uniformes justifié par l'équation suivante :

$$k_0 = \frac{1}{2}\left[\frac{1+\frac{\sqrt{5}}{8}-3\frac{\sqrt{5}}{8}(sin\varphi)}{1-\frac{\sqrt{5}}{8}+3\frac{\sqrt{5}}{8}(sin\varphi)}\right] \qquad (2.14)$$

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Pour les argiles normalement consolidées, **Brooker et Irland (1965)** a proposé l'expresion suivante :

$$k_0 = 0.95 - sin\varphi_u \qquad (2.15)$$

Par la suite, de nombreuses modifications de cette équation (k_0) ont été également proposées afin de prendre en compte de l'effet de l'histoire des contraintes. Il a été constaté que les valeurs du coefficient k_0 pour un sol surconsolidé sont nettement élevées de celles pour un sol normalement consolidé- Figure (2.3). En effet **Mayne et Kulhawy (1982)** donnent une équation qui tient en compte du coefficient de surconsolidation "OCR" définie comme suivant :

$$k_0=(1-\sin\varphi)(OCR)^m \quad \text{avec } m=sin\varphi \qquad (2.16)$$

Si le coefficient "OCR" n'est pas trop grand, **l'Eurocode7** suggère que *m=0.50* et considère les deux expressions respectives pour les deux surfaces horizontale et inclinée données ci-dessous :

$$k_0=(1-sin\varphi)(OCR)^{0.5} \qquad (2.17)$$

$$k_{0,\beta}= k_0(1+sin\beta) \qquad (2.18)$$

Sherif et al, (1984) ont conduit expérimentalement à une equation qui permet d'évaluer le coefficient en fonction de l'angle de frottement interne et la densité du sol (sable dense) comme il est montré comme suivant :

$$k_0=(1-sin\,\varphi)+(\frac{\gamma_d}{\gamma_{d(\boldsymbol{min})}}-1)\text{x}5.50 \qquad (2.19)$$

En fonction de l'indice de plasticité I_p et pour les sols argileux normalement consolidés, **Alpan (1967)** et **Massarsch (1979)** ont sugéré respectivement les deux expressions suivantes:

$$k_0 = 0.19 + 0.233\log(Ip) \qquad (2.20)$$

$$k_0=0.44+0.42\left[\frac{Ip(\%)}{100}\right] \qquad (2.21)$$

En fonction du seuil de l'indice de plasticité $\boldsymbol{I_p}$, le coefficient k_0 peut être exprimé par les deux équations suivantes:

$$k_0 = 0.40 + 0.007(I_p) \quad \text{pour } 0 \leq \mathrm{I_p} < 40 \qquad (2.22)$$

$$k_0 = 0.64 + 0.001(I_p) \quad \text{pour } 40 \leq \mathrm{I_p} < 80 \qquad (2.23)$$

Junhway (2013) a rapporté qu'au cours de ces dernières années, cette équation (k_0) a été verifiée et analysée par divers auteurs à l'instar de **Mesri et Hayet (1993)**, **Michalowski et Park (2004), Michalowski (2005)** et **Pipatpongsa (2009)**. Souvent, il est observé que le coefficient K_0 varie en fonction de l'état de densité du sol- **Vardhanabhuti et Mesri (2007)**. En termes de normes, **Clayton (2013)** relate que l'Eurocode7 combine la formule de **Meyrhof (1976)** et la modification apportée par **Kezdi (1972)** pour les terrains en pentes.

A partir de la figure (2.2), il se révèle la règle communément connue qui situe le coefficient de pressions des terres au repos k_0 entre les deux coefficients k_a et k_p soit :

$k_a < k_0 < k_p$.

2.5 Validité de l'équation de Jaky

Aux fins pratiques d'ingénieries géotechniques, l'équation (k_0) demeurre modérément valide et suffisamment précise plus que d'autres solutions car elle fournit une bonne estimation de k_0- **Mesri et Hayet (1993)**. Il faut tenir que ce coefficient n'est pas constant mais il montre une tendance croissante avec l'accroissement de la consolidation du sol- Figure (2.3). Il se caractérise aussi par la non-linéarité plus évidente pour les sols cohérents contrairement aux sols pulvérulents pour motif de la variation du taux des vides pendant de la compression au fil des essais- **Zhao (2010)**.

2.6 Passage en revue des travaux de prédiction de pressions des terres latérales sur les ouvrages de soutènement

2.6.1 Travaux créateurs

Les travaux initiateurs portant sur l'estimation des pressions des terres latérales ont été entrepris bien avant par **Coulomb (1776)** et **Rankine (1857)**. Ces deux méthodes communément utilisées supposent que la distribution des pressions des terres latérales actives et passives est linéaire et triangulaire. **Sherif et al. (1984)** ont effectué des essais sur des modèles préparés dont les résultats montrent que la répartition des pressions des terres au repos et dans l'état actif est également triangulaire. Cependant, autres résultats expérimentaux démontrent que cette distribution est non linéaire notamment pour les murs à paraments rugueux- **Tsagareli (1965)**, **Matsuzawa et al. (1978)**, **Fang et Ishibashi**

(1986), **Teng (1988)**. Les résultats issus de la méthode des éléments finis rapportés dans les différents articles publiés ont également révélé que la répartition des pressions des terres latérales est un problème dépendant des déplacements induits par les différents modes de mouvement subis par le mur de soutènement.

2.6.2 Effet des modes de mouvement du mur sur la distribution des pressions des terres latérales

Dans la litérature spécialisée, il est rapporté que le mur de soutènement peut subir trois modes de mouvement au minimum qui sont :a)-La translation (T), b)- La rotation autour de la base(RB), c)- La rotation autour du sommet (RS). Parfois le mouvement peut être considéré comme combinaison de plusieurs modes- Figures (2.5) et (2.6).

La littérature rapporte fréquemment que les deux méthodes classiques de **Rankine (1857)** et **Coulomb (1776)** peuvent calculer les pressions des terres uniquement à l'état limite mais elles excluent l'effet des modes de mouvement des murs de soutènement. Les dimensions géométriques des éléments structuraux des murs (Semelle, voile, contreforts, bêche…) sont également exclues des objectifs visés des deux méthodes. Quand par la méthode des éléments finis, **Potts et Fourie (1986)** et **Hazarika (1996)** ont étudié la répartition typique des pressions des terres en considérant des divers mouvements et ils ont conclu que le développement de frottement du mur croît avec le mouvement croissant du mur. De l'autre coté, il se révèle des travaux expérimentaux menées et analysés par les différents chercheurs que l'intensité de la pression latérale est fortement influencée par la direction du mouvement du mur de soutènement. Cependant, le mode du mouvement contrôle la distribution le long de la hauteur du mur- **Matsuo (1978)**, **Nakai (1985)**, **Bang** et **Hwang (1986)**, **Fang** et **Ishibashi (1986)**, **Fang** et **al. (1994)**, **Liu (2013).**

L'envie de fournir une compréhension plus approfondie sur la relation trouvée entre la pression latérale et le déplacement a poussé beaucoup de chercheurs de développer des téchniques de modélisation et des expressions analytiques relatant cette relation. De toutes manières, des conclusions très intérressantes et des ensignements importants ont été décelés à propos des différents modes et de la quantité du mouvement, influant l'intensité et la répartition de la pression latérale- **Bhatia** et **Bakeer (1989)**, **Fang** et **al. (2010)**.

En trois dimensions (3D), des simulations aux éléments finis ont été effectuées pour étudier la pression des terres active dans un sable et exercées sur un mur rigide. Les effets du mode de déformation, du rapport de forme, de la densité relative et de l'angle de

frottement de la paroi sur le comportement charge-déplacement et en particulier sur la force de pression des terres résultante ont été étudiés et analysées. En conséquence, c'est le mode de déformation en rotation du sommet (RS) qui a été estimé le plus défavorable et il donne les valeurs des forces les plus grandes- **Tom et Achmus (2013)**.

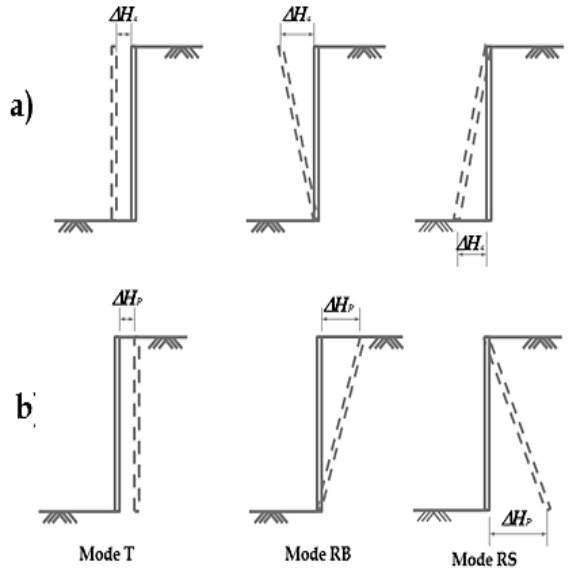


Figure 2.5- Types de modes de mouvement des murs de soutènement a)- Etat actif b)- Etat passif.

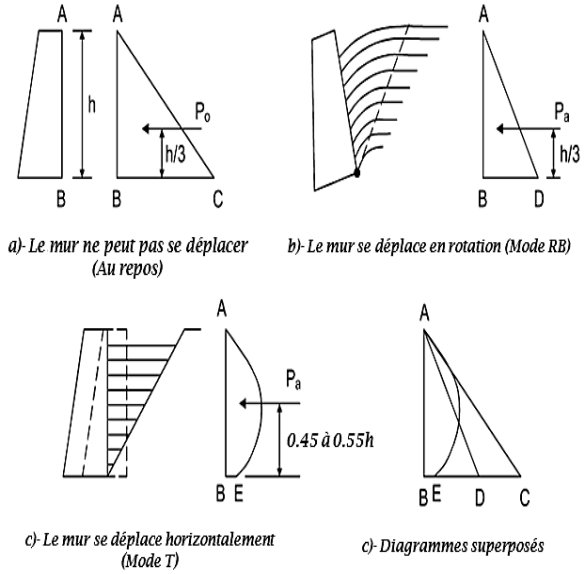


Figure 2.6- Influence des modes de mouvement sur la distribution des pressions de terres latérales actives.

2.6.3 Effet de l'intensité et le point d'application des pressions latérales

L'intensité et le point d'application de la pression des terres latérales résultante sont deux problèmes clés dans l'estimationde la stabilité des ouvrages de soutènement. Bien avant, **Roscoe (1970)** a démontré que l'intensité et le point d'application de la pression des terres résultante sont dépendants du mode de mouvement du mur de soutènement. Expérimentalement et analytiquement, les points d'application se déterminent situés approximativement entre 0.38H et 0.47H pour différents angles de frottement internes du sol et ce dans le cas du mode de translation (T), de 0.24H à 0.30H dans le cas du mode de rotation autour de la base (RB) et de 0.39H à 0.57H dans le cas du mode de rotationautour de sommet (RS)- **Fang et Ishibashi (1986)**. Classiquement, il est reporté dans la littérature spécialisée que les points d'applications des pressions des terres résultantes se localisent généralement entre 0.33 et 0.50H à partir de la base.

2.6.4 Phénomène de voûte affectant la distribution des pressions latérales

Outre aux modes de mouvement et les conditions de frottement du mur, la non-linéarité de la répartition des pressions latérales est ainsi influencée par les effets de voûtes induits par les dépalcements réalisés. Durant les dernières décennies, plusieurs méthodes et solutions ont été proposées par les divers auteurs. Les travaux réalisés par **Tsagareli (1965)**, **Handy (1985)**, **Paik et Salgado (2003)**, **Goel et Patra (2008)**, **Liu et Wang (2014)** discutent analytiquement et numériquement l'apparition des voûtes dans le massif soutenu qui est en état actif. Toutefois, ces méthodes développées se limitent uniquement pour les sols pulvérulents en relatant **PingPing et al. (2015)**.

2.7 Quel choix du coefficient de pression des terres?

Le choix du coefficient de pression des teres adéquat pour mener les calculs géotechniques liés aux pressions des terres présente un problème préoccuppant pour une frange importante d'ingénieurs. Dans la littérature, aucun choix unifié n'est montré. De toute façon, s'il n'ya pas de déplacement latéral suffisant qui peut produire des pressions des terres latérales et verticales, la pression des terres entre les deux coefficients k_{aRank} et k_0 est indéterminée. Cependant pour tous les types des ouvrages de soutènement, le coefficient k_{aRank} est à considérer. Si le mur de soutènement conçu rigide sans rotation ou translation, le coefficient k_0 est à considérer- **Bowles (1997)**. En effet, la pression des terres latérale sera élevée et la conception du mur ne sera pas également économique.

Il ressort des multiples travaux réalisés qu'il existe constamment un état actif intèrmédiaire $k_a$entre les deux états classiques de Rankine et de Jaky. En effet, le coefficient actif correspondant se situe entre les deux coefficients extrêmes soit : $k_{aRank} < k_a < k_0$. Pratiquement, des approches approximatives diverses ont été développées pour étudier ces états intèrmediaires et parmi lesquelles on cite à titre indicatif, les approches de **Bang (1985)**, **Frydman** et **Keissar(1987)**, **Goh (1993) Mazindrani** et **Ganjali (1997)**, **Lancellotta (2002)**, **Powerie (2004) Ni** et **al. (2018)**.

Particulièrement, les approches proposées par Bang (1985) et Goh (1993) sont sommairement présentées ci-après pour motif du lien étroit avec les travaux réalisés à l'issu de la présente thèse, cependant les expressions produites par chaque approche citée ici sont identiquement rapportées dans le tableau (2.2).

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

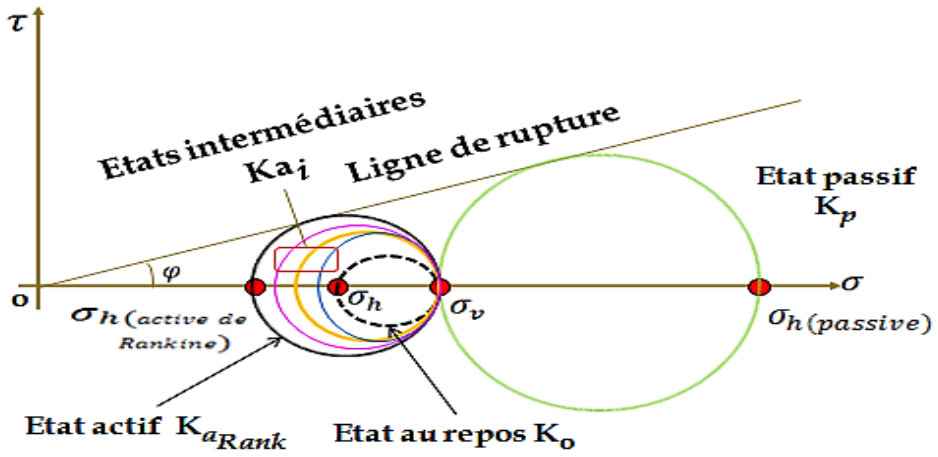


Figure 2.7- Développement des états intermédiaires entre l'état de repos et l'état actif de Rankine

2.8 Méthodes usuelles de calculs des pressions des terres

Dans les travaux de génie civil, la conception de plusieurs ouvrages tels que les murs de soutènement, les palplanches, les culées des ponts et les blocs d'ancrage nécessitent la détermination de l'intensité des pressions actives et passives influant la stabilité de ces ouvrages. Les dites pressions constituent un problème posé dans l'ingénierie géotechnique. Fréquemment, la littérature concernée rapporte que les résultats issus des travaux expérimentaux enregistrent des écarts parfois importants en comparaison avec les résultats issus des calculs numériques et des constats observationnels. Ce problème persiste d'être un sujet intéressant et inhérent pour les chercheurs passionnés du domaine. En conséquence, des méthodes et approches diverses ont été développées et publiées. Néanmoins, on souligne qu'aucune méthode n'a prouvé sa dominance et aucune approche unifiée n'est initiée. Ce problème demeure dès lors un sujet de recherches et d'investigations, attirant et laborieux. Le tableau ci-dessous résume une gamme de méthodes usuelles, détaillée comme suivant:

Tableau 2.1- Méthodes usuelles de calculs des pressions des terres agissant sur les ouvrages de soutènement

N°	Méthodes et approches	Auteurs novateurs
1	Méthodes de calculs à la rupture	**Coulomb(1776)** et **Rankine (1857)**
2	Méthodes graphiques	**Cullmann (1861)**
3	Méthodes d'équilibre limite	**Janbu(1957), Shields et al, (1963)**
4	Théorie de Boussinesq (la méthode spirale logarithmique	**Boussinesq (1882)**
5	Méthode propre à Sokolovski	**Sokolovski (1965)**
6	Méthodes analytiques	**Mazindrani et Ganjali (1997)**
7	Les méthodes numériques par la méthode des éléments finis MEF et des différences finis MDF	**Potts et Fourie (1986), Hazarika et Matsuzawa (1986), Smith et al, (2006)**

Comme il a été discuté auparavant, on présente dans le tableau (2.2), les différentes expressions développées et proposées pour les calculs des pressions de terres latérales durant les dérnières années. On mentionne que ces expressions si longues nécessitent d'être programmée dans des feuilles de calculs de Microsoft excell par exemple ou même implémentée dans des progiciels de calculs. Pratiquement, l'approche de **Mazindrani et Ganjali (1997)** est d'ailleurs rapportée dans l'ouvrage édité de **Braja (2014)** ayant pour intitulé « *Principles of foundation engineering- 8ème édition* ». Elle est aussi convenue dans les modules du progiciel des calculs géotechniques « *GEO5 fine* ».

Tableau 2.2- Estimation des coefficients des pressions de teres actives et passive derière les murs de soutènement rigides

Coefficient de pressions des terres actives et passives	Auteurs novateurs
$k_a = \frac{(1+sin^2\varphi) - \sqrt{(sin^2\varphi+1)^2 - (1-sin^2\varphi)(4tan^2\delta - sin^2\varphi + 1)}}{(4tan^2\delta - sin^2\varphi + 1)}$	Frydman et Keissar (1987)
$k_a = 0.50(k_{aRank} + k_0)$ *avec* $\delta \neq 0$ **et** $\beta = 0$	Goh (1993)
$k_a = \frac{1}{cos^2\varphi}\left\{2cos^2\beta + 2\left(\frac{c}{\gamma z}\right)cos\varphi.sin\varphi - \sqrt{[4cos^2\beta(cos^2\beta - cos^2\varphi) + 4\left(\frac{c}{\gamma z}\right)^2 cos^2\varphi + 8\left(\frac{c}{\gamma z}\right)cos^2\beta sin\varphi cos\varphi]}\right\} - 1$ $k_p = \frac{1}{cos^2\varphi}\left\{2cos^2\beta + 2\left(\frac{c}{\gamma z}\right)cos\varphi.sin\varphi + \sqrt{[4cos^2\beta(cos^2\beta - cos^2\varphi) + 4\left(\frac{c}{\gamma z}\right)^2 cos^2\varphi + 8\left(\frac{c}{\gamma z}\right)cos^2\beta sin\varphi cos\varphi]}\right\} - 1$	Mazindrani et Ganjali (1997)
$k_a = \left[\frac{cos\delta}{1+sin\varphi}\left(cos\delta - \sqrt{sin^2\varphi - sin^2\delta}\right)\right]e^{2\theta tan\varphi}$ ***Avec*** $2\theta = sin^{-1}\left(\frac{sin\delta}{sin\varphi}\right) - \delta$ $k_p = \left[\frac{cos\delta}{1-sin\varphi}\left(cos\delta + \sqrt{sin^2\varphi - sin^2\delta}\right)\right]e^{2\theta tan\varphi}$ ***Avec*** $2\theta = sin^{-1}\left(\frac{sin\delta}{sin\varphi}\right) + \delta$	Lancellotta (2002)
$k_a = \left[\frac{1-sin\varphi cos(\Delta-\delta)}{1+sin\varphi}\right]e^{-\{(\Delta-\delta)tan\varphi\}}$ $k_a = \left[\frac{1+sin\varphi cos(\Delta+\delta)}{1-sin\varphi}\right]e^{(\Delta+\delta)tan\varphi}$ ***Avec*** $sin\Delta = \frac{sin\delta}{sin\varphi}$	Powerie (2004)

$$k_a = \frac{k_0}{2}\left(\frac{\dfrac{4tan^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi'}{2}\right)-4}{k_0}}{1+e^{(s/s_a)\,ln\left\{\left[tan^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi'}{2}\right)-tan^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi'}{2}\right)\right]/\left[tan^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi'}{2}\right)-2k_0+tan^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi'}{2}\right)\right]\right\}}} - \frac{\dfrac{4tan^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi'}{2}\right)-8}{k_0}}{2}\right)$$ **S et s_a : A consulter le tableau 2.3.**	Ni et al. (2018)

Tableau 2.3- Déplacement approximatif requis pour mobiliser les pressions des terres actives et passives- Ni et al. (2018)

Type de sol retenu	Clough et Duncan **(1991)**			Becker et Moore **(2006)**		
	S_a	S_p	S_p/S_a	S_a	S_p	S_p/S_a
Sable dense	0.001H	0.01H	10	0.001H	0.02H	15
Sable moyen	0.002H	0.02H	10	-	-	-
Sable lâche	0.004H	0.04H	10	0.004H	0.06H	15
Sol cohésif tendre	-	-	-	0.01H	0.02H	2
Sol cohésif mou	-	-	-	0.02H	0.04H	2
Limon compacté	0.002H	0.02H	10	-	-	-
Argile compactée	0.01H	0.05H	5	-	-	-

Avec H : Hauteur du mur

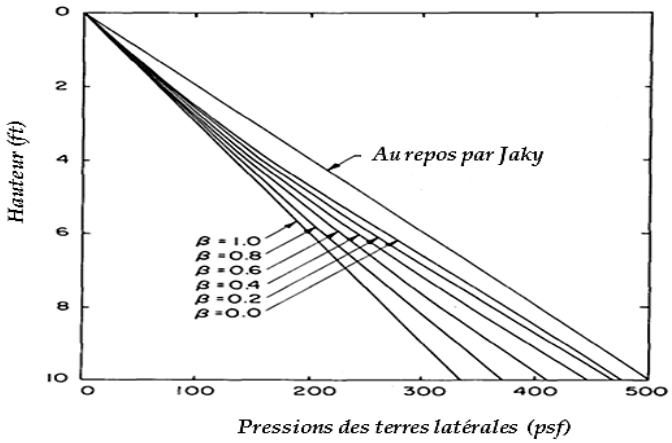
S_a: Déplacement requis pour mobiliser la pression active

S_p: Déplacement requis pour mobiliser la pression passive

2.9 Travaux analytiques de Sangchul Bang (1985)

L'article publié par **Bang (1985)** décrit une solution analytique approximative qui permet d'estimer l'intensité et la distribution des pressions des terres latérales exercées derrière un écran de soutènement rigide et vertical. Le sol soutenu est sans cohésion et d'une surface supérieure horizontale. L'écran subit une rotation vers l'extèrieur autour de sa base et autour de son sommet. Le but visé est d'étudier la transition de l'état au repos à létat complètement actif. La solution démontre que l'état actif peut se différencier de l'état actif initial à l'état actif global. L'état actif initial est conditionné par une phase de translation ou de rotation du mur lorsqu'un élément du sol soutenu développe d'abord un mouvement latéral suffisant. Cependant, l'état complètement actif se produit lorsque toute la zone délimitant le sol soutenu de la surface horizontale à la base du mur est en état

actif. C'est à dire que les contraintes sont à l'état limite à ce stade. Entre les deux états extrèmes de Rankine ou Coulomb et de Jaky, des états actifs intèrmédiaires existent et varient linéairement selon les deux méthodes. La figure (2.8) ci-dessous montre que les pressions de terres en fonction de la hauteur décroit de l'état au repos, l'état actif initial à l'état complètement actif. **Bang (1985)** a conclu que les résultats issus de cette analyse sont en bonne cohérence avec ceux issus des essais expérimentaux réalisés par **Sherif** et **al. (1984).**



N.B :

1foot=32.80cm

1psf=2.09x10^{-1} KN/m^2

β=0: Phase correspondante à l'état au repos

β=1: Phase corresponde à l'état des pressions latérales actives de Rankine avec δ=0°

β=0.2, 0.4, 0.6, 0.8: Phases correspondantes aux états actifs intèrmédiaires.

Figure 2.8- Variation des pressions latérales actives- **Bang (1985)**

2.10 Travaux numériques d'Anthonny Goh (1993)

Dans l'optique de prédire l'intensité et la distribution des pressions des terres exercées sur un mur de soutènement et rendre les calculs aisés, **Goh (1993)** a procédé à une étude d'analyse numérique du comportement du sol soutenu derrière des modèles de murs de soutènement de type «cantilever». Les différentes simulations menées par la méthode des éléments finis ont tenu compte des effets des éléments géométriques du modèle considéré tels que la hauteur du mur, la longueur du talon, la rigidité du mur et les conditions de frottement sol-mur...etc. La construction du mur est exécutée en deux phases. Le sol de fondation se caractérise par sa rigidité et son angle de frottement élevés comparé avec le sol retenu graveleux et lâche. Le modèle numérique montre que la semelle n'est pas ancrée, chose qui signifie que le déplacement de la semelle pourra se produire et sans conditions limitées- Figure (2.9). A la fin du remblaiement, le mur a subi un léger déplacement et une rotation faible autour de la base du mur vers le sol soutenu- Figure (2.10). Les résultats numériques issus montrent que les pressions des terres actives ont été produites entre les deux extrèmes pressions relatives à l'état actif de Rankine et l'état au repos de Jaky. Les pressions latérales prédites correspondent

étroitement aux pressions actives de Rankine pour les deux tiers supèrieurs du voile. Pour le tiers inférieur du voile, les pressions des terres dépassent de manière significative les pressions actives classiques. Toutefois, dans certaines situations, les pressions des terres latérales obtenues lors des analyses sont plus faibles que les pressions actives de Rankine comme il est montré dans la figure (2.12).

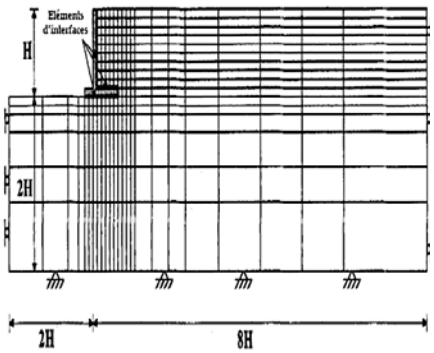


Figure 2-9. Modèle numérique typique avec maillage- Goh (1993)

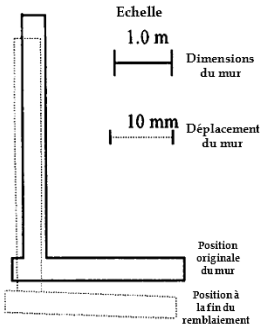


Figure 2-10. Mouvement du mur après remblaiement

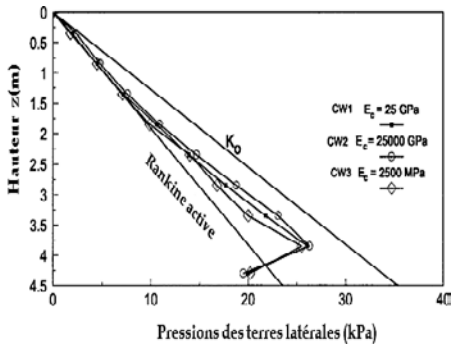


Figure 2-11. Pressions des terres latérales- Variation de la rigidité du mur

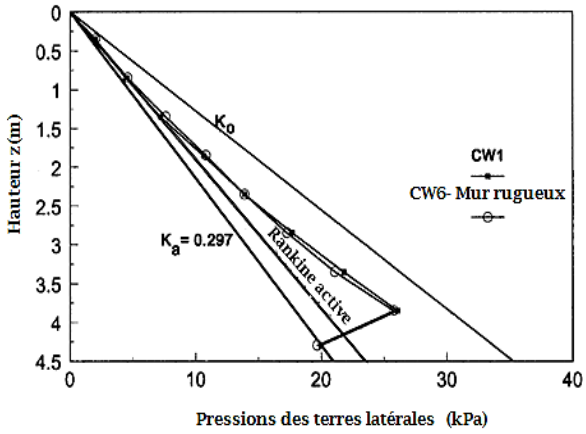


Figure 2-12. Pressions des terres latérales- Variation des conditions de frottement de l'interface du mur

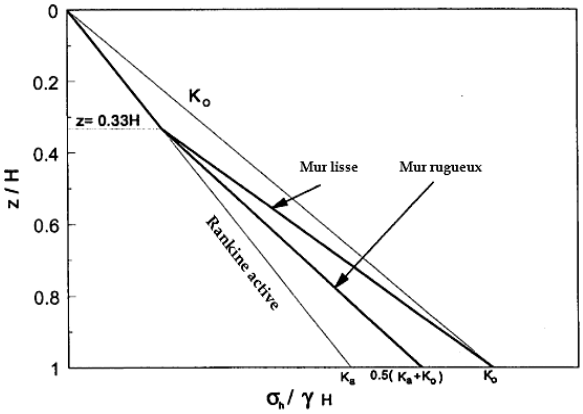


Figure 2-13. Simple concept proposé des profils de pressions des terres latérales- Goh (1993)

Dans la figure (2.13), on constate qu'en dessous de la profondeur z=0.33H à partir du sommet, la répartition de la pression latérale est triangulaire, cependant au dessus de ce seuil, la répartition n'est plus triangualaire mais elle est trapézoidale pour les deux cas de conditions de frottement lisse et rugueux. Ainsi, la pression latérale maxiamale se produit à la base du mur. A la fin de cette étude, **Goh (1993)** a proposé des profils simplifiés de pressions des terres actives- Figure (2.13). Par conséquent, il recommendait que ces profils simplifiés devraient s'appliquer rigourousement qu'aux conditions des murs de soutènement similaires à celles examinés dans son étude paramétrique.

2.10.1 Avis et discussions

En qualité de relecteur, **Day (1995)** a analysé les dits travaux de **Goh (1993)** et il pensait que les profils simplifiés des pressions latérales mentionnés sur la figure (2.13) seraient raisonnables si la semelle du mur est retenue contre le déplacement horizontal. Les pressions de terres proposées sont équivalentes à l'état au repos k_0 à la limite du talon, cette estimation a attiré l'attention du relecteur pour dire que cela entraîne une force de cisaillement importante à la base du mur ce qui doit provoquer un déplacement aussi considérable. A son tour, celui-ci entrainera des pressions des terres infèrieure à k_0 contrairement aux résultats aboutis. Aussi, les pressions des terres proposées dans les conditions d'une paroi lisse sont distinctement élevées comparées avec le cas d'une paroi rugueuse et elles se présentent différentes de ce qu'on puisse s'y attendre.

Dans le même contexte, **Bhatia (1989)** prônait pour un pareil cas qu'une profondeur suffisante d'ancrage de la semelle doit être requise pour réduire les effets de cisaillement sur les contraintes au voisinage de la base du mur. Cette profondeur requise suffisante est estimée pour 0.20H.

2.11 Conclusion

Les conclusions tirées de ce passage en revue sur les travaux expérimentaux, observationnels et numériques portant sur l'estimation des pressions des terres latérales derière les murs de soutènement rigides, se résument comme suivant:

- L'équation de Jaky est modéremment valide et suffisamment précise pour fournir des valeurs de k_0 plus précises que d'autres solutions.
- Conventionnelement, la répartition des pressions latérales pour les trois états (au repos, actif et passif) est triangualire. Cependant, il a été prouvé par des travaux expérimentaux et des analyses numériques que cette répartition est non linéaire.
- La non-linéarité de la répartition des pressions des terres est rendue aux conditions de frottement du mur et aux déplacements induits par les types de modes de mouvements du mur.
- L'intensité et le point d'application des pressions latérales sont influencés par la direction du mouvement du mur du soutènement.
- Dans les sols pulvérulents, la répartition des pressions des terres est aussi influée par les effets de voûtes en précisant un groupe de chercheurs.
- Les points d'application des pressions latérales se localisent conventionnelemnt entre le $\frac{1}{3}\mathrm{H}$ et le $\frac{1}{2}\mathrm{H}$ à partir de la base sans autres spécifications, cependant la détermination

de ces points sont dépendantes des types de modes de mouvement du mur et d'autres facteurs en approuvant une classe de chercheurs.

- Entre les deux états extrèmes conventionnels de Rankine ou Coulomb et de Jaky, des états actifs intèrmédiaires existent qui varient linéairement et non-linéairement selon les méthodes usées.

Un nombre important de méthodes et des expressions analytiques développées pour les calculs des pressions des terres latérales actives et passives, est souvent rapporté dans la litérature spécialisés, néanmoins aucun choix unifié n'est montré. Aussitôt, le problème d'évaluation de la pression des terres se transforme en un sujet attirant mais laborieux pour les chercheurs passionnés.

3.1 Introduction

Les méthodes de dimensionnement des écrans de soutènement reposent actuellement sur des diverses règles de calcul. Si les méthodes classiques dites à la rupture, à la ligne élastique et la poutre équivalente sont encore employées pour certains types d'ouvrages, c'est principalement la méthode du coefficient de réaction et les méthodes numériques qui sont les plus fréquemment retenues. La méthode du coefficient de réaction est assez bien maîtrisée et les seules incertitudes résident dans le choix du coefficient de réaction- **Delattre (2001), Monnet (1994)**.Les méthodes numériques présentent l'avantage de prendre en compte de manière plus précise le comportement du sol et de l'interface sol-paroi et aussi de pouvoir considérer de multiples conditions hydrauliques ainsi que différentes options quant à la modélisation du soutènement. Toutefois, les résultats obtenus par ces méthodes nécessitent encore d'être validés par d'autres résultats expérimentaux aux laboratoires (centrifugeuse par exemple) ou mesurés en place. L'objet du présent travail porte sur la modélisation numérique et l'analyse du comportement d'un écran de soutènement auto- stable du type paroi moulée en béton armé, fiché dans le sable (Fontainebleau) par la méthode du coefficient de réaction à l'aide du logiciel K-Réa –Terrasol et par la méthode numérique aux éléments finis en utilisant le logiciel Plaxis 2D-v8.5. Pour les deux méthodes, on procède aux différentes simulations et ce, lorsque l'écran est fiché dans le sol soutenu non chargé.

Pour la première méthode, on s'intéresse à analyser l'influence de principaux facteurs pouvant affecter les mouvements du sol et la non-stabilité de l'écran de soutènement. Ces facteurs concernent essentiellement le module de Young, la cohésion et l'angle de frottement interne du sol et le phasage des travaux. Concernant la méthode des éléments finis, le sol est homogène et sec, son comportement est décrit par une loi élasto-plastique du type Mohr- Coulomb MC et le modèle de sol non linéaire avec écrouissage HSM. La paroi moulée est modélisée par des éléments « poutre ». Les simulations sont exécutées avec des maillages différents et des coefficients réducteurs de l'interface (sol-paroi) pris variables. Pour les deux méthodes, l'analyse des résultats se focalise sur la déformée de la paroi, les moments fléchissant, les déplacements horizontaux et les pressions des terres. Ainsi, ces résultats obtenus sont confrontés à d'autres résultats expérimentaux- **Gaudin (2002)**.

3.2 Apercus historiques sur les travaux en centrifugeuses

La modélisation physique en centrifugeuse est un moyen complémentaire d'étude et de recherche en plus de nombreuses approches théoriques et des essais sur des ouvrages à grande échelle. Elle est utilisée dans la plupart des domaines relevant de la géotechnique, de la mécanique des roches ainsi que d'autres disciplines faisant parties de la science de la terre…etc. Dans le domaine de la géotechnique, les principaux objectifs sont d'étudier le comportement des ouvrages géotechniques ou le dimensionnement des structures exceptionnelles. Au cours de l'année 1999, la Société britannique de géotechnique a classé la modélisation par centrifugeuse à la cinquième place entre les plus importants développements dans les domaines géotechniques- **Charles (2014)**. Dans cette période, les travaux expérimentaux entrepris par Lyndon et Pearson, ont étudié l'effet des pressions exercées sur un écran de soutènement rigide fiché dans un sable sec à la rupture pour des cinématiques de rotation et de translation- **Lyndon (1985)** quand **Garnier et al, (1999)** et al., ont conduit des essais pour mesurer expérimentalement l'influence de la ruguosité de la paroi sur le comportement des écrans de soutènement- **Bolton et Powerie (1988)** ont également étudié les mécanismes de déformation et de rupture d'un écran de soutènement rigide durant les travaux d'excavation à court et à long terme. Au cours de la même année, **Zhu et Yi (1988)** ont procédé aux essais de modélisation physique pour simuler des murs de soutènement réels. Depuis l'année 1994, le rôle d'influence des éléments structuraux sur le comportement de mur de soutènement, a été prise en compte, et nous rappelons ici en particulier les travaux de **Powerie et al, (1994)** qui visaient à modéliser le processus d'installation d'excavation et de butonnage d'une paroi moulée dans de l'argile, les déplacements et les pressions interstitielles sont contrôléslors de toutes les phases de processus. Dans le même contexte- **Schurmann et Jesberger (1994)** ont procédé aux essais centrifugés pour étudier les profils de pressions développées sur un rideau de palplanches fiché dans un sable sec au cours des travaux d'excavation. Dans la même période, un saut qualitatif a été donné à cette technique et concerne principalement le premier excavateur en vol embarquée et destiné à l'étude d'excavations sur modèles réduits- **Kimura et al, (1994)**. Cette outil a été utilisé dans d'autres études, y compris celles menées par- **Takemura et al, (1999)**. Au cours de l'année 1998, il est devenu possible d'étudier le comportement tridimensionnel des écrans de soutènement. Les travaux innovant de **Loh et al, (1998)** constituent un exemple concret qui portait sur le développemnt d'un excavateur embarqué. L'objectif est d'effectuer en vol l'excavation du sol par ratissage derière deux écrans autostables fichés dans une argile de type de kaolinite. Visant de discerner les causes de ruine d'un ouvrage

réel constitué d'un rideau de palplanches soutenu par un niveau de tirants d'ancrage, **Toyosawa et al, (1996)** ont procédé aux essais sur modèles réduits pour étudier les mécanismes de rupture possibles. Les résultats aboutis concluent que les pressions de poussée et de butée excercée sur la paroi ainsi que l'effort dans les tirants évoluent différemment selon la cinématique de l'ouvrage. Grâce aux améliorations offertes aux centrifugeuses, y compris l'utilisation de téléopérateur pendant le vol, Gaudin a effectué des essais expérimentaux pour étudier le comportement d'un écran de soutènement flexible et autostable- **Gaudin (2002)**. Ces essais demeurent actuellement les seuls essais de références récents ayant traité en particulier, l'interaction entre un sol et une paroi de soutènement auto stable. Ayant la faveur de la table vibrante intégrée dans la centrifugeuse, beaucoup de chercheurs ont axé leurs travaux sur l'analyse du comportement des murs de soutènement sous les effets sismiques parmi lesquels on cite à titre indicatif les travaux de **Matsuo (2002), Alatik (2008)**, **Morikawa (2002)**, **Nakamura (2007)**, **Gabriel (2013)** et **Dashti (2013)**.

Afin d'évaluer l'évolution de l'usage de la centrifugeuse dans les domaines géotechnique, on s'est contenté de mettre à jour l'histogramme préparée par **Corté et Garnier (1986)**. Celui-ci indique le nombre des articles publiés traitant des expériences en centrifugeuse par catégories d'ouvarges géotechniques. Pour se faire, nous avons procédé au recueillement des données fiables à partir des articles récents et largement publiés qui portent en particulier sur la modélisation physique en centrifugeuse. Cet histogramme mis à jour et montré dans la figure (3.1) n'est pas exhaustif et n'a qu'une valeur indicative. Il montre que les essais sur les fondations peu profondes ont conservé leur première position tandis que ceux se rapportant aux murs de soutènement tiennent la même importance avec beaucoup de progrès. Les deux types d'ouvrages représentent le même pourcentage plus élevé et estimé à une valeur d'environ de 16% de cette gamme d'articles. Cependant, les fondations profondes et les pentes perdent leur classement en première et deuxième places. Ils représentent respectivemnt 13% et 14%. Dans la rangée similaire, les tuyaux enterrés, des tunnels et ldes cavités représentent séparément le même pourcentage de 12%. Avec moins de progrès, les tranchées, les sols renforcés, barrages et digues représentent 4% et 6% des articles récents.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

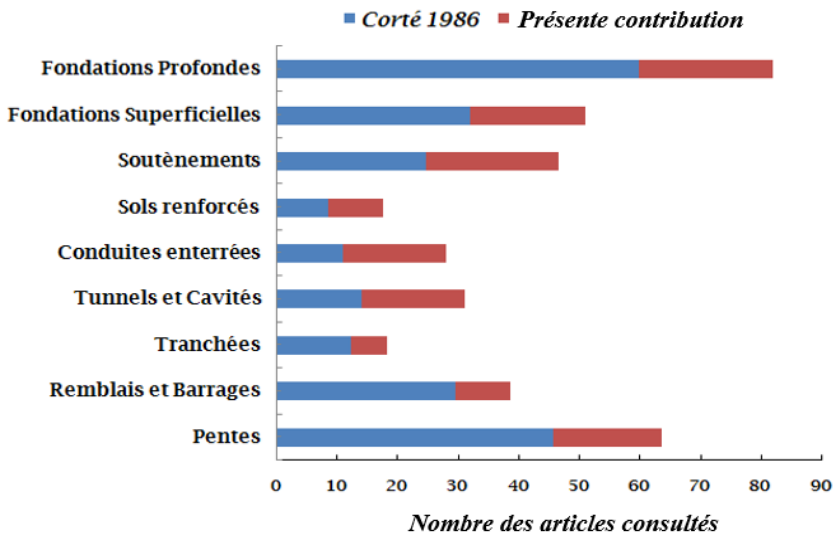


Figure 3.1- Répartition indicative des articles publiés par type d'ouvrages et traitant des essais en entrifugeuses (après Corté, 1986)

3.3 Modèle de référence

On réfère ici qu'au sein de l'IFSTTAR (Institut Français des Sciences et Technologies des Transports de l'Aménagement et des Réseaux), **Gaudin (2002)** a procédé aux travaux expérimentaux en centrifigeuse réalisés sur un modèle réduit d'un écran de soutènement fiché dans un sable sec, à fin étudier son comportement général non chargé et chargé par une fondation à des distances varaiables. Ces essais qualifiés très importants faisaient de leur état des modèles de références pour notre étude numérique et paramétrique.

3.4 Description du modèle

La paroi du modèle réduit à l'échelle 1/50ème, a été constitué d'aluminium "AU3G", 2 mm d'épaisseur et 24 cm de hauteur, ce qui représente donc une paroi de prototype de 12 m de hauteur (dont les premiers 10 m sont fichées avec une rigidité flexionnelle EI égale à 6.54 MN.m^2 (Correspondant approximativement à un profil de type ARBED PU6). le modèle a été placé dans un conteneur rectangulaire de dimensions de 1200 × 800 × 360 mm. 22 pairs de capteurs à jauge de contrainte ont instrumenté la partie centrale de la paroi. Les jauges de mesure donnent directement le moment de flexion à la profondeur considérée. D'autres instruments attachés au modèle ont permis de déterminer, lors de l'excavation, les déplacements horizontaux du mur, ainsi que les tassements dans le sol de fondation. On note ici que les dits essais en centrifugeuse sont décrits en détail dans la thèse de **Gaudin (2002)**.

3.4.1 Paramètres initiaux du sol et de la paroi moulée

Les paramètres initiaux de lancement des calculs aux coefficients de réaction sont ceux du sable de Fontainebleau. Il s'agit d'un sable fin, siliceux et propre ayant les caractéristiques suivantes:

γ =16kN/m^3, c= 2.60 kPa, φ = 39° 40' et E_M = 27.10MPa.

L'écran de type paroi moulée est d'une épaisseur équivalente de 0.152 m et de hauteur de 10 m avec un module d'Young de béton qui vaut 22350 MPa, est utilisé dans cette étude.

3.4.2 Conception du modèle numérique

En ce qui concerne la méthode de Balay, le sol est modélisé par trois couches ayant les mêmes paramètres intrinsèques pour satisfaire les recommandations usuelles pour un meilleur choix de la valeur du paramètre de dimensionnel '' a ''. Cependant pour les deux autres approches de Schmitt et Chadeisson, le sol est modélisé par une seule couche. L'excavation comprend six phases et chaque phase fait une profondeur de 1 m. Pour les trois méthodes, le mur de soutènement est modélisé par les mêmes propriétés mécaniques.

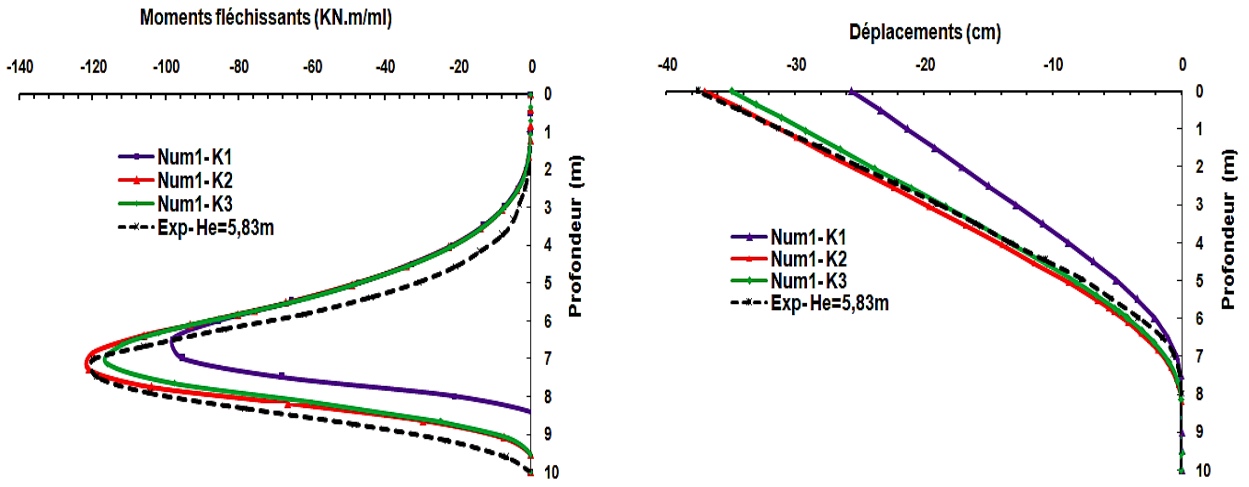
3.4.3 Résultats et interprétations

Les résultats obtenus à partir des différentes simulations tels qu'ils sont indiqués dans le tableau (3.1) et les figures (3.2), (3.3) et (3.4) ci-dessous, conduisent aux conclusions suivantes:

- Il apparaît clairement que le calcul du coefficient de réaction par les abaques de chadeisson en utilisant les deux méthodes de calcul des coefficients de poussée et de butée qui sont la méthode de Rankine et par les tables de Kerisel, a donné des résultats proches de ceux obtenus expérimentalement par l'essai noté A0-1- **Gaudin (2002)**.
- Le moment maximal estimé à 121kN.m/ml, est également conforme au résultat expérimental avec une légère différence pour le déplacement maximal estimé à 37cm et 37.10cm plus proche de 37.85 cm obtenu au cours des essais expérimentaux.
- Aussi, la formule de Balay en utilisant la méthode de Rankine, a permis de satisfaire un seul résultat également conforme aux résultats expérimenetaux et que le moment maximal a été estimé de 121kN.m/ml, de même les déplacements maximaux ont été estimés d'une valeur de 37.90cm très proche de 37.85cm.
- La formule de Schmitt a fortement sous-estimé les résultats pour les trois méthodes, ceci est dû au coefficient de réaction plus élevé quant les deux autres méthodes

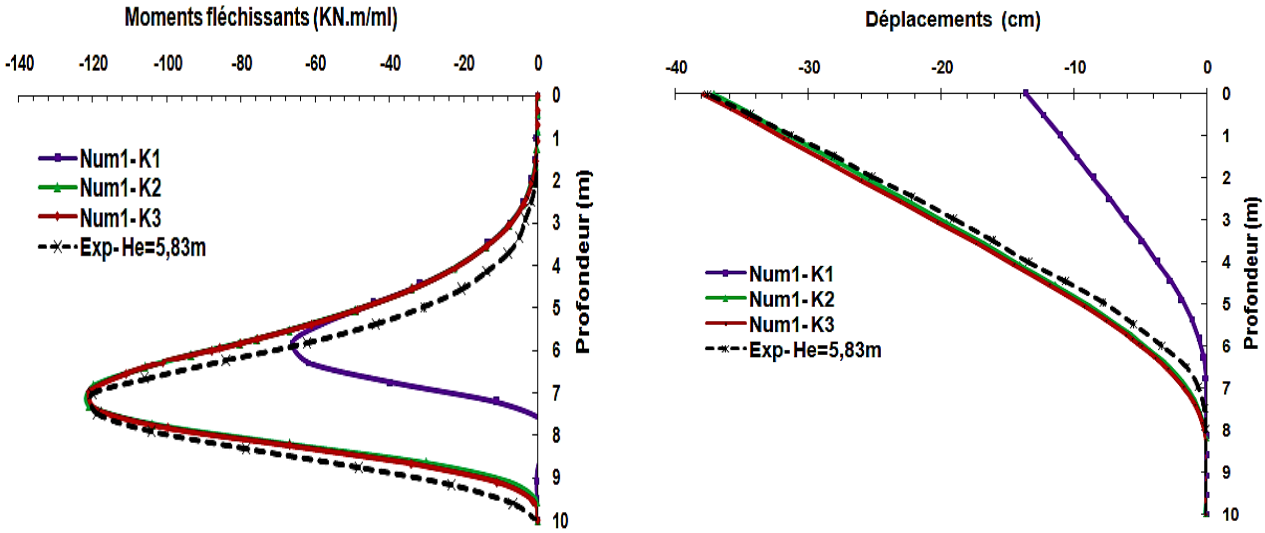
donnent des coefficients de réaction K_h rapprochés donnés respctivement comme suivant:

K_h de Schmitt (400821) > K_h de Chadeisson (58411) > K_h de Balay (52238).



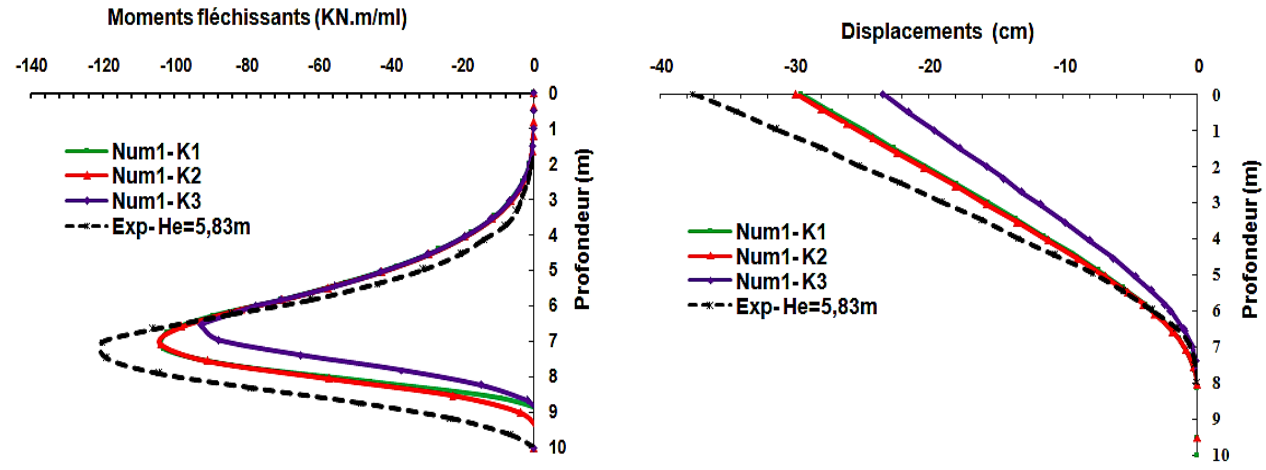
a)- b)-

Figure 3.2- Profils des moments de flexion (a) et les déplacements horizontaux (b) obtenu avec K_h obtenu par les trois méthodes (K1 Balay, K2 Schmitt et K3 Chadeisson) avec les tables de Kerisel et Absi.



a)- b)-

Figure 3.3- Profils des moments de flexion (a) et les déplacements horizontaux (b) obtenu avec K_h obtenu par les trois méthodes (K1 Balay, K2 Schmitt et K3 Chadeisson) avec la méthode de Rankine

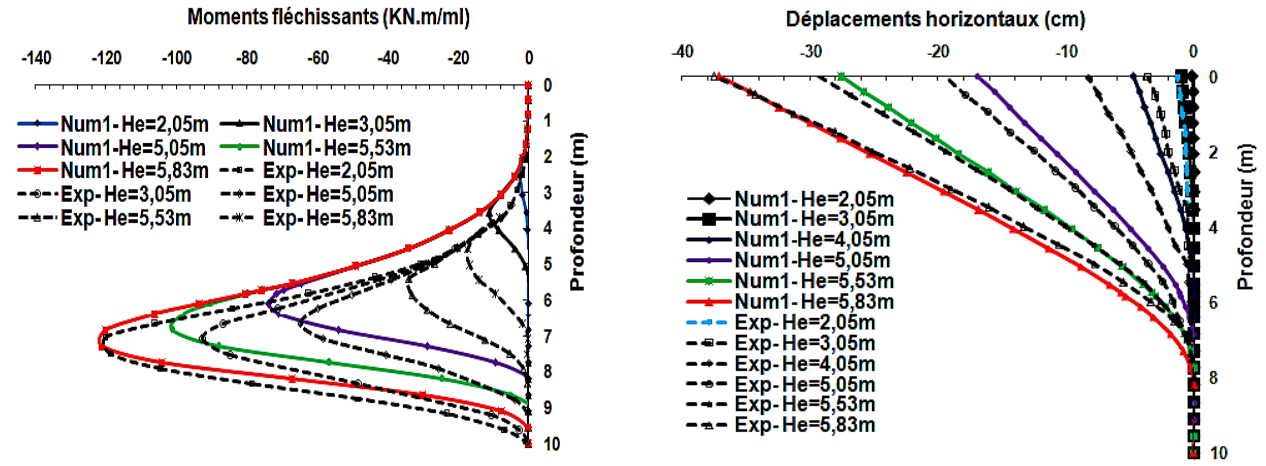


a)- b)-

Figure 3.4- Profils des moments de flexion (a) et les déplacements horizontaux (b) obtenu avec K_h obtenu par les trois méthodes (K1 Balay, K2 Schmitt et K3 Chadeisson) avec la méthode de Coulomb

3.4.4 Validation des résultats expérimentaux

Pour la deuxième étape des calculs, la première combinaison à l'aide des *abaques du Chadeisson* et les trois procédés a été choisie afin de valider les résultats expérimentaux. Diverses simulations sont conçues et réalisées pour vérifier la convergence des calculs au cours des étapes de l'excavation. L'objectif est d'atteindre les hauteurs expérimentales 5.73 et 5.83 m et qui correspondent aux essais expérimentaux respectivement notés A0-1 et A0-2- **Gaudin (2002)**. Nous ne présentons ici que les résultats obtenus en combinant la méthode Rankine avec les *abaques de Chadeisson* comme il est illustré dans la figure (3.5) ci-dessous:



a)- b)-

Figure 3.5- Profils des moments de flexion (a) et les déplacements horizontaux (b) obtenu avec K_h obtenu par des abaques de Chadeisson et la méthode de Rankine

3.4.4.1 Interprétation et commentaires

Les principales conclusions tirées des résultas montrés dans la figure 6 sont les suivantes:

- Les deux hauteurs d'excavation (5.73 et 5.83 m) obtenus lors des essais expérimentaux sont correctement vérifiées, le comportement de la paroi moulée est également correctement transcrit et il est généralement en accord avec les observations expérimentales.
- Les valeurs des moments de flexion maximales sont conformes avec les résultats expérimentaux et elles s'insèrent dans les plages de valeurs expérimentales. Néanmoins, elles sont sous-estimées au début de l'excavation et en particulier pour les quatre premières phases.
- Les déplacements maximaux correspondant aux hauteurs d'excavation 5.73 et 5.95 m et ayant respectivement des valeurs de 27.20 et 33.6 cm, sont sous-estimées de moins de 20 et 32.80% en comparaison avec les résultats expérimentaux (34 et 50 cm).

En conclusion, la méthode de calcul du coefficient de réaction bien qu'elle soit beaucoup plus utilisée, retranscrit globalement le comportement de l'écran via les profils de moments de flexion et de déplacements horizontaux analogues à ceux obtenus expérimentalement et elle estime par ailleurs les hauteurs d'excavation expérimentales, elle semble limitée pour estimer correctement les déplacements latéraux.

Tableau 3.1-Résultats nummériques issus des méthodes de calculs combinées

	Exp	***Formule de Balay***			***Formule de Schmitt***			***Abaques de Chadeisson***		
		Coulomb	**Rankine**	**Kerisel Tables et Absi**	**Coulomb**	**Rankine**	**Kerisel Tables et Absi**	**Coulomb**	**Rankine**	**Kerisel Tables et Absi**
Hauteur d'excavation limite (m)	6.39	6.55	6.55	6.64	5.83	4.9	5.49	5.83	6.39	6.39
Moments de flexion maximaux (KN.m / ml)	120.90	92,5	**121**	**116**	103	66.1	98.2	104	**121**	**121**
Déplacements horizontaux maximaux (cm)	37.85	23.40	**37.9**	**34.9**	29.5	13.6	25.6	29.90	**37.1**	**37**

3.5 La modélisation numérique de la paroi moulée autostable en utilisant la méthode des éléments finis

3.5.1 Analyse avec le modèle de Mohr-Coulomb

La modélisation numérique de l'écran de soutènement a été effectuée en utilisant le logiciel Plaxis 2D.V8.5. Le comportement du sol est décrit par le modèle de Mohr-Coulomb bien connu qui est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres à savoir: le module d'Young E_{sol}, le coefficient de Poisson ν v, la cohésion c, l'angle de frottement φ et l'angle de dilatance ψ - **Brinkgreve (2012)**. La paroi moulée a été modélisée par l'élément ''poutre'' contrairement à Gaudin qui a employé des éléments massifs. Il y a lieu de noter que les dimensions du modèle numérique répliquent ceux de la structure prototype au lieu du modèle réduit soumis à une accélération de 50 g dans la centrifugeuse.

En effet, les dimensions géometriques optées pour les calculs sont celles conseillées pour la modélisation d'une excavation non soutenue en déformation plane, avec les valeurs maximales- **Cheang (2008)**. Ces dimensions restent inférieures à celles établies par Mestat qui a recommandé une distance derrière le mur de plus de six fois la hauteur excavée et il a conseillé une profondeur sous la paroi égale à quatre fois la hauteur excavée- **Mestat (1997)**. Le déplacement horizontal pour les limites verticales du modèle numérique est nul (U= 0), ainsi que le déplacement vertical le long de la limite inférieure (v= 0). Quatre différents types de maillage (grossier, moyen, fin et dense) ont été utilisés pour assurer la reproductibilité et de minimiser la divergence des résultats. Le facteur de réduction de l'interaction entre la paroi et le sol (R_{inter}) a été choisi égal à 0,88 et 1.

3.5.1.1 Propriétés du sol

Le sol est constitué d'une seule couche homogène de sable sec de Fontainebleau. Les analyses supposent des conditions complètement drainées lorsque le comportement du sable est modélisé par le modèle linéairement élastique et parfaitement plastique avec des critères de Mohr-Coulomb. Deux valeurs différentes de la cohésion c et une seule valeur de l'angle de frottement interne du sol φ ont été utilisées. Les paramètres E_{sol}, c_{ref}, ϕ et R_{inter} sont variables selon chaque cas simulé comme il est indiqué dans le tableau 2 suivant :

Tableau 3.2 Propriétés des couches de sols et des interfaces

E_{sol} (MPa)	ν	c_{ref} (kPa)	φ (°)	ψ (°)	R_{inter}
10	0.275	0 et 2.60	39.40	16.70	0.88 et 1.0

3.5.1.2 Propriétés de la paroi Moulée

La paroi moulée est modélisée par des éléments de poutres élastiques. Les propriétés du béton armé sont:

D(m) = 0.152; E (MPa) = 22350; ν = 0,3; H (m) = 10.

3.5.1.3 Simulations et résultats calculés

En déformation plane, l'interaction sol- structure a été analysée par calcul plastique selon le procédé de construction par étapes (*Staged construction*) avec des conditions drainées. Les sept phases d'excavation ont été simuléesaprés avoir défini l'état des contraintes et les pressions interstitielles initiales comme il est indiqué dans la figure (3.6) et détaillé ci-dessous:

Phase 1: Il n'y a pas d'excavation, seule la paroi qui est activée;
Phase 2: Excavation à 1 m de profondeur;
Phase 3: Excavation à 2 m de profondeur;
Phase 4: Excavation à 3 m de profondeur,
Phase 5: Excavation à 4 m de profondeur;
Phase 6: Excavation à 5 m de profondeur ,
Phase 7: Excavation à 5.83 m de profondeur.

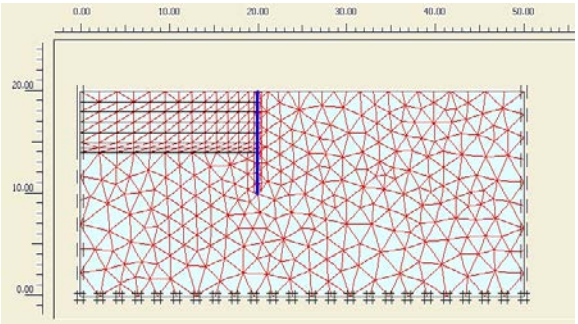


Figure 3.6- Dimensions géometriques et maillage utilisées pour le modèle numérique

Dans ce qui suit, les résultats obtenus sont rapportés dans le tableau (2.3) et montrés graphiquement dans les figures (3.7) et (3.8). Nous précisons que les abréviations insérées à la fin du chapitre sont utilisés.

Tableau 3.3- Confrontation des résultats calculés avec les résultats expérimentaux

	R_{inter}	Type de maillage	Moment de flexion maximaux (kN.m / ml)	Résultat expérimental/ Résultat calculé (%)	Déplacements horizontaux maximaux (cm)	Résultat expérimental / Résultatcalculé (%)
E_{sol}= 10 MPa *c*= 0 kPa	1	Coarse	112.80	94%	34.11	90%
		Moyen	115.54	96%	33,73	89%
		Fine	117.90	98%	33.95	89%
		Dense	120.80	101%	35.81	94%
	0,88	Grossier	119.22	99%	38.70	102%
		Moyen	121.22	101%	37.80	99%
		Fine	117.8	98%	33.95	89%
		Dense	124.44	104%	38.92	102%
E_{sol} = 10 MPa c= 2.60 kPa	1	Coarse	58.54	49%	11.02	29%
		Moyen	60.34	50%	11.34	30%
	0,88	Moyen	62.88	52%	15.28	40%
		Fine	65.50	55%	15.28	40%

Rapport-Gratuit.com

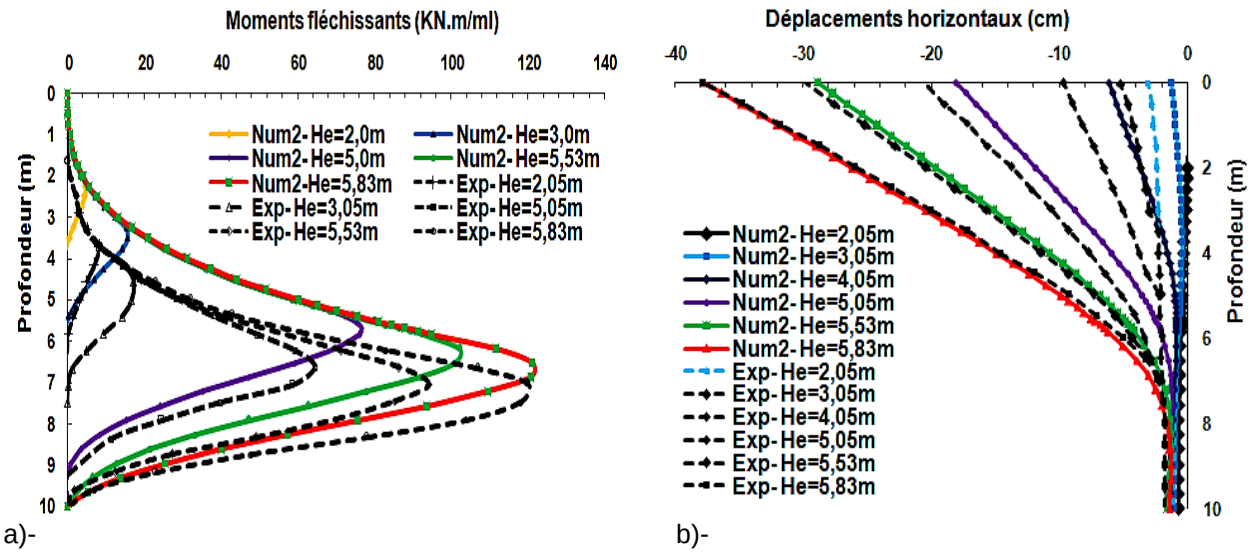


Figure 3.7- Profils des moments de flexion (a) et des déplacements horizontaux (b) par hauteur d'excavation avec E_{sol}= 10 MPa, c = 0 kPa et R_{inter} = 0.88

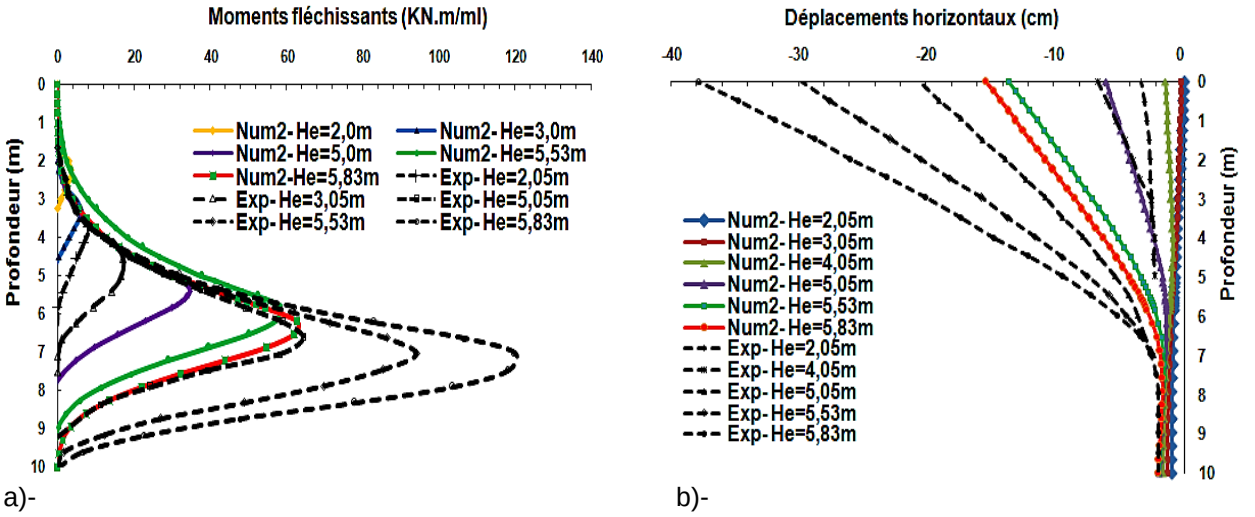


Figure 3.8- Profils des moments de flexion (a) et des déplacements horizontaux (b) par hauteur d'excavation avec E_{sol}=10 MPa, c= 2.60 kPa et R_{inter} = 0.88

3.5.1.4 Interprétation et commentaires

Les principaux résultats tirés de ces calculs sont les suivants:

- La hauteur expérimentale de l'excavation (5,83 m) est correctement estimée.
- Le comportement de la paroi moulée est correctement transcrit et il est globalement conforme avec celui observé dans les essais expérimentaux (profils de déplacement horizontal et les moments de flexion).
- Les profils des déplacements en tête de l'écran illustrent clairement la hauteur de la fiche d'encastrement située entre les cotes de 6m et 10m soit une fiche de 4m. En effet, la déformée ne concerne que la partie située au-dessus du fond de l'excavation.

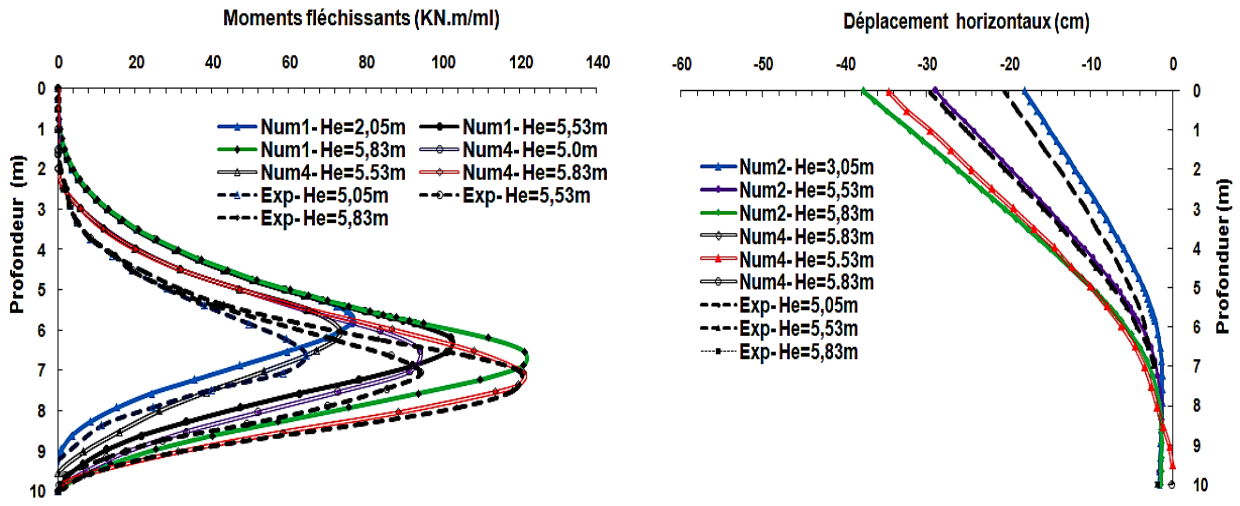
***A/- Pour une cohésion nulle* (c=0)**

- Pour un contact souple (R_{inter} =1), les valeurs des moments de flexion maximaux sont sous estimés dans les cas des maillages grossier, moyen et fin. Dans les trois situations la différence ne dépasse pas le seuil de 6%. Par contre, dans le cas d'un maillage dense, une légère surestimation a été enregistrée (1% environ). Cependant, dans le cas d'un contact glissant (R_{inter} < 1), il semble selon les valeurs obtenues que le type de maillage a peu d'influence sur les résultats et que le coefficient réducteur de l'interaction influe directement sur le comportement de l'écran de soutènement.
- Les valeurs de déplacements horizontaux maximaux calculés différent de 7% à 11% par rapport au résultat expérimental. Pour un contact souple, les déplacements sont sousestimés de 6% à 11%, sans influence du type de maillage utilisé. Par contre, dans le cas d'un contact glissant, on constate aussi une autre fois que le type de maillage a peu d'influence sur les résultats et que le coefficient réducteur de l'interaction influe sur les résultats.

B/-Pour une cohésion du sol c = 2.60 kPa

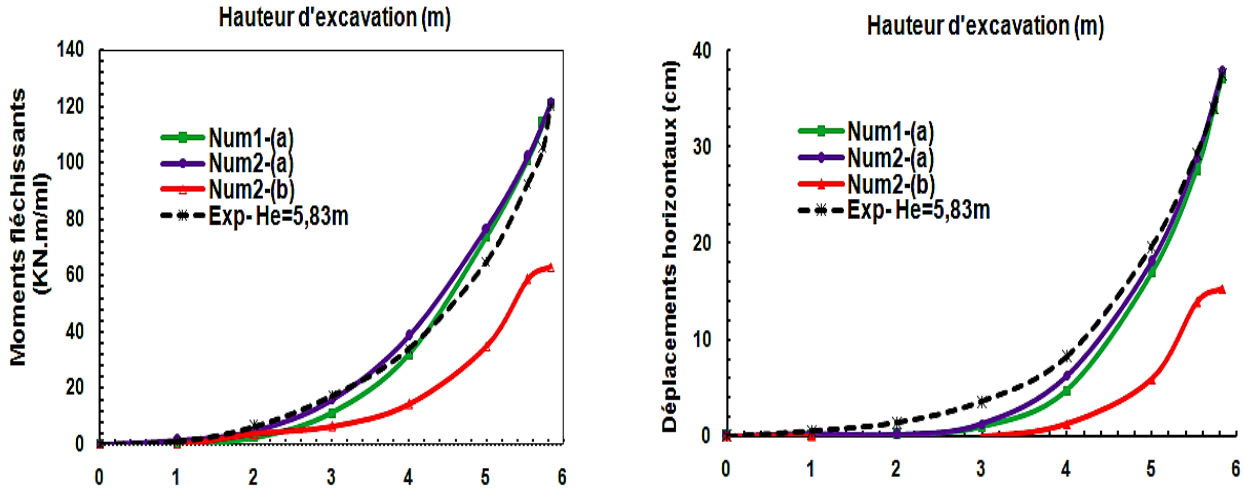
- Les valeurs de moments de flexion maximaux sont incluses dans un intervalle de (45% à 51%) de la valeur expérimentale. Plus le maillage est dense plus le taux de sousestimation des résultats diminue. Le module d'Young et le coefficient réducteur de l'interaction ont peu d'influence sur les résultats de calculs.
- Les valeurs de déplacements horizontaux maximaux calculés sont incluses dans un intervalle de 60% à 71% du résultat expérimental. De même, plus le maillage est dense plus le taux de sousestimation des résultats diminue. Le module d'Young et le coefficient réducteur de l'interaction n'affectent pas les calculs réalisés.
- En conclusion, pour une cohésion nulle du sol, lorsque le contact est glissant, les cacluls sont satisfaisants et au moins deux résultats sont conformes aux mesures expérimentales. Cependant, lorsque la cohésion du sol c =2.60kPa, les résultats sont fortement sousestimés quelque soit le type de contact.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES



a)- b)-

Figure 3.9- Comparaison entre les profils des moments de flexion (a) et des déplacements (b) par méthodes de calculs pour différentes hauteurs d'excavation



a)- b)-

Figure 3.10- Comparaison entre les profils des moments de flexion (a) et des déplacements (b) par méthode de calculs pour H_e = 5.83 m

3.6 Analyse avec le modèle du sol avecécrouisage HSM

3.6.1 Brève présentation du modèle du sol avec écrouissage HSM

Le modèle de sol avec écrouissage (HSM) implémentéanté dans le logiciel *Plaxis* est un modèle avancé pour simuler le comportement des sols- **Shanz et al, (1999)**. Il utilise le même critère de rupture du modèle de Mohr Coulomb. Avec une certaine amélioration, il adopte une relation hyperbolique ‘‘contraintes-déformations’’ et précisemment entre les déformations et le déviateur de contraintes verticales pour un chargement primaire qui est le modèle bien connu et proposé par **Duncan et Chang (1970)**. Ce modèle isotrope est ainsi une extension du modèle de Mohr-Coulomb. Plus précisément, les déformations

totales sont calculées en utilisant la rigidité du sol à l'aide de trois raideurs différentes, à savoir : Le module sécant dans un essai triaxial E_{50}^{ref}, le module tangent dans un essai oedométrique E_{oed}^{ref} et le module de chargement et déchargement E_{ur}^{ref} à la pression de référence P^{ref} qui est usuellement prise égale à 100kPa. Pour les sols sableux (c = 0 kPa), les trois modules de rigidité correspondants aux différentes contraintes effectives de confinement sont calculés par les équations suivantes:

$$E_{50}=E_{50}^{ref}(\sigma_3'/P^{ref})^m \quad (3\text{-}1)$$

$$E_{oed}=E_{oed}^{ref}(\sigma_3'/P^{ref})^m \quad (3.2)$$

$$E_{ur}=E_{ur}^{ref}(\sigma_3'/P^{ref})^m \quad (3.3)$$

Avec E_{oed}^{ref} et E_{ur}^{ref} sont supposés respectivement être égale à E_{50}^{ref} et $3E_{50}^{ref}$ par défaut . σ_1' et σ_3' sont les contraintes effectives principales majeures et mineures. Outre aux trois module de rigidité sus-mentionnés, d'autres paramètres sont nécessaires et caractérisent le modèle HSM tels que le facteur de puissance de contrainte noté ‘‘m’’ à définir par l'utilisateur. Ce facteur ‘‘m’’ varie de 0.50 à 1. Pour un sable, m=0.58. Le coefficient de pression latérale au repos déduite de la formule de Jacky (K_0^{NC}=1-sinφ), l'angle de frottement interne φ, l'angle de dilatance ψ déterminé par des essais triaxiaux, le coefficient de poisson de déchargement et rechargement v_{ur} et le facteur de rupture R_f prenant respectivement les valeurs de 0,2 et 0,9 par défaut - **(Brinkgreve., 2012)**. Les formulations et la vérification du modèle sont rapportées et expliqués en détail par **Schanz et al, (1999)** et **Brinkgreve (2012)**. Il convient de souligner que le HSM convient à tous les types de sol.

3.6.2 Procéssus de calcul

Le même modèle numérique et le même procéssus de calcul usés dans le cas du modèle MC sont également utilisés dans l'analyse du comportement de l’écran de soutènement avec le modèle HSM. Les paramètres requis du modèle sont de nouveau implémentés. Étant donné que les paramètres E_{50}^{ref}, E_{ur}^{ref}, m et OCR sont des données d'entrée importantes du modèle HSM, quatre cas d'études paramétriques ont été mis au point pour évaluer la sensibilité de ces paramètres sur la prévision des mouvements de l’écran de soutènement.

En tant que 1er choix, la sensibilité est analysée avec des simulations ayant pris en compte de la valeur fixe initiale du module sécant E_{50}^{ref}=18 MPa tandis que le rapport $\frac{E_{ur}^{ref}}{E_{50}^{ref}}$ a eu les

valeurs de 2.5, 3, 4 et 5. En considerant que $\mathrm{E}_{\mathrm{oed}}^{ref} = \mathrm{E}_{50}^{ref}$, les quatre corrélations obtenues conduisent à la détermination des modules de déchargement et rechargement correspondants E_{ur}^{ref} comme il est résumé dans le tableau 5 ci-dessous.

Pour le 2ème choix, la sensibilité est analysée avec des simulations qui tiennent en compte la variation de la valeur initiale du module sécant $\mathrm{E}_{50}^{ref} = 18\mathrm{MPa}$. En fait, ce module est multipliée par un facteur variable prenant les valeurs de 0.50, 1, 1.50 et 2 et produisant respectivement les valeurs de 9 MPa, 18 MPa, 27 MPa et 36 MPa. En conséquence, la corrélation $\mathrm{E}_{ur}^{ref} = 3\mathrm{E}_{50}^{ref}$ avec $\mathrm{E}_{oed}^{ref} = \mathrm{E}_{50}^{ref}$ conduit à l'évaluation des modules de déchargement et de rechargement correspondants qui sont résumés dans le tableau 6 ci-dessous.

Concernant le 3ème et le 4ème choix relatifs à la sensibilité des deux paramètres ''m'' et ''OCR'', la valeur initiale du module sécant reste inchangée. Cependant, le paramètre ''m'' a eu des valeurs arbitraires de 0.3, 0.5, 0.70 quand le ratio ''OCR'' a tenu les valeurs de 1,1.50 ,2.50- **(Gaudin., 2002)**. Par conséquent, les données d'entrées correspondantes sont également indiquées dans les tableaux (3.5), (3.6), (3.7) et (3.8). Il est reporté que les données numériques identifiées par un astérisque (*) sont extraites de l'article publié par **Sheil et al, (2016)**. Dans ce qui suit, seuls les résultats se rapportant à la dernière phase sont présentés.

Tableau 3.4- caractéristique du sol fixe de sable de Fontainebleau

γ (KN / m^3)	γ_{Sat} (KN / m^3)	c (kPa)	φ(°)	Ψ(°)
16.00	19.85	0	39,4	16.70

Tableau 3.5- Données d'entrée E_{ur}^{ref} - Choix n ° 01

E_{50}^{ref} (MPa)	E_{oed}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	m	OCR	ν_{ur}
18 *	18 *	45 *	0.50	1	0.20
		54			
		72			
		90			

Tableau 3.6 - Les données d'entrée pour - Choix E_{ur}^{ref} n ° 02

Facteur	0.50	1	1.50	2
E_{50}^{ref} (MPa)	9	18	27	36
$E_{ur}^{ref} = 2E_{50}^{ref}$ (MPa)	18 *	36	54	72
$E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$ (MPa)	27	54	81	108
$E_{ur}^{ref} = 4E_{50}^{ref}$ (MPa)	36	72	108	144
m	0.50			
OCR	1			
ν_{ur}	0.20			

Tableau 3.7 - Les données d'entrée pour le pouvoir ‘‘m’’ - Choix n ° 03

E_{50}^{ref} (MPa)	E_{oed}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	m	OCR	ν_{ur} ν
18 *	18 *	45 *	0.30	1	0.20
			0.50		
			0.70		

Tableau 3.8- Contribution Les données pour ‘‘OCR’’ - Choix n ° 04

E_{50}^{ref} (MPa)	E_{oed}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	OCR	m	ν_{ur}ν
18 *	18 *	45 *	1, 1.25, 0.50, 5	0.50	0.20

3.6.3 Interprétation et commentaires

Les résultats obtenus à partir des différentes simulations comme le montrent les figures (3.11) au (3.13) ci-dessous, suggèrent la principale conclusion suivante:

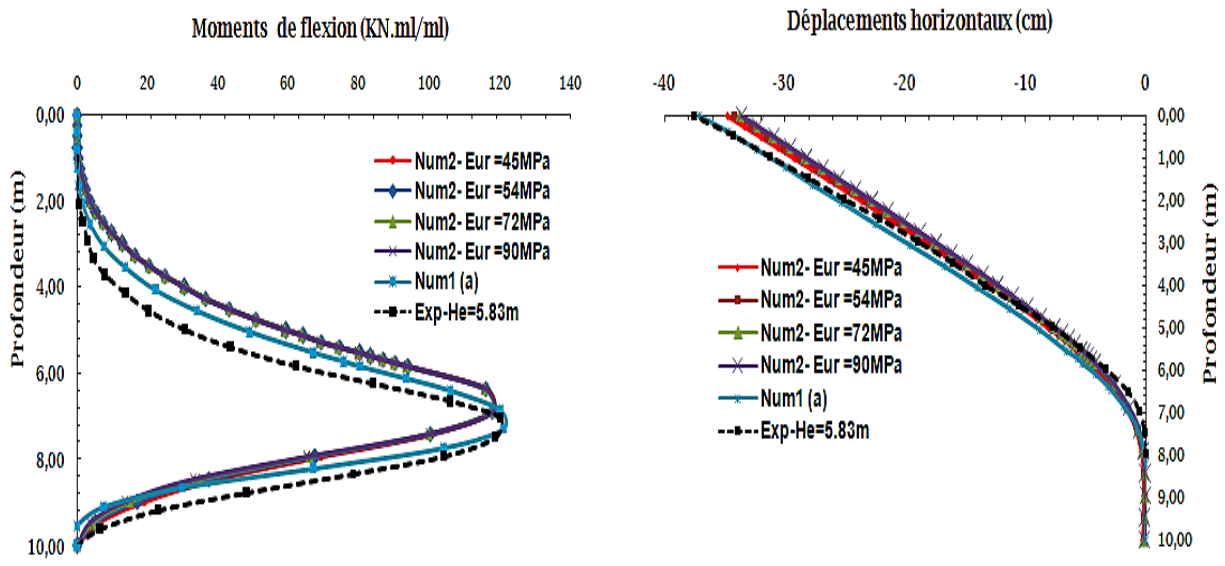


Figure 3.11- Analyse de l'influence du module de déchargement et de rechargement E_{ur}sur les moments de flexion (a) et les déplacements (b)– Modèle de comportement de sol HSM.

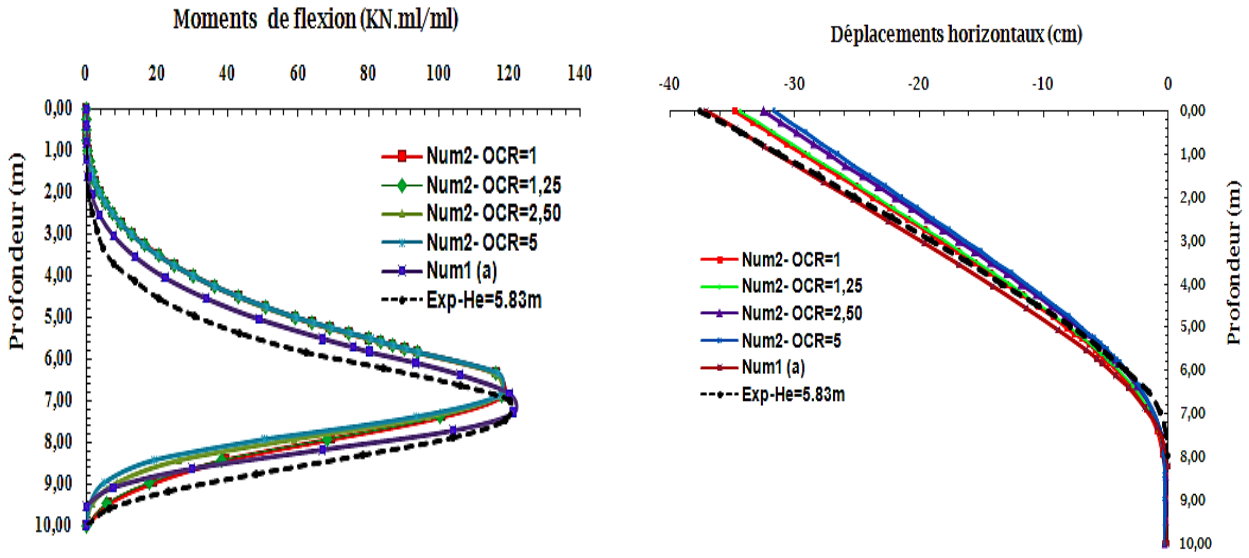


Figure 3.12- Analyse de l'influence du ratiopport de surconsolidation ‘‘OCR’’ sur les moments de flexion (a) et les déplacements (b) - Modèle de comportement de sol HSM avec E_{ur}= 45MPa

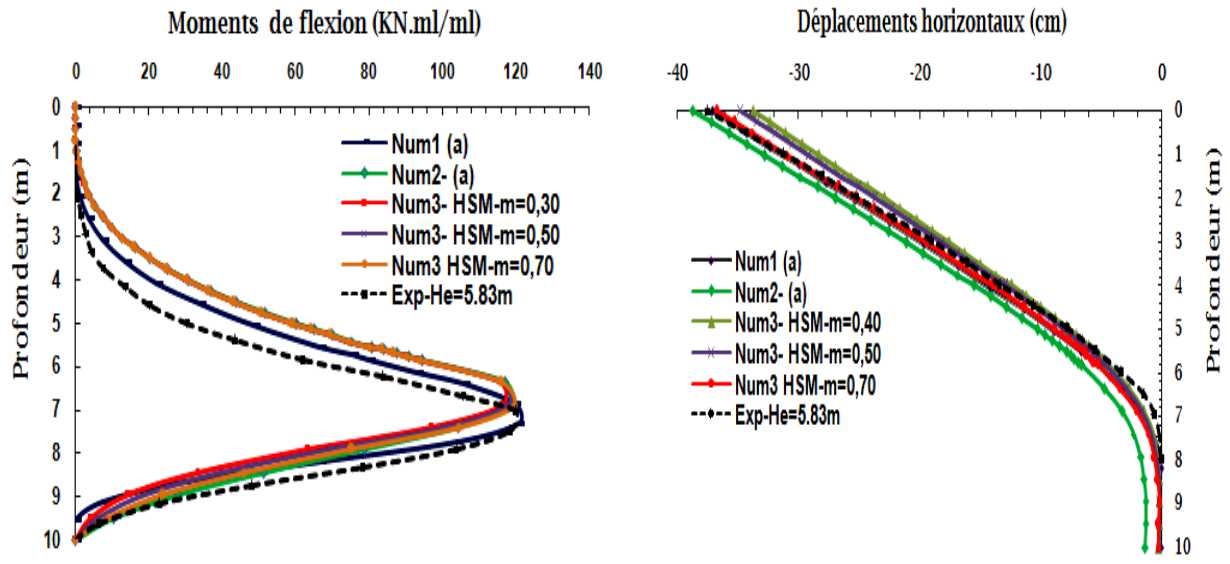


Figure 3.13- Analyse de l'influence du facteur de puissance "m" sur les moments de flexion (a) et les déplacements (b) - Modèle de comportement de sol HSM avec E_{ur}= 45MPa

3.6.3.1 Analyse de l'influence du paramètre E_{ur}

Comparés avec les résultats expérimentaux, les résultats calculés relatifs aux moments de flexion et des déplacements latéraux diminuent inversement avec l'augmentation excessive des valeurs du paramètre E_{ur} de 45 MPa à 90 MPa - Figure (3.11). Les moments de flexion diminuent légèrement dans une marge comprise entre -2% et -1% lorsque les déplacements horizontaux diminuent plus ou moins dans une marge comprise entre -10% et 7% Ainsi, la valeur minimale $E_{ur} = 45$ MPa a produit des résultats en bonne cohérence avec ceux expérimentaux, celle-ci fait 4.50 fois le module de Young initial du sol (E_{sol} =10 MPa) pris en compte dans les calculs avec le modèle MC. Il ressort des autres simulations effectuées que les résultats calculés augmentent inversement avec la dimunition de la valeur affectée au module de déchargement et de rechargement E_{ur}. Nanmoins, la surface des tassements maximale se distingue moins affectée par l'augmentation de ce paramètre E_{ur}- Figure (3.14). Il y'a lieu de retenir que la variation du paramètre E_{ur} contrôlée par les paramètres de cisaillement c et φ, affecte directement et certainement le comportement du mur de soutènement.

3.6.3.2 Analyse de l'influence du paramètre de rapport OCR

Il est clairement observé dans la figure (2.12) que l'influence du paramètre "OCR" est importante et remarquable. Les résultats calculés diminuent avec des marges supérieures à celles observées pour les deux autres paramètres E_{50}^{ref} et E_{ur}. Par conséquent, les résultats des moments de flexion et des déplacements latéraux diminution dans des

marges respectivement données de -2% -1% et -15% à 7%. La transition de l'état normalement consolidé aux états de sur consolidation caractérisée par la variation du ratio ‘‘OCR’’ de 1 à 5, explique l'effet de l'état de plasticité du sol autour de l’écran de soutènement. Par conséquent, la surface des tassements maximaux induits par les déplacements de la paroi dans la partie supérieure se distingue influée par la valeur la plus élevée du ratio ‘‘OCR’’ - Figure (3.15).

2.6.3.3 Analyse de l'influence du paramètre de puissance m

Différent aux deux autres paramètres E_{50}^{ref}, E_{ur} et le ratio ‘‘OCR’’, le paramètre ‘‘m’’ se distingue comme facteur le plus influant sur les résultats calculés. En effet, les moments de flexion augmentent dans une marge comprise entre -2% et 0,20%, tandis que les déplacements latéraux augmentent également dans une marge entre -11% et -2%. C’est à dire, les résultats calculés augmentent proportionnellement avec l'augmentation de la valeur de ‘‘m’’ de 0.30 à 0.50 et 0.70. En raison des valeurs similaires, les profils sont légèrement superposés en particulier pour les moments de flexion mais pour les déplacements latéraux sont tout à fait dispersés- Figure (3.13).

3.6.3.4 Analyse de l'influence du paramètre $\boldsymbol{E_{50}^{ref}}$

Les observations sur les figures (3.16) et (3.17) montrent clairement l'effet important du module sécant E_{50}^{ref} sur les mouvements du mur de soutènement. La variation croissante de ce paramètre donne des résultats décroissants. Par conséquent, les moments de flexion diminuent légèrement dans une marge entre 0,20% et 3% par rapport à ceux expérimentale lorsque la diminution des déplacements latéraux dans une marge entre 1% et -17%. L'effet du rapport $\frac{E_{ur}^{ref}}{E_{50}^{ref}}$ avec $E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref}$ est bien observé. La quantité $\frac{\mathrm{E}_{ur}^{ref}}{\mathrm{E}_{50}^{ref}} = 3$ a donné des résultats en bonne cohérence avec ceux expérimentaux, contrairement à la quantité $\frac{E_{ur}^{ref}}{E_{50}^{ref}} = 2$ qui a donné des résultats sousestimés. D'autre part, la quantité $\frac{E_{ur}^{ref}}{E_{50}^{ref}} = 4$ surestime légèrement les résultats calculés. En effet, on distingue que le paramètre E_{50}^{ref} est purement un paramètre de cisaillement du modèle HSM et que la quantité $\frac{E_{ur}^{ref}}{E_{50}^{ref}} = 3$ recommandée par **Brinkgreve (2012)** reste efficiente pour décrire le comportement du mur en interaction avec le sol support.

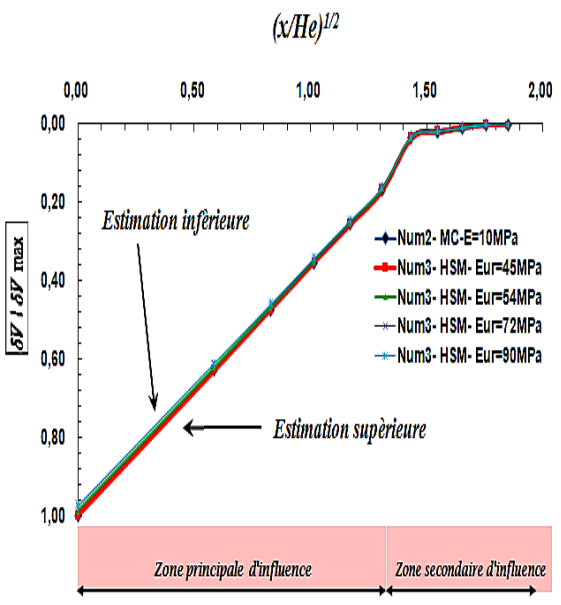


Figure 3.14- Analyse de l'influence du module de déchargement et de rechargement E_{ur} sur la surface des tassements derrière l'écran de soutènement avec OCR = 1

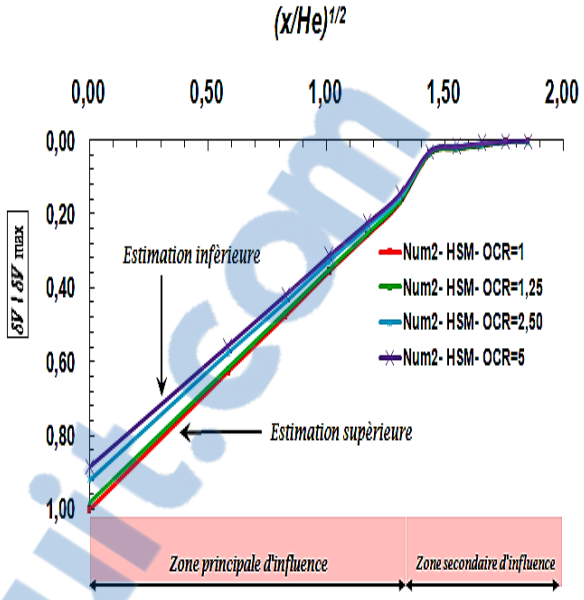


Figure 3.15- Analyse de l'influence du ratio de sur consolidation ''OCR'' sur la surface des tassements derrière l'écran de soutènement avec E_{ur} = 45 MPa

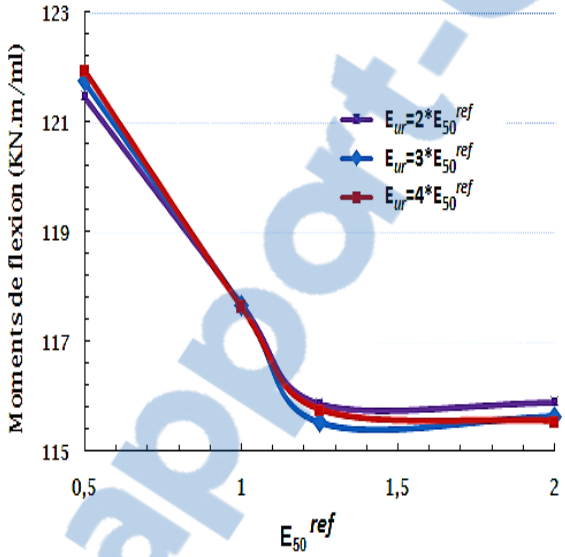


Figure 3.16- Effets du module sécant E_{50}^{ref} sur des moments de flexion

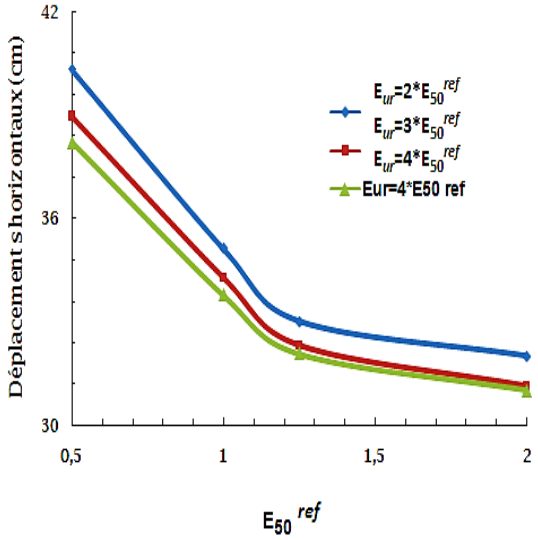


Figure 3.17- L'analyse de l'influence du module sécant E_{50}^{ref} sur les déplacements horizontaux

Rapport-Gratuit.com

3.7 Conclusion

Il ressort de cette étude paramétrique et comparative, les conclusions suivantes:

- Pour chaque étape d'excavation, une très bonne cohérence a été trouvée entre les valeurs calculées et les valeurs expérimentales, Cette observation est valable pour le comportement de l'écran de soutènement, des déplacements latéraux et des moments de flexion. Cependant, on enregistre une légère surestimation dans les hauteurs d'excavation maximales en comparaison avec les résultats expérimentaux.
- Au sujet des méthodes utilisées pour l'estimation de la hauteur d'excavation expérimentale, les résultats obtenus sont en bon accord avec les résultats expérimentaux. Cependant, on observe que les résultats relatifs aux moments de flexion sont sousestimés dans les quatre premières étapes et surestimés à partir de la 5ème étape. On constate qu'une sousestimation dans les déplacements horizontaux, est également obtenue pour toutes les étapes.
- La méthode des éléments finis en utilisant les modèles MC et HSM avec une cohésion nulle (c=0), a apparu plus puissante et elle a produit des résultats en bonne cohérence avec ceux obtenus expérimentalement en particulier pour les quatre premières étapes. En même temps, la méthode de coefficient de réaction combinée avec l'approche de Chadeisson et la théorie de Rankine ont satisfait des résultats similaires et cohérents, mais dans le cas d'une cohésion non nulle soit c=2.60kPa. Malheureusement, il n'ya pas d'explication de ce paradoxe apparu entre les deux méthodes.
- Les résultats obtenus sont en bonne cohérence avec celles obtenus par **YAP et al, (2012)**. En effet, les résultats comparatifs montrent qu'en termes de distribution et de l'intensité de la pression des terres actives, la théorie de Rankine a conduit aux résultats approximativement cohérents avec ceux analysés par *Plaxis* et de plus, elle se présente plus compatible avec la méthode des éléments parmi toutes les théories.
- Les déplacements latéraux obtenus en utilisant le modèle linéairement élastique MC ne sont pas réalistes car la rigidité est prise constante, tandis que ceux obtenus par le modèle du sol non linéaire avec écrouissage (HSM) sont plus réalistes. Par conséquent, le modèle HSM peut présenter avec efficience les résultats si les valeurs correctes des paramètres requis sont soigneusement choisis. Bien entendu, le module de déchargement et rechargement E_{ur}, le module sécant E_{50}^{ref}, le ratio de surconsolidation ''OCR'' et le facteur de puissance ''m'' sont éaglement concernés.

4.1 Introduction

Ce chapitre est composé de deux parties. Dans la première, on présente les résultats de simulations numériques portant sur l’´Estimation du comportement d’un mur de soutènement rigide de ‘‘Cantilever’’ dont la semelle est ancrée dans un sol argileux de la région de Tébessa à l’Est de l’Algérie. L’objectif visé de cette investigation est d’aboutir par analyse numérique à la validation du modèle de sol le plus approprié et le plus représentatif de son comportement réel en présence d’un mur de soutènement rigide. Le mur est dimensionné suivant les recommandations usuelles relatives à la conception des murs rigides type cantilever- Mur73 Setra (1998). Trois modèles constitutifs du sol issus des travaux de Rouilli (2014) sont utilisés pour modéliser le sol de fondation à savoir : Le modèle de Mohr Coulomb MC, le modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model HSM) et le modèle pour les sols mous (Soft Soil model SSM). Le sol soutenu est modélisé par le modèle MC. Le modèle numérique utilisé dans cette étude tient en compte la classe de résistance du béton constituant les éléments structuraux, la variation de l’inclinaison du sol adjacent supportant le sol soutenu, la variation de l’inclinaison du remblai en surcharge et la longueur de sa distance étendue par rapport à l’´ecran vertical du mur de soutènement. Les résultats obtenus par le logiciel Plaxis se focalisent sur l’analyse des maillages déformés, des contraintes et des déformations autour de cet ouvrage géotechnique. En conséquence, le modèle de sol le plus approprié et le plus représentatif de son comportement réel en présence du mur de soutènement rigide est validé et discuté.

Dans la deuxième partie, on présente les résultats de simulations numériques portant sur l’´estimation du comportement de ce type de murs de soutènement en tenant compte d’une liste élargie à d’autres facteurs influant. Additivement à ceux sus- mentionnés dans la première partie, la liste des facteurs regroupe aussi la variation de la hauteur du voile, la variation de la rigidité des éléments structuraux, la variation de la distance d’emplacement du voile par rapport à la semelle, la variation des types des sols de fondation et des sols soutenus, les effets de la couche de forme incluse sous la semelle et les effets des phases d’exécution du remblaiement derrière le voile…etc. Le principal objectif visé de cette investigation est d’aboutir à l’évaluation des pressions latérales derrière le voile par analyse des régressions linéaire et polynomiale disponibles dans Microsoft Excel. En effet, une centaine de modèles de murs sont configurés et analysés. Les deux modèles MC et le modèle HSM sont utilisés pour modéliser simultanément les sols de fondation quand les

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

sols soutenus sont modélisés par le modèle MC dans toutes les simulations réalisées. Les résultats obtenus par le logiciel Plaxis se focalisent sur l'analyse des chemins de contraintes dans le sol de fondation1, les tassements de surfaces dans les sols de fondation1, les tassements de surfaces dans le sol soutenu1 et les profils des pressions des terres latérales subséquemment produits de tous les types de sols simulés. En conséquence, l'étude paramétrique a abouti à mettre en propositions de deux approches simples pour estimer davantage les pressions des terres latérales derrière le mur suivant les conditions sus- évoquées.

4.2 Evaluation de l'apport des modèles avancés dans la justification des ouvrages de soutènement

Le domaine des soutènements comprend une grande diversité d'ouvrages, de matériaux, de technologies possibles. Il se caractérise par des méthodes de calcul et de dimensionnement différents selon le type d'ouvrage : murs poids, gabions, murs en béton armé, massifs en remblai renforcé, rideaux et parois…etc. Pratiquement, les murs en béton armé de type cantilever en T renversée et en L comme deux familles des ouvrages de soutènement présentent un caractère d'usage multiple plus qu'aux d'autres familles pour des raisons de simplicité de constructions et de moindres coûts. Les acteurs intéressés par ce type d'ouvrages proposent de différents modèles de calculs et des méthodes de justification que se soit par les méthodes classiques, la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finis. Cependant aucune méthode n'a prouvée sa dominance par cause de diversité des hypothèses et des conditions d'application requises. Nombreux sont les critères à mettre en œuvre qui sont dépendants notamment de la rhéologie des matériaux composants les éléments structuraux et les remblais en amont et les sols de fondation supportant l'ouvrage. Dans cette partie, nous nous sommes intéressés à l'analyse et l'´Estimation du comportement d'un mur de soutènement rigide en forme de T renversé dont la semelle est ancrée dans le sol de fondation sol argileux dans la région de Tébessa. Les éléments structuraux du mur consistent en un voile vertical sans contreforts, encastré dans une semelle dont leurs dimensions géométriques dépendent de la hauteur libre de Ce voile Mur73 Setra (1998). Du point de vue de stabilité, la fondation composée d'un talon, d'un patin et la base du voile, doit assurer et prévenir contre tout éventuel glissement ou renversement du mur. En option, une bêche pourra être installée sous la base de la fondation pour s'assurer mieux contre le glissement. Le voile devra être rigide à la base et libre en tête. La résistance du béton constituant les éléments structuraux, la variation du talus du terrain naturel et adjacent recevant le massif en remblai, la variation de l'inclinaison du sol en remblai et de

sa distance étendue par rapport à l´ecran vertical du mur de soutènement forment eux mêmes des paramètres ciblés dans la présente analyse. Particulièrement, la distance étendue du remblai est dimensionnée en fonction de la longueur du talon en considérant cette partie de semelle comme l'élément structurant le plus affecté par le chargement du sol d'une part et d'autre part, il demeure soumis au comportement non contrôlé du sol le supportant. L'inclinaison du sol en tête de l'écran est fonction de la hauteur du remblai. Du point de vue de l'effet d'interaction sol/ structure, l'analyse de déformations de la masse du sol avant la rupture notamment le sol support est aussi ciblée. Pour se faire, Trois modèles constitutifs du sol sont utilisés pour modéliser le sol à savoir: Mohr Coulomb MC, le modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil) HSM et Soft Soil Model SSM). Il y'a lieu de souligner que les paramètres géotechniques du sol support sont inspirés des travaux de Rouilli (2014). En déformations planes, les résultats issus des différentes simulations réalisées par le logiciel Plaxis se focalisent principalement sur l'analyse des contraintes et déformations autour de cet ouvrage géotechnique, comparés entre eux-mêmes seront confrontés à d'autres résultats expérimentaux- Rouilli (2014).

4.2.1 Revue sur les travaux de Rouilli

Visant à aboutir à un modèle de sol le plus approprié pour représenter réellement son comportement Rouilli réf a procédé aux essais triaxiaux réalisés sur des échantillons intacts d'un sol qualifié argileux et se trouvant dans la wilaya de Tébessa. Ces essais sont de types consolidés non drainé avec mesure de la pression interstitielle. Chaque essai comporte le cisaillement d'au moins trois éprouvettes préparées, saturées et soumises à des conditions de consolidations différentes. Trois séries d'essais ont été réalisé et chaque série d'essai correspond à des échantillons de sol provenant du même sondage. En conséquence, trois courbes typiques (Déformations " ε", déviateur de contraintes q) ont été élaboré. En deuxième phase, il a procédé à une modélisation numérique de ces essais en se basant sur l'utilisation de trois modèles constitutives de sol implantés dans le code de calcul des éléments finis *Plaxis* à savoir: Modèle de Mohr-Coulomb MC, modèle avec écrouissage HSM et le modèle soft Soil SSM souvent conseillé pour les sols mous- **Brinkgreve (2012).** Les résultats issus de cette analyse numérique lui ont permis de conclure que le modèle SSM est le plus précis pour un niveau de déformations inférieures à 2%, cependant le modèle MC sous-estime les déformations quand le modèle HSM conduit à une surestimation des déformations. Les paramètres géotechniques du sol utilisés et propres pour chaque modèle sont présentés dans le tableau (4.3) ci-après.

4.2.2 Géométrie du mur de soutènement

Le problème étudié considère un mur de soutènement rigide de type cantilever en forme de T renversé. Il permet de soutenir un massif de sol mis en remblai derrière le mur constitué d'un matériau sableux. En fait, on a affaire à un massif de sol pulvérulent du moment que toutes les théories ont été élaborées pour ce type de sol. Les éléments structuraux du mur consistent en un écran vertical encastré dans une semelle ancrée dans un sol argileux à une profondeur de 1m. Les dimensions géométriques son calculées suivant les recommandations usuelles- **Mur73 Setra (1998), Braja (2014)**. L'écran fait 5m de hauteur et une épaisseur moyenne de 0.35m avec un fruit de 15%. La largeur et l'épaisseur de la semelle choisies en fonction de la hauteur du voile valent respectivement 4m et 0.50m- Figure (4.1). Nous soulignons que le talon de la semelle mesure 3m dans le modèle numérique. Le béton utilisé se caractérise par des classes de résistances différentes et un module d'élasticité aussi pris variable. Pour le voile, on admet un module de déformations instantanées quand pour la semelle le choix a été orienté vers les déformations différées- **Legrand (2009)**. Le tableau (4.2) ci-après résume les propriétés du béton usé. Le massif en remblai selon le cas d'une plate forme horizontale et d'un talus fini ayant l'angle β avec l'horizontal. Le talus naturel limitant le massif en remblai forme un angle θ ayant pour valeurs de 30°,45° et 60°.

4.2.2.1 Conception du modèle numérique et procédures du calcul

Les dimensions géométriques du modèle numérique dans la direction " *X* " comprennent les frontières latérales à l'amont du mur fixées à 3 fois la hauteur du mur et les frontières latérales à l'aval fixées à 6 fois cette hauteur. Dans la direction " y ", les frontières inférieures au voile sont fixées à 2 fois la hauteur du mur, ce qui permet d'éliminer l'effet des frontières du modèle sur les résultats de calcul. Le voile et la semelle sont modélisés par les éléments « poutres ». Le massif en remblai est modélisé par le modèle de Mohr-Coulomb dans toutes les étapes des calculs cependant le sol limitant le massif en remblai et supportant la semelle est modélisé séparément par le modèle MC, le modèle avec écrouissage HSM et le modèle des sols mous SSM. Le modèle numérique a été établi en déformations planes avec des éléments finis triangulaires à 15 nœuds, en adoptant un maillage moyen raffiné au voisinage du mur. Pour l'ensemble des calculs, le coefficient réducteur d'interaction sol- structure R_{inter} est pris égal 0.67. Les analyses numériques présentées dans cet article comptent trois cas pour évaluer les contraintes et les déformations appliquées au sol support en un point A. Ce point est choisi arbitrairement sous l'arrête de la semelle en aval. Dans le premier cas la surface supérieure du remblai

est supposée horizontale avec un angle β=0 et un angle du talus θ pris variable. Le deuxième cas traite l'effet de la variation de l'angle β en fonction de la hauteur du remblai avec un angle θ=45°. La hauteur du remblai au delà du sommet de l'écran prend les valeurs h_r=1m, 1.50m et 2m. Le troisième cas est consacré pour étudier l'effet de la longueur de la pente du massif en remblai pour des angles β et θ variables, cette longueur notée L_r prend les valeurs 1.5B_t, 2B_t et 2.5B_t avec B_t désigne la longueur du talon de la semelle- Figure 1. En conséquence, deux séries de calculs sont réalisées :

Calcul 1 : Les phases de construction de l'ouvrage sont simulées par un calcul plastique. Selon le cas, La hauteur du remblai est divisée en phases de 1m pour simuler le remblaiement derrière le mur. Le nombre des phases varient alors de 6 à 8. En premier lieu, le mur de soutènement et la première couche de remblai sont activés pour simuler la première phase. Pour le reste des phases, les couches de remblai sont successivement activées. La dernière phase est simulée par un calcul de coefficient de sécurité (*Phi-c réduction*).

Calcul 2 : La construction de l'ouvrage est simulée par trois phases successives avec une analyse de consolidation d'une durée de 3 jours, un calcul plastique et un calcul de coefficient de sécurité (*Phi-c réduction*). Pour les trois phases, le mur et le massif du sol en remblai sans divisions, sont activés.

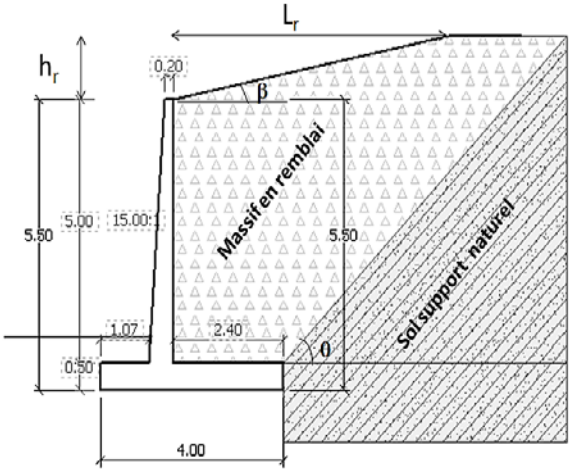


Figure 4.1- Dimensions géométriques du mur de soutènement

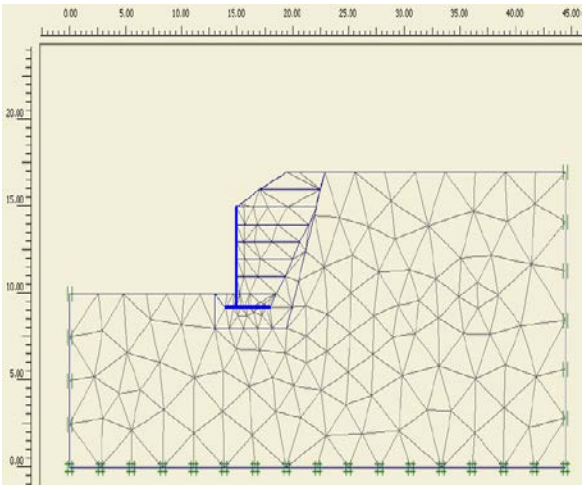


Figure 4.2- Dimensions géométriques du modèle en éléments finis

4.2.2.2 Propriétés des éléments structuraux

Par classe de résistance du béton, les propriétés des éléments structuraux utilisés dans les calculs sont résumées dans le tableau (4.2) ci-après.

4.2.2.3 Propriétés du sol

Deux types de sols sont utilisés pour lancer les calculs. Les mêmes propriétés illustrées dans le tableau (4.3) sont utilisées pour modéliser le sol supportant la semelle et constituant le talus naturel. Le massif en remblai est modélisé par le modèle de comportement de Mohr Coulomb ‘‘ MC ’’ ayant les paramètres énoncés dans le même tableau sus indiqué.

Tableau 4.1- Propriétés du massif en remblai (Sol soutenu)

γ_{unsat} (kN/m³)	γ_{sat} (kN/m³)	E_{ref}	c_{ref} (kN/m²)	φ(°)	ψ(°)	R_{inter}
17	20	4.0E+4	1	32	2	0.67

TABLEAU 4.2- Propriétés du béton constituant le voile et la semelle

Classe de résistance du béton	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	Classe de résistance du béton
Voile	E (MPa)	29859	32164	34180	35982	37619	39126
	EA (kN/m)	5.23E+07	5.63E+07	5.98E+07	6.30E+07	6.58E+07	6.58E+07
	EI kN.m²/m)	5.33E+05	5.75E+05	6.11E+05	6.43+05	6.72E+05	6.99E+05
Semelle	E (MPa)	37188	40059	42569	44814	46853	48729
	EA (kN/m)	8.37E+07	9.01E+07	9.58E+07	1.01E+07	1.05E+07	1.10E+07
	EI (kN.m2/m)	1.74E+06	1.88E+06	2.0E+06	2.10E+06	2.20E+06	2.28E+06

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Tableau 4.3- Propriétés géotechniques du sol de fondation 1- **Rouilli (2014)**

MC			HSM			SSM		
Type	Unités	Drainé	Type	Unités	Drainé	Type	Unités	Drainé
γ_{unsat}	kN/m³	16.50	γ_h	kN/m³	16.50	γ_h	kN/m³	16.50
γ_{sat}	kN/m³	19.40	γ_{sat}	kN/m³	19.40	γ_{sat}	kN/m³	19.40
K_x	m/jour	8*10-5	kx	m/jour	8*10-5	K_x	m/jour	8*10-5
k_y	m/jour	8*10-5	ky	m/jour	8*10-5	k_y	[m/jour]	8*10-5
E	kN/m²	2500	E_{50}^{ref}	kN/m²	2344	λ	kN/m²	0.0061
c_{ref}	kN/m²	42	E_{oed}^{ref}	kN/m²	3739	k	kN/m²	0.003927
φ	[°]	3.2	E_{ur}^{ref}	kN/m²	7176	φ	[°]	3.2
ψ	[°]	1	power (m)	[-]	0.5	ψ	[°]	1
ν	[-]	0.33	c_{ref}	[-]	0.5	ν_{ur}	[°]	0.2
			φ	kN/m²	3.2	K^{NC}	kN/m²	0.944
			ψ	[°]	1	M	kN/m²	0.5
			ν_{ur}	[°]	0.2	C_c	[-]	0.217
						C_s	kN/m²	0.007
						e_{init}	[-]	0.55

Tableau 4.4- Modèles des murs de soutènements utilisés dans les simulations
1- Influence de l'angle d'inclinaison du sol naturel, la classe de résistance du béton sous effets des modèles de comportement des sols

	Classe de la résistance du béton	Modèle du mur de soutènement	X	H (m)	hvoile (m)	b (m)	Et (m)	Eb (m)	Es (m)	Sol soutenu	Sol de fondation	Combinaison des modèles de comportement des sols	
β=0 θ=30° λ=90°	**C30/37**	**MDS1-1**	**1b/4**	**5.50**	**5.00**	**4.00**	**0.20**	**0.50**	**0.50**	**Sol soutenu 1**	**Sol de fondation 1**	**1* 5* 11***	**MDS…-X** ⇩ **(-1) :MC/ MC** **(-2) :MC/HSM** **(-3) : MC/SSM**
		MDS1-2											
β=0 θ=45° λ=90°	**C20/25**	**MDS2-1**											
		MDS2-2											
	C25/30	**MDS3-1**											
		MDS3-2											
	C30/37	**MDS4-1**											
		MDS4-2											
		MDS4-3											
	C35/45	**MDS5-1**											
		MDS5-2											
	C40/50	**MDS6-1**											
		MDS6-2											
	C45/55	**MDS7-1**											
		MDS7-2											
β=0. θ=60° λ=90°	**C30/37**	**MDS8-1**											
		MDS8-2											

Avec:

MDS n°-X: Modèles du mur de soutènement n°., simulé avec la combinaison "x"
MDS1-1: Modèles du mur de soutènement n°1 simulé avec la combinaison "1" MC/ MC
MDS1-2: Modèles du mur de soutènement n°1 simulé avec la combinaison "2" MC/HSM
MDS4-3: Modèles du mur de soutènement n°3 simulé avec la combinaison "3" MC/SSM
1*: Voir le tableau (4.7)

Tableau 4.5- Modèles des murs de soutènements utilisés dans les simulations

2- Influence de la variation de la hauteur du remblai en surcharge et la variation de sa longueur de pente sous effets des modèles de comportement des sols MC, HSM et SSM

		Classe de la résistance du béton	Modèle du mur de soutènement	X	H *(m)*	h_{voile} *(m)*	b *(m)*	E_t *(m)*	E_b *(m)*	E_s *(m)*	Sol soutenu	Sol de fondation	Combinaison des modèles de comportement des sols	
h_r=1m	**θ=45°, λ=90° β=15°12' L_r=1.5B_t**	**C30/37**	**MDS30-1**	**1b/4**	**5.50**	**5.00**	**4**	**0.20**	**0.50**	**0.50**	**Sol soutenu1**	**Sol de fondation1**	**1*** **5*** **11***	**MDS…-X** ⇓ **(-1): MC/ MC** **(-2): MC/ HSM** **(-3): MC/SSM**
			MDS30-2											
			MDS30-3											
	θ=45°, λ=90° β=11°77' L_r=2B_t		**MDS31-2**											
			MDS31-3											
	θ=45°, λ=90° β=9°16' L_r=2.5B_t		**MDS32-2**											
			MDS32-3											
h_r=1.50m	**θ=45°, λ=90° β=22°07' L_r=1.5B_t**		**MDS33-1**											
			MDS33-2											
			MDS33-3											
	θ=45°, λ=90° β=17°35' L_r=2B_t		**MDS34-1**											
			MDS34-2											
			MDS34-3											
	θ=45°, λ=90° β=13°60' L_r=2.5B_t		**MDS35-1**											
			MDS35-2											
			MDS35-3											
h_r=2m	**θ=45°, λ=90° β=28°40' Lr=1.5Bt**		**MDS36-2**											
	θ=45°, λ=90° β=22°62' Lr=1.5Bt		**MDS37-2**											
	θ=45°, λ=90° β=17°88' Lr=2.5Bt		**MDS38-2**											

Support-Circuit.com

4.2.3 Analyse des résultats et discussions

Les résultats issus des différentes simulations sont présentés sous formes de tableaux, figures et graphes ci-après afin d'analyser davantage l'influence des différents paramètres discutés ci-dessus.

4.2.3.1 Effet des modèles de comportement sur les résultats calculés

L'exploitation du tableau (4.6) et les deux figures (4.3) et (4.4) qui suivent nous a permis de conclure ce qui suit :

1/- Comparé avec le modèle MC**,** Le modèle de comportement HSM a sous-estime les déplacements totaux avec un taux de 26.70%. Le cas est pareil pour le modèle SSM lorsqu'on lance des calculs avec moins de 50 itérations et au delà de ce seuil, il les a surestimés avec des taux de 33.60% et 46.17% en comparaison respectivement avec les modèles MC et HSM.

2/- Les résultats des déplacements totaux obtenus par le modèle HSM enregistrent des écarts allant de 4% à 28.03%. Le modèle MC enregistrent des écarts allant de 15.20% à 26.63%. En revanche, le modèle SSM conduit à des écarts assez élevés de 46.48% à 94.80% pour des calculs au-delà de 50 itérations.

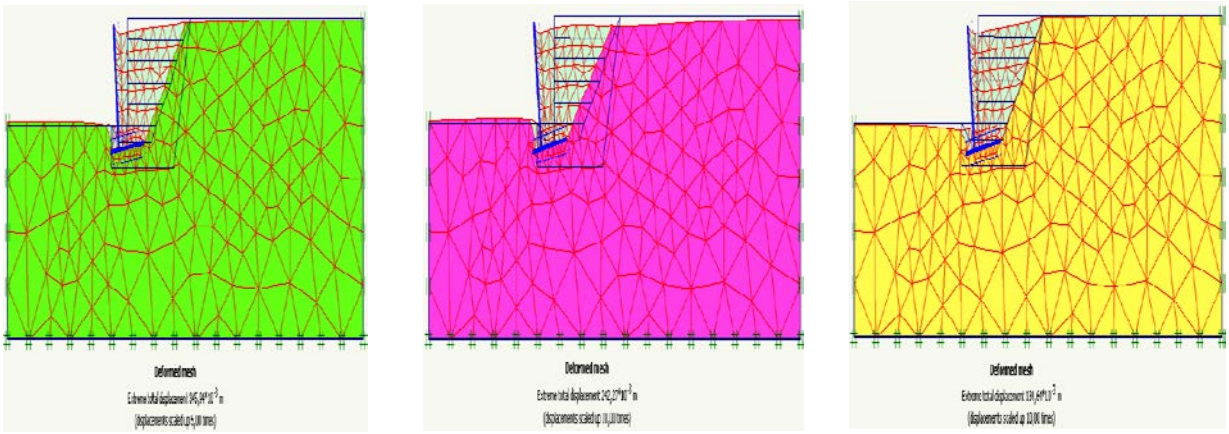
3/- Les deux modèles MC et HSM décrivent qualitativement le comportement des deux sols et traduisent l'effet d'interaction sol/structure. On constate qu'une interaction s'est produite entre les deux sols et la structure, cependant le modèle SSM a différemment décrit leurs comportements. L'agrandissement de la figure 3(a) montre clairement que seul le massif en remblai (sol soutenu) et la partie du sol de fondation située sous la semelle qui ont marqué l'état de rupture. Le sol adjacent au massif en remblai semble moins affecté par les déplacements induits du mur de soutènement.

5/- Les lignes de glissement traduisant le chemin des déformations rencontre le voile à une distance estimée à 60% de la hauteur du voile vertical et ils changent de directions depuis l'arrête en aval de la semelle vers la surface supérieure du massif derrière le mur- *Figure 4.* Ceci produit le 2ème cas de surfaces de glissement pouvant être réalisés dans un sol mis derrière un mur en T renversé- **Mur 73 Setra (1998)**, **Braja (2014)**. Nous pouvons dire que le modèle numérique proposé est correctement conçu. La rupture a eu lieu avec un taux de déformations de 27.63% et 45.22% respectivement pour les modèles HSM et MC quand pour le modèle SSM, le taux de déformations est surélevé et non idéal pour un calcul non contrôlé avec 100 itérations, néanmoins avec moins de 50 itérations, ce taux est plus faible et il est de l'ordre de 19.06%.

6/- Les contraintes appliquées par la semelle sur le sol support ne sont pas uniformes. On constate que le tassement a eu lieu au niveau de l'arrête de la semelle en amont qui a subi plus de chargement. En effet, le basculement du mur s'est réalisé vers l'avant de l'ouvrage- Figure 4.3 (a, b, c).

Tableau 4.6- Résultats numériques des déplacements totaux et coefficients de sécurité- Cal 1, θ=45°, (Béton C30/37)

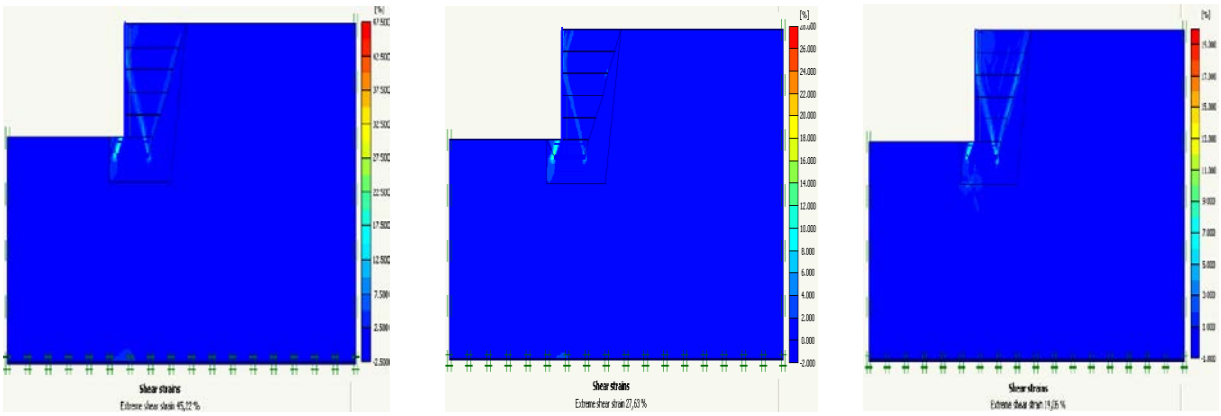
	Modèles des murs	h_r (m)	L_r (m)	β(°)	Modèle MC		Modèle HSM		Modèle SSM		Nombre itérations
					U_{tot} (m)	M_{sf}	U_{tot} (m)	M_{sf}	U_{tot} (m)	M_{sf}	
Calcul1	MSD4-2	0	0	0	0.335	1.322	0.242	1.440	0.135	1. 365	<=50
	MSD30-2	1	1.5B_t	12.53	0.353	1.111	0.255	1.195	0.126	1.366	
	MSD31-2		2B_t	9.46	0.347	1.134	0.247	1.189	0.167	1.349	
	MSD33-2		2.5B_t	7.59	0.339	1.138	0.246	1.165	0.157	1.300	
	MSD34-2	2	1.5B_t	23.96	0.487	1.116	0.362	1.247	**74.79**	1.400	100
	MSD35-2		2B_t	18.43	0.444	1.128	0.326	1.225	**6.58**	1.433	
	MSD36-2		2.5B_t	14.93	0.413	1.117	0.313	1.254	**3.89**	1.491	
Calcul2	MSD4-2	0	0	0	0.281	1.173	0.208	1.396	0.560	1.246	<=50
	MSD38-2	2	2.5B_t	14.93	0.383	1.089	0.289	1.214	0.330	1.160	



a- MSD4-1, MC b- MSD4-2, HSM c- MSD4-3, SSM

Figure 4.3- Maillages déformées des modèles numériques sous effets des modèles de comportement du sol de fondation - Cal 1, (Béton C30/37) avec échelle réelle, Cal 1. (Béton C30/37)

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES



a- MSD4-1, MC b- MSD4-2, HSM c- MSD4-3, SSM

Figure 4.4- Distribution des déformations de cisaillement équivalentes sous effets des modèles de comportement du sol de fondation - Cal 1, (Béton C30/37)

4.2.3.2 Effet des modèles de comportement, des classes de résistance du béton et l'angle θ sur l'évolution du coefficient de sécurité M_{sf}

1/- Pour la même classe de la résistance du béton C30/37, les deux modèles MC et HSM ont réalisé des coefficients de sécurité acceptables de 1.32 et 1.57 respectivement pour des valeurs de déplacements totaux et qui valent respectivement 0.345m et 0.262m. Le modèle SSM suivant un calcul automatique (100 itérations) a réalisé des coefficients de sécurité plus grands avec des déplacements aussi plus grands et non idéaux (Soit un coefficient de 1.73 réalise un déplacement non réel et non idéal de 19.50m), néanmoins avec la réduction du nombre d'itérations de 100 à 30 points, les calculs donnent des déplacements moins élevés et raisonnables. A titre indicatif, il est réalisé un déplacement de 0.135m avec un coefficient de sécurité de 1.365- Figure (4.5).

2/- La classe de résistance du béton n'influe que légèrement sur le coefficient de sécurité, néanmoins le type du modèle de comportement semble influant sur l'évolution de ce coefficient- Figure (4.6).

3/- Lorsque l'angle θ=45°, il est réalisé un coefficient de sécurité le plus grand et quand θ=30°, on constate une régression des résultats calculés qui produit un coefficient de sécurité maximal moyen. En revanche, lorsque θ=60°, il est réalisé un coefficient maximal plus faible- Figure (4.7).

4/- Les deux modèles MC et HSM décrivent quantitativement et qualitativement les tassements différentiels au voisinage du patin et du talon de la semelle. Par ailleurs on constate des tassements négatifs dans le sol de fondation au niveau de l'arrête gauche de la semelle, cependant les tassements sont positifs (sol expansé) au niveau de l'arrête droite et en aval du mur- Figure (4.8). A l'inverse, le modèle SSM décrit seulement des tassements négatifs profonds sous la semelle qui s'étendent en amont et en aval. En

effet, le modèle SSM a décrit mal les tassements différentiels dus au basculement de la semelle en aval du mur- Figures (4.3) c.

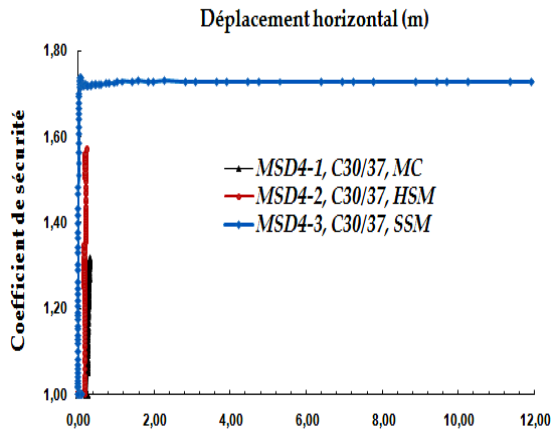


Figure 4.5- Evolution du coefficient de sécurité vis-à-vis les modèles de comportement, β=0 et θ=45- Cal 1(100 itérations), (Béton C30/37)

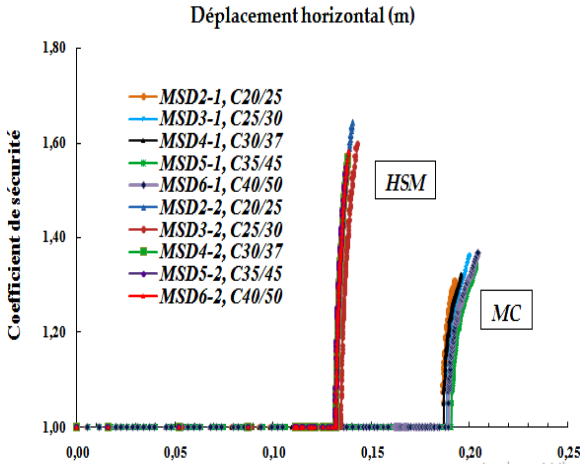


Figure 4.6- Evolution du coefficient de sécurité vis-à-vis la classe de la résistance du béton des éléments structuraux, β=0 et θ=45- Cal 1

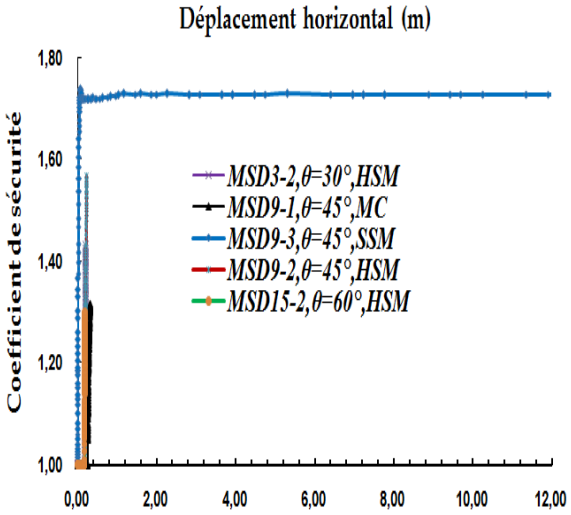


Figure 4.7- Evolution du coefficient de sécurité avec la variation de l'angle d'inclinaison du sol support adjacent et les modèles de comportement du sol de fondation- Cal 1 (100 itérations), (Béton C30/37)

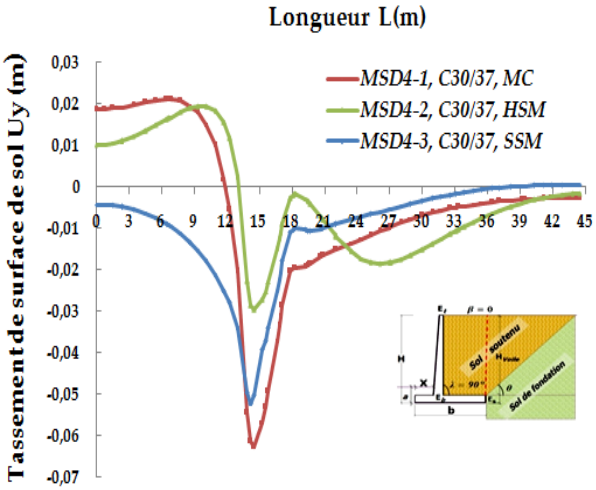


Figure 4.8- Effet des modèles de comportement du sol de fondation du mur de soutènement- X=1b/4, P_r=-8,31m, béton (C30/37)

4.2.3.3 Effet de la hauteur du remblai et la longueur de la pente sur le chemin des contraintes

L'analyse des résultats illustrés par les figures (4.9) et (4.10) fait ressortir ce qui suit:

1/- On constate que les courbes correspondantes aux modèles MC et HSM s'intègrent aisément dans le fuseau expérimental pour les deux cas de calculs (1 et 2). Cependant les courbes correspondantes au modèle SSM ne s'insèrent que dans un domaine de

déformations de 0.50% et de l'autre côté, cette courbe se rapproche et va aborder la limite supérieure du fuseau expérimental sans être insérée - (Calcul 1 et 2).

2/- La non-linéarité du modèle de sol HSM est correctement décrite. Ainsi, les déformations se produisent proportionnellement avec l'augmentation de la contrainte déviatorique.

3/- La linéarité du modèle MC est évidemment décrite dans toutes les courbes ayant un lien. Les déformations axiales augmentent proportionnellement avec l'augmentation de la contrainte déviatorique dans un domaine inférieur à 3,5%. Ensuite, cette contrainte déviatorique atteint 80KN/m2 dans un domaine allant de 3,50% à 5,20%. Au-delà de ce seuil, les contraintes diminuent inversement avec l'accroissement des déformations axiales croissantes.

4/- Pour les deux modèles MC et HSM, on constate une reproduction des profils pour la même longueur de pente et aucune dispersion entre les courbes résultantes n'a été remarquée. Nous distinguons que la variation de l'inclinaison du **r**emblai et sa distance prolongée par rapport au voile n'influe pas sur le chemin des contraintes.

5/- Pour un domaine de déformation inférieur à 0.50%, la non-linéarité du modèle SSM a été correctement décrite. Au-delà de ce seuil, la contrainte déviatorique suit des trajectoires linéaires. On peut voir que les contraintes se manifestent par une augmentation accélérée puis une période de stabilisation et finalement une phase de régression pour les trois longueurs de pente.

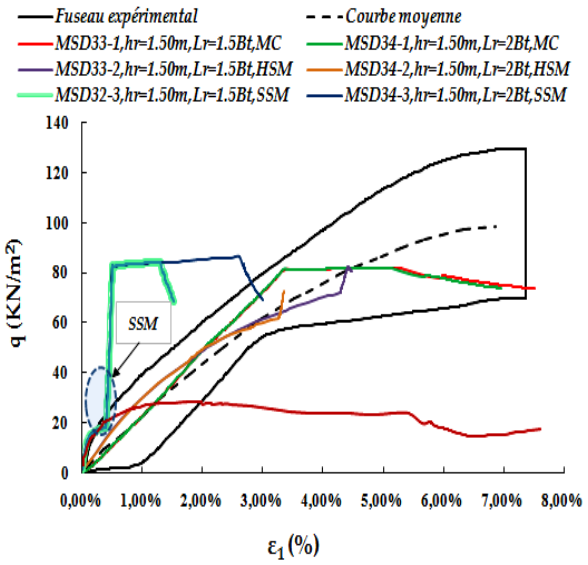


Figure 4.9- Influence de la hauteur du remblai et la longueur de sa pente sur le chemin des contraintes- Cal 1, (Béton C30/37)

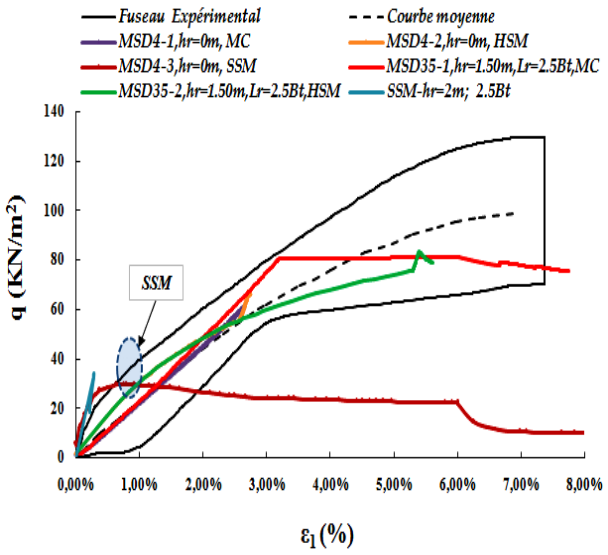


Figure 4.10- Influence des modèles de comportement du sol de fondation sur le chemin des contraintes- Cal 2, (Béton C30/37)

4.2.4 Analyse des résultats et discussions

L'analyse des résultats obtenus de cette étude montre qu'il est difficile de choisir le modèle du comportement le plus représentatif du sol étudié. Certes, ce comportement est lié étroitement à sa nature (sol mou) et aux déformations considérées après chargement. Du point de vue d'investigation des effets des différents paramètres discutés, on constate que le modèle HSM a produit des déplacements totaux moins élevés et raisonnables comparés avec ceux réalisés par le modèle MC. Néanmoins, le modèle SSM a conduit aux résultats **incertains** et parfois non raisonnables et non idéaux. Le comportement apparait influé par les paramètres de la hauteur du remblai, de la longueur de sa pente outre à l'effet de l'angle θ pris égal à 45° bien observé. On souligne que les effets de l'écrouissage sont exclus lorsque la méthode (*Phi-c réduction*) est choisie pour simuler les modèles de sol avancés. En effet ces modèles vont se comporter comme le modèle standard du Mohr Coulomb- **Brinkgreve (2012)**. C'est pourquoi les résultats issus des deux modèles MC et HSM son rapprochés. Pratiquement, le modèle de Mohr-Coulomb est considéré comme une approximation au premier ordre du comportement réel du sol. Compte tenu de cette relation de comportement décelée entre les deux modèles, il convient de qualifier aussi le modèle HSM pour usage au premier ordre. Ensemble les deux modèles ont décrit qualitativement le comportement réel du sol de fondation et ils se présentent les plus représentatifs. Cependant, le modèle SSM semble à l'instant non représentatif du comportement réel du sol de fondation en présence du mur de soutènement.

En conclusion, nous pensons que la validation du modèle le plus approprié nécessite une compagne d'investigations sur des ouvrages surveillés en vrai grandeur.

4.*3 Modélisation et analyse du comportemnt des murs de type "Cantilever"*

4.*3.1 Géométrie du mur de soutènement*

Dans cette partie, l'étude paramétrique est élargie à l'´Estimation du comportement des modèles de murs de soutènement rigide en forme de L, T renversé et L inversé dans les cas d'absence et de présence du remblai en surcharge. Les éléments structuraux de chaque mur consistent en un voile vertical sans contreforts, encastré dans une semelle dont leurs dimensions géométriques sont désignées dans la figure (4.11). La semelle est pareillement considérée ancrée dans le sol de fondation sur une profondeur de 1m. L'épaisseur du voile varie de 35cm à 90cm selon le modèle du mur étudié quand l'épaisseur de la semelle aussi varie de 35cm à 70cm- Tableau (4.9). Les longueurs du talon et le patin (pied) du mur sont dépendantes de la distance de positionnement du voile

par rapport à la semelle. En fait, cinq distances ont été considérées depuis l'arête gauche de la semelle à savoir : X=0, X =1b/4, X =1b/2, X =3b/4 et X =1b avec b désigne la largeur de la semelle prise fixe et égale à 4m pour toutes les simulations réalisées. La hauteur du voile du mur est dimensionnée en fonction de la largeur de la semelle. On considère alors trois hauteurs qui sont 1b, 1.20b et 1.40b. Le béton utilisé se caractérise par des classes de résistances différentes et un module d'élasticité aussi pris variable. Pour le voile, on admet un module de déformations instantanées quand pour la semelle le choix a été orienté vers les déformations différées- **Legrand (2009)**. En effet, les propriétés du béton usé sont rapportées dans le tableau (4.9). Pour modéliser le sol soutenu, on compte quatre types de sols notés successivement sol1, sol2, sol3 et sol4. Cependant, le sol de fondation compte trois types de sols relatés sol1, sol2 et sol3- Tableau (4.7).

Comme il a été rapporté dans la 1ère partie, la distance étendue du remblai est dimensionnée en fonction de la longueur du talon en considérant cette partie de semelle comme l'élément structurant le plus affecté par le chargement du sol d'une part et d'autre part il demeure soumis au comportement non contrôlé du sol le supportant. Le massif en remblai selon le cas est d'une plate forme horizontale et d'un talus fini ayant l'angle β sur l'horizontal. Le talus naturel limitant le massif en remblai forme un angle ayant pour valeurs de 30°, 45° et 60°.

Les différentes simulations réalisées avec les deux modèles constitutifs du sol de Mohr Coulomb MC et le modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil) ont tenu compte des effets de l'ensemble des facteurs pouvant influer le comportement des murs et qui sont reportés dans l'introduction du présent chapitre. En déformations planes, les résultats issus des différentes simulations réalisées par le logiciel *Plaxis* se focalisent principalement sur l'analyse des contraintes horizontales et verticales prédites derrière les modèles de murs de soutènement étudiés agissant sur l'écran fictif passant par l'arête droite de la semelle. Les résultats numériques traduits en graphes sont analysés et discutés. En conséquence deux solutions résultantes comparées avec les travaux de **Bang (1985)** et **Goh (1993)** sont également proposées pour l'estimation des pressions de terres latérales.

4.3.2 Conception du modèle numérique et procédures du calcul

La même conception du modèle numérique et les mêmes procédures de calcul relatées dans la 1ère partie sont également utilisées dans les simulations présentées au cours de cette partie. Néanmoins, on ajoute ici que les simulations analysant les effets de sols soutenus et des sols de fondation ont été menées en deux étapes. En 1er lieu, les sols

soutenus (Sol1, sol2, sol3 et sol4) sont simultanément modélisés avec un seul type de sol de fondation qui est le sol de fondation1 et en 2ème phase, les sols de fondation (Sol1, Sol2, sol3) à leurs tour sont simultanément modélisés avec un seul type de sol soit le sol soutenu1- Tableaux (4.7) et (4.8). Pour tous des calculs, le coefficient réducteur d'interaction sol- structure R_{inter} est pris variable et ayant les valeurs de 0.20, 0.30, 0.50, 0.70 et 1. Chaque modèle de mur est caractérisé par un identifiant dénommé par le terme ‘‘ MDS N°-X ’’. Le terme ‘‘ MDS ’’ désigne mur de soutènement, le terme ‘‘ N° ’’ donne l'ordre du mur qui est dépendant du nombre des cas de variations des facteurs influant le comportement du mur quand la lettre ‘‘ X ’’ précédée par un signe moins, identifie l'ordre de la combinaison entre le sol soutenu et le sol de fondation en termes des modèles de comportement utilisés pour modéliser chaque type de sol- Tableau (4.10).

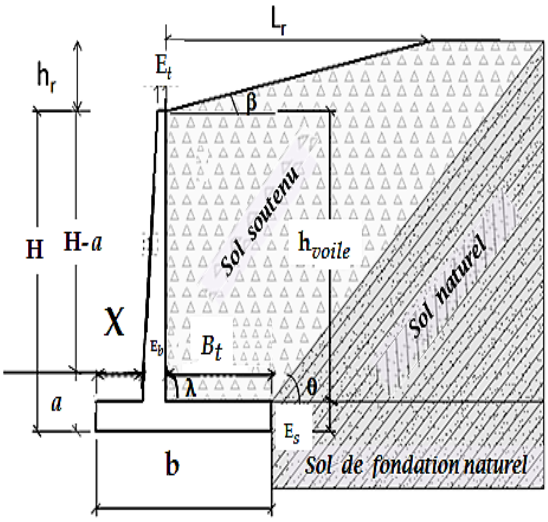


Figure 4.11- Dimensions géométriques du mur de soutènement

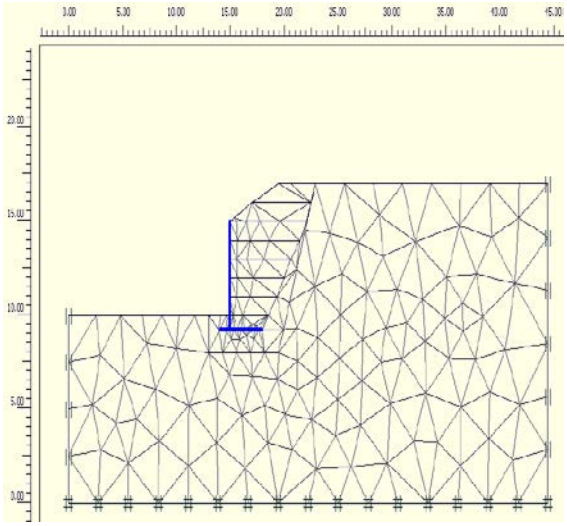


Figure 4.12- Dimensions géométriques du modèle en éléments finis

4.3.2.1 Propriétés des éléments structuraux

Par classe de résistance du béton, les propriétés des éléments structuraux utilisés dans les calculs sont résumées dans le tableau (4.9) ci-dessous.

4.3.2.2 Propriétés du sol et interfaces des couches

Dans le tableau (4.7) ci-dessous, on reporte les propriétés géotechniques des couches des sols et des interfaces relatives aux quatre types de sols soutenus et les trois types de sols de fondation considérés dans la présente étude paramétrique détaillées comme suivant :

Tableau 4.7 - Propriétés géotechniques des couches de sols et des interfaces

Paramètre	unité	Sols soutenus				Sols de fondation		
		Sol1 (Sable)	Sol2 (Sable)	Sol3 (Sable)	Sol4 (Sable)	Sol1 (Argile de Tébessa)	Sol2-(Argile graveleuse)	Sol3 (Sable)
γ_{unsat}	KN/m^3	17.00	17.00	17.00	16.50	16.50	17.00	17.00
γ_{sat}	KN/m^3	20.00	20.00	21.00	20.00	19,40	19.50	20.00
k_x	m/jour	1.00	0.50	0.50	1.00	8E-05	1.38E-07	1.00
k_y	m/jour	1.00	0.50	0.50	1.00	8E-05	1.38E-07	1.00
E_{ref}	KN/m^2	4E+04	3E+04	1.2E+05	8E+04	2.5 E+03	3.06 E+03	8E+04
c_{ref}	KN/m^2	1.00	1.00	1.00	1.00	42.00	30.00	2.00
φ	[°]	32.00	34.00	33.00	31.00	3.20	15	34.00
ψ	[°]	2.00	4.00	3.00	1.00	1.00	0.00	0.00
ν	-	0.30	0.30	0.30	0.30	0.33	0.426	0,30
E_{50}^{ref}	KN/m^2					2.34E+03		
E_{Oed}^{ref}	KN/m^2					3.74 E+03		
E_{ur}^{ref}	KN/m^2					7.18E+0		
power (m)	[-]					0.50		
ν_{ur}	[-]					0.20		
λ^*	KN/m^2					6.10E-03		
k^*	KN/m^2					3.93E-03		
K^{NC}	kN/m²					9.44E-01		
M	kN/m²					0.50		
C_c	[-]					2,17E-01		
C_s	kN/m²					7E-03		
e_{init}	[-]					0.55		
R_{inter}	[-]	0.20, 0.50, 0.70, 1				0.20, 0.50, 0.70, 1		

Rapport-Gratuit.com

Modèles de simulation ⇨	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Sols soutenus ⇨	Sol1 (MC)	Sol2 (MC)	Sol3 (MC)	Sol4 (MC)	Sol1 (MC)	Sol2 (MC)	Sol3 (MC)	Sol4 (MC)	Sol1 (MC)		Sol1 (MC)
Sols de fondation ⇨	Sol1 (MC)				Sol1 (HSM)				Sol2 (MC)	Sol3 (MC)	Sol1 (SSM)

Tableau 4.9- Propriétés des éléments structuraux des murs de soutènement

Classe de la résistance du béton			C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55
Epaisseur équivalente (m)		E (MPa) ⇨	2,99E+04	3,22E+04	3,42E+04	3,60E+04	3,76E+04	3,91E+04
Voile	⇩ 0,35	EA (kN/m)	5,23E+07	5,63E+07	5,98E+07	6,30E+07	6,58E+07	6,58E+07
		EI (kN.m^2/m)	5,33E+05	5,75E+05	6,11E+05	6,43+05	6,72E+05	6,99E+05
	0,40	EA (kN/m)	5,97 E+07	6,43 E+07	6,84 E+07	7,20 E+07	7,52 E+07	7,83 E+07
		EI (kN.m^2/m)	7,96 E+05	8,58 E+05	9,11 E+05	9,60 E+05	1 E+05	1,04 E+05
	0,50	EA (kN/m)	7,46E+07	8,04E+07	8,55E+07	9,00E+07	9,40E+07	9,78E+07
		EI (kN.m^2/m)	1,56E+06	1,68E+06	1,78E+06	1,87E+06	1,96E+06	2,01E+06
	0,60	EA (kN/m)	8,96E+07	9,65E+07	1,03E+08	1,08E+08	1,13E+08	1,17E+08
		EI (kN.m^2/m)	2,60E+06	2,89E+06	3,08E+06	3,24E+06	3,39E+06	3,52E+06
	0,70	EA (kN/m)	1,05E+08	1,13E+08	1,20E+08	1,26E+08	1,32E+08	1,37E+08
		EI (kN.m^2/m)	4,27E+06	4,60E+06	4,88E+06	5,14E+06	5,38E+06	5,59E+06
	0,90	EA (kN/m)	1,34E+08	1,45E+08	1,54E+08	1,62E+08	1,69E+08	1,76E+08
		EI (kN.m^2/m)	9,07E+06	9,77E+06	1,04E+07	1,09E+07	1,14E+07	1,19E+07
Semelle	0,35	**E (MPa) ⇨**	**3,72E+04**	**4,01E+04**	**4,26E+04**	**4,48E+04**	**4,69E+04**	**4,87E+04**
		EA (kN/m)	5,86E+07	6,31E+07	6,70E+07	7,06E+07	7,38E+07	7,67E+07
		EI (kN.m^2/m)	5,98E+05	6,44E+05	6,84E+05	7,21E+05	7,53E+05	7,83E+05
	0,50	EA (kN/m)	8,37E+07	9,01E+07	9,58E+07	1,01E+07	1,05E+07	1,10E+07
		EI (kN.m^2/m)	1,74E+06	1,88E+06	2,00E+06	2,10E+06	2,20E+06	2,28E+06
	0,70	EA (kN/m)	1,17E+08	1,26E+08	1,34E+08	1,41E+08	1,48E+08	1,53E+08
		EI (kN.m^2/m)	4,78E+06	5,15E+06	5,48E+06	5,76E+06	6,03E+06	6,27E+06
	0,90	EA (kN/m)	1,51E+08	1,62E+08	1,72E+08	1,81E+08	1,90E+08	1,97E+08
		EI (kN.m^2/m)	1,02E+07	1,10E+07	1,16E+07	1,23E+07	1,28E+07	1,33E+07

Tableau 4.10- Modèles des murs de soutènements utilisés dans les simulations

3- Influence de la distance du positionnement du voile, variation de la hauteur du voile, rigidité de la semelle et effets des sols soutenus et sols de fondation sous effets des modèles de comportement des sols MC et HSM

	Classe de la résistance du béton	Modèle du mur de soutènement	X	H *(m)*	h_{voile} *(m)*	b *(m)*	E_t *(m)*	E_b *(m)*	E_s *(m)*	Sols soutenus	Sols de fondation	Combinaison des modèles de comportement des sols	
β=0 θ=45° λ=90°	C30/37	MDS9-1	0, 1b/4, 1b/2, 3b/4, 1b	4	3.50	4	0.20	0.50	0.50	Sol soutenu 1	Sol de fondation 1	1*	MDS...-X (-1): MC/MC
		MDS10-1		5	4.50							1*	
		MDS4-1		5.50	5.00							1*	
		MDS11-1	1b/4	5.50	5.00	4	0.20	0.50	0.50	Sol soutenu 2		2*	
		MDS12-1								Sol soutenu 3		3*	
		MDS13-1								Sol soutenu 4		4*	
		MDS9-2	0, 1b/4, 1b/2, 3b/4, 1b	4	3.50	4	0.20	0.50	0.50	Sol soutenu 1	Sol de fondation 1	5*	(-2): MC/HSM
		MDS10-2		5	4.50							5*	
		MDS4-2		5.50	5.00							5*	
		MDS11-2	1b/4	5.50	5.00	4	0.20	0.50	0.50	Sol soutenu 2		6*	
		MDS12-2								Sol soutenu 3		7*	
		MDS13-2								Sol soutenu 4		8*	
		MDS14-1	1b/4	5.50	5.00	4	0.20	0.50	0.50	Sol soutenu 1	Sol de fondation 2	9*	(-1): MC/MC
		MDS15-1									Sol de fondation 3	10*	
		MDS14-2	1b/4	5.50	5.00	4	0.20	0.50	0.30	Sol soutenu 1	Sol de fondation 1	1*	(-2): MC/HSM
		MDS15-2					0.20	0.50	0.40				
		MDS16-2					0.20	0.50	0.50				
		MDS17-2					0.20	0.50	0.60				
		MDS18-2					0.20	0.50	0.70				
		MDS19-2					0.20	0.50	0.90				

Avec:

MDS n°...-X: Modèle du mur de soutènement n° simulé avec la combinaison "x"
MDS1-1: Modèle du mur de soutènement n°1 simulé avec la combinaison "**1**" **MC/ MC**
MDS1-2: Modèle du mur de soutènement n°1 simulé avec la combinaison "**2" MC/HSM**
MDS4-3: Modèle du mur de soutènement n°3 simulé avec la combinaison "**3**" **MC/SSM**
1*: Modèle N°1 de simulation du sol soutenu1(**MC**)/sol de foundation1(**MC**) - Tableau (3.7)

Tableau 4.11- Modèles des murs de soutènements utilisés dans les simulations

4- Influence de la rigidité du voile et de la semelle, angle d'inclinaison du voile en considérant les effets des sols soutenus et sol de fondation1 sous effets des modèles de comportement des sols MC et HSM

	Classe de la résistance du béton	Modèle du mur de soutènement	X	H *(m)*	h_{voile} *(m)*	b *(m)*	E_t *(m)*	E_b *(m)*	E_s *(m)*	Sols soutenus	Sols de fondation	Combinaison des modèles de comportement des sols	
β=0°, θ=45° λ=90°	C30/37	MDS20-2	1b/4	5.50	5.00	4	0.30	0.30	0.30	Sol soutenu 1	Sol de fondation 1	1*	MDS...-X ⇩ (-2): MC/HSM
		MDS39-2					0.40	0.40	0.40				
		MDS21-2					0.50	0.50	0.50				
		MDS40-2					0.60	0.60	0.60				
		MDS22-2					0.70	0.70	0.70				
		MDS23-2					0.90	0.90	0.90				
β=0°, θ=45° λ=88°28'		MDS24-2	1b/4	5.50	5.00	4	0.20	0.50	0.50	Sol soutenu 1 Sol soutenu 2 Sol soutenu 3 Sol soutenu 4	Sol de fondation 1	5* 6* 7* 8*	MDS...-X ⇩ (-2): MC/HSM
β=0°, θ=45° λ=86°57'		MDS25-2											
β=0°, θ=45° λ=84°86'		MDS26-2											
β=0°, θ=45° λ=83°16'		MDS27-2											
β=0°, θ=45° λ=81°47'		MDS28-2											
β=0°, θ=45° λ=79°80'		MDS29-2											

4.3.3 Analyse du comportement du sol de fondation sous les effets des différentsFacteurs

4.*3.3.1 Influence de la variation de la hauteur de l'écran vertical*

Dans ce qui suit, l'analyse des effets du changement de la hauteur du voile du mur de soutènement étudié comprend la présentation des profils des chemins de contraintes et des tassements de surfaces dans le sol de fondation naturel et le sol adjacent. Ces profils sont produits à la profondeur de -8.31m soit à -1m en dessous de la semelle. Cependant, les profils des tassements de surfaces derrière le voile ont été produits à la profondeur de -0.25m plus proche du sommet ou la surface supérieure horizontale du sol soutenu (Remblai).

Pour ce faire, trois configurations de modèles de murs de soutènement sont considérés et notés : MDS4-2, MDS9-2 et MSD10-2, Tableau (4.10). Dans toutes les simulations réalisées, la hauteur de mur de soutènement prend simultanément les valeurs 1b, 1.20b et 1.40b avec b désigne la largeur de la semelle prise fixe et égale à 4m. Pour nécessité de collecter plus d'informations sur le comportement de ce type de mur de soutènement, il s'avère plus important de tenir en compte de la distance du positionnement de l'écran vertical par rapport à la semelle. En effet cinq distances ont été considérées à savoir : x=0, $X=\frac{1}{4}b$,$X=\frac{1}{2}b$, $X=\frac{3}{4}b$ et *X=1b*. Les résultats issus des différentes simulations réalisées au cours de cette thèse sont reproduits et montrées dans les figures ci-après.

4.3.3.1.1 Chemin de contraintes

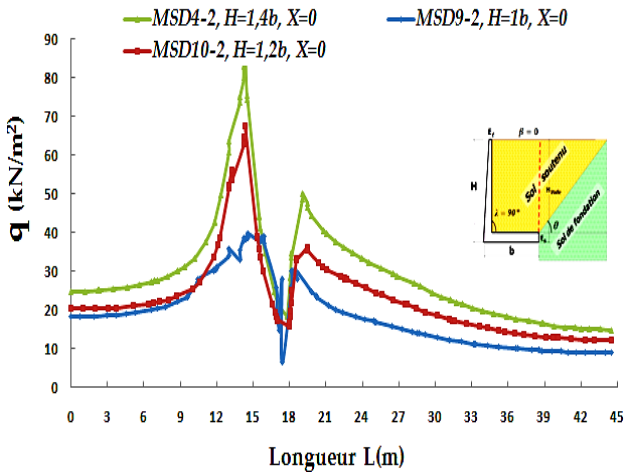
Sous l'effet des tassements différentiels de la semelle, les contraintes horizontales et verticales dans le sol de fondation augmentent proportionnellement à la mesure qu'on se rapproche de l'écran vertical. C'est au voisinage du pied (le patin) en aval du mur que le déviateur des contraintes « q » tiendra ces valeurs de pics. A titre d'exemple, lorsque X=0, le déviateur de contraintes q prend pour valeurs 85KN/m^2, 70KN/m^2 et 38KN/m^2 qui correspondent respectivement aux modèles MDS4-2(1.4b), MSD10-2(1.2b) et MDS9-2(1b). Au voisinage du talon, le déviateur des contraintes enregistre des valeurs de pics minimes qui se rapprochent de 8KN/m^2. A la mesure qu'on s'éloigne du talon vers le sol soutenu et le sol naturel adjacent, on constate aussi une augmentation dans les contraintes suivie par une régression après avoir atteindre de moindres valeurs de pics comparées au 1er cas. Soit q=50 KN/m^2, 35 KN/m2 et 30 KN/m2.

La confrontation des profils des contraintes montrés sur la figure 4.13 (a, b, c, d, e), nous a permis de conclure que le déviateur des contraintes est influencé par la distance X marquant le positionnement de l'écran vertical par rapport à la semelle. Autrement dit, plus le talon est large, plus les contraintes horizontales et verticales sont importantes. En revanche, la diminution de la largeur du talon et réciproquement l'augmentation de la largeur du pied de mur, favorisent la réduction des pressions des terres sur la semelle et en conséquence, on enregistre un rapprochement des valeurs de pics au voisinage du talon et du pied au fur et à mesure que la distance X augmente. Ce rapprochement marque une concentration des valeurs lorsque la distance X tiendra les valeurs de $\frac{1}{2}b$ et $\frac{3}{4}b$.

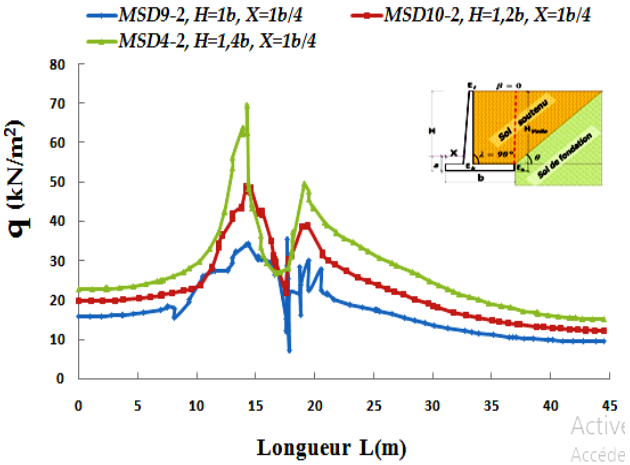
4.3.3.1.2 Distribution des tassements de surfaces dans le sol de fondation

Lorsque l'écran vertical est placé aux distances X=0 et $X = \frac{1}{4}b$, les profils de tassements se présentent suprposés- Figure 4.14 (a, b, c, d, e). Les tracés de ces profils marquent à la fois une 1**ére** partie d'expansion ou de gonflement du sol en aval du mur qui s'étend sur une distance de 3.50 fois la largeur de la semelle. La 2**ème** partie est caractérisée par des tassements de surfaces importants qui se développent sous la semelle et dont les valeurs de pics se produisent au voisinage du pied de la semelle. Concernant, la 3**ème** partie, les tassements enregistrés sont insignifiants au voisinage du talon. Ce mouvement de sol décrit quantitativement l'interaction du mur de soutènement avec le sol de fondation naturel et qui s'étend depuis le talon jusqu'au bord extrême du modèle étudié.

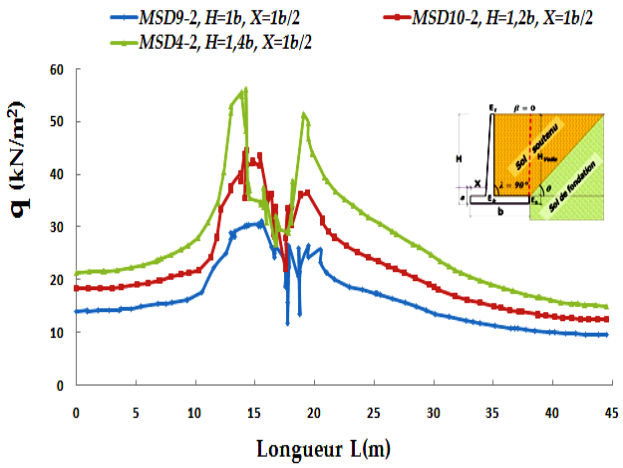
Lorsque la hauteur du voile vaut 1b, qu'il soit placé à la distance X=0 ou $X = \frac{1}{4}b$, l'étendue du sol en expanion en aval du mur à l'image du sol contracté sous la semelle, devient plus signifiante. Cette hauteur semble non adéquate pour résister aux poussées des contraintes horizontales agissant sur l'écran. En conséquence, les contraintes verticales demeurent aussi importantes pour mobiliser le sol de fondation et engendrer aussi des tassements importants.



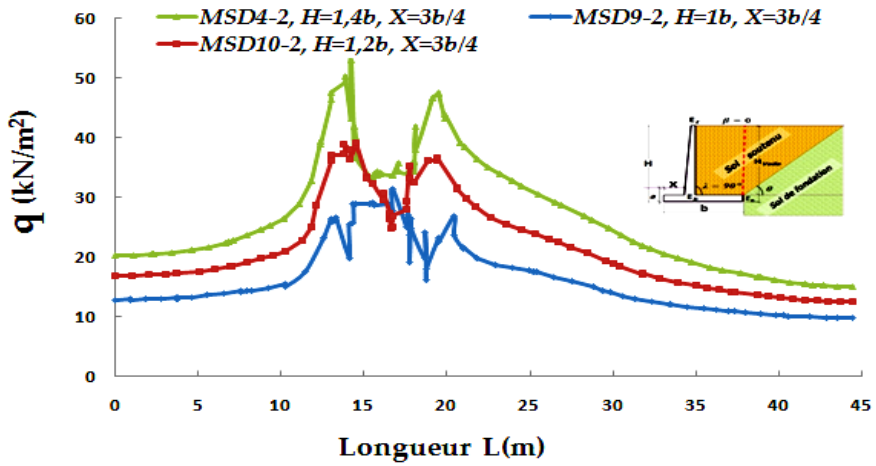
a)- X=0



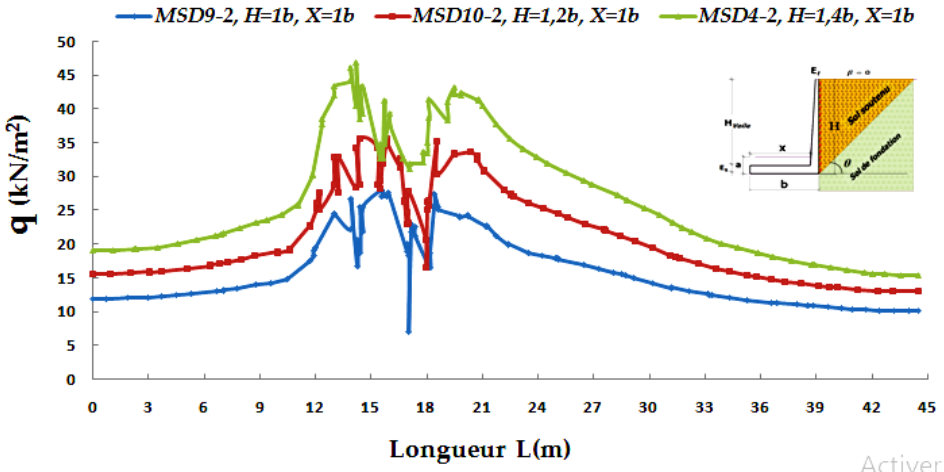
b)- X= $\frac{1}{4}b$



c)- X= $\frac{1}{2}b$



d)- X= $\frac{3}{4}b$



e)- X=1b

Figure 4.13- Effet de la variation de la hauteur du voile sur le chemin de déviateur des contraintes dans ***le sol de fondation-*** P_r=-8.31m, béton (C30/37)

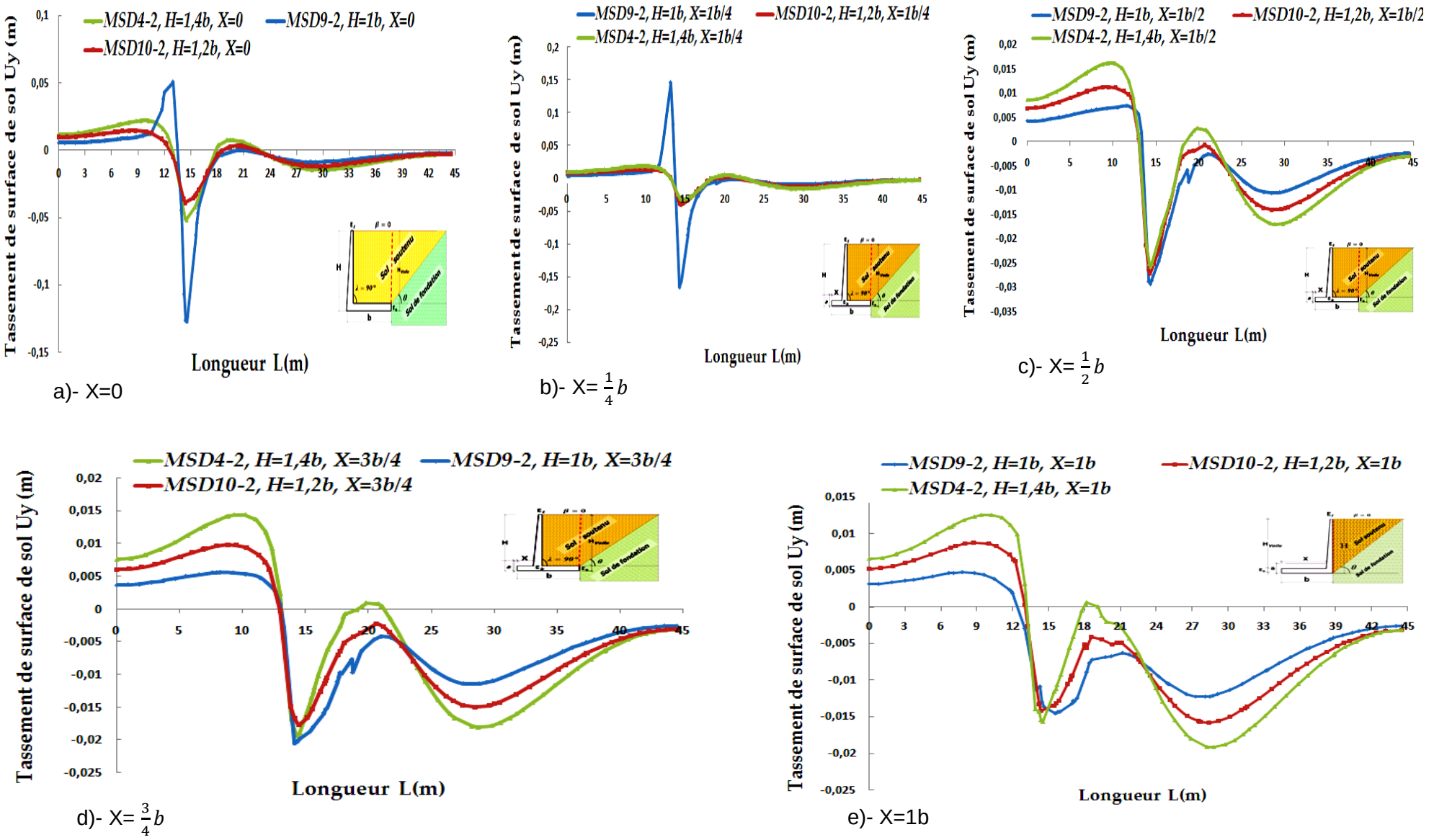


Figure 4.14- Effet de la variation de la hauteur du voile sur la distribution des tassements de surfaces dans ***le sol de fondation*** **-** P_r=-8.31m, béton (C30/37)

4.3.3.1.3 Distribution des tassements de surfaces dans le sol soutenu

Il se révèle de la confrontation et l'analyse de la figure 4.15 (a, b, c, d, e) que les tassements engendrés dans le sol soutenu sont gouvernés directement par les mouvements du sol de fondation et le sol naturel adjacent. Les surfaces tassées se propagent derrière l'écran vertical sur une distance de 1.25 à 2.50 fois la largeur de la semelle et de 1 à 2 fois la hauteur du voile. Cette distance décroit graduellement avec l'avancement du positionnement de l'écran vertical. Passé cette distance, les mouvements du sol soutenu deviennent insignifiants toutefois on observe sur les profils, des traces de légers tassements étendus jusqu'aux bords des modèles étudiés. Les profondeurs des tassements valent 3% à 7.80%, 1.80% à 2.80% et 1.20% à 2.60% des hauteurs du voile et correspondent respectivement aux hauteurs 1b, 1.2b et 1.4b. Autrement dit, ces profondeurs des surfaces tassées dans le sol soutenu sont estimées de 1.35 à 10 fois, de 2.30 à 3.40 et de 2.25 à 4.80 fois les profondeurs du sol tassé sous la semelle. Cette profondeur augmente graduellement avec l'avancement du positionnement de l'écran vertical vers le sol soutenu.

L'augmentation de la hauteur du voile avec l'avancement de son positionnement influe quantitativement et qualitativement sur la distribution des tassements de surfaces dans le sol de fondation. On remarque qu'à partir des distances $X = \frac{1}{2}b$ au *X=1b*, les profils se présentent plus dispersés. Les tassements de surface se propagent plus en profondeurs (négatifs et positifs). En effet les surfaces de sol mobilisées en expansion et en tassements sous la semelle et au voisinage du pied augmentent légèrement en relation avec l'accroissement de la hauteur du voile. Au voisinage du talon, les surfaces tassées se propagent plus profondes avec plus de degrés sous l'effet du positionnement du voile au lieu qu'elles soient influencées par la variation de la hauteur du voile.

En particulier, l'inclinaison de la semelle en considérant la distance *X=1b*, engendre des tassements différentiels plus profonds au voisinage du talon et le pied de l'écran vertical. Aussi, la profondeur de propagation des dits tassements dépasse de 1.3 fois celui des sols mobilisés en tassements sous la semelle.

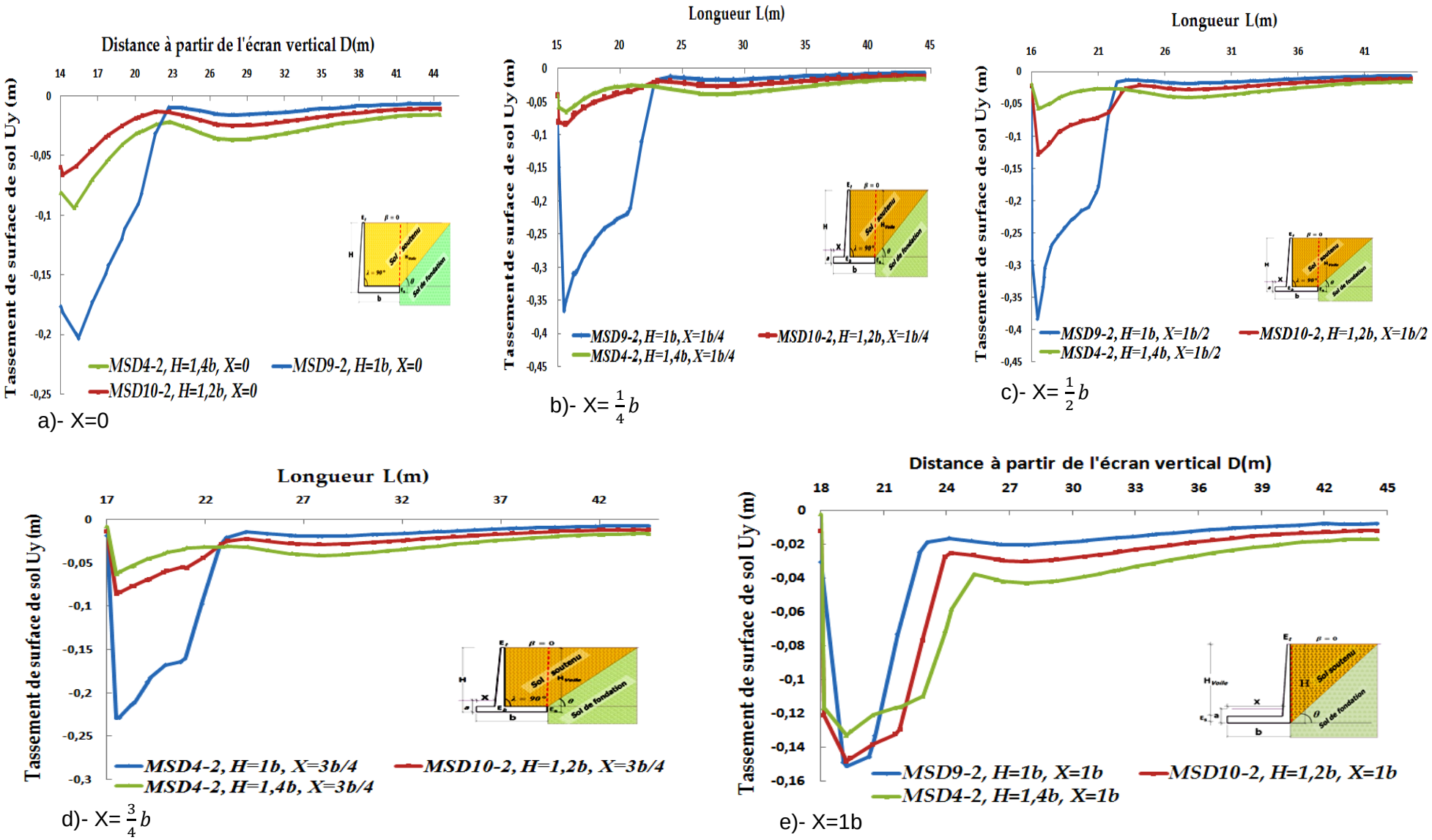


Figure 4.15- Effet de la variation de la hauteur du voile sur la distribution des tassements de surfaces dans ***le sol soutenu*** **-** P_r=-8.31m, béton (C30/37)

4.3.3.2 Analyse de l'effet de la rigidité du voile et de la semelle

La figure 4.16 (a, b, c) montre graphiquement que ensemble les contraintes horizontales et verticales aussi que les tassements de surfaces dans le sol de fondation et le sol soutenu se portent influés par l'effet de la variation de la rigidité flexionnelle du voile et de la semelle.

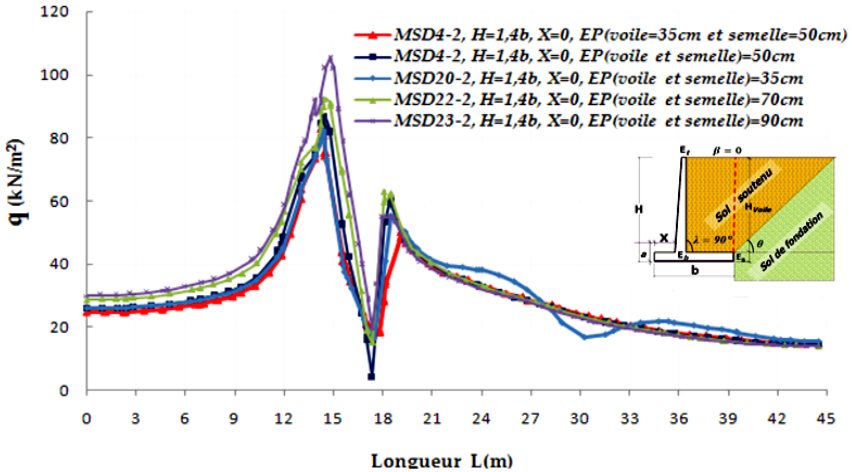
Pour se faire, la même épaisseur est affectée à la fois à ces deux éléments structuraux et par pas de 10cm, cette épaisseur est augmentée jusqu'à avoir une épaisseur maximale de 90cm. On souligne que l'épaisseur initiale est de 30cm.

A la distance X=0, les modèles de configurations considérés sont les suivants: MDS4-2, MDS20-2, MDS22-2, MDS23-2. Graphiquement et par modèle, le déviateur des contraintes augmente graduellement avec l'augmentation de l'épaisseur. Au voisinage du patin, le déviateur q passe de 85KN/m^2 pour l'épaisseur E_p=35cm à 110KN/m^2 pour l'épaisseur E_p=90cm quand au voisinage du talon, aussi la valeur de q passe de 50 KN/m^2 à 65 KN/m^2- Figure 4.16(a).

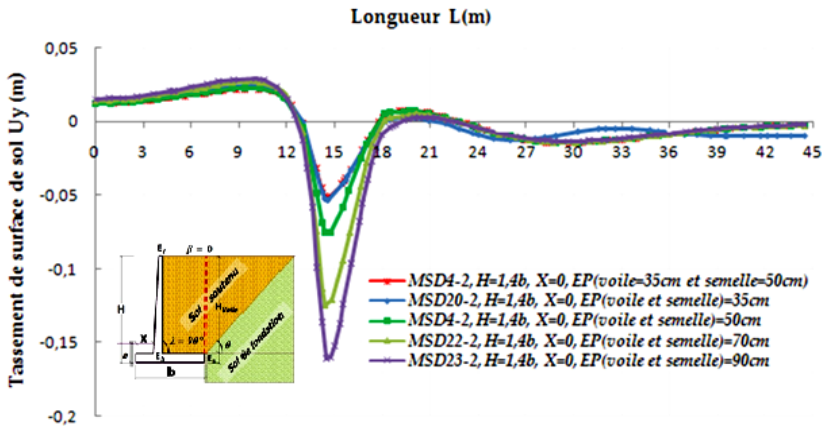
Concernant les tassements du sol de fondation, les surfaces de sol sous la semelle se présentent plus influées par la variation de la rigidité flexionnelle. En conséquence, les profondeurs des tassements augmentent proportionnellement avec l'augmentation de l'épaisseur des éléments structuraux. A titre indicatif, on estime une profondeur minimale de 5cm pour E_p=35cm quand la profondeur maximale tiendra la valeur de 16cm pour E_p=90cm- Figure 4.16(b).

Derrière l'écran vertical, les mouvements du sol soutenu et le sol adjacent semblent aussi influés par les tassements induits sous la semelle et en résultat, la profondeur et l'étendue de ces mouvements s'accentuent proportionnellement avec l'augmentation de la rigidité flexionnelle du voile et de la semelle- Figure 16(c)

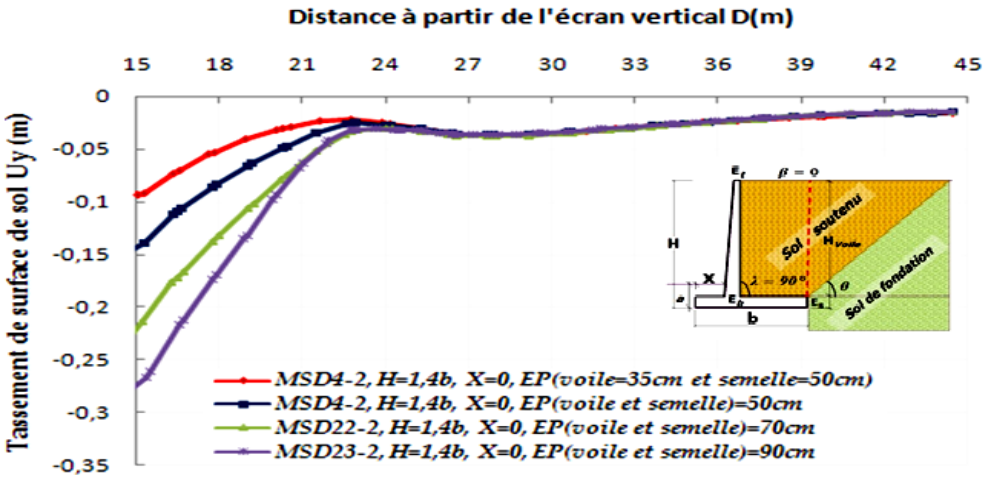
Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES



a) - Chemin de déviateur des contraintes dans ***le sol de fondation***

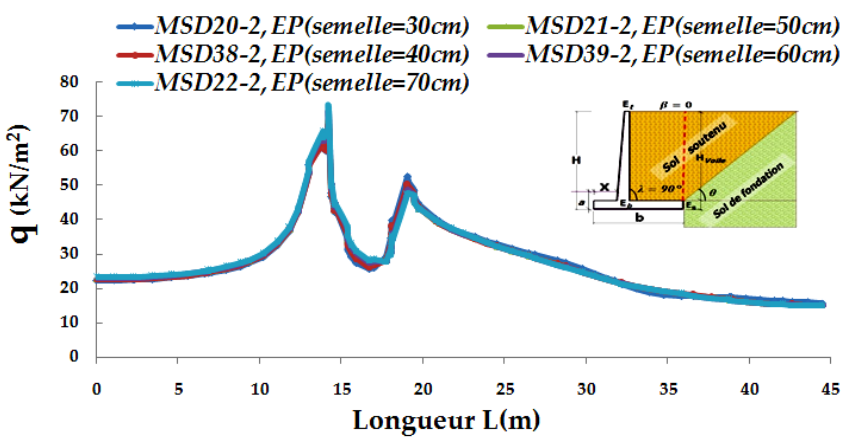


b) - Distribution des tassements de surfaces dans ***le sol de fondation***

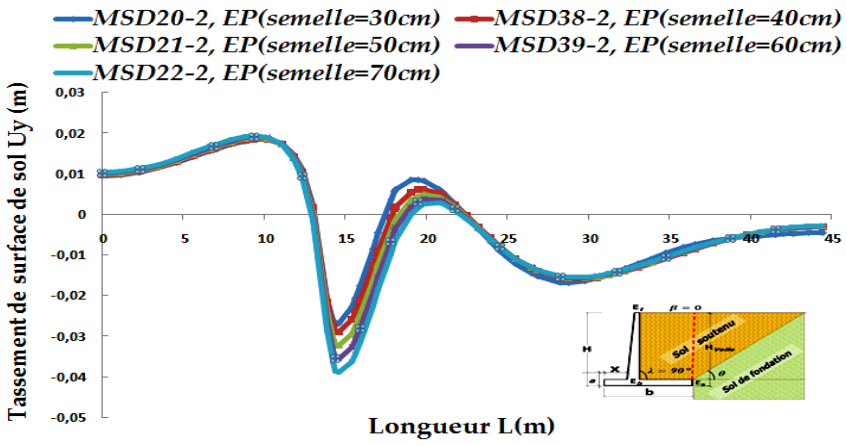


c)-Distribution des tassements de surfaces dans ***le sol soutenu***

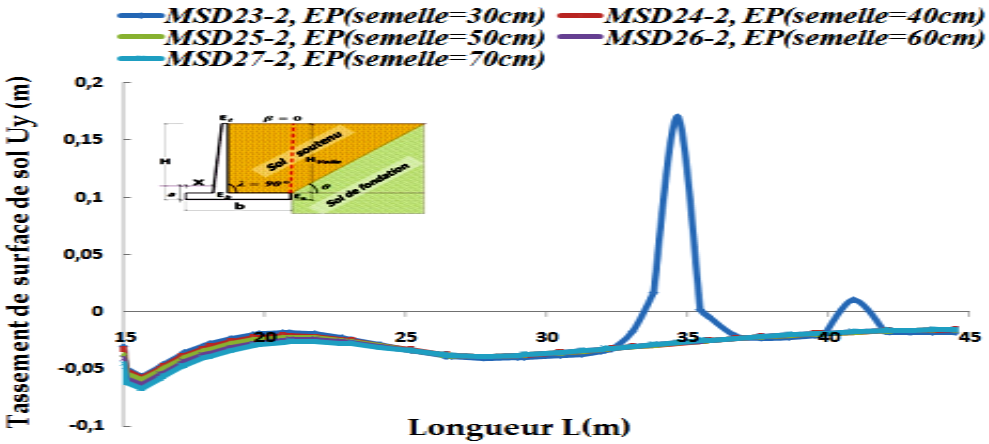
Figure 4.16- Effet de la rigidité du voile et de la semelle**- X=0**, Pr=-8.31m, béton (C30/37)



a)- Chemin de déviateur des contraintes dans ***le sol de fondation***



b)- Distribution des tassements de surfaces dans ***le sol de fondation***



c)-Distribution des tassements de surfaces dans ***le sol soutenu***

Figure 4.17- Effet de la rigidité de la semelle-$X = \frac{1}{4}b$, Pr=-8.31m, béton (C30/37)

4.3.3.3 Analyse de l'effet de la rigidité de la semelle

Dans ce qui suit, particulièrement la rigidité flexionnelle de la semelle est considérée dans l'analyse de la figure 4.17 (a, b, c). Pour se faire, cinq modèles de configurations sont considérés. L'épaisseur de l'écran vertical est maintenue fixe et égale à 35cm quand l'épaisseur de la semelle est prise variable. Par pas de 10cm, cette épaisseur est augmentée jusqu'à aboutir une valeur maximale fixée à 70cm. On souligne que l'épaisseur initiale pour le lancement des calculs vaut 30cm. A la distance $X = \frac{1}{4}b$, cinq modèles de configurations sont considérés à savoir : MDS20-2, MDS21-2, MDS22-2, MDS38-2 et MDS39-2.

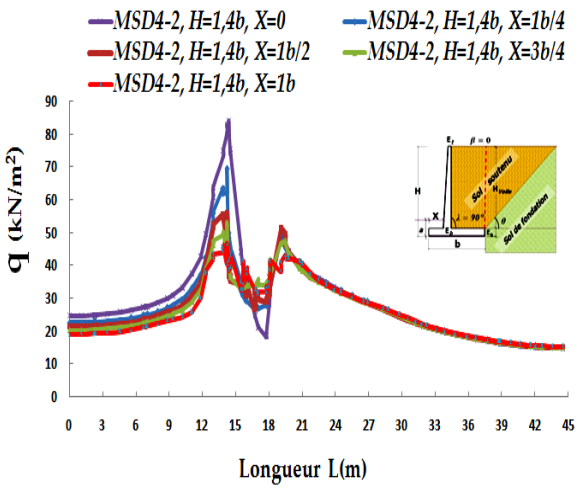
Sous l'effet de l'augmentation de la rigidité flexionnelle de la semelle, on observe sur la figure 4.17 (a) que le déviateur des contraintes augmente graduellement avec le pas augmenté.

Au voisinage du pied (le patin) de la semelle, les profils des tassements de surfaces mobilisées en expansion dans le sol de fondation se superposent en aval du pied et se présentent plus au moins dispersés en amont du talon. Néanmoins, la distribution des tassements de surfaces du sol sous la semelle et au voisinage du talon apparaît gouvernée par l'évolution excessive de la rigidité de la semelle. Au fur et à mesure qu'on s'éloigne du talon à une distance d'une (1) fois la largeur de la semelle, l'influence de la rigidité devient insignifiante, on constate une accumulation des profils de tassements- Figure 4.17(b).

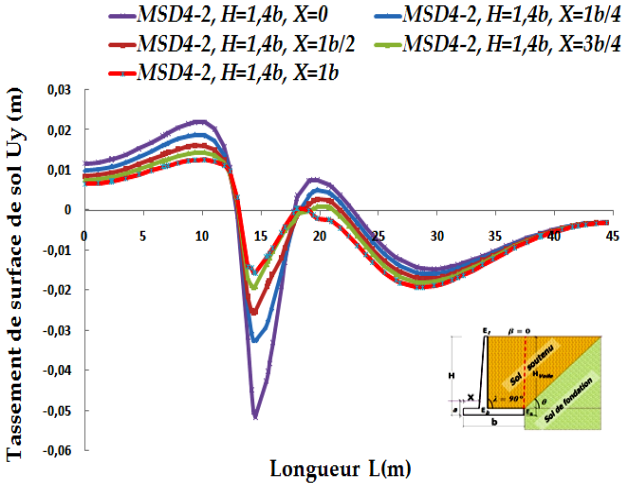
Différents aux autres cas traités dans le paragraphe précédent, les tassements dans le sol soutenu sont sensiblement affectés par la rigidité. La figure 4.17(c) montre que la mobilisation du sol s'étend sur une distance estimée de 2 fois la hauteur du voile et de 2.50 fois la largeur de la semelle. On constate que les tassements de surfaces se propagent avec des profondeurs graduellement et légèrement augmentées avec l'accroissement de l'épaisseur de la semelle mise à part l'épaisseur E_p=30cm qui a produit des tassements positifs soit une expansion du sol due à la rigidité flexionnelle faible de la semelle- Figure 4.17(c). En effet, c'est le poids propre du mur résultant de la variation de l'épaisseur qui a entraîné les tassements excessifs sous la semelle sachant que le sol de la fondation est d'une nature molle (Sol argileux). Il faut souligner que l'estimation de la rigidité est basée sur la variation de l'épaisseur des éléments structuraux sans avoir changer la valeur du module de Young du béton les constituants.

4.3.3.4 Analyse de l'effet de la position du voile du mur de soutènement

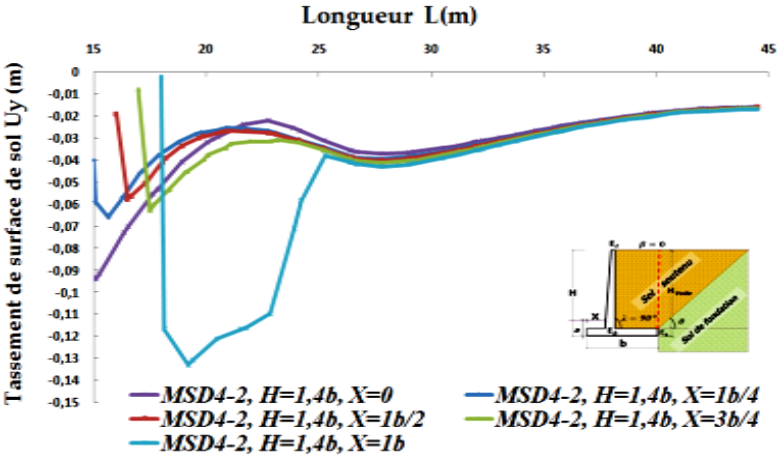
La figure 4.18 (a, b, c) montre que les profils des contraintes et des tassements dans le sol de fondation et le sol soutenu sont quasiment affectés par les distances du positionnement du voile par rapport à la semelle. En effet, le comportement du mur demeure influé par les largeurs résultantes du talon et du patin qui sont dépendantes à la distance du positionnement du voile. Au fur à mesure que cette distance depuis l'arête gauche de la semelle augmente en se dirigeant vers l'amont du mur plus le déviateur de contraintes et par conséquent les tassements de surfaces diminuent au voisinage du pied du mur (le patin). La zone sous la semelle et le sol adjacent en aval du mur se présentent plus affectés par la variation de la distance d'emplacement du voile plus que les autres zones en amont ou dans le sol adjacent.



)- Chemin de déviateur des contraintes dans ***le sol de fondation***



b)- Distribution des tassements de surfaces dans ***le sol de fondation***

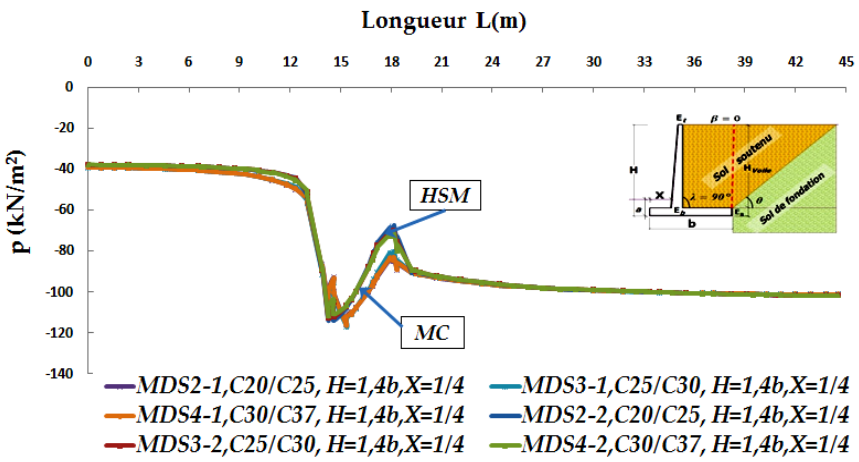


c)-Distribution des tassements de surfaces dans ***le sol soutenu***

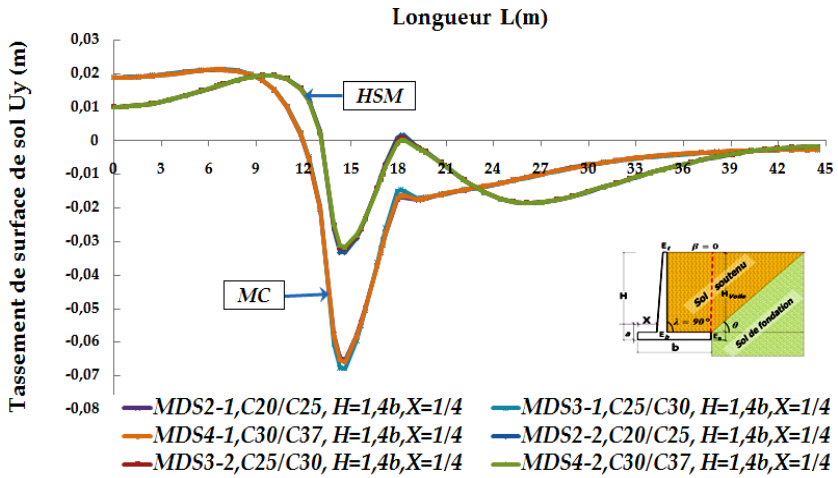
Figure 4.18- Effet de la position du voile du mur de soutènement **-** X=variable, P_r=-8.31m, béton (C30/37)

4.3.3.5 Analyse de l'effet de la classe de résistance du béton et les modèles de comportement du sol

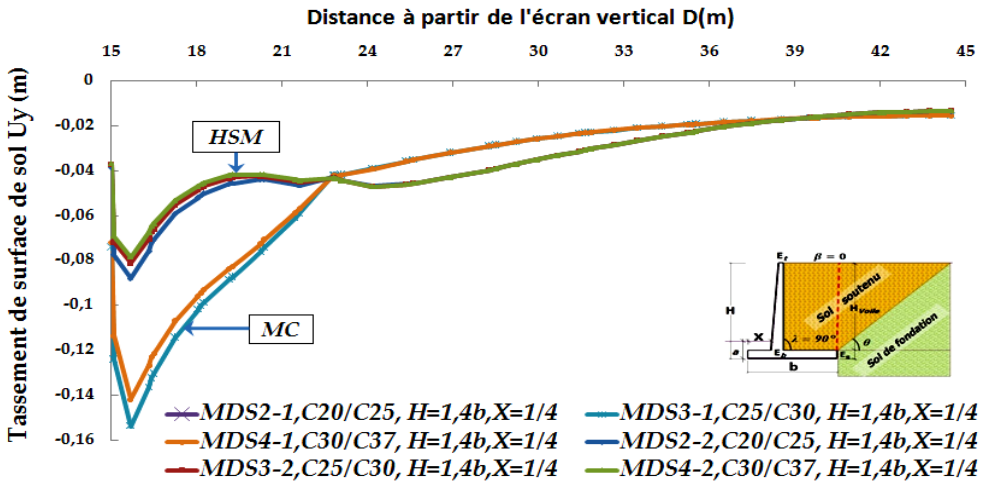
L'analyse de la figure 4.19 (a, b, c) révèle que les deux modèles de comportement du sol MC et HSM constituent un facteur d'influence principal sur le comportement du mur de soutènement quand la classe de la résistance du béton le constituant est de nul effet. Les six modèles de murs MDS2-1, MDS3-1, MDS4-1, MDS2-2, MDS3-2 et MDS4-2 se comportent de la même manière sous l'effet du même modèle de comportement du sol. Aussi, on constate une reproduction dans les profils relatifs aux chemins de contraintes et des tassements de surfaces dans le sol de fondation. Cependant, sur une distance de 1.60 fois la hauteur du voile et 2 fois la largeur de la semelle on observe une dispersion des profils de tassements dans le sol soutenu- Figure 4.19(c). Au-delà de cette distance, les profils se regroupent et se superposent pour les deux modèles de comportement du sol.



a)- Chemin de déviateur des contraintes dans ***le sol de fondation***

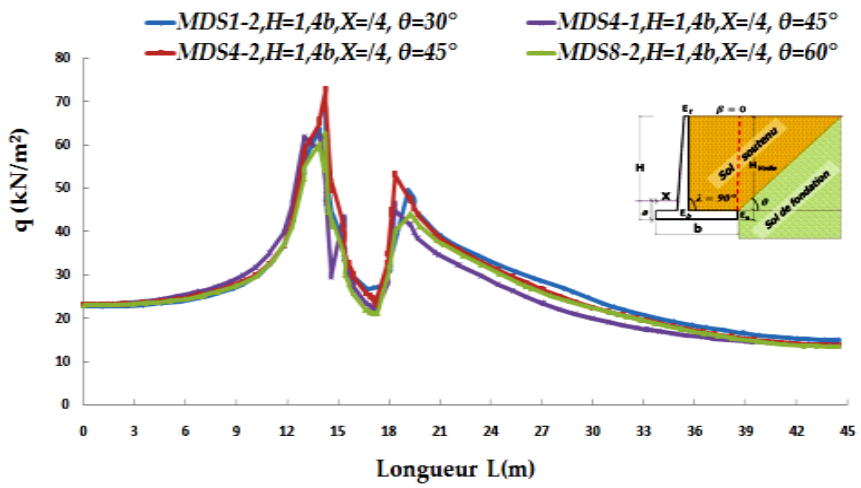


b)- Distribution des tassements de surfaces dans ***le sol de fondation***

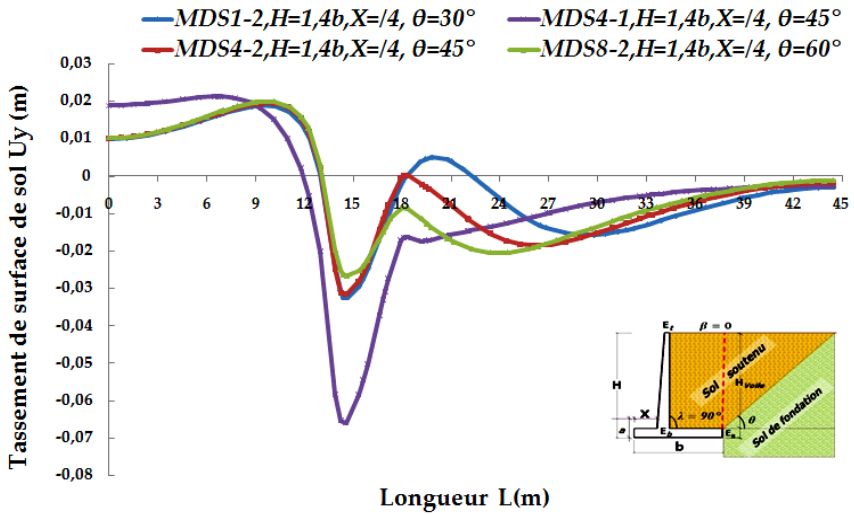


c)-Distribution des tassements de surfaces dans ***le sol soutenu***

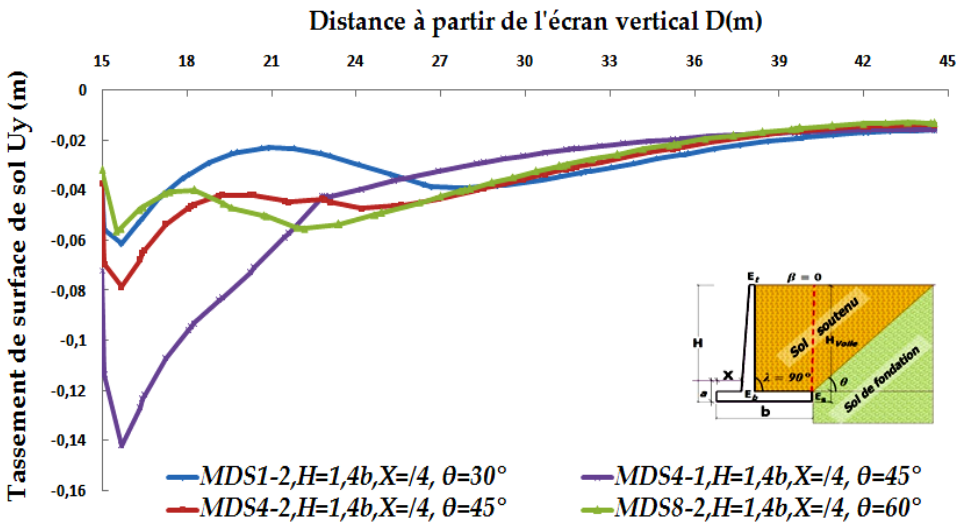
Figure 4.19- Effet de la classe de résistance du béton et les modèles de comportement du sol de fondation du mur de soutènement **-$X = \frac{1}{4}b$**, P_f=-8.31m



a)- Chemin de déviateur des contraintes dans ***le sol de fondation***



b)- Distribution des tassements de surfaces dans ***le sol de fondation***



c)-Distribution des tassements de surfaces dans ***le sol soutenu***

Figure 4.20- Effet de la variation de l'angle d'inclinaison du sol support du sol soutenu-$X = \frac{1}{4}b$, P_r=-8.31m, béton (C30/37)

Compte tenu des discussions faites auparavant, on juge que cette dispersion des profils est dû aux effets de la hauteur du voile et la longueur du talon sans qu'elle soit affectée par la classe de résistance du béton.

Par catégorie de profils, le modèle de comportement HSM se comporte presque comme le modèle MC, ceci est dû à l'exclusion de l'état de la raideur, l'état des contraintes et les effets d'écrouissage lorsqu'on utilise l'option (*phi-réduction*)- **Brinkgrève (2012)**. En comparaison avec le modèle HSM, les résultats issus du modèle MC apparaissent distinctement surestimés- Figure 4.19 (b, c).

4.3.3.6 Analyse de l'effet de l'angle d'inclinaison du sol naturel

La figure 4.20 (a, b, c) montre que la variation de l'angle d'inclinaison du sol naturel recevant le sol retenu influe légèrement sur le comportement du mur de soutènement. Au voisinage du pied et du talon, le déviateur de contraintes mesure respectivement des valeurs de pics maximales q_1=75KN/m^2 et 55KN/m2 pour l'angle θ=45°. Pour un angle θ=30°, ces deux valeurs mesurent respectivement 63KN/m^2 et 50KN/m^2. Pour θ=60°, une réduction dans le déviateur de contraintes est observée, les valeurs de pics maximales valent aussi respectivement 60KN/m^2 et 45KN/m^2.

Lorsque le voile est placé à la distance $X = \frac{1}{4}b$ et pour la hauteur 1.4b, les modèles de murs MDS1-2, MDS4-1, MDS4-2 et MDS8-2 subissent des tassements positifs et comparables dans le sol de fondation au voisinage du pied en aval mais variés en amont du talon, on dit que le sol est dilaté. Sous la semelle, les tassements sont négatifs et le sol est donc contracté.

Pour les trois valeurs de l'angle θ, on constate un léger gonflement du sol de fondation au voisinage du talon succédé par des tassements négatifs. Ces tassements se caractérisent par des valeurs de pics plus élevées loin du talon à une distance de 2.50 fois la hauteur du voile et 3 fois la largeur de la semelle lorsque θ =30°. En effet, l'angle θ=60° favorise une légère réduction dans les tassements sous la semelle en comparaison avec les deux autres angles. Quand pour θ=45°, les tassements sont plus au moins supérieurs et nettement supérieurs lorsque θ =30°. Plus on s'éloigne du talon, les tassements du sol adjacent augmentent et ils se propagent jusqu'à l'annulation aux limites des bords extérieurs des modèles étudiés- Figure 4.20(b).

Derrière le voile, la figure 4.20(c) montre clairement que les courbes relatives à la distribution des tassements de surfaces dans le sol soutenu sont influées par la variation de l'angle θ.

4.3.3.7 Analyse comparative entre les effets des sols soutenus et les sols de fondation

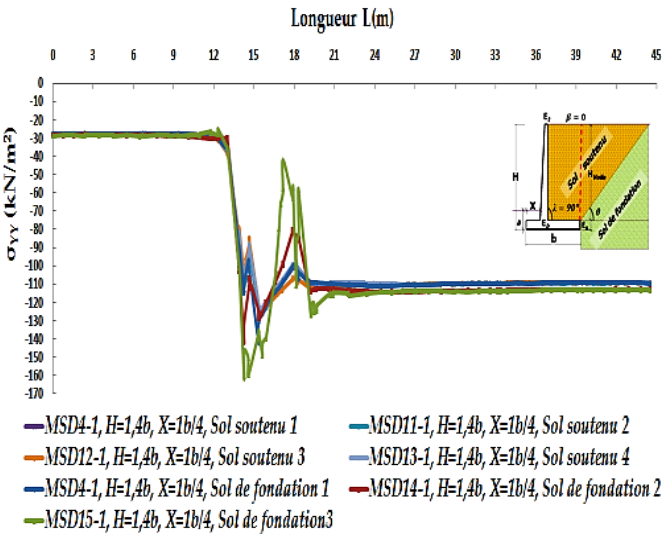
Dans ce qui suit, on se contente de présenter une analyse comparative entre les effets des sols soutenus et les effets des sols de fondation sur le comportement des murs de soutènement du type « Cantilever ».

Pour se faire, six configurations ont été considérées, il s'agit des modèles MDS4-1, MDS11-1, MDS12-1, MDS13-1, MDS14-1 et MDS15-1, Tableau (4.10).

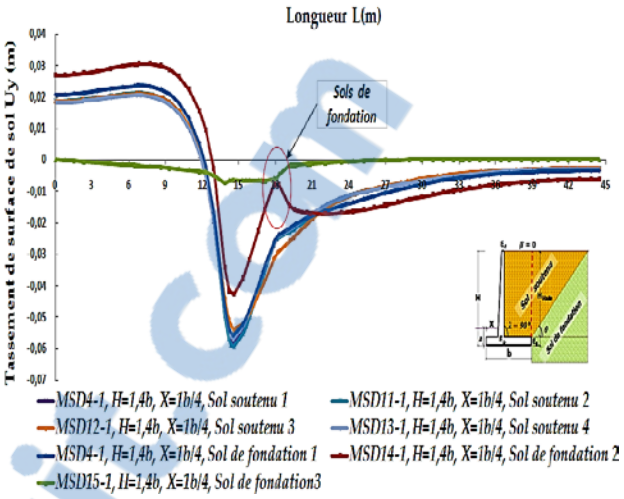
Dans la 1^{ére} phase, les quatre premiers modèles concernent la modélisation de quatre types de sols soutenus (Sol1, sol2, sol3 et sol4) simultanément avec un seul type de sol de fondation (sol1). En 2ème phase, trois autres configurations ont été élaborées. Cette fois, on considère un seul type de sol soutenu (Sol1) simultanément simulé avec trois types de sol de fondation (Sol1, sol2 et sol3) -Tableau (3.8). Dans toutes les simulations y afférentes, le modèle de Mohr-Coulomb a été opté pour simuler le comportement des sols.

4.3.3.7.1 Résultats des simulations et commentaires

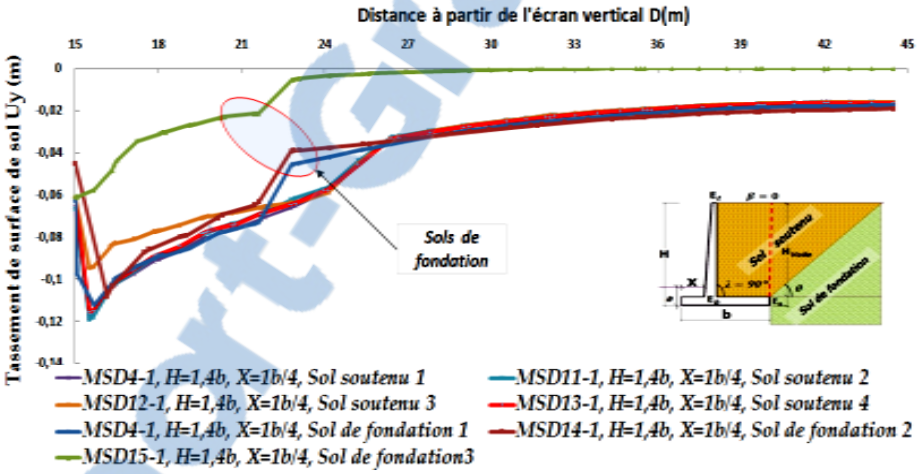
La figure 4.21(a) montre que le chemin des contraintes verticales σ_{yy} considérées en compression, décrit quantitativement et qualitativement les impacts des pressions auxquelles est soumis le sol de fondation. L'ensemble des modèles configurés réalisent des tracés similaires. De gauche à droite des profils, un 1er palier s'étalant de l'arête du pied du mur jusqu'au bord extrême gauche du modèles, représente une pression uniformément répartie et mesurant -30kN/m^2. Un 2ème palier qui s'étend de l'arête du talon jusqu'au bord extrême droit, renferme aussi une pression uniformément répartie et mesurant -110KN/m^2. Cependant, la partie du sol de fondation sous la semelle (La partie intermédiaire des profils) se caractérisent par des contraintes de compression excessives et axisymétriques au voisinage du pied et du talon.



a)- Chemin de déviateur des contraintes dans ***le sol de fondation***



b)- Distribution des tassements de surfaces dans ***le sol de fondation***



c)-Distribution des tassements de surfaces dans ***le sol soutenu***

Figure 4.21- Comparaison entre effets des types de sols soutenus et les sols de fondation à $X = \frac{1}{4}b$, P_r=-8.31m, béton (C30/37)

Les sols de fondation2 et 3 respectivement simulés par les modèles MDS4-1 et MDS15-1 se présentent plus résistants et rigides- Figure 4.21(b) tandis que les autres modèles par type de sol réalisent des contraintes sensiblement faibles.

Dans la figure 4.21(b), on observe aussi que le sol de fondation3 simulé par le modèle MDS15-1 se comporte plus rigide pour résister aux pressions appliquées sur la semelle. Par conséquent, les tassements sont sensiblement légers. Dans les parties en amont et en aval de la semelle, les tassements sont insignifiants.

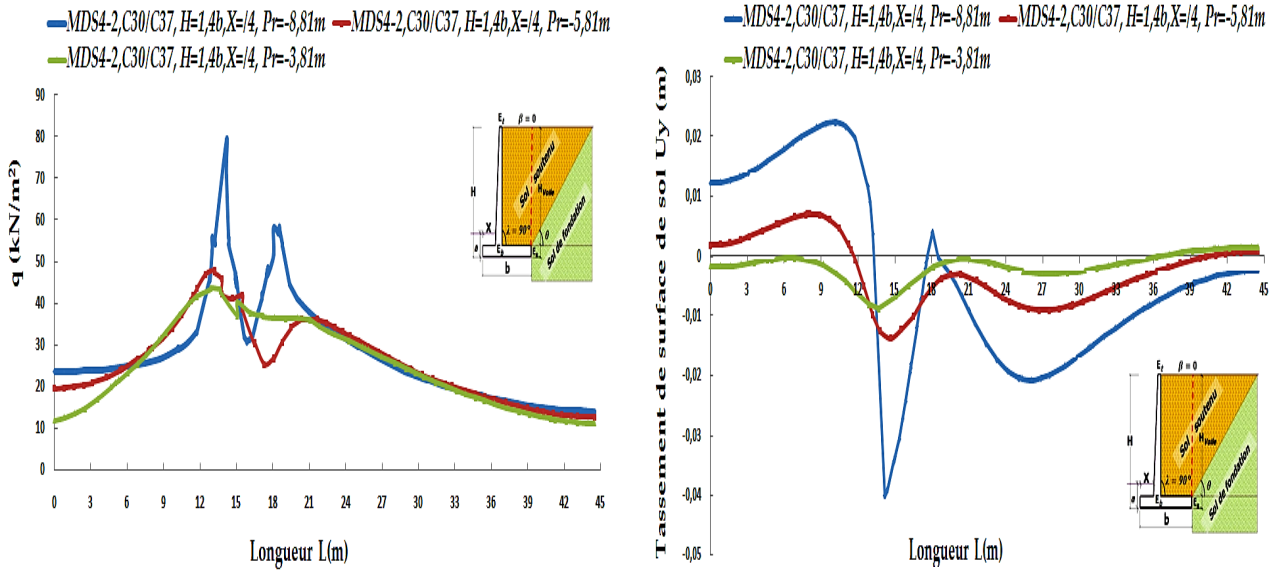
Rapport-Gratuit.com

Le sol de fondation2 simulé par le modèle MDS14-1 se comporte plus au moins rigide et contribue à réaliser de faibles tassements au voisinage du pied et du talon. Les quatre sols soutenus simultanément simulés avec le sol de fondation1 prédisent des tassements élevés avec des courbes similaires comparés aux deux sols sus-discutés (Sols de fondation2 et 3).

Dans les sols soutenus derrière le voile, la figure 4.21(c) montre que les tassements de surfaces induits sont dépendants des tassements de surfaces engendrées dans les sols de fondation. Par ordre décroissant, le sol de fondation3 (MDS15-1) prédit des tassements sensiblement faibles, le sol soutenu3 (MDS12-1) prédit des tassements aussi plus au moins légers en comparaison avec le sol de fondation2 (MDS14-1) qui a réalisé des tassements plus profonds. Le reste des types de sols se classe dans le même rang du moment qu'ils prédisent des tassements similaires de mêmes grandeurs. Autrement dit, il se révèle de la confrontation des propriétés des sols simulés que grâce au module de Young élevé et sa cohésion plus faible, le sol de fondation3 se présente plus rigide pour résister aux pressions lui sont appliquées. Le cas est pareil pour le sol soutenu3 et le sol de fondation2. A titre de présentation, le sol de fondation3 présente un module de Young E=8e+4kN/m^2 et une cohésion c=1kN/m^2, le sol soutenu3 (E=1.2e+5 kN/m2, c=1kN/m^2) et le sol de fondation3 (E=3e+3 kN/m^2, c=30 kN/m^2).

4.3.3.7.2 Analyse des chemins de contraintes et des tassements de surfaces dans le sol de fondation à des profondeurs variables

La figure 4.22(a), montre quantitativement et qualitativement que le déviateur des contraintes décroit systématiquement avec l'accroissement de la profondeur. A la profondeur de -8.31m soit de -1m sous la semelle, le déviateur inscrit les contraintes les plus élevées. Cependant, aux profondeurs -5.81m et -3.81m correspondant respectivement aux profondeurs -3.40m et -5.40m sous la semelle, le déviateur présente une stabilisation dans les contraintes qui obtiennent des valeurs de même ordre plus au moins élevées sous la semelle et réduites de part et d'autre de la semelle.



a)- Chemin de déviateur des contraintes dans ***le sol de fondation***

b)- Distribution des tassements de surfaces dans ***le sol de fondation***

Figure 4.22- Comparaison des chemins de contraintes et des tassements de surfaces verticaux dans le sol de fondation aux différentes profondeurs-$\boldsymbol{X} = \frac{1}{4}\boldsymbol{b}$, P_r=-8.31m, -5.81m et -3.81m

Dans la figure 4.22(b), à l'image du chemin de contraintes, les tassements de surfaces dans le sol de fondation décroissent avec l'augmentation des profondeurs. Jusqu'à la profondeur de -3.81m, la partie en aval du sol de fondation (à gauche des profils) se porte légèrement affectée (léger gonflement de sol).

4.3.3.8 Analyse de l'effet de la couche de forme en sable incluse sous la semelle

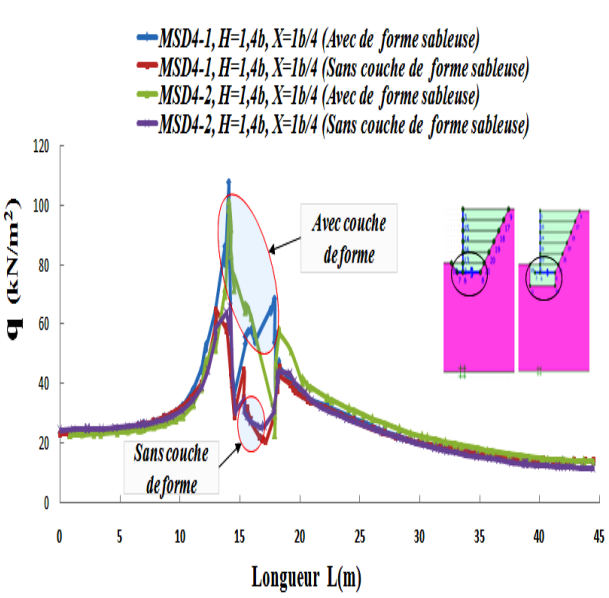
L'analyse de la figure 4.23(a) révèle que :

Les parties des courbes présentées enregistrent une concentration des contraintes excessives aux limites des deux arêtes de la semelle. On observe certainement que la présence de la couche de forme en sable contribue davantage à augmenter la résistance du sol de fondation aux pressions lui sont appliquées. Aussi, les tassements de surfaces sont assurément réduits par cette présence. Néanmoins, sous l'effet du modèle de comportement du sol HSM, le profil des tassements semble distinctement dessiné (MDS4-2) comparé avec ceux issus des autres modèles de configurations.

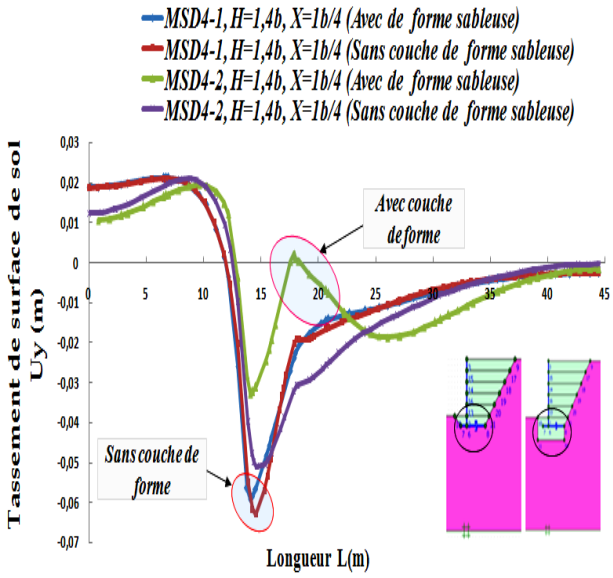
Le creux apparu dans le tracé des profils au voisinage du talon démontre l'influence du module de Young sécant à 50% de la résistance en compression E_{50} du sol de fondation1 devant les contraintes importantes et produites au voisinage de l'arête du talon- Figure 4.23(b).

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

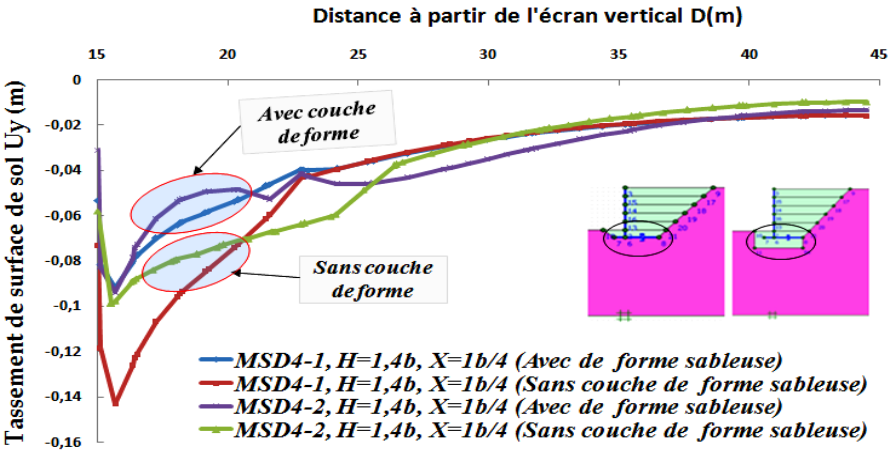
Les deux modèles de comportement du sol MC et HSM simulés respectivement par les modèles MDS4-1 et MDS4-2 prédisent des tassements réduits et rapprochées en valeurs-Figure 23(b, c).



a)- Chemin de déviateur des contraintes dans ***le sol de fondation***



b)- Distribution des tassements de surfaces dans ***le sol de fondation***



c)-Distribution des tassements de surfaces dans ***le sol soutenu***

Figure 4.23- Effet de la couche de forme sous la semelle du mur de soutènement-$X = \frac{1}{4}b$, Pr=-8.31m

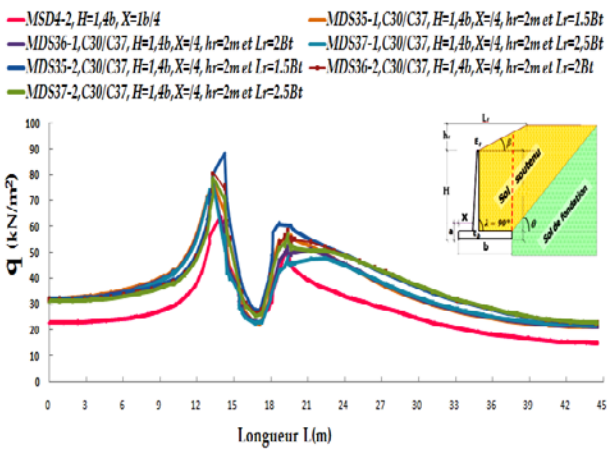
4.3.3.9 Analyse de l'effet de la longueur de pente du remblai en surcharge

Afin d'analyser l'effet du remblai en surcharge sur le comportement du mur de type " Cantilever », les deux modèles MDS4-1 et MDS4-2 sont considérés. Cette fois, la surface horizontale au sommet du sol soutenu1 ($\beta = 0$) est transformée en une surface inclinée d'un angle $\beta \neq 0$. L'amplitude de l'angle β demeure dépendante de la hauteur du remblai et la longueur de sa pente par rapport au voile vertical. Dans les simulations y

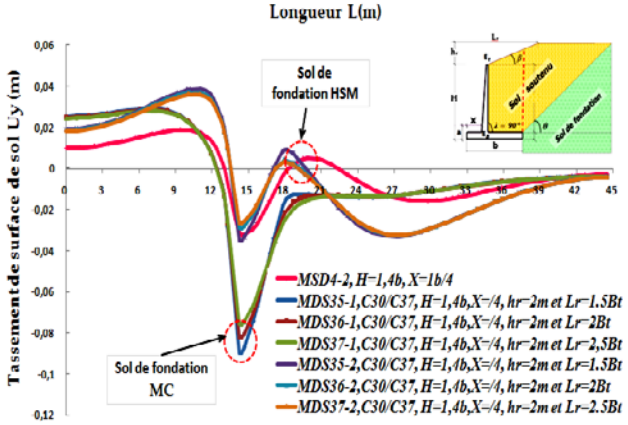
afférentes, la hauteur du remblai notée h_r prend les valeurs successives 1m, 1.50m et 2m selon le cas simulé. La longueur de pente est dimensionnée en fonction de la largeur du talon et prend les valeurs consécutives 1.50Bt, 2Bt et 2.50Bt. Ce choix est justifié par l'influence signifiante de la longueur du talon sur l'évolution des pressions des terres sur le mur de soutènement comme il a été discuté dans les paragraphes précédents. Dans ce qui suit, seuls les résultats issus des simulations se rapportant à h_r=2m seront reportés.

Il se révèle de l'analyse de la figure 4.24(a) que le remblai en surcharge influe effectivement sur le comportement du mur de soutènement. En comparaison avec les résultats issus du modèle MDS4-2 pour h_r=0m, tous les modèles inscrivent une augmentation dans le déviateur de contraintes notamment au voisinage du talon et du pied du mur c.à.d sous la semelle.

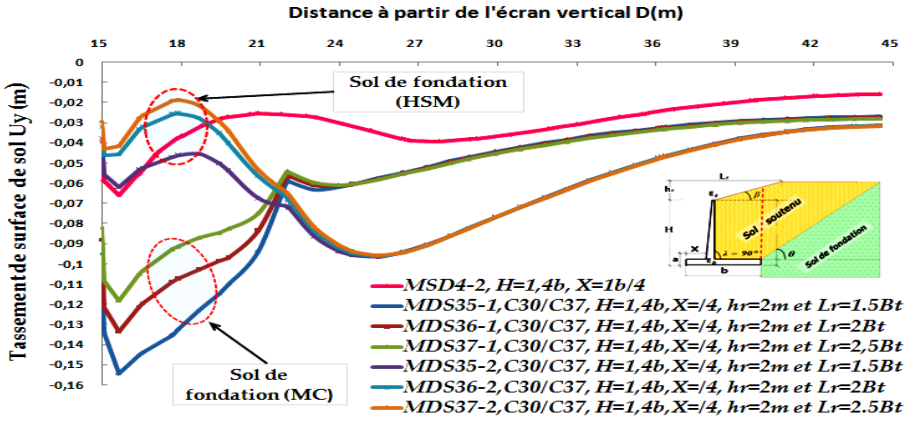
Le sol adjacent en amont et en aval à la profondeur de -8.31m soit de -1m sous la semelle, apparaît également influé par les tassements différentiels résultant de la variation de la hauteur du remblai en surcharge. On constate que la longueur 1.5Bt contribue davantage dans l'augmentation du déviateur de contraintes. Autrement dit, l'influence du remblai surchargé démunie avec sa longueur de pente la plus élevée qui produit un angle d'inclinaison le plus faible.



a)- Chemin de déviateur des contraintes dans ***le sol de fondation***



b)- Distribution des tassements de surfaces dans ***le sol de fondation***



c)-Distribution des tassements de surfaces dans ***le sol soutenu***

Figure 4.24- Comparaison des effets des modèles de comportement du sol et la longueur de pente

du remblai en surcharge- $\boldsymbol{X} = \frac{1}{4}\boldsymbol{b}$, Pr=-8.31m, h_r=2m

Dans la figure 4.24(b), on observe que les profils des tassements à la profondeur -8.31m enregistrent une augmentation dans les déplacements verticaux au voisinage des deux arêtes de la semelle.

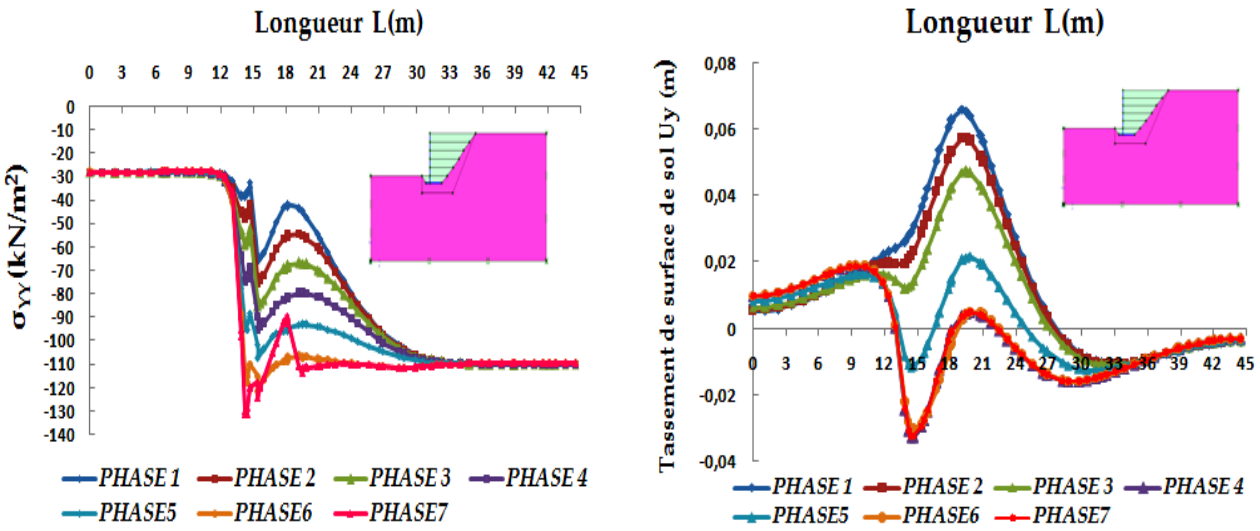
Sous l'effet du modèle de comportement du sol HSM, le profil des tassements se voit explicitement reproduit par le modèle MDS4-2 en comparaison avec celui issu du modèle MC (MDS4-1). Les tassements sous la semelle apparaissent sous-estimés au voisinage du talon quand les tassements dans le sol adjacent suivent un creux plus approfondi. Dans l'autre côté en aval, les tassements sont positifs et légèrement élevés (Expansion du sol).

L'ensemble des modèles configurés produit des profils parentés avec quelques dispersions enregistrées au voisinage de la semelle. En résultat, la hauteur du remblai h_r se porte plus influant tandis que la longueur de pente demeure sans influence.

Pour parachever cette analyse, on souligne que la figure 4.24(c) traduise clairement l'effet de la hauteur du remblai. Le creux développé au voisinage du talon s'étend sur une distance de 6 fois la largeur de la semelle et 4.80 fois la hauteur du voile. Cependant, la profondeur du creux mesure 1.60 fois à 2.50 fois les valeurs des tassements minimales et maxiamles respectivement estimées de -0.06m et -0.04m. Ces valeurs sont produites derière le voile et juste avant le début du creux en question.

4.3.3.10 Analyse de l'effet du phasage du remblayage derrière le mur

La figure 4.25(a) expose clairement que le chemin de contraintes verticales est affecté par le nombre augmenté des phases d'exécution du remblayage. La zone de fondation à la profondeur de -8.31m soit de -1m sous la semelle qui s'étend depuis l'arête du patin vers l'amont du mur sur une distance de 4.50 fois la largeur de la semelle enregistre une concentration des contraintes de compression. En avant et au delà de cette zone, les contraintes verticales suivent deux paliers avec des contraintes stationnaires mesurant respectivement -30 kN/m2 et -110 kN/m2. Il est bien apparent qu'à partir de la 6ème phase à la 7ème phase, le 2ème palier à la droite des courbes se prolonge jusqu'au voisinage du talon. En effet, l'étendue de la bosse apparue dans les profils démunie subitement, ce qui explique que le mur a atteint les tassements maximaux relatifs à l'état de rupture du sol de fondation aussi abouti- Figure 4.25(b).



a)- Chemin de déviateur des contraintes dans ***le sol de fondation***

b)- Distribution des tassements de surfaces dans ***le sol de fondation***

Figure 4.25- Effet des phases d'exécution du remblayage derrière le mur de soutènement**,** MSD4- $\boldsymbol{X} = \frac{1}{4}\boldsymbol{b}$, P_r=-8.31m, béton (C30/37)

4.4 Estimation des pressions latérales derrière les murs de type "Cantilever" par analyse des régressions linéaire et polynomiale

Dans cette section, on se contente de présenter une analyse comparative de l'évolution des pressions de terres latérales derrière le mur de soutènement sous les effets des sols soutenus et les sols de fondation.

Pour ce faire, six configurations ont été considérées: MDS4-2, MDS11-2, MDS12-2, MDS13-2, MDS14-1 et MDS15-1. Les quatre premiers modèles concernent la simulation de quatre types de sol à retenir (Sol1, sol2, sol3 et sol4) simultanément avec un seul type de sol de fondation (Sol1). Les sols soutenus sont modélisés par le modèle de comportement MC quand le sol de fondation est modélisé par le modèle de comportement HSM. Les deux derniers modèles (MDS14-1 et MDS15-1) simulent un seul type de sol soutenu (Sol1) simultanément avec deux autres types de sol de fondation (Sol2 et sol3). Les propriétés géotechniques et les modèles de simulation sont rapportés dans le tableau (4.10). Ces deux sols de fondation sont modélisés par le modèle MC par défaut de recueillement des propriétés géotechniques du modèle HSM.

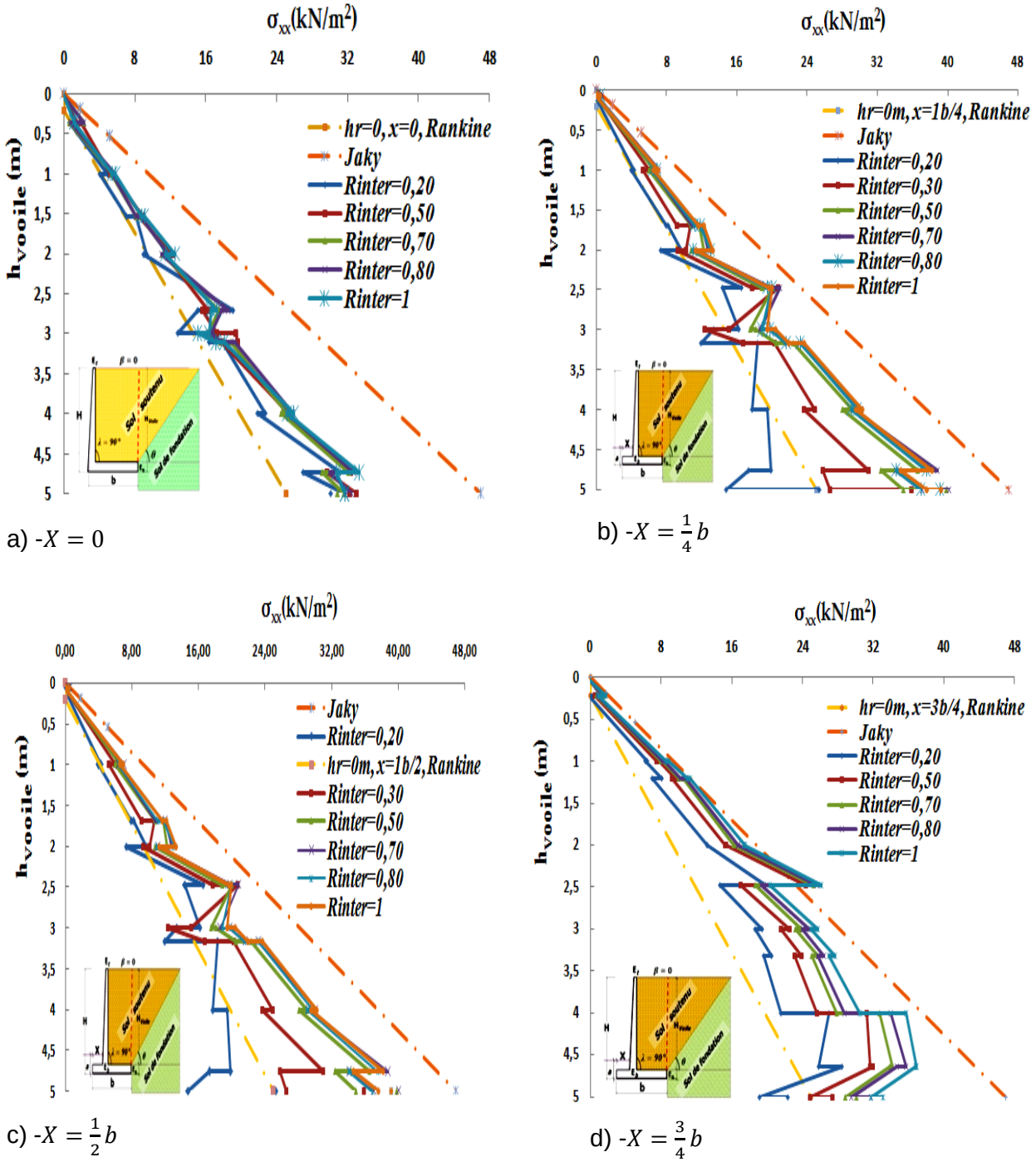
4.4.1 *Analyse des effets des sols soutenus*

4.4.1.1 *Effet du sol soutenu1*

En considérant le modèle MDS4-2 avec le sol soutenu1, cinq simulations ont été élaborées qui correspondent au cinq cas d'emplacement du voile par rapport à la semelle.

La figure 4.26 (a, b, c, d) montrent la distribution des pressions de terres latérales par distance de positionnement du voile. Il est clairement observé que les pressions latérales non linéairement réparties sont typiquement faibles en tête du voile mais elles augmentent progressivement avec la profondeur pour atteindre les valeurs maximales à la base du voile pour les distances X=0 et $\mathrm{X} = \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{4}}\mathrm{b}$ et $\mathrm{X} = \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{2}}\mathrm{b}$. Nénmoins pour la distance $\mathrm{X} = \frac{\mathbf{3}}{\mathbf{4}}\mathrm{b}$, la pression de terres latérale atteigne une valeur importante à la mi-hauteur supérieure du voile et au-delà de cette profondeur, une légère régression a été constatée suivie d'une augmentation des valeurs. On note que la pression à la base du voile est maximale et nettement supérieure à celle prédite à la mi-hauteur du voile.

Comparées aux pressions latérales fournies par les deux méthodes de Rankine et de Jaky, on constate que les pressions latérales prédites par la méthode des éléments finis s'insèrent entre les deux droites issues des deux méthodes classiques. On rappelle que le calcul du coefficient des pressions de terres actives par la méthode de Rankine k_{aRank} est basé sur la formule proposée par **Mazindrani et Ganjali (1997)**. La pression latérale réduite en tête du voile est dû aux modes de translation du voile et la rotation de la base en aval du mur.



a) -$X = 0$

b) -$X = \frac{1}{4}b$

c) -$X = \frac{1}{2}b$

d) -$X = \frac{3}{4}b$

Figure 4.26- Pressions latérales prédites sous effet du sol soutenu1, **h_{Voile}=1.4b**, **X=variable**

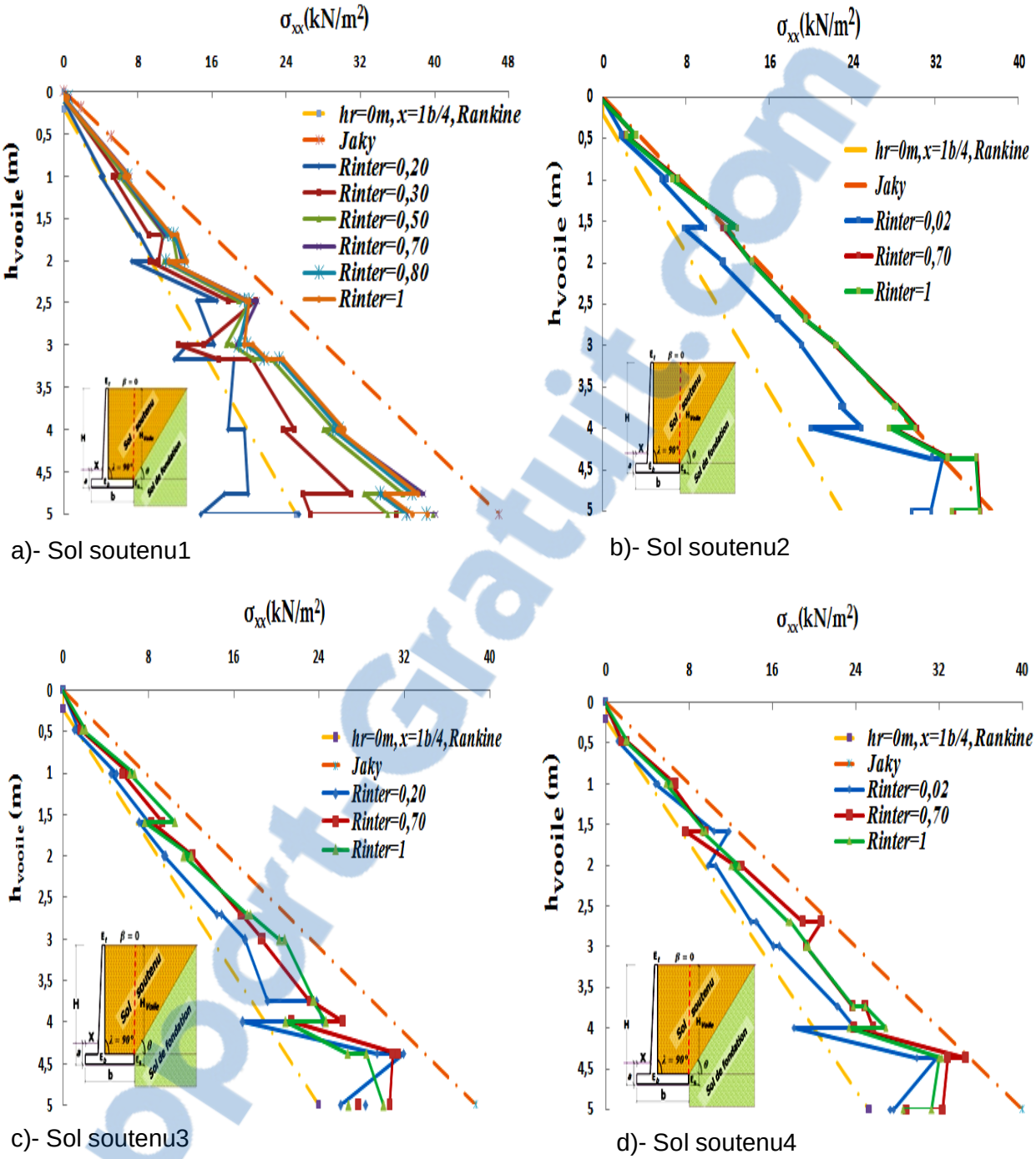
Lorsque le voile est placé à la distance X=0, le profil du mur cantilever est de forme L. La pression latérale atteigne à la base la valeur maximale de 32kN/m^2 quand pour les distances $\mathrm{X} = \frac{1}{4}\mathrm{b}$ et $\mathrm{X} = \frac{1}{2}\mathrm{b}$, le profil du mur est de forme T inversé. Les pressions latérales correspondantes mesurent la même valeur maximale de 40kN/m^2. A la distance $\mathrm{X} = \frac{3}{4}\mathrm{b}$, la pression latérale atteigne la valeur maximale à la mi-hauteur supèrieure du voile qui est de l'ordre de 24kN/m^2 et à la base du voile, elle est de l'ordre de 35 kN/m^2. Les courbes

relatives aux coefficients réducteurs Rinter=0.50, 0.7 et 1, se calquent plus proches de la droite de Jaky contrairement à celles produites aux distances X=0, $\mathrm{X} = \frac{1}{4}\mathrm{b}$ et $\mathrm{X} = \frac{1}{2}\mathrm{b}$ qui s'inscrivent d'une façon rapprochée à la droite de Rankine jusqu'à la mi-hauteur puis elles s'insèrent entre des deux droites. On distingue que le coefficient de pressions de terres actives pour les trois premières distances, se trouve entre les deux valeurs k_{aRank} et k_0 d'ou la règle $k_{aRank} < k_a < \mathrm{k}_0$ est formellement estimée.

Pour la distance $\mathrm{X} = \frac{3}{4}\mathrm{b}$, la valeur de k_a se rapproche équivalente à k_0, ($k_a \approx \mathrm{k}_0$) et en dessus de cette hauteur jusqu'à la base, la valeur de $\mathrm{k_a}$ se situe entre les deux coefficients k_{aRank} et k_0. Autrement dit, les profils des pressions actives joignent la droite de Jaky à la mi-hauteur supérieure du voile depuis le sommet accompagnés d'une augmentation dans les valeurs, ce qui signifie que le mur a subi une rotation à la base et que le voile s'est déplacé vers le sol soutenu. Passé cette distance, le mur ne sera plus résistant.

4.4.1.2 Effet du sol soutenu2

La figure 4.27(b) ci-dessous montre l'évolution des pressions latérales prédites du modèle MDS11-2 en considérant l'effet du sol soutenu2. Une seule simulation pour la distance $X = \frac{1}{4}b$ a été élaborée. Il ressort de l'analyse des profils que les pressions latérales non linéaires sont faibles en tête du voile et augmentent progressivement en se rapprochant de la base. Seulement, il est observé que les tracés des pressions relatives aux deux coefficients réducteurs 0.7 et 1 se joignent distinctement à la droite de Jaky k_0. La valeur de $k_a$est équivalente à la valeur de k_0 et par conséquent, la pression latérale prédite est importante à la base. Cette augmentation du coefficient k_a est dûe probablement à l'angle de frottement $\varphi = 34°$ apparu élevé en comparaison avec le sol soutenu1 qui présente un angle de frottement $\varphi = 32°$. Toutefois, l'effet du module de Young du sol soutenu2 est sans influence vu que le module de Young du sol soutenu1 (E=40MPa) est plus grand que celui du sol soutenu2 (E=30MPa).



a)- Sol soutenu1

b)- Sol soutenu2

c)- Sol soutenu3

d)- Sol soutenu4

Figure 4.27- Pressions latérales prédites sous effets des types de sols soutenus- **h_{Voile}=1.4b, $X = \frac{1}{4}b$**

4.4.1.3 Effet du sol soutenu3

En tenant compte de la distance $X = \frac{1}{4}b$, le modèle MDS12-2 a été opté Pour la simulation du sol soutenu3. La figure 4.27(c) reproduit des pressions latérales s'inscrivantes entre les deux droites de Rankine et de Jaky. On estime que le coefficient des pressions actives k_a se trouve identiquement que les deux autres sols soutenus1 et 2 entre les deux coefficients k_{aRank} et k_0.

RapportGratuit.com

En comparaison avec le sol soutenu1, le mur de soutènement se comporte de la même manière qu'en présence du sol soutenu3.

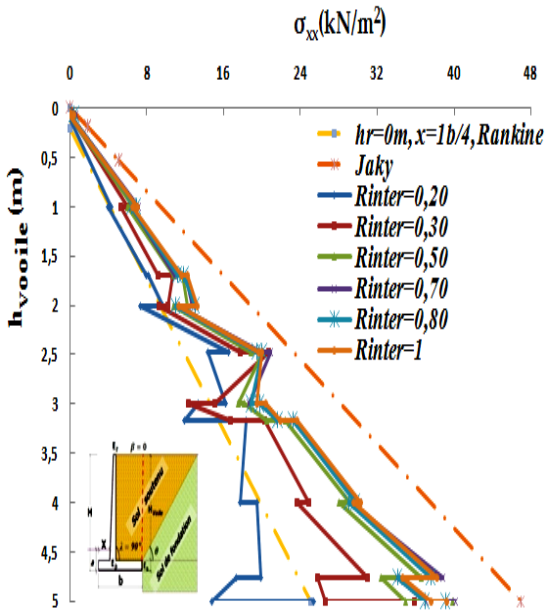
4.4.1.4 Effet du sol soutenu4

Il se révèle de l'analyse de la figure 4.27(d) que les pressions de terres latérales non-linéaires prédites par le modèle MDS13-2 sont aussi typiquement faibles au sommet du voile et proportionnellement évoluées à la base. Les pressions latérales produite sous l'effet du coefficient réducteur R_{inter}=0.20, se rapproche à celles produites par la méthode de Rankine, cependant, avec les coefficients réducteurs 0.70 et 1, les pressions latérales s'inscrivent au milieu des deux droites et en trois points équidistants du haut vers le bas, les tracés de pressions latérales abordent la droite de Jaky. On distingue que le coefficient k_a est nettement supèrieur à k_{aRank} et il s'approche du coefficient k_0.

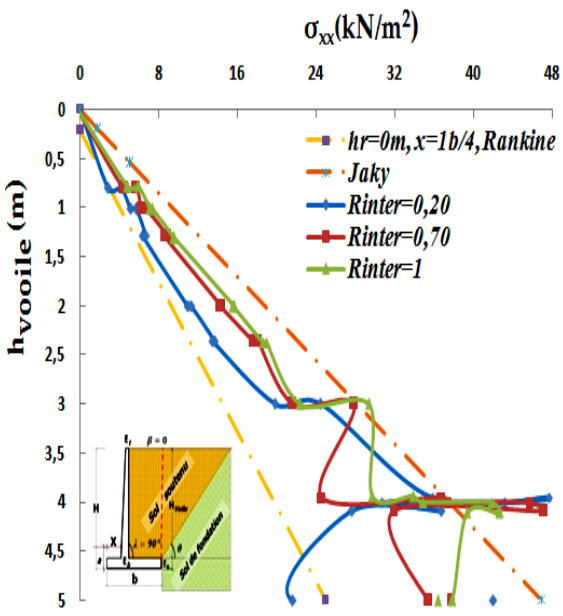
4.4.2 Analyse des effets des sols de fondation

4.4.2.1 *Effet du sol de fondation1*

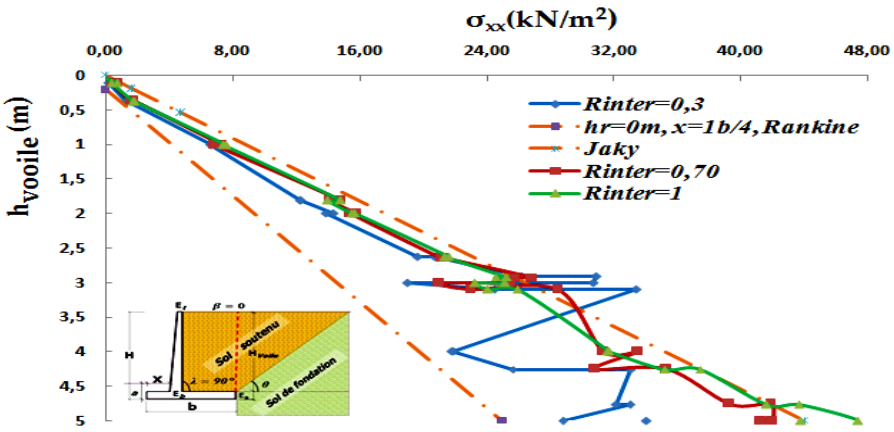
Les résultats issus du modèle MDS4-2 discutés plus haut demeurent représentatifs pour l'effet du sol de fondation1. L'effet du sol soutenu1 est dépendant de l'effet du sol de fondation1. La figure 4.28(a) reproduit les mêmes graphes rapportés dans la figure 4.27(a).



a)- Sol de fondation1



b)- Sol de fondation2



c)- Sol de fondation3

Figure 4.28- Pressions latérales prédites sous effets des types de sols de fondation- **h_{Voile}=1.4b, $X = \frac{1}{4}b$**

4.4.2.2 Effet du sol de fondation2

- La figure 4.28(b) ci-dessous traduit en profils l'influence du sol de fondation2 sur le comportement du mur MDS14-1 pour l'emplacement du voile à $X = \frac{1}{4}b$.
- A l'image des autres cas sus-discutés, les pressions latérales sont aussi faibles entête du voile et augmentent graduellement avec la profondeur du sol jusqu'à les deux tiers de la hauteur depuis le sommet du voile. A ce stade, les pressions s'inscrivent au milieu des deux droites de Rankine et de Jaky. Au-delà de cette profondeur jusqu'à la base, les pressions latérales ont tendance à aborder la droite de Jaky et en un point elles dépassent les pressions latérales prédites au repos par Jaky.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

- Il reste à reporter que le sol de fondation2 se porte plus rigide comparé avec le sol de fondation1 et se caractérise par un module de Young élevé et une cohésion faible- Tableau (4.7).

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

4.4.2.3 Effet du sol de fondation3

- Comparativement analysé, le sol de fondation3 se présente plus rigide et plus résistant que les deux autres types des sols de fondations sus-discutés. Il présente une cohésion faible de l'ordre de 2kN/m^2, un angle de frottement $\varphi = 34°$ et un module de Young plus élevé (E=8e+4MPa) soit deux fois le module de Young du sol soutenu1 supporté.
- La figure 4.28(c) montre les profils des pressions latérales prédites par le modèle MDS15-1 à la distance $X = \frac{1}{4}b$. A l'image de l'effet du sol de fondation2, les pressions latérales se calquent plus faibles en tête du voile et augmentent progressivement avec la profondeur du sol soutenu1 jusqu'au deux tiers de la hauteur du voile depuis le sommet. Ainsi, les pressions atteignent les valeurs maximales de l'ordre de 28KN/m^2. Passé ce seuil jusqu'à la base du voile, les pressions latérales abordent les pressions prédites selon la droite de Jaky.
- Les pressions issues sous l'effet du facteur de réduction dépassent en deux points les pressions prédites par Jaky.
- Les pressions de terres à la base sont plus importantes et demeurent plus élevées comparées avec les pressions de terres verticales du moment que le coefficient des pressions actives k_a demeure élevé et aborde la valeur de k_0.
- En résultat, l'effort de cisaillement à la base est élevé pour influer le mouvement du mur à la base et au sommet du voile.

4.4.3 Analyse de l'effet de la pente du remblai en surcharge

Pour analyser l'effet de la pente du remblai en surcharge, six modèles de murs ont été considérés, il s'agit des modèles MDS30-2, MDS31-2, MDS32-2, MDS33-2, MDS34-2, MDS35-2, Tableau (4.5).

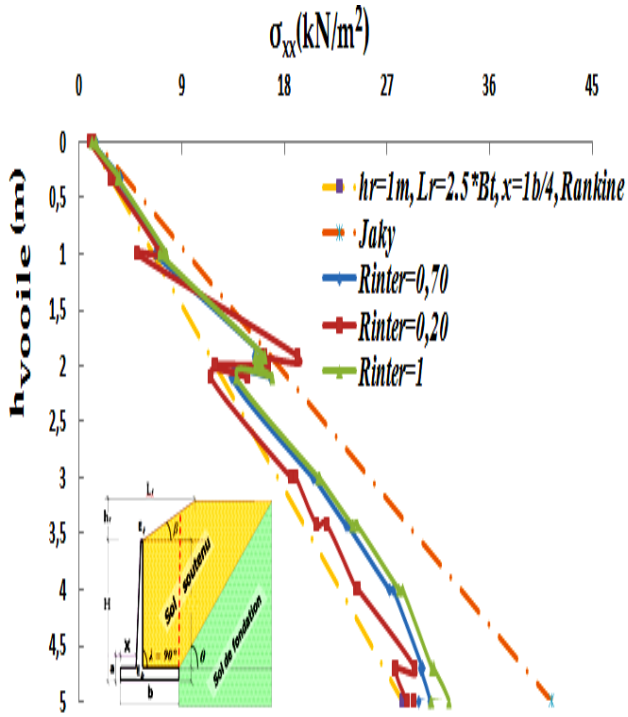
En 1ère étape, les trois premiers modèles comptent de simuler le comportement du mur sous l'effet des longueurs de pente respectivement présentées : 1.50B$_t$, 2B$_t$ et 2.50B$_t$ en considérant une hauteur de remblai en surcharge h$_r$=1m.

En 2ème étape, les trois derniers modèles comptent de simuler les effets des longueurs sus-présentées sauf que la hauteur du remblai de h$_r$ change de 1m à 1.50m.

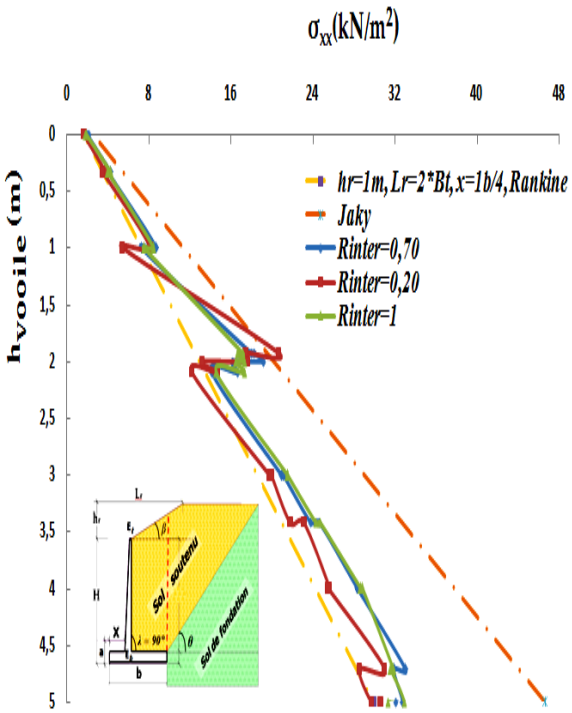
En résultat, la figure 4.29 (a, b, c, d, e, f) présente le sort de la répartition des pressions latérales sous l'effet de la variation de la longueur de pente. Ensemble, les six cas simulés décrivent le même sort des graphes des pressions latérales. Les pressions latérales sont typiquement faibles en tête du voile puis on constate une augmentation progressive avec la profondeur du sol soutenu jusqu'au atteinte des valeurs de l'ordre de 24 kN/m^2 au voisinage de la profondeur de 0.40h$_{Voile}$ depuis le sommet. A ce stade, les pressions latérales abordent la droite de Rankine le long de 1m de profondeur puis on constate une augmentation substantielle pour que les pressions abordent de nouveau la droite de Jaky au seuil de 2m de profondeur soit à 0.40h$_{Voile}$.

Au-delà de la profondeur 0.40h$_{Voile}$ depuis le sommet, on observe une régression remarquable dans les pressions latérales prédites et encore une fois ces pressions abordent la droite de Rankine sous l'effet du coefficient réducteur R$_{inter}$=0.20 et s'approchent de la même droite sur une profondeur de 1.50m lorsque Rinter tient simultanément les valeurs de 0.70 et 1. Au delà de ce seuil, les pressions apparaissent proportionnellement augmentées avec les profondeurs. En effet, les valeurs maximales sont atteintes à la base du voile et se situent entre les deux droites classiques.

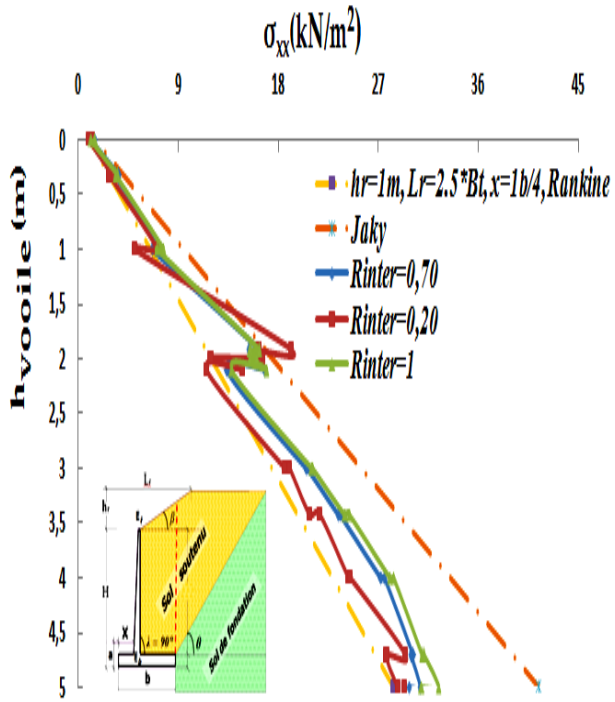
En résumé, l'influence de la variation de la hauteur du remblai est bien remarquée. Cependant, l'effet de la variation de la longueur de pente est légèrement significatif. Au voisinage de la profondeur 0.40h$_{Voile}$, l'évaluation du coefficient des pressions latérales peut se rapporter à la valeur du coefficient de Jaky k_0 et au-delà de ce seuil jusqu'à la base du voile, le coefficient k_a s'insère entre les deux valeurs de k_{aRank} et k_0.



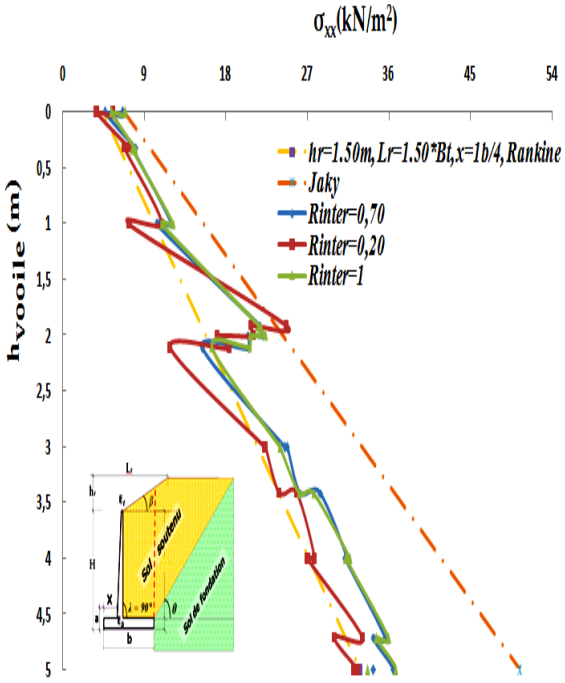
a)-h_r=1m, L_r=1.50B_t



b)- h_r=1m, L_r=2B_t

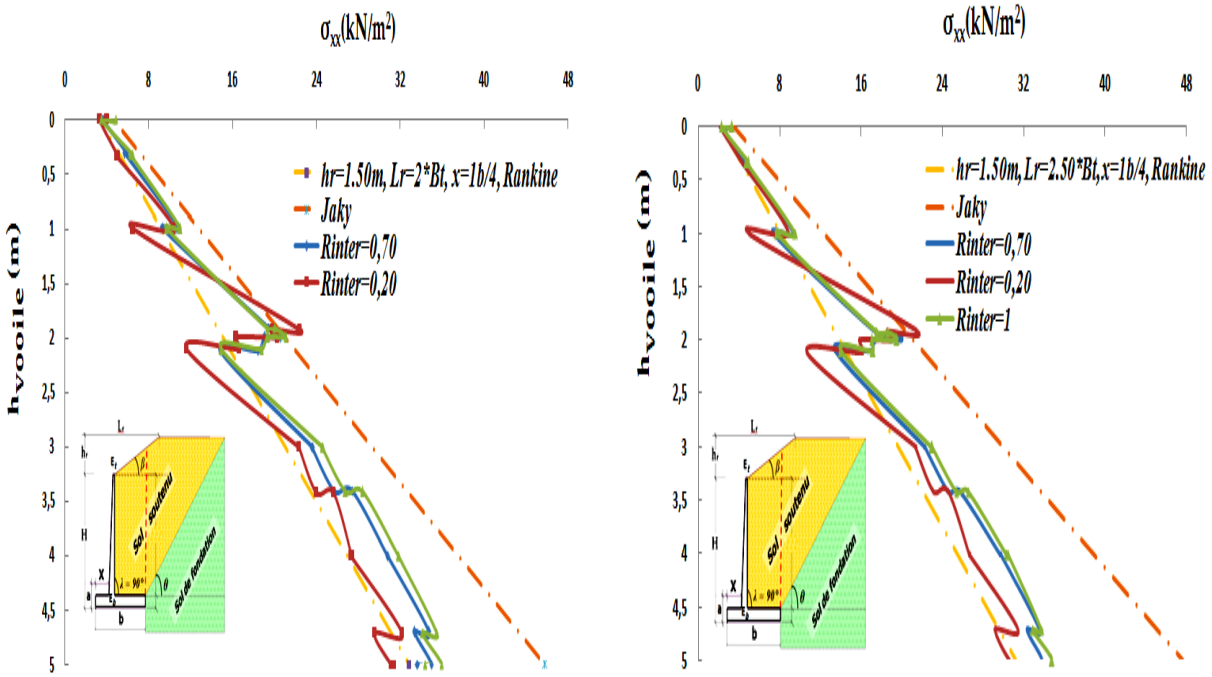


c)- h_r=1m, L_r=2.50B_t



d)- h_r=1.50m, L_r=1.50B_t

Figure 4.29- Pressions latérales prédites sous effet du remblai en surcharge, h_{Voile}=1.40b, $X = \frac{1}{4}b$



e)- h_r=1.50m, L_r=2B_t f)- h_r=1.50m, L_r=2.50B_t

Figure 4.29- Pressions latérales prédites sous effet du remblai en surcharge**,** h_{Voile}=1.40b, $X = \frac{1}{4}b$

4.4.4 Estimation du coefficient des pressions actives par la méthode de l'analyse de régression linéaire

Il ressort des analyses précédentes que la répartition des pressions latérales est influée par le coefficient des pressions de terres actives k_a. On distingue sommairement que la valeur de ce coefficient se situe entre les valeurs des deux coefficients de Rankine k_{aRank} et Jaky k_0.

On rappelle que dans tous les cas analysés par la méthode des éléments finis et discutés auparavant, la répartition des pressions latérales non linéaire a été comparée avec celle issue des deux méthodes classiques de Rankine et de Jaky. Toutefois, ces deux méthodes supposent que cette distribution est linéaire. Pour que cette comparaison ait un sens, cette distribution doit être similaire (linéaire) pour l'ensemble des trois méthodes. Grâce à l'option de l'analyse de régression disponible dans Microsoft Excel, il est d'usage aisé de transformer la répartition non linéaire une répartition linéaire.

Par cas, les profils des pressions latérales produits par des nuages de points avec courbes lissées et marqueurs sont transformés aux nuages de points avec marqueurs

uniquement. Cette façon de faire nous a permis de tracer des courbes de tendance basées sur une régression linéaire simple représentée par l'équation ci-dessous et ayant pour coefficient de détermination R^2 :

$$y=ax+b \qquad (4\text{-}3)$$

Plus le coefficient de détermination (Corrélation) R^2 tend vers la valeur de 1 plus le modèle d'ajustement considéré (Droite projetée) est en moyenne proche des données observées (Nuages de points calqués).

4.4.4.1 Cas d'absence du remblai en surcharge (β=0)

Dans ce qui suit, deux approches d'estimation des pressions latérales actives dépendantes des types de sols soutenus et des sols de fondation sont proposées. En 1er lieu, le coefficient de Rankine k_{aRank} est calculé par la méthode de Rankine modifiée par ***Mazindrani*** et ***Ganjali*** qui tient en compte de la cohésion $(c = 1)$ et plus précisément de la hauteur critique z_c - (Chapitre I).

Cependant dans la 2ème étape, on considère une cohésion nulle $(c = 0)$ quand le coefficient de rankine est calculé par la formule :

$$k_{aRank} = \frac{1 - sin\varphi}{1 + sin} \qquad (4\text{-}4)$$

Autrement dit, le modèle d'ajustement ou la droite projetée est interceptée à la droite de Rankine lorsque $c = 1$ et quand $c = 0$, cette droite est interceptée à la droite de Jaky.

4.4.4.1.1 Cas de sol ayant la cohésion $\boldsymbol{c = 1KN/m2}$

On note ici que l'ensemble des sols soutenus usés dans les différentes simulations réalisées dans la présente étude, se caractérisent par une cohésion faible de l'ordre de 1KN/m^2.

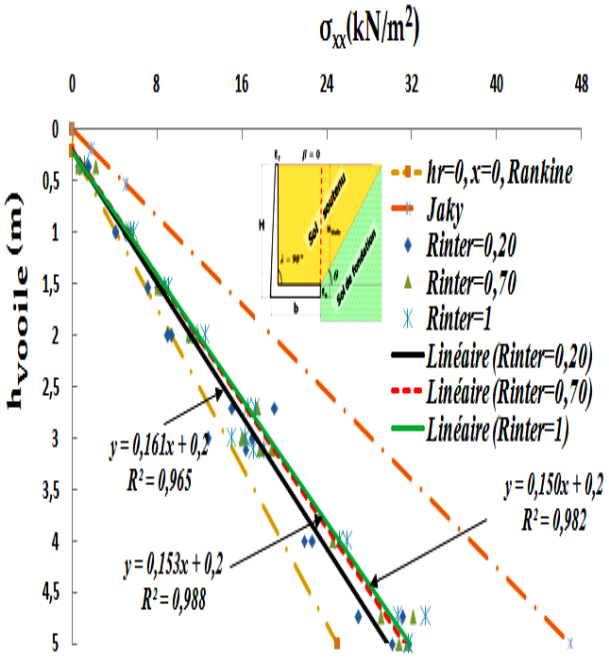
Dans la figure 4.18(a) ci-dessous, il est calqué trois droites de tendance correspondantes aux trois coefficients réducteurs 0.2, 0.70 et 1. En conséquence, les trois équations résultantes avec leurs coefficients de détermination R^2 sont respectivement reportées comme suivant :

$$y = 0.161x_1 + 0.2 \qquad \text{avec } R^2=0.965 \qquad (4\text{-}5)$$

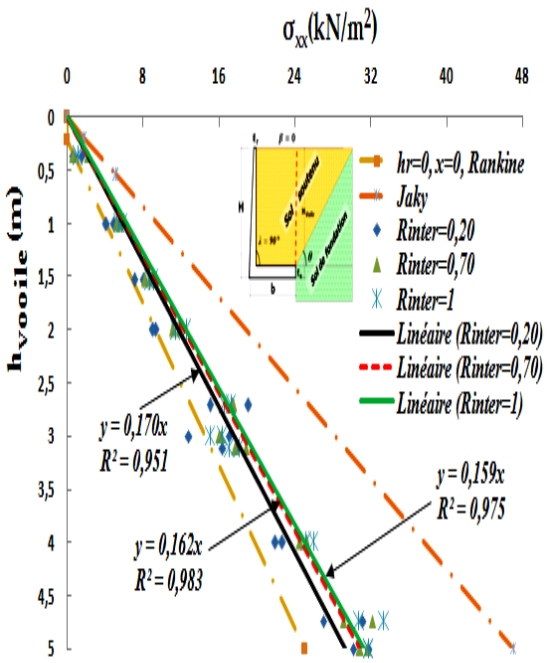
$$y = 0.153x_2 + 0.2 \qquad \text{avec } R^2=0.988 \qquad (4\text{-}6)$$

$$y = 0.150x_3 + 0.2 \qquad \text{avec } R^2=0.982 \qquad (4\text{-}7)$$

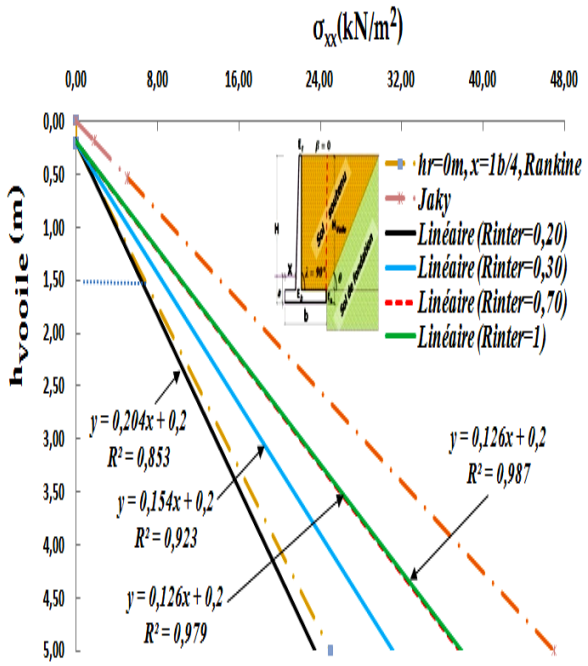
Les trois coefficients de détermination tendent vers la valeur de 1, ce qui montre que les modèles d'ajustement sont plus proches des données observées.



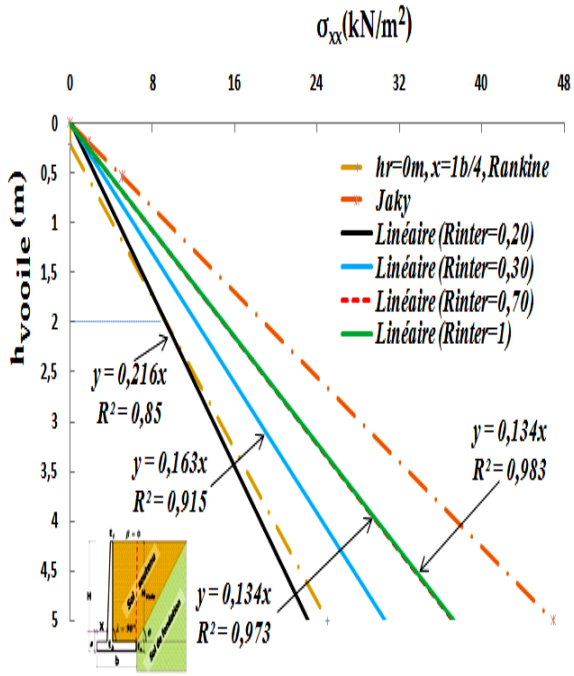
a)- X=0, c=1kN/m^2



b)-X=0, c=0



c)- X=$\frac{1}{4}$, c=1kN/m^2



d)- X=$\frac{1}{4}$, c=0

Figure 4.30- Pressions de terres latérales en nuages de points ajustées par des droites de tendance en utilisant la méthode de régression linéaire, (Effet du sol soutenu1)**, h_{Voile}=1.4b, X=variable**.

Etant donné que le sol soutenu1 présente un angle de frottement $\varphi = 32°$, le coefficient des pressions de terres au repos est donné par la formule de Jaky:

$$k_0 = 1 - sin\varphi \quad (4\text{-}8)$$

Soit $k_0 = 0.470$ et $k_{aRank} = 0.306.$

Avec $\sigma_{xx} = k_a \gamma h$ et $y = h_{Voile}$ et après les remplacements dans les trois équations mentionnées ci-haut, on obtiendra de nouveau les équations suivantes :

$$h_{Voile} = 0.161(k_{a1}\gamma h) + 0.2 \quad (4\text{-}9)$$

$$h_{Voile} = 0.153(k_{a2}\gamma h) + 0.2 \quad (4\text{-}10)$$

$$h_{Voile} = 0.150(k_{a3}\gamma h) + 0.2 \quad (4\text{-}11)$$

Puis on déduit les trois coefficients de pressions actives $k_{a,Eq(3-9)}$, $k_{a,Eq(3-10)}$ et $k_{a,Eq(3-11)}$ présentés comme suivant :

$$k_{a1,Eq(3-9)} = \frac{h_{Voile} - 0.20}{0.161\gamma h} \quad (4\text{-}12)$$

$$k_{a2,\mathrm{Eq}(3-10)} = \frac{\mathrm{h_{Voile}} - 0.20}{0.153\gamma\mathrm{h}} \quad (4\text{-}13)$$

$$k_{a3,\mathrm{Eq}(3-11)} = \frac{\mathrm{h_{Voile}} - 0.20}{0.150\gamma\mathrm{h}} \quad (4\text{-}14)$$

Lorsque $h_{Voile} = 5m$ et $\gamma = 17$KN/m^2, les trois coefficients de pressions actifs et actuels, calculés à la base du voile ont pour les valeurs suivantes :

$$k_{a1,Eq(3-9)} = 0.351, \quad k_{a2,\mathrm{Eq}(3-10)} = 0.369 \text{ et } k_{a3,\mathrm{Eq}(3-11)} = 0.376$$

Comparons les trois valeurs obtenues avec les valeurs de Rankine et Jaky, on obtiendra ce qui suit :

1/- $\frac{\mathrm{k_{a1,Eq(3-9)}}}{\mathrm{k_{aRank}}} \approx 1.15$, $\frac{\mathrm{k_{a2,Eq(3-10)}}}{\mathrm{k_{aRank}}} \approx 1.21$ et $\frac{\mathrm{k_{a3,Eq(3-11)}}}{\mathrm{k_{aRank}}} \approx 1.23$

2/- $\frac{\mathrm{k_{a1,Eq(3-9)}}}{\mathrm{k_0}} \approx 0.75$, $\frac{\mathrm{k_{a2,Eq(3-10)}}}{\mathrm{k_0}} \approx 0.79$ et $\frac{k_{a3,Eq(3-11)}}{k_0} \approx 0.80$

3/- $\frac{k_{a1,Eq(3-9)}}{(k_{aRank}+k_0)} \approx 0.452$, $\frac{k_{a2,Eq(3-10)}}{(k_{aRank}+k_0)} \approx 0.476$ et $\frac{k_{a3,Eq(3-11)}}{(k_{aRank}+k_0)} \approx 0.485$

Finalement, les coefficients de pressions de terres actives actuels peuvent être évalués par les formules résultantes suivantes :

a/- $k_{a1,Eq(3-9)} = 1.15 k_{aRank}$ (4-15)

$k_{a2,Eq(3-10)} = 1.21\ k_{aRank}$ (4-16)

$k_{a3,Eq(3-11)}$ =1.23 k_{aRank} (4-17)

b/- $k_{a1,Eq(3-9)}$ =0.75 k_0 (4-18)

$k_{a2,Eq(3-10)}$ =0.79 k_0 (4-19)

$k_{a3,Eq(3-11)}$ =0.80 k_0 (4-20)

c/- $k_{a1,Eq(3-9)}$ =0.45 $(k_{aRank} + k_0)$ (4-21)

$k_{a2,Eq(3-10)}$ =0.48 $(k_{aRank} + k_0$ (4-22)

$k_{a3,Eq(3-11)}$ =0.48 $(k_{aRank} + k_0)$ (4-23)

4.4.4.1.2 Cas de sol pulvérulent ($c = 0$)

Lorsque c=0, la hauteur critique z_c=0, la droite de Rankine se chevauche avec le voile en tête, le coefficient de pressions active de Rankine est calculé par l'équation (4-8) et il a pour valeur k_{aRank} =0.294.

En suivant la même procédure que ci-dessus pour l'évaluation des coefficients de pressions latérales actuels k_a. On obtient aussi trois droites de tendance correspondantes aux trois coefficients réducteurs 0.2, 0.70 et 1 calquées dans la figure 18(b). En conséquence, les trois équations résultantes avec leurs coefficients de détermination R^2 sont respectivement reportées comme suivant :

$y = 0.170x_1 + 0.2$ avec R^2=0.994 (4-24)

$y = 0.162x_2 + 0.2$ avec R^2=0.983 (4-25)

$y = 0.159x_3 + 0.2$ avec R^2=0.975 (4-26)

I est clair que le coefficient de détermination R^2 tend vers la valeur de 1 pour les trois équations, ce qui explique que les modèles d'ajustement projetés se présentent plus proches des données observées. En effet, les coefficients de pressions actives actuels déduites après les remplacements dans les trois équations ci-dessus sont comme suivants:

$$k_{a1,Eq(3-24)} = \frac{h_{Voile} - 0.20}{0.170\gamma h} \quad (4\text{-}27)$$

$$k_{a2,\mathrm{Eq}(3-25)} = \frac{\mathrm{h}_{Voile} - 0.20}{0.162\gamma\mathrm{h}} \quad (4\text{-}28)$$

$$k_{a3,\mathrm{Eq}(3-26)} = \frac{\mathrm{h}_{Voile} - 0.20}{0.159\gamma\mathrm{h}} \qquad (4\text{-}29)$$

Pour $h_{Voile} = 5m$ et $\gamma = 17\mathrm{KN/m^2}$, les trois coefficients de pressions actifs et actuels, calculés à la base du voile ont pour les valeurs suivantes :

$$k_{a,Eq(3-24)} = 0.346, \quad k_{a,\mathrm{Eq}(3-25)} = 0.363 \text{ et } k_{\mathrm{a,Eq}(3-26)} = 0.370$$

En comparant les trois valeurs obtenues avec les valeurs de Rankine et Jaky, on obtiendra ce qui suit :

1/- $\frac{k_{a1,Eq(3-24)}}{k_{aRank}} \approx 1.177$, $\frac{k_{a,Eq(3-25)}}{k_{aRank}} \approx 1.235$ et $\frac{k_{a,Eq(3-26)}}{k_{aRank}} \approx 1.258$

2/- $\frac{k_{a2,Eq(3-24)}}{k_0} \approx 0.736$, $\frac{k_{a,Eq(3-25)}}{k_0} \approx 0.773$ et $\frac{k_{a,Eq(3-26)}}{k_0} \approx 0.787$

3/- $\frac{k_{a3,Eq(3-24)}}{k_{aRank}+k_0} \approx 0.453$, $\frac{k_{a,Eq(3-25)}}{k_{aRank}+k_0} \approx 0.475$ et $\frac{k_{a,Eq(3-26)}}{k_{aRank}+k_0} \approx 0.484$

Finalement, les coefficients de pressions de terres actives actuels peuvent être évalués par les formules résultantes suivantes :

a/- $k_{a,Eq(3-24)} = 1.18\, k_{aRank}$ (4-30)

$k_{a2,Eq(3-25)} = 1.24\, k_{aRank}$ (4-31)

$k_{a3,Eq(3-26)} = 1.26\, k_{aRank}$ (4-32)

b/- $k_{a1,Eq(3-24)} = 0.74\, k_0$ (4-33)

$k_{a2,Eq(3-25)} = 0.77\, k_0$ (4-34)

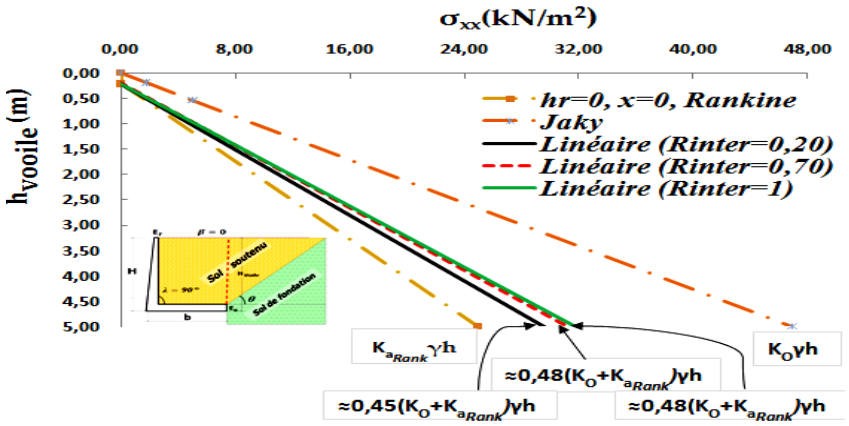
$k_{a3,Eq(3-26)} = 0.79\, k_0$ (4-35)

c/- $k_{a1,Eq(3-24)} = 0.45\, (k_{aRank} + k_0)$ (4-36)

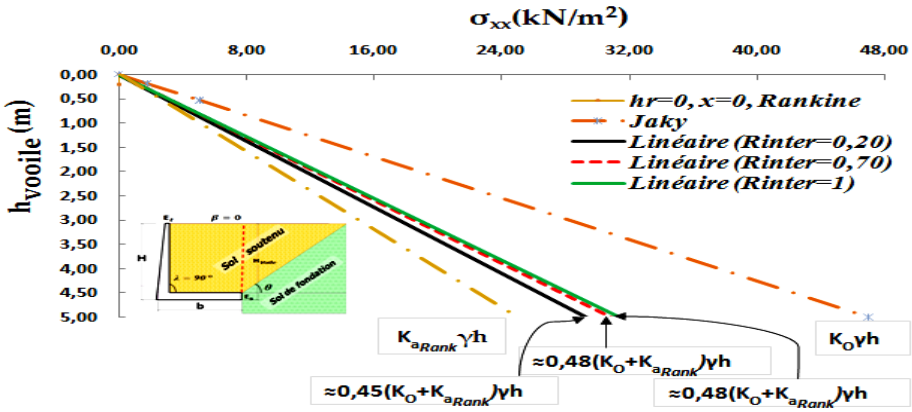
$k_{a2,Eq(3-25)} = 0.48\, (k_{aRank} + k_0)$ (4-37)

$k_{a3,Eq(3-26)} = 0.48\, (k_{aRank} + k_0)$ (4-38)

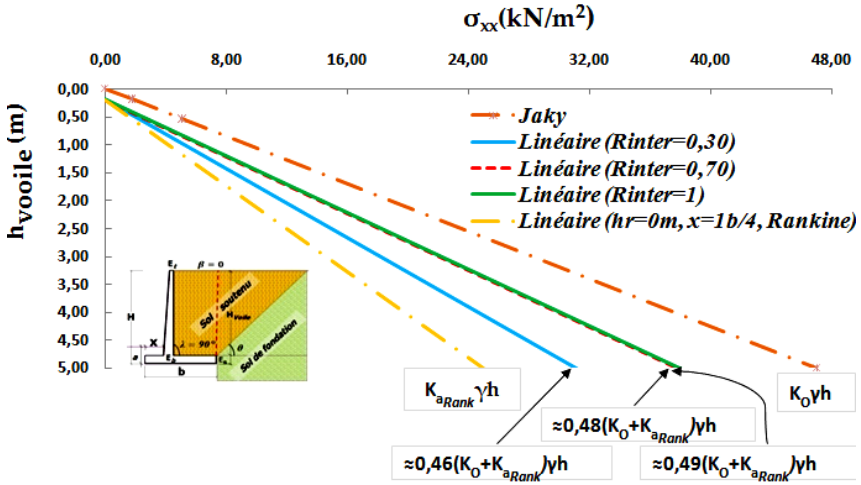
On peut juger que la régression linéaire simple a permis de quantifier le lien de causalité entre les trois coefficients k_{aRank}, k_a et k_0 pour pouvoir prédire les pressions de terres latérales. Les figures (4.31) au (4.33) ci-après présentent les résultats aboutis par approche et par distance d'emplacement du voile.



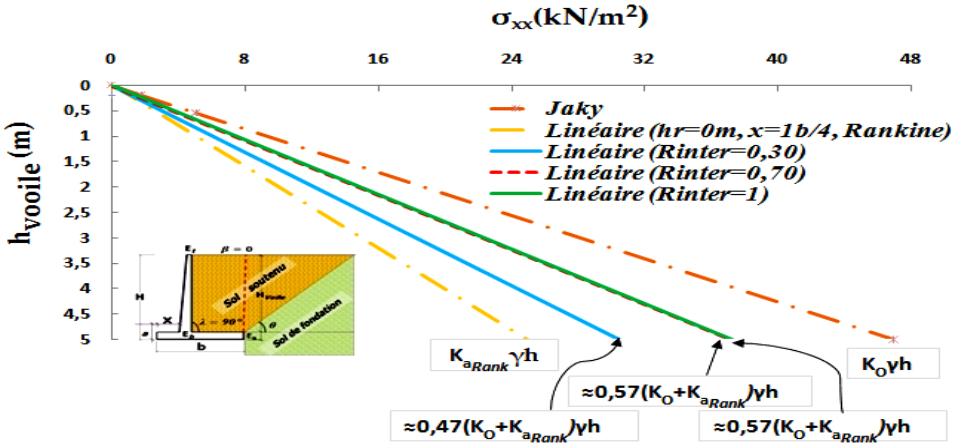
a)- X=0, c=1kN/m^2



b)- X=0, c=0

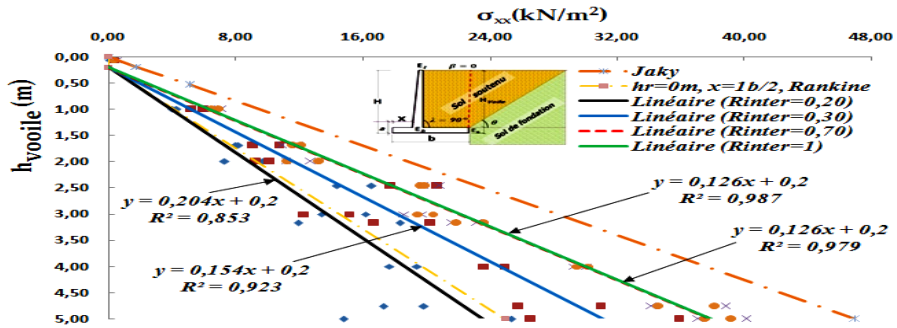


c)- X=$\frac{1}{4}$, c=1kN/m^2

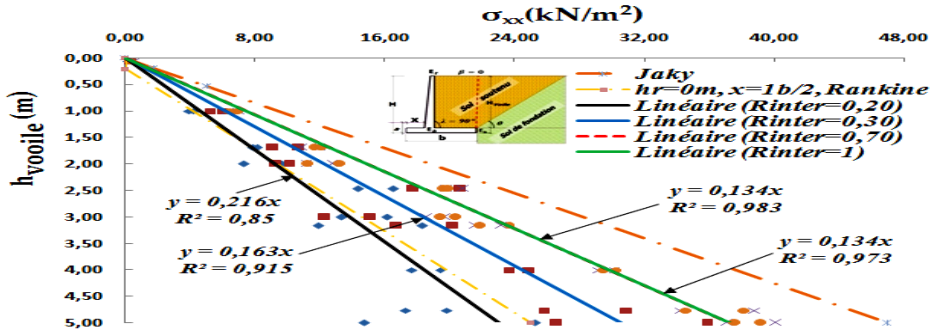


d)- X=$\frac{1}{4}$, c=0

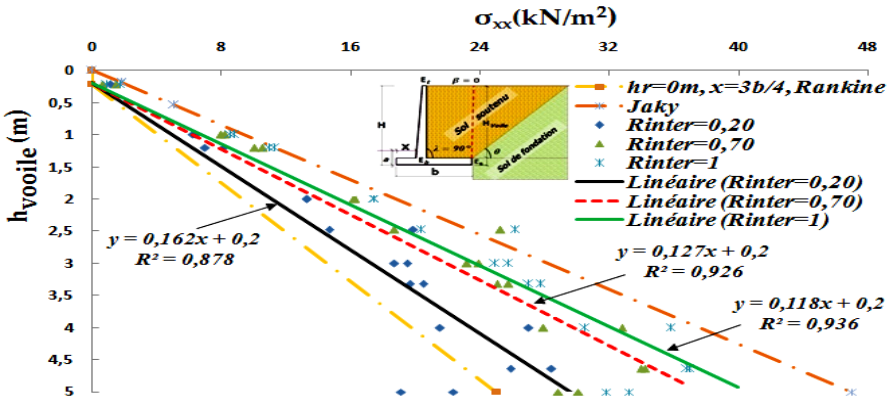
Figure 4.31- Approches 1 et 2 d'évaluation des pressions latérales issues des modèles d'ajustement par régression linéaire, (Effet du sol soutenu1**), h_{Voile}=1.4b**



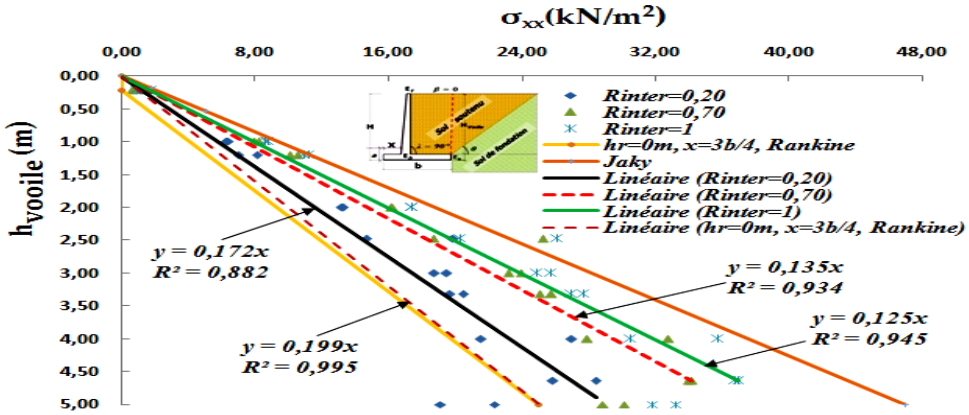
X=$\frac{1}{2}b$, c=1kN/m^2



X=$\frac{1}{2}b$, c=0

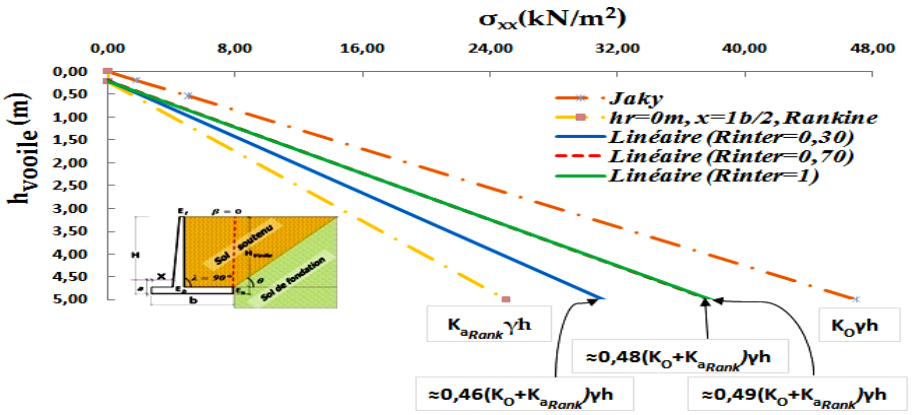


X=$\frac{3}{4}b$, c=1kN/m^2

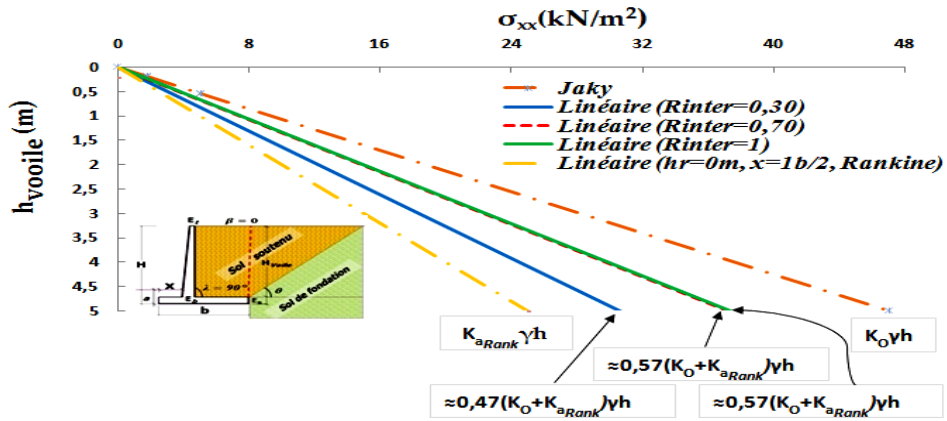


X=$\frac{3}{4}b$, c=0

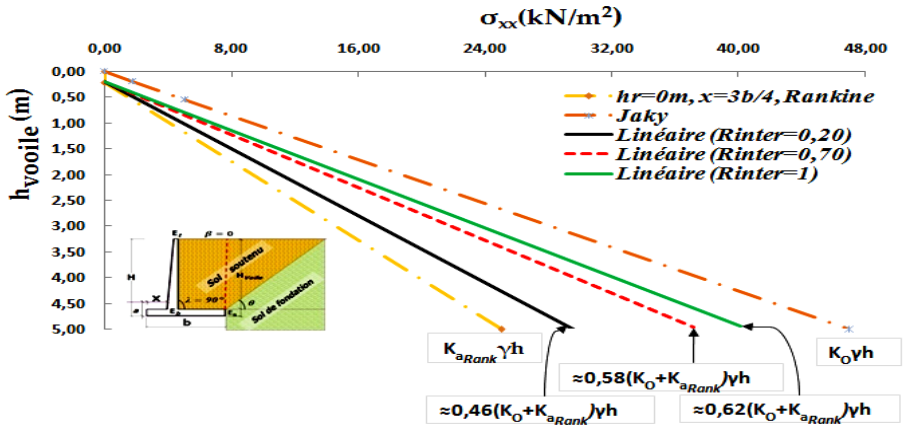
Figure 4.32- Pressions de terres latérales en nuages de points ajustées par des droites de tendance en utilisant la méthode de régression linéaire, (Effet du sol soutenu1), **h_{Voile}=1.4b, $X=\frac{1}{2}b$ et $X=\frac{3}{4}b$**



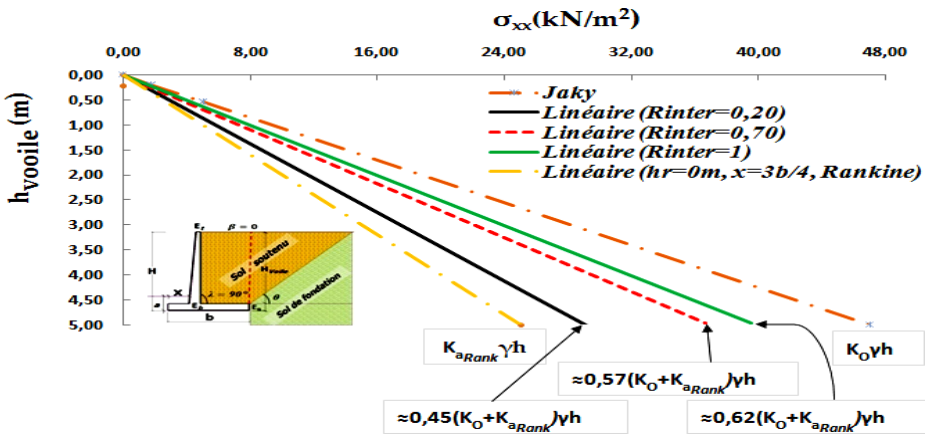
X=$\frac{1}{2}b$, c=1kN/m^2



X=$\frac{1}{2}b$, c=0



X=$\frac{3}{4}b$, c=1kN/m^2

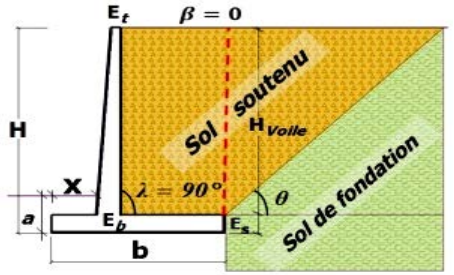


X=$\frac{3}{4}b$, c=0

Figure 4.33- Approches 1 et 2 d'évaluation des pressions latérales issues des modèles d'ajustement par régression linéaire, (Effet du sol soutenu1), **h_{Voile}=1.4b,** $X=\frac{1}{2}b$ **et** $X=\frac{3}{4}b$

Tableau 4.12- Estimation des pressions latérales derrière un mur de soutènement de type «Cantilever» sous les effets des sols soutenus et des sols de fondation selon l'approche proposée

x $(K_0+K_{aRank})\ \gamma h$

Emplacement	Répartition linéaire (c=1)			Répartition linéaire (c=0)			Modèles des propriétés des matériaux		
	R_{inter}=0,30	R_{inter}=0,70	R_{inter}=1	R_{inter}=0,30	R_{inter}=0,70	R_{inter}=1			
X=0	0,45	0,48	0,48	0,45	0,48	0,48	Sol soutenu 1/ Sol de fondation 1	1	(2) MC/HSM
X=1b/4	0,46	0,48	0,49	0,47	0,57	0,57			
	0,67	0,68	0,68	0,65	0,67	0,68	Sol soutenu 1/ Sol de fondation 2	5	(2) MC/HSM
	0,58	0,65	0,67	0,57	0,64	0,56	Sol soutenu 1/ Sol de fondation 3	6	(2) MC/HSM
	0,5	0,50	0,62	0,50	0,50	0,62	Sol soutenu 3/ Sol de fondation 1	7	(2) MC/HSM
	0,47	0,50	0,49	0,47	0,48	0,49			
	0,45	0,50	0,51	0,45	0,5	0,51	Sol soutenu 4/ Sol de fondation 1	8	(2) MC/HSM
X=1b/2	0,46	0,48	0,49	0,47	0,57	0,57	Sol soutenu 1/ Sol de fondation 1	1	(2) MC/HSM
X=3b/4	0,46	0,58	0,62	0,45	0,57	0,62			
Valeur moyenne	0,50	0,54	0,56	0,50	0,55	0,57			
	0.53			**0,54**					
	0,54								

L'analyse des résultats numériques reportés dans le tableau (4.12) fait ressortir les conclusions suivantes :

- ✓ Le sol de fondation1 a produit des valeurs plus faibles comparé avec les sols de fondation2 et 3. On constate que $k_a$varie entre 0.45 à $0.62(k_{aRank} + k_0)$ en considérant toute distance d'emplacement du voile.
- ✓ Le sol de fondation2 a produit les valeurs les plus élevées comparé aux sols de fondation1 et 2. On constate que k_a varie de 0.65 à $0.68(k_{aRank} + k_0)$. On note que ces résultats réalisés sont dus à sa rigidité élevée d'une part et d'autre part aux déplacements induits qui sont également faibles.
- ✓ Le sol de fondation3 a aussi contribué à des valeurs plus au moins élevées comparé avec le sol de fondation2 et similaires à celles produites avec le sol de fondation1.
- ✓ En considérant les valeurs moyennes qui tiennent en compte les effets des types de sols retenus et les sols de fondation, la variation du coefficient de frottement sol/ mur et la variation de la distance de positionnement du voile par rapport à la semelle, les valeurs du coefficient k_a varient de 0.50 à $0.70(k_{aRank} + k_0)$.
- ✓ Plus le coefficient de pondération est grand plus le coefficient k_a est augmenté d'où les dépalcements induits seront réduits (Cas du sol de fondation2).

On distingue dès lors que le coefficient des pressions de terres latérales actives peut être estimé raisonnablement par l'expression suivante:

$$k_a \approx 0.50 \text{ à } 0.60(k_{aRank} + k_0) \qquad (4\text{-}39)$$

En conséquence, Les deux figures (4.20) et (4.21) ci-dessous montrent les profils simplifiés des pressions de terres latérales actives ainsi déterminés.

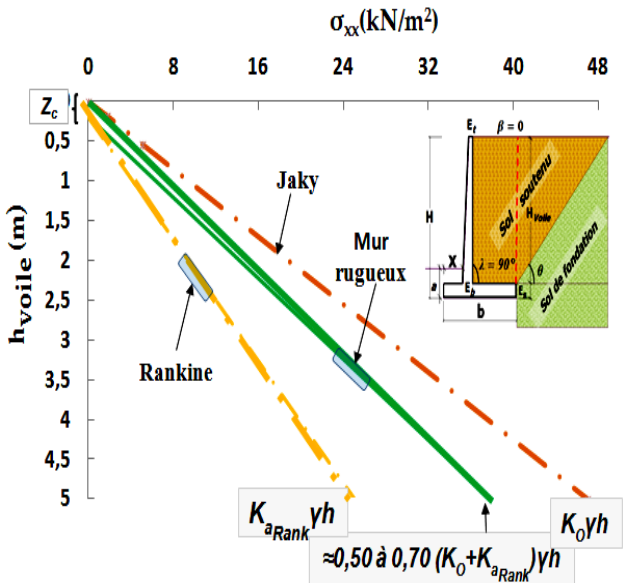


Figure 4.34- Profils des pressions latérales actives derrière le mur de soutènement de type "Cantilever", δ=$\frac{1}{3}$ φ à 1φ , β=0, X=variable

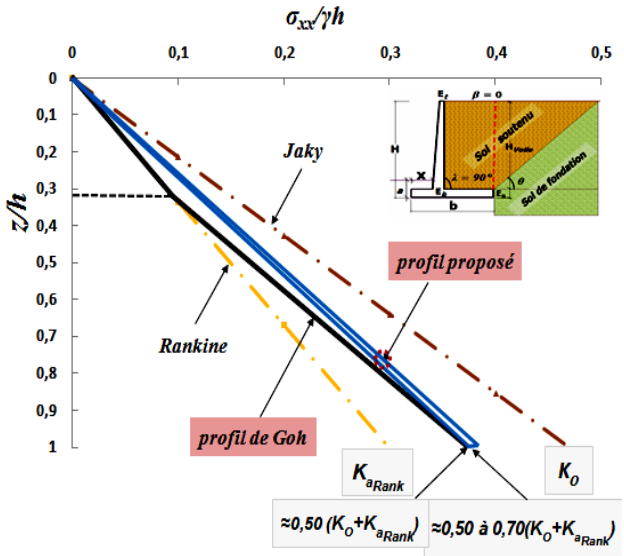


Figure 4.35- ***Approche proposée*** pour profils des pressions latérales actives à l'unité derrière un mur de soutènement de type "Cantilever", δ=$\frac{1}{3}\varphi$ à 1φ β=0, X=variable

4.4.4.2 Cas de présence du remblai en surcharge (β≠0)

Dans le cas de présence du remblai en surcharge avec β≠0, le tableau ci-après issu de l'analyse des résultats numériques des différentes simulations, résume par hauteurs et longueurs de pente les valeurs estimées du coefficient k_a qui sont réparties comme suivant :

Tableau 4.13- Estimation des pressions latérales derrière un mur de soutènement de type « Cantilever » en présence du remblai en surcharge

x (K_0+K_{aRank}) γh

Désignation de la hauteur du remblai en surcharge et sa longueur de la pente		Répartition linéaire (c=1)			Modèles des propriétés des matériaux		
		R_{inter}=0,30	R_{inter}=0,70	R_{inter}=1	Sol soutenu 1/ Sol de fondation 1	1	(2) MC/HSM
h_r=1m	L_r=1,50B_t	0,51	0,54	0,54			
	L_r=2B_t	0,48	0,5	0,5			
	L_r=2,50B_t	0,49	0,51	0,53			
h_r=1,50m	L_r=1,50B_t	0,46	0,51	0,51			
	L_r=2B_t	0,48	0,52	0,53			
	L_r=2,50B_t	0,47	0,50	0,51			
Valeurs moyennes		0,48	0,51	0,52			
		0,51					

En conséquence, les deux figures (4.36) et (4.37) traduisent graphiquement l'approche d'estimation du coefficient k_a dans les conditions énumérées ci-dessus. Pareillement, les autres graphes relatifs à l'évaluation des pressions latérales sous effets de la présence d'un remblai en surcharge sont reportés en annexe.

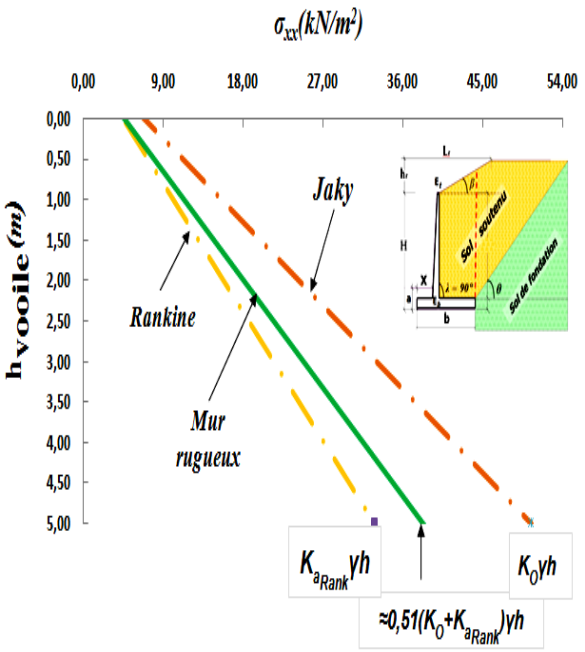


Figure 4.36- Profils des pressions latérales actives derrière le mur de soutènement de type "Cantilever", δ=$\frac{1}{3}$ ϕ à 1 ϕ , β≠0, $X = \frac{1}{4}b$

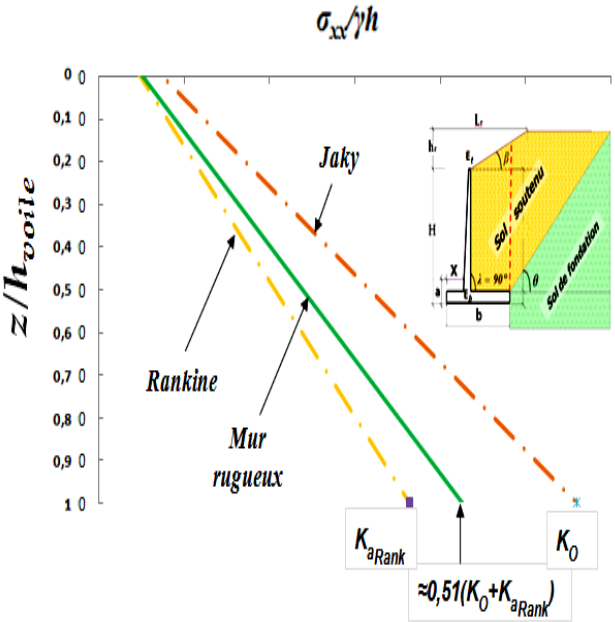


Figure 4.37- ***Approche proposée*** pour Profils des pressions latérales actives à l'unité derrière le mur de soutènement de type "Cantilever", δ=$\frac{1}{3}$ ϕ à 1 ϕ , β≠0, $X = \frac{1}{4}b$

4.4.5 Analyse de l'évolution du coefficient de pressions active en fonction de la variation de l'emplacement du voile

En exploitant les résultats obtenus des trois relations trouvées entre le coefficient k_a et les deux autres coefficients k_{aRank} et k_0, il apparaît clairement que ce coefficient k_a augmente non-linéairement avec l'augmentation de la distance du positionnement du voile par rapport à la semelle. Cette fois la représentation graphique de l'évaluation du coefficient k_a s'appuye sur l'analyse de régression polynomiale ayant pour équation suivante:

$y = ax^2 + bx + c$ Avec un coefficient de détermination R^2.

La figure (4.38) ci-dessous présente l'évaluation du ratio $\left(\frac{k_a}{k}\right)$ dans le sol soutenu1 en fonction de la distance X prise variable.

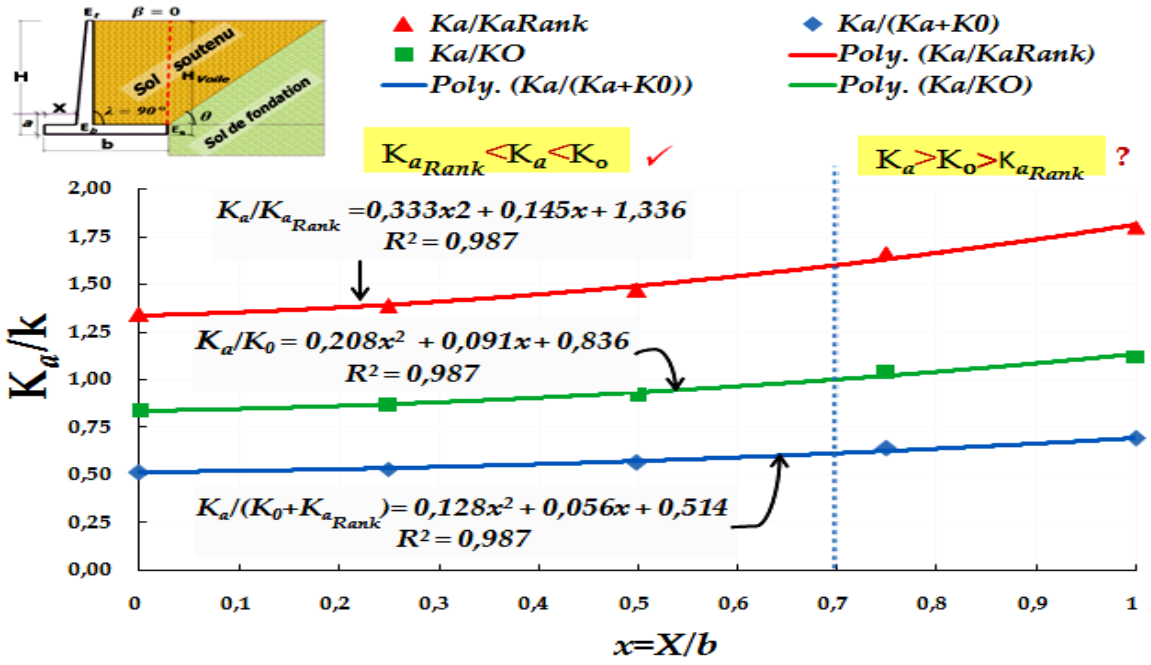


Figure 4.38- Estimation du ratio $(\frac{k_a}{k})$ dans le sol soutenu1 suivant l'emplacement du voile du mur de soutènement, **X=variable**

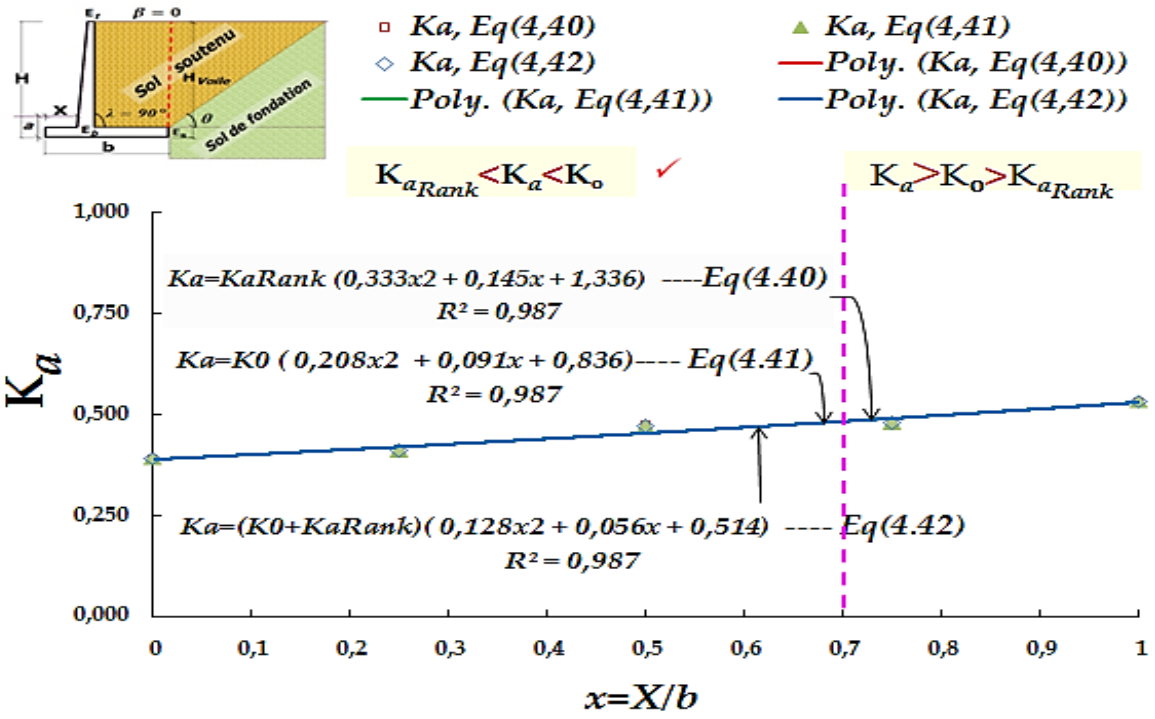


Figure 4.39- Estimation du coefficient des pressions latérales actives k_a dans le sol soutenu1 suivant l'emplacement du voile du mur de soutènement, **X=variable**

Les trois équations produites présentent des coefficients de détermination plus élevés et qui tendent vers la valeur de 1. Ainsi, les modèles d'ajustement projetés sont plus proches des données observées.

Finalement, on trouve que le coefficient k_a peut être évalué par les trois équations résultantes (4-40), (4-41) et (4-42) et ayant le même coefficient de détermination R^2=0.987, énoncées comme suivant:

$$k_a = k_{aRank}(0.333x^2 + 0.145x + 1.336) \quad (4\text{-}40)$$

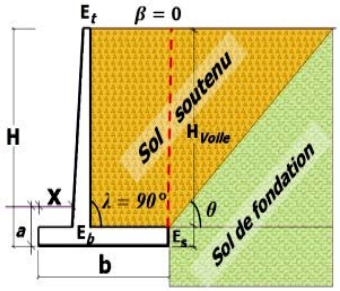
$$k_a = k_0(0.208x^2 + 0.091x + 0.836) \quad (4\text{-}41)$$

$$k_a = (k_{aRank} + k_0)(0.128x^2 + 0.056x + 0.514) \quad (4\text{-}42)$$

Afin d'analyser la pertinence des trois équations abouties, nous avons procédé aux applications numériques par chaque équation dont les résultats issus sont dressés dans le tableau suivant:

Rapport-Gratuit.com

Tableau 4.14- Résultats comparatifs des pressions latérales issus des équations (4-40), (4-41) et (4-42)



Avec :∗ $K_0 = 1 - Sin\varphi$

∗ K_{aRank} calculé par la formule de Mazindrani et Ganjali (1997)

K_a *calculé* $>$ K_0 ⟹

$x=\frac{X}{b}$	φ=30°, K_0=0,500, K_{aRank}=0,320			φ=31°, K_0=0,485, K_{aRank}=0,306			φ=32°, K_0=0,470, K_{aRank}=0,294			φ=33°, K_0=0,455, K_{aRank}=0,282			φ=34°, K_0=0,441, K_{aRank}=0,270		
	K_a- Eq (3-40)	K_a- Eq (3-41)	K_a- Eq (3-42)	K_a- Eq (3-40)	K_a- Eq (3-41)	K_a- Eq (3-42)	K_a- Eq (3-40)	K_a- Eq (3-41)	K_a- Eq (3-42)	K_a- Eq (3-40)	K_a- Eq (3-41)	K_a- Eq (3-42)	K_a- Eq (3-40)	K_a- Eq (3-41)	K_a- Eq (3-42)
0,00	0,428	0,418	0,422	0,409	0,405	0,407	0,393	0,393	0,393	0,377	0,381	0,379	0,361	0,368	0,366
0,10	0,433	0,424	0,427	0,414	0,411	0,412	0,398	0,398	0,398	0,382	0,386	0,384	0,366	0,373	0,370
0,20	0,441	0,431	0,435	0,422	0,418	0,420	0,405	0,405	0,405	0,389	0,393	0,391	0,372	0,380	0,377
0,30	0,451	0,441	0,445	0,431	0,428	0,429	0,414	0,415	0,415	0,397	0,402	0,400	0,381	0,389	0,386
0,40	0,463	0,453	0,457	0,443	0,439	0,441	0,426	0,426	0,426	0,408	0,412	0,411	0,391	0,399	0,396
0,50	0,477	0,467	0,471	0,456	0,453	0,454	0,439	0,439	0,439	0,421	0,425	0,424	0,403	0,411	0,408
0,60	0,494	0,483	0,487	0,472	0,468	0,470	0,454	0,454	0,454	0,435	0,440	0,438	0,417	0,426	0,422
0,70	0,512	0,501	0,505	0,490	0,486	0,487	0,471	0,471	0,471	0,451	0,456	0,454	0,432	0,441	0,438
0,80	0,533	0,521	0,526	0,510	0,505	0,507	0,490	0,490	0,490	0,470	0,474	0,473	0,450	0,459	0,456
0,90	0,556	0,543	0,548	0,531	0,527	0,529	0,510	0,511	0,511	0,490	0,495	0,493	0,469	0,479	0,475
1,00	0,580	0,567	0,573	0,555	0,550	0,552	0,533	0,533	0,534	0,512	0,517	0,515	0,490	0,500	0,496

On inspire du tableau (4.14) que les trois équations donnent des valeurs rapprochées. Le coefficient k_a évolue proportionnellement avec la distance *X* et il est apparu dépendant de l'angle de frottement interne du sol. Au voisinage de la distance *X=0.70b*, les valeurs calculées abordent les valeurs de k_0. Au-delà de cette distance, les valeurs se produisent supèrieures à celles de k_0. On distingue alors que la règle $k_{aRank} < k_a < k_0$ est seulement appropriée pour toute distance $\frac{X}{b} \leq 0.70$- Figures 38 et 39.

Pratiquement, un mur de soutènement dimensionné en tenant compte de la valeur de $k_a \approx k_0$ n'est pas économique. De ce qui précède. On distingue que la distance satisfaisante se trouve incluse dans l'intervalle $[0 < \frac{X}{b} < 0.70]$ pour que le coefficient k_a s'insère aussi dans l'intervalle $[\, k_{aRank} < k_a < k_0]$.

La figure (4.40) ci-dessous, montre graphiquement le sort des résultats aboutis relatifs à l'évolution du coefficient de pressions actives en fonction de l'angle de frottement interne derrière un mur de soutènement de type « Cantilever ».

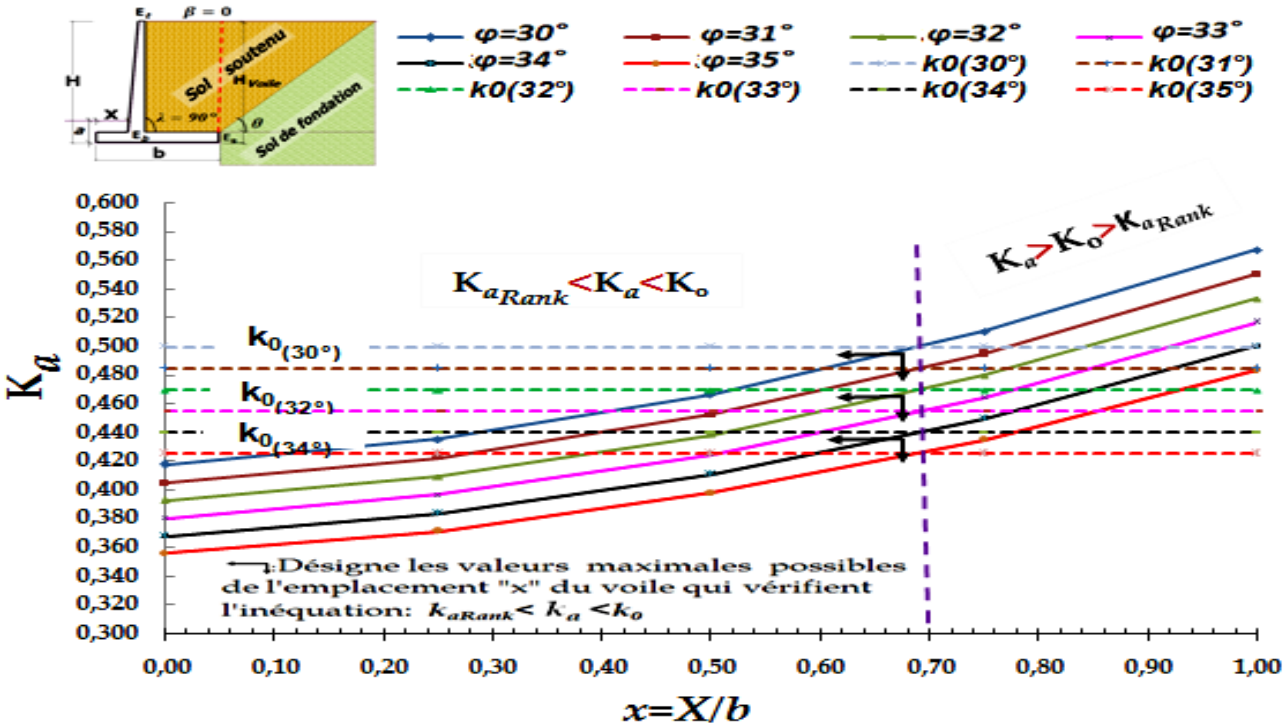


Figure 4.40- Estimation du coefficient des pressions latérales actives k_a selon l'équation (3-41) par type de sol soutenu, **X=variable,** k_0 suivant Jaky

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

4.4.6 Commentaires et suggestions

Il se révèle des analyses de régression linéaire et polynomiale disponible dans *Microsoft Excel* que l'évaluation des pressions de terres actives peut être aboutie. Les solutions proposées se basent sur des résultats d'une étude paramétrique soigneusement menée. Un nombre assez important de facteurs influant sur le comportement de ce type de mur « Cantilever » a été recensé, évalué et analysé. Les solutions résultantes permettent de quantifier les valeurs du coefficient de pressions active équivalent k_a qui peuvent satisfaire davantage les conditions éventuellement imposées. Le sort des solutions est en bonne cohérence avec les propos et recommandations de différents chercheurs passionnées de l'art.

Toutefois, les solutions proposées demeurent valables pour les conditions suivantes :

- Le mur peut se déplacer horizontalement
- La semelle du mur doit être ancrée dans la profondeur requise.
- Le massif en remblai constituant le sol soutenu est homogène.
- Les pressions de terres latérales agissant sur l'écran vertical fictif passant par l'arête du talon sont seules à considérer dans les calculs selon la méthode d'approximation.
- Le sol soutenu doit être de préférence pulvérulent, si ce n'est pas le cas, une cohésion plus faible de l'ordre de 2kN/m^2 est tolérée.
- Les faces de l'écran vertical (voile) en contact avec le sol sont rugueuses.
- Absence de nappe d'eau derrière le mur.
- En absence du remblai en surcharge (β=0), la 1ère solution est valable pour toute distance X. Le choix du coefficient de chargement varie de $k_a \approx 0.50$ à 0.60 $(k_{aRank} + k_0)$.
- En présence du remblai en surcharge au dessus de la surface horizontale du sol soutenu, la 2ème solution est adaptée pour un emplacement de voile distant à $X = \frac{1}{4}b$.
- A la base du voile, l'évaluation du coefficient k_a par les solutions proposées sont en bonne cohérence avec la solution proposée par **Goh (1993)** pour un écran rugueux, cependant la surface lisse a été écartée dans cette étude paramétrique.
- Le point d'application de l'effort de pressions se situe dans le un tiers de la hauteur du voile depuis la base suivant les solutions proposées quand **Goh (1993)** propose deux points d'application de 0.33H et 0.50H depuis le sommet.

- Le coefficient de pressions active évalué des deux solutions s'insère entre les deux coefficients actifs classiques k_a et k_0. Ceci est en bonne cohérence avec les propos et résultats aboutis par différents chercheurs à l'instar de **Bang (1985)** et **Bowles (1997)**.
- Les deux solutions proposées peuvent être programmées dans une feuille de calcul ou même implémentées dans des progiciels ayant lien. Leur usage permet la vérification de la stabilité des murs de soutènement dans l'état limite de service.

4.5 Conclusion

Dans ce chapitre, il a été conclu ce qui suit :

- ✓ En utilisant la méthode des éléments finis et par analyse des contraintes produites et les tassements de surfaces engendrés dans le sol de fondation et les tassements de surfaces dans le sol soutenu, nous avons présenté en 1ère étape les résultats d'évaluation de l'apport des modèles avancés dans la justification des ouvrages de soutènement notamment les murs de type ''Cantilever''. En résultat, les deux modèles de comportement des sols MC et HSM ont décrit quantitativement et qualitativement le comportement réel du sol de fondation1 lorsqu'il est chargé par un mur de soutènement rigide. En conséquence, ces deux modèles se présentent plus représentatifs pour tout usage de modélisation de murs de soutènement gravitaire ou de type ''cantilever'' contrairement au modèle SSM qui a conduit aux résultats incertains et parfois non raisonnables. De ce fait, le choix des modèles de comportement des sols requiert aussi une importance particulière.
- ✓ En 2ème étape, nous avons procédé à une étude paramétrique visant l'évaluation et l'analyse du comportement d'un ensemble de modèles de murs de soutènement en formes de ''L'', ''T'' renversé et en ''L'' inversé sous les effets d'une liste élargie de facteurs qui influent ses comportements. Les résultats aboutis montrent que ce type de murs est effectivement influencé par des facteurs devant être pris en compte lors de la conception. Chaque facteur ne peut pas être exclu mais il se présente important que l'autre. Le comportement est certainement influencé par les dimensions géométriques des éléments structuraux (Le voile et la semelle) notamment la hauteur, l'épaisseur, les longueurs du talon et du patin qui sont dépendants de la distance de positionnement du voile par rapport à la semelle. La hauteur peut avoir une valeur augmentée de 20% à 40% de la largeur de la semelle. Cependant, la distance appropriée réside dans un intervalle de $[0 < x < 0.70b]$. En fait, un dimensionnement adéquat attribue au mur projeté sa rigidité convenable.

- ✓ En terme du type de sol, un sol de fondation se présente plus influant qu'un sol soutenu. Autrement dit plus le sol de fondation est rigide plus le mur de soutènement est stable.
- ✓ En présence d'un remblai en surcharge, le mur de soutènement se comporte plus influencé notamment lorsque la longueur de sa pente est plus réduite. Il est apprécié de produire un angle d'inclinaison le plus faible pour que l'influence du remblai surchargé soit démunie inversement avec sa longueur de pente la plus élevée.
- ✓ Dans le cas des murs réalisés dans des emprises limitées par des parements en déblais, la variation de l'angle d'inclinaison de ce parement ou le sol naturel recevant le sol retenu) influe que légèrement sur le comportement du mur de soutènement.
- ✓ Evidemment, le phasage d'exécution des remblais derrière le mur de soutènement requiert une attention particulière notamment s'il est accompagné par des séries de compactage au cours et après l'achèvement des travaux de remblaiement.
- ✓ Par analyse, Il a été bien examiné que l'inclusion d'une couche de forme en matériau grenu ou incompressible contribue davantage pour augmenter la résistance du sol de fondation qualifié souple.
- ✓ Il se révèle des analyses de régression linéaire et polynomiale disponibles dans *Microsoft Excel* que l'évaluation des pressions de terres actives derrière les murs de type ‘‘ Cantilever ’’ peut être aboutie. Le coefficient de pressions de terres latérales ainsi évalué s'insère entre les deux valeurs issues des deux méthodes de Rankine et de Jaky communément usées. Il a été prouvé que la règle $[\, k_{aRank} < k_a < k_0]$ est correctement accomplie. En absence du remblai en surcharge (β=0), les plages de valeurs proposées que peut avoir le coefficient k_a, varient de:

$$k_a \cong 0.50 \text{ à } 0.60\ (k_{aRank} + k_0).$$

5 Conclusion générale

Dans la présente thèse, Il est visé d'analyser et d'évaluer l'apport des modèles avancés du comportement des sol en utilisant les trois modèles de sol communement connus à savoir : le modèle de Mohr Coulomb MC, le modèle de comportement de sol avec écrouissage HSM et le modèle des sols mous SSM sur le comortement de deux ouvrages de soutènement. Ces deux ouvrages appartiennent à la même famille d'ouvrgaes dont la poussée est reprise par encastrement mais ils présentent deux modes de fonctionnement tout à fait différents. Il s'agit alors d'un écran de soutènement autostable de type « Paroi moulée » et un mur en béton armé de type « Cantilever ». Les calculs sont réalisés en utilisant les méthodes classiques, les méthodes de module de réaction et la méthode des éléments. Les résultats issus des des différents calculs montrent ce qui suit :

A/- Analyse du comportement de l'écran de soutènement uatosatble :

- Les résultats comparatifs issus montrent qu'en termes de distribution et de l'intensité de la pression des terres actives, la théorie de Rankine a conduit aux résultats approximativement cohérents avec ceux analysés par le progiciel *Plaxis* et de plus, elle se présente plus compatible avec la méthode des éléments finis parmi toutes les théories.
- Les déplacements latéraux obtenus en utilisant le modèle linéairement élastique MC ne sont pas réalistes car la rigidité est prise constante, tandis que ceux obtenus par le modèle du sol non linéaire avec écrouissage (HSM) sont plus réalistes. Par conséquent, le modèle HSM peut présenter avec efficience les résultats si les valeurs correctes des paramètres requis sont soigneusement choisis. Bien entendu, le module de déchargement et rechargement E_{ur}, le module sécant E_{50}^{ref}, le rapport de surconsolidation ''OCR'' et le facteur de puissance ''m'' sont éaglement concernés.

B/- Analyse du comportement du mur de type « Cantilever»:

- A l'image du premier cas, le modèle HSM a produit aussi des déplacements totaux moins élevés et raisonnables comparés avec ceux réalisés par le modèle MC.
- Le modèle SSM a conduit aux résultats incertains et parfois non raisonnables et non idéaux.
- Ensemble les deux modèles MC et HSM ont décrit qualitativement le comportement réel du sol de fondation et ils se présentent les plus représentatifs. Cependant, le modèle SSM semble à l'instant non représentatif du comportement réel du sol de fondation en présence du mur de soutènement.

- Le comportement des modèles de murs de soutènement en formes de ‘‘L’’, ‘‘T’’ renversé et en ‘‘L’’ inversé est effectivement influencé par un nombre assez important de facteurs devant être pris en compte lors de la conception. Chaque facteur ne peut pas être exclu mais il se présente important que l’autre. Ce comportement est certainement influencé par les dimensions géométriques des éléments structuraux (Le voile et la semelle) notamment la hauteur, l’épaisseur, les longueurs du talon et du patin qui sont dépendants de la distance de positionnement du voile par rapport à la semelle. La largeur de la semelle est tout à fait liée à la grandeur de la hauteur du mur projeté. Cependant, la distance d’emplacement appropriée demeure logée dans un intervalle de $[0 < x < 0.70b]$. En fait, un dimensionnement adéquat attribue au mur projeté sa rigidité convenable.

- En terme du type de sol, un sol de fondation se présente plus influant qu’un sol soutenu. Autrement dit plus le sol de fondation est rigide plus le mur de soutènement est stable.
- En présence d’un remblai en surcharge, le mur de soutènement se comporte plus influencé notamment lorsque la longueur de sa pente est plus réduite. Il est apprécié de produire un angle d’inclinaison le plus faible pour que l’influence du remblai surchargé soit démunie inversement avec sa longueur de pente la plus élevée.
- Dans le cas des murs réalisés dans des emprises limitées par des parements en déblais, la variation de l’angle d’inclinaison de ce parement ou le sol naturel recevant le sol retenu influe que légèrement sur le comportement du mur de soutènement.
- Evidemment, le phasage d’exécution des remblais derrière le mur de soutènement requiert une attention particulière notamment s’il est accompagné par des séries de compactage au cours et après l’achèvement des travaux de remblaiement.
- Par analyse, Il a été bien examiné que l’inclusion d’une couche de forme en matériau grenu ou incompressible contribue davantage pour augmenter la résistance du sol de fondation qualifié souple.
- Il se révèle des analyses de régression linéaire et polynomiale disponibles dans *Microsoft Excel* que l’évaluation des pressions de terres actives derrière les murs de type ‘‘ Cantilever ’’ peut être aboutie. Le coefficient de pressions de terres latérales ainsi évalué s’insère entre les deux valeurs issues des deux méthodes de Rankine et de Jaky communément usées.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. Alatik L., Sitar N., (2008), "Dynamic centrifuge study of seismically induced lateral earth pressures on retaining structures". Zeng D, Manzari MT, Hiltunen DR (Eds) Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV, Sacramento, California, United States, ASCE, pp.1–11.). **https://doi.org/10.1061/40975 (318)149**

2. Attila S., András M., Balázs M., (2016) , "Three Dimensional Finite Element Analysis of Deep Excavations Concave Corners". *Periodica Polytechnica Civil Engineering, 60*(3), pp.371–378. **https://doi.org/10.3311/PPci. 8608**

3. Balay., (1984), « Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction". Note d'information technique, ministère de l'Urbanisme, du Logement et des Transports, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

4. Bang S., (1985), "Active Earth Pressure behind Retaining Walls". Journal of Geotechnical Engineering, 111(3), 407–412. **Doi:10.1061/ (ASCE) 0733-9410(1985)111:3(407)**

5. Bang S., Hwang S. I., (1986), "Transition of active lateral earth pressures behind retaining walls", Computers and Geotechnics, 2(4), 219–238. Doi:10.1016/0266-352x(86)90019-4

6. Bhatia SK., Bakeer RM., (1989) , "Use of the finite element method in modeling a static earth pressure problem". Int J Numer Anal Methods Geomechanics, 13(2):207–13. **Doi: 10.1002/nag.1610130208**

7. Bolton M.D., Powerie W., (1988), "Behaviour of diaphragm walls in clay prior collapse". *Géotechnique,* 38(2), pp.167-189. **https://doi.org/10.1680/geot.1988.38. 2.167**

8. Bowles Joseph. E., (1997) ,"Foundation analysis and design". 5th Edition, The McGraw-Hill companies, Inc

9. Braja M. Das., (2011)," Geotechnical engineering Handbook". By J. Ross publishing, Inc

10. Braja M. Das., (2014)," Principles of foundation engineering". 8th Edition, Cengage learning- 20 channel center street, Boston-MA02210.

11. Brinkgreve R.B.J., (2012) , "Manual of Plaxis 3D-2012". Delft University of Technology Plaxis BV; The Netherlands. **https://scholar.google.fr/scholar?q=Manual+of+Plaxis+3D-2011&btnG=&hl=fr&as_sdt=0%2C5**

12. Boussinesq J., (1882), "Note sur la détermination de l'épaisseur minimum que doit avoir un mur vertical, d'une hauteur et d'une densité données, pour contenir un massif terreux, sans cohésion, dont la surface est horizontale". Annales des Ponts et Chaussées, Tome 3, pp. 623-643.

13. Brooker E. W., Ireland H.O., (1965), "Earth pressure at rest related to stress history" *Canadian Geotechnical Journal*, 2(1), 1-15.

14. Caquot A., Kerisel. J., (1948), "Tables de butée, de poussée et de force portante des fondations". Paris, Gauthier-Villars.

15. Chang, M. F. (1997). "Lateral earth pressures behind rotating walls". *Canadian Geotechnical Journal*, 34(4), 498–509. **Doi: 10.1139/t97-016**

16. Charles W W, NG., (2014) ,"The state-of-the-art centrifuge modelling of geotechnical problems at Hkust". *Journal of Zhejiang University- SCIENCE A (Applied Physics & Engineering).* **https://link.springer.com/article/10.1631%2Fjzus.A1300217**

17. Cheang W., (2008) , " Part1: Geometry space, boundaries and meshing. Part 2: Initial stresses and Phi-c reduction". *Advanced Computational Geotechnics Plaxis. S*eminar-Vietnam. **https://fr.scribd.com/document/290822898/Lecture-3**

18. Cheang W., (2008) , "Modeling of excavation using Plaxis". Advanced Computational Geotechnics, Plaxis. Seminar-Vietnam. **https://fr.scribd.com/document/290822898/ Lecture-3**

19. Clayton Chris R.I., Rick Woods., Andrew j Bond ., Jarbas Milititsky., (2013), "Earth pressure and earth retaining structures". 3rd Edition, Taylor Francis Group.

20. Chen L., (2014), "Active earth pressure of retaining wall considering wall movement". European Journal of Environnemental and Civil Engineering, 18(8), 910–926. **Doi:10.1080/19648189.2014.911121**

21. Corte J.F., Garnier J., (1986), "Une centrifugeuse pour la recherche en géotechnique". *Bulletin des labortoires des ponts et chaussées n°146,* pp.5–28.1986. **https://trid.trb.org/view.aspx?id=1027168**

22. Coulomb C. A., (1776), "Essai sur une application des règles de maximise et minimise à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture". Imprimerie Royale, Paris (France).

23. Day Robert., Fellow., (1994), "Behavior of cantilever retaining wall discussion". Journal of geotechnical engineering- ASCE.

24. Dashti S., Hushmand A., Ghayoomi M., McCartney J.S., Zhang M., Hushmand B., Mokarram N., Bastani A., Davis C., Lee Y., Hu J., (2013), "Centrifuge Modelling of Seismic Soil-Structure-Interaction and Lateral Earth Pressures for Large Near-Surface Underground Structures". *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 899-902. **http://www.cfms-sites/all/ lic/pages/download_pdf.php?file=899-902.pdf**

25. Delattre Luc., (2000), "Un siècle de soutènements: revue bibliographique sur l'évolution des techniques-LCPC-France.

26. Delattre L., (2001), "Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement partie I. L'approche par le calcul, les méthodes classiques et la méthode au coefficient de réaction". *Bulletin des labortoires des ponts et chaussées n°*234, pp.35-55. **http://www.ifsttar.fr/collections/BLPCpdfs/blpc_234_35-56.pdf**

27. Duncan J.M., Chang C.Y., (1970), "Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils". *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers (ASCE). 96*(5)*,* pp.1629–1653. **https://fr.scribd.com/doc/45268888/Duncan-and-Chang-1970**

28. Fang Y., Chen T., Wu B., (1994), "Passive earth pressures with various wall movements". *Journal Geotechnical Engineering* -ASCE 120(8):1307–23.

29. Fan C. C., Fang Y. S., (2010), "Numerical solution of active earth pressures on rigid retaining walls built near rock faces". Computers and Geotechnics, 37(7-8), 1023–1029. **Doi:10.1016/j.compgeo.2010.08.004**

30. Fang Y., Ishibashi I., (1986), "Static Earth Pressures with Various Wall Movements". J*ournal of Geotechnical Engineering*, 112(3), 317–333. **Doi:10.1061/ (ASCE) 0733-9410(1986)112:3(317)**

31. Fixot J., (2013), "Analyse comparative de la norme NF P 94 282 sur les écrans de soutènement". *Hall archives ouvertes- Génie civil.* **https:// dumas.ccsd.cnrs. Fr/dumas-01143111.**

32. Fourie A.B., Potts. D.M., (1989), " Comparison of finite element and limiting equilibrium analyses for an embedded cantilever retaining wall". *Géotechnique (*39), PP 175-188.

33. Frydman, S., Keissar, I. (1987), "Earth pressure on retaining walls near rock faces". *Journal of Geotechnical Engineering*, 113(6), 586-599. **https://doi.org/10.1061 /(ASCE)0733-9410(1987)113: 6(586)**

34. Gabriel C. A., Sitar N., (2013), "Seismic earth pressures on retaining structure in cohesive soils". Technical Report Department of Civil and Environmental Engineering University of California-Berkeley. **http://www.ce.berkeley.edu/node/1335**

35. Gaudin C., (2002), " Modélisation physique et numérique d'un écran de soutènement auto stable, application à l'étude de l'interaction écran-fondation". Thèse de doctorat, École Centrale de Nantes, France.

36. Garnier J., Derkx F., Cottineau L.M., Rauh G., (1999), "Etudes géotechniques sur modèles centrifugés : Evolution des matériels et des techniques expérimentales". *Bulletin des labortoires des ponts et chaussées n°223, p*p. 27–50. **http://www.ifsttar.fr /collections/BLPCpdfs/blpc_223_27-50.pdf**

37. Goel S., Patra N. R., (2008), "Effect of Arching on Active Earth Pressure for Rigid Retaining Walls Considering Translation Mode". *International Journal of Geomechanics*, 8(2), 123–133. **Doi:10.1061/ (ASCE) 1532-3641(2008)8:2(123)**

38. Goh A.T.C., (1993), "Behavior of cantilever retaining walls". *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 119, no. 11: 1751-1770. **https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1993)119:11(1751)**

39. Handy R. L., (1985), "The arch in soil arching". Journal of Geotechnical Engineering 111(3), 302-318. **Doi: 10.1061/(ASCE) 0733-9410(1985)111:3(302)**

40. Hazarika Hemanta, Isao Ishibashi., (2015), "Soil mechanics fundamentals and application". 2nd Edition, Taylor Francis Group.

41. Hendron A. J., (1963), "Behavior of sand in one dimensional compression". University of Illinois.

42. Jaky, J. (1944), "The coefficient of earth pressure at rest". *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers*, 78(22), 355-358.

43. Josseaume, H (1974), "Méthode de calcul de palplanches, étude bibliographique, Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées -Réf. 1495.

44. Kimura T., Takemura J., Hiro-Oko A., Okamura M., Park J., (1994), "Excavation in soft clay using an in-flight excavator". *Centrifuge 94, Leung, lee Tan editors,* Belkema, pp. 649-654. **http://ci.nii.ac.jp/naid/ 10006243496/**

45. Kondner R.L., (1963), " Hyperbolic Stress-strain response: Cohesive Soils". Journal of the Soil mechanics and foundations Division, ASCE, (89), pp 3429,1963.

46. K-rea Terrasol., (2016), "*Manuel d'utilisation K-Réa v4".* Edition 2016. **http://www.terrasol.fr/fr/ logiciels/ logiciels-terrasol/k-rea-v4**

47. Lancellotta R., (2002), "Analytical solution of passive earth pressure". Géotechnique, 52(8), 617-619.

48. Li J. P., Wang M., (2014), "Simplified Method for Calculating Active Earth Pressure on Rigid Retaining Walls Considering the Arching Effect under Translational Mode". *International Journal of Geomechanics*, 14(2), 282–290. **Doi:10.1061/(ASCE)gm.1943-5622.000031**

49. Loh C.K., Tan T.S., Lee F.H., (1998), "Three-Dimensional Excavation Tests". *Centrifuge 98, Kimura, Kusakabe and Takemura editors,* Balkema, pp. 649-654. **https://scholar.google.fr/scholar?cluster=13919368508498944712&hl=fr&as_sdt=0,5 &sciodt=0,5**

50. Lyndon A., Pearson R.A., (1985), "Pressure Distribution on Rigid Retaining Wall in Cohesionless Material". *Proceedings of International Symposium of Centrifuge Modelling to Geotechnical Design, H. Craig Edition, A. Balkema, Rotterdam,* pp.271-280. **https://trid.trb.org/view. aspx?id=278763**

Rapport-Gratuit.com

51. "Manuel d'utilisation", (2006), K-REA Terrasol.

52. "Manuel de référence ", (2008), Plaxis2D- Version8,

53. Marche R., (1974), " Sollicitation en flexion des pieux par les couches qu'ils traversent". Thèse de doctorat, École Polytechnique Fédérale de Lausanne.

54. Matsuo O., Nakamura S., Saito Y., (2002),"Centrifuge tests on seismic behaviour of retaining walls". *Proceedings International Conference of Physical Modeling in Geotechnics,*pp.453-458. **https://scholar.google.fr/scholar?hl=fr&as_sdt=0%2C5&q=Centrifuge+tests+on +seismic+behaviour+of+retaining+walls&btnG=**

55. Massarsch K. R., (1979), "Lateral earth pressure in normally consolidated clay". The seventh European conference on soil mechanics and foundation engineering, 2, Brighton, England,245-250. **http://www.academia.edu/8437696/Lateral_Earthpressure_in_Normally_Consolidated_Clay**

56. Mayne P. W., Kulhawy F. H., (1982), "k_0-OCR relationships in soil". *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 108(6), 851-872. **http://cedb.asce.org/CEDBsearch/record.jsp?dockey=0034280**

57. Mazindrani Z. H., Ganjali M. H., (1997), "Lateral Earth Pressure Problem of Cohesive Backfill with Inclined Surface". *Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering*, 123(2), 110–112. Doi:10.1061/ (ASCE) 1090-0241(1997)123

58. Matsuozawa H., Hazarika H., (1996), "Analyses of Active Earth Pressure against Rigid Retaining Wall Subjected to Different Modes of Movement". Soils and Foundations, 36(3), 51–65. **Doi:10.3208/sandf.36.3_51**

59. Mei G., Chen Q, Song L., (2009), "Model for predicting displacement dependent lateral earth pressure". *Canadian Geotechnical Journal,* 46 (8):969–975. https://doi.org/10.1139/T09-040.

60. Menard L., Bourdon. G., Houy. A., (1964), "Etude expérimentale de l'encastrement d'un rideau en fonction des caractéristiques pressiométriques du sol de fondation". Sols-Soils, 9, pp. 11-27.

61. Mestat P., (1997), "Maillage d'éléments finis pour les ouvrages de géotechnique, conseils et recommandation". *Bulletin des labortoires des ponts et chaussées n°212*. pp. 39-64. **http://www.ifsttar.fr/collections/BLPCpdfs/ blpc__212_39-64.PDF**

62. Mesri G., Hayat T., (1993), "The coefficient of earth pressure at rest." *Canadian Geotechnical Journal, 30(4), 647-666.* Doi:10.1139/t93-056

63. Michalowski R. L., (2005), "Coefficient of earth pressure at rest". *Journal of Geotechnical and geoenvironmental engineering*, 131(11), 1429-1433. **Doi:10.1061/ (ASCE) 1090-0241(2005)131:11(1429)**

64. Monnet A., (1994), "Module de réaction, coefficient de décompression, au sujet des paramètres utilisés dans la méthode de calcul élastoplastique des soutènements". *Revue Française de Géotechnique n°65*. pp.67-72. **http://www.geotech-fr.org/sites/default/files/rfg/article/66-6.pdf**

65. Morikawa Y., Takahashi H., Hayano K.D., Okusa Y., (2011) , "Centrifuge Model Tests on Dynamic Behavior of Quay Wall Backfilled with Granular Treated Soil". *Proceedings 8th International Conference on Urban Earthquake Engineering.* pp. 279–284. **http://ascelibrary.org/doi/pdf/10.1061/9780784413272.344**

66. Nakai T., (1985), "Finite element computations for active and passive earth pressure problems of retaining wall". Soils Found. 25 (3): 98–112. **https://doi.org/10.3208/sandf1972.25.3_98.**

67. Nakamura S., (2007), "Reexamination of Mononobe-Okabe theory of gravity retaining Walls using centrifuge model tests". *Soils and Foundations, 47*(5), pp.135-146. **http://doi.org/10.3208/sandf.47.999**

68. Paik K. H., Salgado R., (2003), "Estimation of active earth pressure against rigid retaining walls considering arching effects". Géotechnique, 53(7), 643–653. **Doi:10.1680/geot.2003.53.7.643**

69. Ni P., Sujith M., Song L., Mei G., Zhao Y., (2018), "Displacement-Dependent Lateral Earth Pressure Models". American Society of Civil Engineers, 144(6). **Doi: 10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0001451**

70. Nordal S., (1999), "Present of Plaxis". Beyond 2000 in Computational Geotechnics, 10 years of plaxis International, Balkema. pp.45–54. **https://books.google.dz/books?isbn=905809040X**

71. PingPing.R., Qingsheng . C., Yitao Z; Sanjay. Ni., (2015); " Determination of Active Earth Pressure on Rigid Retaining Wall Considering Arching Effect in Cohesive Backfill Soil". American Society of Civil Engineers. **https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000589**

72. Pipatpongsa T., Heng S., Iizuka A., Ohta H., (2009), "Rationale for coefficient of earth pressure at rest derived from prismatic sand heap". *Journal of Applied Mechanics 12*, 383–394.

73. Phuong Duy Nguyen., (2003), "Modélisation numérique des soutènements d'excavation", Thèse de doctorat-ENPC.

74. Plumelle Claude., (2002), "Action du sol sur un écran (Chapitre 14-version du 17/12/02)", Cnam – Paris.

75. Potts D. M., Fourie A. B., (1986), "A numerical study of the effects of wall deformation on earth pressures". *International Journal Numerical Analysis Methods Geomechanics*. 10 (4): 383–405. **https://doi.org/10.1002/nag.1610100404.**

76. Powrie W., (2004). "Soil mechanics: concepts and applications". 2nd Edition, Spon Press.

77. Powerie A., Richards D.J., Kantartzi C., (1994), "Modelling Diaphragm Wall Installation and Excavation Processes." *Centrifuge 94, Leung, Lee and Tan editors,* Balkema*,* pp.655-661. **http://eprints.soton.ac.uk/ id/eprint/74901**

78. Rankine, W. J. M. (1857), "On the stability of loose earth". Philosophical Transactions of the Royal Society of London, London, 147, 9-27.

79. Rao P., Chen Q., Zhou Y., Nimbalkar S., Chiaro G., (2016), "Determination of active earth pressure on rigid retaining wall considering arching effect in cohesive backfill soil". *International Journal Geomechanics*, 16(3):04015082. **https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000589.**

80. Roscoe. K.H., (1970), " The Influence of Strains in Soil Mechanics". Géotechnique (20) 2, pp. 129-170

81. Rowe. P.W., (1955), "A theoretical and experimental analysis of sheet-pile walls". Proceedings Civil Engineering, (4), pp 32-69.

82. Schanz T., Vermeer P. A., Bonnier P. G., (1999), "The hardening soil model: formulation and verification". Beyond 2000 in Computational Geotechnics, 10 years of plaxis International, Balkema. pp.1–16. **https://fr.scribd.com/document/235551256/The-Hardening-Soil-Model-Formulation-and-Verfication-noPW**

83. Setra., (1998), "Les ouvrages de soutènements, guide de conception générale".

84. Sheil B.B., McCABE B.A., (2016), "Biaxial loading of offshore monopiles: numerical modeling". *International Journal of Geomechanics, ASCE, 04016050,* pp.5–6. **Doi: 10.1061/ (ASCE) GM.1943-5622.0000709**

85. Sherif M. A., Fang Y.S, Sherif R. I., (1984), "Ka and K_0 behind rotating and non-yielding walls". *Journal Geotechnical Engineering,* 110 (1):41–56. **https://doi.org/10.1061/(ASCE) 0733-9410(1984)110:1(41).**

Rapport-gratuit.com
LE NUMÉRO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

86. Sherif M. A., Koch D. E., (1970), "Coefficient of earth pressure at rest as related to soil precompression ratio and liquid limit". Highway Research Record, 323.

87. Sherif M. A., Fang Y. S., Sherif R. I. (1984), "k_a and k_0 behind Rotating and Non-Yielding Walls". Journal of Geotechnical Engineering, 110(1), 41-56. **https://doi.org/10.1680/geot.2002.52.8.617**

88. Schlosser François., "Ouvrages de soutènements, poussée et butée". Techniques de l'ingénieur, C242-2, ENPC-France.

89. Schlosser François., "Murs de soutènement". Techniques de l'Ingénieur, traité de construction -C244-1-ENPC, France.

90. Schmitt. P., (1995), " Méthode empirique d'évaluation du coefficient de réaction du sol vis-à-vis des ouvrages de soutènement souples". *Revue Française de Géotechnique (*71), pp3-10.

91. Schurmann A., Jesseberger H.L., (1994), "Earth Pressure Distribution on Sheet Pile Walls". *Centrifuge 94, Leung, Lee and Tan editors,* Balkema*,* pp. 95-100. **http://www.dtic.mil/get-tr-doc/pdf?AD=ADA288693&Location=U2&doc=GetRDoc.pdf**

92. Scott C.R., (1994). "An introduction to soil mechanics and foundation", 3rd Edition, Springer science, Business media Dordrecht. **Doi:10-1007/978-1-4899-7250-7**

93. Sonja Marten., (2005), "Etude expérimentale et méthodologie sur le comportement d'écrans de soutènement". Thèse de doctorat-ENPC.

94. Song F., Zhang J. M., Zhang L. Y., (2010), "Estimation of Earth Pressures Against Rigid Retaining Structures with RTT Mode". Advanced Materials Research, 168-170, 200–205. **Doi:10.4028/www.scientific.net/amr.168-170.200**

95. Sophie Coquillay., (2005), "Prise en compte du non linéarité du comportement des sols soumis à de petites déformations pour le calcul des ouvrages géotechniques". Thèse de doctorat-ENPC.

96. Smith Ian., (2014), "Smith's elements of soil mechanics". 9th Edition, Wiley BlackWell.

97. *T*akemura J, Kondoh M., Esaki T.K., Kusakabe M. O., (1999), "Centrifuge Model Tests on Double Propped Wall Excavation in Soft Clay". *Soils and foundations, 39(*3*), p*p. 75-87. **http://doi.org/10.3208/sandf.39.3_75**

98. Tang Z. C., (1988). "A rigid retaining wall centrifuge model test of cohesive soil". Journal Chongqing Jiao tong University, 25(2), 48–56.

99. Terzaghi. K., (1955), " Evaluation of coefficients of subgrade reaction". Géotechnique, (4), pp. 297-326.

100. Tom W F., Achmus M., (2013), "Numerical modeling of three-dimensional active earth pressure acting on rigid walls". Computers and Geotechnics, 51, 83–90. **Doi:10.1016/j.compgeo.2013.02.004**

101. Tsagareli Z. V., (1965), "Experimental investigation of the pressure of a loose medium on retaining walls with a vertical back face and horizontal backfill surface". Soil Mech. Found. Eng., 2(4), 197–200.

102. Toyosawa Y., Horrii N., Tamate S., (1996), "Failure mechanism of anchored retaining wall". Centrifuge 98, Kimura, Kusakabe and Takemura editors, Belkema, pp. 667-672. **https://scholar.google.fr/scholar?hl=fr&q=Failure+Mechanism+of+Anchored+Retaining+Wall&btnG=&lr=**

103. Yap S.P., Salman F.A., Shirazi S.M., (2012), "Comparative study of different theories on active earth pressure". *Journal of Central South University, 19*(10*),* pp.2933-2939. **Doi: 10.1007/s11771-012-1361-2.**

104. Vardhanabhuti B., Mesri G., (2007), "Coefficient of earth pressure at rest for sands subjected to vibration". *Canadian Geotechnical Journal*, 44(10), 1242–1263. **Doi:10.1139/t07-032**

105. Vossoughi Karman Charles., (2001), "Etude de comportement des soutènements à la rupture". Thèse de doctorat- Ecole centrale de Paris, France.

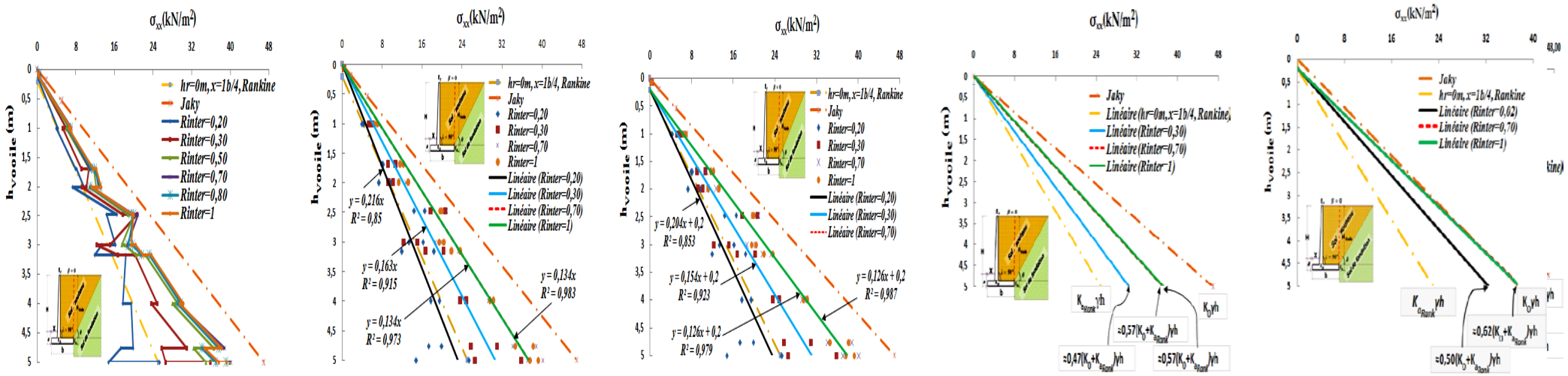
106. Wang Y. Z., (2000). "Distribution of earth pressure on à retaining wall". Géotechnique, 50(1), 83–88. **Doi:10.1680/geot.2000.50.1.83**

107. Wang Y. Z., (2005), "The active earth pressure distribution and the lateral pressure coefficient of à retaining wall". Rock Soil Mech., 26(7), 1019–1022.

108. Zhang J. M., Shamoto Y., Tokimatsu K., (1998), "Estimation of earth pressure under any lateral deformation ". Soils Found, 38(1), 15–33.

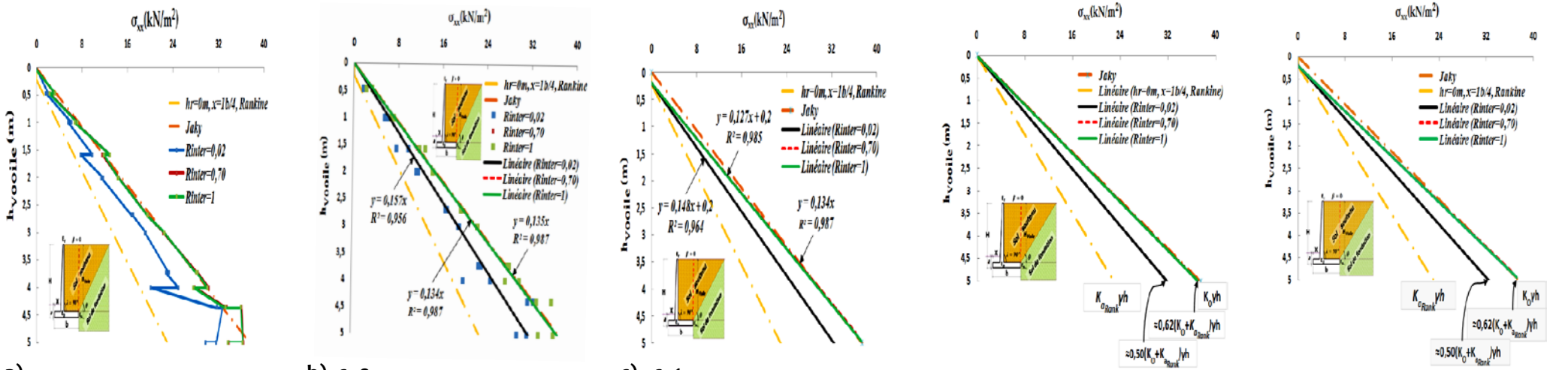
109. Zhu W., Yi J., (1988), "Application of Centrifuge Modeling To Study a Failed Quay Wall". *Centrifuge 88, Corte J.F, Editor,* Balkema, pp.415-419. **http://webapps.unitn.it/Biblioteca/it/Web/EngibankFile/730000.pdf**

ANNEXE



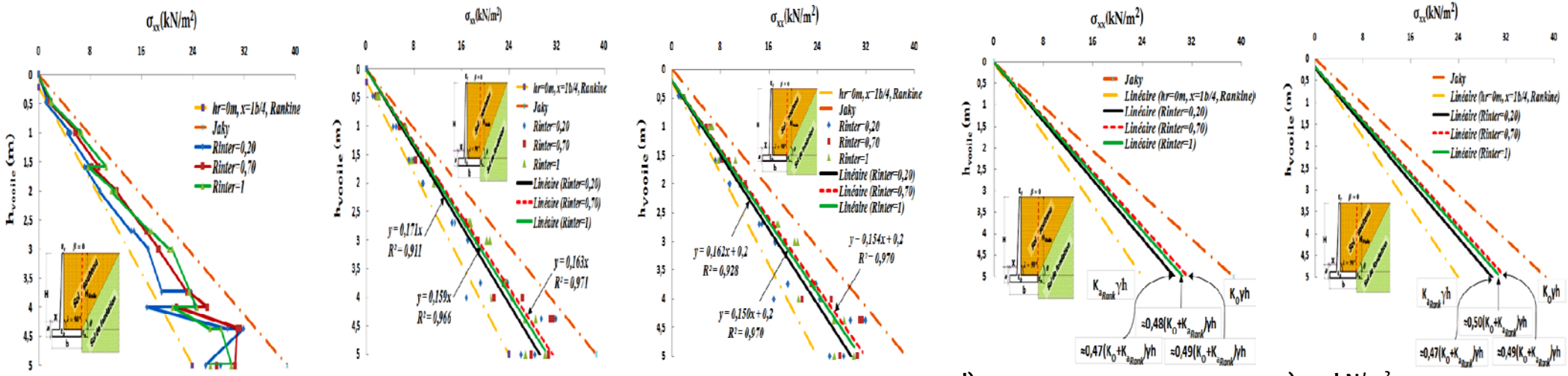
a)- b)- c=o c)- c=1 d) – c=o e)- c=1kN/m²

Figure A1- Estimation des pressions latérales- MSD4-2, H=1,4b, X=0 **- *(Effet de sol soutenu 1)***



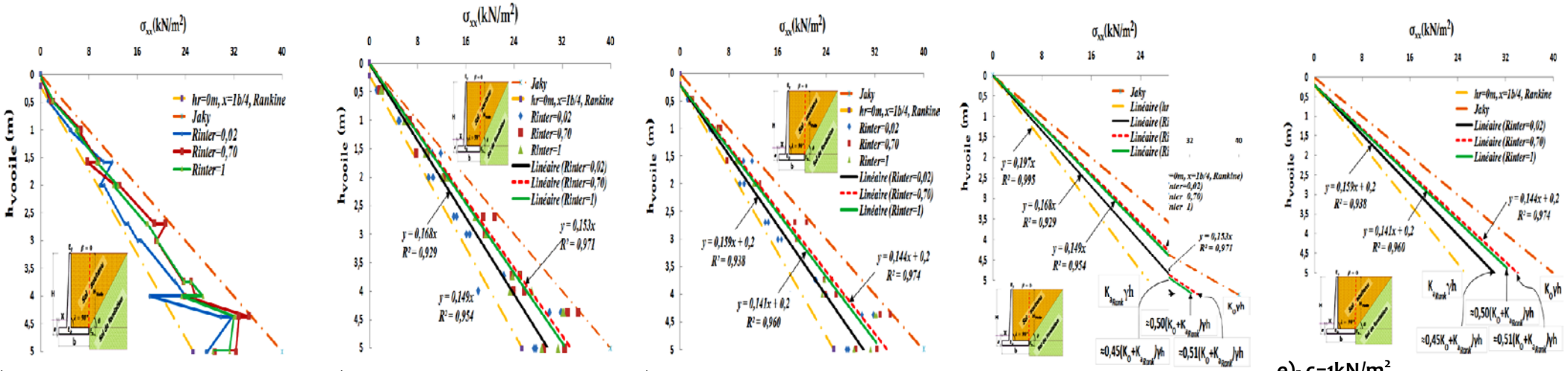
a)- b)- c=o c)- c=1 d) – c=o e)- c=1kN/m²

Figure A2- Estimation des pressions latérales- MSD11-2, H=1,4b, X=1b/4- ***(Effet de sol soutenu 2)***



a)- b)- c=0 c)- c=1 d) – c=0 e)- c=1kN/m²

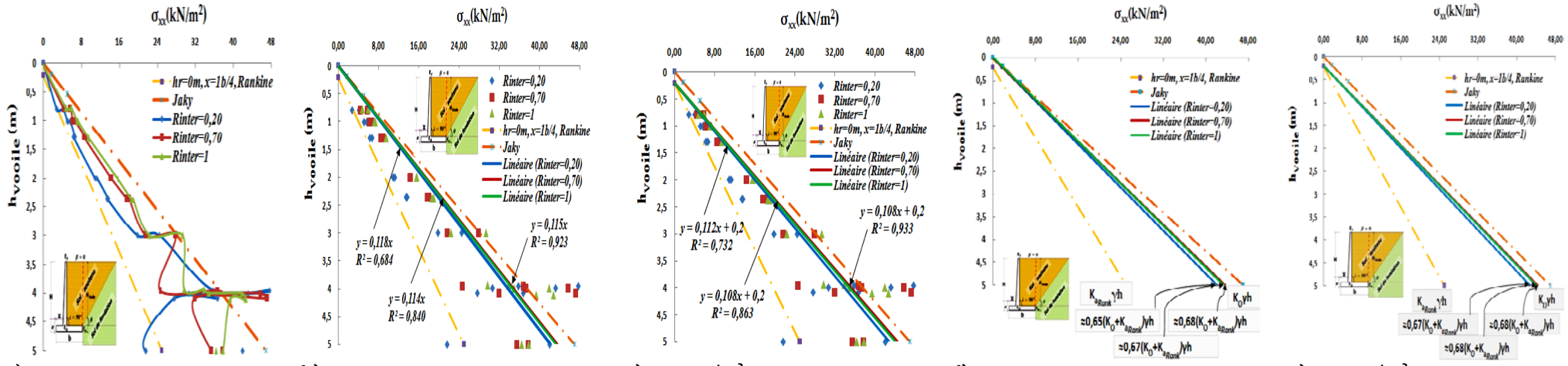
Figure A3- Estimation des pressions latérales- MSD12-2, H=1,4b, X=1b/4- ***(Effet de sol soutenu 3)***



a)- b)- c=0 c)- c=1 d) – c=0 e)- c=1kN/m²

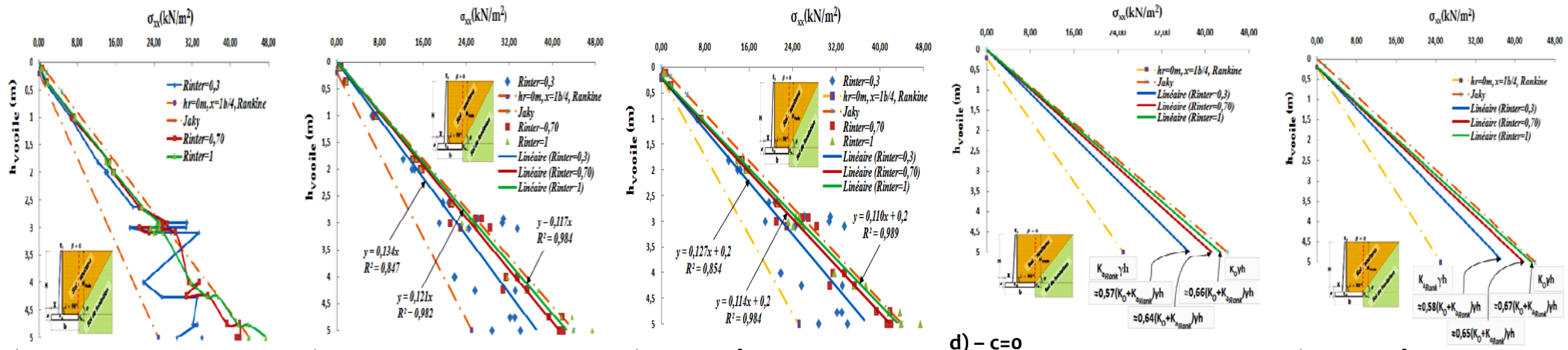
Figure A4- Estimation des pressions latérales- MSD13-2, H=1,4b, X=1b/4- ***(Effet de sol soutenu 4)***

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES



a)- b)- c=o c)- c=1KN/m² d) – c=o e)- c=1KN/m²

Figure A5- Estimation des pressions latérales- MSD14-1, H=1,4b, X=1b/4- *(Effet de sol de fondation 2)*



a)- b)- c=o c)- c=1KN/m² d) – c=o e)- c=1KN/m²

Figure A6- Estimation des pressions latérales- MSD15-1, H=1,4b, **X=1b/4- *(Effet de sol de fondation 3)***

Tableau A1- Déplacements horizontaux et verticaux du mur MDS4- H=1,4b, X= Variable

$\frac{Sol\ soutenu\ 1}{Sol\ de\ fondation 1} \ldots \left(\frac{MC}{HSM}\right)$		X=0			X=1b/4			X=1b/2			X=3b/4			X=1b		
		U_X (mm)	U_Y (mm)	M_{sf}	U_X (mm)	U_Y (mm)	M_{sf}	U_X (mm)	U_Y (mm)	M_{sf}	U_X (mm)	U_Y (mm)	M_{sf}	U_X (mm)	U_Y (mm)	M_{sf}
R_{inter}=0,20	*Itér=100*	299.28	158.48	1.134	361.75	130.89	1.175	275.54	97.97	1.282	275.54	97.97	1.282	181.42	121.32	1.272
R_{inter}=0,70	*Itér=100*	208.49	104.55	1.223	242.54	81.47	1.522	215.40	73.14	1.716	253.33	124.65	1.771	161.40	81.54	1.798
	Itér=50				226.43	58.94	1.252	172.92	48.95	1.311	147.96	49.83	1.383	147.52	50.80	1.367
	Itér=40				215.41	56.43	1.221									
R_{inter}=1	*Itér=100*	206.31	139.55	1.253	230.88	74.88	1.523	200.44	62.83	1.690	246.11	136.92	1.966	165.79	86.71	2.052
	Itér=50				208.46	53.72	1.267	172.92	48.95	1.311	182.23	55.94	1.228	144.47	49.94	1.460
	Itér=40													145.79	50.03	1.255

Tableau A2- Déplacements horizontaux et verticaux du mur de soutènement sous effets des sols de fondation- H=1,4b, X= 1b/4

X=1b/4		$\frac{Sol\ soutenu\ 1}{Sol\ de\ fondation1} \ldots \left(\frac{MC}{MC}\right)$			$\frac{Sol\ soutenu\ 1}{Sol\ de\ fondation2} \ldots \left(\frac{MC}{MC}\right)$			$\frac{Sol\ soutenu\ 1}{Sol\ de\ fondation3} \ldots \left(\frac{MC}{MC}\right)$		
		U_x (mm)	U_Y (mm)	M_{sf}	U_x (mm)	U_Y (mm)	M_{sf}	U_x (mm)	U_Y (mm)	M_{sf}
R_{inter}=0,20	***Itér=100***	**423.28**	**169.76**	**1.022**	**293.11**	**134.47**	**1.085**	**29.65**	**24.52**	**1.080**
R_{inter}=0,70	***Itér=100***	**332.32**	**145.03**	**1.256**	**251.49**	**149.66**	**1.509**	**37.35**	**34.17**	**1.500**
	Itér=50				**185.61**	**85.86**	**1.201**			
	Itér=40							**14.39**	**11.17**	**1.256**
R_{inter}=1	***Itér=100***	**316.40**	**142.30**	**1.240**	**224.83**	**129.80**	**1.504**	**624.28**	**622.78**	**1.604**
	Itér=50	**314.48**	**132.84**	**1.207**						
	Itér=40				**179.14**	**84.59**	**1.269**			
	Itér=20							**13.98**	**11.33**	**1.312**

Tableau A3- Déplacements horizontaux et verticaux du mur de soutènement sous effets des sols Soutenus- H=1,4b, X= 1b/4

X=1b/4		$\frac{Sol\ soutenu\ 1}{Sol\ de\ fondation1} \ldots \left(\frac{MC}{HSM}\right)$			$\frac{Sol\ soutenu\ 2}{Sol\ de\ fondation1} \ldots \left(\frac{MC}{HSM}\right)$			$\frac{Sol\ soutenu\ 3}{Sol\ de\ fondation1} \ldots \left(\frac{MC}{HSM}\right)$			$\frac{Sol\ soutenu\ 4}{Sol\ de\ fondation1} \ldots \left(\frac{MC}{HSM}\right)$		
		U_x (mm)	U_Y (mm)	M_{sf}	U_x (mm)	U_Y (mm)	M_{sf}	U_x (mm)	U_Y (mm)	M_{sf}	U_x (mm)	U_Y (mm)	M_{sf}
R_{inter}=0,20	***Itér=100***	**361.75**	**130.89**	**1.175**	**343.21**	**114.29**	**1.322**	**306.23**	**81.26**	**1.088**	**323.25**	**92.61**	**1.097**
R_{inter}=0,70	***Itér=100***	**242.54**	**81.47**	**1.522**	**259.21**	**93.45**	**1.661**	**217.94**	**58.08**	**1.290**	**225.65**	**64.92**	**1.295**
	Itér=50	**226.43**	**58.94**	**1.252**	**212.17**	**53.32**	**1.270**				**217.98**	**57.72**	**1.217**
	Itér=40	**215.41**	**56.43**	**1.221**									
R_{inter}=1	***Itér=100***	**230.88**	**74.88**	**1.523**	**261.14**	**92.02**	**1.570**	**213.06**	**53.50**	**1.317**	**218.16**	**59.28**	**1.285**
	Itér=50	**208.46**	**53.72**	**1.267**	**229.19**	**65.22**	**1.417**						

ppel-Gratuit.com