

UNIVERSITÉ SAAD DAHLAB DE BLIDA

Faculté des Sciences de l'Ingénieur

Département de Génie Civil

MÉMOIRE DE MAGISTER

Spécialité : Constructions Civiles et Industrielles

ANALYSE EXPÉRIMENTALE ET NUMÉRIQUE DE L'INTERACTION SOL/SOUTÈNEMENT RIGIDE

Par

Younès AMEUR

Devant le jury composé de :

Z.E.A.ZITOUNI	Maître de conférence, U.S.T.S.D. Blida	Président
B.MELBOUSSI	Maître de conférence, U.M.M.TIZI Ouzou	Examineur
K.GRINE	Chargé de cours U.S.T.S.D. Blida	Examineur
A.BOUAFIA	Professeur, U.S.T.S.D. Blida	Rapporteur

Blida, Avril 2005

ملخص الرسالة

يهدف هذا البحث لدراسة التأثير المتبادل بين التربة و جدار الاستناد و ذلك باستعمال طريقة العناصر المنتهية الغير خطية من خلال برنامج Z_Soil و طريقة تجريبية على نموذج مصغر لجدار الاستناد مع تعويض التربة بكريات حديدية متماثلة.

تم التوصل من الناحية الرقمية لدراسة منحنيات تحميل جدار الاستناد و أثر العديد من المؤثرات على سلوك الجدار، من الناحية التجريبية الى دراسة خطوط انزلاق التربة خلف جدار الاستناد.

كلمات مفاتيح: جدار استناد، تربة، العناصر المنتهية، نموذج مصغر، خطوط انزلاق.

Résumé du mémoire.

Cette recherche a pour objectif l'étude de l'interaction sol/mur, en utilisant la méthode des éléments finis non linéaire du logiciel Z_Soil, ainsi qu'en menant des essais sur modèles réduits d'un mur de soutènement retenant un massif formé d'un empilement de billes métalliques identiques .

L'étude numérique a permis d'étudier l'influence de plusieurs paramètres sur la courbe de chargement du mur, et l'étude expérimentale a permis d'analyser qualitativement les lignes de rupture du sol derrière le mur.

Mots-clefs: Mur de Soutènement, Sol, Éléments Finis, Modèle Réduit, Lignes de Rupture.

Abstract of dissertation.

This research work is aimed at studying the soil/wall interaction by using the non linear finite element analysis on the basis of the software Z_Soil, as well as by carrying out small scale models tests on model of a wall retaining backfill an artificial consisting of metallic spheres of identical diameters.

The numerical analyses led to study the influence of many factors on the load-deflection curve, whereas the experimental campaign allowed a qualitative study of the slip lines through the backfill materiel

Keywords: Retaining Wall, Soil, Finite Elements, Small-Scale Model, Slip Lines

REMERCIEMENTS

Le travail présenté dans ce mémoire a été réalisé au département de génie civil de la faculté des Sciences de l'ingénieur, de l'université Saad Dahlab de Blida.

Les essais expérimentales ont été faite au laboratoire du l'école de l'hydraulique Soumâa de Blida (ENSH).

Je tiens à remercier très sincèrement le professeur A. BOUAFIA, qui a dirigé cette thèse. Qu'il me soit permis de lui exprimer toute ma reconnaissance pour son aide précieuse sur tous les plans. Ses conseils efficaces et ses encouragements, m'ont permis de beaucoup, tout en menant à bien ce travail.

Je tiens à remercier M^f B. MENADI le directeur de l'institut du génie civil.

Mes plus vifs remerciements s'adressent vers les membres de jury d'avoir accepté d'évaluer ce travail.

Je tiens à remercier vivement le directeur de l'ENSH de BLIDA pour leur bon accueil.

Mes plus vifs remerciement s'adressent vers le technicien M^r A. MANAA de ma voir fait bénéficier de sa compétence, et de m'avoir encouragé continuellement dans mes essais, je lui exprime toute ma reconnaissance.

Enfin je ne saurais terminer sans remercier tous les membres de l'institut de génie civil de l'université de BLIDA qu'ils soient enseignants, chercheurs, ou administrateurs.

Sans oublier mes chères collègues Taher, Sid Ahmed, Mohamed, mes collègues des promotions 2002,2003,2004 et mes chères amies Mohamed, Omer, Rafik, Saïd, Maamer Amine, Redha, Abd El Kader et les autres pour leur soutient moral.

Je remercie du fond du cœur tous ceux qui m'ont aidé de près où de loin à accomplir ce travail.

LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

Figure 1.1	Ouvrages de soutènement entrent dans la première catégorie.	04
Figure 1.2	Passage supérieur à cadre fermé- Mur fixe-	05
Figure 1.3	Profil en travers d'une route à travers un déblai - Mur non fixe-	05
Figure 1.4	Ouvrages de soutènement entrent dans la deuxième catégorie.	06
Figure 1.5	Ouvrages de soutènement entrent dans la troisième catégorie.	07
Figure 1.6	La poussée et la butée.	08
Figure 1.7	Diagramme pression déplacement P-Y.	08
Figure 1.8	Convention des signes.	09
Figure 1.9	Cercles de rupture dans le plan de Mohr.	10
Figure 1.10	Principe de la théorie de coulomb généralisée avec $C=0$.	16
Figure 1.11	Généralisation de la méthode de COULOMB.	17
Figure 1.12	Lignes de glissement et la zone plastique d'après Rankine.	20
Figure 1.13	Abaques de Sokolovski.	23
Figure 1.14	Méthode de Sokolovski au cas de poussée.	25
Figure 1.15	Théorème des états correspondants d'après Caquot.	25
Figure 1.16	La méthode graphique de Culmann au cas de la poussée.	26
Figure 1.17	La méthode graphique de Terzaghi, 1943.	27
Figure 1.18	La variation de K_p en fonction de l'angle de frottement δ (b) d'après Coulomb (c) d'après Térzaghi.	28
Figure 1.19	La construction graphique de poncelet au cas de la poussée.	29
Figure 1.20	Ligne de glissement d'après kezdy.	30
Figure 1.21	Surcharge concentrée.	31
Figure 1.22	Surcharge linéaire.	32
Figure 1.23	Surcharge partiellement.	32
Figure 1.24	Surcharge uniforme semi-infini (a), surcharge uniforme infini (b).	33
Figure 1.25	Surcharge triangulaire.	34
Figure 1.26	Les abaques donnés par AFNOR pour calculer K_a et K_p .	34
Figure 1.27	Le diagramme Q- ε .	36
Figure 1.28	Le diagramme P-Y.	36

Figure 1.29	Les modes possibles de mouvement d'un mur rigide.	37
Figure 1.30	Les dimensions du maillage utilisé dans l'étude de Fathey Elsaid.	39
Figure 1.31	Schémas d'essais menés par Reimbert.	41
Figure 1.32	Formation de la surface de rupture par butée dans le sable dense pour les trois modes de mouvement.	43
Figure 1.33	Dimension du maillage utilisé par ces deux auteurs.	44
Figure 1.34	Construction graphique de Culmann en cas de la Poussée.	49
Figure 1.35	Construction graphique de Culmann en cas de la Butée.	50
Figure 1.36	Construction graphique de poncelet en cas de la Poussée.	51
Figure 1.37	Construction graphique de poncelet en cas de la Butée.	52
Figure 2.1	Les dimensions du modèle expérimental.	57
Figure 2.2	Dimensions conseillées du maillage pour la modélisation d'un mur poids.	58
Figure 2.3	Le modèle choisi et leurs dimensions retenues.	59
Figure 2.4	Dispositif de l'essai à la flexion du plexiglas.	60
Figure 2.5	Courbes présentent la force appliquée en fonction de la flèche pour la deuxième et la troisième modèle de console.	62
Figure 2.6	Les billes utilisées dans les expériences.	63
Figure 2.7	La boîte utilisée dans l'essai d'étalonnage.	64
Figure 2.8	Courbe donnant la variation de la densité γ^d en fonction de la hauteur de la chute H.	65
Figure 2.9	Courbe de compressibilité e en fonction de $\log \sigma$ pour l'essai n 1 avec nombre des billes de 237.	69
Figure 2.10	Courbe de compressibilité e en fonction de $\log \sigma$ pour l'essai n 2 avec nombre des billes de 218.	69
Figure 2.11	Courbe de variation des contraintes en fonction de la déformation verticale.	70
Figure 2.12	Le modèle mur.	71
Figure 2.13	Le portique de chargement et la disposition du chargement.	71
Figure 2.14	La centrale de mesures.	72
Figure 2.15	Les capteurs de déplacement.	72
Figure 2.16	Assemblage cubique et rhomboédrique.	73
Figure 2.17	L'assemblage utiliser.	74
Figure 2.18	Dispositif du modèle sol/mur.	74
Figure 2.19	Dispositif de chargement horizontal du mur.	75
Figure 2.20	Photos illustrant les mouvements possibles du sol derrière le mur.	76

Figure 2.21	Les courbes de chargement au cas de la poussée pour B=5.7 cm.	77
Figure 2.22	Les courbes de chargement au cas de la Butée pour B=5.7 cm.	78
Figure 2.23	Les courbes de chargement au cas de la poussée pour B=3.8 cm.	78
Figure 2.24	Les courbes de chargement au cas de la Butée pour B = 3.8 cm.	79
Figure 2.25	Séquences d'images représentant le mécanisme de la rupture pour chaque essai en cas de poussée avec le mur B=38 mm.	80
Figure 2.26	Séquences d'images représentant le mécanisme de la rupture pour chaque essai en cas de buée avec le mur B=38 mm.	81
Figure 2.27	Séquences d'images représentant le mécanisme de la rupture pour chaque essai en cas de poussée avec le mur B=57 mm.	82
Figure 2.28	Séquences d'images représentant le mécanisme de la rupture pour chaque essai en cas de butée avec le mur B=57 mm.	83
Figure 3.1	Représentation en trois direction les deux critères, Critère de Drücker-Prager et Mohr Coulomb.	89
Figure 3.2	L'élément d'interface.	90
Figure 3.3	Modélisation prend pour le dimensionnement.	91
Figure 3.4	Sensibilité du déplacement horizontal Y_0 en tête du mur aux distances d (point d'application de la charge concentrée).	92
Figure 3.5	Le maillage du modèle choisi en fonction de la hauteur H du mur.	94
Figure 3.6	Présentation schématique du problème 1 étudié.	97
Figure 3.7	Présentation schématique du problème 2 étudié.	98
Figure 3.8	Courbe de chargement.	102
Figure 3.9	Courbe typique de chargement.	103
Figure 3.10	Variation de la pente α en fonction du rapport d/B.	104
Figure 3.11	Variation de la charge limite en fonction du rapport d/B.	105
Figure 3.12	Effet de la rigidité sur le déplacement horizontale du mur (a) mur rigide, (b) mur semi rigide.	106
Figure 3.13	Variation de la pente α en fonction du rapport k_r .	107
Figure 3.14	Variation de la charge limite q_{lim} en fonction du rapport k_r .	107
Figure 3.15	Variation de la pente α en fonction du rapport H/B pour les trois sols étudiés (cas d'une surcharge linéaire).	108
Figure 3.16	Variation de la pente α en fonction du rapport D/H pour les trois sols étudiés (cas d'une surcharge linéaire).	109
Figure 3.17	Variation de la charge limite q_{lim} en fonction du rapport H/B pour les trois sols étudiés (cas d'une surcharge linéaire).	110
Figure 3.18	Variation de la charge limite q_{lim} en fonction du rapport D/H pour les trois sols étudiés (cas d'une surcharge linéaire).	111

Figure 3.19	Variation de la pente α en fonction du rapport H/B pour sol pulvérulent et cohérent (cas d'une surcharge répartie).	112
Figure 3.20	Variation de la pente α en fonction du rapport D/H pour sol pulvérulent et cohérent (cas d'une surcharge répartie).	113
Figure 3.21	Variation de la pente α en fonction du rapport B_1/H pour sol pulvérulent et cohérent (cas d'une surcharge répartie).	114
Figure 3.22	Variation de la charge limite Q_{lim} en fonction du rapport H/B pour sol pulvérulent et cohérent (cas d'une surcharge répartie).	115
Figure 3.23	Variation de la charge limite Q_{lim} en fonction du rapport D/H pour sol pulvérulent et cohérent (cas d'une surcharge répartie).	116
Figure 3.24	Variation de la charge limite Q_{lim} en fonction du rapport B_1/H pour sol pulvérulent et cohérent (cas d'une surcharge répartie).	117
Tableau 1.1	L'angle de rotation du mur nécessaire pour atteindre la poussée minimale.	39
Tableau 1.2	L'angle de rotation du mur nécessaire pour atteindre la poussée minimale.	40
Tableau 1.3	La valeur de translation du mur nécessaire pour atteindre la poussée minimale.	40
Tableau 1.4	Les valeurs limites des déplacements en poussée.	46
Tableau 1.5	Position de la résultante de la poussée.	46
Tableau 1.6	Les valeurs de la poussée et la butée déterminer par les différentes méthodes pour l'exemple 1.	48
Tableau 1.7	Tableau 1.7 : Les valeurs de la poussée et la butée déterminer par les différentes méthodes pour l'exemple 2.	48
Tableau 1.8	Les valeurs de la distance d et l'angle θ déterminer par les différentes méthodes pour les deux exemples.	49
Tableau 2.1	Les dimensions des échantillons utilisés dans les expériences.	60
Tableau 2.2	Résultats de l'essai n° 1.	61
Tableau 2.3	Résultats de l'essai n° 2.	62
Tableau 2.4	Résultats de l'essai N° 3.	62
Tableau 2.5	Valeurs moyens du module d'élasticité et le coefficient de variation C_v pour chaque essai.	64
Tableau 2.6	Variation de la densité γ^d en fonction de la hauteur de chute H.	66
Tableau 2.7	Chargement et déchargement de l'échantillon.	68
Tableau 2.8	Les valeurs de L'indice de vide e de chargement.	69
Tableau 2.9	Les valeurs de L'indice de vide e de déchargement.	69

TABLE DES MATIÈRES

RÉSUMÉ	
REMERCIEMENT	
TABLE DES MATIÈRES	
LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX	
INTRODUCTION	01
1. ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE	03
1.1. Introduction	03
1.2. Généralités sur les murs de soutènement	03
1.3. Pressions des terres derrière un mur rigide	07
1.3.1. Notion de poussée, butée et de la courbe P-Y	07
1.3.1.1. Paramètres mécaniques de mobilisation des pressions de terre	08
1.3.1.2. Convention des signes	09
1.3.1.3. États d'équilibres du sol derrière le mur	09
1.3.1.4. Pressions active, passive et celle au repos	10
1.3.1.5. Signification physique des coefficients de poussée et butée	13
1.3.1.6. État de surface de contact sol / mur	13
1.3.2. Méthodes de calcul de la pression des terres sur un mur rigide	14
1.3.2.1. Méthodes basées sur l'élasticité	14
1.3.2.2. Méthodes basées sur la plasticité (théorie d'équilibre limite)	14
1.3.2.3. Méthodes basées sur la recherche d'un extremum (méthodes graphiques)	15
1.3.3. Théorie de Coulomb (1773)	15
1.3.3.1. Principe de la théorie.....	15
1.3.3.2. La pression de la poussée et de la butée et leurs coefficients	17
1.3.4. Théorie de Rankine (1856)	19
1.3.4.1. Principe de la théorie.....	19
1.3.4.2. La pression de la poussée et la butée et leurs coefficients	20
1.3.5. Méthode de Sokolovski (1960)	22

1.3.5.1. Cas d'un sol pesant pulvérulent non surchargé	22
1.3.5.2. Cas d'un sol non pesant et surchargé	23
1.3.6. Méthode de Caquot Kérisel	24
1.3.6.1. Cas d'un sol pesant pulvérulent non surchargé	24
1.3.6.2. L'effet de la cohésion et le théorème de Caquot	25
1.3.7. Les méthodes graphiques	26
1.3.7.1. Méthode de Culmann (1875)	26
1.3.7.2. Méthode de Terzaghi (1943)	28
1.3.7.3. Méthode de Brinch Hansen (1953)	28
1.3.7.4. Méthode graphique de Poncelet (1840)	29
1.3.7.5. Méthode dérivée des théories de Coulomb et de Rankine.....	30
1.3.8. Méthodes traitant de l'effet de surcharge	31
1.3.8.1. Cas d'une surcharge concentrée	31
1.3.8.2. Cas d'une surcharge linéaire infinie	31
1.3.8.3. Cas d'une surcharge partiellement uniforme (Bande de longueur infinie)	32
1.3.8.4. Cas d'une surcharge uniforme infini et semi-infini	33
1.3.8.5. Cas d'une surcharge triangulaire	33
1.3.9. Abaques de K_a - K_p proposé par l'association française de normalisation	34
1.3.10. Conclusion sur les pressions des terres derrière un mur rigide.....	35
1.4. Modes de déplacement d'un mur rigide	35
1.4.1. Les pressions de terre et le déplacement d'un mur rigide	35
1.4.2. Les amplitudes des pressions (poussée, butée) et la question de la cinématique des murs	37
1.4.2.1. Pression active (état de poussée)	37
1.4.2.2. Pression passive (butée)	39
1.4.3. Modélisation par éléments finis	39
1.4.4. Conclusion sur les modes de déplacement d'un mur rigide	40
1.5. Modélisation expérimentale et numérique du comportement des murs rigides	40
1.5.1. Modélisation expérimentale	40
1.5.2. Modélisation numérique de l'interaction sol / mur	43
1.5.3. Conclusion sur la modélisation	46
1.6. Analyse comparative et critique des méthodes	46
1.6.1. Etude comparative	47

1.6.2. Critique de la théorie de Coulomb et Rankine	53
1.6.3. Conclusion sur l'analyse comparative	54
1.7. Conclusion	54
2. ETUDE EXPERIMENTALE	55
2.1. Introduction	55
2.2. Conception du modèle plan mur/sol et description des dispositifs expérimentaux	55
2.2.1. Objectif de l'étude expérimentale	56
2.2.2. Condition de similitude	56
2.2.3. La conception du modèle sol / mur	57
2.2.4. Description des moyens expérimentaux	59
2.2.4.1. Matériau du box (plexiglas)	59
2.2.4.2. Le matériau du massif de sol	63
2.2.4.3. Le matériau du MUR	70
2.2.4.4. Le portique de chargement	71
2.2.4.5. La centrale de mesures et les capteurs de déplacements	72
2.2.5. Conclusion sur la conception du modèle plan sol/mur	72
2.3. Description du modèle sol/mur et programme d'essai	73
2.3.1. Modèle sol/mur	73
2.3.2. Remplissage du massif	73
2.3.3. Dispositif du chargement	75
2.3.4. Programme d'essais	75
2.3.5. Conclusion sur le Description du modèle sol/mur et programme d'essai	76
2.4. Présentation et interprétation des résultats expérimentaux	76
2.4.1. Les courbes de chargement	77
2.4.2. Mécanisme de rupture (surface de glissement)	80
2.4.3. Synthèse des résultats	84
2.4.4. Comparaison	84
2.4.5. Conclusion sur la Présentation et interprétation des résultats	85
2.5. Conclusion	85
3. ETUDE NUMERIQUE	87
3.1. Introduction	87

3.2. Introduction au programme d'éléments finis Z_Soil et définition du modèle plan sol / mur	87
3.2.1. Présentation du Logiciel Z-Soil	88
3.2.2. Présentation du modèle plan sol / mur	90
3.2.2.1. Méthodologie à la modélisation	90
3.2.2.2. Les dimensions du maillage du modèle plan sol / mur	91
3.2.2.3. Choix des éléments du modèle	95
3.2.3. Conclusion sur le modèle choisi	95
3.3. Étude paramétrique	96
3.3.1. Analyse Dimensionnelle	96
3.3.2. Paramètres de l'étude	99
3.3.3. Méthode d'analyse et interprétation	102
3.3.4. Résultats et interprétation	103
3.3.4.1. Effet de d/B	103
3.3.4.2. Effet de la rigidité k_r	105
3.3.4.3. Comportement du système sol/mur en présence d'une surcharge linéaire Q	108
3.3.4.4. Comportement du système sol/mur en présence d'une surcharge répartie (pression)	112
3.3.4. Conclusion sur l'interprétation des résultats	118
3.4. Conclusion	119
CONCLUSION	120
APPENDICES	123
A. Présentation du logiciel Z_Soil.	123
B. Analyse dimensionnelle "Théorème de π de BUCKINGHAM"	126
C. Illustrations graphiques	128
D. Liste des symboles.....	169
RÉFÉRENCES	172

INTRODUCTION

Le dimensionnement des ouvrages de soutènement et le problème d'interaction entre ces ouvrages et le sol soutenu sont des problèmes connus dans le domaine de géotechnique. De nombreuses méthodes ont été proposées par différents chercheurs, afin d'évaluer les intensités des pressions des terres sur ces ouvrages en état actif et passif.

Il existe d'autres paramètres qui interviennent dans le dimensionnement des murs de soutènement, tels que la charge maximale appliquée sur la partie amont du sol (ou capacité portante), la distance de la tête du mur à cette charge, le mode de mouvement du mur, la surface du glissement des terres derrière le mur...etc. Ces paramètres doivent être connus afin d'éviter un endommagement possible après la mise en œuvre de ces ouvrages.

Le travail présenté dans ce mémoire est consacré à l'analyse expérimentale et numérique de l'interaction sol / mur rigide. Ce mémoire est organisé en trois chapitres :

Chapitre 1 :

Dans ce premier chapitre, on expose les différents types de système de soutènement, ainsi que les méthodes courantes les plus utilisées pour calculer les intensités des pressions des terres derrière un mur de soutènement. L'influence des modes de mouvement du mur sur les amplitudes, les distributions des pressions des terres et les valeurs limites du déplacement nécessaire pour atteindre les deux états de rupture sont présentés. Ainsi on présente des travaux expérimentaux et numériques menés par des chercheurs sur ce sujet et les différents résultats obtenus. On termine ce premier chapitre par une analyse critique de certaines méthodes de calcul en comparant les résultats de calcul des pressions déterminées.

Chapitre 2 :

Ce deuxième chapitre est consacré à l'élaboration d'un modèle réduit du système sol/mur qui sera soumis à des essais expérimentales au laboratoire en gravité naturelle (les essais ont été faits à l'école d'hydraulique ENSH de Blida). On expose dans ce chapitre l'objectif de l'étude expérimentale, un aperçu sur les conditions de similitude, ainsi que les

différentes étapes de la conception et le choix du modèle expérimental du système sol/mur. On présente aussi le dispositif de chargement, le programme d'essais et les démarches suivies pour concevoir et réaliser le modèle réduit. On termine ce chapitre avec une présentation des différents résultats obtenus à savoir les courbes de chargement, les mécanismes de rupture, ainsi que une comparaison des résultats obtenus avec ceux déduits des méthodes qui traitent ce genre de problème.

Chapitre 3 :

Le troisième chapitre s'articule sur l'analyse non linéaire bidimensionnelle par la méthode des éléments finis du comportement d'un mur de soutènement soutenant un massif élastique parfaitement plastique défini par le critère de Drucker Prager à l'aide du logiciel Z_Soil.

Après la présentation du logiciel Z_Soil utilisé dans cette analyse, on présente le modèle de maillage adopté ainsi que les dimensions retenues à partir d'un dimensionnement préalable, cela nous a permis de présenter une analyse adimensionnelle afin de déterminer les paramètres adimensionnels utilisés dans l'étude paramétrique. Les différentes courbes de chargement obtenues ainsi que l'effet des paramètres physique fixés sur la pente initiale α et sur la charge limite q_{lim} des courbes de chargement sont présentés.

Finalement, on termine ce modeste travail par une conclusion générale dans laquelle on propose des recommandations sur la prise en charge de certains paramètres sur le comportement du système sol/mur dans les futures recherches.

CHAPITRE 1

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1. Introduction

Le dimensionnement des ouvrages de soutènement et la connaissance des efforts de contact entre le sol et ces ouvrages ont attiré l'attention de plusieurs chercheurs depuis plusieurs années et ce du début du 18^{ème} siècle jusqu'à nos jours. On présente dans ce premier chapitre une synthèse bibliographique concernant les différentes méthodes courantes de calcul de pression derrière les murs. Ces méthodes sont variées et comportent entre autre les méthodes empiriques et celles reposant sur des essais sur modèles réduits.

Avant d'exposer le contenu de ce chapitre on commence par une généralité sur les murs de soutènements.

On présente dans ce chapitre premièrement les différentes méthodes et les approches théoriques courantes de calcul des pressions de terre derrière un écran de soutènement rigide. Ces méthodes sont le fruit de plus de deux siècles de recherche. En second lieu, l'analyse des déplacements du mur est présentée ainsi que les différents modes ou types du mouvement possibles. Troisièmement c'est les méthodes expérimentales pour l'analyse du comportement des murs de soutènement et des résultats menés par des essais soient au laboratoire sur des modèles réduits, soit in-situ à grande échelle, ainsi que les différents résultats obtenus par la méthode des éléments finis. Enfin, on termine par une analyse comparative et critique des méthodes exposées.

1.2. Généralités sur les murs de soutènement

Un massif de terre ne pouvant présenter une stabilité suffisante vis-à-vis du glissement, doit être soutenu par des structures dites ouvrages de soutènement. Il en existe une grande variété et leur mise en œuvre peut être faite à titre temporaire ou définitif. Les murs de soutènement sont caractérisés par des fonctionnements différents et conduisant à des études différentes de stabilité.

- Classement des systèmes de soutènements

Les ouvrages de soutènements sont des ouvrages courants du génie civil. Il existe de nombreux types qui ont été conçus pour répondre aux situations les plus diverses. Ces ouvrages se différencient les uns des autres essentiellement par ;

- Leur morphologie (ouvrages massifs, rideaux et parois ancrées ou non, etc.),
- Leur mode de fonctionnement et les méthodes de dimensionnement dont ils relèvent,
- Les matériaux qui les constituent (maçonnerie, béton armé, etc.),
- Leur mode d'exécution, qui peut être très différent suivant le type d'ouvrage,
- Leur domaine d'emploi privilégié (ouvrage en remblai ou en déblai, site aquatique, etc.).

Les systèmes de soutènements peuvent être classés en trois grandes catégories [11] :

a) La première catégorie

C'est celle des murs autostables. Appartiennent à cette catégorie les murs poids en maçonnerie ou en béton, murs en béton armé avec semelles, murs à contrefort, murs cellulaires, murs caissons, murs préfabriqués, et les murs en gabions,...etc. Le mur poids en maçonnerie constitue le système de soutènement le plus ancien, et la stabilité de l'ouvrage est assurée par leur poids propre d'une part et d'autre part par le poids de remblai derrière lui.

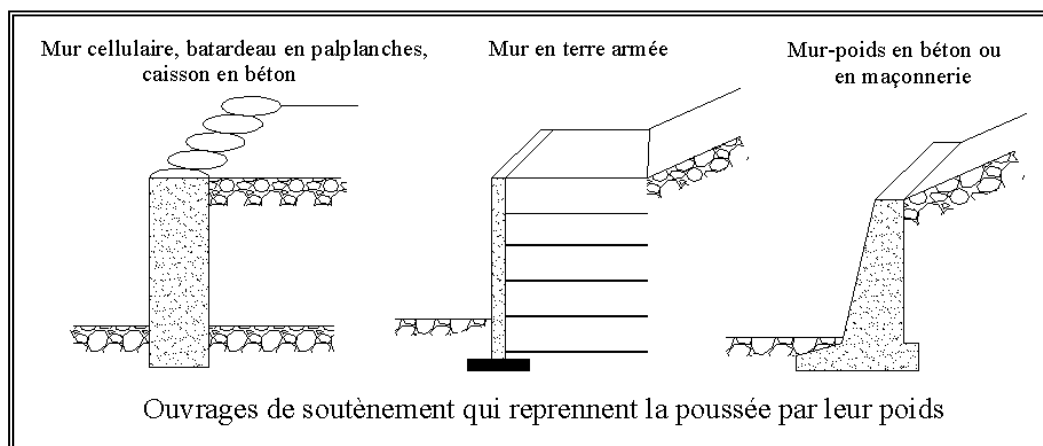


Figure 1.1 : Ouvrages de soutènement entrent dans la première catégorie.

Tous les types de cette catégorie sont caractérisés par des surfaces de contact le long de la hauteur (mur/sol) indéformables. Cette surface reste plane avant et après le chargement. Il s'agit de la catégorie des murs rigides.

On peut classer ce type de mur dans deux types, les murs rigides fixes illustrés à la Figure 1.2 et les murs rigides non fixes à la Figure 1.3. Le premier type dit fixe s'il n'effectue ni translation ni rotation ou bien il effectue un mouvement négligeable. Dans ce cas là le remblai derrière le mur reste en état de repos. Concernant le deuxième type, il peut effectuer un mouvement d'une rotation ou de translation, ils ont dits mur rigides déplaçables et les pressions agissantes sur ce dernier changent selon le sens de la direction du déplacement du mur.

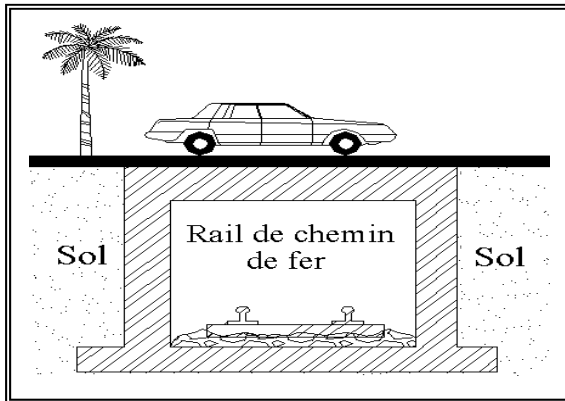


Figure 1.2 : Passage supérieur à cadre fermé.

- Mur fixe-

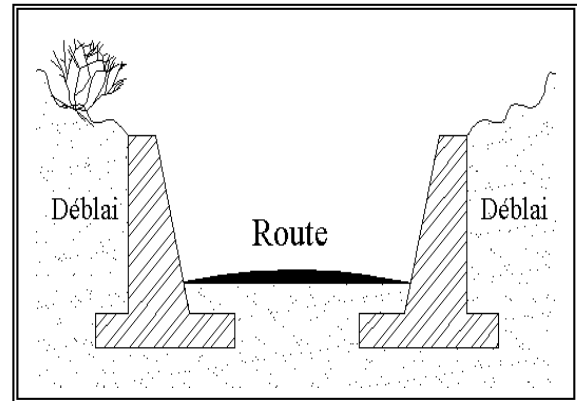


Figure 1.3 : Profil en travers d'une route à travers un déblai - Mur non fixe-

- les murs poids

Ces murs sont pratiquement les plus anciens. Ils ont pour objectif d'équilibrer la poussée des terres par l'action de leur poids propre. Ils sont réalisés en béton armé ou en maçonnerie.

Ils ont le plus souvent une forme trapézoïdale, avec une largeur à la base couramment égale à un peu plus du tiers de la hauteur. La semelle de fondation peut-être légèrement inclinée sur l'horizontale, pour améliorer la stabilité de l'ouvrage au glissement.

- Les murs en béton armé

Le problème des murs poids est que pour des hauteurs de soutènement supérieures à 4 mètres, il faut mettre en œuvre des volumes de matériaux importants, ce qui implique des contraintes importantes au sol. On a alors recours au mur de soutènement léger, faisant intervenir les poids du sol à l'arrière de celui-ci pour assurer une part de stabilité. Ce type de mur est le plus utilisé aujourd'hui.

b) La deuxième catégorie

Les écrans plans de soutènement sont des écrans minces ancrés généralement sous le niveau du fond de fouille de manière à y mobiliser la butée/poussée des terres. Les types les plus courants sont les rideaux de palplanche, les parois en béton moulé dans le sol, les parois pré fabriquées, les rideaux de pieux sécant on jointifs, blindages de fouilles, etc. Les écrans en bois sont les systèmes les plus anciens de cette catégorie. Ces types de murs sont appelés les murs flexibles car la surface de contact sol/mur est déformable sous la pression des terres.

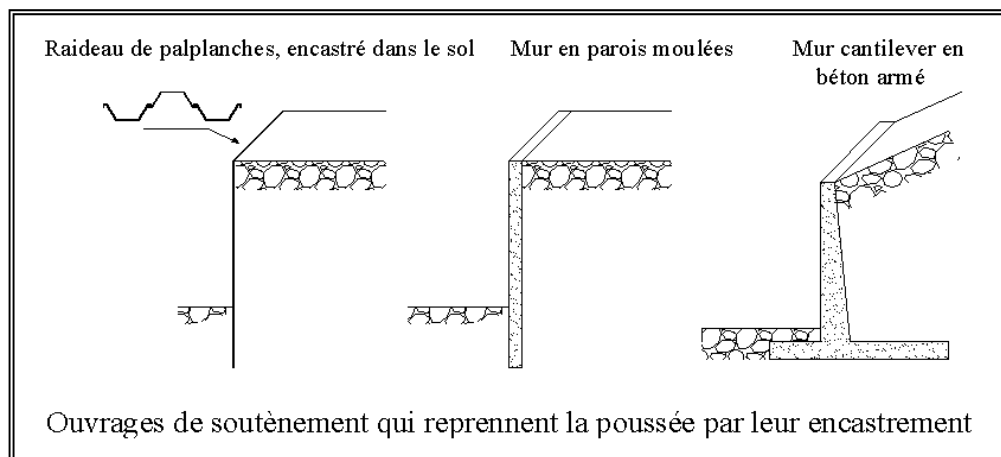


Figure 1.4 : Ouvrages de soutènement entrent dans la deuxième catégorie.

- Les rideaux de palplanche

Ce type de soutènement est caractérisé par une épaisseur relativement mince et sa résistance à la flexion joue un rôle prédominant dans la stabilité. Celle-ci est assurée par l'encastrement de l'écran dans le sol et éventuellement par des ancrages composés de tirants ou par des butons.

c) La troisième catégorie

Elle regroupe les systèmes de soutènement composites, tels que les murs en terre armée, les batardeaux composés de plusieurs rideaux de palplanches, les murs en sol cloué, murs renforcés par des géotextiles ou des géogrilles,...etc. De par leurs dimensions, ces ouvrages se rapprochent des murs poids, mais certains sont néanmoins relativement souples et peuvent tolérer des déformations importantes.

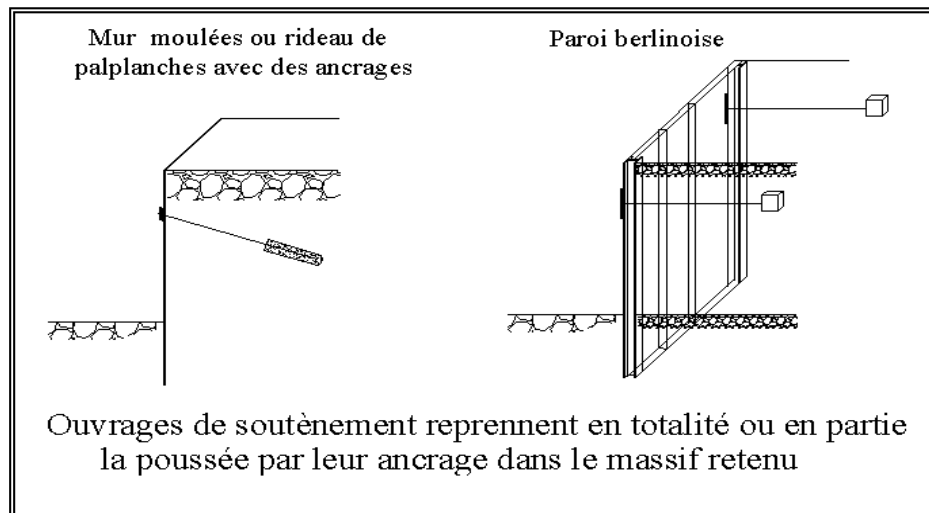


Figure 1.5 : Ouvrages de soutènement entrent dans la troisième catégorie.

Tous ces ouvrages subissent des pressions de poussée par le massif de sol soutenu en cas de déplacement vers l'extérieur du massif et/ou les pressions de butée en cas de déplacement de ces ouvrages vers l'intérieur du massif. La force de poussée est généralement équilibrée soit par le poids de l'ouvrage de soutènement, soit par l'encastrement de ce dernier dans le sol, soit enfin par des tirants d'ancrage. La force de butée est reprise par le poids de l'ouvrage soit celui par celui du massif du sol.

A partir de cette brève présentation des catégories et des différents types de systèmes de soutènement et leurs principes de fonctionnement, le type qui nous intéresse dans notre sujet de recherche est le mur autostable et exactement le mur rigide non fixes.

1.3. Pressions des terres derrière un mur rigide

La détermination des forces appliquées sur les structures en contact direct avec le sol, telles que les voiles périphériques, les fondations profondes «pieux» et les ouvrages de soutènements, est classée comme un des grands problèmes du domaine de la géotechnique. La conception sûre et économique des structures telles que le mur de soutènement exige une connaissance des efforts exercés sur elles.

Après cette détermination, on expose les différentes méthodes courantes de calcul des pressions des terres derrière un mur rigide.

1.3.1. Notion de poussée, butée et de la courbe P-Y

Considérons un système formé par un mur rigide et un massif de sol homogène illustré à la figure 1.6. La pression exercée par le sol au repos est P_0 , c'est à dire celle qui se

manifeste quand le mur est fixe. Si nous permettons un déplacement horizontal du mur vers l'extérieur du massif, la pression P_0 diminue jusqu'à un minimum P_a . Si le mur se déplace vers l'intérieur la pression P_0 croît jusqu'à un maximum P_p .

Les deux valeurs extrêmes (P_a , P_p), qui correspondent à la rupture du sol derrière le mur, sont appelées respectivement :

* Force de poussée (active) P_a minimum.

* Force de butée (passive) P_p maximum.

La figure 1.7 illustre la variation de la pression sur le mur en fonction du déplacement latéral. Un tel diagramme est appelé courbe P-Y du système sol /mur.

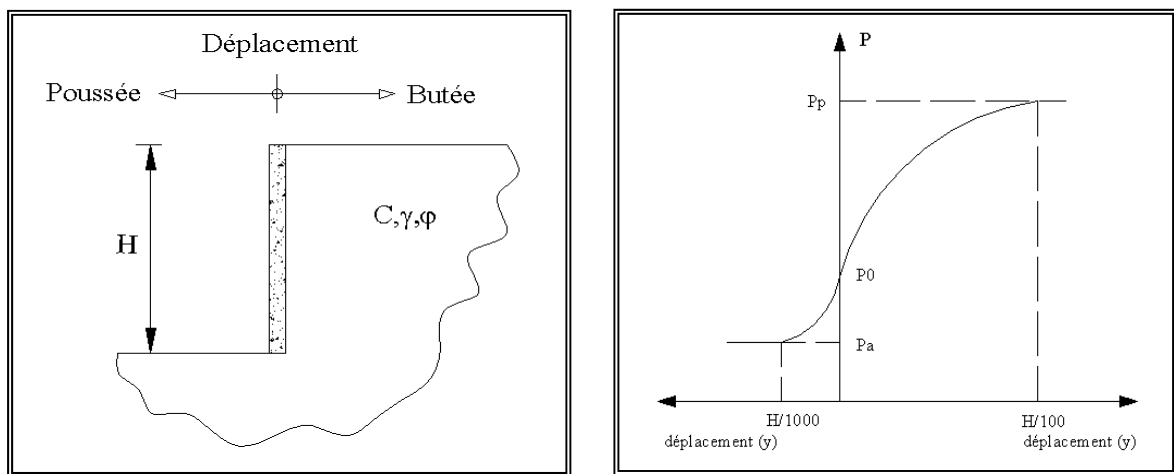


Figure 1.6 : La poussée et la butée. Figure 1.7 : Diagramme pression déplacement P-Y.

1.3.1.1. Paramètres mécaniques de mobilisation des pressions de terre

Selon les théories classiques des pressions de terre, trois paramètres essentiels doivent être connus pour pouvoir évaluer ces pressions à savoir l'angle de frottement interne φ , la cohésion C et le poids volumique γ du sol.

Coulomb définit le critère de rupture par une fonction qui lie la contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale, l'angle de frottement φ et la cohésion C .

$$\tau_1 = \pm (\sigma \operatorname{tg} \varphi + C) \quad (1)$$

τ_1 : Contrainte de cisaillement limite ou résistance au cisaillement.

σ : Contrainte normale agissant sur la facette de rupture.

C : Cohésion.

φ : Angle de frottement interne sol/sol.

Caquot et kérisel [4] proposent une formule expérimentale pour évaluer l'angle de frottement interne d'un milieu pulvérulent en fonction de l'indice de vide $tg\varphi = \frac{0.55}{e}$.

1.3.1.2. Convention des signes

Soit à la figure 1.8 une surface de contact entre un mur et le sol surchargé à la surface par une force q . La force P est exercée par le massif du sol sur le mur au point A, on définit cinq angles :

- L'angle β entre l'horizontal et la surface libre de sol,
- L'angle λ entre le vertical et la surface de mur,
- L'angle δ entre la normale à cette surface et la contrainte,
- L'angle θ entre l'horizontal et la ligne de glissement,
- L'angle α entre la verticale et la normal du remblai.

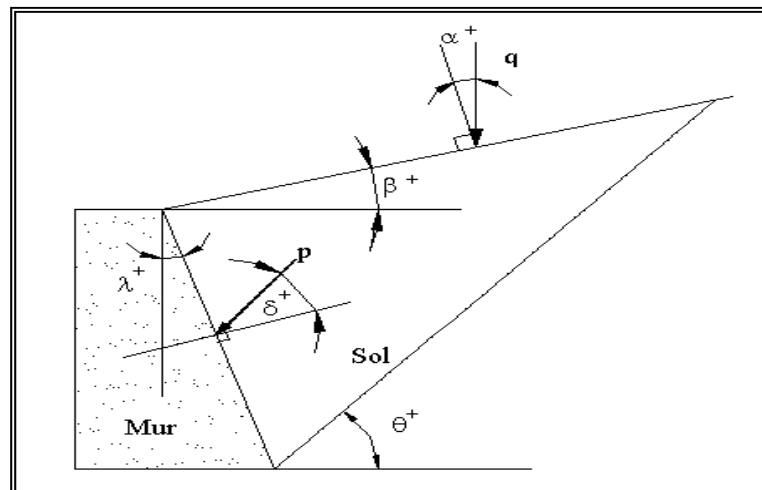


Figure 1.8 : Convention des signes.

Les cinq angles sont supposés positifs lorsqu'ils sont orientés dans le sens contraire de celui des aiguilles d'une montre.

1.3.1.3.  tats d'équilibres du sol derrière le mur

Soit un massif de sol homogène sec, à surface horizontale non chargée, dans une représentation bidimensionnelle. Dans le cas où il n'y aurait pas de possibilité de déplacement latéral, les contraintes effectives verticales et horizontales sont :

$$\sigma'_v = \gamma \times Z \quad (2)$$

$$\sigma'_h = K_0 \times \gamma \times Z \quad (3)$$

Z : La profondeur par rapport à la surface du sol.

γ : Poids volumique.

K_0 : Coefficient des terres au repos.

Il est possible d'atteindre deux états de rupture en déformant latéralement le massif par extension de ce dernier (poussée) ou par compression (butée).

La contrainte verticale est principale en un point dans le massif du sol et la contrainte horizontale est principale. Ce massif est en état d'équilibre surabondant lorsque le cercle de Mohr représentatif de l'état de contrainte en ce point se trouve à l'intérieur de la courbe intrinsèque de Coulomb. Dans le cas général, il existe une infinité de solutions d'équilibre avec deux états d'équilibre limite. A partir de la figure 1.9, nous pouvons présenter ces trois états d'équilibres :

- *États initial (repos)* : équilibre surabondant
- *État de poussée (active)* : équilibre limite
- *État de butée (passive)* : équilibre limite

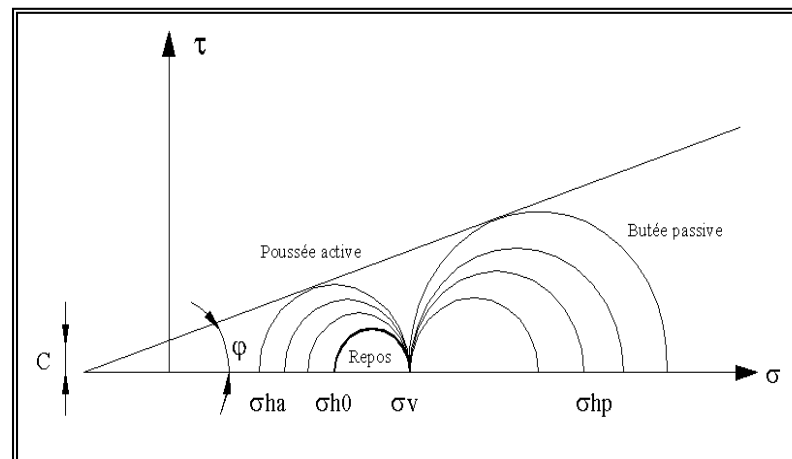


Figure 1.9 : Cercles de rupture dans le plan de Mohr [12].

1.3.1.4. Pressions active, passive et celle au repos

- Pression au repos

Au bien du sol à l'état d'équilibre surabondant (au repos), il existe une contrainte horizontale qui prend la valeur donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{h0} = \sigma_v \times K_0 \quad (4)$$

K_0 : Coefficient de pression au repos, dont $K_a < K_0 < K_p$.

L'état de repos (état de K_0) est caractérisé par :

1. Pas de déformation latérale ($\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$).
2. Déformation verticale ε_z possible.

La valeur de K_0 dépend de la nature du sol, et de l'histoire de contraintes du sol [6].

On peut estimer la valeur de K_0 d'après l'hypothèse de l'élasticité, qui considère le sol comme un matériau homogène élastique :

$$K_0 = \frac{\nu}{(1-\nu)} \quad (5)$$

Comme on peut souvent estimer le coefficient K_0 à l'aide de la formule de Jacky (1944) pour les sols normalement consolidés [6], [26].

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (6)$$

Expérimentalement, ce coefficient peut être mesuré dans un essai triaxial à déformations latérales nulles (essai K_0) [3], [26].

Le coefficient K_0 est généralement inférieur à 1, sauf dans les sols très surconsolidés [13]. Ses marges pour les différents types des sols sont les suivantes :

- Sable lâche $K_0 = 0.45$ à 0.50
- Sable compact $K_0 = 0.40$ à 0.45
- Argile normalement consolidée $K_0 = 0.5$
- Argile molle, vase $K_0 = 1$
- Argile sur consolidé K_0 variable

Pour un sol à surface horizontale, le coefficient de pression des terres au repos K_0 , peut être déterminé au moyen de la formule suivante [37]:

$$k_0 = (1 - \sin \varphi) \sqrt{R_{0C}} \quad (7)$$

R_{0C} : Le rapport de surconsolidation, il convient de ne pas utiliser cette formule pour les valeurs très élevées de ce rapport.

Lorsque le terrain est incliné vers le haut à partir du mur avec un angle β par rapport à l'horizontale, le coefficient K_0 , peut être déterminé au moyen de la formule suivante [37]:

$$k_0 = (1 - \sin \varphi) \sqrt{R_{0C}} (1 + \sin \beta) \quad (8)$$

- Pression active et passive

Supposons que, dans un massif semi infini à surface libre horizontale, une compression uniforme est appliquée. La contrainte augmente jusqu'à la rupture du sol. La résistance maximale atteinte avant rupture correspond à un état d'équilibre limite passif dite butée. La contrainte prend alors la valeur donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{hp} = K_p \times \sigma_v \quad (9)$$

K_p : Coefficient de butée.

Si au contraire, le massif est soumis à une détente uniforme, la contrainte décroît jusqu'à la rupture du sol. Il existe un autre état limite d'équilibre actif (poussée) qui est caractérisé par la valeur de la contrainte horizontale donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{ha} = K_a \times \sigma_v \quad (10)$$

K_a : Coefficient de poussée de terre.

Le cercle de Mohr permet d'exprimer les coefficient K_a et K_p en fonction de C , φ , γ et Z comme suit :

1) *Cas de la poussée :*

$$\sigma_{ha} = \sigma_v \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (11)$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{2c}{\gamma z} \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (12)$$

2) *Cas de la butée :*

$$\sigma_{hp} = \sigma_v \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) + 2c \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (13)$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{2c}{\gamma z} \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (14)$$

Pour les murs de soutènement, la poussée se manifeste quand le mur a tendance à décoller du sol et la butée quand la mur comprime le sol, il faut noter que les états actif ou passif ne sont atteints qu'après mobilisation d'un certain déplacement de mur par rapport au sol, comme le montre le diagramme P-Y de la Figure 1.7.

La pression unitaire c'est la pression exercée sur l'unité de surface de l'écran à la profondeur Z , au moment de la rupture.

Si H est la hauteur de l'écran, la poussée totale est égale $P_a = \int_0^H p_a dz$, et la butée totale est

égale $P_p = \int_0^H p_p dz$.

- Détermination de la poussée et de la butée

D'une manière générale, on peut déterminer approximativement les pressions sur un mur rigide non fixe en se basant sur le principe de superposition des effets. Il s'agit d'effectuer une décomposition de ce problème en trois composantes principales ;

a) Effet du poids de terre \vec{P}_γ .

b) Effet de la surcharge \vec{P}_q .

c) Effet de la cohésion \vec{P}_c (théorème des états correspondant).

Donc, la pression totale soit au cas de la poussée ou de la butée est égale ;

$$\vec{P}_t = \vec{P}_\gamma + \vec{P}_q + \vec{P}_c$$

Ces trois composantes peuvent être calculées par des différentes théories, comme il sera vu ultérieurement.

L'intensité et la direction de ces pressions sont en fonctions des :

- Propriétés mécaniques du sol,
- Conditions de frottement à l'interface sol/mur,
- Actions qui s'exercent sur le massif (poids propre du sol, surcharges, forces hydrauliques),
- Caractéristiques des murs (rigidité, rugosité, géométrie, système d'appuis),
- Amplitude et direction du mouvement du mur par rapport au sol.

1.3.1.5. Signification physique des coefficients de poussée et butée

Le rapport entre les deux contraintes principales dépend des caractéristiques du sol, l'état de surface de contact et de son inclinaison. C'est ce rapport, qui permet de passer de la pression verticale à la pression horizontale par :

$$\sigma_h = K \times \sigma_v. \quad (15)$$

On définit ainsi des coefficients de poussée active et butée passive K_a et K_p .

Les coefficients K_a et K_p dépendent de la géométrie du massif de la rugosité de l'écran et des caractéristiques mécanique.

Il existe plusieurs théories qu'on verra ultérieurement permettant de calculer ces coefficients.

1.3.1.6. État de surface de contact sol / mur

Généralement, l'état de surface de contact dépend de la nature des matériaux de construction. La contrainte de cisaillement limite à l'interface sol/mur τ_1 peut être exprimé par la formule suivante :

$$\tau_1 = \pm (\sigma \operatorname{tg} \delta + a) \quad (16)$$

Avec :

a : L'adhérence sol/mur.

δ : L'angle de frottement sol/mur.

Dans les calculs de stabilité des murs on ne peut pas utiliser une valeur pour l'adhérence sol/mur (a) supérieur à l'adhérence sol/sol (C) et la même remarque concerne l'angle de frottement sol/mur (δ) et celle du frottement sol/sol (φ).

L'angle de frottement δ est en général positif, car le remblais a tendance à tasser plus que le mur. Dans le cas contraire δ est négatif, donc $-\varphi < \delta < +\varphi$.

Une surface parfaitement lisse aura l'adhérence sol/mur est égale à zéro ($a=0$) et l'angle de frottement sol/mur est nul ($\delta=0$), donc cette surface est caractérisée par l'absence des contraintes de cisaillement $\tau_1=0$.

Une surface de contact parfaitement rugueuse dans ce cas là, le mur et le sol se comporte comme un seul corps. Ainsi à l'état limite d'adhérence ($\delta = \pm \varphi$).

Généralement et dans la pratique, pour évaluer les pressions de terre on admet une rugosité intermédiaire, correspondant à $\delta = 2/3 \varphi$.

1.3.2. Méthodes de calcul de la pression des terres sur un mur rigide

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées pour résoudre le problème de la détermination des pressions de terre. Elles fournissent des formules pour la détermination directe des coefficients de ces pressions en fonction de la géométrie de l'ouvrage et celle du massif soutenu. Ces méthodes sont organisées en trois grandes catégories.

1.3.2.1. Méthodes basées sur l'élasticité

La théorie de l'élasticité permet à partir des équations d'équilibre et de compatibilité, de trouver les contraintes et les déplacements en un point d'un matériau élastique.

Pour déterminer les pressions (poussée, butée) qui se produisent à la rupture du sol (domaine différent de domaine élastique), ces méthodes ne vérifient pas leurs hypothèses (élasticité).

Généralement, ces méthodes traitent l'effet des surcharges sur les murs rigides.

1.3.2.2. Méthodes basées sur la plasticité (théorie d'équilibre limite)

Les contraintes en un point peuvent être déterminées à partir des équations d'équilibre et du critère de la rupture. La théorie de Rankine (1856) et la théorie de Caquot sont basées sur ces équations.

Il existe une autre méthode basée sur la théorie de l'équilibre limite, mais aussi sur la recherche d'un extremum (maxima – minima). Il s'agit de la méthode de Coulomb (1773), qui est la plus ancienne dans cette catégorie.

1.3.2.3 Méthodes basées sur la recherche d'un extremum (méthodes graphiques)

Ces méthodes consistent à trouver une surface de glissement qui donne la valeur minimale de butée et/ou maximale de la poussée, en supposant que le massif qui glisse est un corps rigide. Ce sont des méthodes basées sur la conception graphique pour déterminer les surfaces de glissement, ce qui conduit à déterminer les pressions agissant sur un mur rigide. Parmi ces méthodes on cite : la méthode de Culmann (1875), Ohde (1938), Terzaghi (1943), Brinch Hansen (1953).

Finalement, Les méthodes de calcul les plus couramment utilisées pour le dimensionnement des murs de soutènement sont les méthodes : de Coulomb, Rankine, Sokolovski et par la méthode de Boussinesq au moyen des tables de Caquot et Kérisel.

1.3.3. Théorie de Coulomb (1773)

1.3.3.1. Principe de la théorie

Charles Augustin Coulomb est le premier à avoir établi une théorie cohérente de l'équilibre limite du sol derrière un mur rigide, et a proposé le calcul de la poussée ou la butée des terres par une méthode basée sur la recherche d'un extremum (maxima – minima) sans tenir compte de l'état de contrainte existant dans le massif du sol. Elle s'applique aux milieux pulvérulents, pesants et surchargés. Il consiste à donner une surface de glissement qui provoque sur un ouvrage de soutènement la force maximale s'il s'agit de la poussée et la force minimale, s'il s'agit de la butée. On peut obtenir ces pressions soit graphiquement soit analytiquement.

Coulomb considère les hypothèses suivantes :

- 1- Sol isotrope et homogène,
- 2- La surface de glissement potentielle est une droite et passe par le pied de l'écran,
- 3- Possibilité de déplacement de l'écran et le massif de sol au derrière de l'écran,
- 4- Le massif au-dessus de la ligne de glissement est supposé indéformable et reste en état élastique,
- 5- Compatibilité des déformations le long de la ligne de rupture,
- 6- Le sol pesant pulvérulent sans surcharge ou bien chargé ($C=0$),
- 7- La paroi de l'ouvrage de soutènement est verticale ($\lambda=0$),

8- Le sol est horizontal ($\beta=0$),

9- L'angle de frottement δ entre le mur et le sol est connu.

Les deux prismes de rupture donnent les efforts de poussée maximale et la butée minimale, opposée par le massif sur le mur, sont définis respectivement par deux plans passant par le pied de ce mur, et forment avec l'horizontale les angles de pied suivants :

$$\theta_a = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} ; \theta_p = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}.$$

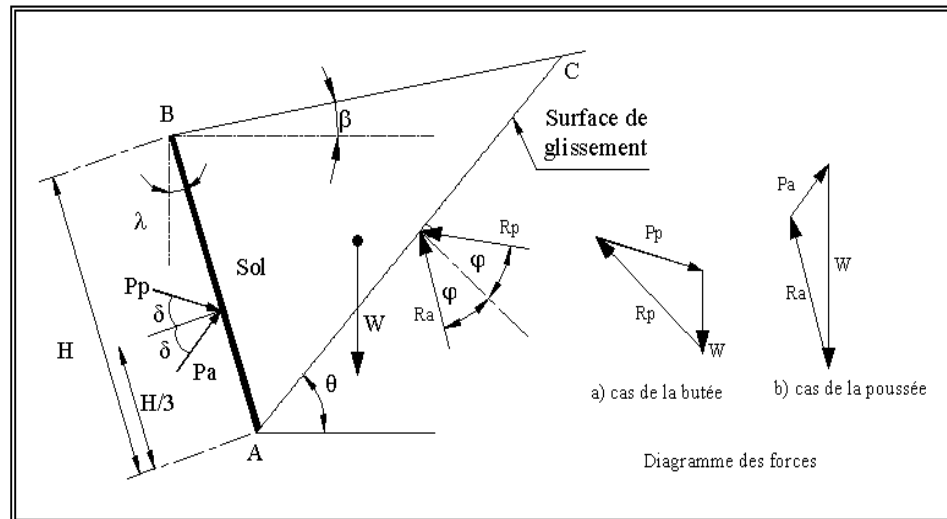


Figure 1.10 : Principe de la théorie de coulomb généralisée avec $C=0$ [3].

L'approximation du Coulomb a été généralisée[4], [6] pour des ouvrages de soutènement à parois obliques ($\lambda \neq 0$) pour un sol derrière le mur oblique à la présence de la cohésion ($C \neq 0$) et pour des poussées ou butées obliques par rapport à la paroi du mur, en tenant compte du frottement entre l'écran et le sol (voir la Figure 1.11), avec les deux hypothèses suivantes :

- 1- La rupture par cisaillement se fait suivant des plans passant par le pied de l'écran.
- 2- L'influence de la cohésion n'en modifie pas l'inclinaison.

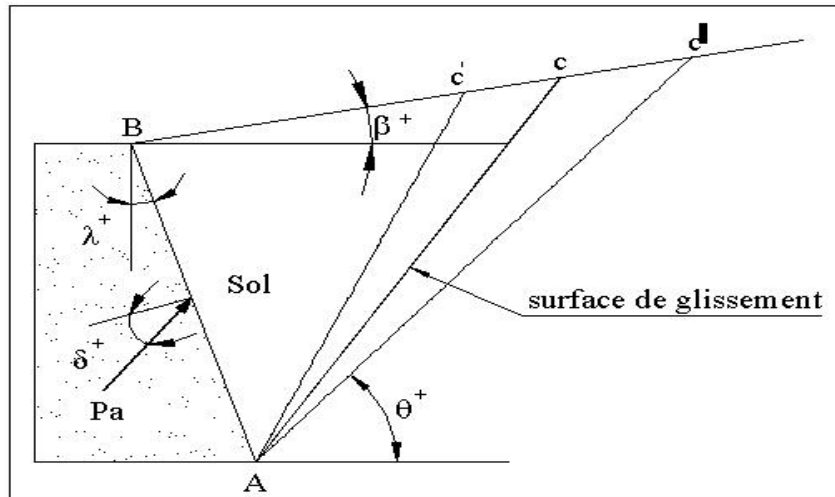


Figure 1.11 : Généralisation de la méthode de Coulomb[4] .

Il existe d'autres méthodes basées sur le même principe mais avec d'autre choix de la surface de glissement.

- Fellenus[6] a fait choix du cercle comme surface potentielle de glissement. Cette méthode est appliquée en cas d'un sol argileux saturé ($C \neq 0$, $\varphi = 0$).
- Rendulic [6] a proposé une forme de spirale logarithmique comme surface de glissement. Cette méthode est valable sauf pour un sol caractérisé par ($\varphi \neq 0$).

1.3.3.2. La pression de la poussée et de la butée et leurs coefficients

Cette méthode fournit une solution analytique très pratique pour la détermination des pressions de poussée et butée et leurs coefficients.

- Cas d'un sol pesant pulvérulent non surchargé

La pression de la poussée maximale et la butée minimale sur un ouvrage de soutènement peuvent être exprimées par les deux formules successives :

- Cas de la poussée :

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (17)$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda)}{\cos^2 \lambda \cos(\lambda + \delta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \beta) \sin(\varphi + \delta)}{\cos(\lambda - \beta) \cos(\lambda + \delta)}} \right)^2} \quad (18)$$

- Cas de la butée :

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (19)$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \lambda)}{\cos^2 \lambda \cos(\lambda - \delta) \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \beta) \sin(\varphi + \delta)}{\cos(\lambda - \beta) \cos(\lambda - \delta)}} \right)^2} \quad (20)$$

Pour un mur vertical $\lambda=0$ caractérisé par une surface lisse $\delta=0$ retenu un sol horizontal $\beta=0$.

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (21)$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (22)$$

Les deux coefficients sont liés par la relation suivante; $K_p \times K_a = 1$.

- Cas d'un sol pesant pulvérulent surchargé

Outre le poids propre du massif, le sol peut être chargé par une charge uniformément répartie q (surcharge répartie q/m^2), les deux pressions de poussée et la butée s'écrivent comme suit [6]:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a + qH \frac{\cos \lambda}{\cos(\lambda - \beta)} K_a \quad (23)$$

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p + qH \frac{\cos \lambda}{\cos(\lambda - \beta)} K_p \quad (24)$$

- L'effet de la cohésion (méthode généralisée)

Dans le cas du mur vertical ($\lambda=0$) qui retient un sol à surface horizontale ($\beta=0$) présentant une cohésion et un angle de frottement nul entre le sol et le paroi du mur, on trouve la force de poussée égale à :

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2cH \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (25)$$

Il existe une zone où apparaissent des contraintes de traction, cette zone s'étend à partir de la surface du sol jusqu'à une profondeur h_t est égale :

$$h_t = \frac{2c}{\gamma} \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (26)$$

Si la surface du mur est rugueuse Kezdi [4] a proposé une valeur de h_t qui devient égale à h' et égale à : $h' = 4/3 h_t$.

$$(27)$$

1.3.4. Théorie de Rankine (1856)

1.3.4.1. Principe de la théorie

William John Macquorn Rankine, a proposé une méthode basée sur le principe de la plasticité (théorie d'équilibre limite) pour déterminer les pressions de poussée et butée de terre agissant sur un ouvrage de soutènement.

La méthode de Rankine est basée sur une hypothèse de rupture totalement différente, à savoir que tout le massif situé au-dessus de la surface de glissement est supposée à la limite de l'équilibre plastique, Coulomb a considéré dans sa méthode que la rupture du sol se fait selon une ligne mais Rankine a considéré une rupture zonale, c'est à dire mobilisant une surface du sol.

Soit un massif présentant une rupture zonale à la figure 1.12. Il existe dans la zone plastique un double réseau de lignes de glissement qui ne sont pas nécessairement susceptibles de provoquer une déformation du massif. Un massif atteint l'état d'équilibre limite lorsqu'il atteint en chacun de ses points la rupture, on pourra dire qu'en tout point de ce massif passent deux lignes de glissement, faisant entre elles les angles $(45^{\circ} + \varphi/2)$ par rapport au plan sur lequel s'exerce la contrainte majeure et $(45^{\circ} - \varphi/2)$ par rapport au plan sur lequel s'exerce la contrainte mineure.

La théorie de Rankine se base sur l'hypothèse des contraintes conjuguées pour un sol pulvérulent ayant un angle de frottement interne φ . Cette hypothèse constitue la base de la théorie de Rankine des pressions sur les ouvrages de soutènement. En plus de cette hypothèse principale, la théorie est basée sur deux autres hypothèses qui sont les suivantes :

1. Rupture zonale par plastification de toute la masse en mouvement au-dessus de la ligne de glissement.
2. Lignes de glissement sont droites lorsque $(C = 0)$, et des courbes lorsque $(C \neq 0)$.

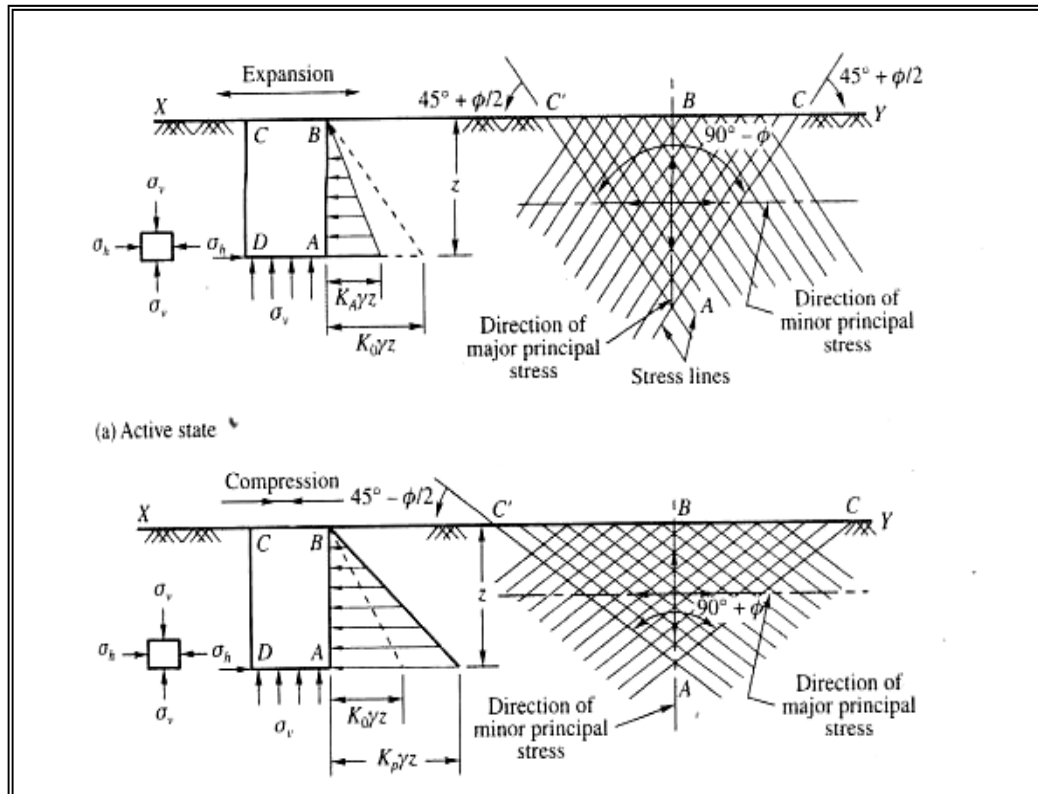


Figure 1.12 : Lignes de glissement et la zone plastique d'après Rankine [11].

Des contraintes σ_v et σ_h en un massif sont dites conjuguées lorsque chacune d'elle est parallèle à la facette sur laquelle agit l'autre contrainte.

$$\text{Si } \sigma_v > \sigma_h \text{ on trouve } \frac{\sigma_v}{\sigma_h} = \frac{\sin(\gamma + \delta)}{\sin(\gamma - \delta)} \quad (28)$$

$$\text{Si } \sigma_v < \sigma_h \text{ on trouve } \frac{\sigma_v}{\sigma_h} = \frac{\sin(\gamma - \delta)}{\sin(\gamma + \delta)} \quad (29)$$

$$\text{Avec } \sin \gamma = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \text{ , et } \beta = \delta$$

1.3.4.2. La pression de la poussée et la butée et leurs coefficients

- Cas d'un sol pesant pulvérulent non surchargé

Soit un massif semi infini limité par un plan incliner β avec $\beta \leq \varphi$ sur l'horizontale, et le sol caractérisé par un angle de frottement φ et $C = 0$. D'après l'hypothèse des contraintes conjuguées, la contrainte verticale est égale à :

$$\sigma_v = \gamma h \cos \beta \quad (30)$$

La détermination de la pression totale dans les deux cas (poussée, butée) se fait à l'aide des formules suivantes :

- *Cas de la poussée :*

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

$$K_a = \cos \beta \left(\frac{\cos \beta - \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi)}}{\cos \beta + \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi)}} \right) \quad (31)$$

- *Cas de la butée :*

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$

$$K_p = \cos \beta \left(\frac{\cos \beta + \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi)}}{\cos \beta - \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi)}} \right) \quad (32)$$

Dans le cas où la surface libre est horizontale ($\beta=\delta=0$) avec un mur à paroi verticale ($\lambda=0$) on trouve les mêmes coefficients de poussée et de butée qui sont donnés par les équation (21-22) successive de la théorie du Coulomb.

$$\text{Cas de la poussée : } K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\text{Cas de la butée : } K_p = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

- Cas d'un sol pesant pulvérulent surchargé

Les pressions latérales sont données par les équations suivantes :

Pression active :

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma' H^2 K_a \quad (33)$$

$$\text{Avec : } \gamma' = \gamma + \frac{2q}{H} \quad (34)$$

Pression passive :

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma' H^2 K_p \quad (35)$$

- *Cas d'un mur à paroi oblique ($\lambda \neq 0$) :*

Le théorème de Rankine peut être appliqué aussi au cas d'un mur oblique $\lambda \neq 0$ soutenant massif d'angle oblique de $\beta \neq 0$, la pression de poussée et butée peuvent être déterminées graphiquement par l'utilisation du pôle du cercle de Mohr ou analytiquement. Les deux coefficients de pression K_a et K_p peuvent être définis à l'aide des équations suivantes :

- *Cas de la poussée :*

$$K_a = \left(\frac{1 + \operatorname{tg} \lambda \operatorname{tg} \beta}{\cos \beta (\cos \beta - \sin \varphi \cos \gamma)} \right) \sqrt{1 + \sin^2 \varphi - 2 \sin \varphi \cos(2\lambda - \gamma - \beta)} \quad (36)$$

L'angle δ est exprimé par la formule suivante :

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{\sin \varphi \sin(2\lambda - \gamma - \beta)}{1 + \sin \varphi \cos(2\lambda - \gamma - \beta)} \quad (37)$$

- *Cas de la butée :*

$$K_p = \left(\frac{1 + \operatorname{tg} \lambda \operatorname{tg} \beta}{\cos \beta (\cos \beta - \sin \varphi \cos \gamma)} \right) \sqrt{1 + \sin^2 \varphi + 2 \sin \varphi \cos(2\lambda - \gamma - \beta)} \quad (38)$$

$$\operatorname{tg} \delta = - \frac{\sin \varphi \sin(2\lambda - \gamma - \beta)}{1 + \sin \varphi \cos(2\lambda - \gamma - \beta)} \quad (39)$$

$$\text{Dont : } \sin \gamma = \frac{\sin \beta}{\sin \varphi}$$

- L'effet de la cohésion C

Soit un massif du sol ayant une certaine cohésion les pressions active et passive deviennent :

- *Cas de la poussée :*

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - 2 c H \sqrt{K_a} \quad (40)$$

- *Cas de la butée :*

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p + 2 c H \sqrt{K_p} \quad (41)$$

1.3.5. Méthode de Sokolovski (1960)

Sokolovski, a proposé une méthode pour résoudre les problèmes plans, basée sur deux hypothèses[17] .

La première est que tout le massif derrière le mur est en états d'équilibre limite, et la deuxième est que tout le massif de sable répond au critère de Mohr Coulomb.

Sokolovski en premier temps a travaillé sur les pressions des sables.

1.3.5.1. Cas d'un sol pesant pulvérulent non surchargé

L'auteur, a utilisé le principe de la connaissance des lignes ou surfaces de rupture. Il est possible de déterminer en tout point de mur la contrainte qui s'y exerce, et donc de calculer la force de poussée ou de butée.

Les abaques qui sont illustrés à la Figure 1.13 donnés par Sokolovski, nous donnent les valeurs de $K_{a\gamma}$ et $K_{p\gamma}$ en fonction de δ et φ .

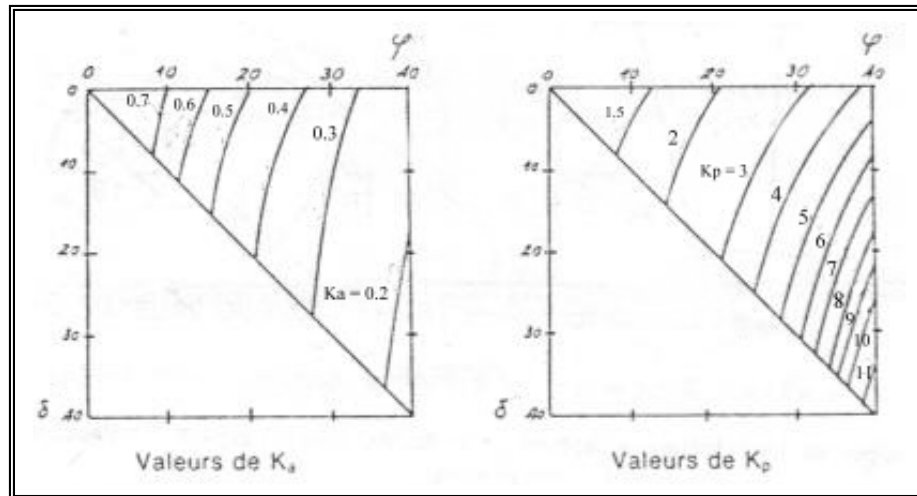


Figure 1.13 : Abaques de Sokolovski [13].

1.3.5.2. Cas d'un sol non pesant et surchargé

Soit un massif du sol non pesant (Figure 1.14) dont la surface libre est soumise à une surcharge q faisant un angle α par rapport à la normale de cette surface libre.

La pression due à cette surcharge est calculée par la formule suivante :

$$P_{pq} = K_{pq} q$$

K_{pq} : Coefficient de pression (poussée ou butée) du à la surcharge q .

1) Cas de la poussée :

$$P_{aq} = K_{aq} q$$

K_{aq} : Coefficient de poussée du à la surcharge q

avec : $\delta > 0, \beta > 0, \lambda > 0$, et $\alpha > 0$

$$K_{aq} = \frac{\cos \delta - \sin \varphi \cos \gamma}{\cos \alpha - \sin \varphi \cos \gamma_0} e^{-2\psi_a \tan \varphi} \quad (42)$$

$$\sin \gamma = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi}$$

$$\sin \gamma_0 = \frac{\sin \alpha}{\sin \varphi}$$

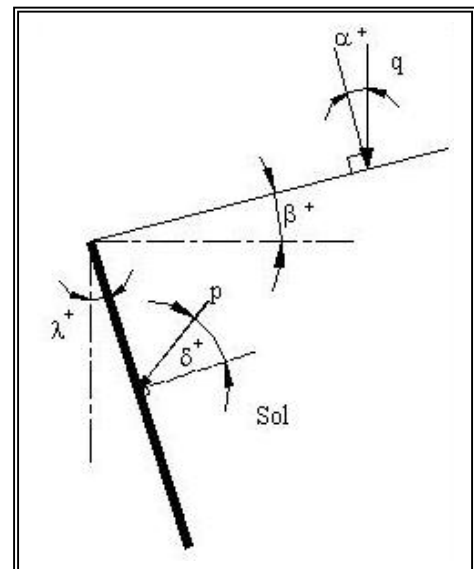


Figure 1.14 : Méthode de Sokolovski au cas de poussée[26].

$$\psi_a = \beta - \lambda + \frac{1}{2} (\gamma_0 + \alpha) + \frac{1}{2} (\gamma - \delta) \geq 0 \quad \text{en radians} \quad (43)$$

2) Cas de la butée :

$$P_{pq} = K_{pq} q$$

K_{pq} : Coefficient de butée du à la surcharge q.

Avec : $\delta < 0, \beta < 0, \lambda < 0$, et $\alpha < 0$

$$K_{pq} = \frac{\cos \delta + \sin \varphi \cos \gamma}{\cos \alpha - \sin \varphi \cos \gamma_0} e^{2\psi_p \operatorname{tg} \varphi} \quad (44)$$

$$\psi_p = \beta - \lambda - \frac{1}{2} (\gamma_0 - \delta_0) - \frac{1}{2} (\gamma - \delta) \geq 0 \quad \text{en radians} \quad (45)$$

On note que :

1- Les angles γ et γ_0 ayant le même signe que δ et α tous sont positifs pour le cas de poussée et négatives pour le cas de butée, et exprimés en radians. Ces formules sont valables au cas où $\alpha \geq 0$.

2- Le diagramme de pression uniforme est valide dans le cas d'un sol homogène, et la résultante de pression est appliquée à la moitié de la hauteur du mur.

R. L'Herminier et E. Absi ont établi des tables de valeurs numériques de ces coefficients à l'aide de la méthode de Sokolovski [12].

1.3.6. Méthode de Caquot KERISEL

Boussinesq en 1882, a proposé une méthode des équilibres limites par laquelle un mouvement du sol est divisé en deux zones :

-Une zone supérieure caractérisée par la théorie de Rankine.

-Une zone inférieure dans la quelle on forme l'hypothèse de la répartition linéaire des contraintes le long d'un rayon issu du sommet de la paroi.

L'application des travaux menés par Boussinesq sur l'équilibre des massifs de sol derrière les murs de soutènement, a essentiellement concerné le problème de la poussée des terres. Le cas de la butée n'a été résolu que suite aux travaux de Caquot (1934) [16] .

1.3.6.1. Cas d'un sol pesant pulvérulent non surchargé

Caquot et Kérisel ont mis en point en 1948 des tables très complètes pour tirer directement les deux coefficients K_a et K_p , à l'aide de la méthode de Boussinesq [16].

Les tableaux sont valables au cas d'un sol pesant caractérisé par une cohésion ($C=0$) présentant une seule couche de sol et sans surcharge [30].

1.3.6.2. L'effet de la cohésion et le théorème de Caquot

Théorème des états correspondants d'Albert Caquot 1934

Un milieu cohérent est en équilibre si on peut lui faire correspondre un milieu pulvérulent en équilibre, de même forme et de même angle de frottement interne; les contraintes de ce dernier milieu seront, en tout point la résultante des contraintes du milieu cohérent et celle d'une pression hydrostatique égale à $H_1 = \frac{C}{\text{tg } \varphi}$.

Donc, le calcul de la poussée et de la butée dans des sols cohérents peut être fait à partir de ce théorème.

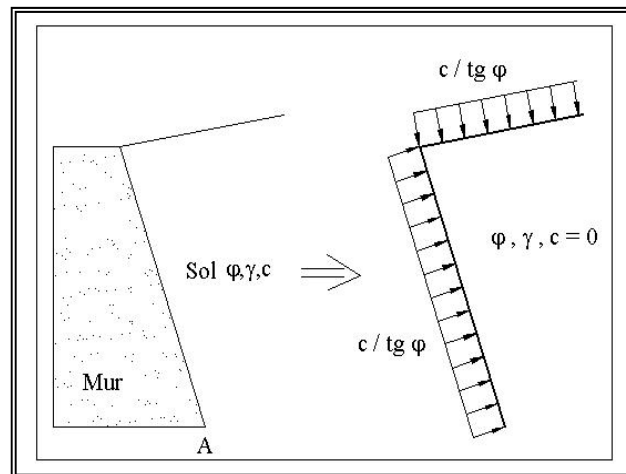


Figure 1.15 : Théorème des états correspondants d'après Caquot.

La paroi du mur est soumise à deux actions, une action directe $c/\text{tg}\varphi$ et une action indirecte qui est l'influence de la surcharge $c/\text{tg}\varphi$ sur la paroi (figure 1.15).

La méthode de Caquot donne les mêmes formules que la théorie de Rankine dans le cas au $\beta=0$, $\lambda=0$, et $\delta=0$ (effet de l'action directe).

- Cas de la poussée :

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 c \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (46)$$

- Cas de la butée :

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) + 2 c \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (47)$$

1.3.7. Les méthodes graphiques

Comme nous l'avons déjà mentionné ces méthodes sont basées sur la conception graphique pour résoudre les problèmes liés à la détermination des pressions exercées sur les murs rigides.

Il existe plusieurs méthodes basées sur ce principe, à titre exemple les méthodes les plus connues sont : la méthode de Culmann (1875), la méthode de Terzaghi (1943), la méthode de Poncelet (1840) et celle de Brinch Hansen (1953).

1.3.7.1. Méthode de Culmann (1875)

L'auteur a proposé une méthode graphique pour déterminer la pression active ou passive au cas d'un sol pulvérulent (figure 1.16) [7].

La connaissance des lignes de glissement ou la surface de rupture est importante, car elle nous donne le poids du massif W , et à partir du diagramme des forces triangulaire (figure 1.6 à droite). On peut calculer la force de poussée qui s'exerce sur le mur. Culmann dans sa méthode a supposé que la surface de glissement est une droite.

- Le poids \vec{W} de la terre au-dessus de la surface de rupture.
- La force \vec{P} exercée sur le mur.
- La réaction \vec{R} exercée par le sol sur le plan de rupture.

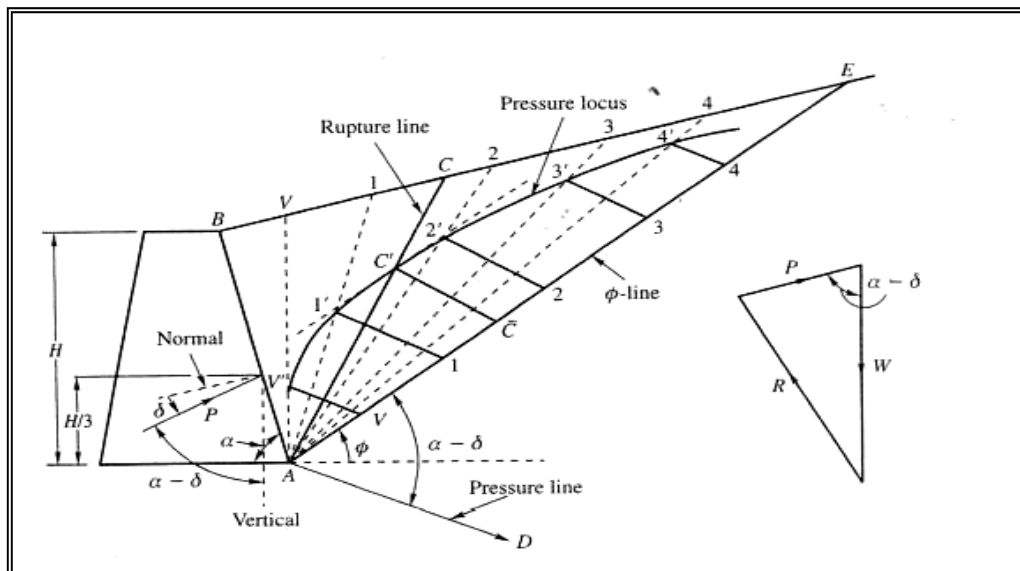


Figure 1.16 : La méthode graphique de Culmann au cas de la poussée[7].

- Cas de présence une surcharge concentrée linéaire à la surface

Dans le cas où le terre derrière le mur est surchargée par une charge concentrée linéaire (q) par unité de longueur on peut utiliser la méthode de Culmann pour déterminer la force de poussée combinant au aux poids propre et cette surcharge (P_{ayq}).

1.3.7.2. Méthode de Terzaghi (1943)

Le professeur Karl Von Terzaghi, a proposé une méthode appuyée sur la conception graphique pour déterminer le coefficient de pression passif K_p et la position où se trouve la surface critique de rupture pour le cas d'un remblai. Il a choisi une forme de surface combinée par une droite et une surface de forme en spirale logarithmique (figure 1.7) [7], [24].

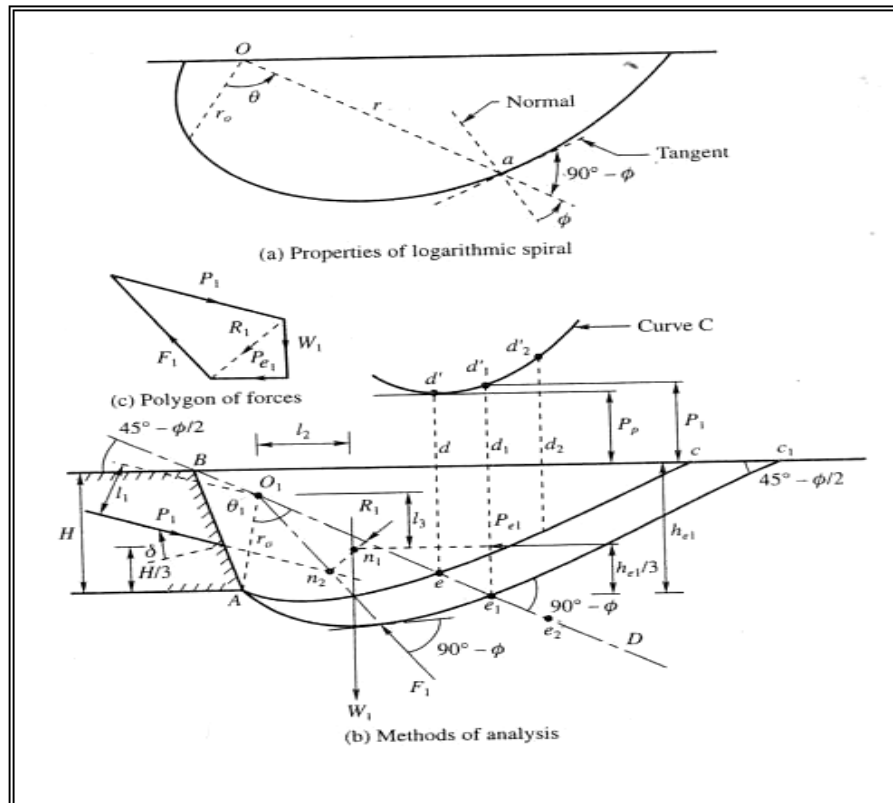


Figure 1.17 : La méthode graphique de Terzaghi, 1943[7].

D'après cette méthode graphique, Terzaghi a proposé des courbes qui peuvent déterminer la forme de surface de la rupture critique « concave, convexe et plane », et la position de cette surface. Ainsi, il a fourni des abaques pour tirer directement le coefficient de butée K_p Pour un mur vertical $\lambda=0$ et un sol pesant pulvérulent horizontal $\beta=0$ en fonction de l'angle de frottement sol/sol ϕ et l'angle δ [7], [24].

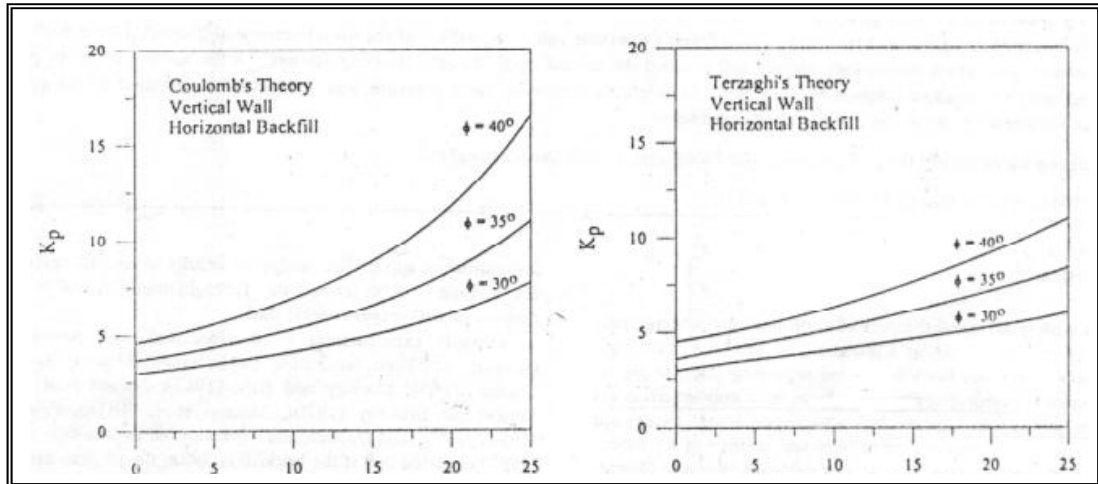


Figure 1.18 : La variation de K_p en fonction de l'angle de frottement δ
(b) d'après Coulomb (c) d'après Terzaghi [7].

1.3.7.3. Méthode de Brinch Hansen (1953)

Le principe de cette méthode consiste à définir le type de rupture possible du sol adjacent à la structure qui soit géométriquement, cinématiquement et statiquement compatible avec ce dernier, elle se base sur l'hypothèse que le sol répond à la relation de coulomb.

Hansen a proposé d'introduire plusieurs coefficients de sécurité pour assurer la stabilité complète de l'ouvrage. Pour résoudre un problème de stabilité selon cette méthode, il faut suivre les quatre étapes suivantes :

- Choisir le type de mouvement de la structure au moment de la rupture,
- Recherche du type de rupture possible,
- Calculer les forces entre la structure et le sol,
- Étudier la stabilité de la structure par l'application des équations statiques.

Concernant le type de rupture possible, Hansen [06] a étudié 40 cas de schémas pour un sol non cohérent et 5 pour un sol cohérent, chaque schéma de rupture étant soit simple soit double et peut être constitué de l'ensemble de rupture linéaire et/ou de rupture zonale. Concernant les ruptures linéaires il existe trois types :

- Rupture concave, rupture convexe et rupture droite,
- Rupture zonales, rupture de Rankine et rupture de Prandtl.

1.3.7.4. Méthode graphique de Poncelet (1840)

Poncelet en 1840 a proposé une méthode graphique (voir figure 1.19) afin de déterminer les pressions des terres derrière un mur rigide dans le cas passif aussi dans le

cas actif d'un sol pulvérulent, ainsi à la présence d'une surcharge sur la terre pleine derrière ce mur. Le principe de cette méthode consiste à définir la surface de la rupture possible du sol.

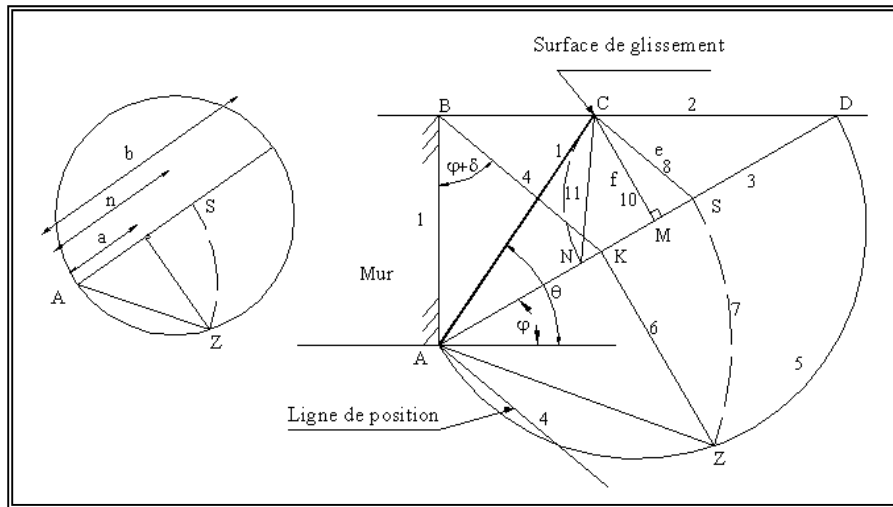


Figure 1.19 : La construction graphique de Poncelet au cas de la poussée.

a) *Cas de la poussée :*

Pour déterminer la pression de poussée graphiquement il faut suivre les étapes suivantes :

1. On trace la ligne AB qui représente la face arrière du mur,
2. On trace la ligne BD qui représente la surface de la terre pleine,
3. On trace la pente naturelle AD à un angle φ avec l'horizontale,
4. En point B on trace la ligne de position BK à un angle $(\varphi + \delta)$ avec la ligne AB. Cette ligne coupe la ligne AD en point K et donne $AK = a$,
5. Les points A Z D décrivent le demi-cercle, et AD comme diamètre,
6. En point K on trace la perpendiculaire KZ sur AD, coupe le demi-cercle en point Z,
7. On rabat le rayon $AZ = n$ sur la ligne AD en point S avec $n = \sqrt{ab}$,
8. On trace SC parallèle à la ligne BK et donne $SC = e$,
9. Relier les points A et C avec un linge, cette ligne représente la surface de rupture,
10. Au point C on trace la perpendiculaire à AD, donne le point M alors $CM = f$ la surface du triangle,
11. Au point S comme le centre, et avec le rayon $SC = e$ on trace l'arc CN qui coupe AD en point N ainsi $NS = e$,
12. Les surfaces triangulaires ΔACS et ΔNCS , lorsqu'on les multiplie par le poids volumique de sol, donnent le poids du coin glissant et l'amplitude de la poussée respectivement.

$$W = \frac{1}{2} \gamma \cdot f \cdot n \quad (48)$$

$$Pa = \frac{1}{2} \gamma \cdot f \cdot e \quad (49)$$

Pour un mur vertical $\lambda=0$ caractérisé par une surface lisse $\delta=0$ soutenant un sol horizontal $\beta=0$, la pression de la poussée égale à :

$$Pa = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (50)$$

b) *Cas de la butée :*

La détermination de la pression des terres passive par cette méthode est similaire à celle de la poussée, excepté que les signes des angles doivent être changés en opposé.

c) *À la présence d'une surcharge à la surface :*

Si la terre pleine derrière le mur supportant une surcharge uniformément répartie (q) on aura :

$$W = \frac{1}{2} \gamma \cdot f \cdot n = \frac{1}{2} \left(\gamma + \frac{2q \cos \beta}{h} \right) \cdot f \cdot n \quad (51)$$

$$Pa = \frac{1}{2} \gamma \cdot f \cdot e = \frac{1}{2} \left(\gamma + \frac{2q \cos \beta}{h} \right) \cdot f \cdot e \quad (52)$$

1.3.7.5. Méthode dérivée des théories de Coulomb et de Rankine

Cette méthode basée sur l'hypothèse de la forme des surfaces de glissements, qui est constituées d'une droite (D-C) fait un angle avec l'horizontal de $\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$ au cas de la poussée et $\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$ au cas de la butée et d'une courbe (A-D) Figure 1.20 [6].

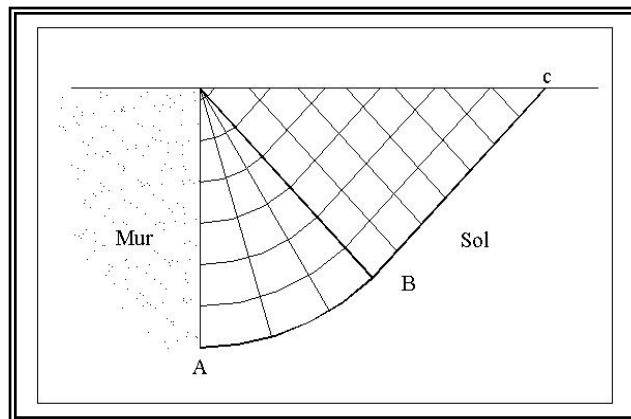


Figure 1.20 : Ligne de glissement d'après Kezdy [6].

Pour déterminer la valeur maximale P_a de la poussée et la valeur minimale P_p de la butée en faisant le choix de divers forme de la courbe.

Kezdy donne un exemple de calcul pour un mur présentant une inclinaison soutenant un massif de sable avec une surface horizontale, trois types de surface de glissement on été retenus pour AD (droit, cercle et spirale logarithmique)

Kezdy constate que :

- Ni la forme de la surface ni la valeur de l'obliquité ne modifient sensiblement la valeur de la poussée
- La valeur de la butée P_p est influencée par la forme de la surface de glissement et par l'obliquité, la droite donnant des valeurs les plus élevées, ce qui confirme le danger de l'utilisation de la théorie de coulomb pour la butée.

1.3.8. Méthodes traitant de l'effet de surcharge

La détermination de la pression latérale active peut être fait selon la théorie d'élasticité pour les différents cas de surcharges [2], [7].

1.3.8.1. Cas d'une surcharge concentrée

La pression latérale qui agit sur un mur rigide dans le cas d'une surcharge concentrée appliquée sur la surface (amont), comme l'illustre la Figure 1.21, est déterminée par l'équation suivante donnée par Terzaghi (1954) [2], [7] :

(a) Pour $m > 0.4$:

$$P_h = \frac{1.77Q}{H^2} \frac{n^2}{(m^2 + n^2)^3} \quad (53)$$

(b) Pour $m \leq 0.4$

$$P_h = \frac{0.28Q}{H^2} \frac{n^2}{(0.16 + n^2)^3} \quad (54)$$

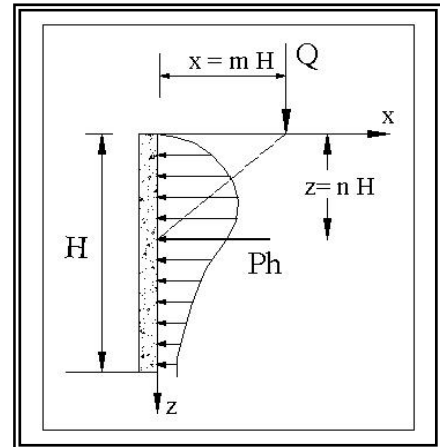


Figure 1.21 : Surcharge concentrée.

1.3.8.2. Cas d'une surcharge linéaire infinie

Dans le cas de présence d'une surcharge linéaire derrière le mur, la pression latérale qui agit sur ce mur peut être calculée à partir de l'équation suivante [2], [7] :

pour $m > 0.4$:

$$P_h = \frac{4 q_1}{\pi H} \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2} \quad (55)$$

(a) pour $m \leq 0.4$

$$P_h = \frac{q_1}{H} \frac{0.203 n}{(0.16 + n^2)^2} \quad (57)$$

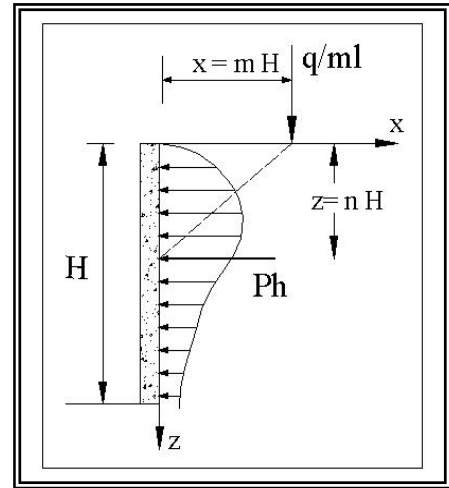


Figure 1.22 : Surcharge linéaire.

Boussinesq [20] a étudié la répartition des contraintes dans un milieu semi infini élastique, le long d'un écran vertical. La contrainte horizontale s'écrit comme suit :

$$p_h = \frac{2}{\pi} q \frac{Z x^2}{(x^2 + Z^2)^2} \quad (58)$$

1.3.8.3. Cas d'une surcharge partiellement uniforme (Bande de longueur infinie)

La résultante de la pression latérale P_h due à la surcharge partiellement uniforme dans n'importe quel point le long du mur est égale à :

$$P_h = \frac{2 q}{\pi} (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha) \quad (59)$$

Jarquio (1981)[7], a proposé une autre formule
Pour calculer la pression total par unité de longueur
exerce sur long du mur :

$$P_h = \frac{q}{90} \left[H (\alpha_2 - \alpha_1) \right] \quad (60)$$

Avec : $\alpha_1 = \operatorname{tg}^{-1} \left(\frac{A}{H} \right)$ et $\alpha_2 = \operatorname{tg}^{-1} \left(\frac{A+B}{H} \right)$

Les angles α , α_1 et α_2 en degré.

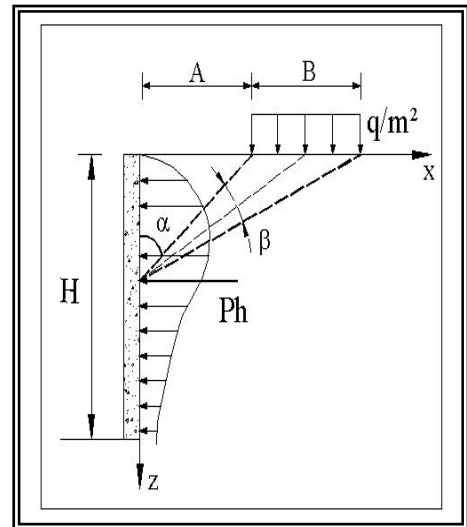


Figure 1.23 : Surcharge partiellement.

1.3.8.4. Cas d'une surcharge uniforme infini et semi-infini

Soit la figure 1.24, qui représente un écran vertical soutenant un massif horizontal $\beta=\delta=0$, surchargé par une surcharge uniforme semi-infini (Figure 1.24-a) et une surcharge uniforme infinie (Figure 1.24- b) [20].

Le coefficient et la force résultante active sur le mur pour les deux surcharges sont les mêmes, mais la distribution est différente :

$$K_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

La force résultante sur le mur est comme suit :

$$P_h = q \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (61)$$

Il existe une méthode qui consiste à remplacer la surcharge par une couche de sol fictive de poids équivalent [4].

$$z = \frac{q}{\gamma} \quad \Rightarrow \quad P = K_a \gamma (h + z) \quad (62)$$

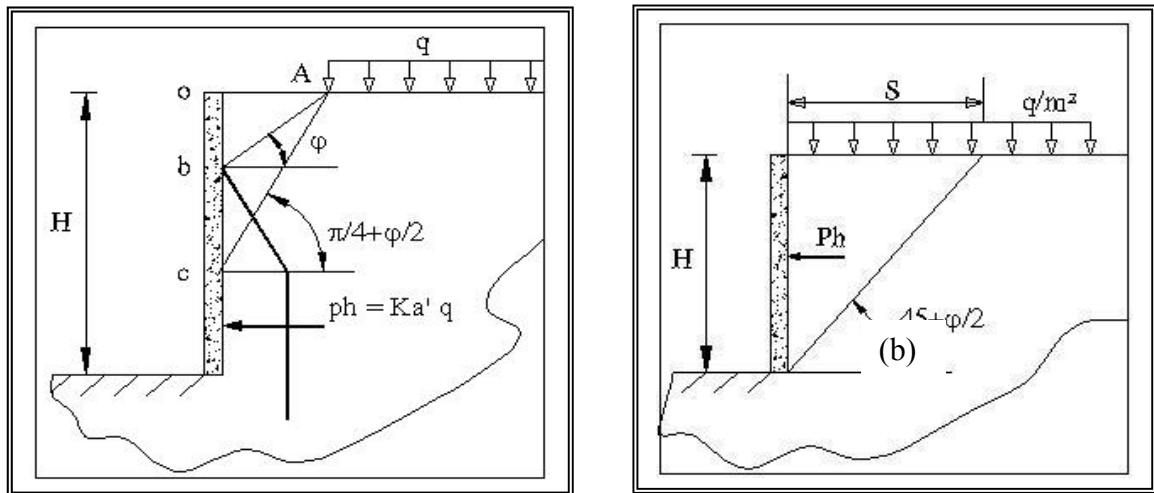


Figure 1.24 : (a) Surcharge uniforme semi-infini, (b) surcharge uniforme infini.

1.3.8.5. Cas d'une surcharge triangulaire

En cas d'une surcharge triangulaire la pression résultante s'écrit[20] :

$$P_h = \frac{q}{\pi} \left(\frac{x}{c} \alpha + \frac{c+b-x}{b} \beta + \frac{2Z}{c} \operatorname{In} \frac{R_2}{R_1} + \frac{2Z}{b} \operatorname{In} \frac{R_2}{R_3} \right) \quad (63)$$

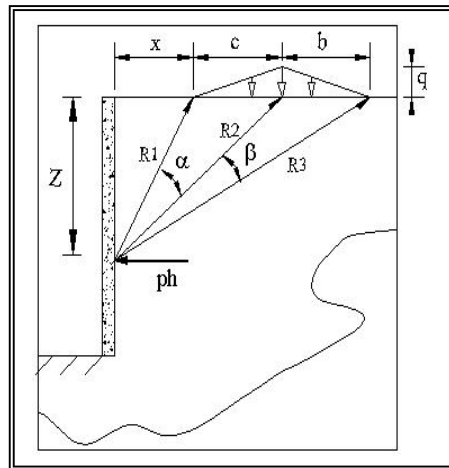


Figure 1.25 : Surcharge triangulaire.

1.3.9. Abaques de K_a - K_p proposé par l'association française de normalisation

Pour les murs verticaux, les valeurs des K_a et K_p peuvent être obtenus à partir les abaques suivants :

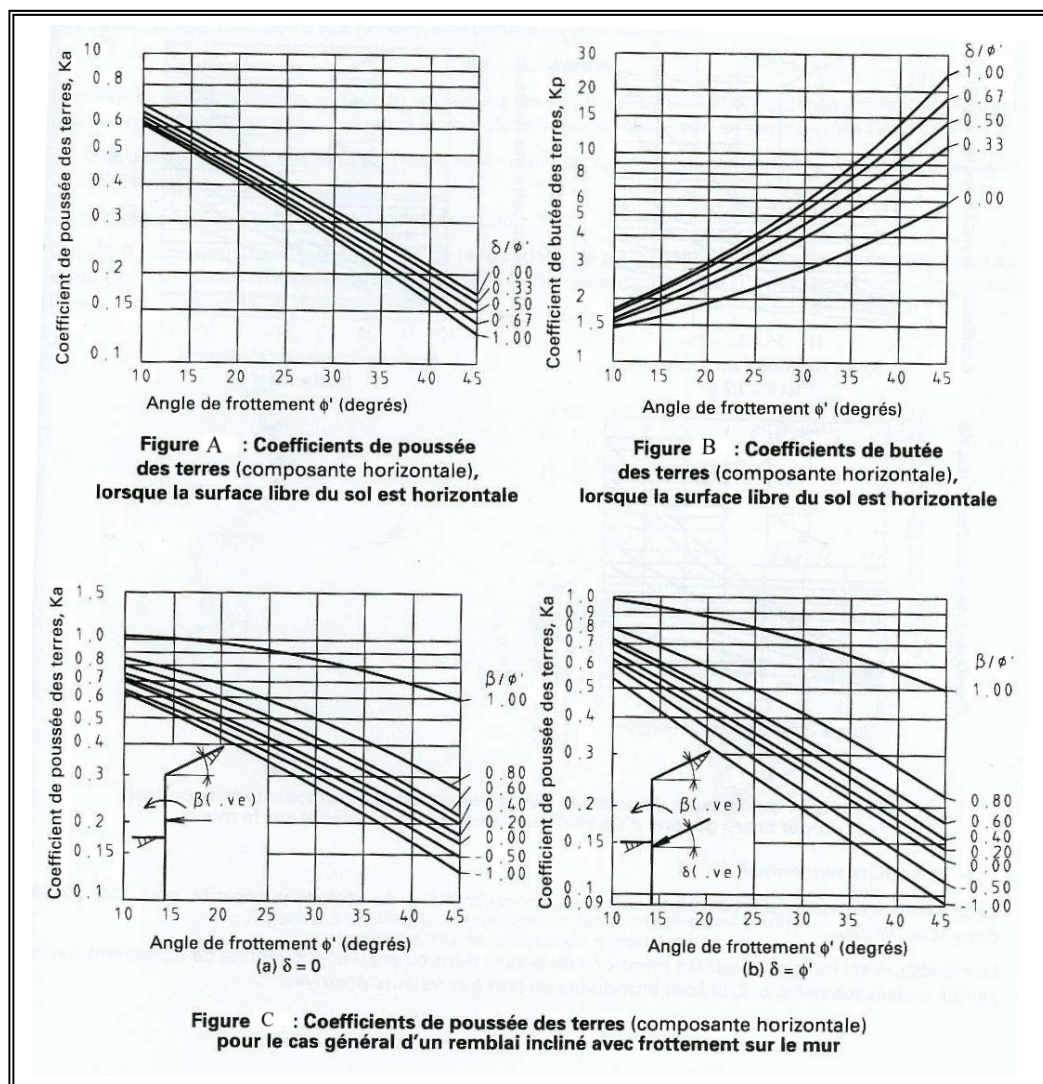


Figure 1.26 : Les abaques donnés par AFNOR pour calculer K_a et K_p [37].

1.3.10. Conclusion sur les pressions des terres derrière un mur rigide

Le système de mur de soutènement soutenant un massif de sol est soumis à des pressions. L'origine de ces pressions soit à l'effet dû au poids propre du sol soutenu soit à l'effet des surcharges appliquées sur la partie du sol derrière, et sont apparentes lorsque le sol atteint l'état critique (rupture). On distingue un état de repos de sol et deux états critiques, la première c'est l'état naturel de sol est elle nous donne une pression dite Pression au repos P_0 et l'autre sont la pression active P_a et la pression passive P_p .

Afin d'estimer les amplitudes de ces pressions on peut utiliser plusieurs méthodes, des méthodes analytiques et méthodes basées sur la conception graphique.

1.4. Modes de déplacement d'un mur rigide

L'excavation profonde des bâtiments élevés la réalisation exige d'un mur de soutènement pour soutenir le sol à proximité de la fondation de ces ouvrages. La stabilité du mur doit donc être garantie, et par conséquent les déformations ou les déplacements ne doivent pas dépasser certaines valeurs limites causant l'endommagement de ces bâtiments.

On présente dans ce qui suit des travaux expérimentaux et numériques menés par les chercheurs afin de déduire l'influence des modes du mouvement sur les amplitudes et les distributions des pressions sur un mur rigide, ainsi que les valeurs limites du déplacement nécessaire pour atteindre les deux états de ruptures (en poussée et en butée).

1.4.1. Les pressions de terre et le déplacement d'un mur rigide

Le système de mur rigide peut être soumis à des pressions de poussées ou à des pressions de butées. La cause principale menant à la mobilisation de ces pressions est lorsque le mur effectue un mouvement soit à l'intérieur soit à l'extérieur du sol soutenu. L'origine de ces pressions est soit l'effet du poids propre du sol soutenu, soit celui des surcharges appliquées sur la partie amont du sol derrière le mur.

Si le mur décolle du sol selon un mode donné, celui-ci est décomprimé et les pressions du sol sur le mur diminuent. Lorsque les déplacements augmentent, les contraintes dans le sol finissent par atteindre les valeurs de la rupture. Le sol ne peut plus se décompresser davantage sans se rompre et l'état limite de poussée est atteint. Une faible déformation horizontale suffit pour atteindre cet état limite, soit de l'ordre de 1% de la hauteur libre du mur H .

Si au contraire le mur est refoulé contre le sol, celui-ci est comprimé et sa réaction augmente avec le déplacement de l'écran jusqu'à ce qu'un état d'équilibre limite soit

atteint dans le massif. Cet état est appelé état limite de butée. Une déformation horizontale importante est alors nécessaire pour atteindre l'état de butée, soit de l'ordre de 5% pour un sable dense et de 12% pour un sable lâche[12].

Les ruptures par poussée ou par butée sont deux états limites de rupture du sol. Elles ne peuvent être mobilisées que lorsque les déplacements atteignent une valeur suffisante. On remarque enfin que la butée et le déplacement qui leur liées sont beaucoup plus élevées que dans le cas de la poussée, en effet, d'atteindre la butée, ceci nécessite un déplacement dix fois plus grand que dans le cas de poussée [3].

Lorsque la position du mur de soutènement est fixe, la pression exercée est dite pression des terres au repos et le coefficient à prendre en compte est noté K_0 .

Le déplacement du mur donc a une influence fondamentale sur la valeur de la force exercée par le sol sur le mur. Les deux figures 1.27 et 1.28 montrent cette influence :

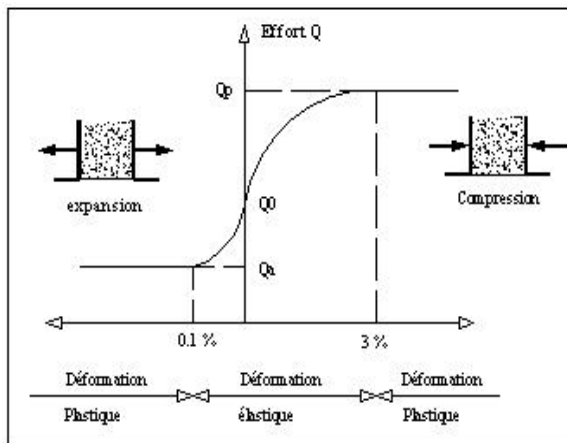


Figure 1.27 : Le diagramme Q- ϵ [12].

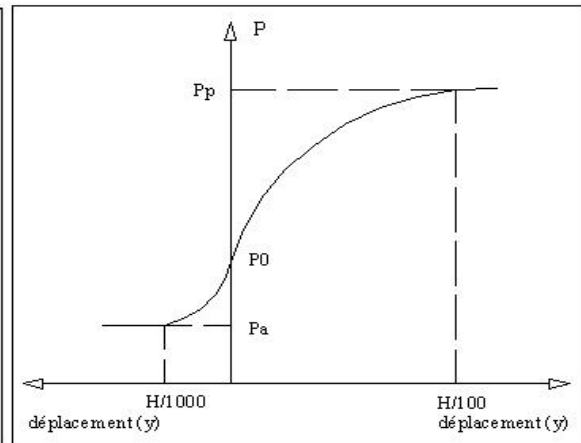


Figure 1.28 : Le diagramme P-Y [3,4].

L'ordre de grandeur du mouvement nécessaire au développement d'un état limite de poussée dans un terrain non cohérent et dense est le suivant [37] :

- Rotation autour du sommet du mur : $0.002H$
- Rotation autour du pied du mur : $0.005H$
- Mouvement de translation : $0.001H$

- Distribution de la pression des terres derrière le mur

La distribution de la pression des terres sur un mur rigide dépend essentiellement de déplacement du l'ouvrage.

- Si le déplacement est une translation horizontale, la distribution de la pression des terres est quasiment triangulaire pour les deux cas limites (poussée et butée).

- Si le déplacement horizontal de la base du mur est plus élevé que celui à son sommet, la distribution de la pression des terres a une allure relativement parabolique.

1.4.2. Les amplitudes des pressions (poussée, butée) et la question de la cinématique des murs

L'observation de distributions de poussée sur des murs réels met en évidence que ceux-ci sont soumis à des distributions de poussée très différentes de celles proposées dans les méthodes de calcul, ainsi que la cinématique de ces ouvrages joue un rôle déterminant à la distribution de ces pressions.

On distingue 4 modes possibles de mouvement d'un mur rigide possible (figure 1.29).

1. Translation,
2. Combinaison entre la translation et la rotation à la base
3. Rotation en tête (au sommet du mur),
4. Rotation par rapport à la base.

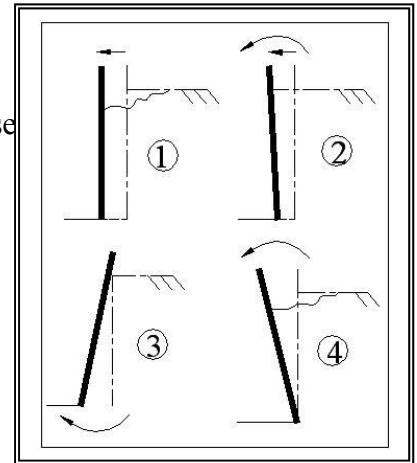


Figure 1.29 : Les modes possibles de mouvement d'un mur rigide.

De nombreux chercheurs, ont fait des études expérimentales et numériques, afin de déterminer l'influence de la cinématique du mur sur la distribution des pressions.

1.4.2.1. Pression active (état de poussée)

Un terrain homogène soutenu par un mur de soutènement a permis à Boussinesq (1882), en prolongement des travaux de Rankine (1857) de montrer que la distribution de la pression de poussée est triangulaire. Les contraintes croissent linéairement avec la profondeur. Ces travaux venaient compléter les travaux de COULOMB qui a proposé une distribution triangulaire en cas de poussée.

Scherif et al (1982), ainsi Fang et al (1997), ont montré que la distribution de la pression au cours du mouvement de l'écran reste sensiblement triangulaire concernant le mouvement de translation. Rendulic (1938), a donné une approximation pour calculer la pression P_a dans le cas d'un mur faisant un mouvement de translation avec les deux conditions ($\delta=0$, $\lambda = 0$) [31].

L'auteur a proposé la formule suivante :

$$P_a (\text{Translation}) = \frac{P_a (\text{rotation à la base}) + P_a (\text{rotation en tête})}{2}$$

La valeur de translation (s) du mur nécessaire pour atteindre la poussée minimale (état d'équilibre limite) est donné par :

$$\frac{s}{H} = (7 - 1.13\varphi) 10^{-4} \quad (64)$$

(s) est le déplacement horizontal du mur pour faire apparaître, l'état d'équilibre limite de poussée dans le sol.

H : La hauteur de mur.

φ : L'angle de frottement interne du massif.

En cas d'un mur pivotant par rapport à sa tête, d'après l'étude de James et lord (1972), une bande de cisaillement en forme d'arc de cercle a été observée, par ailleurs, que cette bande est faible en cas de sable dense et se développe davantage dans sable lâche [31].

Dubrova (1963), a proposé de calculer la pression active unitaire comme suit [27] :

$$P_a = \gamma Z \operatorname{tg}^2 (45 - \frac{\phi}{2}) (1 - Z \phi / (H \cos \phi)) \quad (65)$$

$$\phi = \phi Z / H$$

En cas d'un mur pivotant par rapport à son pied, Fang et Ishibashi (1986), ont observé qu'au cours de la rotation du mur, les pression diminuent moins vite dans la partie inférieure du mur que dans la partie supérieure. Ils ont aussi montré que le mouvement du mur conduit à développer un état d'équilibre limite dans la partie supérieure du massif de sol (environ la moitié supérieure) tandis que dans la moitié inférieure, l'état du sol reste intermédiaire entre l'état de poussée et l'état de repos[31].

Shérif (1984), a fait des essais sur model réduit du mur au laboratoire. Il a trouvé que pour atteindre la poussée minimale (états d'équilibre actif), il faut tourner le mur d'un angle bien défini comme le résume le tableau 1.1 [27].

Tableau 1.1 : L'angle de rotation du mur nécessaire pour atteindre la poussée minimale.

Type de sol	Rotation (rad)
Sable lâche	$10 \cdot 10^{-4}$ à $20 \cdot 10^{-4}$
Sable dense	$06 \cdot 10^{-4}$ à $12 \cdot 10^{-4}$

1.4.2.2. Pression passive (butée)

Des essais ont été faits par Norain (1969), qui a proposé des valeurs de rotation et translation d'un mur vertical soutenant un sol pulvérulent ayant une surface libre et horizontale, résumées aux tableaux 1.2 et 1.3.

- Rotation

Tableau 1.2 : L'angle de rotation du mur nécessaire pour atteindre la poussée minimale.

Type de sable	θ Rad
Lâche	$50 \cdot 10^{-4}$
Dense	$100 \cdot 10^{-4}$

- Translation

Tableau 1.3 : La valeur de translation du mur nécessaire pour atteindre la poussée minimale.

Type de sable	s/H
Lâche	0,0855
Dense	0,0640

1.4.3. Modélisation par éléments finis

Des travaux d'analyse par éléments finis ont été menés par Fathey Elsaid (2000) sur un mur rigide soutenant un sol pulvérulent (voir figure 1.30). L'auteur a utilisé la méthode des éléments finis afin de déduire l'effet du mouvement du mur sur la distribution des pressions qui agissant sur ce dernier, en présence d'élément d'interface entre le sol et le mur, caractérisé par un angle $\delta=2/3\phi$. L'analyse a été faite pour un mur rigide qui fait une translation, rotation à sa base ou rotation en tête[15].

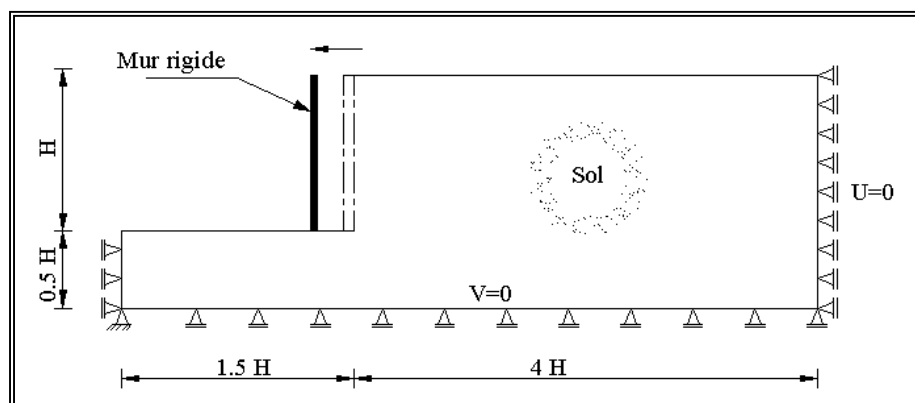


Figure 1.30 : Les dimensions du maillage utilisé dans l'étude de Fathey Elsaid [15].

L'auteur a abouti aux constatations suivantes :

1. Le mode de mouvement a un effet non négligeable sur les coefficients de pression K_a , K_p et la distribution des pressions de poussée et de butée, pour un sable lâche ou dense soutenu par un mur rigide lisse ou rugueux,
2. La valeur de déplacement pour mobiliser la pression de la poussée et de la butée dépend de mode du mouvement du mur,
3. Si le mur effectue une translation, la distribution de la pression active et passive est triangulaire, et la résultante de cette pression se trouve à $1/3 H$ par rapport à la base,
4. Si le mur effectue une rotation à sa base, la distribution des pressions active et passive est triangulaire, et la résultante de cette pression se trouve à $1/3 H$ par rapport à la base en cas de butée et à $0,4 H$ en cas de la poussée,
5. Si le mur effectue une rotation à la tête, la distribution de la pression active et passive est toujours triangulaire et la résultante de cette pression se trouve à $0,5 H$ par rapport à la base en cas de butée et $0,25 H$ en cas de la poussée.

1.4.4. Conclusion sur les modes de déplacement d'un mur rigide

Les résultats obtenus par des différents chercheurs, indiquent clairement l'importance du type de mouvement du mur sur les amplitudes, les distributions des pressions des terres sur le mur et les déplacements limites.

Donc, le choix de mode de mouvement devient très important pour évaluer les pressions, afin de dimensionner les ouvrages de soutènement selon une démarche sécuritaire.

1.5. Modélisation expérimentale et numérique du comportement des murs rigides

On présente à travers ce sous chapitre, des travaux expérimentaux et numériques de modélisation du comportement des murs de soutènement en interaction avec le sol, ainsi que les différents résultats obtenus par ces travaux aussi les observations et les recommandations concernent l'interaction sol / mur.

1.5.1. Modélisation expérimentale

Beaucoup de chercheurs ont travaillé sur des modèles réduits ou des prototypes des murs de soutènement. Ces travaux étaient destinés à déterminer l'allure de la distribution de la pression de terre derrière le mur ainsi que la pression résultante à l'état limite de

résistance du sol et le point d'application de cette résultante, et ce pour les différents modes de mouvement du mur.

Roscoe (1970), a travaillé sur un modèle en vraie grandeur travaillant en butée et a démontré que la direction et la position du point d'application de la force résultante de la pression de la terre dépendent généralement de mode de mouvement du mur [23].

Le modèle en vraie grandeur testé par Terzaghi et Tchebotarioff [23] a confirmé que pour un mur tournant autour de sa base, la distribution active de pression de la terre est plus ou moins hydrostatique.

Des essais sur des modèles réduits de murs en laboratoire menés par Press et Lehmann (1942), montrent comme les essais de Terzaghi (1934), que la poussée des terres dépend largement du type de mouvement du mur [31].

André Reimbert et Marcel Reimbert, ont mené plusieurs expériences durant la période 1960-1967. Ils se sont intéressés au calcul des efforts de poussée exercés par un massif pulvérulent sur un mur qui le soutient, et ceux de butée qui peut être mobilisés [05].

Ces expériences ont été établies pour déterminer les pressions réelles de poussée et de butée, et établir des formules empirique simples pour calculer ces pressions en cas d'un massif pulvérulent quelconque surchargé ou non, soutenu par un écran vertical ou incliné (voir figure 1.31).

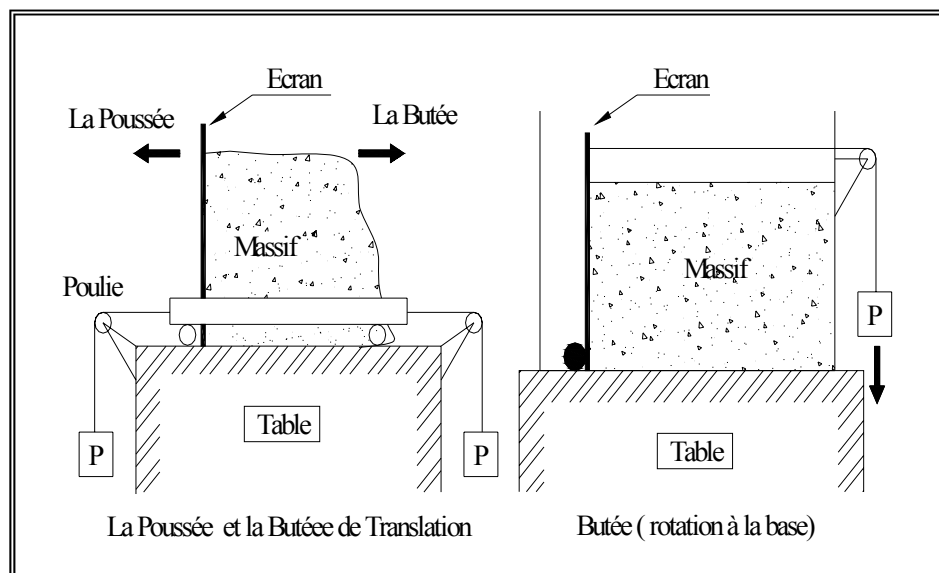


Figure 1.31 : Schémas d'essais menés par Reimbert.

On peut résumer les résultats obtenus comme suit :

1. Rankine a supposé que dans un massif pulvérulent indéfini, la pression verticale sur un élément de surface à l'intérieur de ce massif, est celle correspondant au poids de la

colonne du sol, et que les contraintes agissant sur le plan vertical de cette surface sont parallèles à la surface libre du massif pulvérulent.

D'après les expériences de Reimbert la deuxième hypothèse, n'est pas confirmée.

2. Les essais montrent que le plan de rupture au moment de la rupture sol / mur en cas de poussée se produit suivant une droite passant par la base de ce dernier, et non pas suivant une courbe comme l'indiquent certaines théories classiques.

Ce plan de rupture forme un angle est égal $\theta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{3}$ avec l'horizontale, en cas de poussée, contrairement aux prévisions des méthodes traditionnelles (angle $\theta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ en poussée).

3. L'état de l'interface sol / mur, qu'il soit lisse ou rugueuse ne modifie pas la grandeur des pressions, et donc les efforts de la poussée et ainsi la butée, sont indépendantes de l'état de l'interface sol / mur.

L'état de surface n'a pas aussi d'influence sur la valeur de l'angle derrière le prisme de rupture θ à la poussée, selon les deux modes de déplacements du mur (translation, rotation à la base).

Les valeurs expérimentales ont montrées que les grandeurs de la poussée calculées par les formules de Rankine plus grandes que les valeurs expérimentales.

Les formules empiriques proposées par Reimbert sont :

1. Cas de la poussée

❖ Mur vertical, remblai horizontal
$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} \left(\frac{\pi - 2\varphi}{\pi + 2\varphi} \right)^2 \quad (66)$$

Mur vertical, remblai incliné
$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} \left(\frac{\pi - 2\varphi}{\pi + 2\varphi} \right)^2 \left(1 + \frac{2\beta}{\pi} \right) \quad (67)$$

Une surcharge uniformément répartie sur la surface libre horizontale d'un sol soutenu par un mur vertical ou incliné.

$$P_q = \frac{qH}{2} \left(\frac{\pi - 2\varphi}{\pi + 2\varphi} \right)^2 \quad (68)$$

❖ Mur incliné, remblai horizontal

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} \left(\frac{\pi - 2\varphi}{\pi + 2\varphi} \right)^2 \left(\frac{\lambda - \varphi}{(\pi/2) - \varphi} \right) \quad (69)$$

2. Cas de la butée

Pour un mur vertical et un remblai horizontal la pression limite est égale à :

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} \left(\frac{\pi - 2\varphi}{\pi + 2\varphi} \right)^{n-2} \quad \ll \text{La butée minimale} \gg \quad (70)$$

La butée minimale c'est l'état d'équilibre limite élastique (les petits déplacements)

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} \left(\frac{\pi - 2\varphi}{\pi + 2\varphi} \right)^{n-2} \left(\frac{\pi + 2\alpha}{\pi - 2\alpha} \right) \quad \ll \text{La butée maximale} \gg \quad (71)$$

La butée maximale correspond l'état limite plastique (la rupture du massif)

- ◆ n=1 pour la butée de rotation.
- ◆ n=2 pour la butée de translation ($K_p=1$ quelque soit la variation de l'angle de frottement, cette valeur a été confirmée par les expériences de professeur Rowe).
- ◆ n=3 pour la contre butée (la contre butée est manifeste lorsque le mur fait un rotation autour d'un axe parallèle à sa base et situé a une certain distance au-dessus de celle-ci).

Bransby (1968), a travaillé sur le modèle réduit d'un mur de soutènement en étudiant les trois modes de mouvement (mouvement de translation, rotation autour du pied du mur et rotation autour du sommet du mur). Ce chercheur a conclu que l'allure de la surface du glissement est la même (forme en spirale logarithmique). Cette ligne du glissement passe par le pied du mur en cas de rotation en tête et translation pure, en cas de rotation au tour du pied, cette ligne passe au dessus de la base du mur, comme le montre la figure 1.32 [05]

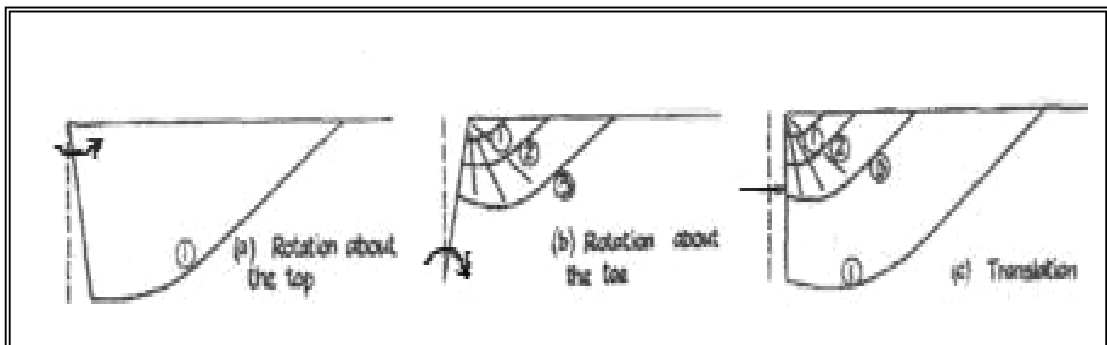


Figure 1.32 : Formation de la surface de rupture par butée dans le sable dense pour les trois modes de mouvement.

1.5.2. Modélisation numérique de l'interaction sol / mur

Le développement des méthodes numérique en géotechnique a permis d'approfondir les recherches dans le domaine des ouvrages de soutènements. L'utilisation de la méthode des éléments finis avec une loi de comportement non-linéaire du sol permet en principe d'évaluer le champ de déplacements ainsi que les pressions.

Beaucoup de chercheurs ont contribué, ces dernières années, au calcul numérique des pressions des terres tels que: Clough et Duncan (1971), Simpson et Worth (1972), Bhatia (1989), Chiroshi et Hemanta (1973), Nakai (1985), Fang et Ishibashi (1986).

Chiroshi et Hemanta (1973) ont analysé le problème d'interaction sol/mur par la méthode des éléments finis. Ils ont développé un modèle simplifié d'interface qui peut simuler le comportement en frottement le long de l'interface sol/mur [23].

Cet élément est constitué par des ressorts de cisaillement dans la direction tangentielle et un patin (ou glisseur) pour représenter le frottement, avec une longueur L et une épaisseur nulle. Cette technique permet à la partie de sol de glisser le long du mur tout en gardant le contact avec le mur (voir figure 1.33).

Ces chercheurs ont utilisé des éléments bidimensionnels triangulaires, le sol étant supposé homogène et sec. La charge externe considérée est celle due aux poids du sol. Quant aux conditions en frontière, les noeuds le long des frontières latérales peuvent avoir des mouvements dans la direction verticale, tandis que les noeuds le long des frontières inférieures sont retenues contre les déplacements horizontaux et verticaux.

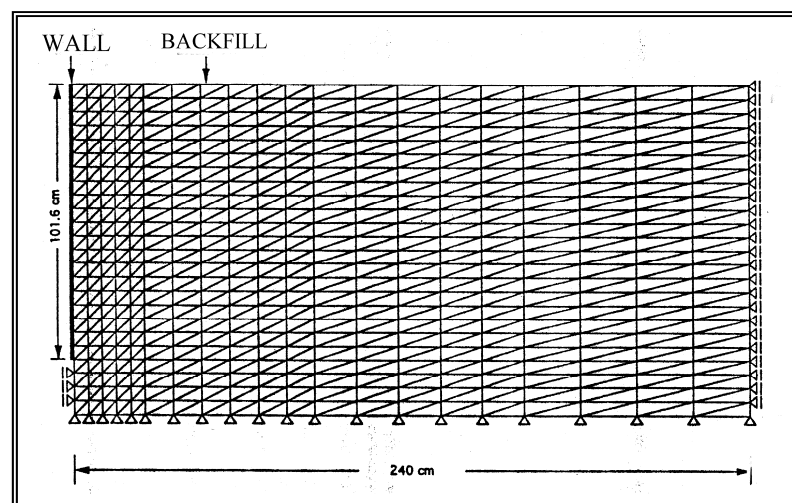


Figure 1.33 : La dimension du maillage utilisé par ces deux auteurs.

Les déplacements du mur au moment de la mobilisation de la poussée, selon les différents modes du mouvement sont résumés au tableau 1.4.

Tableau 1.4 : Les valeurs limites des déplacements en poussée.

Mode du mouvement du mur	s/H
Translation	0.00051
Rotation a la base	0.0006
Rotation a le sommet	0.001
Rotation a la base + translation	0.0007

En outre, le point d'application de la force résultante de poussée varie environ de $\frac{1}{3}$ à la moitié de la hauteur H du mur. Selon les différents modes de déplacement les positions de la résultante de la poussée sont résumées au tableau 1.5.

Tableau 1.5 : Position de la résultante de la poussée.

Mode du mouvement du mur	h/H
Translation	0.470
Rotation a la base	0.558
Rotation a le sommet	0.265
Rotation a la base + translation	0.365

On conclut, d'après cette étude, que la valeur de la pression résultante des terres à l'état actif et son point d'application dépendent du mode de mouvement du mur.

Le poids propre du remblai a un effet prononcé sur l'amplitude de la pression de poussée en cas d'un mur subissant la rotation autour d'un axe au-dessus de sa base.

Clough et Duncan (1971) ont entrepris un calcul par la méthode des éléments finis, les forces appliquées au mur ont été déterminées à partir des composantes des contraintes aux interfaces. Les observations suivantes résument les principaux résultats obtenus [23]:

À proximité de la base du mur, les pressions du sol ont une allure généralement proche d'une distribution trapézoïdale, avec des perturbations aux extrémités dues à la singularité géométrique.

À l'aval et à l'amont du mur, le diagramme des pressions du sol est approximativement triangulaire, sauf aux extrémités où des perturbations existent. Cette perturbation a deux conséquences : d'une part, les forces de poussées (ou de butée) calculées par la méthode des éléments finis, sont plus élevées que celles données par les

méthodes traditionnelles et d'autre part, le point d'application de cette résultante est déplacé vers un point situé en dessous du tiers de la hauteur du mur.

Ziegler (1986) a utilisé La méthode des éléments finis pour étudier et déterminer les pressions qui agissent sur un mur de soutènement lisse et rigide, avec trois modes de mouvement de mur (rotation autour à sa base, au sommet et la translation pure) [29].

D'après les résultats obtenus par ce dernier, il a été constaté que les valeurs des pressions sont presque égales à celles-ci proposées par Coulomb dans le cas le mur faisant une rotation autour de sa base, aussi bien en état actif que passif. La force résultante de pression des terres peut être inférieure dans le cas actif (en cas de rotation autour de la sommet et de la translation pure) et plus grande dans le cas passif (en cas de translation pure). Cette différence par rapport aux valeurs classiques est possible, du fait que la méthode des éléments finis est caractérisée par une loi de comportement non-linéaire alors que les premières se basent sur un comportement rigide-plastique ignorent l'influence des déplacements du sol sur la mobilisation des pressions.

Des calculs de pression des terres avec une loi de comportement élasto-plastique ont été également menés par Nakai (1985). Ce dernier a abouti aux mêmes conclusions que celles faites par Ziegler concernant les valeurs de la pression des terres[29].

1.5.3. Conclusion sur la modélisation

D'après cette brève présentation des travaux numériques et expérimentaux menés par différents chercheurs, on conclut que l'allure de la distribution des pressions derrière le mur varie d'une analyse à l'autre. Mais tous les travaux se concordent que le mode de mouvement du mur a une influence important sur la distributions des ces pressions.

1.6. Analyse comparative et critique des méthodes

Il existe plusieurs méthodes de détermination de la pression des terres sur un ouvrage de soutènement, telles que les méthodes analytiques comme la méthode de Coulomb, et les méthodes graphiques comme la méthode de Culmann. On présente une étude comparative des résultats de calcul des pressions de poussée et de butée déterminées par les différentes méthodes. En outre, on essaye d'exposer une analyse critique de certaines méthodes de calcul.

1.6.1. Etude comparative

On considère dans le premier exemple un mur de soutènement vertical $\lambda=0$ ayant une hauteur $H=5$ m, soutenant un massif du sol pulvérulent sec de poids volumique $\gamma_d=18$ kN/m³ à surface horizontale ($\beta=0$) non chargé et caractérisé par une cohésion nulle ($C=0$) et un angle de frottement $\varphi=30^\circ$, l'angle du frottement sol/mur est pris égal $\delta = \frac{2}{3} \varphi$.

On considère dans le deuxième exemple un mur de soutènement oblique $\lambda=10^\circ$ ayant une hauteur $H=5$ m, soutenant un massif du sol pulvérulent sec de poids volumique $\gamma_d=16$ kN /m³, à surface inclinée $\beta = 15^\circ$ non chargée et caractérisé par une cohésion nulle et un angle de frottement $\varphi = 40^\circ$, l'angle du frottement sol/ mur est égal $\delta = \frac{1}{3} \varphi$.

Les figures 1.34 à 1.37 illustrent les mécanismes de rupture des deux exemples analysés par des méthodes graphiques.

On regroupe les valeurs de la résultante P_a pression de la poussée et celle de la butée P_p des deux exemples, calculées par les différentes méthodes dans les deux tableaux 1.6 et 1.7 suivants :

Tableau 1.6 : Les valeurs de la poussée et la butée déterminées par les différentes méthodes pour l'exemple 1.

Méthode de calcul	Force de poussée (kN)	Force de butée (kN)
<i>Méthode de Coulomb</i>	66.89	1373.91
<i>Méthode de Rankine</i>	74.925	675.00
<i>Méthode de Caquot Kérisel</i>	67.5	628.5
<i>Méthode de Culmann</i>	71.06	609.5
<i>Méthode de Poncelet</i>	67.05	1370.38

Tableau 1.7 : Les valeurs de la poussée et la butée déterminées par les différentes méthodes pour l'exemple 2.

Méthode de calcul	Force de poussée (kN)	Force de butée (kN)
<i>Méthode de Coulomb</i>	65.10	2438.00
<i>Méthode de Rankine</i>	55.20	930.00
<i>Méthode de Caquot Kérisel</i>	45.60	820.00
<i>Méthode de Culmann</i>	64.53	1802.76
<i>Méthode de Poncelet</i>	78.26	2450.00

D'après ces résultats de calcul des différentes méthodes résumées aux tableaux 1.6 et 1.7, on constate que les valeurs de la pression de la poussée sont généralement très voisines entre elles pour les deux exemples étudiés, mais en cas de la butée il existe une différence importante entre ces valeurs. On constate aussi que la méthode de coulomb et la méthode graphique de poncelet donnent des mêmes valeurs des pressions en cas de la poussée et la butée.

Soient :

d' : la distance entre la tête du mur et le point d'intersection de la ligne de glissement avec la surface.

θ : L'angle entre l'horizontal et la ligne de glissement.

Il n'existe pas une grande différence entre les trois méthodes citées au tableau 1.8 pour le cas de la poussée, mais en cas de la butée, la différence est importante au niveau la distance d' .

Tableau 1.8 : Les valeurs de la distance d' et l'angle θ déterminé par les différentes méthodes pour les deux exemples.

Exemple 1				
Méthode de calcul	<i>Force de poussée</i>		<i>Force de butée</i>	
	d'	θ	d'	θ
Méthode de Coulomb	0.57 H	60°	1,73 H	30°
Méthode de Culmann	0.64 H	57°	1.60 H	32°
Méthode de Poncelet	0.67 H	56°	2.05 H	28°
Exemple 2				
Méthode de calcule	<i>Force de poussée</i>		<i>Force de butée</i>	
	d'	θ	d'	θ
Méthode de Coulomb	0,57 H	60°	1,73 H	30°
Méthode de Culmann	0.76 H	64°	2.88 H	34°
Méthode de Poncelet	0.79 H	64°	3.47 H	31°

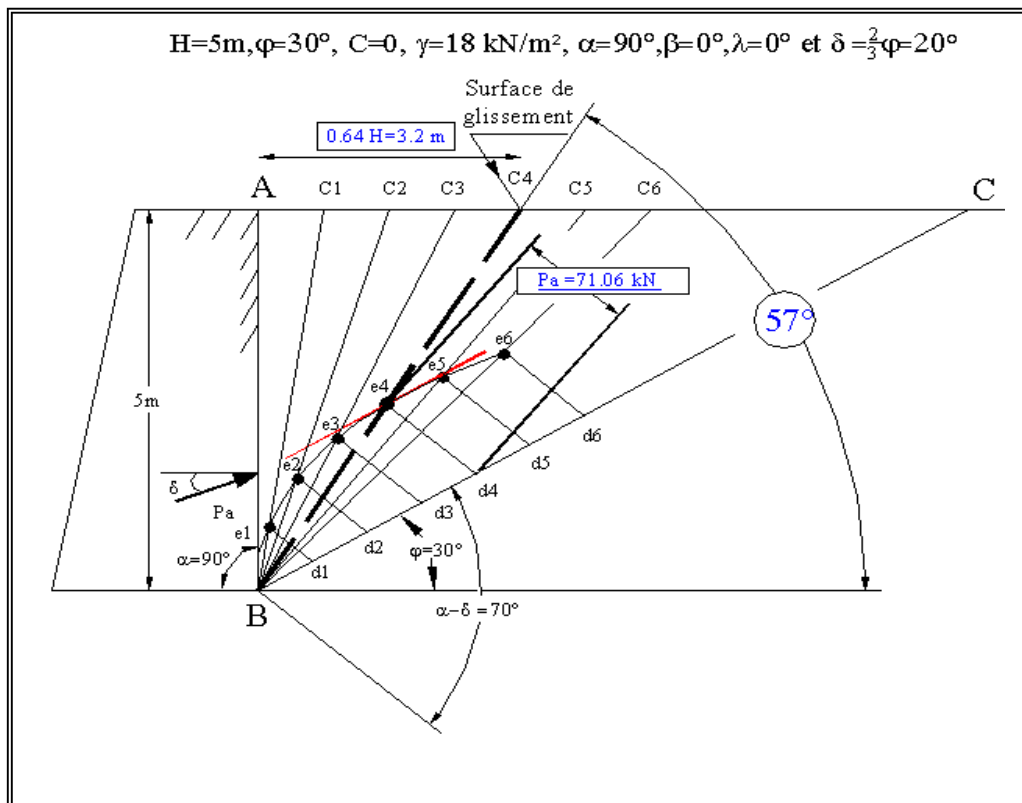
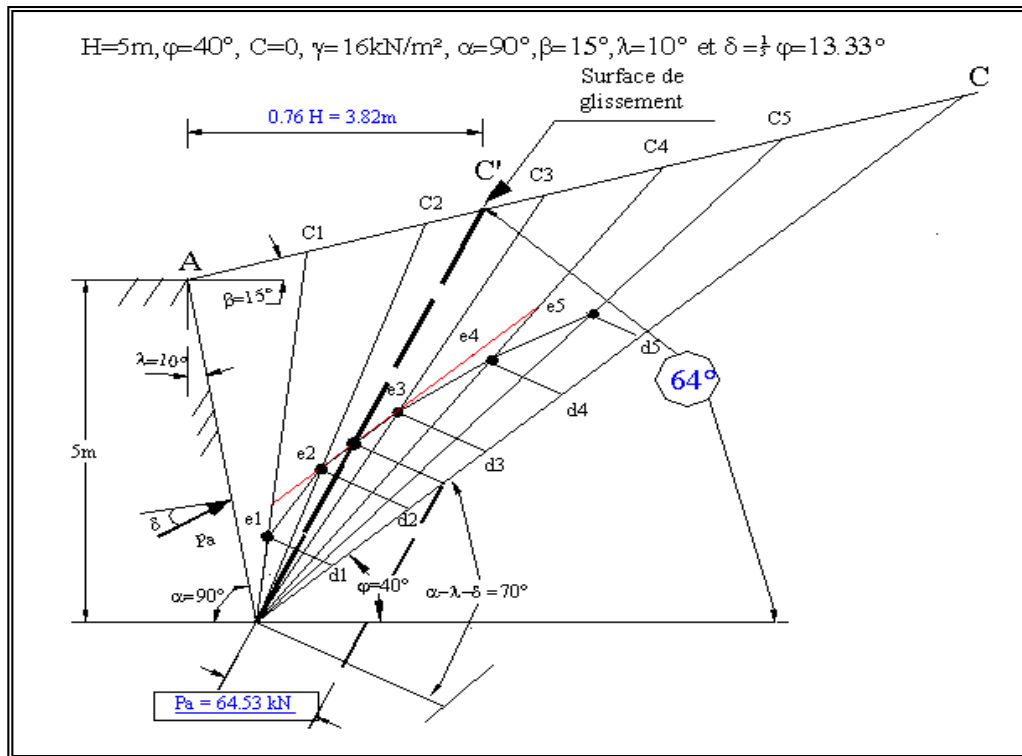


Figure 1.34 : Construction graphique de Culmann en cas de la Poussee.

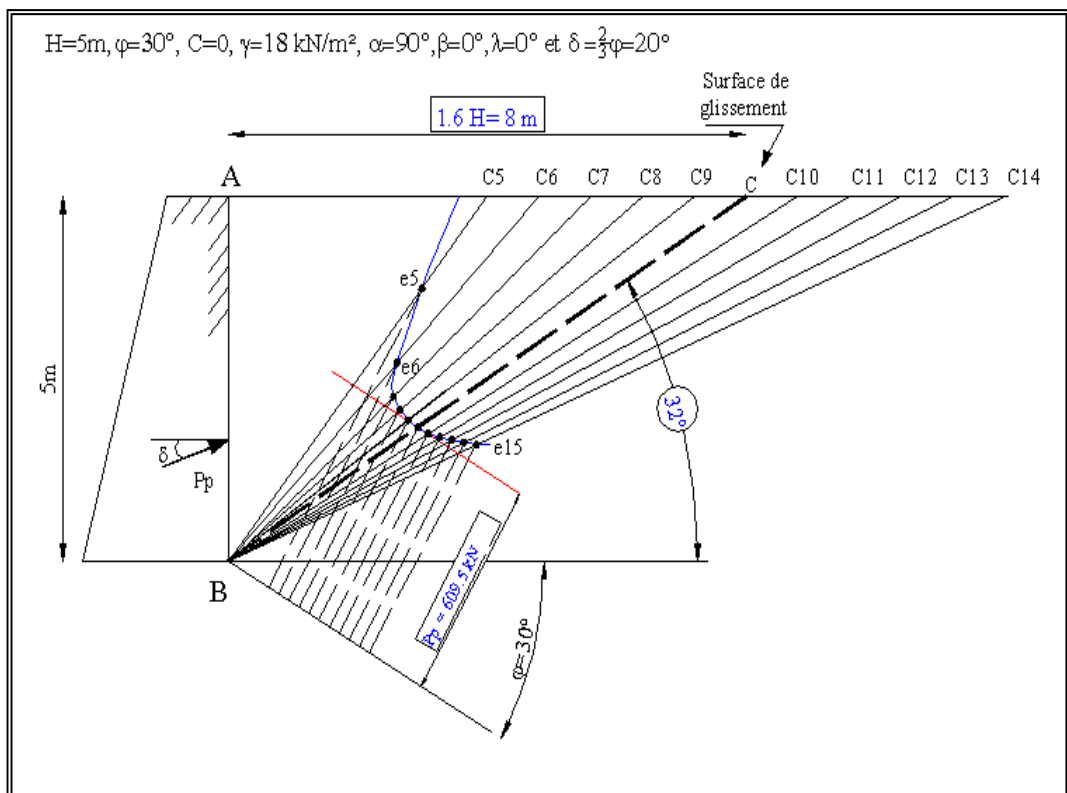
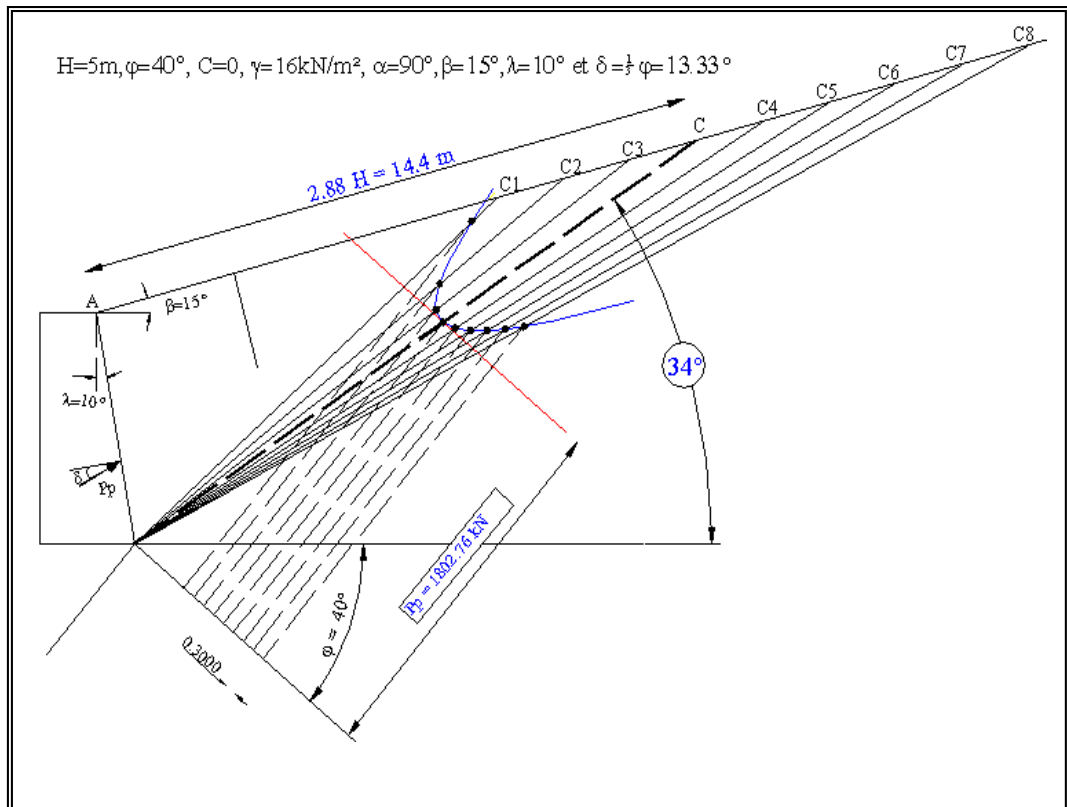


Figure 1.35 : Construction graphique de Culmann en cas de la Butée.

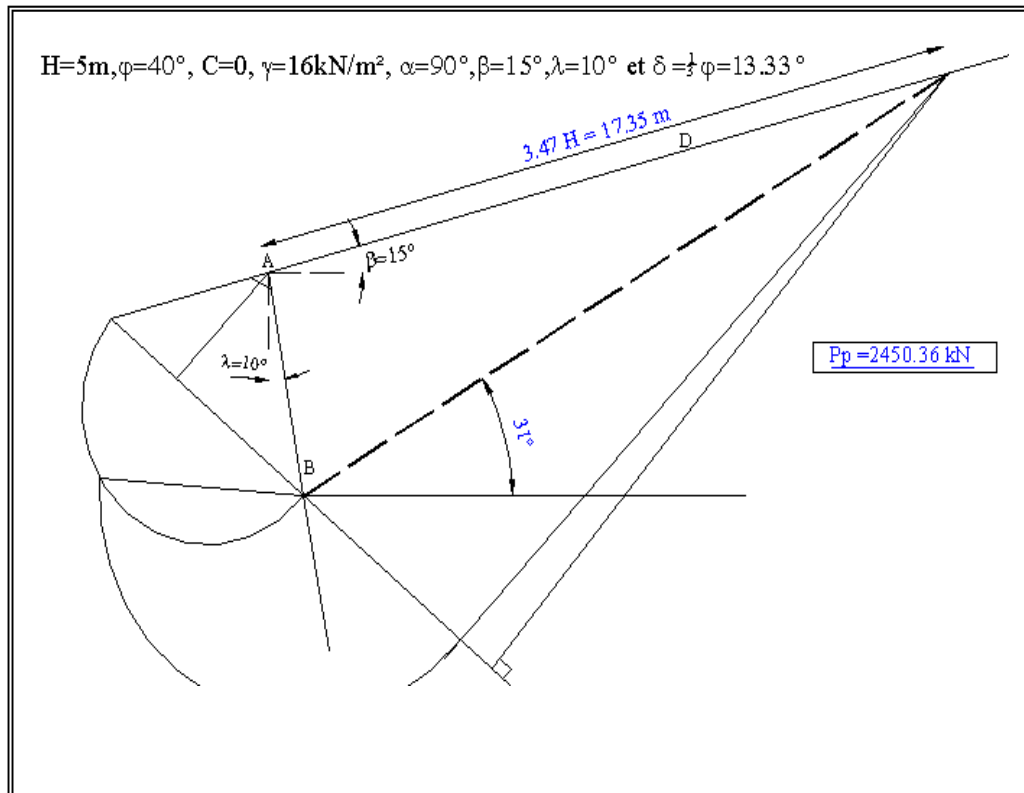
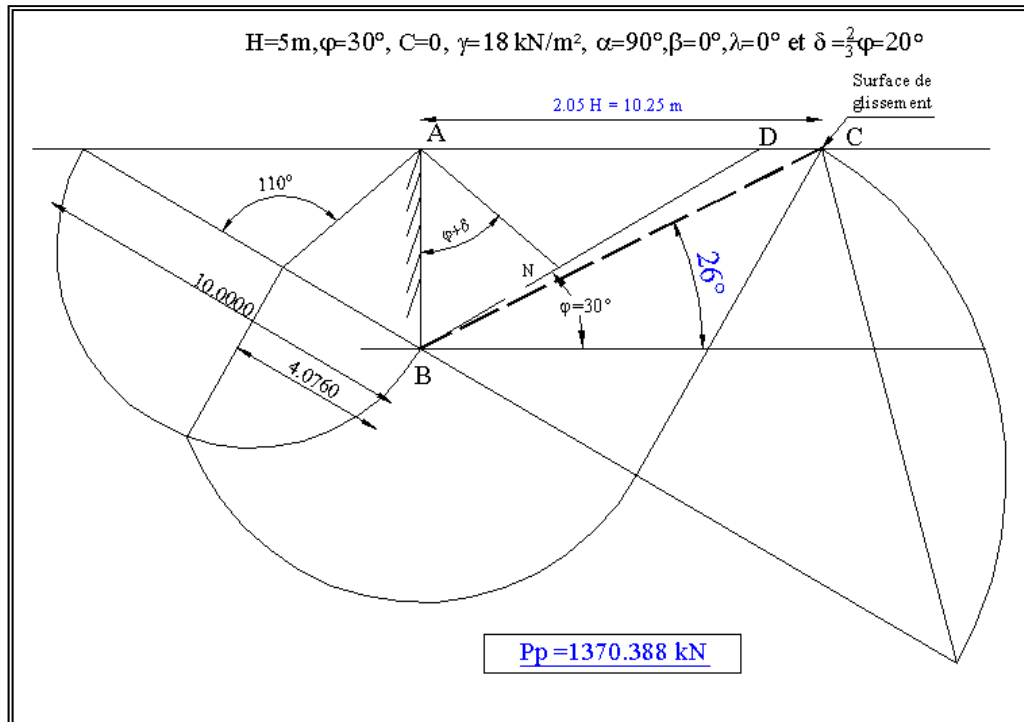


Figure 1.37 : Construction graphique de Poncelet en cas de la Butée.

1.6.2. Critique de la théorie de Coulomb et Rankine

L'inconvénient de la théorie de Rankine est que l'auteur n'a pas tenu compte de la rugosité du mur (l'angle de frottement δ sol / mur), en supposant que l'angle δ est égal à celui de l'inclinaison de la surface de remblai.

Boussinesq, puis Résal montrent que la théorie des Rankine ne correspond pas mathématiquement à l'équilibre du massif pulvérulent soutenu par un mur. Boussinesq, le premier qui avait démontré que l'hypothèse de Rankine était inexacte et avait conclu : *"Peut être trouvera-t-on un jour, quelque ordre de phénomène auquel l'hypothèse considérée serait plus applicable"* [6].

D'après Coulomb, la surface du glissement est plane et le massif au-dessus de cette surface est en état d'équilibre élastique, il a établi des formules pour calculer les pressions des terres, ces formules reposant sur la théorie de maximum et minimum.

Les courbes de glissement déterminées par Caquot sont très voisines de l'approximation de Coulomb dans le cas de poussée[4]

Rankine et Coulomb ont donné des formules pour calculer la poussée agissant sur un mur suite à une rotation autour de sa base. Mais par exemple dans les travaux d'excavation pour le passage des canalisations, on utilise des murs provisoires (fouilles blindées). dans ce cas, le mur fait une rotation autour d'un axe parallèle de sa base et situé à une certaine distance au-dessus de celle-ci, donc ne peut pas utiliser ces formules pour ce type de problèmes. Donc les deux chercheurs ont étudié le problème du mur de soutènement en cas général sans introduire les différents modes de mouvement de ces ouvrages.

L'examen de la ligne de rupture réelle ou l'étude sur modèle réduit de rupture de massif soutenu par des écrans, montre que les ruptures planes qui servent de base de l'approche de Coulomb ne sont que des cas particuliers assez rares, surtout en poussée. Les ruptures sont généralement courbes. La solution complète a été donnée par Caquot et Kérisel qui ont également calculé les valeurs exactes des deux forces en fonction de φ et des caractéristiques géométriques de l'écran et le massif de sol [4].

La forme des surfaces de rupture du sol derrière des murs de soutènement n'est pas une droite. Terzaghi a proposé une surface de la rupture combinaison d'une spirale logarithmique et une ligne droite. [24].

1.6.3. Conclusion sur l'analyse comparative

Les valeurs des pressions des terres sur un mur en poussée, prévues par les différentes méthodes de calcul sont pratiquement identiques, par contre, en cas de butée les prévisions sont très disparates. Ces différences dans les résultats dépendent des hypothèses de ces différentes méthodes.

1.7. Conclusion

Ce chapitre est une synthèse bibliographique des méthodes de calcul des pressions de terre sur les murs. On a présenté d'une manière succincte l'apport de la modélisation expérimentale et numérique dans l'étude de l'interaction sol / soutènement. Les systèmes des murs rigides peuvent être soumis à des pressions de poussée ou de butée. L'origine principale de ces pressions est l'effet du poids propre du massif derrière ces murs ainsi que l'effet des surcharges appliquées sur la partie amont du sol.

Les méthodes de calcul et de dimensionnement des murs de soutènement ont été développées en premier lieu par Coulomb, Rankine et Boussinesq pour les poussées, et complétées ensuite par Caquot (1934) pour calculer les pressions de butée en pied du mur.

L'évaluation de ces pressions peut se faire à partir de l'application directe des méthodes classiques de dimensionnement comme : la méthode de Coulomb (1773), Rankine (1856), Culmann (1875), Poncelet (1840). On peut classer ces méthodes en deux grandes catégories :

La première est celle des méthodes basées sur la plasticité (équilibre limite), d'ailleurs la plus utilisée, et la deuxième catégorie est celle des méthodes basées sur la construction graphique.

On conclut que les valeurs déterminées par les différentes méthodes sont assez différentes, ce qui est dû aux hypothèses adoptées par chaque méthode.

L'ordre de grandeur du mouvement nécessaire au développement d'un état limite, et sa cinématique ont une influence fondamentale sur la valeur de la pression exercée par le sol sur le mur, ainsi que sur la distribution de cette pression le long du mur.

Les valeurs des pressions des terres sur un mur en poussée, prévues par les différentes méthodes de calcul sont pratiquement identiques, par contre, en cas de butée les prévisions sont assez disparates.

CHAPITRE 2

ÉTUDE EXPÉRIMENTALE

2.1. Introduction

Les murs de soutènements sont des ouvrages nécessaires pour assurer la stabilité des terres, et surtout en présence des surcharges à la surface. A l'heure actuelle, il existe des milliers d'ouvrages réalisés dans le monde destinés à cette fonction, certains de ces ouvrages sont endommagés après la mise en œuvre. La cause qui a conduit à ces endommagements sont principalement les erreurs faite au niveau de dimensionnement et précisément au niveau de l'évaluation des pressions des terres sur ces ouvrages.

De nombreux paramètres clefs interviennent dans le dimensionnement des murs tels sont la charge maximale exercée par l'ouvrage sur la partie amont du sol du système (sol / mur), et la distance de la tête du mur à la surcharge (véhicule, engins, fondation d'un bâtiment....) pour éviter la transmission directe et/ou totale de leur pressions au mur.

Afin d'étudier l'effet de ces paramètres, on a besoin de définir un mécanisme de rupture du système sol / mur. Pour cela on a entrepris une analyse expérimentale à travers des essais sur modèles réduits.

Dans ce deuxième chapitre, On présente l'objectif de l'étude expérimentale, les différentes étapes de la conception et le choix du modèle du système sol / mur, ainsi que les différents matériaux utilisés dans ces essais. Comme on expose le dispositif de chargement en poussée et en butée, la procédure de remplissage du modèle ainsi que le programme d'essais.

Parallèlement, On détermine les différents résultats obtenus à savoir les courbes de chargement et les figures de mécanismes expérimentaux de rupture où on essaye de comparer ces résultats avec les méthodes citées dans l'étude bibliographique.

2.2. Conception du modèle plan mur/sol et description des dispositifs expérimentaux

Les expériences que nous avons effectuées sur le modèle réduit sol/mur nécessitent un dimensionnement du modèle réduit, ainsi qu'une caractérisation mécanique et géométrique des matériaux d'essais utilisés.

On présente dans ce que suit, l'objectif de l'étude expérimentale et un aperçu sur les similitudes ainsi que le modèle réduit réalisé du système mur/sol. Comme on présente les différents matériaux d'essais utilisés et les essais de caractérisation réalisés sur certains matériaux du modèle à savoir celui du mur, du sol et celui du box.

2.2.1. Objectif de l'étude expérimentale

Les essais sur les modèles réduits sont une voie de recherche complémentaire des analyses théoriques et numériques, ainsi que celles des expérimentations sur ouvrages en vraie grandeur. Notre objectif dans cette partie expérimentale est l'analyse du comportement d'un mur rigide très long soumis à des déplacements de poussée ou de butée, à l'aide d'une force concentrée appliquée horizontalement en tête. Cette analyse comporte la détermination expérimentation des courbes du chargement en cas de poussée ainsi qu'en cas de butée et la visualisation des surfaces de glissement lors de la rupture du sol derrière le mur.

En général, le but de ces expériences est de comprendre les phénomènes qui apparaissent lors de l'interaction bidimensionnelle entre un mur rigide soutenant un sol pulvérulent artificiel formé d'un empilement de billes d'acier.

2.2.2. Condition de similitude

Pour que les résultats obtenus sur un modèle réduit soient applicables à l'échelle de la en grandeur d'un ouvrage, il est nécessaire de respecter entre les différentes grandeurs physiques qui interviennent, certaines relations dites conditions de similitude. Un rapport de similitude est défini comme étant le rapport d'une grandeur physique du modèle à celles du prototype.

Afin de conserver les contraintes, les déformations, dans un ouvrage en grandeur réelle et un modèle à l'échelle ($\frac{1}{N}$), il est nécessaire selon la théorie de similitude d'augmenter soit le poids volumique du modèle réduit N fois dans le modèle, soit d'augmenter l'intensité de l'accélération du pois N fois.

On a recours dans les laboratoires de recherche à augmenter artificiellement les forces du poids dans le modèle, en affectant les expériences dans un appareil centrifugeur.

En effet, dans un repère relatif au modèle la force centrifuge s'ajoute au poids propre et il en résulte un poids apparent beaucoup plus grand que le poids propre, et qui est caractérisée par une accélération fixée à N fois celle de la gravité terrestre, soit $g=10 \text{ m/s}^2$.

Nos essais sont faites dans les conditions ambiantes (gravité naturelle $g=1 \text{ m/s}^2$), les résultats obtenus par ces essais ne représentent pas un modèle prototype et sont utilisés à titre d'étude qualitative d'un phénomène.

2.2.3. La conception du modèle sol / mur

En pratique, les murs de soutènement sont généralement calculés comme étant des modèles bidimensionnels tels que les déformations dans ces ouvrages sont planes. La modélisation expérimentale de ces ouvrages est souvent effectuée avec un modèle bidimensionnel en déformation plane. Ce type de modélisation est justifié pour les murs de grande longueur.

L'étude expérimentale traite le comportement d'un mur vertical rigide très long. Il s'agit en fait d'un comportement en déformations planes et il paraît judicieux de limiter l'étude à celle d'un plan perpendiculaire à la longueur du mur. Afin de pouvoir bien visualiser le mouvement du sol, celui-ci sera remplacé par un empilement uniforme des billes. L'étude en poussée / butée nécessite la mobilisation des déplacements suffisants du mur, ce qui peut s'effectuer en encastrant la base du mur et le soumettre à une force horizontale de poussée ou de butée en tête (voir figure 2.1).

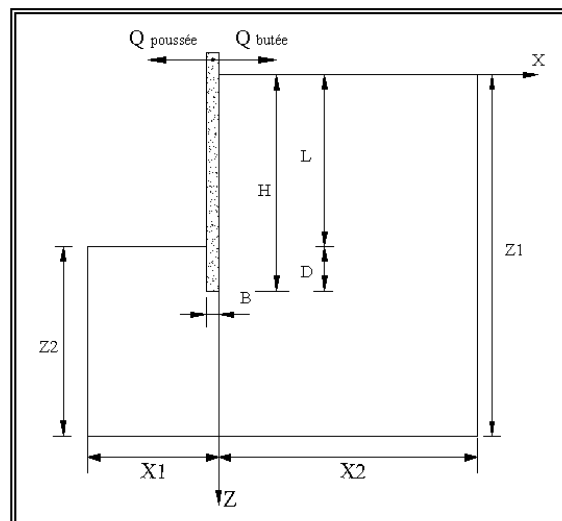


Figure 2.1 : Les dimensions du modèle expérimental.

Comme le montre la figure 2.1, on doit retenir les dimensions minimales X_1 , X_2 , Z_1 et Z_2 du plan du modèle expérimental qui assurent un volume suffisant du sol mobilisé lors du déplacement du mur.

- Modélisation du massif de sol

Afin de réaliser des essais représentatifs, nous avons construit un modèle qui permet de vérifier les conditions aux frontières, ces conditions ayant une relation directe avec la forme géométrique du modèle qui représente le massif du sol.

La distance X_1 (figure 2.1) à l'amont du mur doit autoriser le développement du mécanisme de rupture, qui théoriquement peut occuper une zone limitée par un plan incliné d'angle θ mesuré à partir du pied du mur. Cet angle est généralement supérieur à 45° . Il convient donc que cette distance soit au moins égale la hauteur du mur.

Pour définir ces dimensions géométriques, on se base sur les recommandations de certains auteurs, la figure 2.2 illustre les dimensions minimales recommandées du plan du modèle sol / mur. Le plan du modèle contient en principe le volume utile du sol mobilisable lors du déplacement du mur.

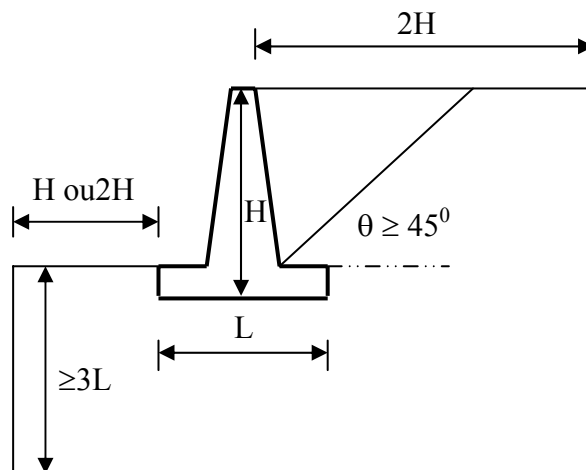


Figure 2.2 : Dimensions conseillées du maillage pour la modélisation d'un mur poids [8], [29].

D'après la figure 2.2, la partie amont du sol à une longueur égale au moins à deux fois la hauteur H du mur. Les dimensions du modèle adopté sont présentées dans la figure 2.3.

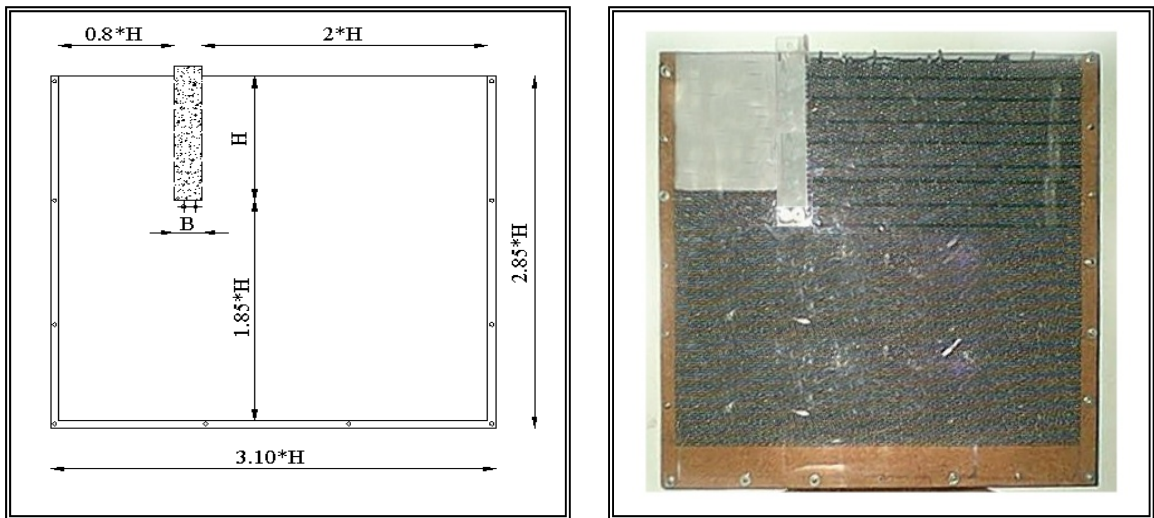


Figure 2.3 : Le modèle choisi et leurs dimensions retenues.

2.2.4. Description des moyens expérimentaux

2.2.4.1. Matériau du box (plexiglas)

Afin de réaliser les essais sur le modèle sol/mur, nous avons réalisé un box qui contient le matériau sol (billes) et le modèle du mur. Il faut prévoir un matériau transparent pour autoriser un champ de vision net pour suivre ainsi les déplacements des billes. Il doit avoir une rigidité assez élevée pour éviter un éclatement possible pendant l'expérience.

Nous avons choisi comme matériau du box, le plexiglas transparent avec une épaisseur égale à 5 mm. On a fait un essai à la flexion sur un échantillon de ce matériau.

L'objectif de cet essai est de déterminer le module d'élasticité E d'une part et d'autre part de déduire la force maximale qui peut supporter le matériau plexiglas afin d'éviter la rupture de ce dernier pendant les essais.

Cet essai consiste à charger en console un modèle en plexiglas. On a utilisé trois modèles chacun ayant la même longueur L , égale à 300 mm et la même épaisseur e , égale à 5 mm, avec des largeurs B différentes. On a aussi utilisé deux capteurs de déplacement aux distances 85 mm et 220 mm de l'encastrement.

Tableau 2.1 : Les dimensions des échantillons utilisés dans les expériences.

Modèle	1	2	3
L'épaisseur e (mm)	5.00	5.00	5.00
Largeur B (mm)	25.50	29.50	19.50
Longueur L (mm)	300.00	300.00	300.00

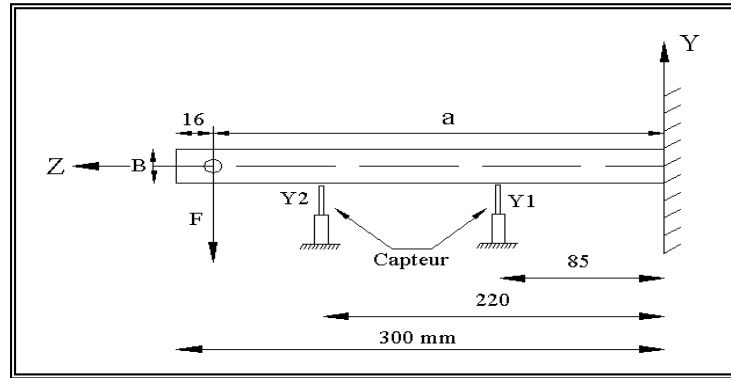


Figure 2.4 : Dispositif de l'essai à la flexion du plexiglas.

Pour déterminer le module d'élasticité E d'une console soumise à une force concentré F on a utilisé la formule suivante :

$$E = \frac{F}{2If(z)} \left(az^2 - \frac{z^3}{3} \right) \quad (72)$$

$f(z)$: La flèche du console.

I : Moment d'inertie.

a : Distance entre le point d'application la force et l'encastrement qui est égale à 284 mm.

F : la force concentrée appliquée.

Y_1 : Déplacement enregistré par le premier capteur C1.

Y_2 : Déplacement enregistré par le deuxième capteur C2.

Les résultats des essais sont résumés dans les tableaux 2.2, 2.3 et 2.4 suivants :

Tableau 2.2 : Résultats de l'essai n° 1.

F (N)	Y_1 (mm)	Y_2 (mm)
1.0	0.03	0.14
3.0	0.11	0.58
5.0	0.22	1.03
6.0	0.28	1.29
8.0	0.41	1.81
10.0	0.52	2.30
11.0	0.6	2.52
13.0	0.75	3.16
15.0	0.90	3.80
16.0	1.00	4.37
18.0	1.11	4.98
20.0	1.24	5.52
21.0	1.32	5.80
23.0	1.50	6.72
26.0	1.80	7.43
31.0	2.37	9.19
36.0	Rupture	Rupture

Tableau 2.3 : Résultats de l'essai n° 2.

F (N)	Y ₁ (mm)	Y ₂ (mm)	F (N)	Y ₁ (mm)	Y ₂ (mm)
0.5	0.01	0.05	13.0	1.2	4.41
1.0	0.03	0.20	13.5	1.23	4.58
1.5	0.06	0.37	14.0	1.29	4.73
2.0	0.16	0.63	14.5	1.35	4.92
2.5	0.18	0.74	15.0	1.38	5.07
3.0	0.20	0.86	15.5	1.46	5.33
3.5	0.25	1.04	16.0	1.50	5.48
4.0	0.30	1.19	16.5	1.52	5.59
5.0	0.45	1.77	17.0	1.55	5.74
5.5	0.50	1.96	17.5	1.59	5.89
6.0	0.58	2.17	18.0	1.63	6.04
6.5	0.60	2.30	18.5	1.65	6.08
7.0	0.65	2.47	19.0	1.67	6.17
7.5	0.71	2.64	19.5	1.70	6.32
8.0	0.75	2.79	20.0	1.74	6.46
8.5	0.80	2.97	20.5	1.82	6.65
9.0	0.85	3.16	21.0	1.90	6.82
9.5	0.90	3.33	21.5	1.97	7.00
10.5	0.99	3.61	22.0	2.04	7.17
11.0	1.03	3.76	22.5	2.10	7.30
11.5	1.06	3.91	23.0	2.13	7.43
12.0	1.10	4.06	23.5	2.16	7.54
12.5	1.16	4.25	24.0	Rupture	Rupture

Tableau 2.4 : Résultats de l'essai N° 3.

F (N)	Y ₁ (mm)	Y ₂ (mm)	F (N)	Y ₁ (mm)	Y ₂ (mm)
0.5	0.07	0.41	11.5	2.36	10.21
1.0	0.15	0.76	12.0	2.47	10.64
1.5	0.24	1.17	12.5	2.64	11.20
2.0	0.35	1.64	13.0	2.73	11.56
2.5	0.45	2.11	13.5	2.81	11.97
3.0	0.52	2.47	14.0	2.90	12.37
3.5	0.76	3.25	14.5	3.02	13.25
4.0	0.88	3.74	15.0	3.22	13.60
4.5	0.95	4.11	15.5	3.29	14.03
5.0	1.06	4.60	16.0	3.37	14.39
5.5	1.16	4.98	16.5	3.46	14.82
6.0	1.23	5.41	17.0	3.56	15.21
6.5	1.33	5.82	17.5	3.65	15.64
7.0	1.44	6.25	18.0	3.74	16.07
7.5	1.70	7.02	18.5	3.83	16.47
8.0	1.76	7.26	19.0	4.01	16.95
8.5	1.83	7.84	19.5	4.21	18.02
9.0	1.91	8.03	20.0	4.29	18.36
9.5	2.06	8.74	20.5	4.36	18.69
10.0	2.13	9.06	21.0	4.53	19.47
10.5	2.21	9.43	22.0	4.61	19.89
11.0	2.28	9.82	22.5	Rupture	Rupture

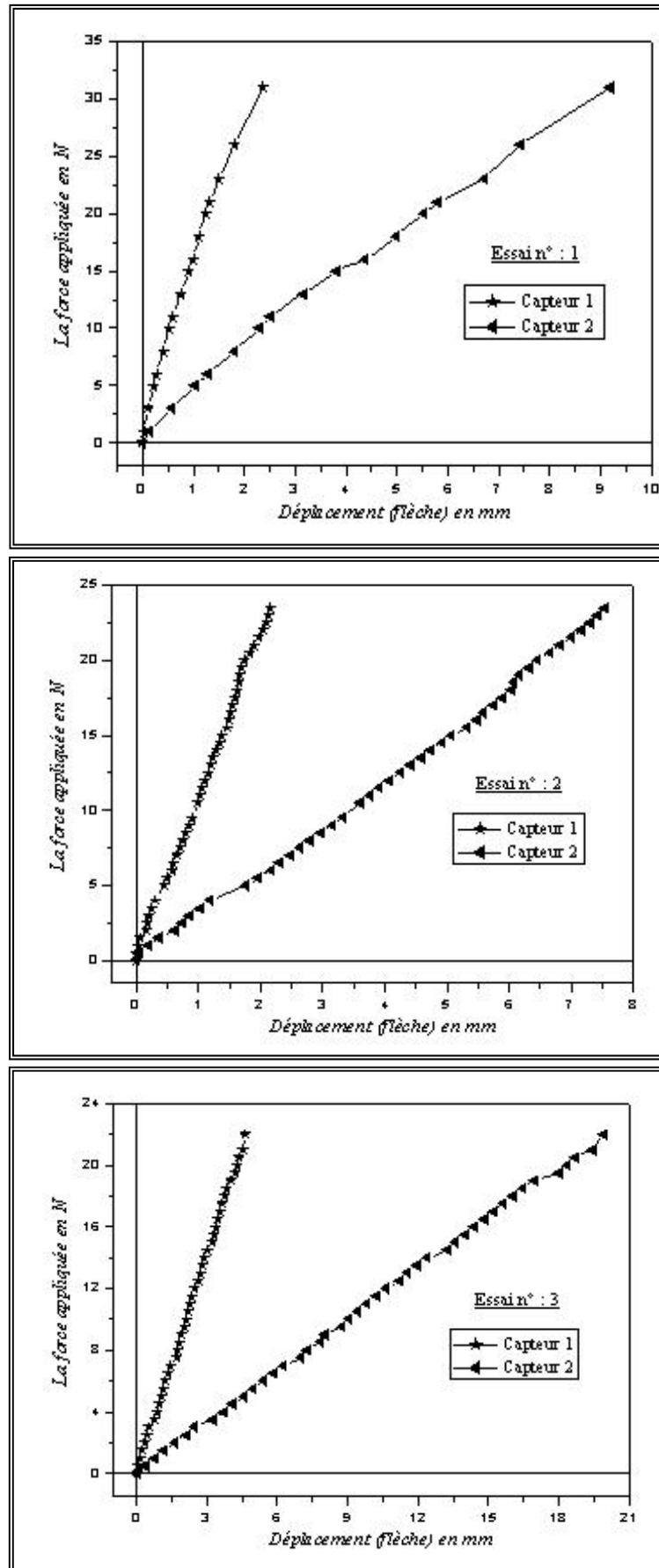


Figure 2.5 : Courbes présentant la force appliquée en fonction de la flèche pour la deuxième et la troisième modèle de console.

A partir des résultats trouvés, le module d'élasticité E moyen des trois essais d'après un ajustement linéaire est égal à 1602,57 MPa avec un coefficient de variation égal à 39,4 %. Les valeurs des modules d'élasticité moyens ainsi que le coefficient de variation pour chaque essai sont résumés dans le tableau 2.5 suivant :

Tableau 2.5 : Valeurs moyens du module d'élasticité et le coefficient de variation C_v pour chaque essai.

	Essai 1		Essai 2		Essai 3	
	E_1	E_2	E_1	E_2	E_1	E_2
Le module E_i moyen de chaque essai en MPa	1634,85	2020,49	1111,56	1537,56	1459,31	1851,70
Coefficient de variation C_v %	65,8	48,1	15,92	85,7	23,7	10,4
Le module E moyen MPa	1602,57					
Coefficient de variation C_v %	39,4					

L'essai à la flexion de la console est exécuté jusqu'à la rupture et la valeur des forces appliquées menant à la cassure du matériau variant de 22 à 36 N selon les essais.

2.2.4.2. Le matériau du massif de sol

Afin de réaliser des essais sur le modèle mur, nous avons choisi des billes métalliques comme un matériau artificiel du sol (voir figure 2.6). Ce matériau est un ensemble des billes sphériques identiques de diamètre de 3.9 mm, avec une masse égale à 0.25 g et une masse globale des billes utilisées égale à 5 Kg. Ces billes sont caractérisées par une rigidité très élevée.

Dans le cadre de l'hypothèse des déformations planes, nous avons décidé d'utiliser ce type de matériau comme sol artificiel ayant des grains identiques.

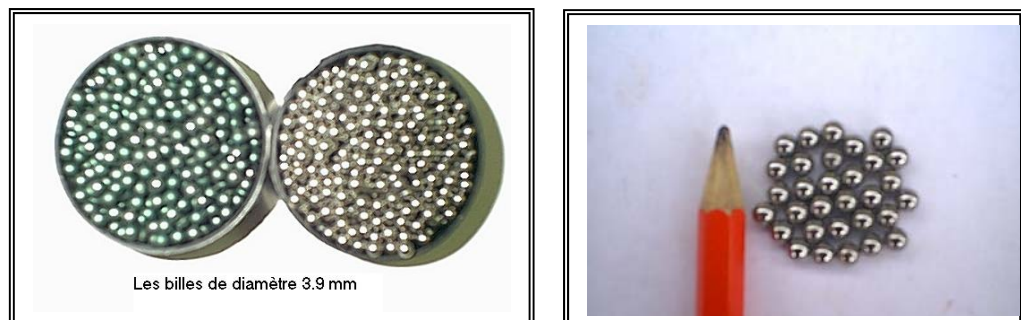


Figure 2.6 : Les billes utilisées dans les expériences.

Le choix de ce diamètre est justifié par la nécessité d'éviter l'effet de taille. C'est à dire que le résultat obtenu ne doit pas dépendre de la taille des grains.

Les recherches d'OVESEN sur les modèles réduits de fondations superficielles dans le sable ont montré que pour bien représenter expérimentalement le phénomène d'interaction (sol/structure) il faut que la longueur de contact de la structure soit supérieur à 30 fois le plus grand diamètre des grains du sol.

On a élaboré deux essais sur les billes, le premier est l'essai d'étalonnage de la densité et la deuxième est l'essai de la compressibilité à la boîte oedométrique.

Concernant l'essai de cisaillement, l'échantillon du sol dans cet essai est placé entre deux demi-boîtes qui doivent glisser horizontalement l'une par rapport à l'autre. Notre sol est un ensemble des billes en acier de diamètre de 3,9 mm. Donc, vu le risque d'endommagement de la boîte elle même, cet essai n'a pas été réalisé.

A. Essai d'étalonnage de la densité

La densité, est un caractère du matériau granulaire. La densité d'un matériau dépend du volume de vides au sein de ce dernier. On distingue pour chaque matériau deux densités extrêmes γ_{\max}^d et γ_{\min}^d . Notre matériau est formé d'un ensemble des billes identiques de diamètre 3.9 mm et une masse est égale à 0.25 g.

Afin de déterminer ces deux densités, il faut effectuer un essai dit d'étalonnage de la densité qui est basé sur la technique de pluviation des billes dans l'air. Cette technique est basée sur le principe de l'augmentation de la densité avec l'augmentation de la hauteur de chute libre.

La densité minimale correspond à une hauteur de chute nulle. Il s'agit, pour l'obtenir de déposer les grains. La densité maximale correspond au palier de stabilisation de la densité en fonction de la hauteur de chute.

On a utilisé un tamis d'ouverture de 4.00 mm dans l'opération de remplissage de la boîte.

La boîte que nous avons utilisée dans cet essai a une forme tronconique de volume égale à 54.41 cm^3 , avec les dimensions mentionnées à la figure 2.7.

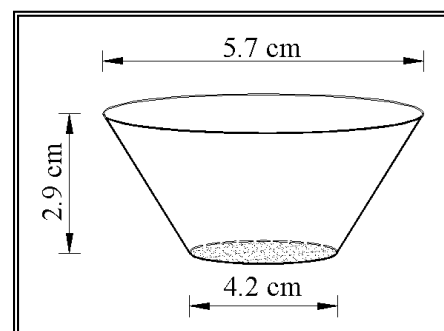


Figure 2.7 : La boîte utilisée dans l'essai d'étalonnage.

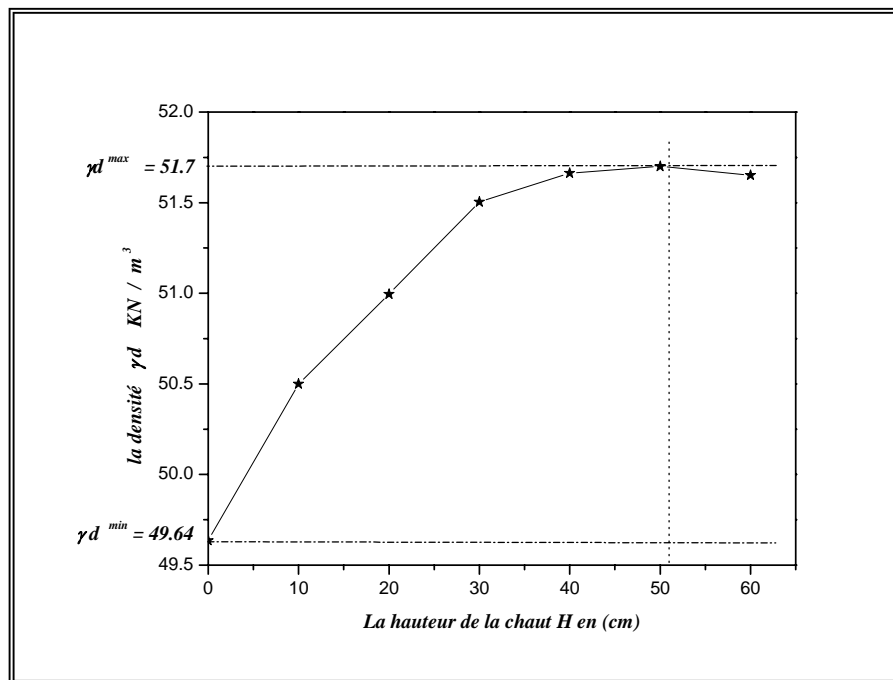
Tableau 2.6 : Variation de la densité γ^d en fonction de la hauteur de chute H.

La hauteur de la chute en (cm)	La masse en (g)	La moyenne des masses (g)	La densité γ^d (KN/m ³)
0	270.50	270.07	49.64
	271.20		
	268.50		
10	273.80	274.77	50.50
	276.40		
	274.10		
20	276.80	277.47	51.00
	278.30		
	277.30		
30	279.10	280.23	51.50
	281.30		
	280.30		
40	281.10	281.10	51.66
	280.30		
	281.90		
50	280.30	281.30	51.70
	282.00		
	281.60		
60	281.30	281.03	51.65
	280.60		
	281.20		

D'après l'essai et à partir de la courbe illustrée à la figure 2.8, on peut déduire les deux valeurs extrême max et min de la densité γ^d , soit ;

$$\gamma_{\max}^d = 51,70 \text{ kN/ m}^3 \text{ avec } e_{\min} \text{ égale à } 0,518.$$

$$\gamma_{\min}^d = 49,64 \text{ kN/ m}^3 \text{ avec } e_{\max} \text{ égale à } 0,581.$$

Figure 2.8 : Courbe donnant la variation de la densité γ^d en fonction de la hauteur du chute H.

B. L'essai de compressibilité à l'oedomètre

L'essai de compressibilité à l'oedomètre permet d'évaluer l'amplitude du tassement des ouvrages ainsi que leur évolution dans le temps. Cet essai permet d'établir pour un échantillon donné, deux types de courbes ;

* Courbe de compressibilité, qui indique la variation du tassement ou de l'indice des vides en fonction de logarithme de la contrainte appliquée σ .

* Courbe de chargement qui donne la variation de la déformation verticale ε en fonction de la contrainte appliquée σ , ce qui permet d'estimer le module oedométrique.

L'échantillon de sol a un diamètre de 50 mm et une épaisseur initiale de 29 mm, les tassements sont mesurés avec une incertitude de $\frac{1}{100}$ ^e du millimètre.

L'ensemble des résultats est regroupé au tableau suivant ;

Tableau 2.8 : Les valeurs de L'indice de vide e de chargement.

Poids des disques (kg)	Pression σ (KPa)	<i>Essai n 1</i>			<i>Essai n 2</i>		
		Nombre des billes 237			Nombre des billes 218		
		ΔH (mm) $t=5$ min	$\Delta H/H$ 10^{-3}	e	ΔH (mm) $t=5$ min	$\Delta H/H$ 10^{-3}	e
1	56.02	0.1542	5.317	0.78247	0.0276	0.951	0.91917
2	112.04	0.1720	5.931	0.78137	0.0416	1.434	0.91824
3	168.06	0.2000	6.896	0.77964	0.0516	1.779	0.91758
4	224.09	0.2140	7.379	0.77877	0.0616	2.124	0.91691
5	280.11	0.2244	7.737	0.77813	0.070	2.413	0.91636
6	336.13	0.2340	8.068	0.77754	0.0780	2.689	0.91583
7	392.15	0.2450	8.448	0.77686	0.0850	2.931	0.91536
8	448.18	0.2530	8.724	0.77636	0.093	3.206	0.91484
9	504.2	0.263	9.068	0.77575	0.101	3.482	0.91431
10	560.22	0.273	9.413	0.77513	0.1085	3.741	0.91381
11	616.24	0.278	9.586	0.77482	0.119	4.103	0.91311
12	672.27	0.286	9.862	0.77432	0.126	4.344	0.91265
13	728.29	0.294	10.137	0.77383	0.132	4.551	0.91225
14	784.31	0.304	10.482	0.77321	0.138	4.758	0.9118

Tableau 2.9 : Les valeurs de L'indice de vide e de déchargement.

Poids disques (kg)	Pression σ (KPa)	<i>Essai n 1</i>			<i>Essai n 2</i>		
		ΔH (mm)	$\Delta H/H$ 10^{-3}	e	ΔH (mm)	$\Delta H/H$ 10^{-3}	e
0	0	0.172	5.931	0.781	0.058	2.00	0.91715
1	56.02	0.196	6.758	0.779	0.09	3.103	0.91503
2	112.04	/	/	/	0.096	3.310	0.91464
3	168.06	0.246	8.482	0.776	0.104	3.586	0.91411
4	224.09	/	/	/	/	/	/
5	280.11	/	/	/	0.113	3.896	0.9135
6	336.13	0.270	9.310	0.775	0.119	4.103	0.9131
7	392.15	/	/	/	/	/	/
8	448.18	0.282	9.724	0.775	0.123	4.241	0.9128
9	504.2	0.288	9.931	0.7742	/	/	/
10	560.22	0.292	10.068	0.7739	0.131	4.517	0.9123
11	616.24	0.297	10.241	0.7736	/	/	/
12	672.27	0.298	10.275	0.7735	0.137	4.724	0.9119
13	728.29	0.3	10.344	0.772	/	/	/

Les résultats sont présentés sous forme de variation de l'indice de vide e en fonction de $\log \sigma$. L'indice des vides est lié au tassement relatif $\frac{\Delta H}{H}$ par la relation suivante : $e = e_0 - (\Delta H / H) (1 + e_0)$ (73)
 e_0 est l'indice des vides. Il a pour valeurs initiales $e_0 = 0,792$, et $e_0 = 0,921$ aux essais 1 et 2 respectivement.

Les courbes des figures 2.9 et 2.10 montrent une allure typique au sols naturels, avec un chemin de déchargement différent de celui du chargement, ce qui indique des déformations irréversibles au sein du massif des billes.

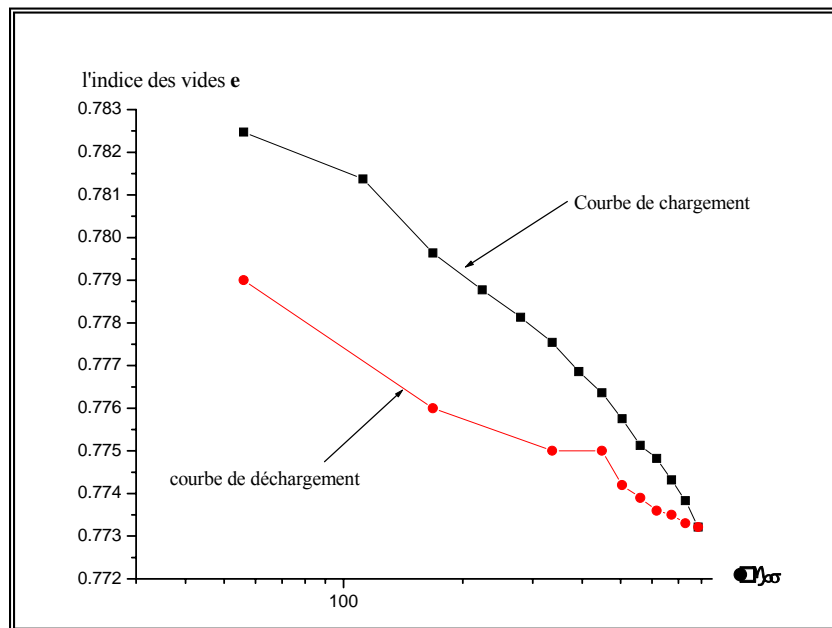


Figure 2.9 : Courbe de compressibilité e en fonction de $\log \sigma$ pour l'essai n 1 avec nombre des billes de 237.

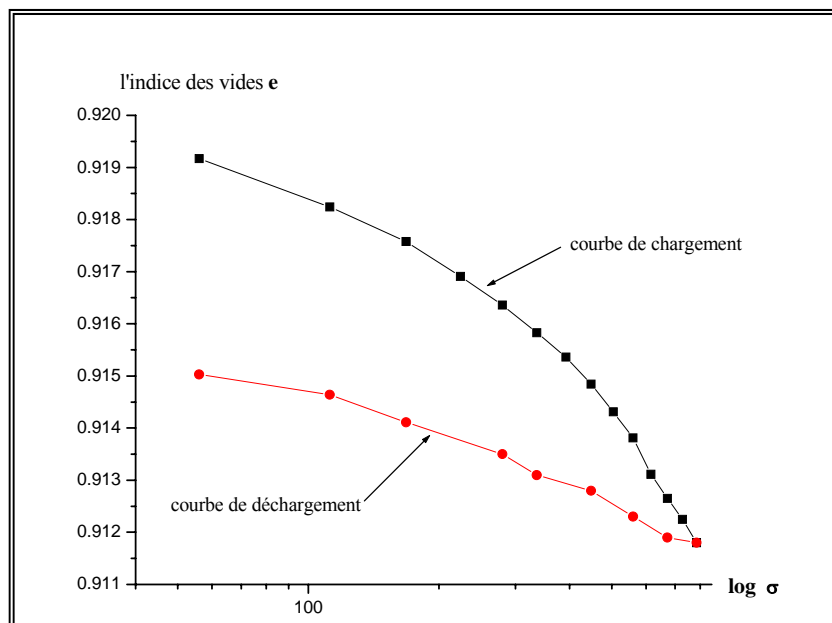


Figure 2.10 : Courbe de compressibilité e en fonction de $\log \sigma$ pour l'essai n 2 avec nombre des billes de 218.

La figure 2.11 montre une courbe de chargement non linéaire avec une allure convexe, ce qui est typique aux courbes de chargement oedométrique des sols naturels. La présence d'une asymptote caractérisant une rupture n'est pas évidente.

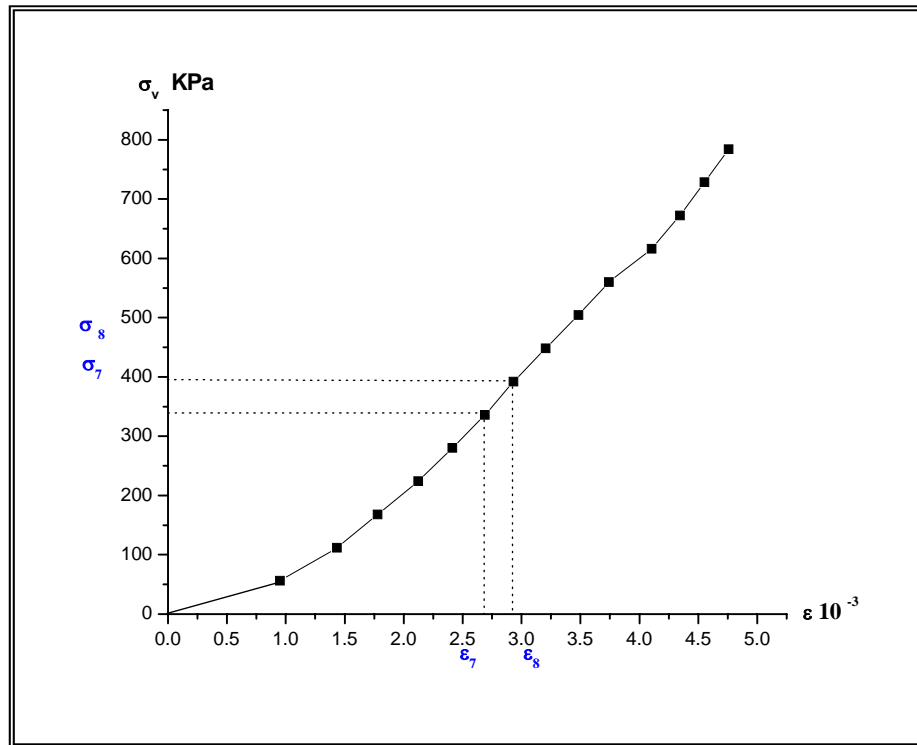


Figure 2.11 : Courbe de variation des contraintes en fonction de la déformation verticale.

2.2.4.3. Le matériau du MUR

Le tableau 2.10 regroupe les caractéristiques physiques et mécaniques du matériau mur.

Tableau 2.10 : caractéristiques physiques et mécaniques du matériau mur.

Type de matériau	E (MPa)	Coefficient de Poisson ν	Épaisseur mm	Poids volumique kN/m^3
Poly carbonate clair	2400	0,38	3,20	11.47

Le modèle du mur est constitué d'une plaque rigide de 220 mm de hauteur avec deux largeurs différentes 38 et 57 mm et un épaisseur de 3.2 mm.

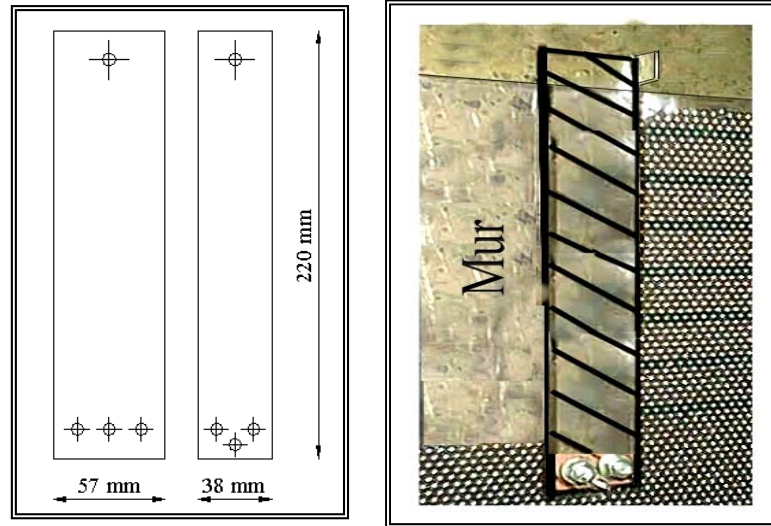


Figure 2.12 : Le modèle mur.

2.2.4.4. Le portique de chargement

Le portique est fabriqué en acier à partir des cornières en acier des dimensions (25x25x3). Il sert à contenir le box, comme il sert aussi à réaliser les essais de chargement en garantissant une stabilité du système sol/mur.

Le schéma de la figure 2.13 illustre la disposition du modèle dans le portique, et tous les dispositifs nécessaires pour les essais, ainsi que leurs dimensions.

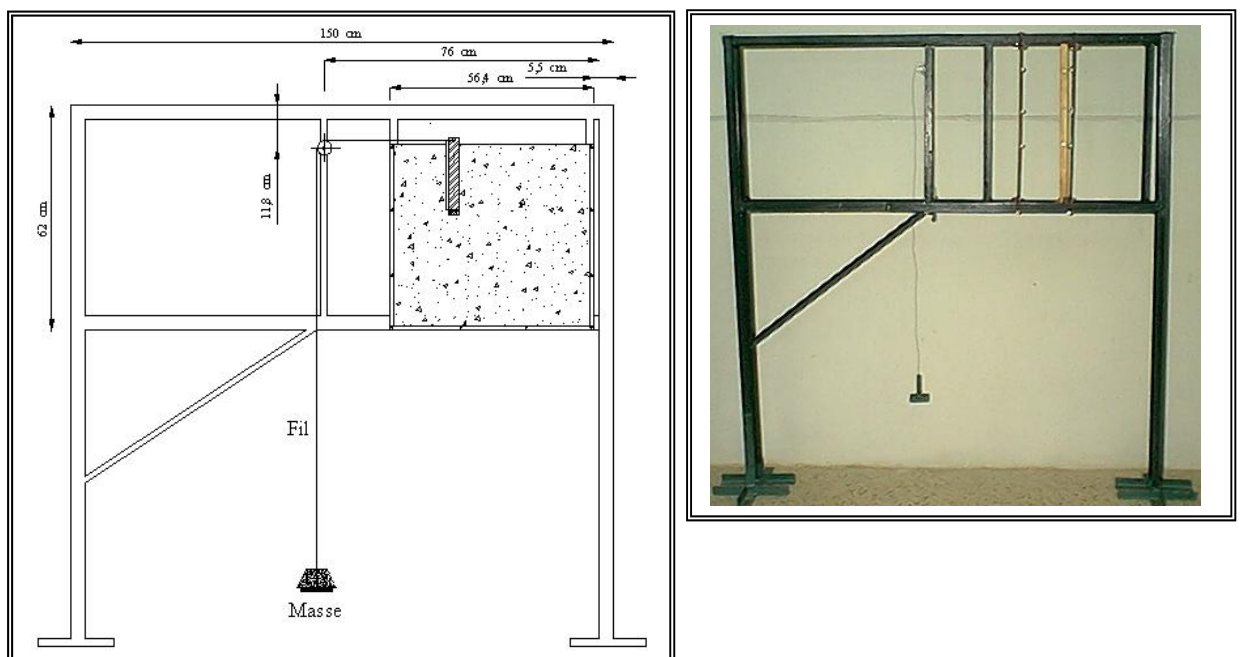


Figure 2.13 : Le portique de chargement et la disposition du chargement.

2.2.4.5. La centrale de mesures et les capteurs de déplacements

La centrale des mesures est une chaîne de mesures multivoies à microprocesseur type 705 (voir figure 2.14). Elle est facilement adaptable pour conditionner, centraliser et afficher les mesures des déplacements.

Elle est dotée de deux voies indépendantes. Sur chacune d'elles, on peut tarer les valeurs initiales et mémoriser les valeurs maximales de l'essai. Pour l'ensemble de deux voies, on a un affichage digital et une sortie pour l'impression des résultats. La centrale de mesure est en contact aussi avec des capteurs qui mesurent les déplacements (voir figure 2.15). Ces capteurs, utiles dans nos expériences pour enregistrer le déplacement du mur, ont un déplacement maximal égal à 5 cm.

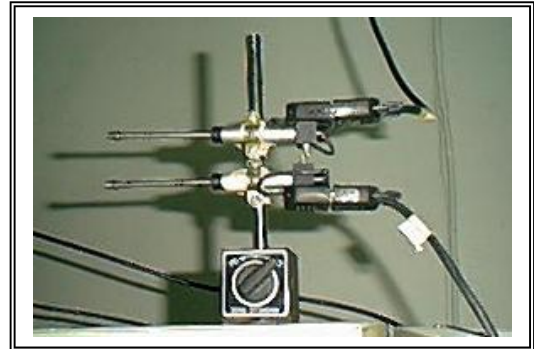


Figure 2.14 : La centrale de mesures.

Figure 2.15 : Les capteurs de déplacement.

2.2.5. Conclusion sur la conception du modèle plan sol/mur

Les expériences sur modèle réduit seront effectuées en déformations planes sur un modèle bidimensionnel, et le massif du sol est réalisé avec un empilement uniforme des billes d'acier de diamètre de 3,9 mm, caractérisées par une rigidité très élevée.

Les dimensions minimales du plan du modèle expérimental ont été retenues pour assurer un volume essentiel de la partie du sol sollicitée lors du déplacement du mur.

Les expériences que nous allons effectuer sur le modèle réduit sol/mur seront faites en gravité naturelle. Donc, ces essais sur le modèle réduit ne représentent pas le comportement d'un mur prototype, et sont utilisées à titre d'étude qualitative du phénomène de la poussée et de butée.

2.3. Description du modèle sol/mur et programme d'essai

A travers Cette description, nous allons présenter les différentes démarches suivies pour concevoir, réaliser et préparer le modèle sol / mur ainsi que le programme de l'étude expérimentale.

2.3.1. Modèle sol/mur

Le modèle est constitué de deux plaques verticales et rigides en plexiglas d'épaisseur de 5 mm. Elles sont placées parallèlement, avec un espacement de 4.0 mm entre eux de telle manière que les billes peuvent bouger librement avec un frottement minimal entre les billes et les deux plaques.

L'assemblage des deux plaques se fait par des boulons de diamètre 8 mm le long du périphérique des deux plaques et dans les trois côtés (côté inférieur et les deux côtés verticaux). Pour garder l'espacement entre les deux plaques on a utilisé le liège d'une épaisseur de 5 mm, ce matériau est caractérisé par une élasticité qui nous permet de contrôler bien cet espacement par serrage des boulons.

Le modèle a été fixé à sa base sur le box en plexiglas. Cette fixation est assurée par trois boulons disposés horizontalement qui assurent un encastrement du mur. Le serrage des boulons se fait après avoir effectué le remplissage du massif.

2.3.2. Remplissage du massif

Le matériau sol ayant deux densités extrêmes γ_{\max}^d et γ_{\min}^d , La densité maximale correspond un indice de vide minimal alors que la densité minimale correspond à un indice de vide maximal. La figure II.16 illustré les deux types d'assemblages qui donnent ces deux densités extrêmes.

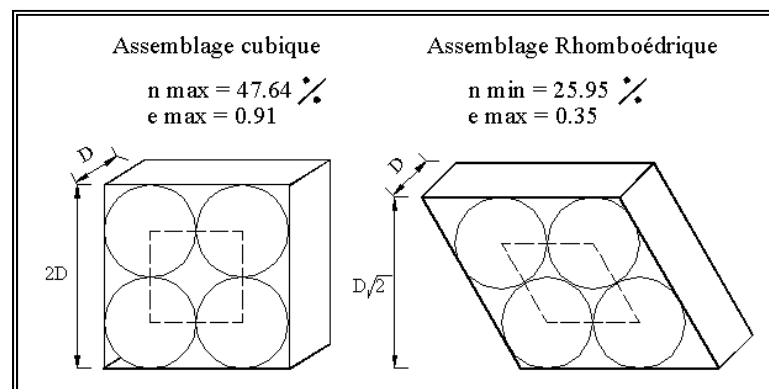


Figure 2.16 : Assemblage cubique et rhomboédrique.

Le remplissage du massif par les billes se fait manuellement. Les billes sont placées l'une sur l'autre de telle façon que ce remplissage donne un assemblage cubique (sol de densité min), mais la difficulté que nous avons trouvé pour réaliser cet assemblage nous a orientés vers un seul assemblage du type rhomboédrique (sol de densité max).



Figure 2.17 : L'assemblage utiliser.

L'assemblage rhomboédrique est caractérisé par un indice de vide minimal qui est égale à 0,350 (sol très dense). En adoptant la relation empirique de Caquot-Kérisel (1948), on peut estimer l'angle de frottement interne φ .

e $\text{tg } \varphi = 0,5 \Rightarrow \varphi \approx 55^\circ$ ce qui est acceptable pour un sol granulaire très dense.

Au niveau de la partie amont du sol derrière le mur, on a utilisé des lignes de billes colorées pour bien observer le champ de déplacement des billes et distinguer la surface de glissement (voir figure 2.18).

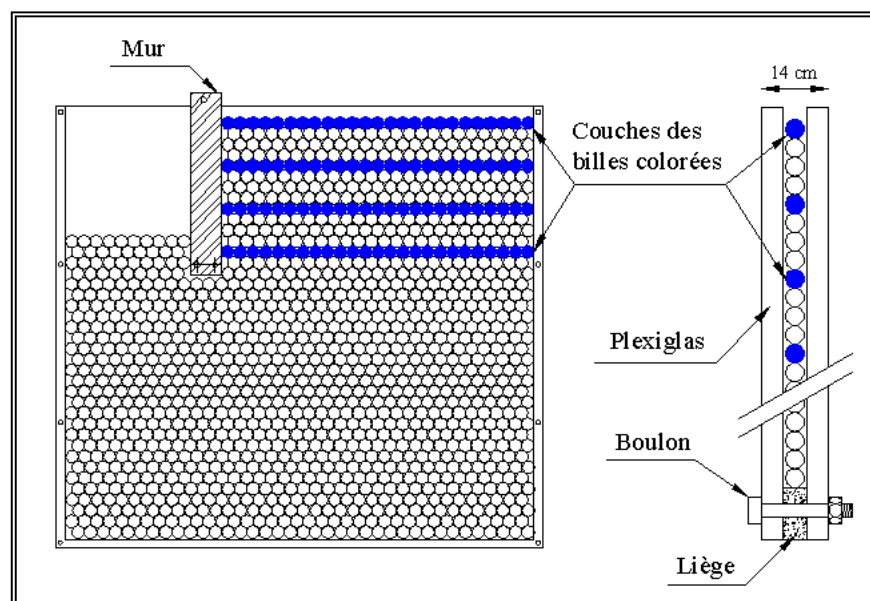


Figure 2.18 : Dispositif du modèle sol/mur.

Après avoir fini le remplissage du modèle ainsi que le serrage des boulons, on pose ce modèle au niveau du portique. Une prudence est requise pour garder les billes en position initiale sans aucun mouvement.

2.3.3. Dispositif du chargement

Nous avons construit un dispositif de chargement qui permet de solliciter horizontalement le mur par une force appliquée à sa tête.

La force a été appliquée par le poids des masses avec l'aide d'un fil rigide de diamètre de 1.3 mm. Avant l'application de la force il faut fixer les deux capteurs afin de déterminer le déplacement du mur en tête.

L'effort horizontal a été appliqué progressivement avec des disques de poids connus, jusqu'à la rupture du sol.



Figure 2.19 : Dispositif de chargement horizontal du mur.

2.3.4. Programme d'essais

On a mené plusieurs essais pour des deux largeurs différentes du mur 3,8 cm et 5,7 cm, comme on a divisé les essais en deux grandes lignes :

- ◆ La première : l'effet de la force concentrée appliquée sur le mur de telle manière qu'elle mobilise une poussée (pression active).
- ◆ La deuxième : l'effet de la force concentrée appliquée sur le mur de telle manière qu'elle mobilise une butée (pression passive).

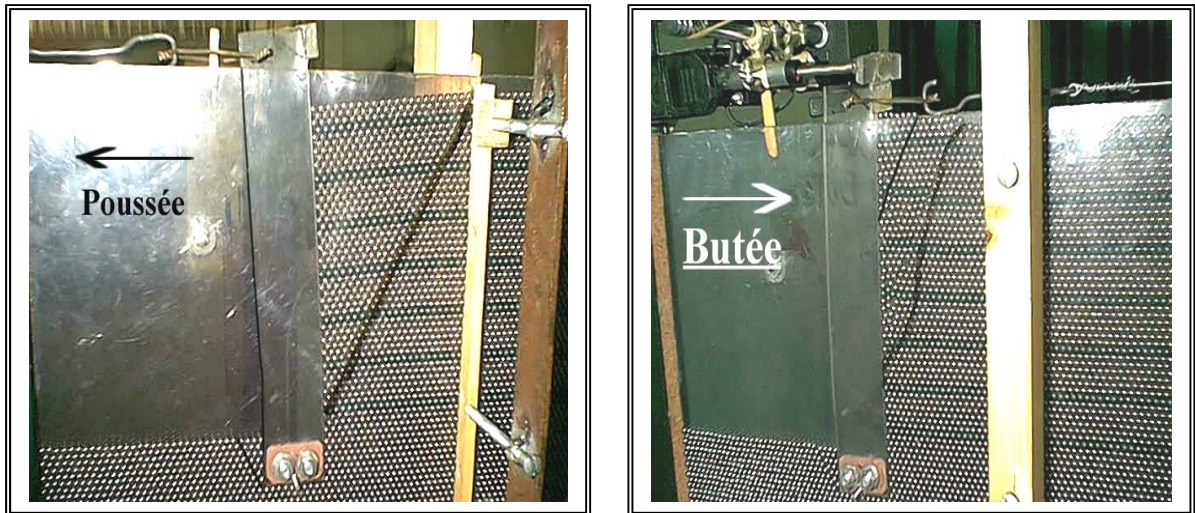


Figure 2.20 : Photos illustrant les mouvements possibles du sol derrière le mur.

2.3.5. Conclusion sur le Description du modèle sol/mur et programme d'essai

Ce sous chapitre décrit le modèle sol/mur utilisé dans les expériences sur modèle réduit. Le box qui contient le matériau sol (billes) et le modèle du mur, est constitué de deux plaques rigide en plexiglas avec un espacement entre elles de telle manière que les billes peuvent bouger librement dans un plan. On a effectué un remplissage du massif (billes) manuellement par un seul assemblage de type rhomboédrique, ce qui est caractérisé par une densité maximale et un angle de frottement interne $\varphi = 55^\circ$ estimé par la relation empirique de Caquot-Kérisel (1948).

Le modèle du mur a été fixé à sa base par des boulons et libre en tête. Il est sollicité horizontalement par une charge appliquée progressivement avec des poids connus, jusqu'à la rupture du sol.

On a divisé Le programme d'essai en deux grands axes. Le premier pour étudier le phénomène de poussée et le deuxième pour étudier le phénomène de butée aussi.

2.4. Présentation et interprétation des résultats expérimentaux

Le déroulement des essais a eu lieu au laboratoire sur modèles réduits d'un mur de soutènement rigide soutenant un sol pulvérulent artificiel formé d'un empilement de billes d'acier. L'objectif de ces essais est d'identifier les mécanismes de la rupture du sol derrière le mur et déterminer les courbes de chargement en cas de poussée ainsi que en cas de la butée.

On présente dans ce qui suit les différents résultats, et on essaie de présenter une comparaison des résultats expérimentaux aux prévisions des différentes méthodes qui traitent ce de genre de problème.

2.4.1. Les courbes de chargement

On présente dans les figures 2.21 à 2.24 les différentes courbes de chargement. Chaque courbe a été ajustée au sens des moindres carrés par une fonction hyperbolique du type :

$$F = \frac{Y_0}{\frac{1}{\alpha} + \frac{Y_0}{F_{lim}}}$$

automatiquement à l'aide d'un programme d'ajustement hyperbolique.

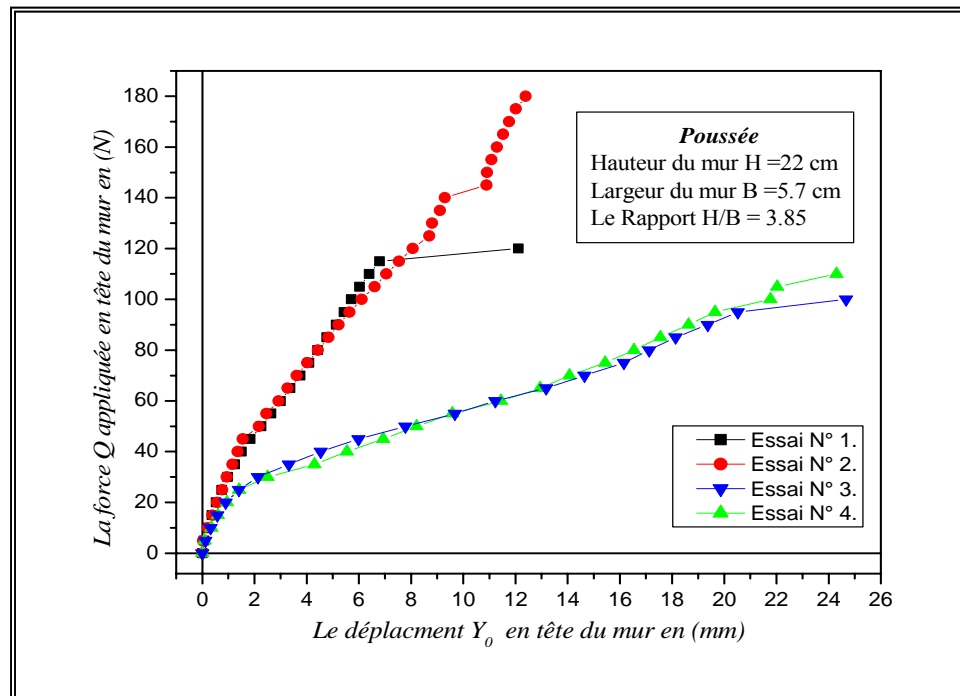


Figure 2.21 : Les courbes de chargement au cas de la poussée pour B=5.7 cm

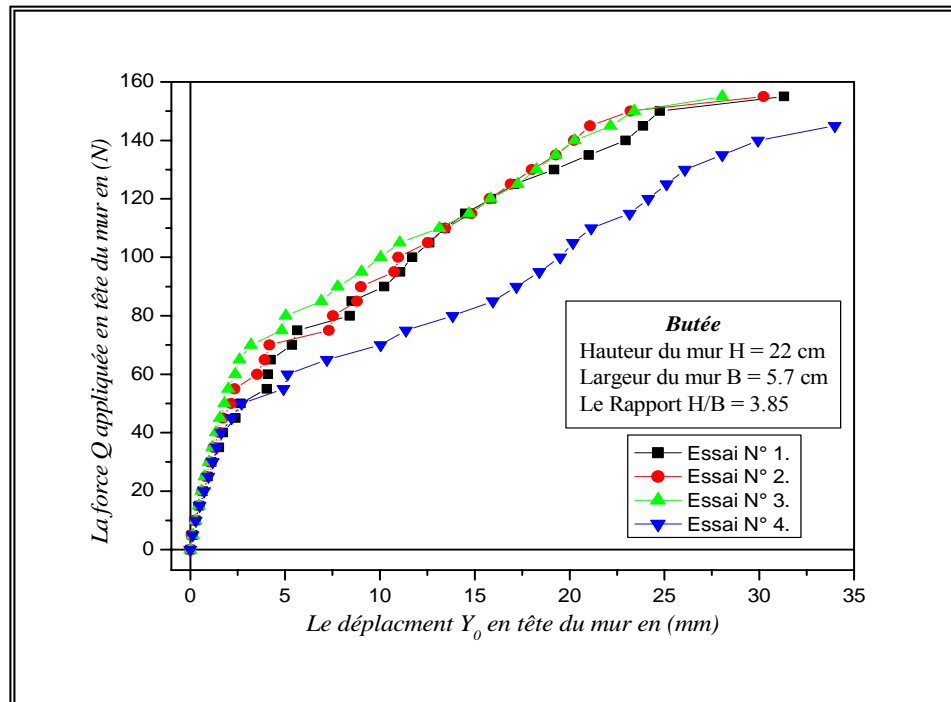


Figure 2.22 : Les courbes de chargement au cas de la Butée pour $B=5.7$ cm.

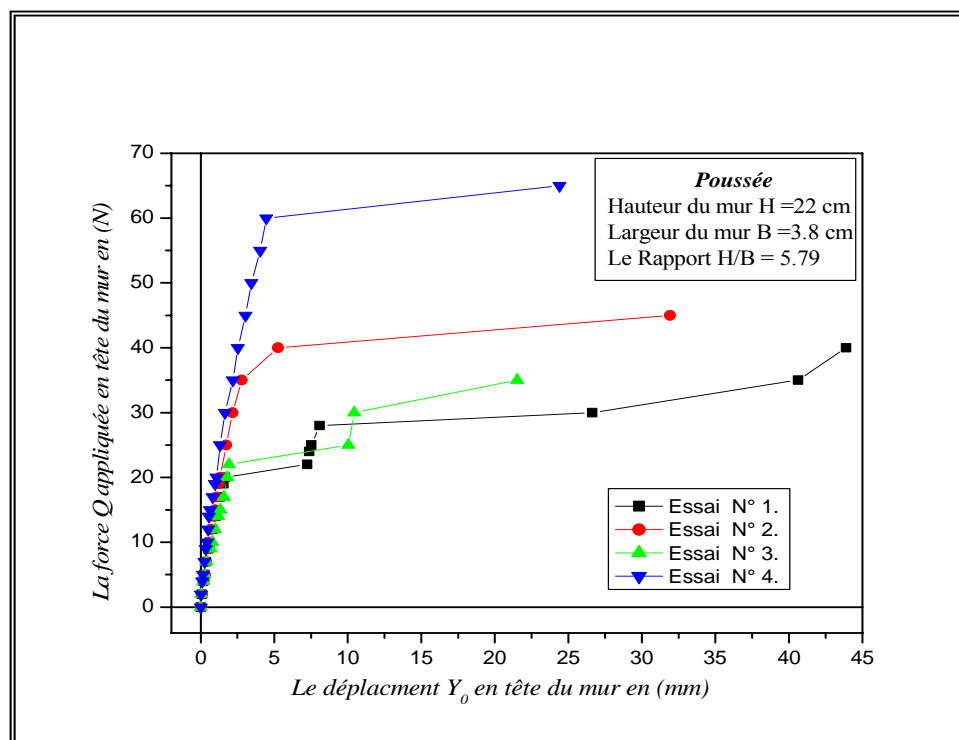


Figure 2.23 : Les courbes de chargement au cas de la poussée pour $B=3.8$ cm.

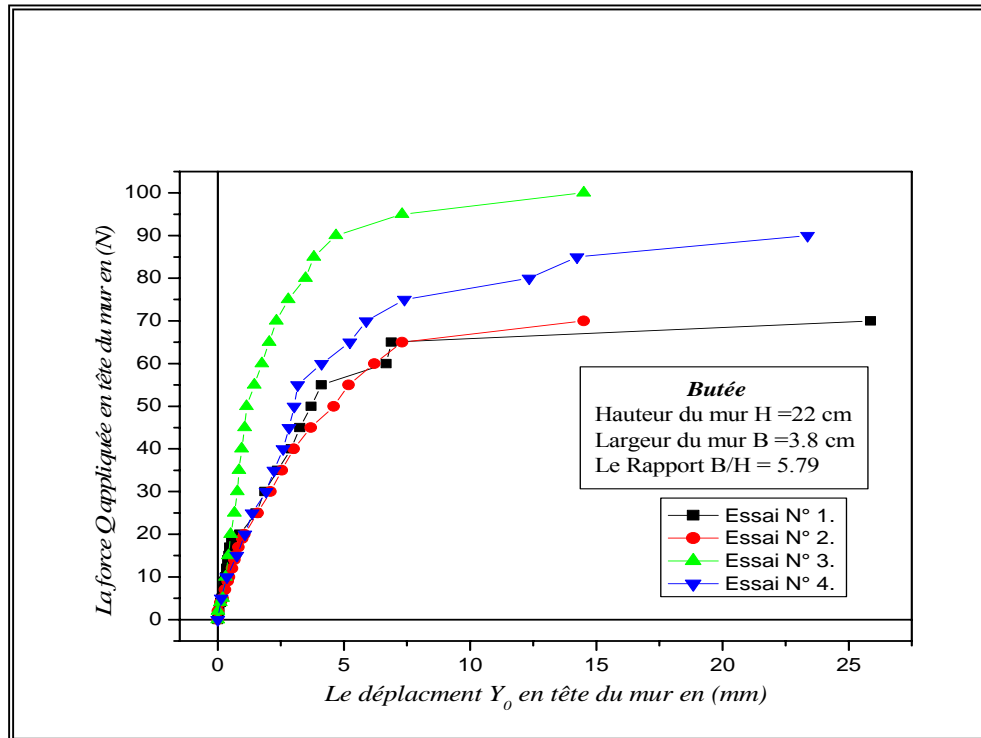


Figure 2.24 : Les courbes de chargement au cas de la Butée pour $B = 3.8$ cm.

On regroupe dans le tableau 2.11 les valeurs d'ajustement hyperbolique de la pente initial α et la force ultime F_{lim} .

Tableau 2.11 : Les valeurs de α et F_{lim} de l'ajustement hyperbolique.

		Largeur du mur $B = 5,7$ cm		Largeur du mur $B = 3,8$ cm	
		poussée	Butée	poussée	butée
La pente α (N/mm)	Essai N° 1	39.10	25.08	16.85	35.82
	Essai N° 2	32.76	29.10	24.85	27.28
	Essai N° 3	15.47	33.12	20.55	54.29
	Essai N° 4	18.23	22.19	34.22	27.74
La force limite F_{lim} (N)	Essai N° 1	164.24	178.19	37.70	76.33
	Essai N° 2	252.57	171.35	48.07	85.90
	Essai N° 3	124.52	169.30	35.74	121.52
	Essai N° 4	108.79	150.32	71.49	106.69

D'après les figures ci-dessus, on constate que les courbes de chargement ont une forme hyperbolique c'est à dire qu'elles varient linéairement dans le domaine des petits déplacements, et manifestent une asymptote en grands déplacements. Il existe une différence entre ces courbes, soit au niveau des valeurs de la pente initiale α soit de la force ultime F_{lim} (voir Tableau 2.11). La différence entre ces résultats revient probablement à la différence de serrage des boulons d'encastrement de modèle mur, on ne peut pas

contrôler ou fixer la même intensité de serrage des boulons pour tous les essais. Il est en fait probable que lors des quatre essais, les murs modèles ne manifestent pas le même degré d'encastrement en pointe.

2.4.2. Mécanisme de rupture (surface de glissement)

On présente ci-après les mécanismes de rupture du massif des billes derrière le modèle mur pour les deux largeurs B du mur en cas de la poussée ainsi qu'en cas de la butée.

- Mur (B=38 mm) en poussée.

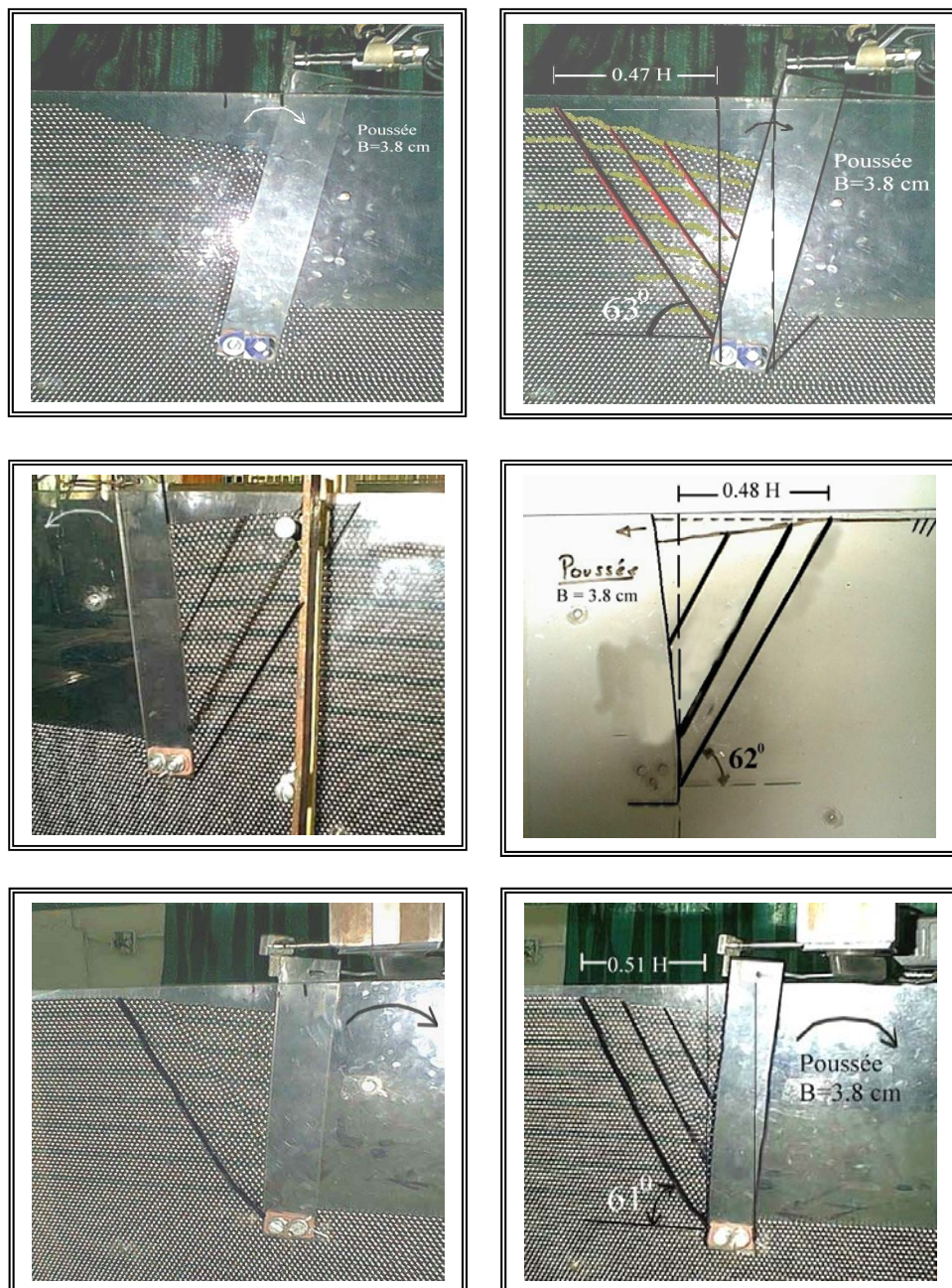


Figure 2.25 : Séquences d'images représentant le mécanisme de la rupture pour chaque essai en cas de poussée avec le mur B=38 mm.

● Mur (B=38 mm) en butée.

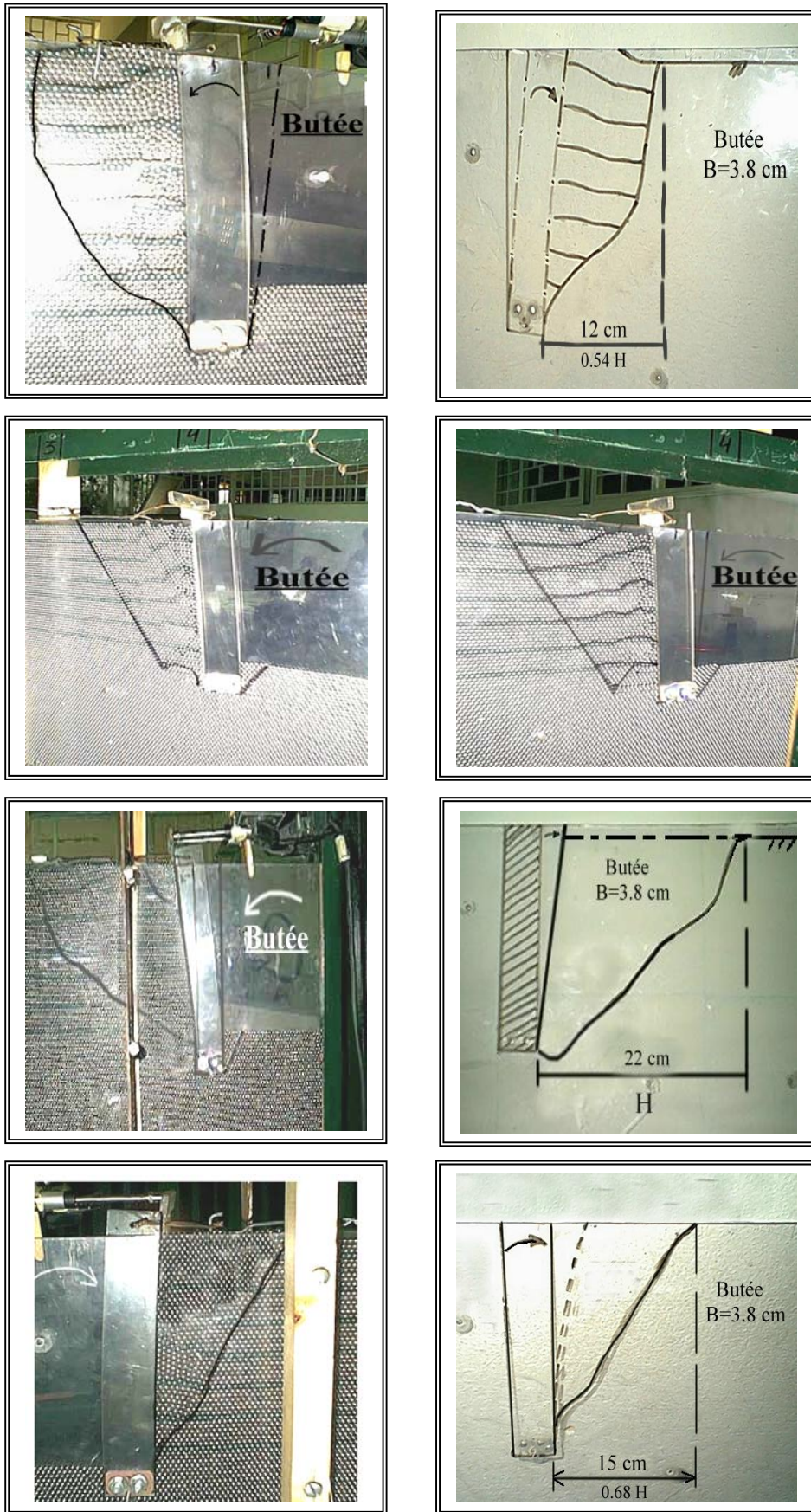


Figure 2.26 : Séquences d'images représentant le mécanisme de la rupture pour chaque essai en cas de butée avec le mur B=38 mm.

● Mur (B=57 mm) en poussée.

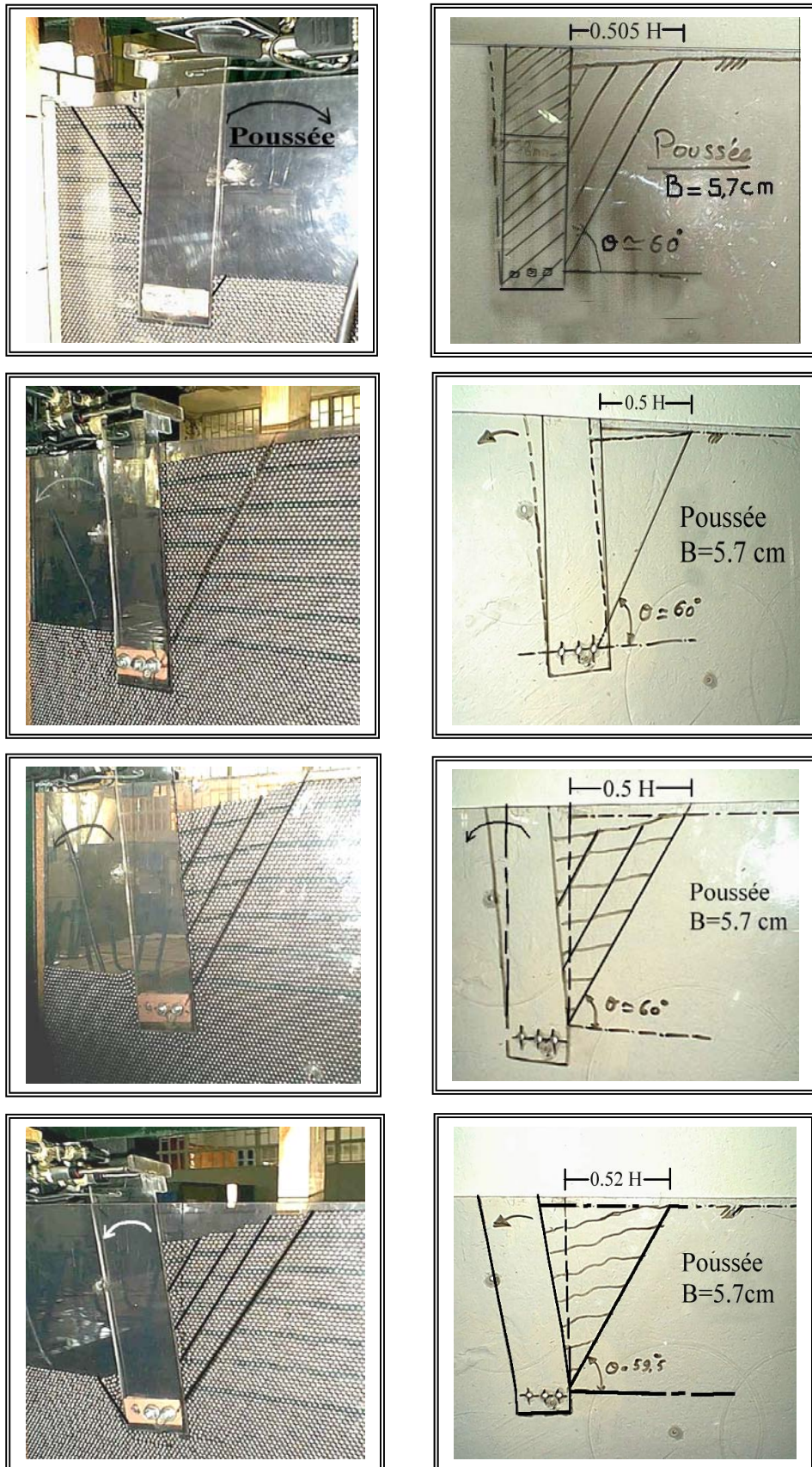


Figure 2.27 : Séquences d'images représentant le mécanisme de la rupture pour chaque essai en cas de poussée avec le mur B=57 mm.

● Mur (B=57 mm) en butée.

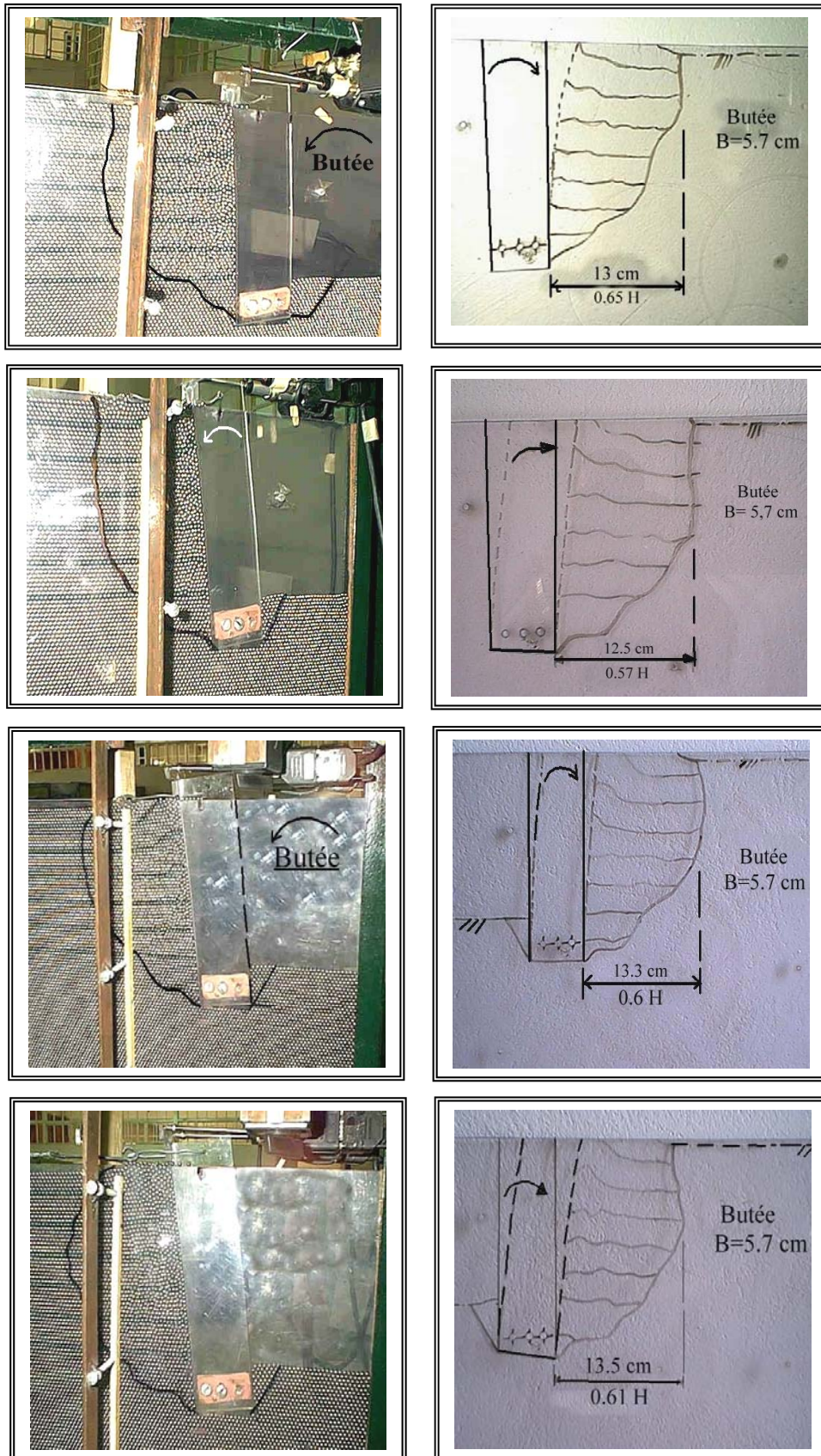


Figure 2.28 : Séquences d'images représentant le mécanisme de la rupture pour chaque essai en cas de butée avec le mur $B=57$ mm.

2.4.3. Synthèse des résultats

D'après les résultats des différents essais réalisés, nous constatons que la surface de glissement passe toujours par le pied du mur, que ce soit en butée ou en poussée, et pour les deux largeurs analysées du mur. Cette surface est une droite en cas de la poussée, et en cas de butée elle a une forme curviligne.

En cas de la poussée, nous constatons que la surface de la rupture est une droite faisant un angle θ par rapport à l'horizontal est égal à 60° . La distance (d') moyenne entre la tête du mur et le point d'intersection de la ligne de glissement avec la surface est égale à $0,6 H$ pour la largeur du mur $B=57$ mm et une distance variable entre $0,54 H$ à $1 H$ pour $B=38$ mm. Cette distance ne dépasse pas la valeur de la hauteur du mur H dans tous les essais.

Les tableaux 2.12 et 2.13 résument les valeurs expérimentales de l'angle θ et la distance d' .

Tableau 2.12 : Les valeurs de θ et d' pour $B = 5,7$ cm.

N° d'essai	Poussée		Butée
	La distance d'	L'angle de la rupture θ	La distance d'
Essai 1	0.505 H	60°	0.65 H
Essai 2	0.50 H	60°	0.57 H
Essai 3	0.50 H	60°	0.60 H
Essai 4	0.52 H	$59^\circ.5$	0.61 H

Tableau 2.13 : Les valeurs de θ et d' pour $B = 3,8$ cm.

N° d'essai	Poussée		Butée
	La distance d'	L'angle de la rupture θ	La distance d'
Essai 1	0.47 H	63°	0.54 H
Essai 2	0.48 H	62°	H
Essai 3	0.51 H	61°	0.68 H

2.4.4. Comparaison

Nous avons vu dans la partie bibliographique que d'après coulomb, pour un mur vertical soutenant un sol granulaire sec et horizontal, que l'angle θ est égal $\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$ en cas de la poussée et égal à $\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ en cas de la butée. Reimbert a trouvé que cet angle est égal $\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{3}\right)$ en cas de la poussée.

Notre sol est caractérisé par un angle de frottement interne φ sol/sol estimé à 55° , ce qui nous donne, selon la méthode de coulomb, en cas de la Poussée $\theta = 72,5^\circ$, $d' = 0,3 H$ et en cas de la Butée $\theta = 17,5^\circ$, $d' = 3,01 H$. Mais d'après Reimbert $\theta = 63,33^\circ$ et la distance d'égale $0,48 H$ en cas de la poussée.

Nos résultats sont proches de celles proposées par Reimbert concernant l'angle θ et la distance (d') en cas de la poussée. En cas de la butée, il existe une grande différence entre nos résultats et ceux prévus par Coulomb.

2.4.5. Conclusion sur la Présentation et interprétation des résultats

À la base de ces résultats, on peut tirer les conclusions suivantes :

1. Les essais montrent que le plan de rupture du sol derrière le mur en cas de poussée se produit suivant une droite passant par la base de ce dernier, et non suivant une ligne curviligne, comme l'indiquent certaines théories classiques. Ce plan de rupture forme un angle égal approximativement à la valeur proposée par Reimbert $\theta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{3}$ avec l'horizontale,
2. Les essais montrent que le plan de rupture en cas de butée se produit suivant une ligne curviligne passant par la base de ce dernier, et non suivant une droite comme l'indiquent certaines théories classiques.
3. La variation de la largeur du mur ne change pas la grandeur de l'angle θ ni la distance d' , ainsi que la forme de plan de glissement de sol.

2.5. Conclusion

D'une manière générale, les expérimentations ont été menées dans le but de comprendre le fonctionnement des ouvrages murs de soutènement. Cette analyse expérimentale nous a permis d'avoir une idée sur les mécanismes de rupture des sols en cas de poussée ainsi qu'en cas de la butée.

Les résultats des essais expérimentaux sur le modèle réduit fournissent des résultats qualitatifs intéressants contribuant à la compréhension de l'interaction sol/mur.

À la base de cette étude expérimentale, on peut tirer les conclusions suivantes :

1. Les essais ont montré que le plan de rupture au moment de la rupture sol/mur en cas de poussée se produit suivant une droite passant par la base du mur, et non suivant une courbe comme l'indiquent certaines théories classiques telles que celles

de Boussinesq. Ce plan de rupture forme un angle presque égal à la valeur proposée par Reimbret $\theta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{3}$ avec l'horizontale, lors de la poussée, contrairement à ce qui a été donné par les méthodes traditionnelles, telles que celle de Rankine ($\theta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$).

2. Les essais montrent que le plan de rupture au moment de la rupture du système sol/mur en cas de butée se produit suivant une courbe passant par la base de ce dernier, et non pas suivant une droite comme l'indiquent certaines théories classiques (Coulomb Rankine,..).
3. La variation de la largeur du mur ne change pas la grandeur de l'angle θ , ni la forme du plan de glissement de sol.
4. Les essais que nous avons réalisés confirment que la distance d entre la tête du mur et le point où passe la surface de glissement ne dépasse pas la valeur de la hauteur du mur H ($d \leq H$).

CHAPITRE 3

ÉTUDE NUMÉRIQUE

3.1. Introduction

Dans ce chapitre, la méthode des éléments finis a été utilisée pour l'analyse du comportement d'un mur soutenant un sol surchargé caractérisé par une loi du comportement élasto-plastique et avec la prise en compte des éléments de contact entre le mur et le sol.

Dans ce chapitre, On présente une introduction du logiciel d'éléments finis Z-Soil et les différents éléments utilisés dans cette modélisation et le modèle choisi ainsi que ses dimensions retenues déjà obtenus à partir d'un dimensionnement préalable. Comme on présente une analyse adimensionnelle afin de déterminer les paramètres adimensionnels utilisés dans l'étude paramétrique, et qui décrivent le comportement sol/mur. Une étude paramétrique a été menée et traite 168 cas de configuration sol/mur. Les courbes de chargements obtenus des différents cas étudiés ont été ajustées afin d'en déduire la pente initiale et la charge limite ainsi que l'effet des différents paramètres physiques fixés sur la pente initiale α et la charge limite q_{lim} .

Finalement, ce chapitre est clôturé par une conclusion sur l'effet des paramètres adimensionnels étudiés sur le comportement du système sol/mur.

3.2. Introduction au programme d'éléments finis Z-Soil et définition du modèle plan sol / mur

La présence de l'outil informatique et le développement de l'ordinateur permettent de résoudre d'une manière satisfaisante les différents problèmes géotechniques. Le domaine des ouvrages de soutènements a bénéficié des progrès réalisés dans le domaine de la modélisation numérique. L'utilisation de la méthode des éléments finis définie par une loi de comportement non-linéaire permet d'une part d'évaluer les incertitudes sur les déplacements, les contraintes et les déformations, et d'autre part de mettre en évidence l'influence de l'interface sur les problèmes de l'interaction sol/structure. Aussi la modélisation des ouvrages par la méthode d'éléments finis permet de calculer en tout point du maillage les contraintes et les déplacements.

Avant d'entamer cette analyse, nous avons vu qu'il est utile d'évoquer une introduction du programme qui sera utilisé dans cette partie numérique, ainsi que les éléments utilisés dans la modélisation et leur critère de comportement. Comme On présente aussi le modèle choisi et ces dimensions retenues après un calcul de dimensionnement, ainsi que les éléments qui constitués ce modèle.

3.2.1. Présentation du Logiciel Z-Soil

Le logiciel Z_Soil a été développé en 1985 par Zimmermann à l'école polytechnique fédérale de Lausanne. Il s'agit d'un programme de calcul par la méthode des éléments finis adopté aux études et problèmes liés au domaine géotechnique, en particulier les problèmes d'interaction sol/structure. Ce dernier peut en fait introduire dans la modélisation des éléments d'interaction qui représentent mieux ce contact.

Le logiciel Z_Soil offre une alternative dans les critères utilisés aux problèmes géotechniques. Il emploie des développements récents dans la technique d'analyse non-linéaire et modéliser le comportement élasto-plastique des sols pour résoudre la stabilité, la capacité portante, la déformation et les problèmes de fluage, y compris la consolidation et l'écoulement transitoire, ainsi que l'effet thermique.

Le logiciel Z_Soil permet de traiter des problèmes bidimensionnels en déformation ou contraintes planes et en axisymétrique. Il emploie plusieurs critères de rupture caractérisés par deux paramètres C (la cohésion) et φ (l'angle de frottement interne). Ce programme possède une bibliothèque qui comprend plusieurs types d'éléments, tel que élément barre, l'élément de tiges et l'élément de contact.

De nombreuse possibilité de sorties graphiques permettent à l'utilisateur au mieux les résultats, c-à-d le maillage, les champs de déplacement, les contraintes, les zones plastiques ...etc., et les sollicitations des soutènement (moment, efforts tranchants et efforts normaux).

Le massif de sol est modélisé avec des éléments quadrangulaires à quatre nœuds, en considèrent dans notre analyse le comportement du sol est décrit par le critère Drucker Prager (loi de comportement élasto-plastique).

Le critère Drucker Prager est défini dans l'espace des contraintes par l'équation suivante :

$$F(\sigma) = a_\phi I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (74)$$

$$I_1 = \frac{3}{2}(\sigma_{11} + \sigma_{22}) - 3a_\psi \sqrt{J_2}; \quad J_2 = \frac{\{[(\sigma_{11} - \sigma_{22})/2]^2 + \sigma_{12}^2\}}{(1 - 3a_\psi^2)} = \frac{(R^{MC})^2}{(1 - 3a_\psi^2)} \quad (75)$$

F : fonction de charge $F=0$ est le critère de plasticité.

Pour la déformation plane, les deux coefficients k et a_φ sont calculés comme suit :

$$k = C \cos \varphi$$

$$a_\varphi = \sin \varphi / 3$$

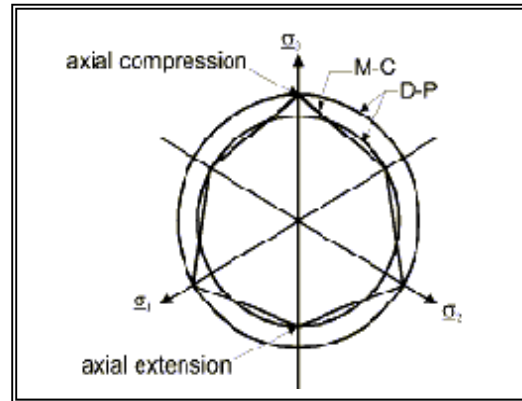


Figure 3.1 : Représentation en trois directions des deux critères, Critère de Drucker Prager et Mohr Coulomb.

Le critère de Drucker Prager est caractérisé aussi par C la cohésion, φ l'angle de frottement interne, Ψ l'angle de dilatation et le coefficient au repos K_0 .

K_0 est calculé à l'aide de la formule de Jacky (1948).

- Élément d'interface

La zone interfaciale est caractérisée par la surface de contact entre deux corps (sol /structure), en présence de deux zones dites « zones perturbées » dans chaque matériau. Le comportement du sol dans cette zone est complexe. L'interaction sol/structure constitue un aspect important dont il faut tenir compte pour obtenir une modélisation satisfaisante d'un problème géotechnique.

Le logiciel Z_Soil offre une possibilité d'introduire un élément entre le sol et la structure dite élément de contact. Cet élément est caractérisé géométriquement par son épaisseur nulle, est une longueur L . C'est un élément à 2 nœuds qui permet d'assurer la compatibilité avec les éléments voisins (voir figure 3.2).

L'essentiel de cet élément sont ses caractéristiques mécaniques, K_s (raideur tangentielle) et K_n (raideur normale). Leur détermination s'avère fort délicate mais théoriquement et d'après le manuel du logiciel, on peut utiliser les formules suivantes pour calculer ces raideurs [38].

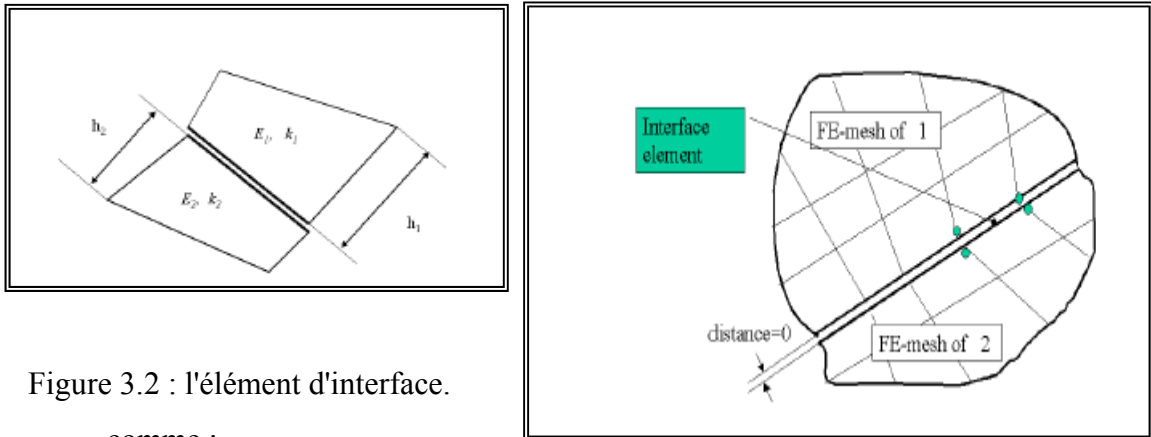


Figure 3.2 : l'élément d'interface.

comme :

$$K_n = \min \left(\frac{E_1}{h_1}, \frac{E_2}{h_2} \right) \frac{A}{\sqrt{N e q \varepsilon}} \quad (76)$$

2. Rigidité tangentielle d'évaluation comme :

$$K_t = 0.01 K_n$$

Les deux coefficients (K_n et K_t) sont calculés par défaut.

Cet élément de contact sera caractérisé par un angle de frottement sol/mur δ , un angle de dilatation Ψ et une cohésion a .

3.2.2. Présentation du modèle plan sol / mur

En pratique, la modélisation des murs de soutènement est effectuée avec une représentation bidimensionnelle en déformation plane. Ce type de modélisation est bien justifié pour des murs de grande longueur, sauf lorsque le sol présente des discontinuités ou que des couches de sol ne respectent pas la condition de déformation plane.

3.2.2.1. Méthodologie à la modélisation

Avant d'entamer à la modélisation, il existe des paramètres liés directement à la modélisation qu'il faut fixer. Tout d'abord, à savoir les dimensions du modèle d'une part et les éléments qui constituent ce modèle d'autre part.

La modélisation par éléments finis d'un ouvrage de soutènement comporte essentiellement une méthodologie bien définie. On peut diviser cette méthodologie afin de traiter un tel problème en 7 points principaux, comme suit :

- 1/ Les dimensions du maillage,
- 2/ Les différents types d'éléments utiliser,
- 3/ Le choix des lois de comportement de chaque élément,
- 4/ Les caractéristique mécaniques et/ou géométrique de ces éléments,

- 5/ Le comportement de l'interface (élément de joint),
- 6/ L'hypothèse sur l'état initial des contraintes (le coefficient K_0),
- 7/ La variabilité des paramètres.

3.2.2.2. Les dimensions du maillage du modèle plan sol / mur

L'étape la plus sensible et essentielle pour faire une modélisation est la conception du modèle.

La modélisation des problèmes liés en contact avec le sol nécessite de connaître la partie du sol qui est sollicitée par les efforts sur ces ouvrages. Pour cela et avant d'entamer l'étude paramétrique, il faudra faire un dimensionnement pour retenir ces dimensions du sol.

Dans le cadre de détermination des dimensions du modèle, trois cas ont été étudiés, deux cas pour un sol parement cohérent ($\varphi = 0$) $C = 200$ kPa et $C = 50$ kPa, et le troisième cas : sol pulvérulent ($\varphi = 30^\circ$, $C = 0$ kPa); dans chaque cas, le mur est supposé une fois rigide et une fois semi rigide. Le sol est sollicité par une charge concentrée à la surface jusqu'à la rupture. Pour ces trois cas, la charge appliquée avec une distance d par rapport la tête du mur, jusqu'à une distance $d = 5 H$, avec des incréments de $\frac{1}{6} H$.

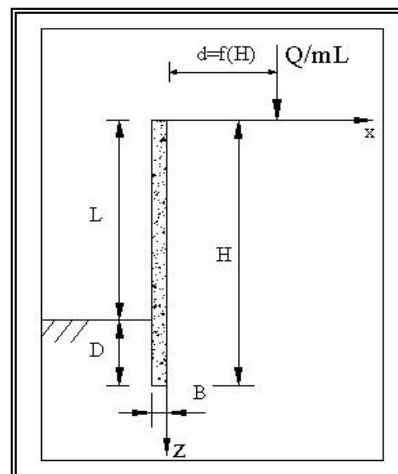
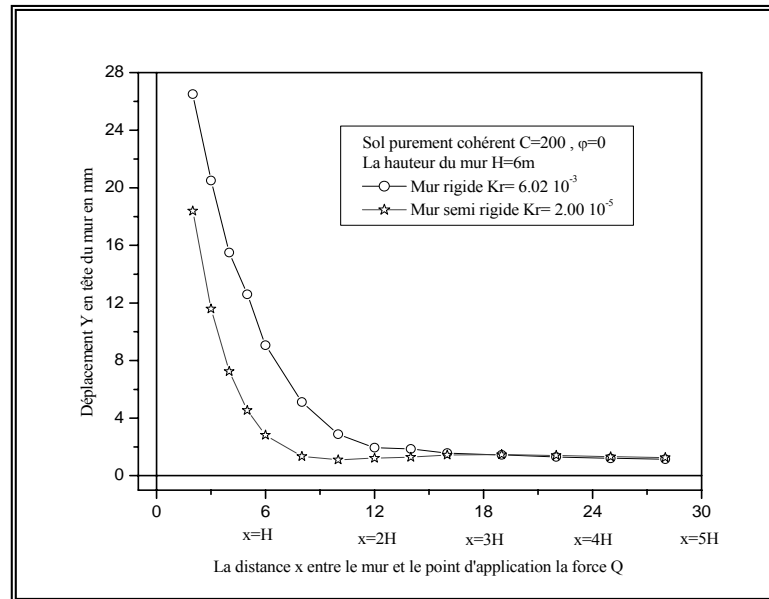


Figure 3.3 : Modélisation prend pour le dimensionnement.

L'analyse des résultats est effectuée en traçant les déplacements horizontaux en tête du mur en fonction de la distance d (point d'application de la charge concentrée).

✓ Cas d'un sol purement cohérent $\varphi = 0$:

1- Le sol caractérisé par une forte cohésion $C = 200$ KPa :



2- Le sol caractérisé par une cohésion moyenne $C=50$ KPa :

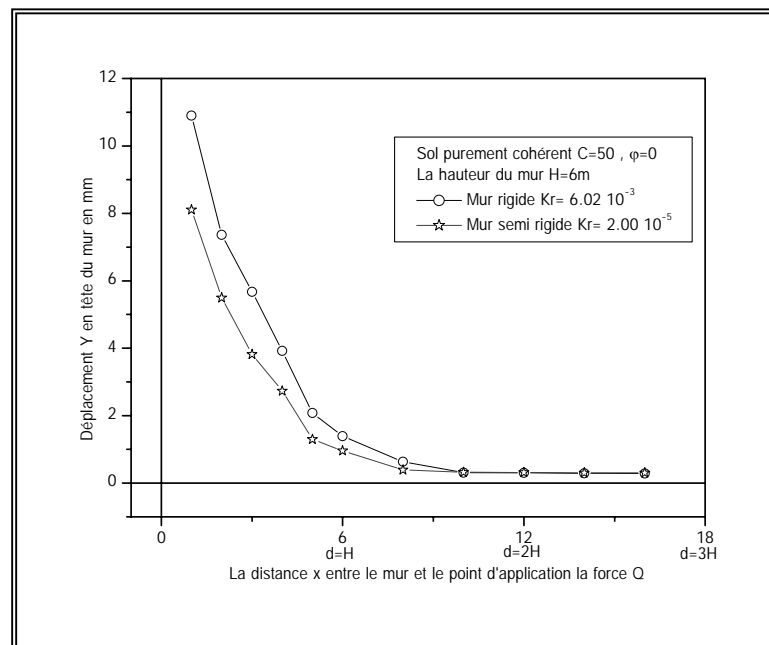


Figure 3.4 : Sensibilité du déplacement horizontal Y_0 en tête du mur aux distances d (point d'application de la charge concentrée).

✓ Cas d'un sol pulvérulent $\varphi = 30^\circ$:

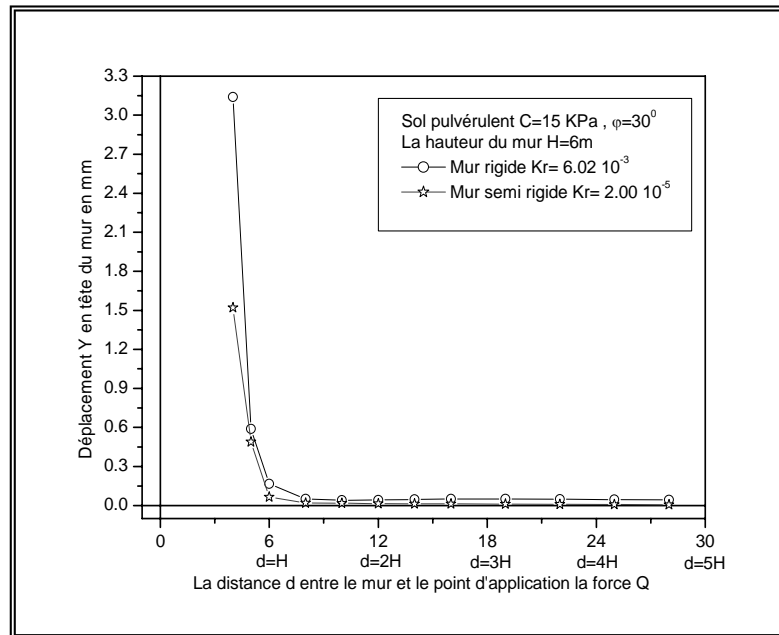


Figure 3.4 : Sensibilité du déplacement horizontal Y_0 en tête du mur aux distances d (point d'application de la charge concentrée).

D'après ces trois courbes illustrées au-dessus, nous avons constaté ce que suit :
 Une diminution du déplacement horizontal en tête du mur Y_0 au fur et à mesure qu'on augmente la distance d .

* Cas d'un sol cohérent $C=200 \text{ kPa}$;

Le déplacement du mur à la tête commence de stabiliser à partir de $d=2 \text{ H}$ pour le mur rigide et $d=1.5 \text{ H}$ pour le mur semi rigide

* Cas d'un sol cohérent $C=50 \text{ kPa}$;

La stabilité se manifeste dans ce cas à une distance $d= 1.5 \text{ H}$ pour les deux types de mur (rigide et semi rigide).

* Cas d'un sol pulvérulent $\varphi = 30^\circ$;

La stabilité se manifeste dans ce cas à une distance $d= 1.6 \text{ H}$ pour les deux types de mur (rigide et semi- rigide).

Finalement et d'après cette constatation, on conclue que la distance (d) horizontale du sol minimale derrière le mur qu'il faudra prendre en considération dans la modélisation au moins est égale à deux fois la hauteur du mur H pour bien présenter se type de problème.

Pour limiter les effets de bord, les conditions aux limites suivantes ont été imposées : déplacement horizontal nul aux frontières, il convient de respecter les règles suivantes [08]:

- La frontière latérale à l'amont du mur (condition $u=0$) doit autoriser le développement du mécanisme de rupture, qui théoriquement peut occuper une zone limitée par un plan incliné d'angle θ mesuré à partir du pied de mur, cet angle est généralement supérieur à 45° . Il convient donc de placer cette frontière latérale à au moins deux fois la hauteur du mur.
- La frontière latérale à l'aval du mur (condition $u=0$, côté butée) est fixée à une distance au moins égale à deux fois la hauteur du mur.
- La frontière inférieure (condition $v=0$ ou $u=v=0$) est fixée au minimum à 4 fois la largeur du mur afin de décrire les variations du champ de contraintes autour du mur.

Si le mur fait un déplacement par rapport à sa position initiale, la partie du sol voisine de ce mur est soumise à des champs de déformations importants. Par contre les parties éloignées de ces champs des déformations n'en sont pas influencées. Donc, on doit serrer le maillage dans la zone autour du mur et un maillage de plus grossier en s'éloignant de cette zone.

Généralement, les conditions aux limites en déplacement sont semblables pour les modèles en géotechnique. Le bord inférieur du modèle a été bloqué de tout déplacement dans les deux directions en plan, ainsi que la rotation par rapport à l'axe perpendiculaire à ce plan ($U_x = U_y = 0, \theta_z = 0$). Les nœuds de la limite verticale sont bloqués uniquement dans la direction horizontale mais pour la direction verticale sont libres ($U_x = 0, \theta_z = 0$). Les conditions aux limites et les dimensions du maillage de modèle sol /mur, adoptés dans cette étude, sont à la figure 3.5.

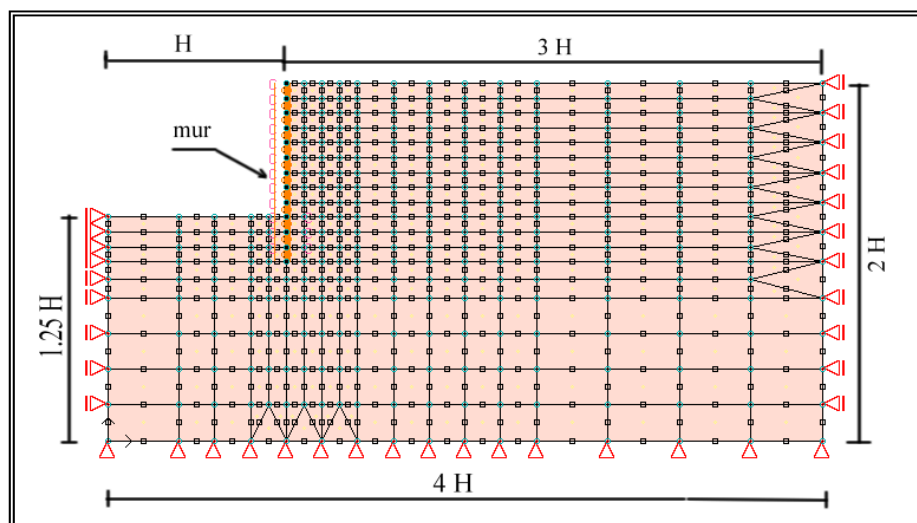


Figure 3.5 : Le maillage du modèle choisi en fonction de la hauteur H du mur.

3.2.2.3. Choix des éléments du modèle

Dans notre étude, nous avons utilisé deux types d'éléments (sol, mur), chacun de ces éléments ayant une loi de comportement et des paramètres mécaniques spécifiques. Nous avons aussi introduit dans la modélisation les éléments de contact pour représenter au mieux l'interaction sol / mur.

a. Modélisation du massif de sol :

Le massif de sol est modélisé avec des éléments quadrangulaires à quatre nœuds et des éléments triangulaires à trois nœuds, en considérant que le comportement du sol est décrit par une loi élasto-plastique parfaite avec critère de rupture de Drücker-Prager.

b. Modélisation du mur :

Le mur est considéré comme un corps élastique isotrope. Donc, ce mur est modélisé par un élément de poutre (barre), dont les caractéristiques sont : le module d'élasticité E , la largeur B et la section A .

c. Modélisation du comportement d'interface :

L'interaction sol/mur est représentée par un élément d'interface qui peut glisser, frotter ou encore décrire le décollement et le recollement. Cet élément est modélisé par les éléments de contact. En considérant que le comportement à la rupture de cet élément est décrit par le critère de Drücker-Prager avec les caractéristique physique et mécanique suivante : angle de frottement $\delta=2/3 \varphi$ et une cohésion (a) nulle.

3.2.3. Conclusion sur le modèle choisir

Le dimensionnement établi dans ce chapitre a conduit de choisir un modèle qui permet de donner une bonne représentation du modèle sol / mur.

Un maillage d'éléments finis du massif doit tenir compte de la partie utile du sol mobilisée par les charges de l'ouvrage. Donc, ce maillage doit être raffiné au niveau des zones les plus sollicitées (la zone d'interaction sol / mur) afin d'augmenter la précision des calculs.

Les dimensions du modèle utilisées sont en fonction de la hauteur H du mur. Ce maillage a été dimensionné préalablement.

L'aspect de l'interaction entre le sol et le mur joue un rôle important. Pour cela, on a utilisé des éléments spéciaux d'interaction sol/mur, qui sont les éléments de contact.

3.3. Étude paramétrique

La modélisation du comportement des murs rigides est un problème assez complexe. De très nombreux paramètres doivent être pris en compte. Ces paramètres sont liés à la fois aux caractéristiques géométriques du mur et aux caractéristiques physiques et mécaniques du sol ainsi qu'à la surcharge appliquée à la surface du sol derrière le mur.

Sur cela, on présente une analyse dimensionnelle qui permet de mener l'étude paramétrique et de définir les différents paramètres adimensionnels, à l'aide du théorème de π . Par la suite, on présente les résultats obtenus pour ne pas alourdir le texte, seulement quelques résultats typiques sont présentés dans ce chapitre. Le reste sera regroupé en appendice C.

3.3.1. Analyse Dimensionnelle

L'analyse dimensionnelle nous offre une procédure pour obtenir des paramètres sans dimension qui décrivent le problème et qu'on peut utiliser d'une façon absolue.

La procédure principale de l'analyse dimensionnelle peut être résumée comme suit :

1. Observation du phénomène à modéliser.
2. A partir de cette observation, dégager les paramètres jouant un rôle important dans le phénomène.
3. Une fois les grandeurs importantes mises en évidence, il faut définir un ensemble de grandeurs adimensionnelles par l'utilisation d'une technique appropriée et l'identification du nombre et de la forme des ces grandeurs.

Une de ces techniques utilisées est le théorème de π de Buckingham, que nous allons étudier ci après :

- Définition le théorème de π

Le théorème de π de Buckingham permet de transformer une expression physique à N variables en une équation à (N-M) paramètres sans dimension, où M est le nombre de dimensions utilisées. De plus, il fournit une méthode de calcul de ces paramètres, même si la forme de l'équation est encore inconnue.

Le théorème de π Buckingham a été utilisé pour définir les grandeurs adimensionnelles les plus importantes qui jouent un rôle important dans le problème d'interaction sol/mur. Les étapes à suivre pour l'analyse dimensionnelle de ce théorème sont présentées en annexe B.

Pour l'étude paramétrique on a étudié le comportement d'un mur soumis à une sollicitation extérieure par l'action d'une surcharge exercée sur la surface du sol derrière le mur. Cette surcharge est supposée comme une surcharge linéaire (Q) ou une pression (q).

Problème 1 : Cas d'une surcharge linéaire.

Soit le problème 1 illustrer à la figure II.2. Un mur vertical infiniment long (selon l'axe Y) est ancré de D dans un sol homogène considéré comme un massif élasto-plastique parfait non dilatant $\Psi=0$. Le sol est surchargé par une charge répartie (semelle continue) à une distance d de la tête du mur.

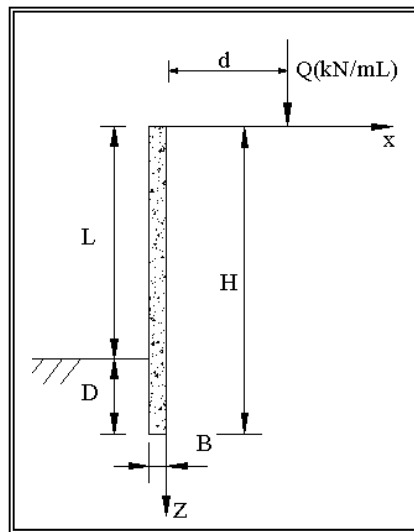


Figure 3.6 : Présentation schématique du problème 1 étudié.

Les différents paramètres intervenant dans ce problème 1 sont regroupés dans l'équation suivante :

$$f(\varphi, C, \nu_{\text{sol}}, \nu_{\text{mur}}, E_{\text{sol}}, E_{\text{mur}}, B, H, D, d, Q, y) = 0. \quad (77)$$

Sol : $(\varphi, C, E_{\text{sol}}, \nu_{\text{sol}})$.

Mur : $(E_{\text{mur}}, \nu_{\text{mur}}, B, D, H, Y)$.

La surcharge linéaire : (d, Q) .

Selon ce théorème, on a 9 termes de π pour chaque type de sol.

$$g(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_9) = 0 \quad (78)$$

Avec :

$$\pi_1 = \nu_{\text{sol}}; \text{ coefficient de Poisson du sol.} \quad (79)$$

$$\pi_2 = \nu_{\text{mur}}; \text{ coefficient de Poisson du mur.} \quad (80)$$

$$\pi_3 = H/B; \text{ représente l'élançement du mur.} \quad (81)$$

$$\pi_4 = D/H; \text{ rapport de l'ancrage.} \quad (82)$$

$$\pi_5 = d/B; \text{ le rapport entre la distance } d \text{ et la largeur du mur } B. \quad (83)$$

$$\pi_6 = \frac{E_{mur} I_{mur}}{E_{sol} H^4}; \text{ Rigidité relative Mur/Sol.} \quad (84)$$

$$\pi_7 = \frac{Q}{\gamma H^2}; \text{ la surcharge linéaire appliquée.} \quad (85)$$

$$\pi_8 = Y / B; \text{ facteur de déplacement.} \quad (86)$$

$$\pi_9 = \varphi; \text{ l'angle de frottement interne du sol (pour un sol pulvérulent } C = 0). \quad (87)$$

$$\Pi_9 = \frac{C}{\gamma H}; \text{ (pour un sol cohérent } \varphi = 0). \quad (88)$$

Problème 2 : Cas d'une surcharge répartie (pression).

Soit le problème 2 illustrer à la figure II.3. Un mur vertical infiniment long (selon l'axe Y) est ancré de D dans un sol homogène considéré comme un massif élasto-plastique parfait non dilatant $\Psi = 0$. Le sol est surchargé par une surcharge répartie (radier très long selon l'axe y) à une distance d de la tête du mur.

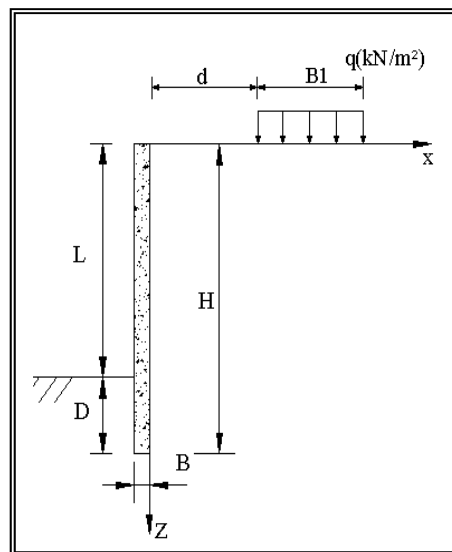


Figure 3.7 : Présentation schématique du problème 2 étudié.

Les différents paramètres intervenants dans ce problème 2 sont regroupés dans l'équation suivante :

$$f(\varphi, C, v_{sol}, v_{mur}, E_{sol}, E_{mur}, B, H, D, d, B_1, q, y) = 0. \quad (89)$$

Sol : $(\varphi, C, E_{sol}, v_{sol})$

Mur : $(E_{mur}, v_{mur}, B, D, H, Y)$

La surcharge : (d, q, B_1)

Selon ce théorème on a 10 terme en π pour chaque type de sol.

$$g(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{10}) = 0 \quad (90)$$

Avec :

$\pi_1 = \nu_{\text{sol}}$; coefficient de Poisson du sol.

$\pi_2 = \nu_{\text{mur}}$; coefficient de Poisson du mur (béton).

$\pi_3 = H/B$; représente l'élancement du mur.

$\pi_4 = D/H$; rapport de l'ancrage.

$\pi_5 = d/B$; le rapport entre la distance d et la largeur du mur B

$$\pi_6 = \frac{E_{\text{mur}} I_{\text{mur}}}{E_{\text{sol}} H^4}; \quad k_r : \text{Rigidité relative Mur/Sol.}$$

$$\pi_7 = \frac{q}{\gamma H}; \quad \text{la pression appliquée.} \quad (91)$$

$\pi_8 = Y_0 / B$; facteur de déplacement.

$$\pi_9 = B_l / H; \quad \text{rapport entre la largeur du radier et la hauteur du mur.} \quad (92)$$

$\pi_{10} = \varphi$; l'angle de frottement interne du sol (pour un sol pulvérulent $C = 0$).

$$\pi_{10} = \frac{C}{\gamma H}; \quad (\text{pour un sol cohérent } \varphi = 0).$$

3.3.2. Paramètres de l'étude

1. Nature du sol

Dans cette étude paramétrique, on a étudié trois types de sol, chacun ayant des caractéristiques physiques et mécaniques différentes.

1. Sol pulvérulent (sable)
2. Sol purement cohérent (argile raide)
3. Sol purement cohérent (argile molle)

Les caractéristiques de ces trois types de sol sont indiquées dans les deux tableaux suivants :

Tableau 3.1 : Caractéristiques du sol pulvérulent. étudiant.

Poids volumique	$\gamma = 17.66 \text{ kN/m}^3$
Module d'Young	$E = 40 \text{ MPa}$
Coefficient de poisson	$\nu = 0.33$
Angle de frottement	$\varphi = 30^\circ$
Cohésion	$C = 0$

Tableau 3.2 : Caractéristiques du sol cohérent étudié.

Poids volumique	$\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$
Module d'Young	$E = 100 \text{ et } 32000 \text{ MPa}$
Coefficient de poisson	$\nu = 0.2$
Hauteur	$H = 4 \text{ et } 7 \text{ m}$
Largeur	$B = 0.8 \text{ m}$

Tableau 3.3 : Caractéristiques du mur étudié.

Poids volumique	$\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
Module d'Young	$E = 40 \text{ MPa}$
Coefficient de poisson	$\nu = 0.33$
Angle de frottement	$\varphi = 0^\circ$
Cohésion	$C = 50,200 \text{ kPa}$

2. Le modèle mur :

Dans l'étude paramétrique, on va considérer un mur de hauteur moyenne ou de grande hauteur, ayant les caractéristiques indiquées au le tableau 3.3.

3. Coefficient de Poisson π_1, π_2

Dans l'étude paramétrique, on va pas considérer la variation des ces deux coefficients de Poisson.

$$\nu_{\text{mur}} = 0.2$$

$$\nu_{\text{sol}} = 0.33$$

4. L'élanement du mur : π_3

L'élanement est un paramètre géométrique adimensionnel qui présente le rapport entre la fiche du mur et sa hauteur. C'est un paramètre important ayant une influence sur le comportement de l'interaction sol/ mur.

Nous avons limité notre étude seulement au deux hauteurs différentes du mur : $H = 4 \text{ m}$ et $H = 7 \text{ m}$, ayant même largeur B qui est égale à 0.8 m . donc on a étudié deux valeurs de l'élanement : $H/B = 5$ et $8,75$.

5. Le rapport D/H : π_4

C'est un paramètre qui exprime le rapport de la profondeur d'ancrage D sur la hauteur H du mur.

Ce rapport a été fixé par deux valeurs selon la hauteur du mur

$$D / H = 0.25 \quad \text{pour } H = 4 \text{ m}$$

$$D / H = 0.142 \quad \text{pour } H = 7 \text{ m}$$

Avec D l'ancrage du mur égale à 1 m.

6. Le rapport d/B : π_5

Afin d'analyser l'effet de la surcharge extérieure appliquée à la surface du sol derrière le mur sur le comportement d'interaction sol/mur, on a étudié plusieurs valeurs de ce rapport afin d'observer l'effet de la distance d sur la capacité portante du modèle sol/mur.

$$d/B = 1, 3, 5, 7, 9, 11 \quad \text{pour } H = 4 \text{ m}$$

$$d/B = 1, 3, 5, 7, 9, 11, 14, 17 \quad \text{pour } H = 7 \text{ m}$$

7. La rigidité relative k_r : π_6

C'est un facteur qui traduit le rapport de la rigidité du mur à celle du sol; dans toute l'étude, on a supposé que le mur est soit rigide, soit semi-rigide.

Selon l'équation 84, la rigidité relative est égale selon la hauteur du mur à :

En cas $H = 4 \text{ m}$:

$$k_r = 0,133 \quad \text{Mur rigide}$$

$$k_r = 4,166 \cdot 10^{-4} \quad \text{Mur semi-rigide}$$

En cas $H = 7 \text{ m}$:

$$k_r = 0,0142 \quad \text{Mur rigide}$$

$$k_r = 0,441 \cdot 10^{-4} \quad \text{Mur semi-rigide}$$

8. Le rapport B₁ / H : π_9

Ce rapport a été fixé par deux valeurs selon la hauteur du mur.

$$B_1 / H = 0.4 \quad \text{pour } H = 4 \text{ m}$$

$$B_1 / H = 0.228 \quad \text{pour } H = 7 \text{ m}$$

Avec B₁ la largeur de la surcharge de la pression est égale à 1.6 m.

Il faut noter que la surcharge extérieure a été appliquée jusqu'à la rupture du modèle sol/mur.

3.3.3. Méthode d'analyse et interprétation

Au cours des calculs, l'étape de chargement a été effectuée en dix à 15 incréments successifs d'intensité égale 10% à 15 % la charge appliquée. Ce phasage étant nécessaire pour prendre en compte la non linéarité du comportement du sol.

L'analyse des résultats est effectuée en traçant l'intensité de la surcharge en fonction des déplacements horizontaux en tête du mur. La figure III.8 représente une courbe de chargement typique en cas d'un mur de hauteur $H=4$ m soutenant un sol pulvérulent en présence d'une surcharge linéaire Q à la surface. On a regroupé tous les courbes de chargements des différent cas étudiés en annexe C sous forme adimensionnelle.

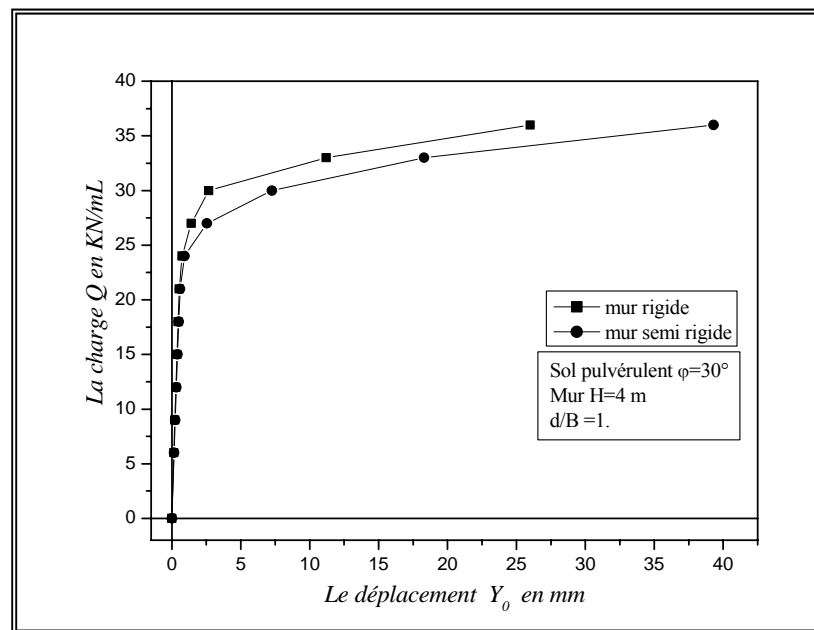


Figure 3.8 : Courbe de chargement.

D'après la figure 3.8, on constate que cette courbe de chargement a une forme hyperbolique, c'est à dire qu'elle varie linéairement dans le domaine des petits déplacements, et manifeste une asymptote en grands déplacements.

Les courbes de chargement montrent toujours pour tous les cas étudiés une non linéarité prononcée de la relation charge-déplacement. Ces courbes ont une forme hyperbolique et peuvent être décrites par une loi hyperbolique de la forme :

$$Q = \frac{Y_0}{\frac{1}{\alpha} + \frac{Y_0}{Q_{\text{lim}}}} \quad (93)$$

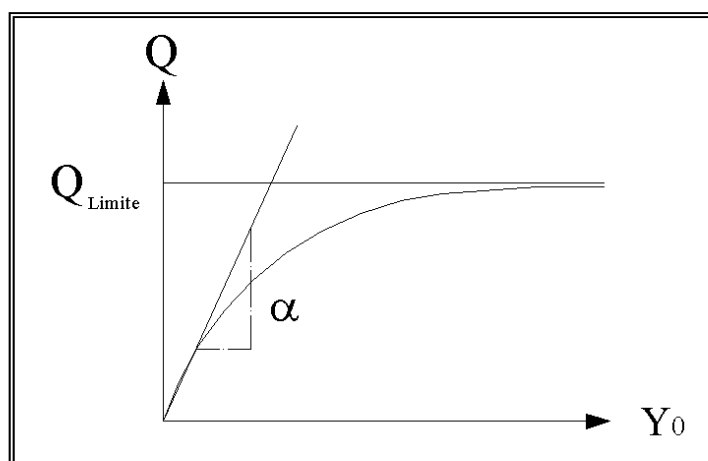


Figure 3.9 : Courbe typique de chargement.

Soient :

α : Pente initiale de la courbe de chargement.

Q_{limite} : Asymptote de la courbe de chargement.

Y_0 : Déplacement horizontal en tête du mur.

La pente initiale α de la courbe de chargement représente les petits déplacements, elle permet d'estimer la charge dans le domaine élastique $Q = \alpha Y_0$.

La charge limite de la rupture Q_{limite} représente la valeur limite de la charge appliquée qui conduit à la rupture du système sol/mur.

Chaque courbe de chargement a été ajustée au sens des moindres carrés par la fonction hyperbolique décrite par l'équation (93). L'ajustement se fait automatiquement à l'aide d'un programme, la marge du coefficient de régression de tous les cas étudiés entre 0,851 et 0,999. La valeur moyenne du coefficient de régression égale à 0,972 avec un coefficient de variation C_v égal à 4,655 %.

3.3.4. Résultats et interprétation

3.3.4.1. Effet de d/B

- Effet de d/B sur la pente α

La figure 3.10 présente l'évolution de la pente α en fonction d/B en cas d'un mur ayant une hauteur $H=4$ m, soutenant un massif de sol cohérent surchargé à la surface par une surcharge linéaire (à titre d'exemple). On constate une augmentation de la pente α avec l'augmentation du rapport d/B car le déplacement du mur diminue quand la distance d

augmente, que ce soit en cas un mur rigide ou en cas d'un mur semi rigide, et pour les deux hauteurs analysées du mur.

Cette constatation est appliquée aussi aux courbes (α -d/B) en cas d'une surcharge répartie (pression) ainsi que pour les trois cas du sol étudiés.

Nous avons limité l'effet de tous les paramètres adimensionnels fixés sur la pente initiale α au cas de $d/B=1$ et $d/B=11$.

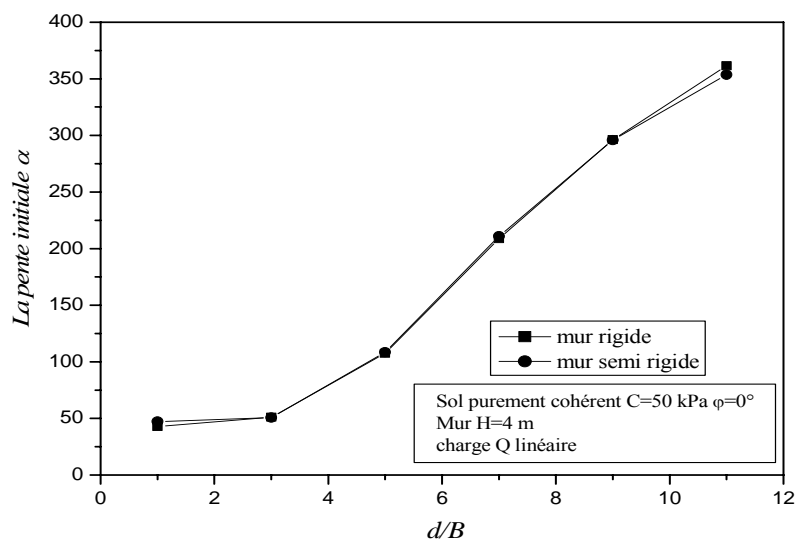


Figure 3.10 : Variation de la pente α en fonction du rapport d/B .

- Effet de d/B sur la charge limite q_{limite}

La figure 3.11 présente l'évolution de la charge limite q_{lim} en fonction d/B en cas d'un mur ayant une hauteur $H=4$ m, soutenant un massif de sol cohérent surchargé à la surface par une surcharge linéaire (à titre d'exemple). On constate une augmentation de la charge limite avec l'augmentation du rapport d/B car le déplacement du mur diminue quand la distance d augmente, que ce soit en cas d'un mur rigide ou en cas d'un mur semi rigide, et pour les deux hauteurs analysées du mur.

Cette constatation est appliquée aussi aux courbes ($q_{\text{lim}} - d/B$) en cas d'une surcharge répartie (pression) et pour les trois cas de sol étudiés.

Nous avons limité aussi, l'effet de tous les paramètres adimensionnels fixés sur la charge limite au cas $d/B=1$ et $d/B=11$.

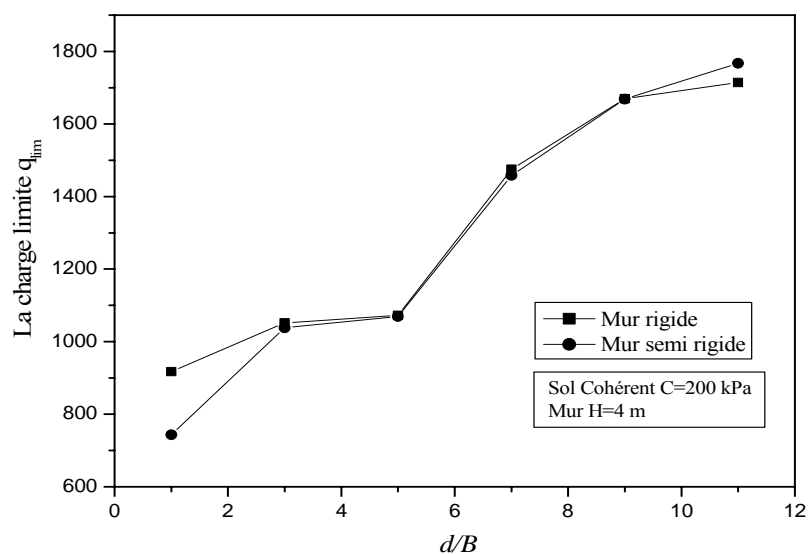


Figure 3.11 : Variation de la charge limite en fonction du rapport d/B .

3.3.4.2. Effet de la rigidité k_r

A titre d'exemple, on présente dans La figure 3.12, la distribution du déplacement horizontal de deux murs en fonction de la profondeur pour les différents valeurs de la charge linéaire appliquée à la surface d'un sol pulvérulent, caractérisé par un angle de frottement égal à 30° . On remarque que le déplacement varie linéairement avec la profondeur dans la première courbe (a), et une variation non linéaire a été constatée en deuxième courbe (b).

On constate que le déplacement en tête du mur diminue considérablement lorsque la rigidité relative augmente. Car un mur rigide ne subit pas de flexion et sa déformation propre est négligeable. Au contraire, le mur semi rigide subit à une flexion.

A partir de ces constatations, on peut distinguer un mur semi rigide (rigidité relative moyenne) d'un mur rigide ayant une rigidité relative élevée.

Cette remarque s'applique pour tous les différents cas étudiés.

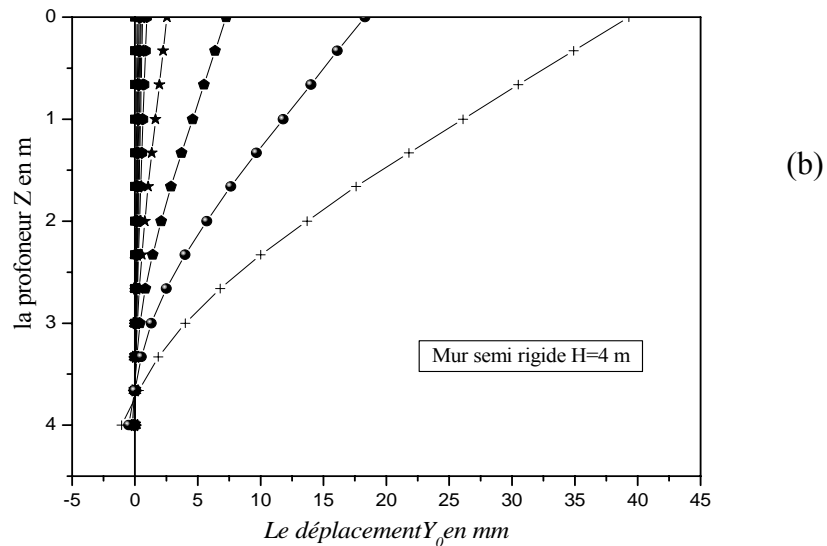
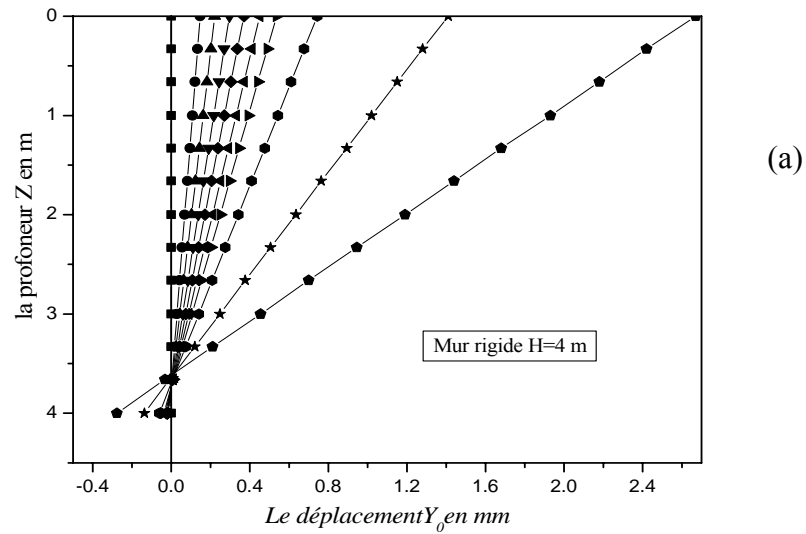


Figure 3.12 : Effet de la rigidité sur le déplacement horizontal du mur
(a) mur rigide, (b) mur semi rigide.

- Effet de la rigidité k_r sur la pente α

A partir de la figure 3.13, nous avons constaté que l'influence du paramètre k_r sur la pente α est faible en cas de $d/B = 1$ et $d/B = 11$. Donc l'influence de k_r sur la pente α est négligeable. Cette constatation est appliquée sur tous les cas étudiés.

Nous avons limité la présentation de l'effet des paramètres adimensionnels fixés sur la pente initiale α au cas du mur rigide.

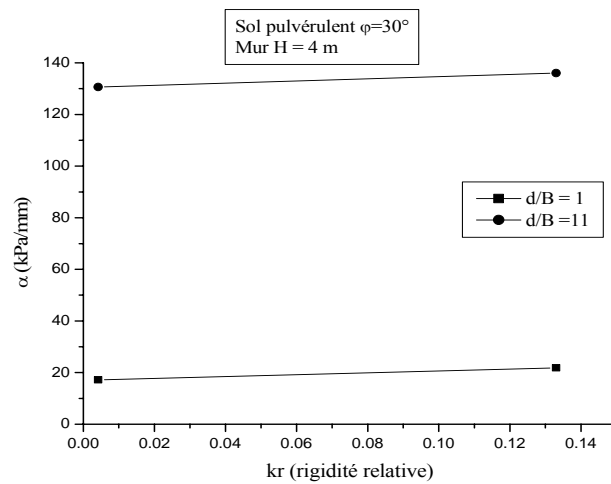


Figure 3.13 : Variation de la pente α en fonction du rapport k_r .

- Effet de la rigidité k_r sur la charge limite q_{lim}

A partir de la figure 3.14, nous avons constaté que l'influence du paramètre k_r sur la charge limite q_{lim} est faible en cas de $d/B = 1$ et $d/B = 11$. Donc l'influence de k_r sur la charge limite est négligeable. Cette constatation est appliquée sur tous les cas étudiés.

Nous avons limité la présentation de l'effet des paramètres dimensionnels sur la charge limite au cas du mur rigide.

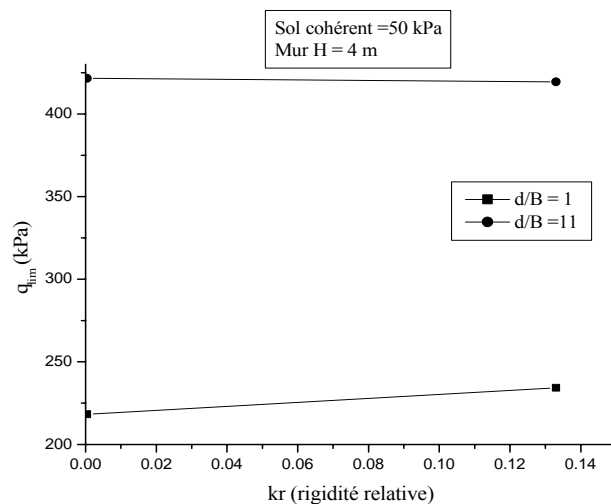


Figure 3.14 : Variation de la charge limite q_{lim} en fonction du rapport k_r .

3.3.4.3. Comportement du système sol/mur en présence d'une surcharge linéaire Q

1. Étude de la pente α

- Effet de l'élanement H/B

Les figures donnant la pente initiale α en fonction du rapport H/B pour les trois cas du sol étudiés, montrent une faible variation de la pente α pour $d/B = 1$, et ce la pour les deux valeurs de H/B. Par contre quand on s'éloigne de la tête du mur ($d/B = 11$), cette variation augmente pour les deux valeurs de H/B.

La différence entre les deux valeurs de la pente initiale α est importante pour $H/B = 5$ diminue quand le rapport H/B augmente.

Pour cela, on conclut que la pente α augmente quand le rapport H/B diminue.

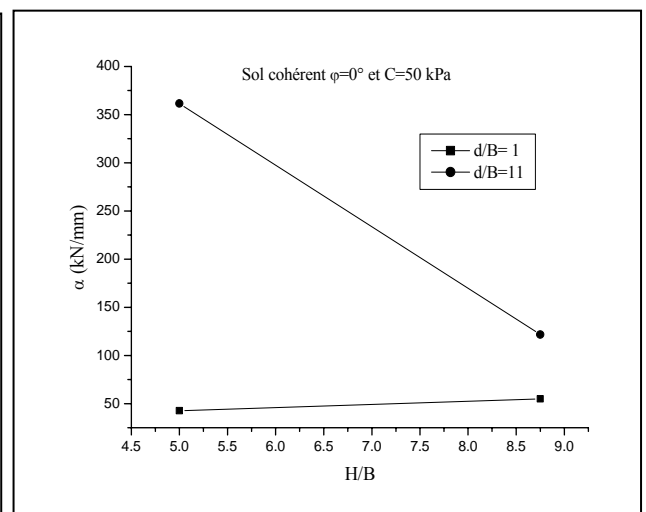
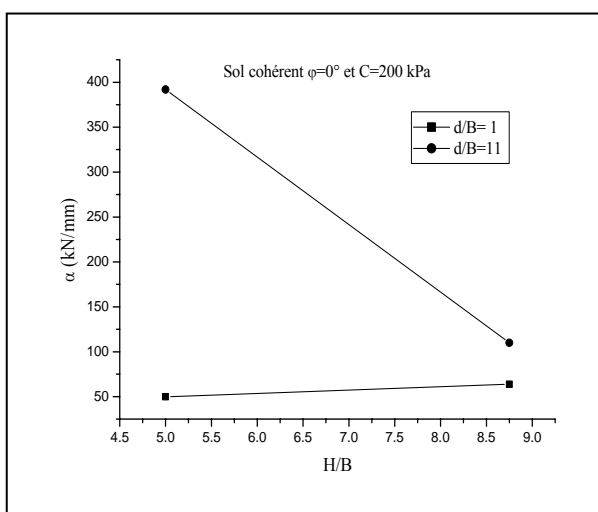
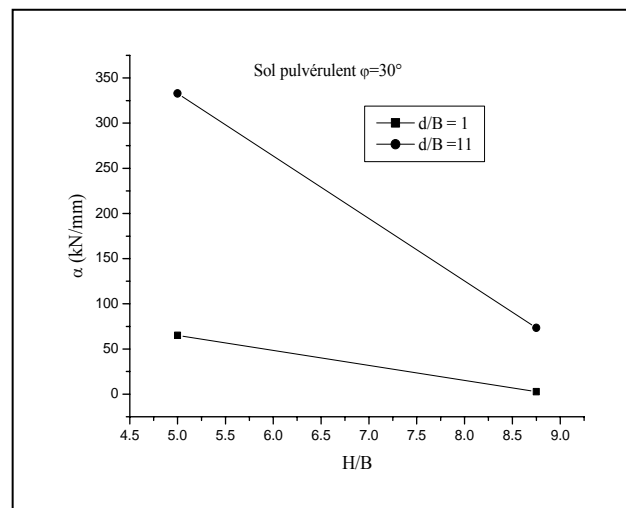


Figure 3.15 : Variation de la pente α en fonction du rapport H/B pour les trois sols étudiés (cas d'une surcharge linéaire).

- Effet de D/H

Les figures donnant la pente initiale α en fonction du rapport D/H pour les trois cas du sol étudiés, montrent une faible variation de la pente α pour $d/B = 1$, et ce la pour les valeurs de D/H . Par contre qu'en s'éloigne de la tête du mur ($d/B = 11$), cette variation augmente pour les deux valeurs de D/H .

La différence entre les deux valeurs de la pente initiale α est importante pour $D/H = 0.25$ et elle diminue quand le rapport D/H diminue.

Pour cela, on conclut que la pente α augmente quand le rapport D/H augmente.

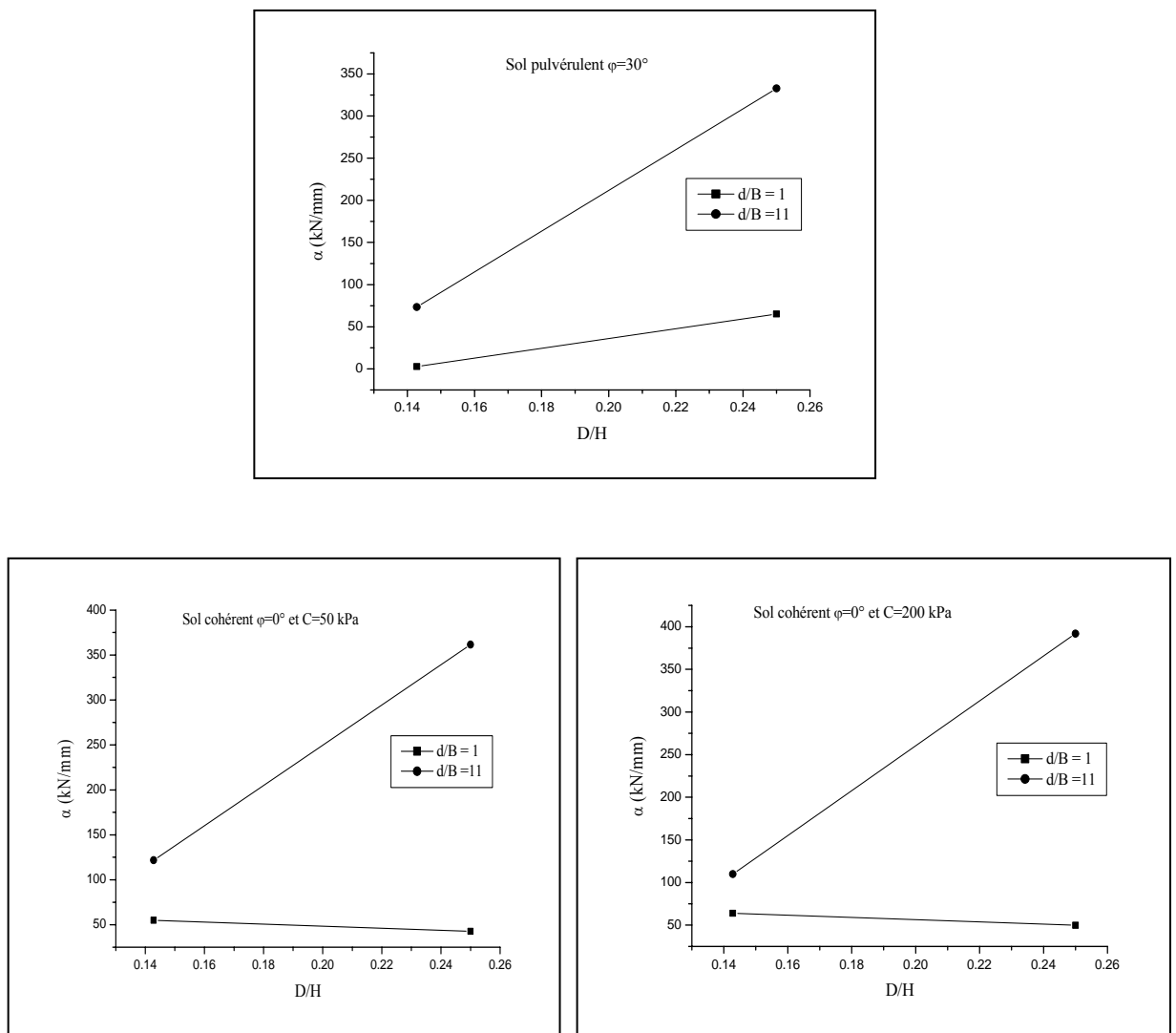


Figure 3.16 : Variation de la pente α en fonction du rapport D/H pour les trois sols étudiés (cas d'une surcharge linéaire).

2. Étude de la charge limite q_{lim}

- Effet de l'élanement H/B

Les figures donnant la charge limite q_{lim} en fonction du rapport H/B pour les trois cas du sol étudiés, montrent une faible variation de la charge limite q_{lim} pour $d/B = 1$ (la charge est très proche à la tête du mur), et ce pour les valeurs de H/B . Qu'en s'éloigne de la tête du mur ($d/B = 11$), pour un sol pulvérulent et un sol cohérent $C=50$ kPa les deux cas montrent toujours une faible variation de la charge limite q_{lim} , par contre pour le deuxième sol cohérent $C=200$ kPa, on constate que la variation de la charge limite est importante et augmente quand le rapport H/B augmente.

Pour cela, on conclut que le rapport H/B a une influence sur la charge limite q_{lim} pour un sol cohérent caractérisé par une cohésion $C=200$ kPa et ce pour $d/B=11$.

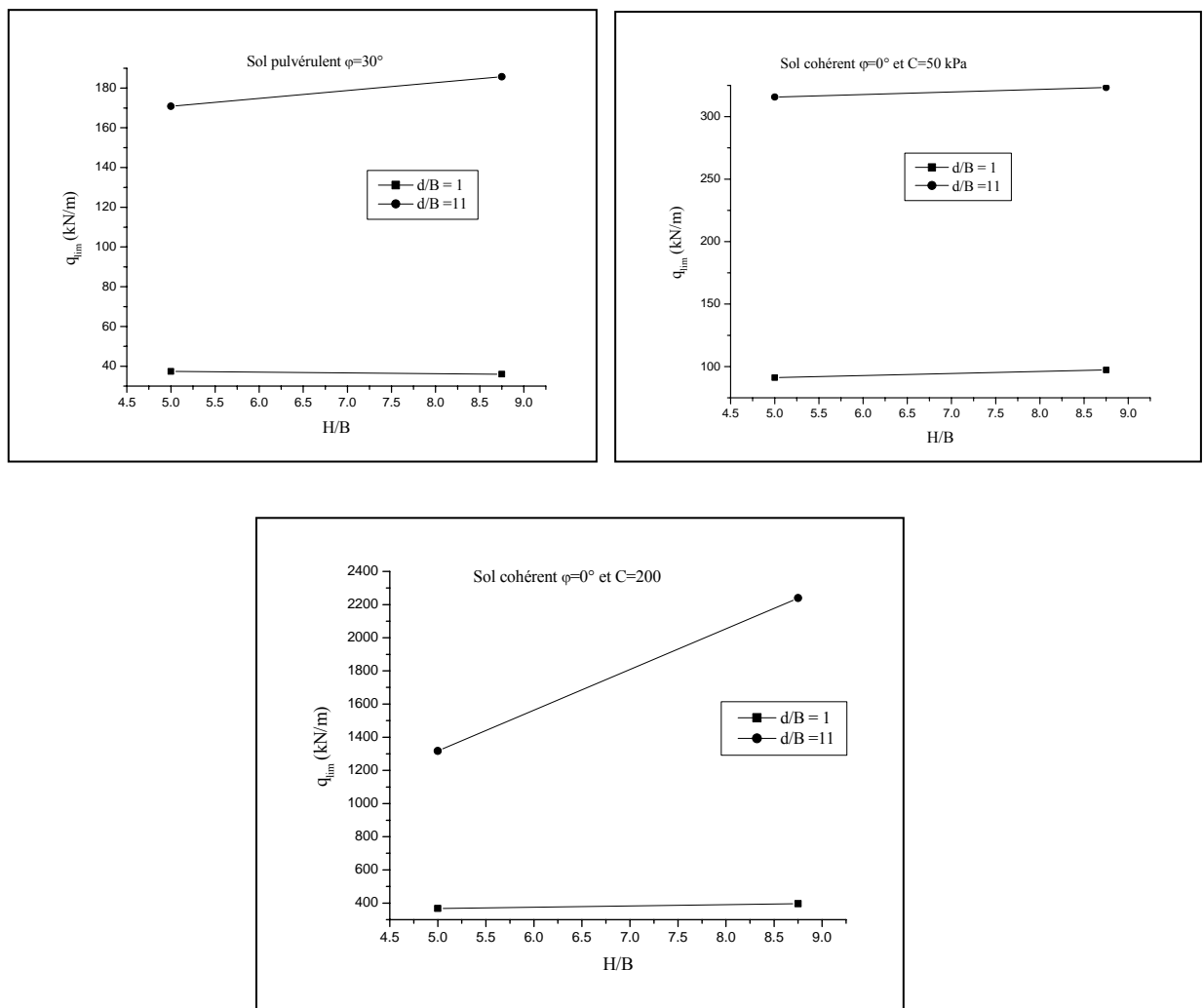


Figure 3.17 : Variation de la charge limite q_{lim} en fonction du rapport H/B pour les trois sols étudiés (cas d'une surcharge linéaire).

- Effet de D/H

Les figures donnant la charge limite q_{lim} en fonction du rapport D/H pour les trois cas du sol étudiés, montrent une faible variation de la charge limite q_{lim} pour $d/B = 1$ (la charge est très proche a la tête du mur), et ce pour les deux valeurs de D/H. Qu'en s'éloigne de la tête du mur ($d/B = 11$), pour un sol pulvérulent et un sol cohérent $C=50$ kPa les deux cas montrent toujours une faible variation de la charge limite q_{lim} , par contre pour le deuxième sol cohérent $C=200$ kPa, on constate que la variation de la charge limite diminue quand le rapport D/H augmente.

Pour cela, on conclut que le rapport D/H a une influence sur la charge limite q_{lim} pour un sol cohérent caractérisé par une cohésion $C=200$ kPa et ce pour $d/B=11$.

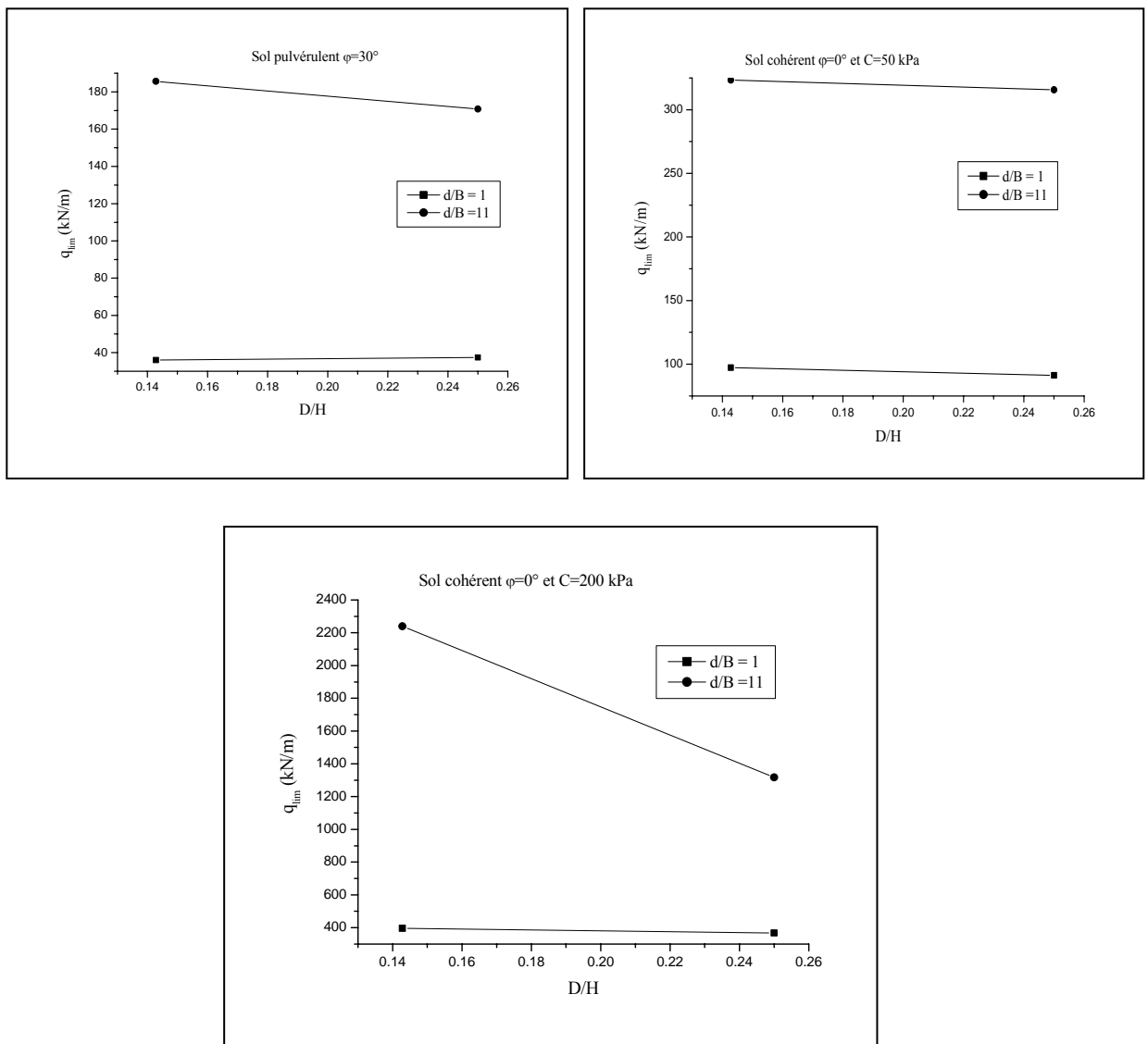


Figure 3.18 : Variation de la charge limite q_{lim} en fonction du rapport D/H pour les trois sols étudiés (cas d'une surcharge linéaire).

3.3.4.4 Comportement du système sol/mur en présence d'une surcharge répartie (pression)

3. Étude de la pente α

- Effet de l'élanement H/B

La variation de la pente initiale α en fonction du rapport H/B pour les deux cas du sol étudiés sont illustrés à la figure III.19, On voit bien qu'il n'y a pas de variation importante de la pente α pour $d/B = 1$, et ce pour les deux valeurs de H/B. Par contre quand on s'éloigne de la tête du mur ($d/B = 11$), cette variation diminue pour les deux valeurs de H/B.

La différence entre les deux valeurs de la pente initiale α est importante pour $H/B = 5$ diminue quand le rapport H/B augmente.

Pour cela, on conclut que la pente α diminue quand le rapport H/B augmente.

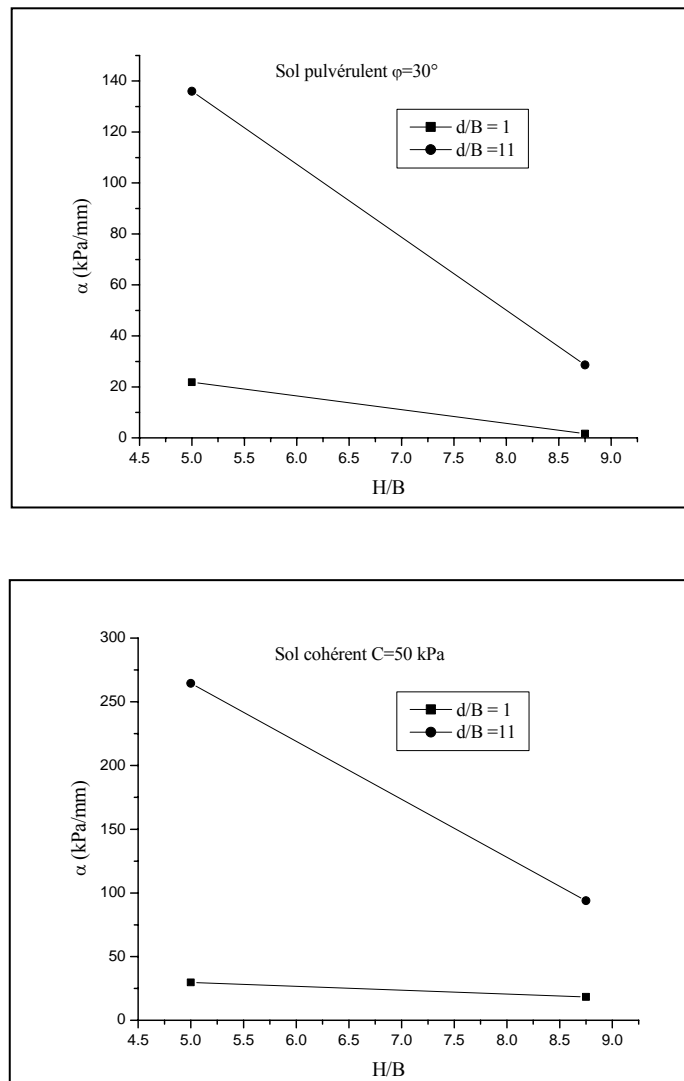


Figure 3.19 : Variation de la pente α en fonction du rapport H/B pour sol pulvérulent et cohérent (cas d'une surcharge répartie).

- Effet de D/H

Les figures ci-dessous donnant la pente initiale α en fonction du rapport D/H pour les deux cas du sol étudiés, On voit bien qu'il n'y a pas de variation importante de la pente α pour $d/B = 1$, et ce la pour les valeurs de D/H. Par contre qu'en s'éloigne de la tête du mur ($d/B = 11$), cette variation augmente pour les deux valeurs de D/H.

La différence entre les deux valeurs de la pente initiale α est importante pour $D/H = 0.25$ et elle diminue quand le rapport H/B diminue.

Pour cela, on conclut que la pente α augmente quand le rapport D/H augmente.

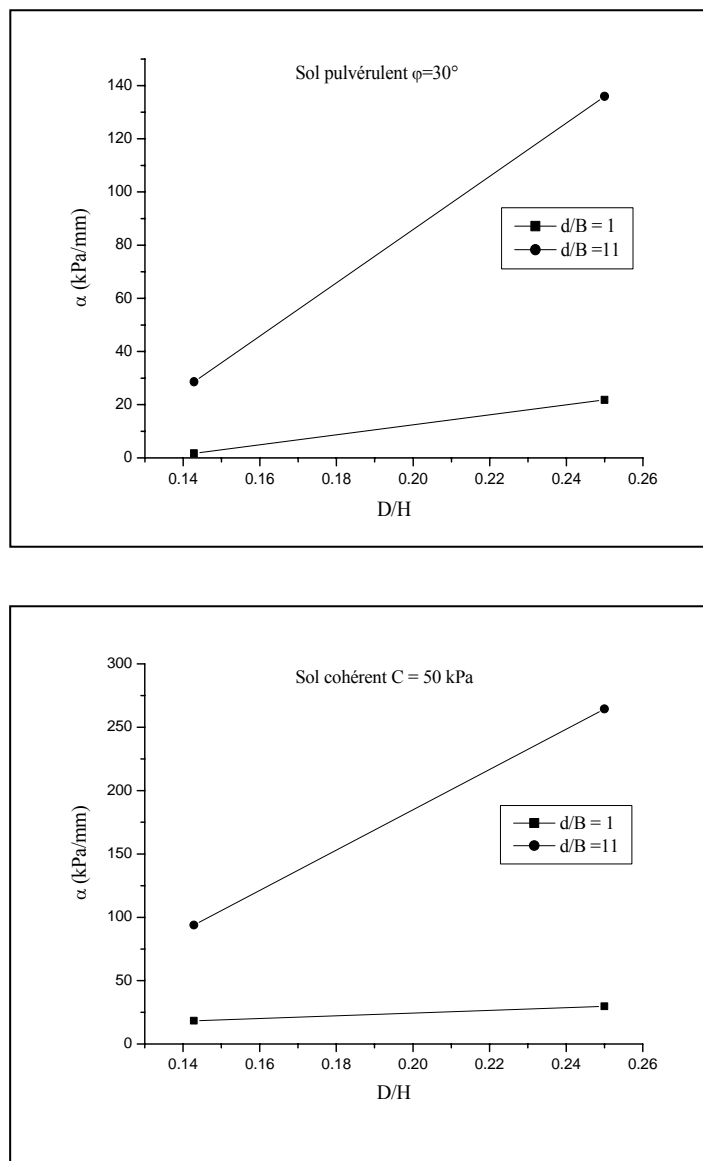


Figure 3.20 : Variation de la pente α en fonction du rapport D/H pour sol pulvérulent et cohérent (cas d'une surcharge répartie).

- Effet de B_1/H :

Les figures donnant la pente initiale α en fonction du rapport B_1/H pour les deux cas du sol étudiés. On voit bien qu'il n'y a pas de variation importante de la pente α pour $d/B = 1$, et ce la pour les valeurs de B_1/H . Par contre qu'en s'éloigne de la tête du mur ($d/B = 11$), cette variation augmente pour les deux valeurs de B_1/H .

La différence entre les deux valeurs de la pente initiale α est importante pour $B_1/H = 0.40$ et elle diminue quand le rapport B_1/H diminue.

Pour cela, on conclut que la pente α augmente quand le rapport B_1/H augmente.

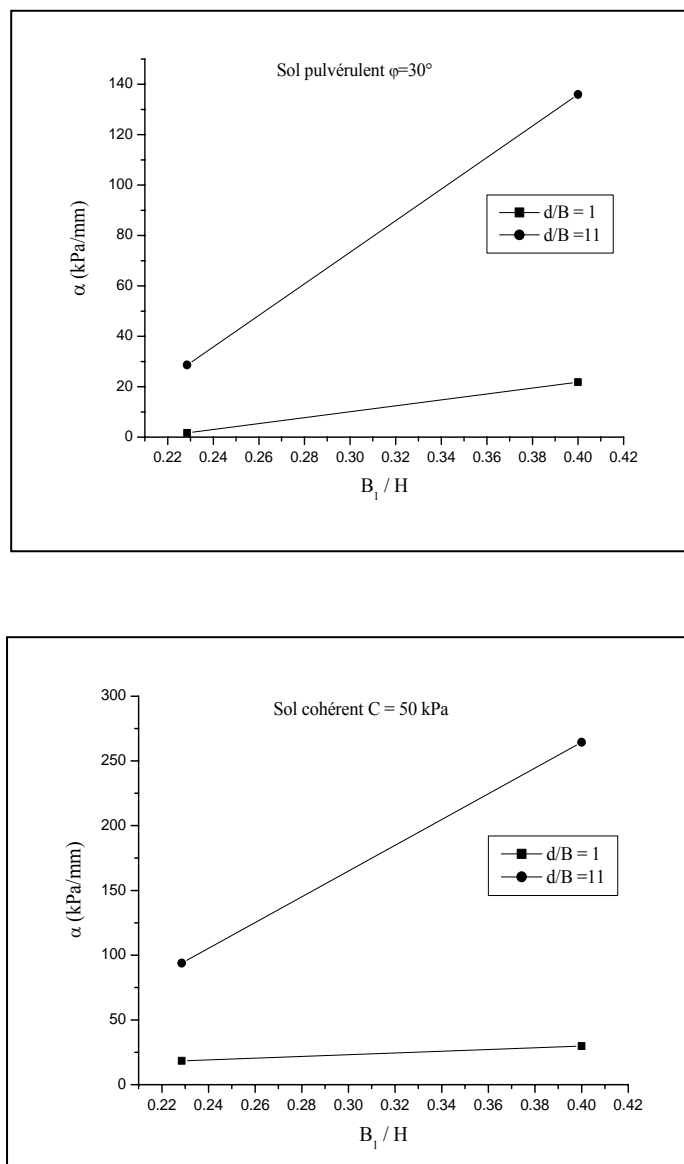


Figure 3.21 : Variation de la pente α en fonction du rapport B_1/H pour sol pulvérulent et cohérent (cas d'une surcharge répartie).

4. Étude de la charge limite Q_{lim}

- Effet de l'élanement H/B

Les figures donnant la charge limite Q_{lim} en fonction du rapport H/B pour les deux cas du sol étudiés, montrent une variation importante de la charge limite Q_{lim} en cas de $d/B = 1$ et $d/B = 11$ et ce la pour les valeurs de H/B .

Pour cela, on conclut que pour les deux types de sol, la charge limite q_{lim} diminue quand le rapport H/B augmente.

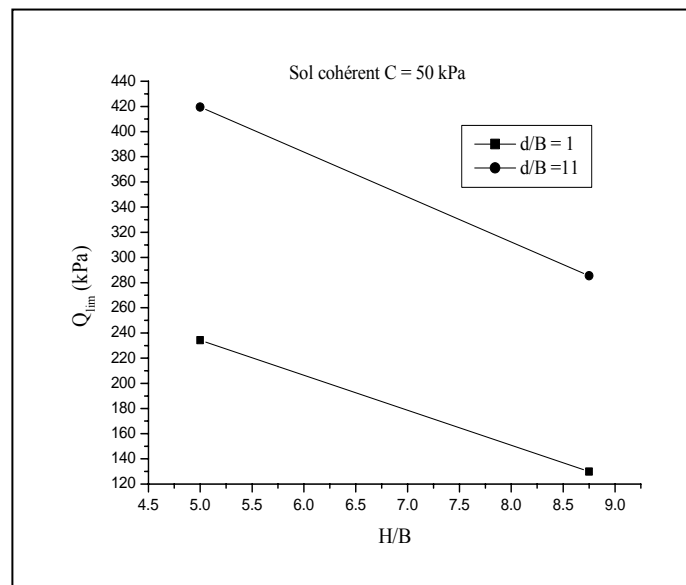
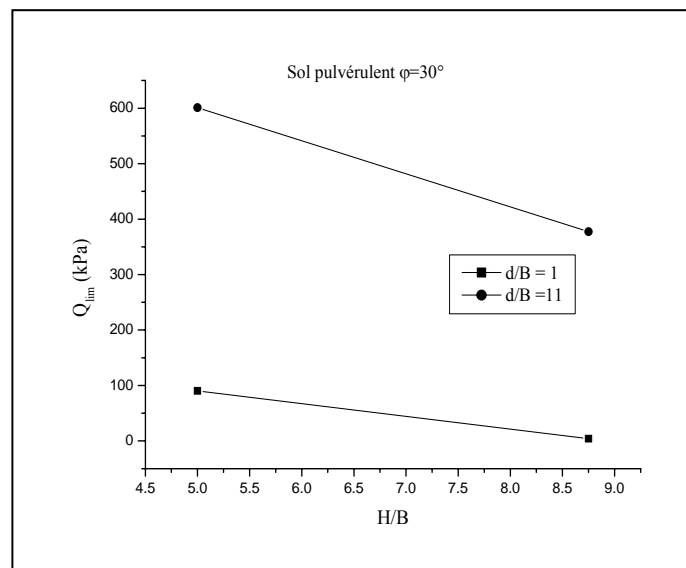


Figure 3.22 : Variation de la charge limite Q_{lim} en fonction du rapport H/B pour sol pulvérulent et cohérent (cas d'une surcharge répartie).

- Effet de D/H :

Les figures donnant la charge limite Q_{lim} en fonction du rapport D/H pour les deux cas du sol étudiés, montrent une variation importante de la charge limite Q_{lim} en cas de $d/B=1$ et $d/B=11$ et ce pour les valeurs de D/H.

Pour cela, on conclut que pour les deux types de sol, la charge limite Q_{lim} augmente quand le rapport D/H augmente.

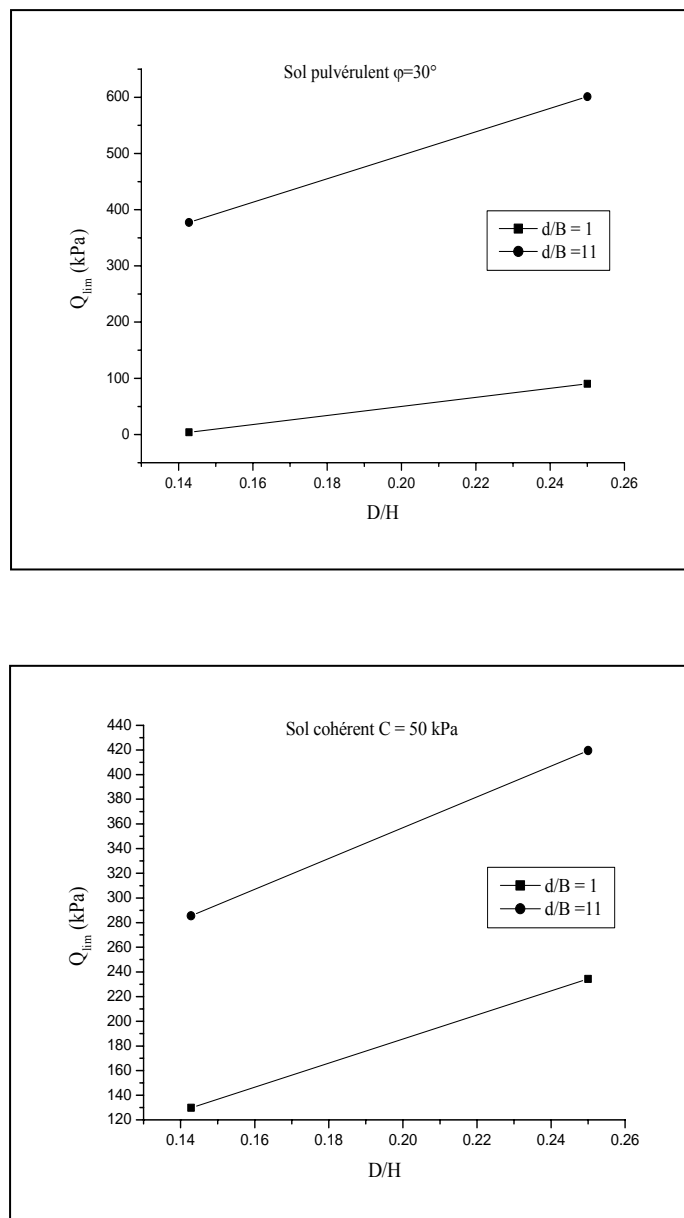


Figure 3.23 : Variation de la charge limite Q_{lim} en fonction du rapport D/H pour sol pulvérulent et cohérent (cas d'une surcharge répartie).

- Effet de B_1/H

Les mêmes constatations de l'effet de B_1/H peuvent être faites sur l'effet de B_1/H .

Les figures donnant la charge limite Q_{lim} en fonction du rapport B_1/H pour les deux cas du sol étudiés, montrent une variation importante de la charge limite Q_{lim} en cas de $d/B = 1$ et $d/B = 11$ et ce pour les valeurs de B_1/H .

Pour cela, on conclut que pour les deux types de sol, la charge limite Q_{lim} augmente quand le rapport B_1/H augmente.

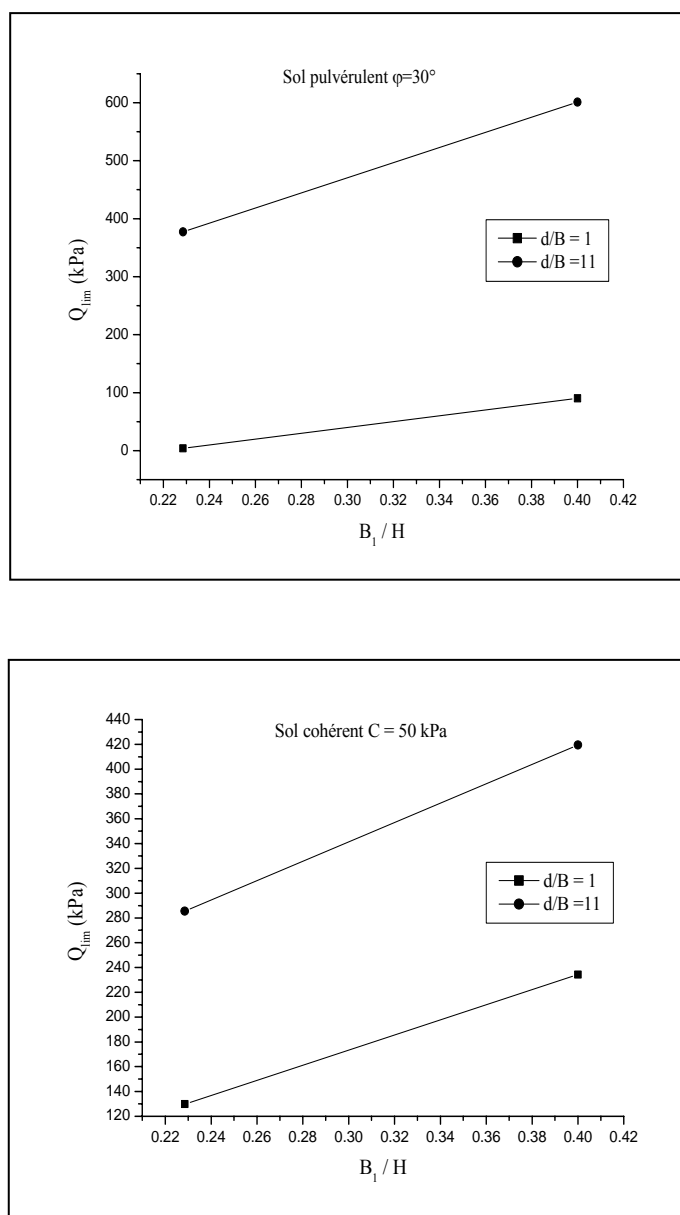


Figure 3.24 : Variation de la charge limite Q_{lim} en fonction du rapport B_1/H pour sol pulvérulent et cohérent (cas d'une surcharge répartie).

3.3.4. Conclusion sur l'interprétation des résultats

Une étude paramétrique par la méthode des éléments finis a été menée pour l'analyse du comportement d'un mur soutenant un sol ayant une loi de comportement élasto-plastique et intégrant des éléments d'interface entre le sol et le mur. Chargé par une surcharge linéaire ou une pression.

L'analyse dimensionnelle nous a permis de dégager les différents paramètres sans dimension qui décrivent le problème du comportement d'interaction sol/mur.

A partir des résultats de cette étude obtenus, on peut tirer les conclusions suivantes :

La courbe de chargement d'intensité de la surcharge en fonction des déplacements horizontaux en tête du mur a une forme hyperbolique.

L'analyse des déplacements en tête du mur montre que ce dernier diminue lorsque la rigidité relative augmente. Cette conclusion s'applique pour les différents cas étudiés.

- La rigidité du mur n'a pas d'effet sur la pente α et sur la charge limite.
- L'effet des différents paramètres sur la pente initiale et la charge limite ne dépend pas du type de chargement.
- L'analyse de l'effet de la pente initiale α et la charge limite Q_{lim} montre que ces derniers augmentent lorsque le rapport d/B augmente. Cette conclusion s'applique pour les différents cas étudiés
- La pente initiale α et charge limite Q_{lim} augmentent avec la diminution le rapport H/B .
- La pente initiale α et charge limite Q_{lim} augmentent avec l'augmentation le rapport D/H .
- Pour une surcharge répartie, la pente initiale α et charge limite Q_{lim} augmentent que le rapport B_1/H augmente
- Les caractéristiques mécaniques du sol n'ont pas d'effet sur la pente α et la charge limite Q_{lim} .

Généralement, la variation de la pente initiale α est importante qu'en s'éloigne de la tête du mur ($d/B= 11$), et ce pour les différents paramètres étudiés. Par contre pour $d/B =1$ cette variation est faible.

3.4. Conclusion

Ce chapitre est une étude numérique traite le comportement bidimensionnel non-linéaire d'un système sol/mur par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel Z_Soil. Le comportement du sol est décrit par la loi élasto-plastique parfaite. En outre, on a introduit des éléments d'interface entre le sol et le mur décrits aussi par une loi élasto-plastique.

L'analyse dimensionnelle par le théorème des π a été effectuée, ce qui nous a permis de dégager les différents paramètres adimensionnels qui interviennent dans le comportement du système sol/mur et utilisés dans cette analyse.

Un calcul de dimensionnement préalable a été effectué par le même logiciel, ce qui nous a permis de choisir les dimensions minimales du maillage du modèle, et qui peut donner une bonne représentation de l'interaction sol/mur. Les dimensions du modèle retenues contiennent en principe le volume utile du sol mobilisable lors de déplacement du mur.

Nous avons effectué une étude paramétrique sur la pente initiale α et la charge limite Q_{lim} de la courbe de chargement, et nous avons trouvé que ces derniers augmentent lorsque la distance d entre la tête du mur et la surcharge appliquée en surface du sol augmente. Nous avons aussi trouvé que la rigidité relative sol/mur et les caractéristiques mécaniques du sol ont un faible effet sur la pente initiale α et la charge limite Q_{lim} . La pente initiale et la charge limite augmentent avec la hauteur H du mur.

CONCLUSIONS

Peu de données expérimentales sont actuellement disponibles sur les interactions sol/mur à la présence une surcharge à la surface du sol. Cette situation n'est pourtant pas rare, surtout dans les travaux en site urbain.

Le travail présenté dans ce mémoire a pour cadre général l'analyse expérimentale et numérique de l'interaction sol/mur soutènement rigide.

On a donné d'abord en premier chapitre un aperçu sur les types de soutènements les plus utilisés, et une description détaillée du phénomène de poussée ainsi celui de la butée. On a présenté aussi une description des principales méthodes courantes de calcul de l'intensité des pressions de terre (poussée, butée) derrière un écran du soutènement rigide et des travaux expérimentaux menés par différents chercheurs, présentées dans la littérature des murs de soutènement.

Les méthodes les plus utilisées pour évaluer les pressions des terres dans le deux états de rupture sont les méthodes classiques basées sur le principe de la plasticité (équilibre limite du sol). On conclut que les valeurs déterminées par les différentes méthodes sont assez différentes, ce qui est dû aux hypothèses adoptées par chaque méthode.

L'ordre de grandeur du mouvement nécessaire au développement d'un état limite et le mode de déplacement du mur jouent un rôle important dans la valeur de l'intensité et la distribution des pressions derrière le mur. Ces méthodes de calcul n'ont pas apporté de solution bien établie au problème de l'effet de la cinématique de ces ouvrages.

Une étude comparative des résultats de calcul des pressions déterminées par les différentes méthodes nous a permis de conclure que les valeurs des pressions des terres sur un mur en poussée, prévues par les différentes méthodes de calcul sont pratiquement identiques, par contre, en cas de butée les prévisions sont assez disparates.

On a présenté en deuxième chapitre une analyse expérimentale en laboratoire sur modèle réduit bidimensionnel du système sol/ mur rigide en gravité naturelle. Cette analyse intéresse principalement la compréhension d'interaction sol/mur et le fonctionnement de ces ouvrages.

Comme on a présenté des images représentant le mécanisme de la rupture du sol derrière le mur et les courbes de chargement.

Les différents résultats obtenus par l'étude expérimentale sur modèles réduits ont permis de tirer les conclusions suivantes :

1. Les essais mécaniques effectués sur les billes montre que ces dernières comporte comme un sol naturel.
2. Les essais ont montré que le plan de rupture (glissement) au moment de la rupture de système sol/mur en cas de poussée se produit suivant une droite passant par la base du mur, et non suivant une courbe comme l'indiquent certaines théories classiques telles que celles de Boussinesq. Ce plan de rupture forme un angle presque égal à la valeur proposée par Reimbret $\theta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{3}$ avec l'horizontale, lors de la poussée, contrairement à ce qui a été donné par les méthodes traditionnelles, telles que celle de Rankine ($\theta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$).
3. Les essais montrent que le plan de rupture au moment de la rupture de système sol/mur en cas de butée se produit suivant une courbe passant par la base de ce dernier, et non pas suivant une droite comme l'indiquent certaines théories classiques (Coulomb Rankine,..).
4. Les essais que nous avons réalisés confirment que la distance d entre la tête du mur et le point où passe la surface de glissement ne dépasse pas la valeur de la hauteur du mur H ($d \leq H$).

Les expériences que nous avons effectué sur le modèle réduit sol/mur ont été faites en gravité naturelle. Donc ces essais sur modèle réduit ne représentent pas le comportement d'un mur prototype puisqu'ils ne vérifient pas les conditions de similitude, et sont utilisés à titre d'étude qualitative.

Le dernier chapitre comporte une modélisation par éléments finis non linéaires à l'aide du logiciel Z_Soil afin d'analyser le comportement d'un mur rigide soutenant un massif élasto-plastique défini par le critère Drucker Prager. On a présenté les paramètres clefs intervenant

dans les comportements de ces ouvrages. L'analyse dimensionnelle par le théorème des π a été effectuée, ce qui nous a permis de dégager les différents paramètres adimensionnels significatifs.

Un calcul de dimensionnement préalable a été effectué par le même logiciel, ce qui nous a permis de choisir un maillage du modèle qui peut donner une bonne représentation de l'interaction sol/mur. Les dimensions du modèle retenues contiennent en principe le volume utile du sol mobilisable lors du déplacement du mur.

Nous avons effectuée une étude paramétrique sur la pente initiale α et la charge limite Q_{lim} de la courbe de chargement, et nous avons trouvé que ces derniers augmentent lorsque la distance d entre la tête du mur et la surcharge appliquée en surface du sol augmente.

Nous avons trouvé aussi que la rigidité relative sol/mur et les caractéristiques mécaniques du sol n'ont pas d'effet important sur la pente initiale α et la charge limite Q_{lim} . La pente initiale et la charge limite augmentent avec la hauteur H du mur.

Les résultats expérimentaux et numériques ont permis de suggérer les recommandations suivantes avant à la poursuite de la recherche sur ce thème :

1. Essais sur modèles sol/mur avec d'autres géométries du mur et d'autres dimensions des billes,
2. Utilisation de la méthode de la photoélasticité dans les essais afin de déterminer l'intensité et distribution des contraintes dans le modèle mur et définir des courbes P-Y,
3. Étudier les courbes de réaction latérale P-Y du système sol/mur.

La détermination de la réaction latérale $P(z)$ passe d'abord par l'évaluation de l'effort tranchant le long de la hauteur du mur à chaque profondeur Z . Ce dernier peut être déterminé et donné automatiquement par le logiciel (Z_Soil).

On peut utiliser la technique de régression polynomiale par moindres carrés du profil de l'effort tranchant, ce qui permet de déduire la réaction du sol en fonction de la profondeur

Z , le long du mur, d'après une dérivation numérique de cette équation $P(z) = -\frac{dT}{dz}$.

APPENDICE A

PRÉSENTATION DU LOGICIEL Z_SOIL

Le logiciel Z_Soil possède une bibliothèque qui comprend plusieurs types d'éléments avec différentes formes tel que : barres, éléments plans,...etc. l'analyse se fait à l'état initial et sous chargement, avec la possibilité de choisir plusieurs critères de rupture tel que : Mohr-Coulomb, Drucker-Prager

Le logiciel Z_Soil Contenant deux types d'analyse et quatre types de problèmes :

Analysis types:

1. Plane strain
2. Ax symmetry

Problem types:

1. Deformation
2. Deformation +Flow
3. Flow
4. Heat transfer

Drivers:

1. Initial state
2. Stability
3. Time dependent

On présente dans ce qui suit une liste des différents critères et des éléments qui on peut utiliser par le logiciel Z_Soil :

Models:

1. Elastic continuum
2. Hoek-Brown / Rankine /Smooth M-C continuum
3. Elasto-plastitruess
4. Multilaminate for continuum
5. Elasto-plastic contact
6. Combined multilaminate + matrix continuum

7. Seepage
8. Hoek-Brown/Rankine/Smooth M-C shell
9. Elasto-plastic fiber for shell
10. Heat convection
11. Elastic beam
12. Composite beam
13. Elasto-plastic beam
14. Internal model-1
15. Internal model-2
16. Internal model-3
17. Internal model-4
18. Elasto-plastic fiber for beam
19. Drucker-Prager continuum
20. Cap + Drucker-Prager continuum
21. Internal model-5
22. Isotropic membrane
23. Anisotropic membrane
24. Node-Node discontinuity
25. Mohr-Coulomb

FE classes:

1. Continuum elements
2. Truss elements
3. Beam elements
4. Discontinuity elements
5. Surface elements
6. Contact elements
7. Seepage elements
8. Convection elements
9. Penalty constraint elements
10. Far field
11. Far field super elements
12. Membrane elements
13. Ring elements

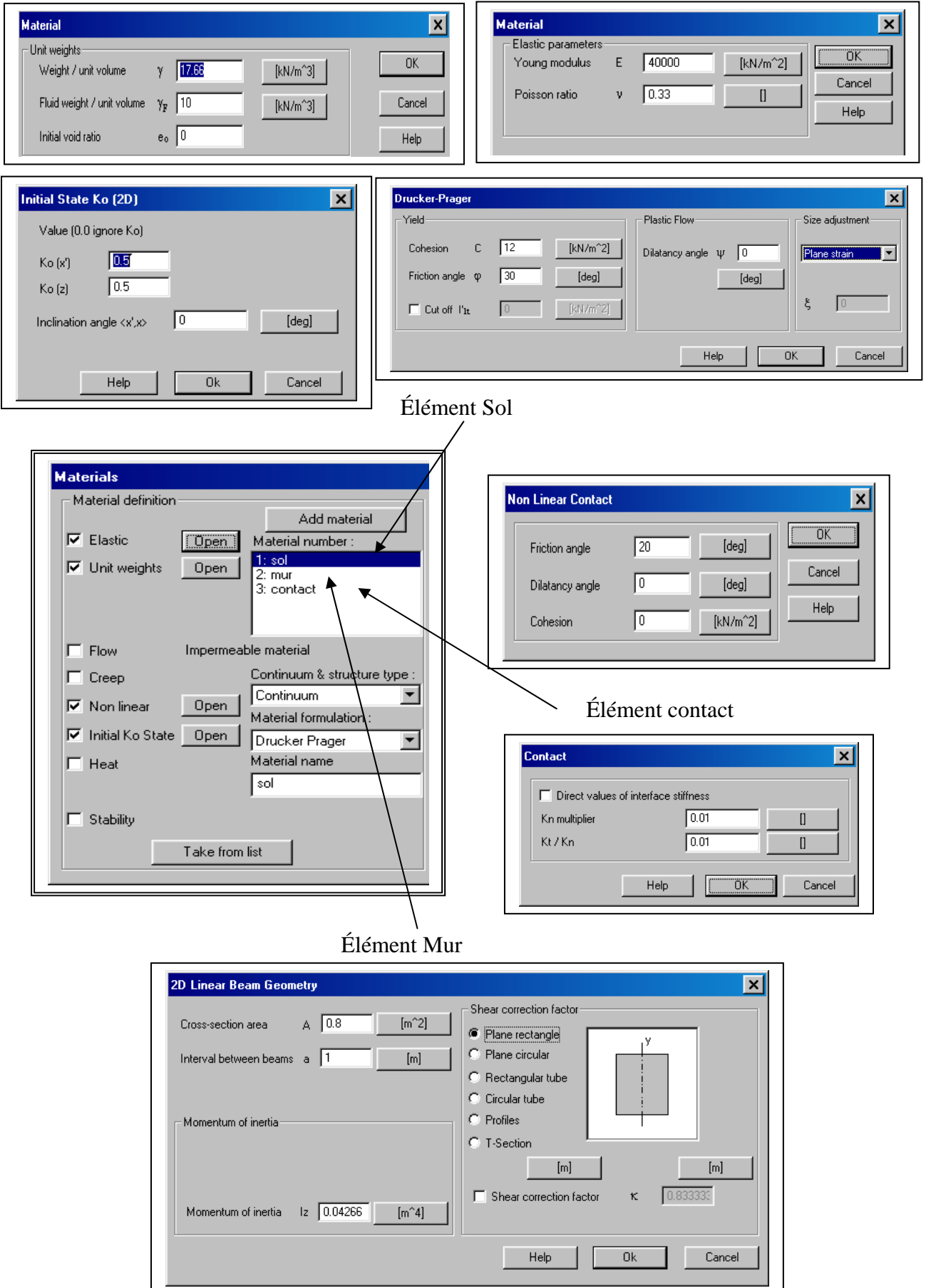


Figure A.1 : Les différentes fenêtres de l' IN POUT du logiciel Z_Soil.

APPENDICE B
ANALYSE DIMENSIONNELLE
THÉORÈME DES π DE BUCKINGHAM

- Définition le théorème de π

Quand le nombre de grandeurs ou de variables physiques vaut quatre ou plus, le théorème en π de Buckingham fournit un outil pour rassembler ces grandeurs en groupements significatifs sans dimensions, dont le nombre est minimum, à partir desquelles on peut établir une équation. On appelle les groupements sans dimensions des termes en π écrit sous forme mathématique, s'il y'a n quantité physiques q (telle que la vitesse, la densité, la viscosité) et K grandeurs fondamentales (telle que la force, la longueur et le temps). Alors mathématiquement :

$$f_1(q_1, q_2, q_3, \dots, q_n) = 0$$

Cette expression peut être remplacée par l'équation :

$$\Phi(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{n-k}) = 0$$

Où n'importe quelle terme en π ...ne dépend pas de plus de (K+1) quantités physiques q et où chacun des termes en π sont des monôme de quantités q indépendants et sans dimension.

- Méthodologie

Les étapes à suivre pour l'analyse dimensionnelle sont :

1- Lister les n paramètre du problème :

Faire la liste des n grandeurs entrants dans un problème particulier, notant leurs dimensions et le nombre K des grandeurs fondamentales. Il y aura (n - k) termes en π .

2- Exprimer les dimensions de chaque paramètre en utilisant les dimensions de base, (M, L, T). Choisir k de ces quantités, aucune n'étant sans fondations, et deux autres elles n'ayant pas les mêmes dimensions tout les grandeurs fondamentales doivent être comprises dans les grandeurs choisies.

- 3- Le premier terme en π peut s'exprimer comme produit des grandeurs choisies chacune élevées à un exposant inconnu, et d'une autre quantité élevée à une puissance connue (généralement prise comme égale à un).
- 4- Retenir les grandeurs choisies en (2) comme variables de référence et choisir l'une des variables restantes pour établir le prochain terme en π . Répéter ce procédé pour les termes en ...successifs.
- 5- Pour chaque terme en π , trouver les exposants inconnus par l'analyse dimensionnelle.

- Relation utile

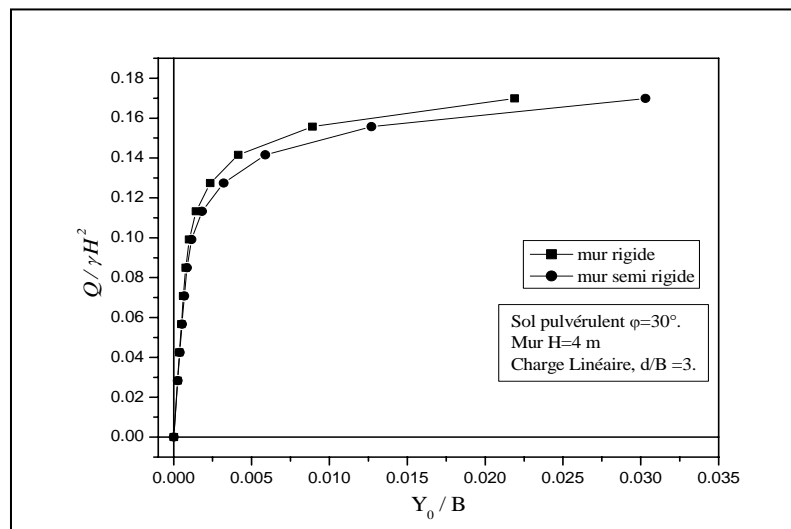
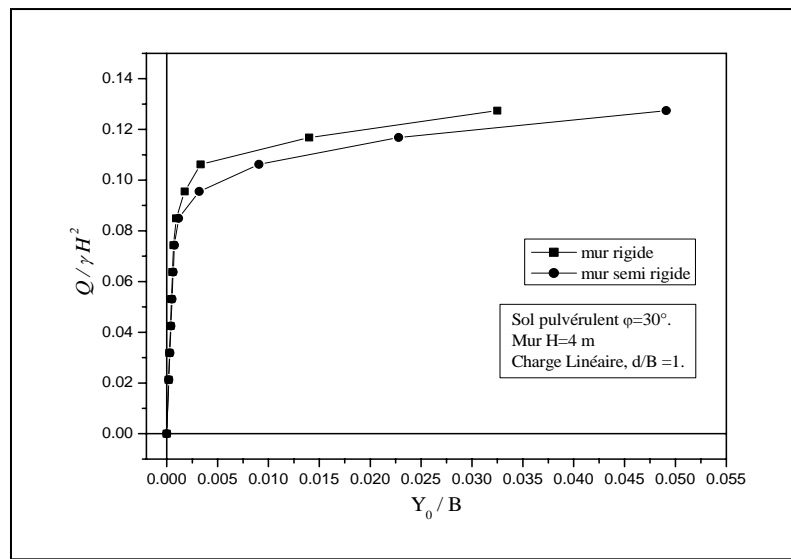
- a- Une grandeur sans dimension est terme en π ,
- b- Si deux quantités physiques ont les mêmes dimensions, le rapport est un terme en π ,
- c- On peut remplacer n'importe terme en π par son produit par une de ses puissances, π^{-1} inclus,
- d- On peut remplacer n'importe terme en π ...par son produit par une constante numérique,
- e- On peut exprime tout terme en π comme fonction des autres termes en π .

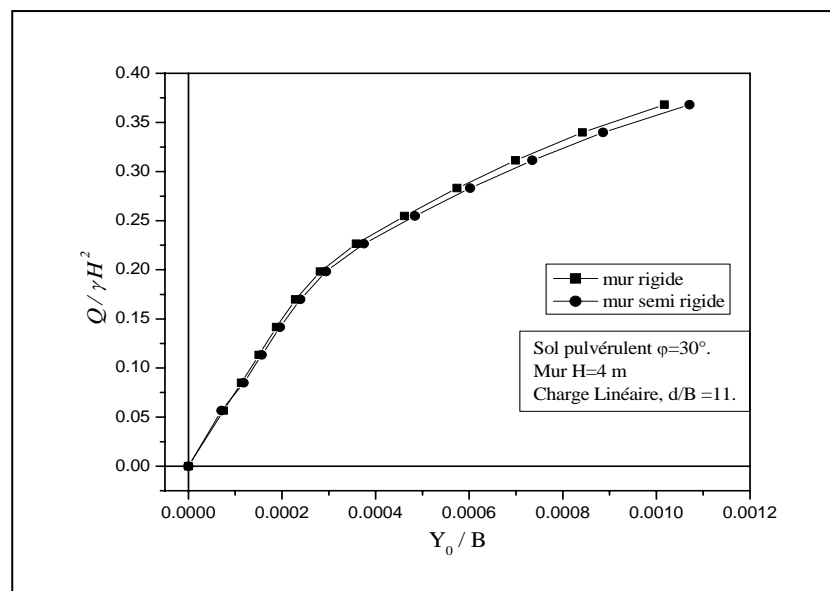
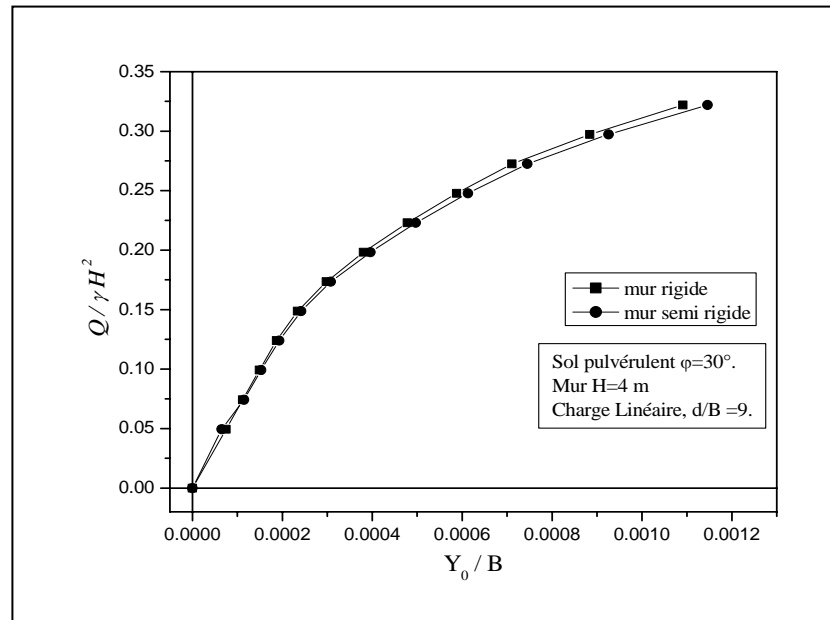
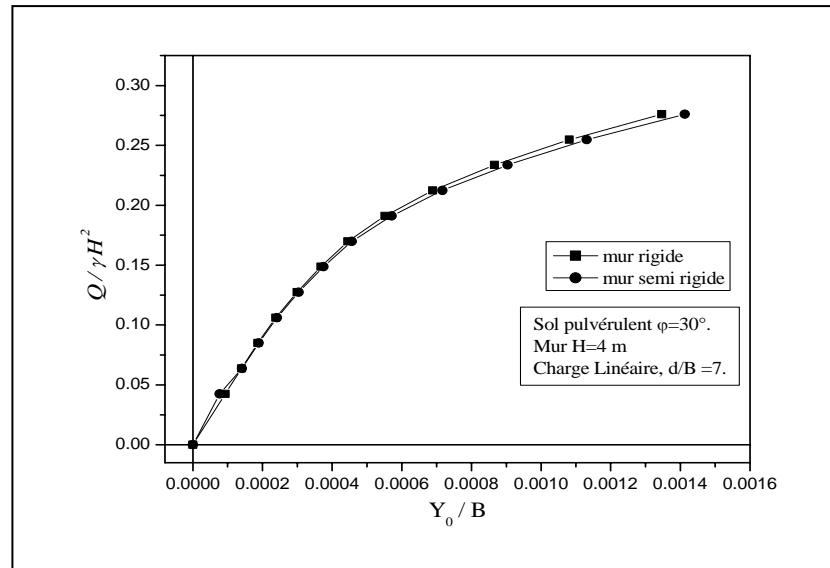
APPENDICE C

ILLUSTRATION GRAPHIQUE

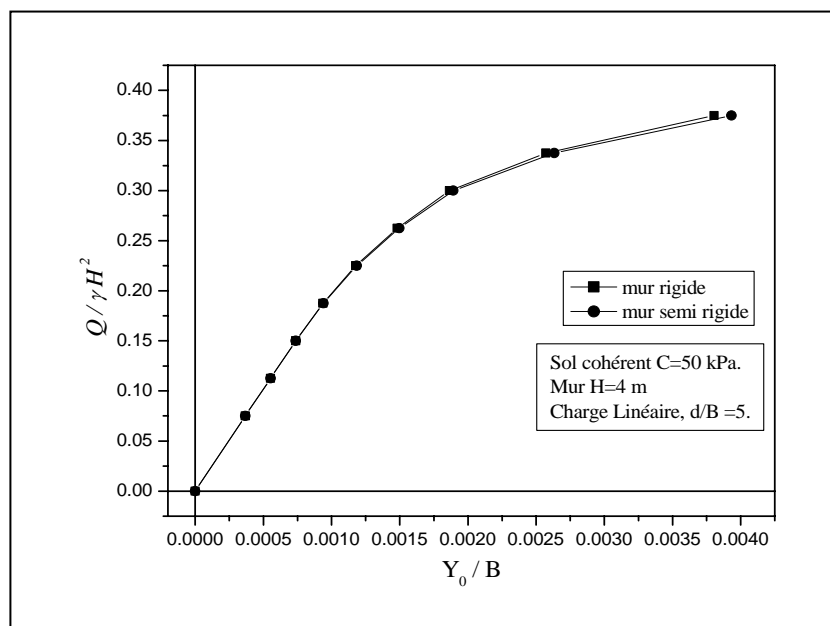
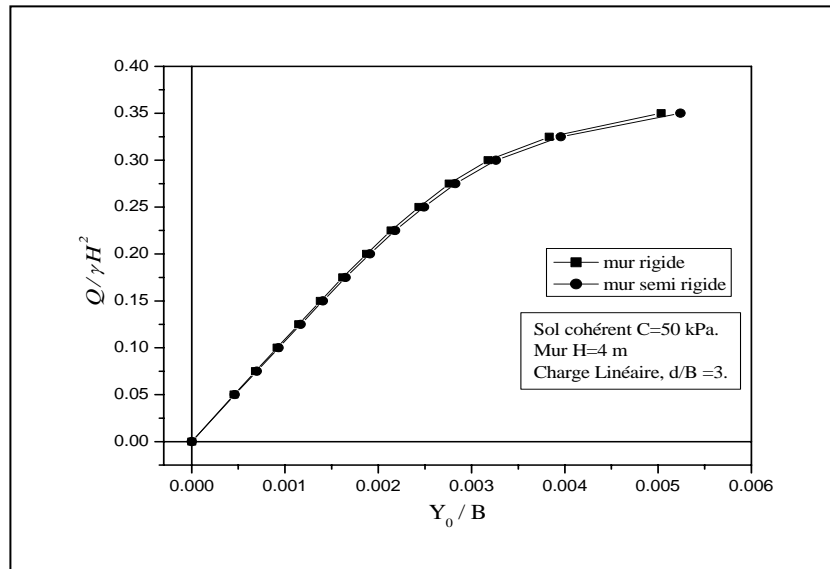
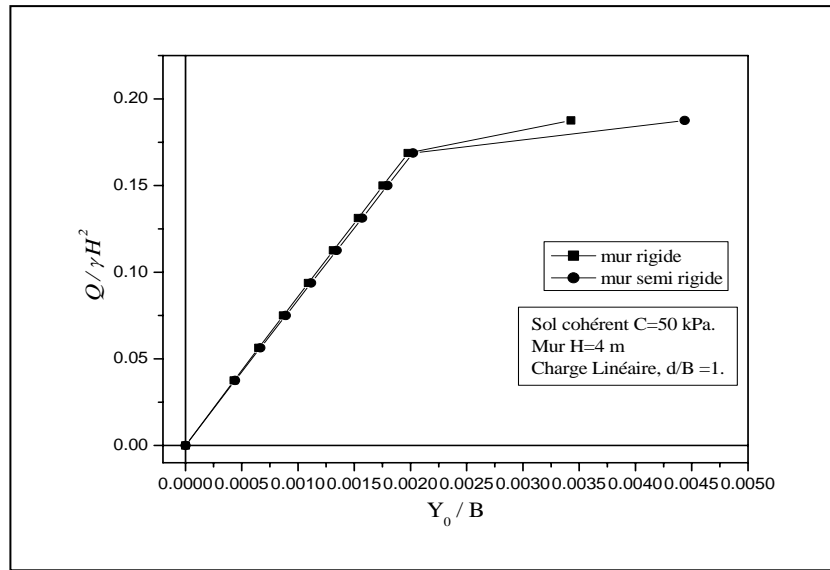
1 - Surcharge linéaire en(kN/mL) :

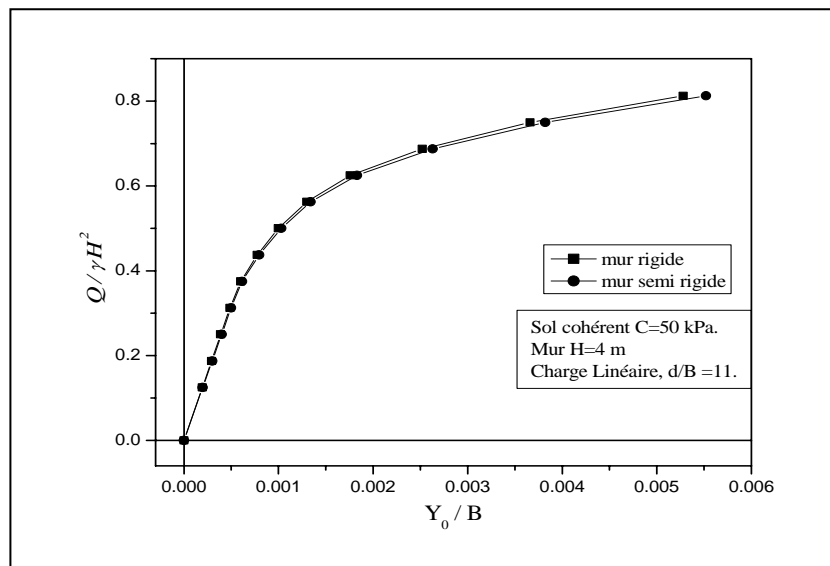
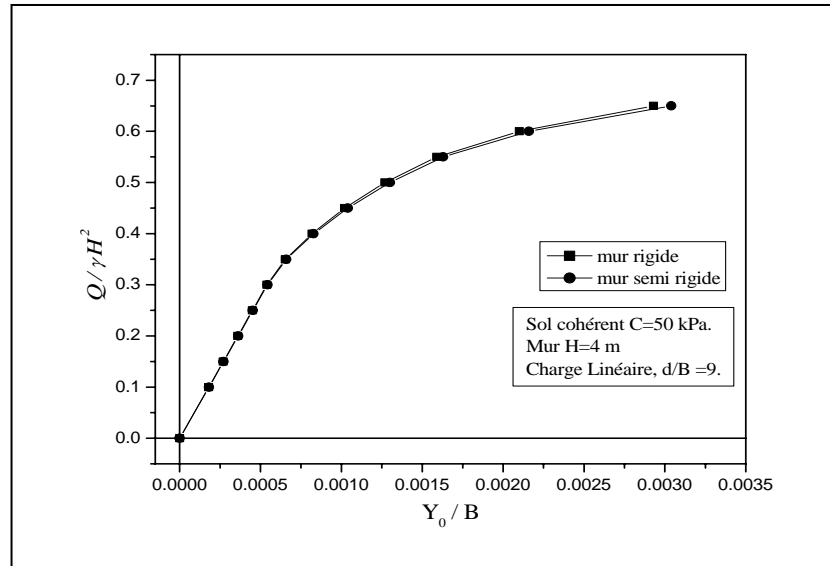
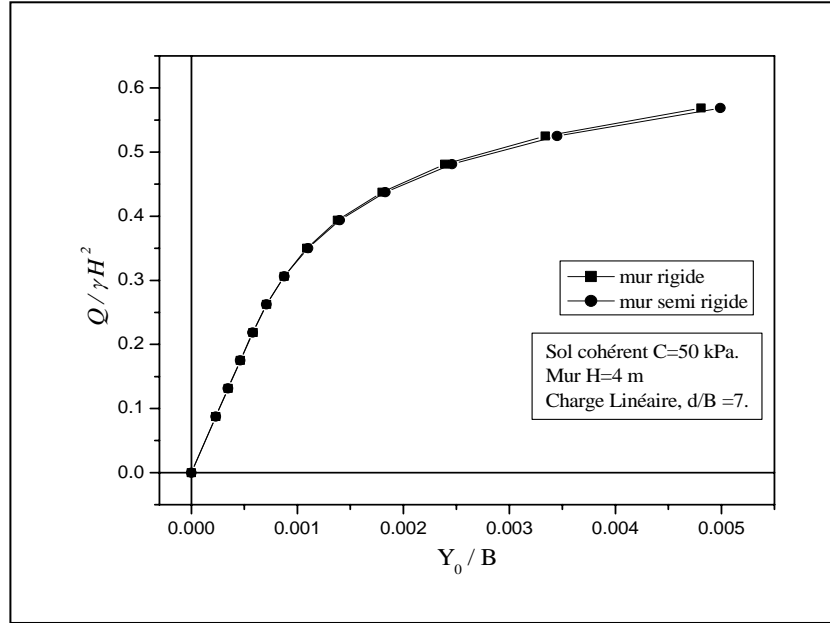
1.1- Courbes de chargements adimensionnels pour un sol pulvérulent et H = 4 m :



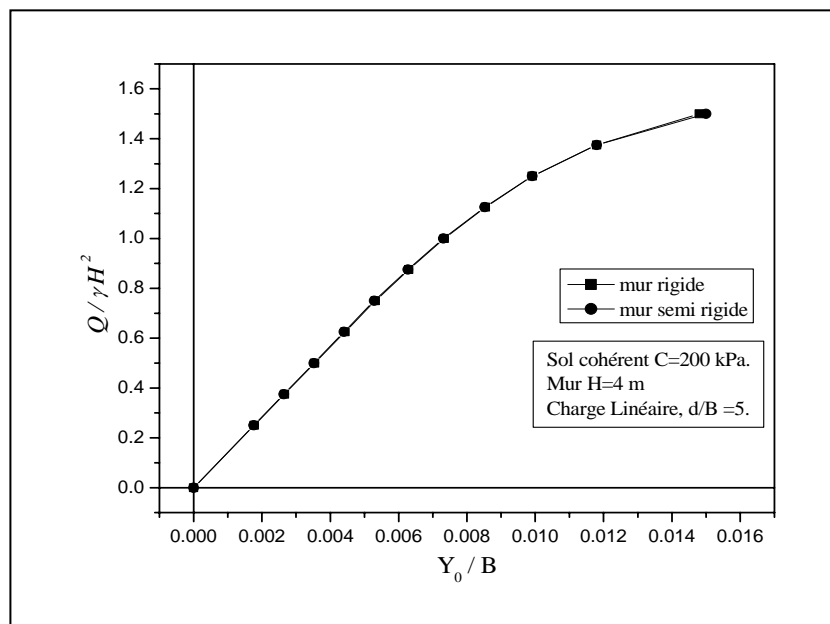
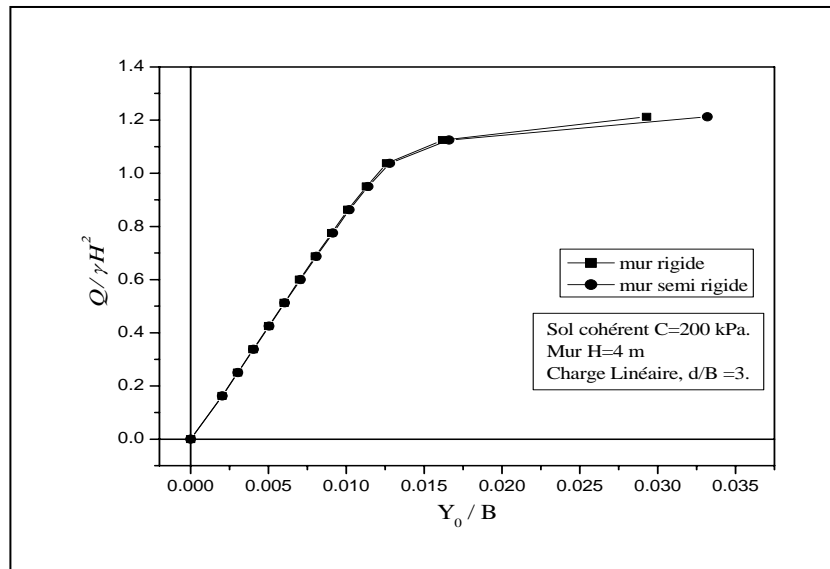
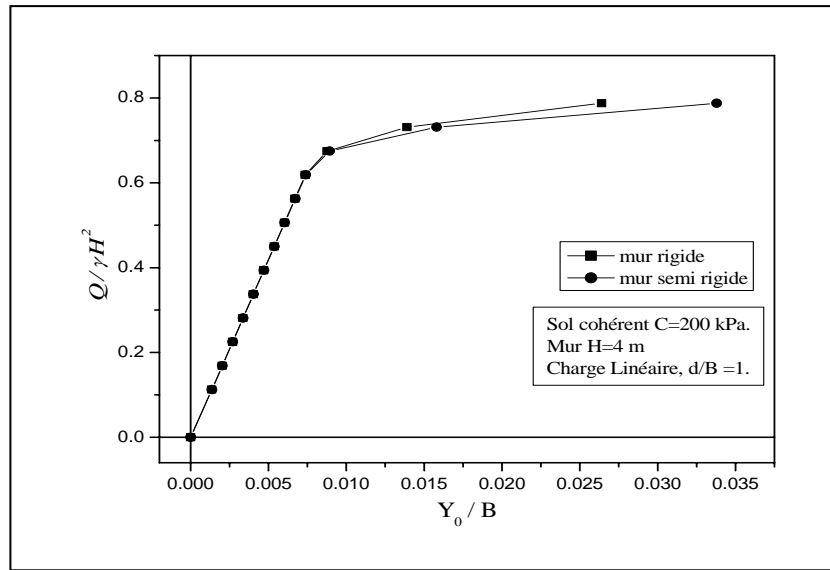


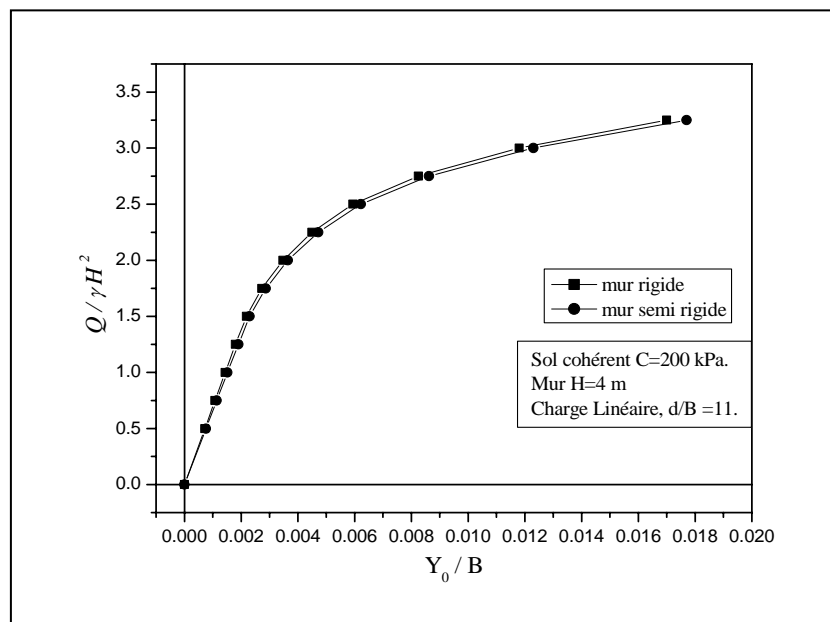
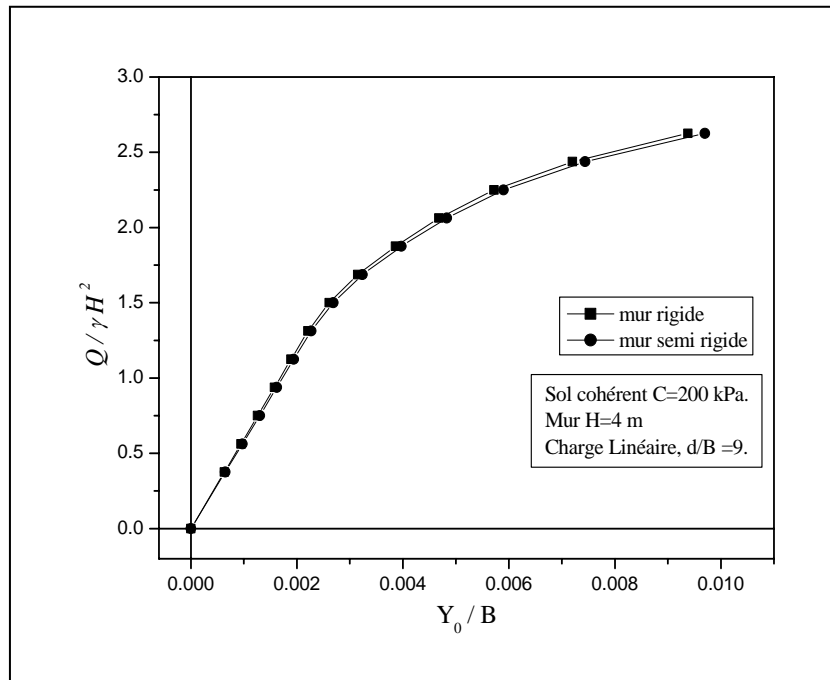
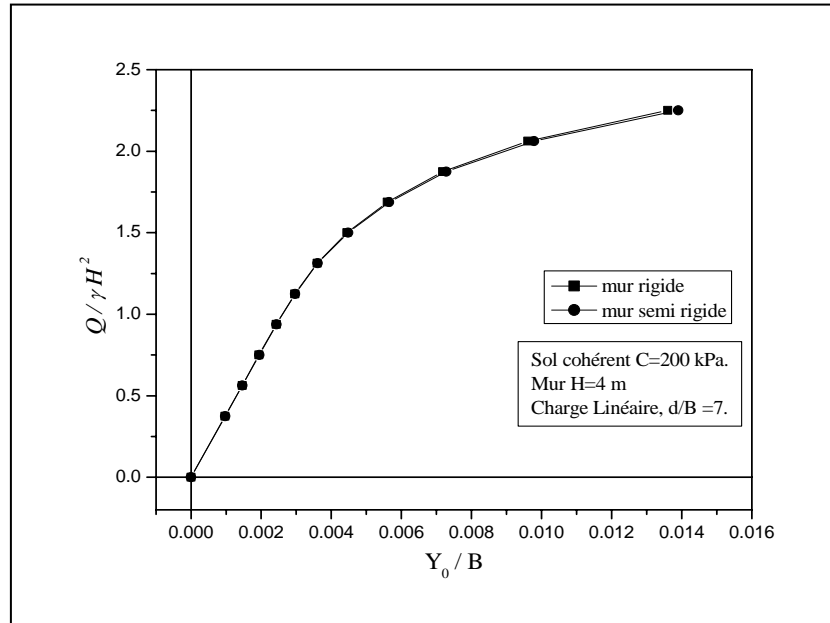
1.2 - Courbes de chargements adimensionnels pour un sol cohérent $C = 50$ kPa et $H = 4$ m:



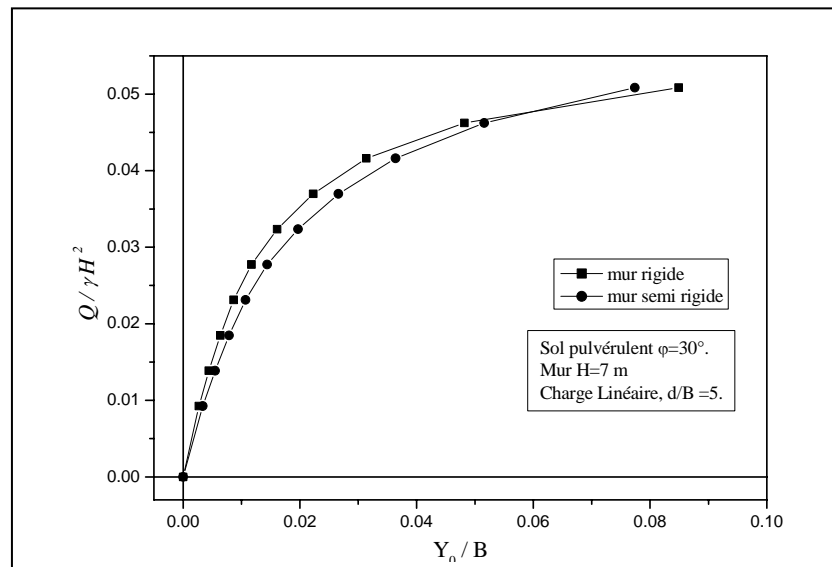
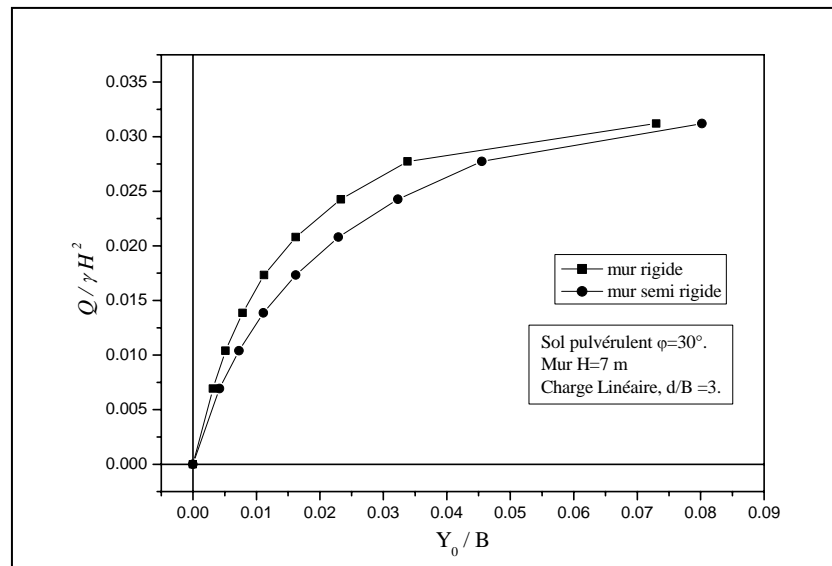
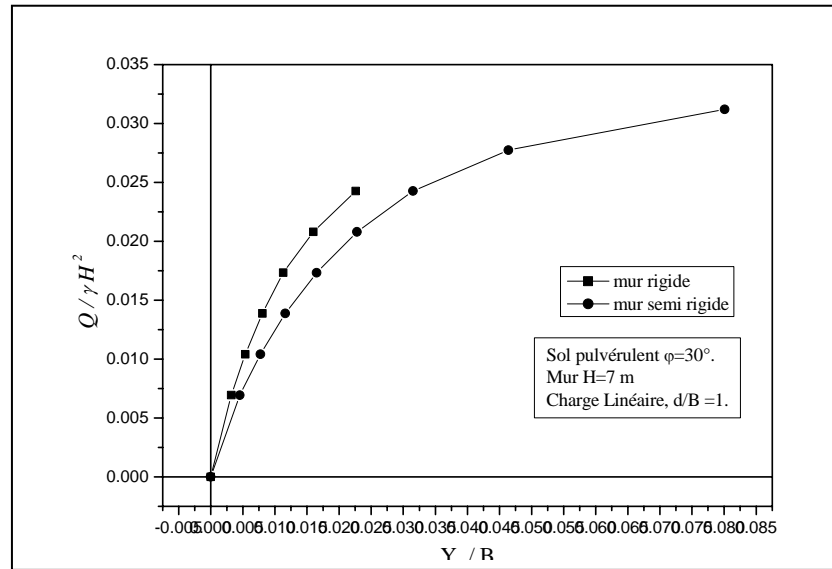


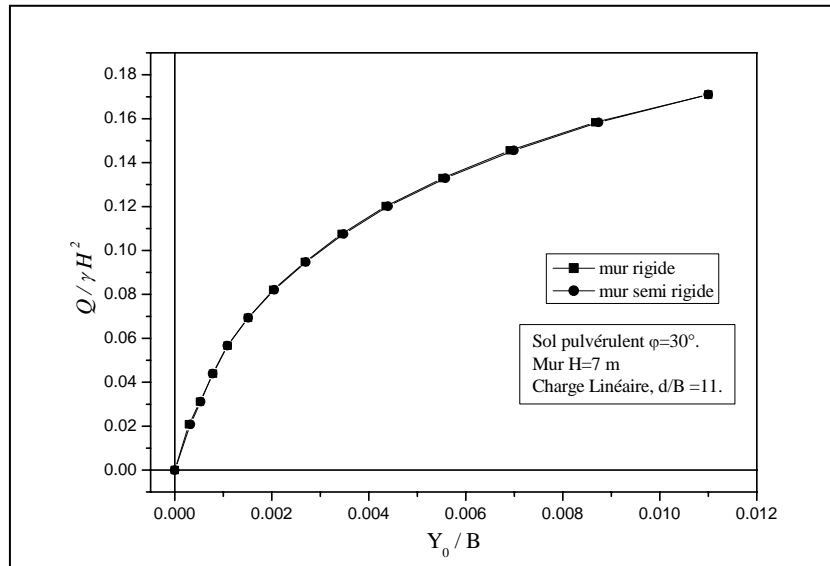
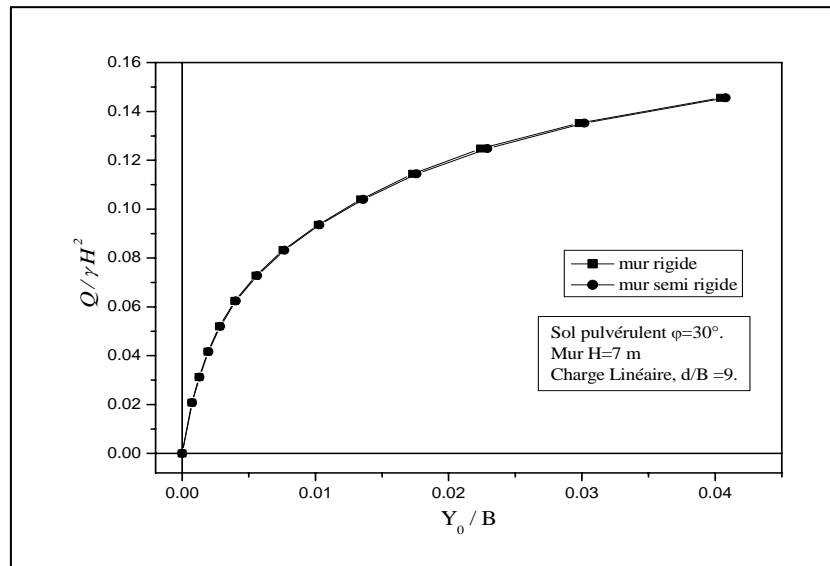
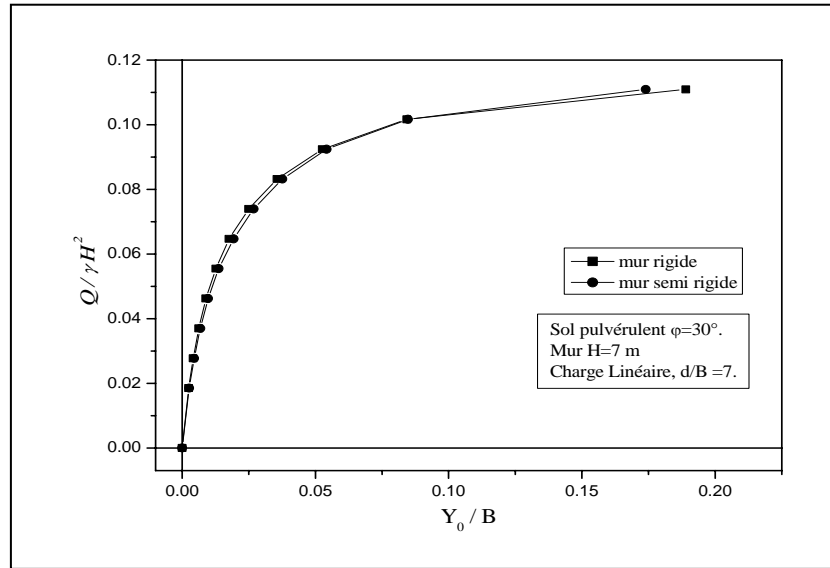
1.3 - Courbes de chargements adimensionnels pour un sol cohérent $C = 200$ kPa et $H = 4$ m :

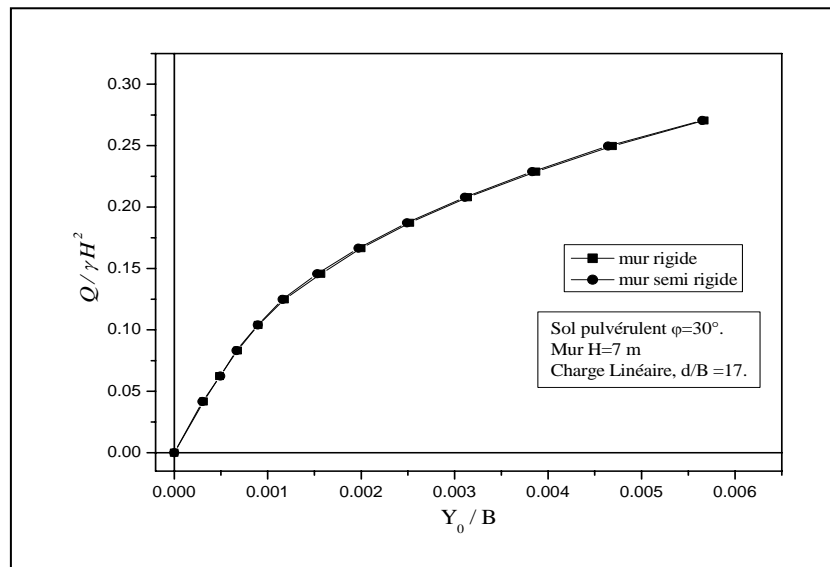
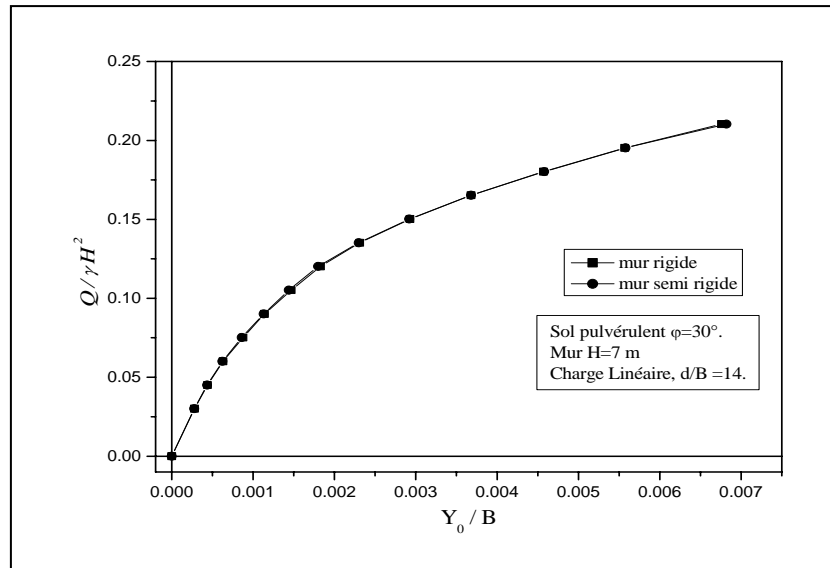




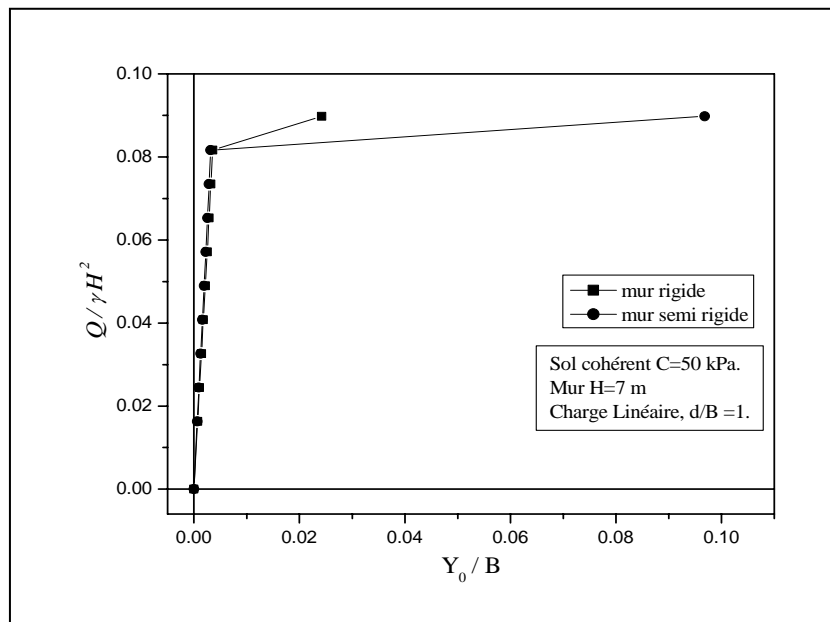
1.4 - Courbes de chargements adimensionnels pour un sol pulvérulent et H = 7 m :

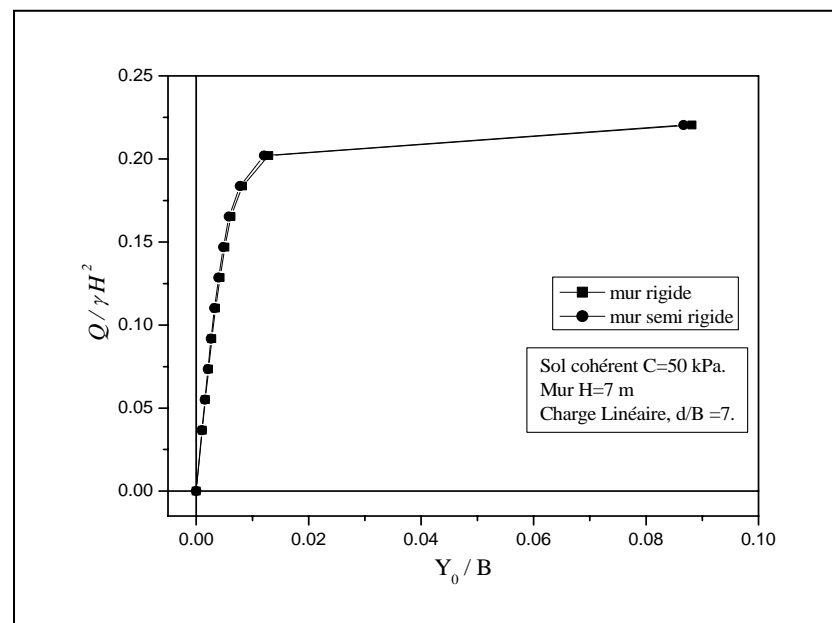
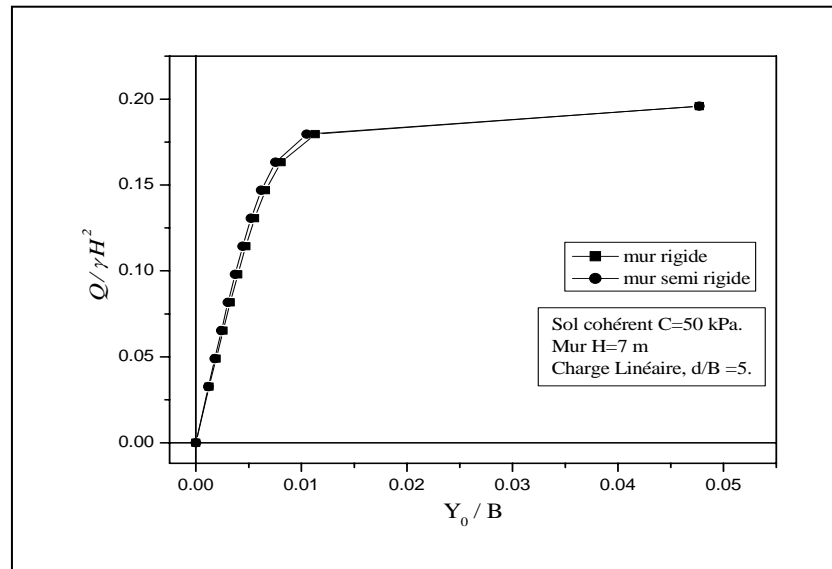
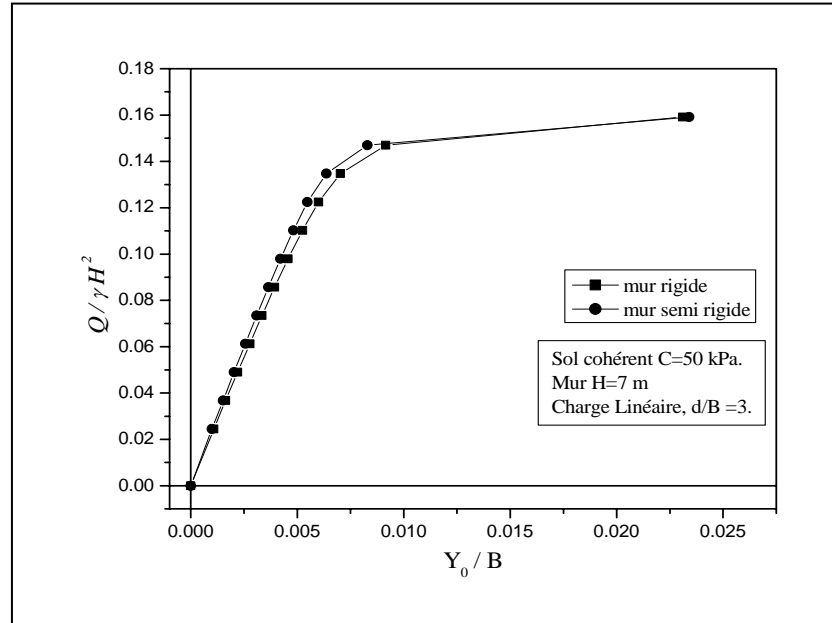


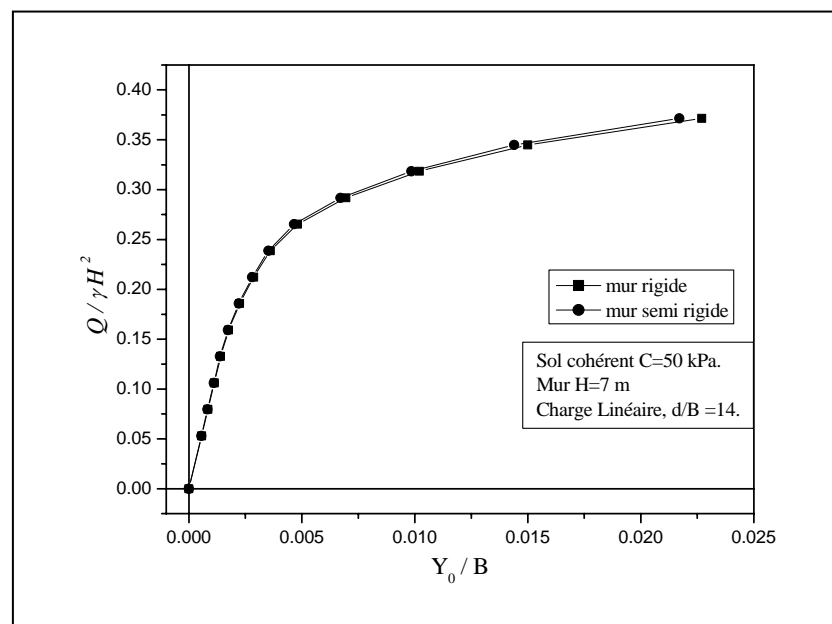
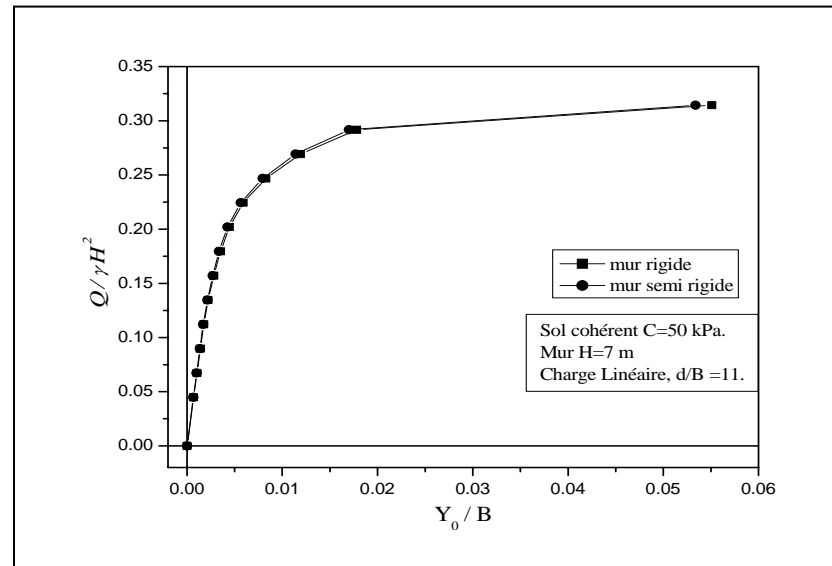
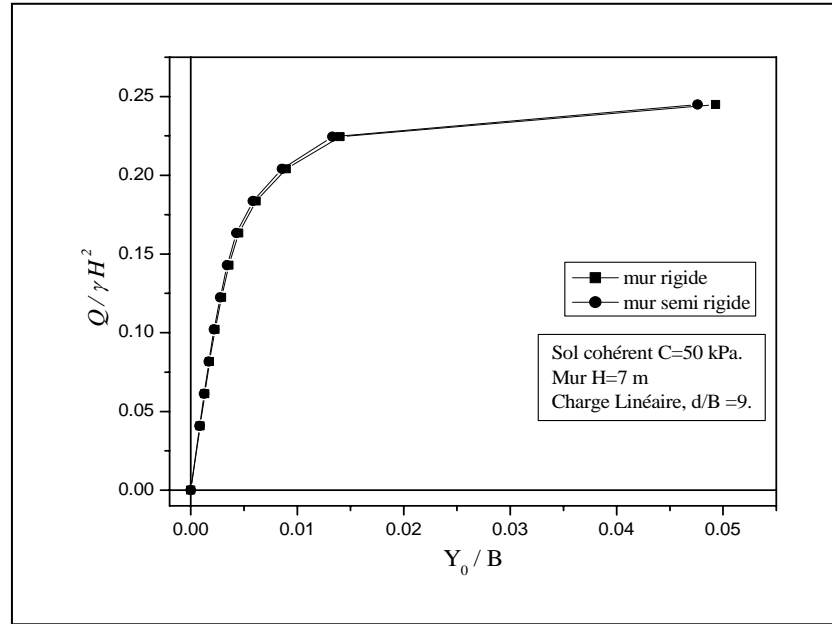


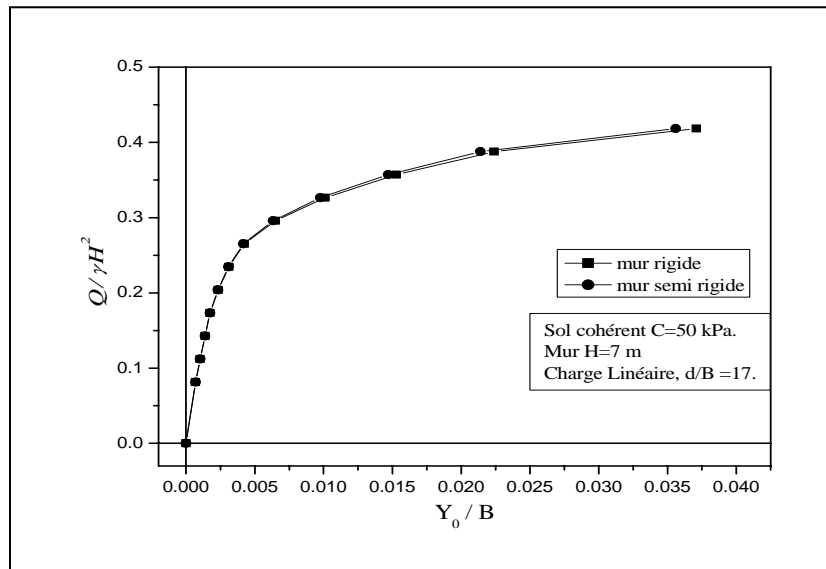


1.5 - Courbes de chargements adimensionnels pour un sol cohérent $C = 50$ kPa et $H = 7$ m :

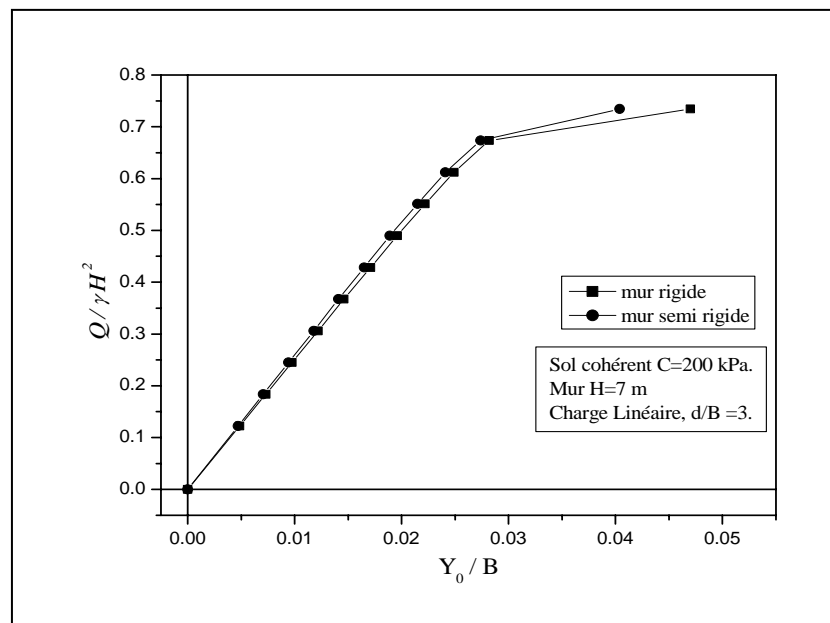
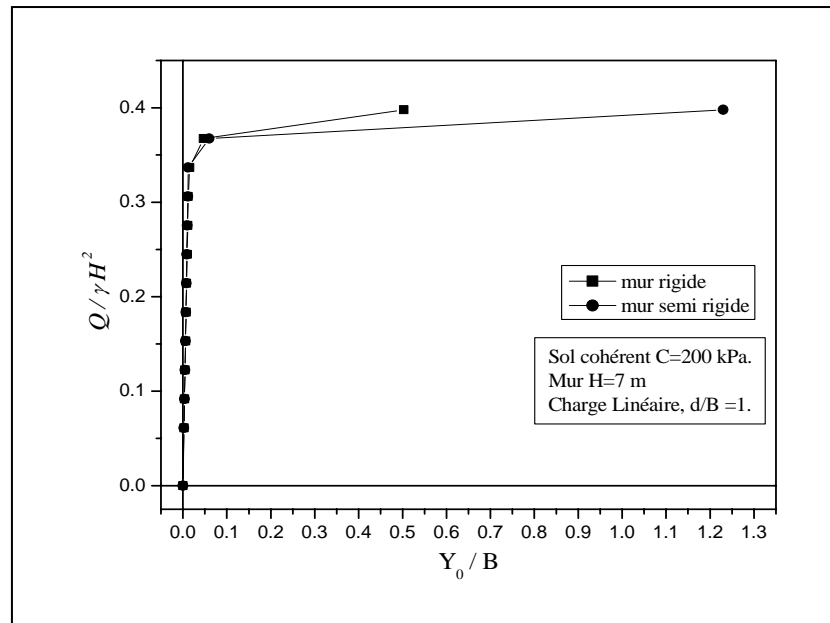


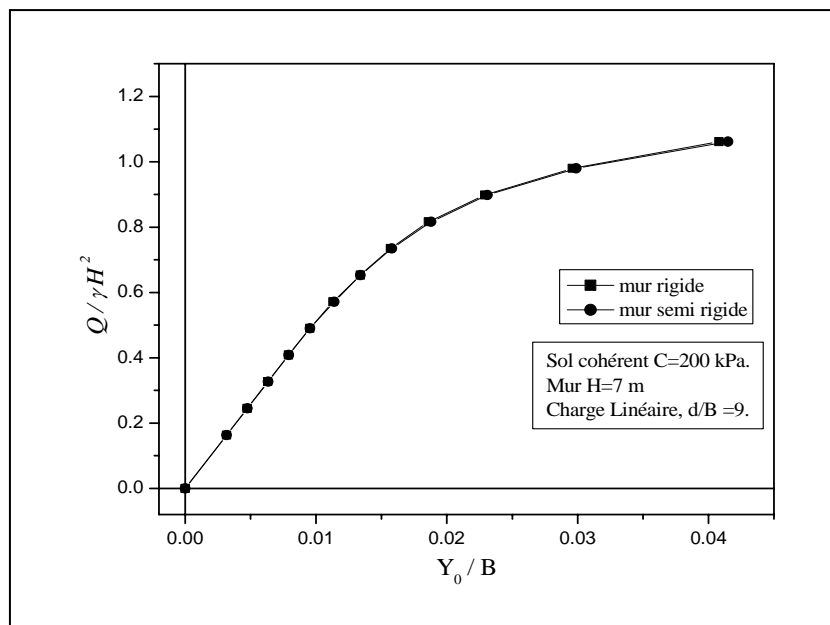
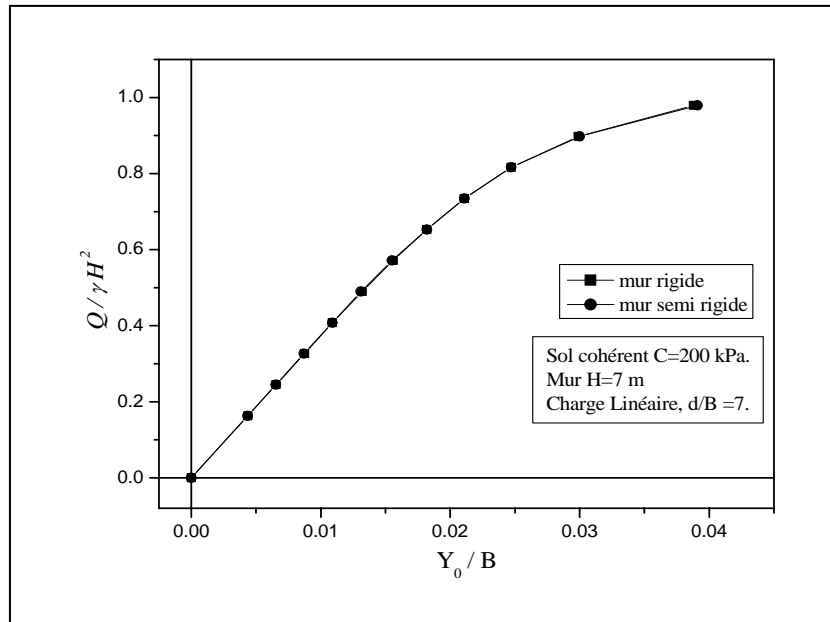
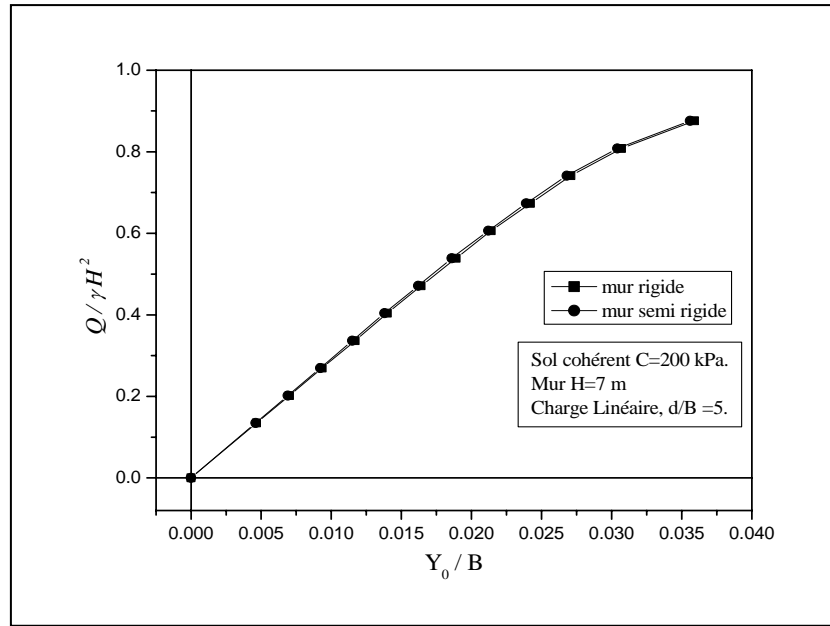


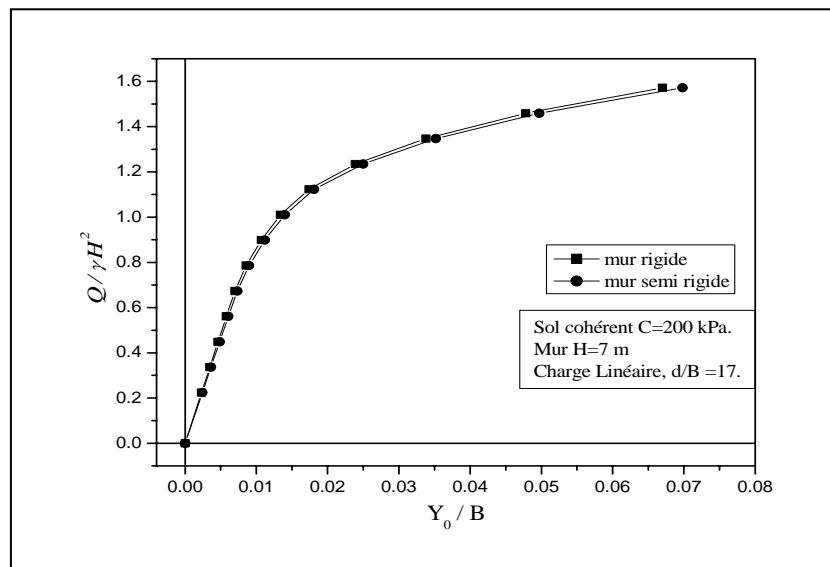
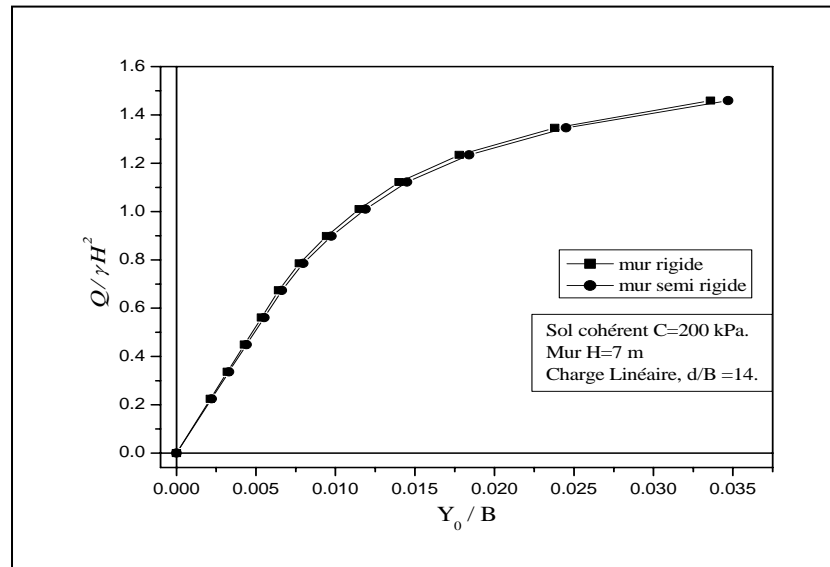
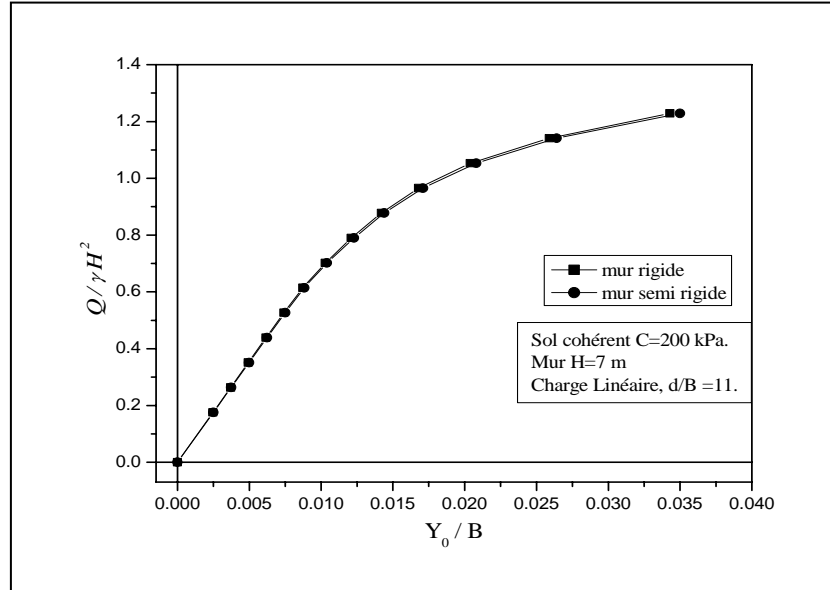




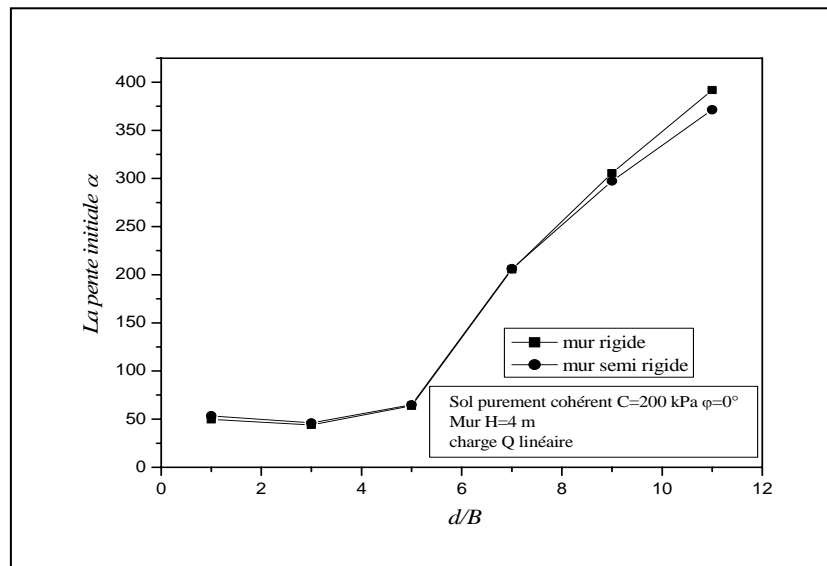
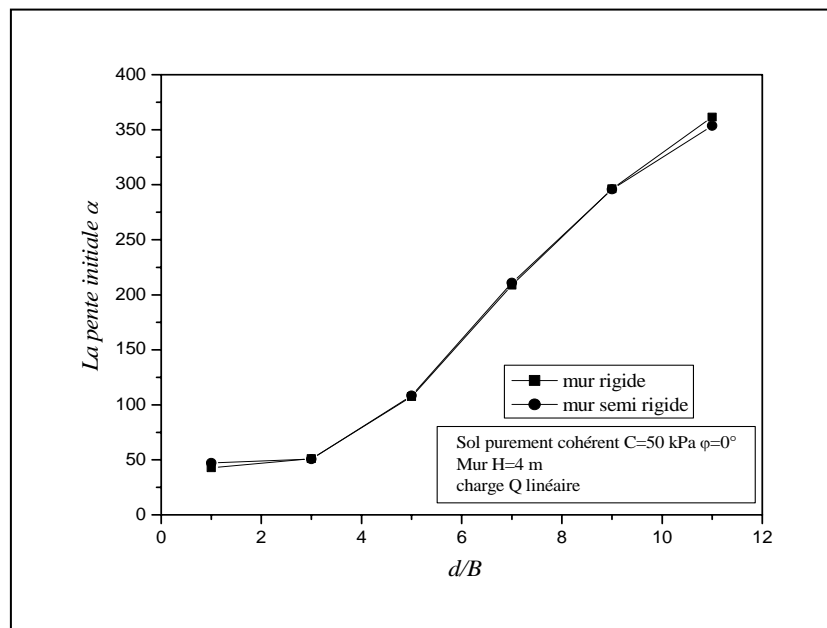
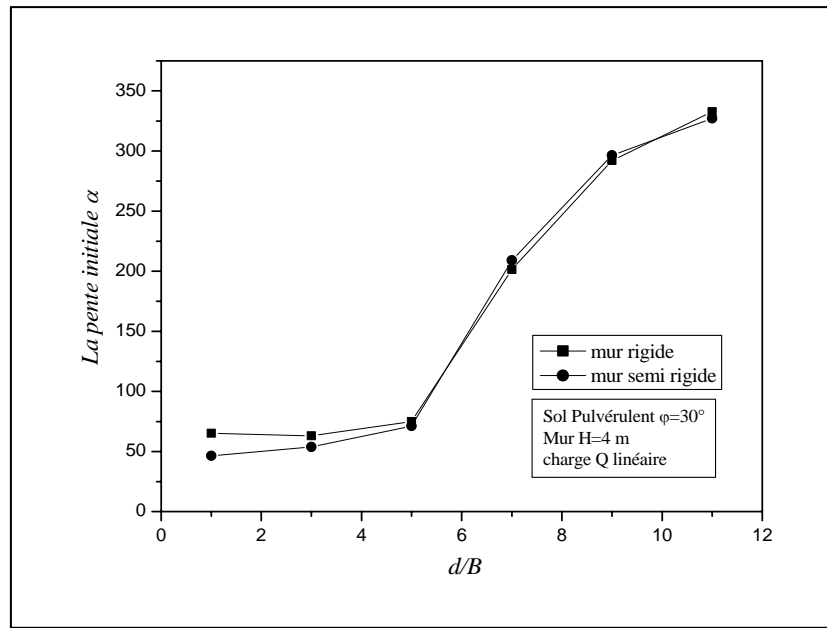
1.6 - Courbes de chargements adimensionnels pour un sol cohérent C = 200 kPa et H = 7 m :



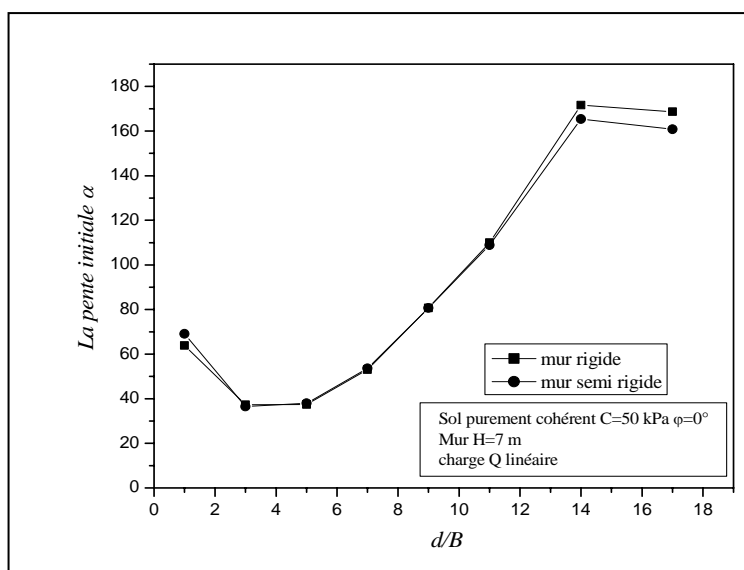
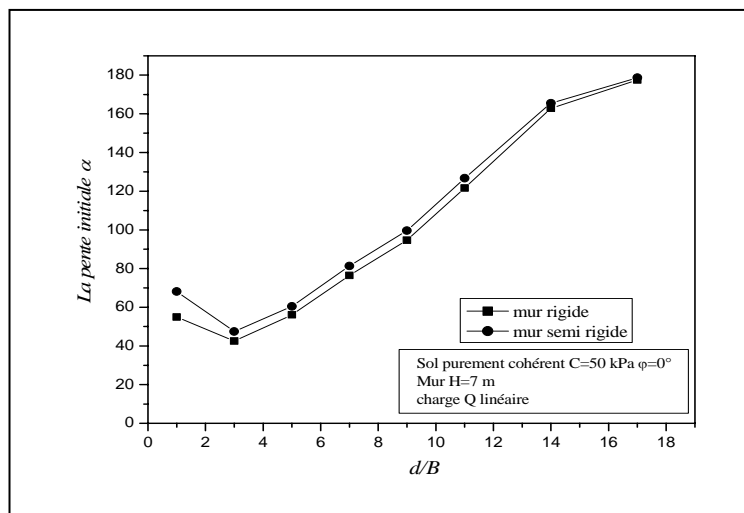
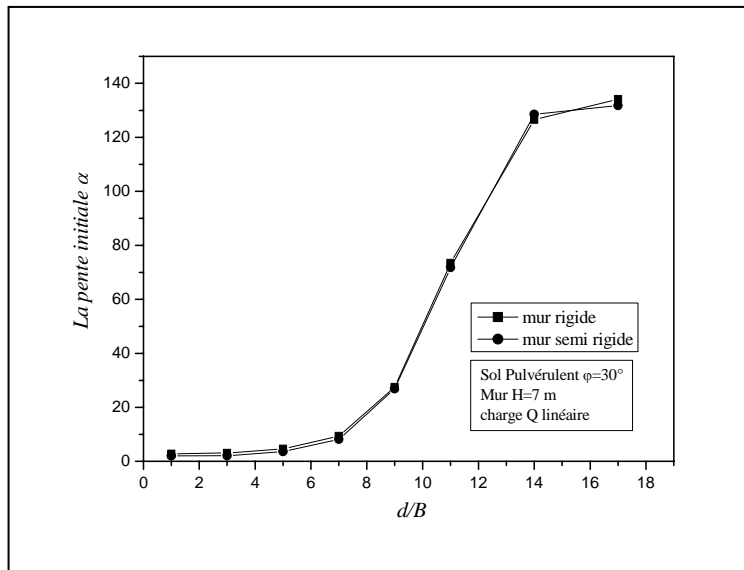




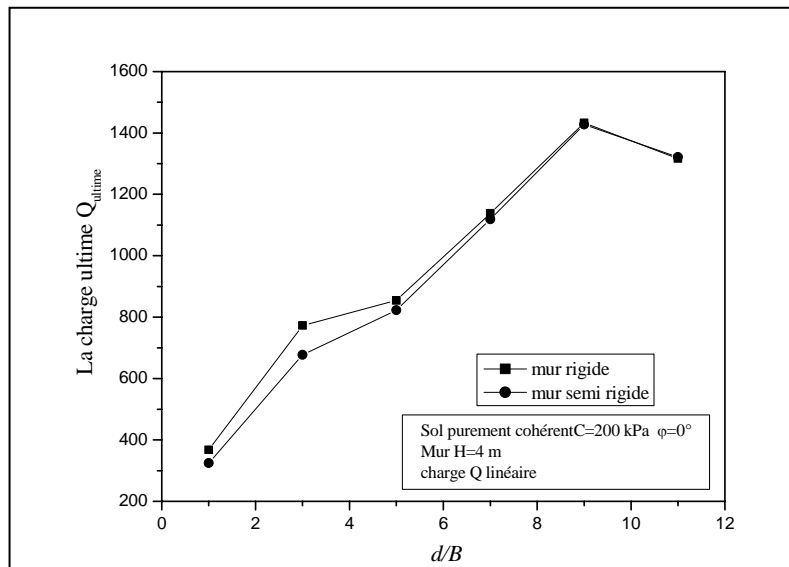
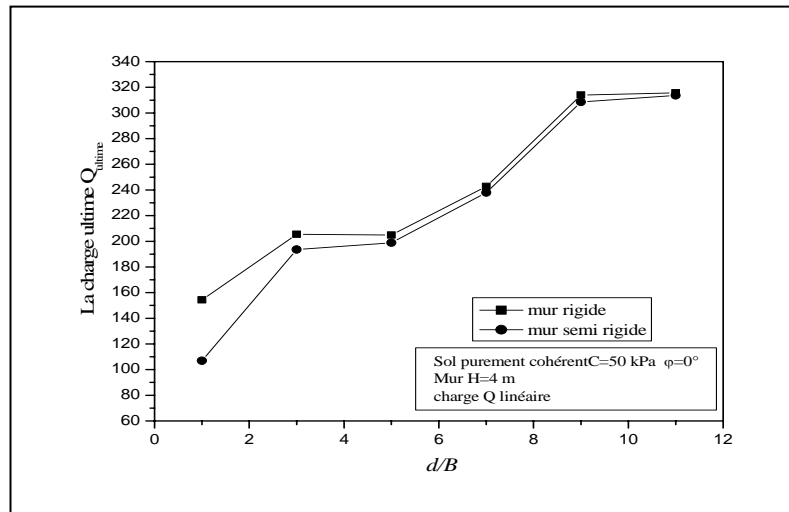
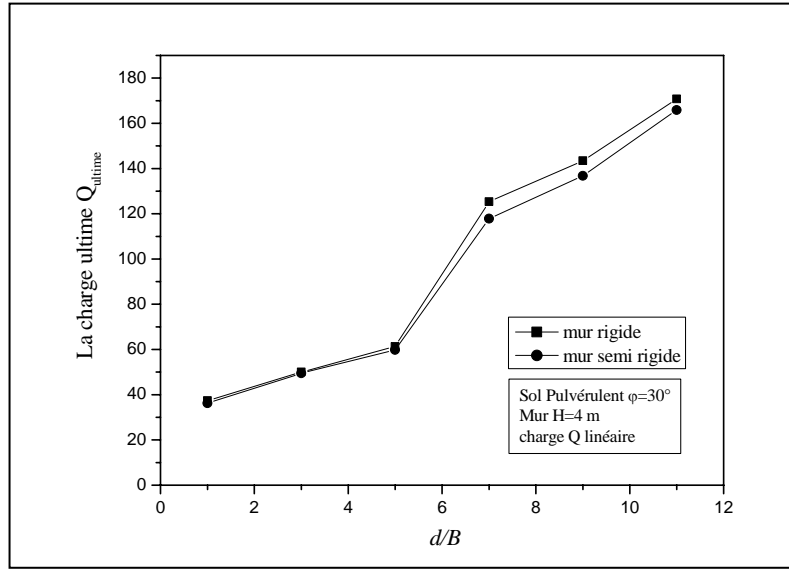
1.7 - La pente initiale α en fonction de d/B pour $H=4$ m :



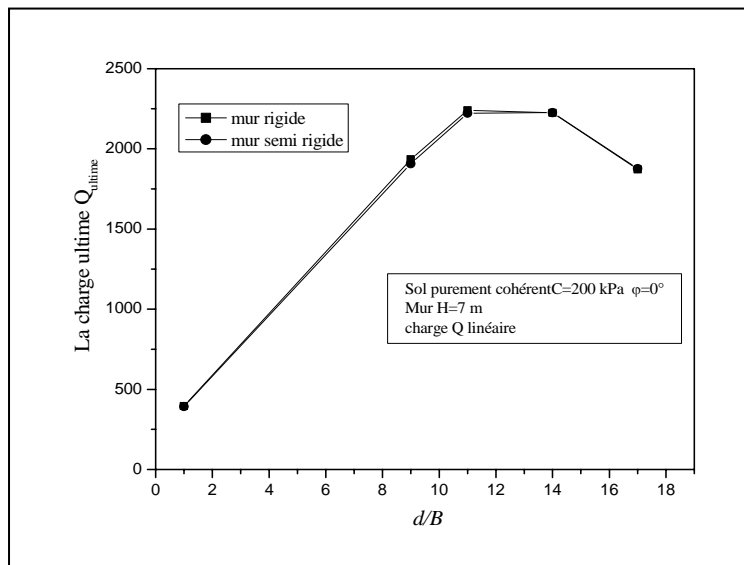
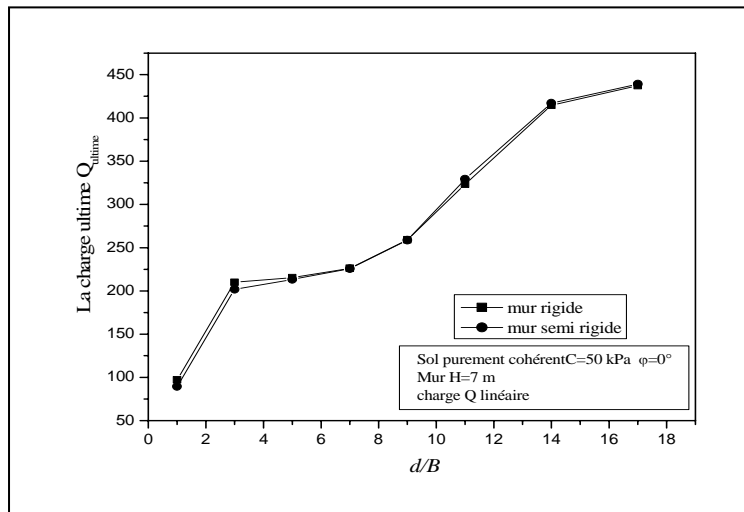
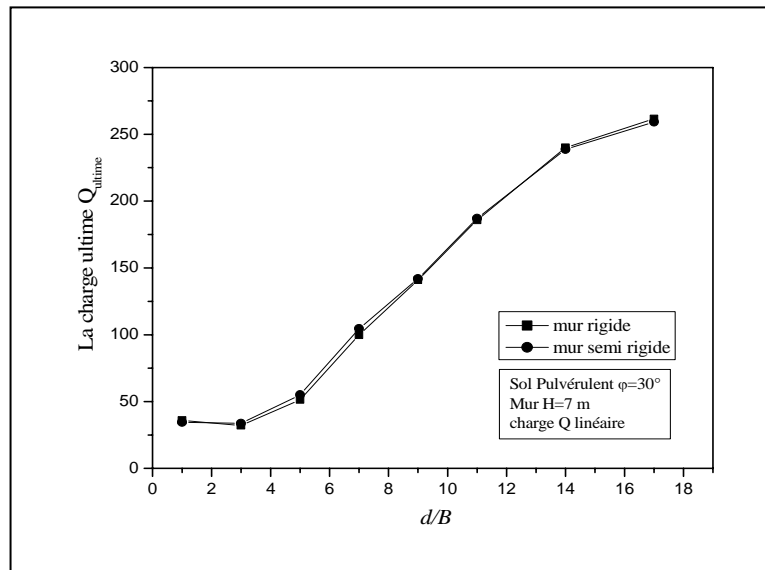
1.8 - La pente initiale α en fonction de d/B pour $H=7$ m :



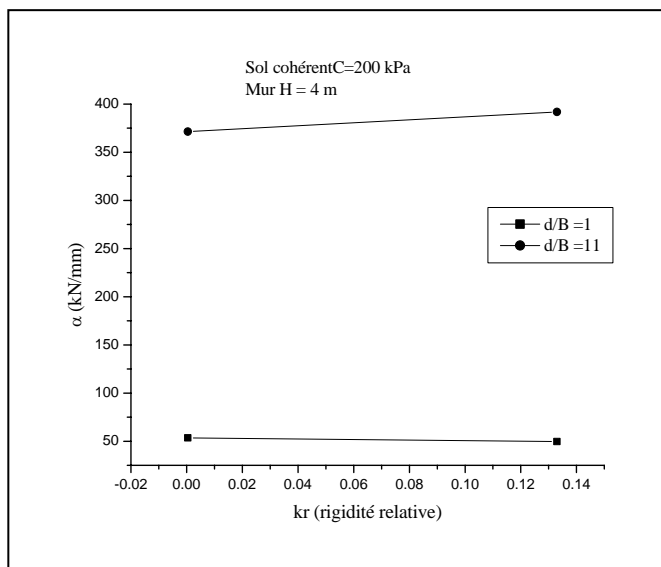
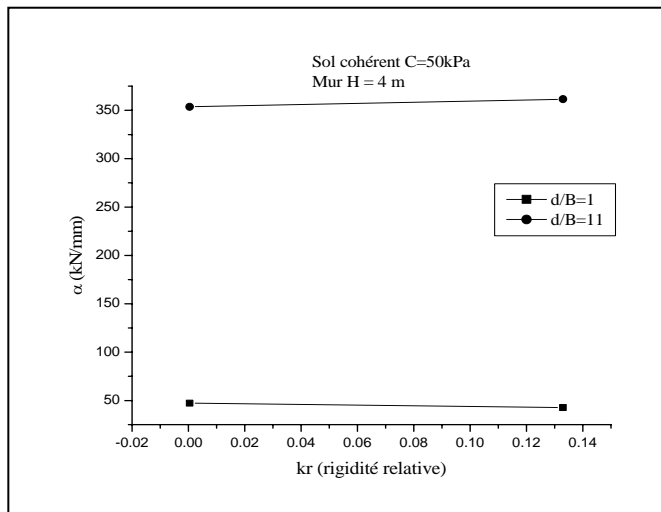
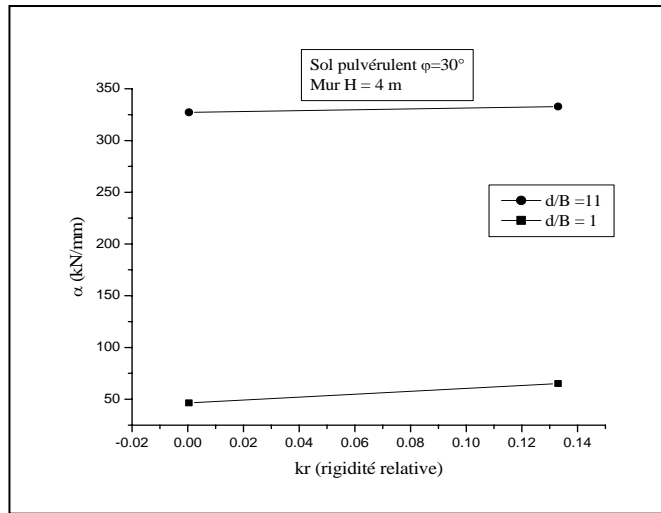
1.9 - La charge limite Q_{lim} en fonction de d/B pour $H=4$ m :



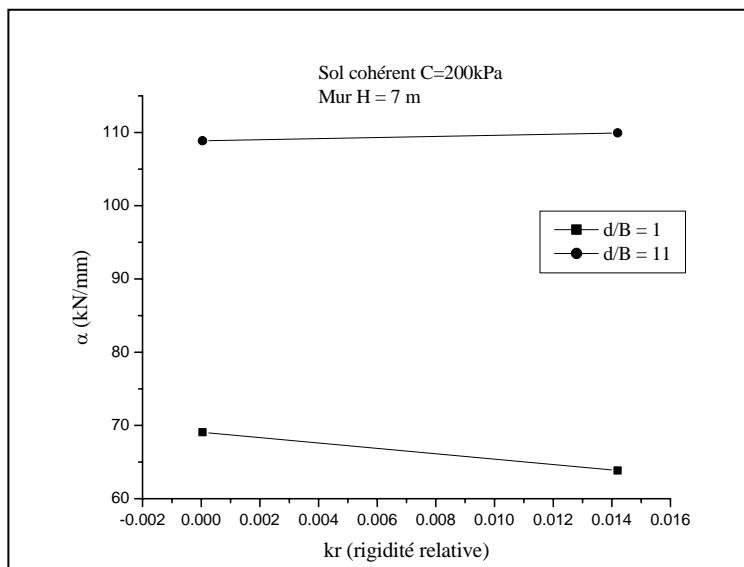
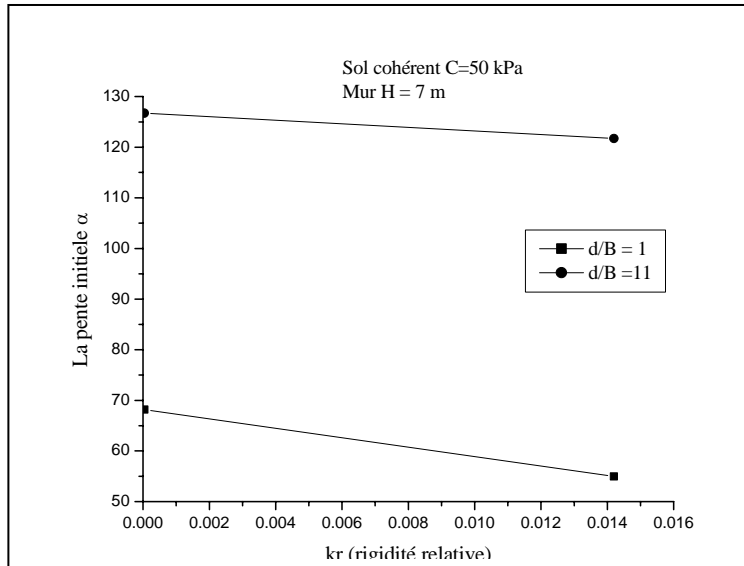
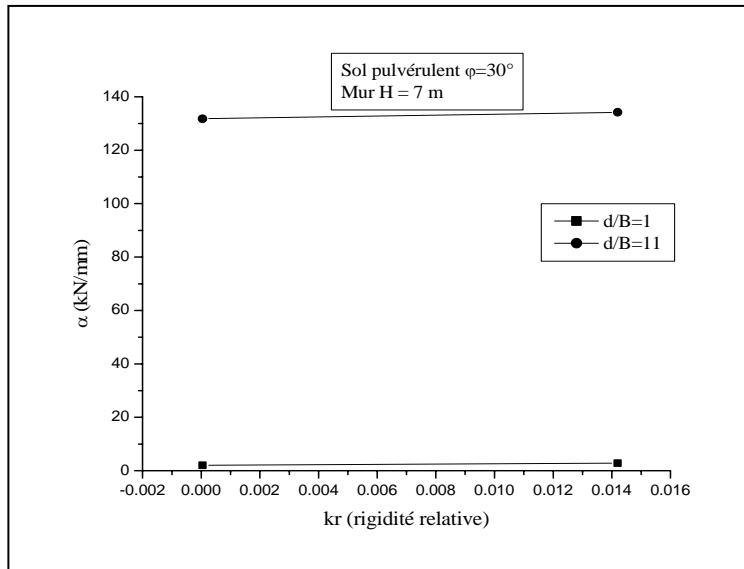
1.10 - La charge limite Q_{lim} en fonction de d/B pour $H=7$ m :



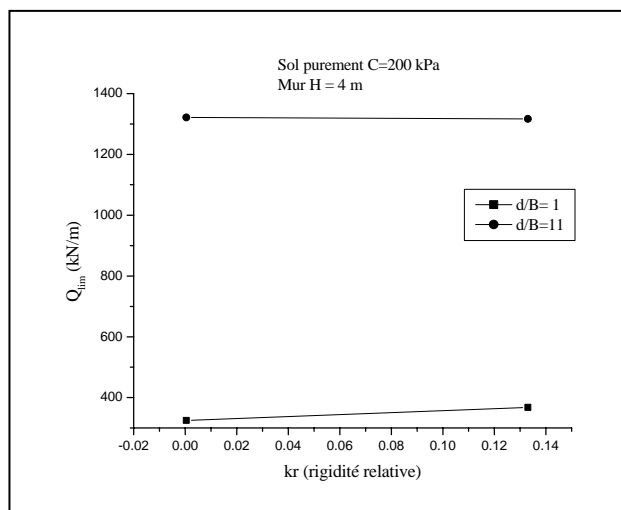
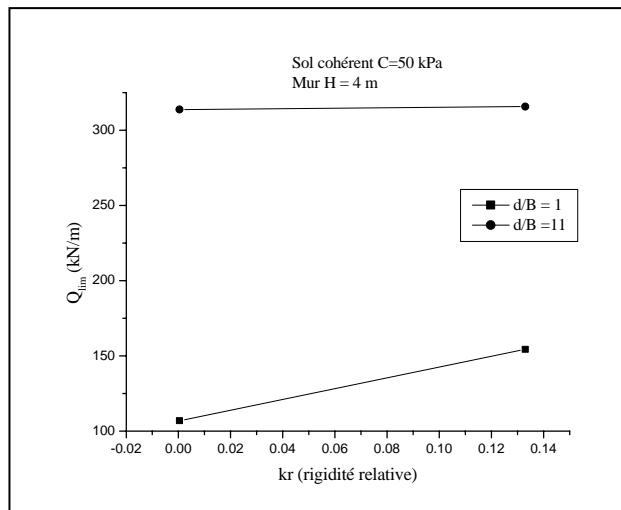
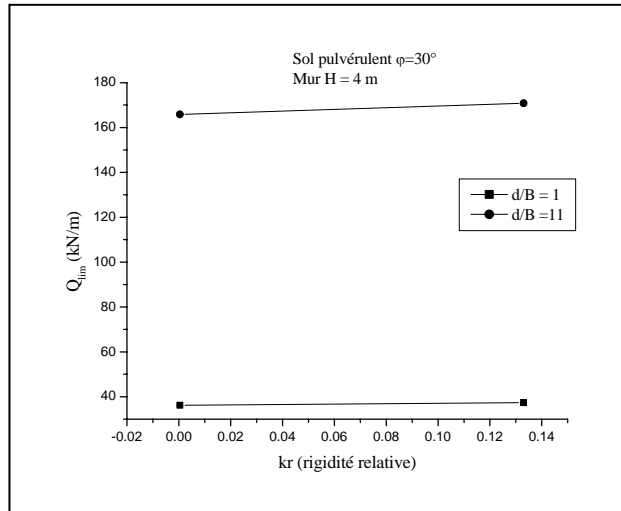
1.11 - Effet de la rigidité relative k_r sur la pente initiale α pour $H= 4$ m :



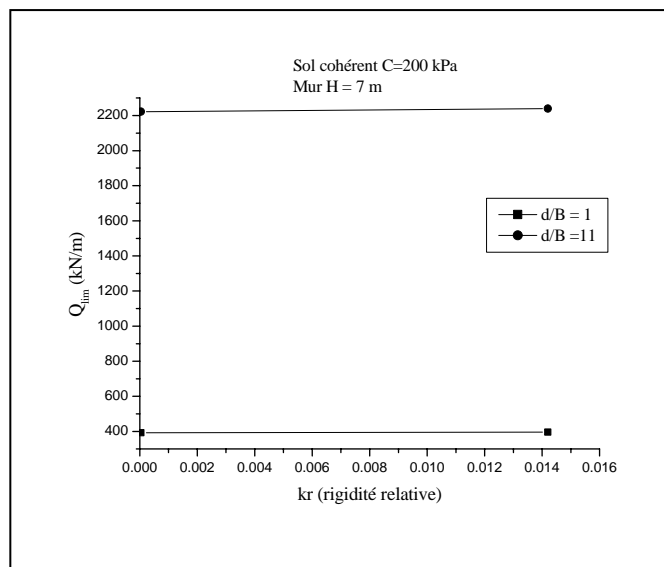
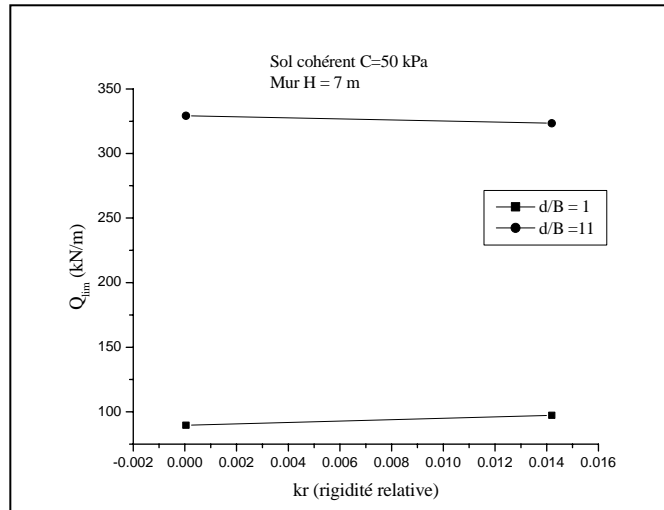
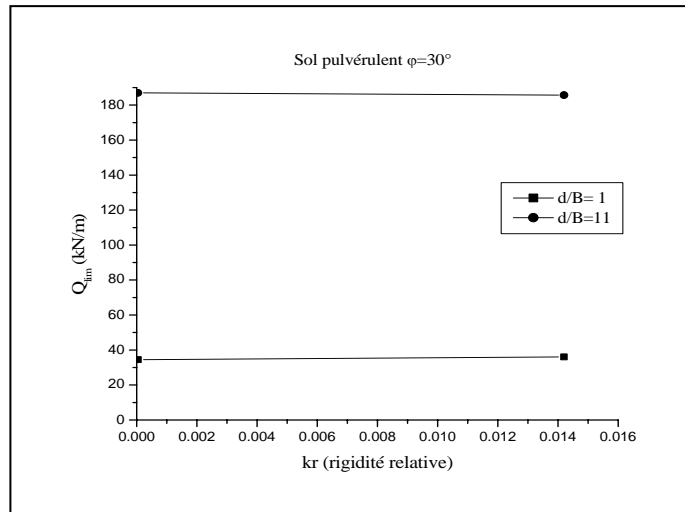
1.12 - Effet de la rigidité relative k_r sur la pente initiale α pour $H=7\text{ m}$:



1.13 - Effet de la rigidité relative k_r sur la charge limite Q_{lim} pour $H=4$ m :

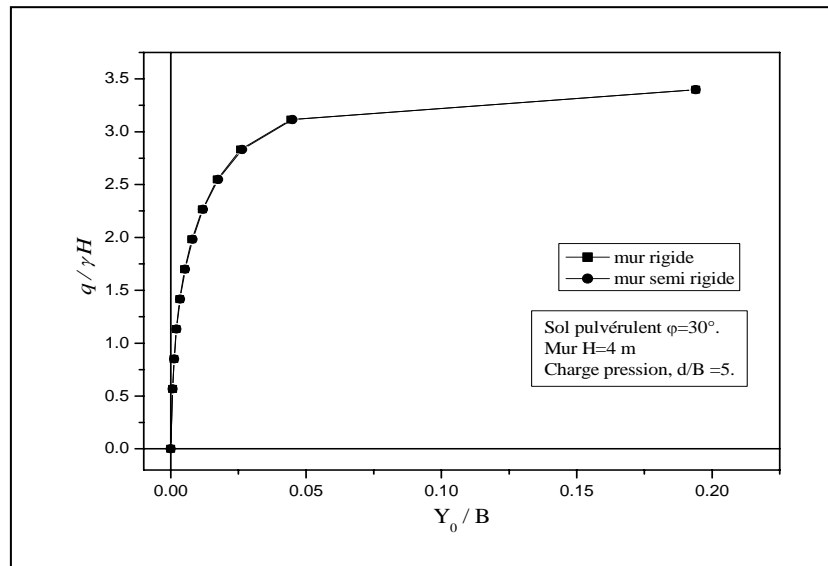
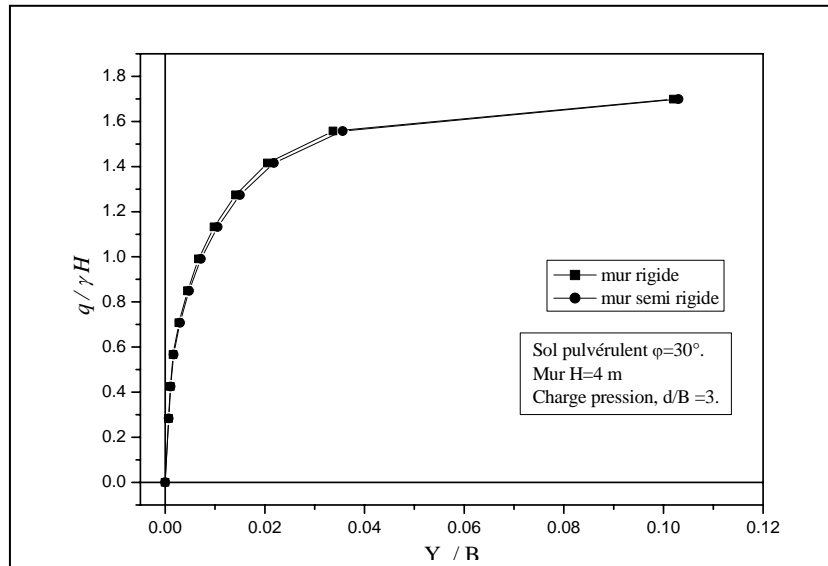
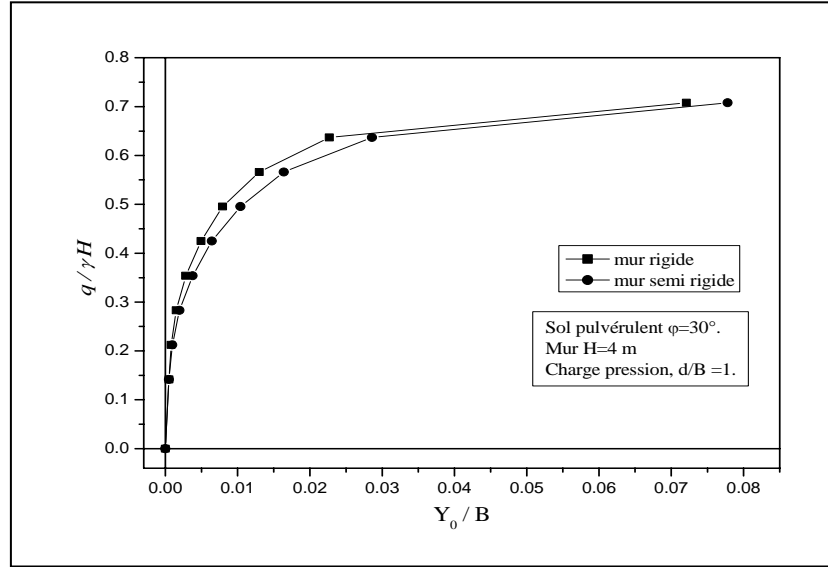


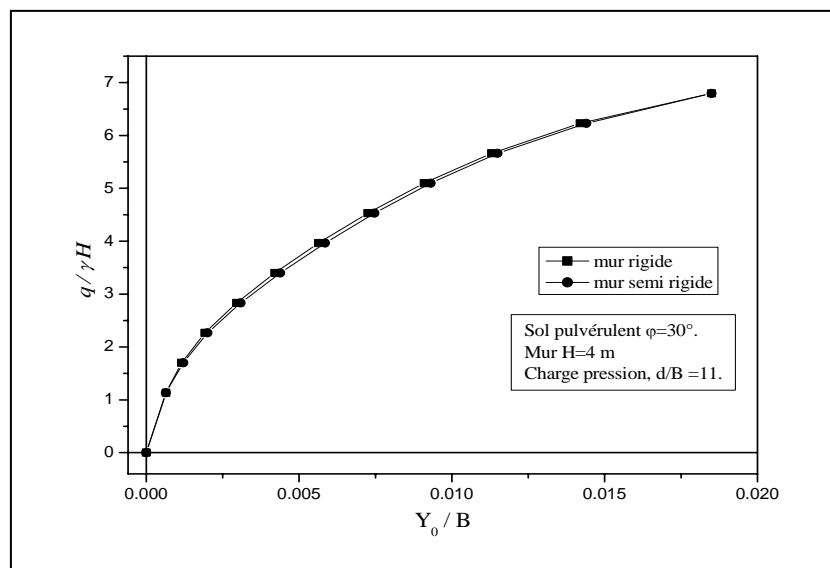
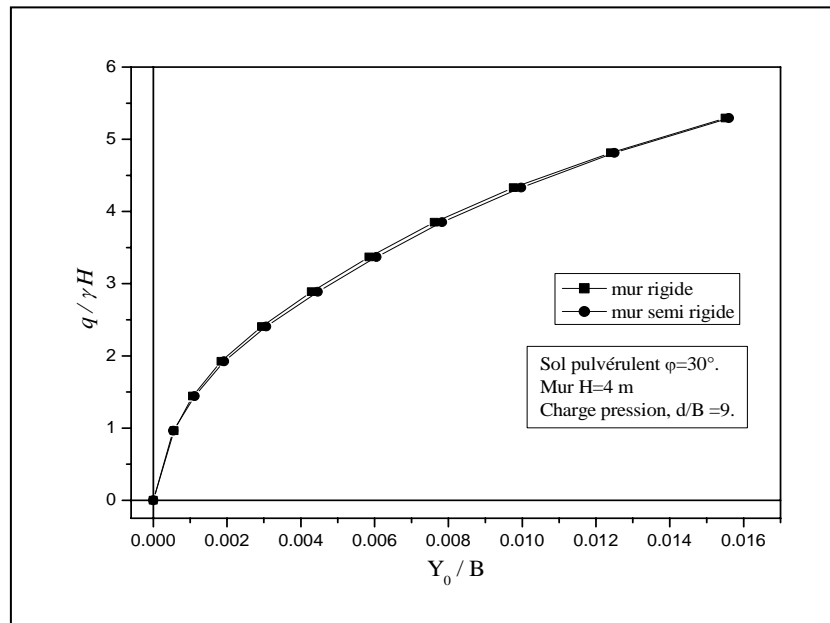
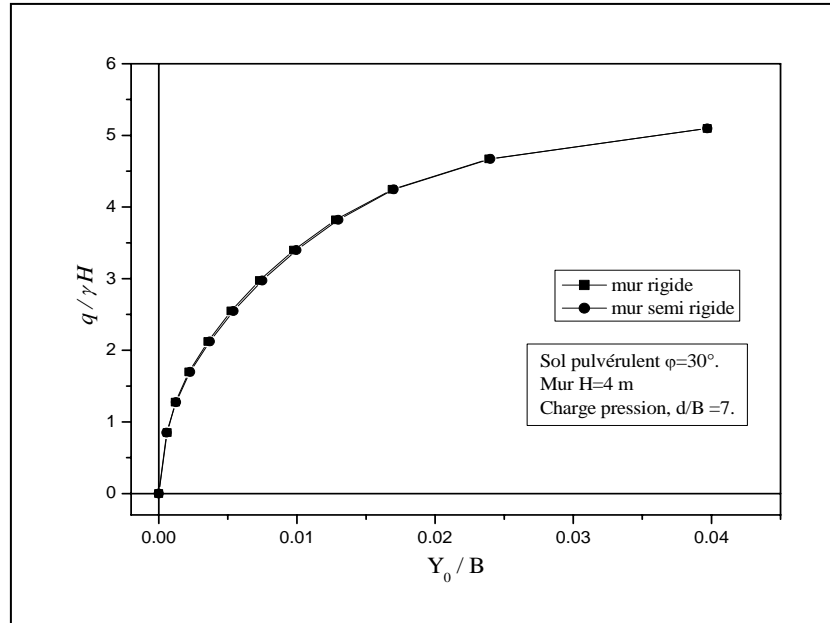
1.14 - Effet de la rigidité relative k_r sur la charge limite Q_{lim} pour $H=7$ m :



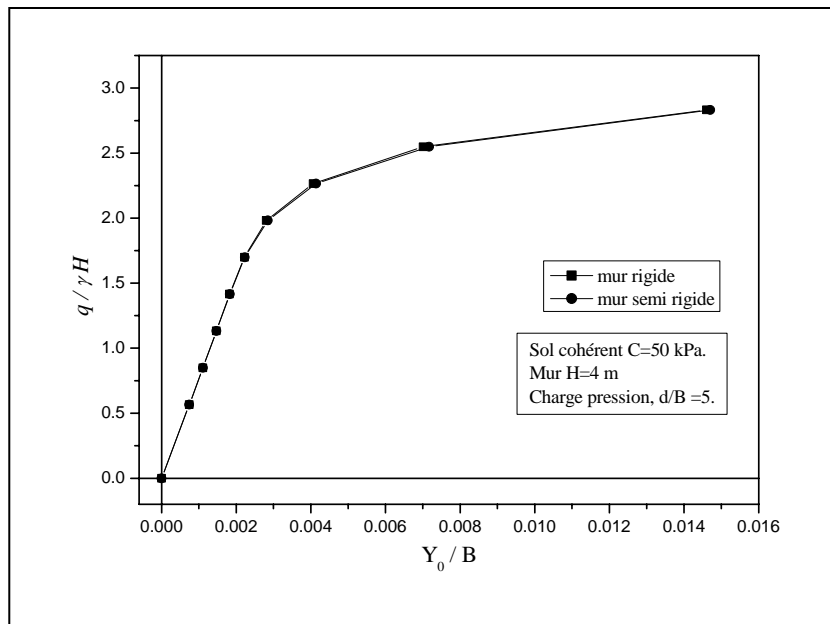
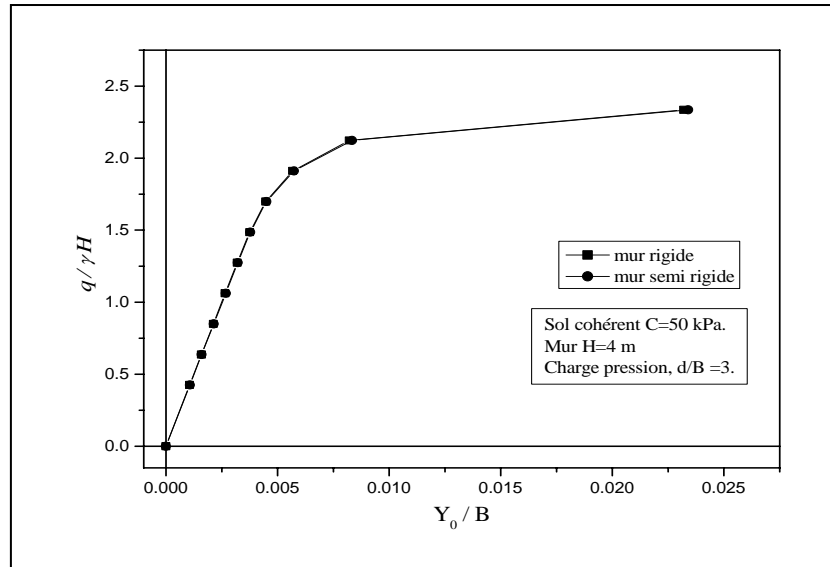
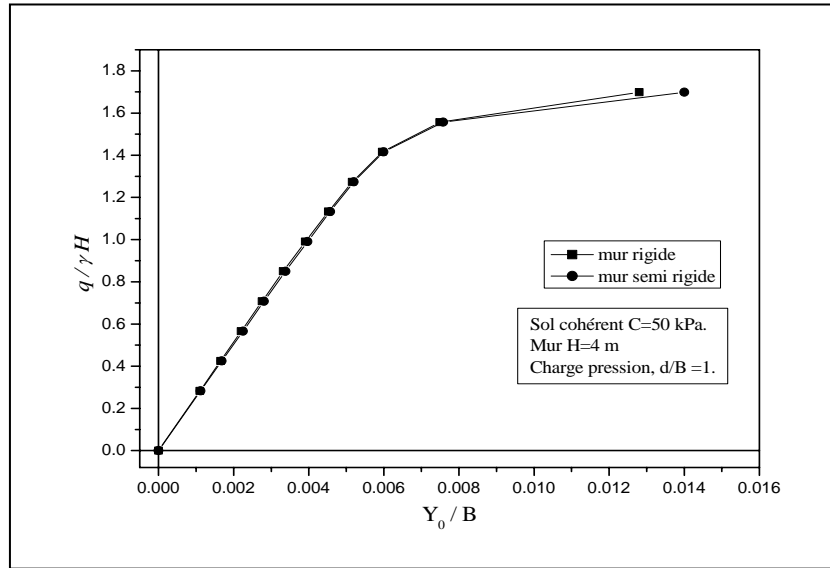
2 - Surcharge répartie (pression) en kPa :

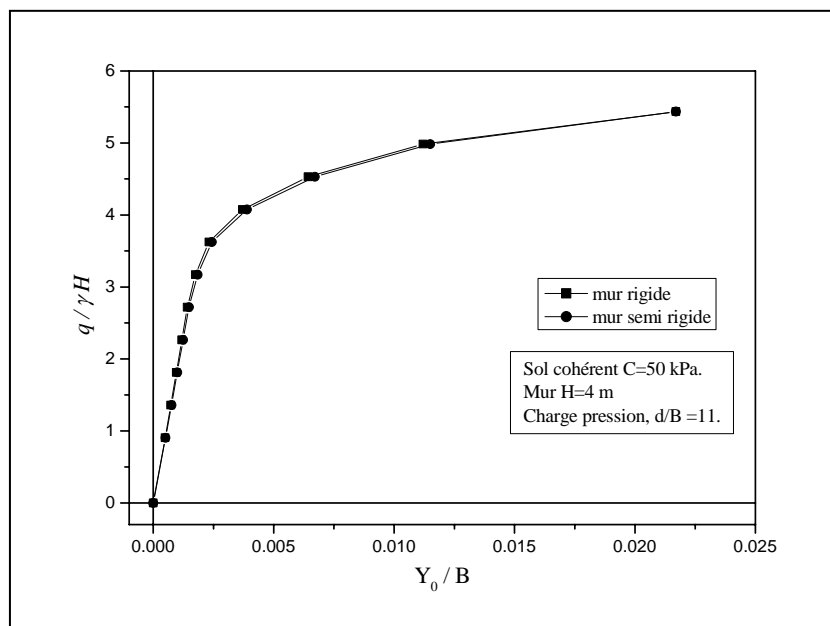
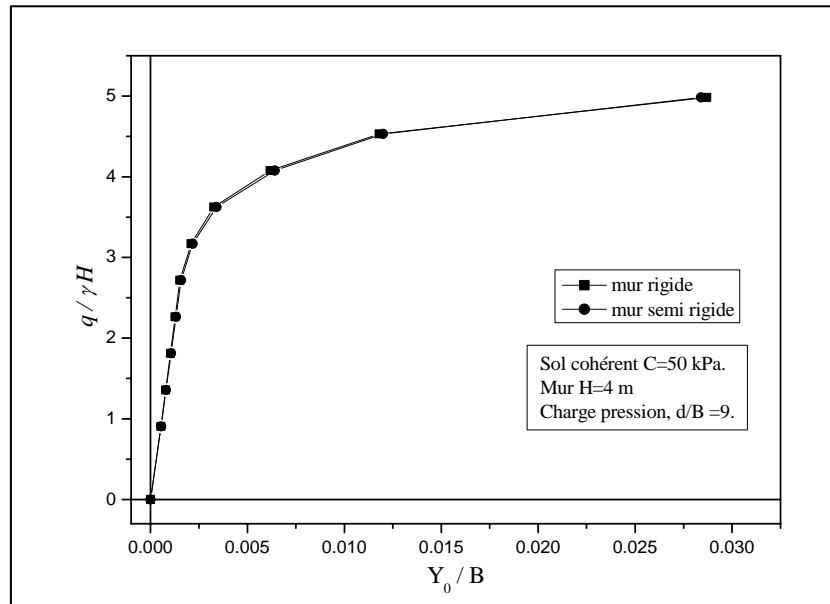
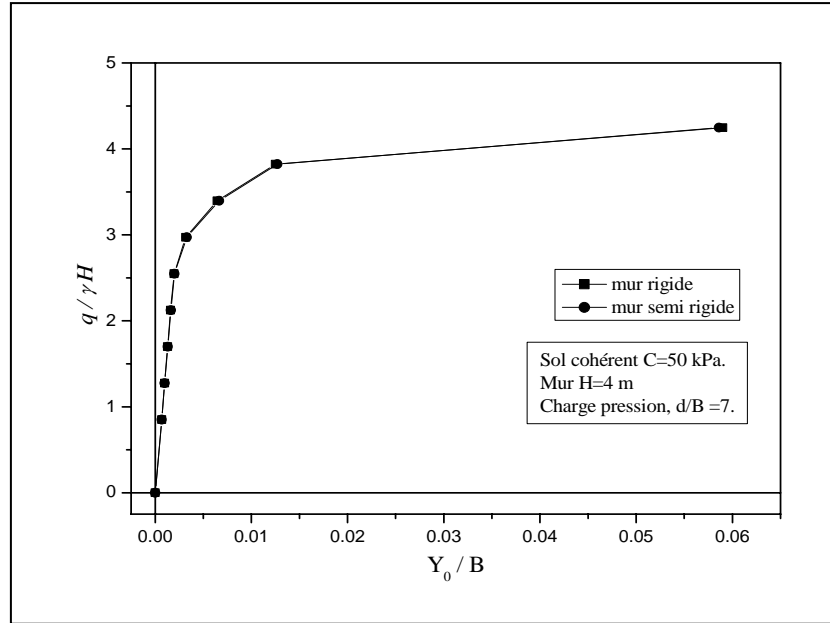
2.1 - Courbes de chargements adimensionnels pour un sol pulvérulent et H = 4 m :



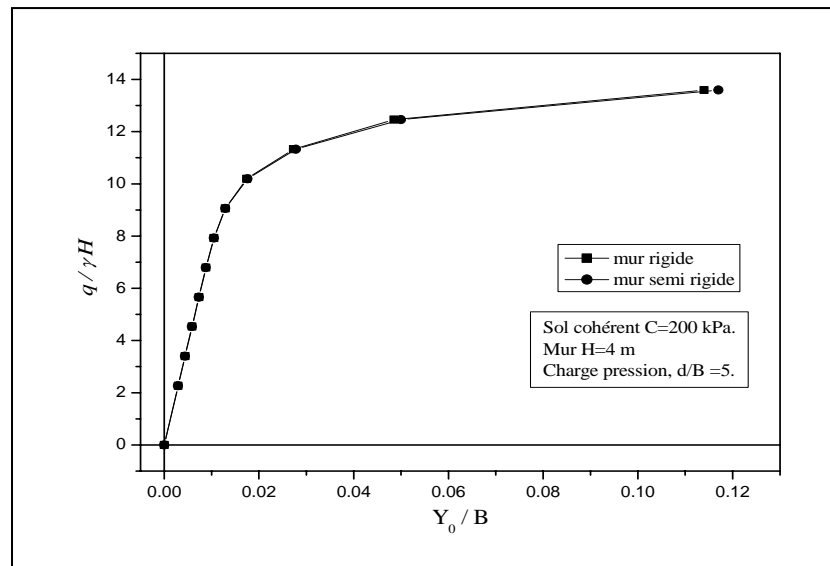
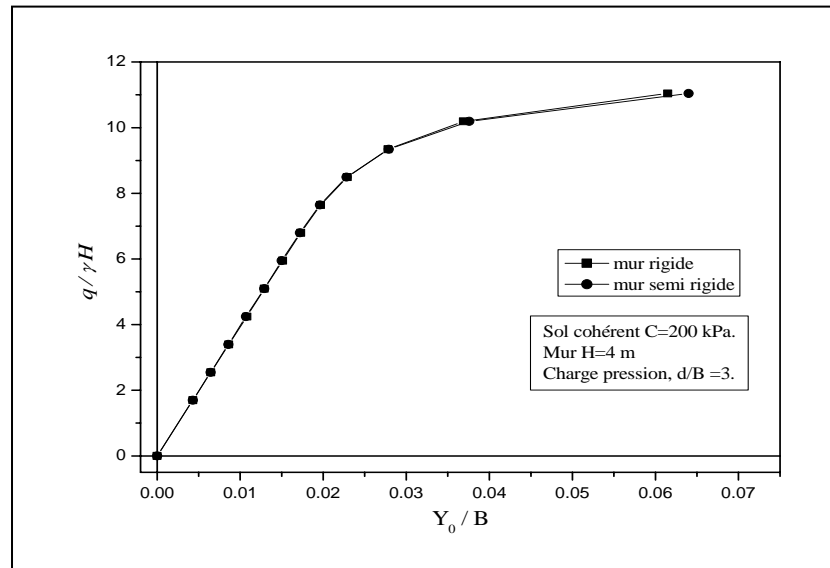
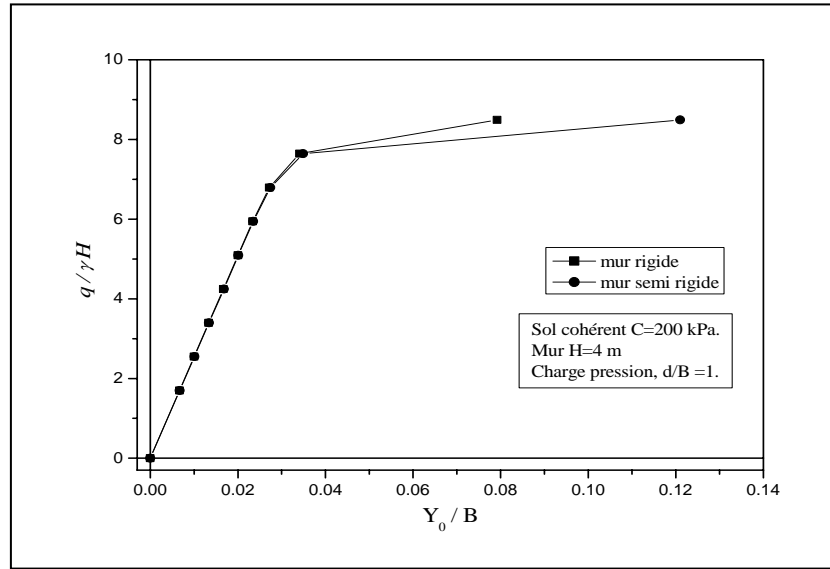


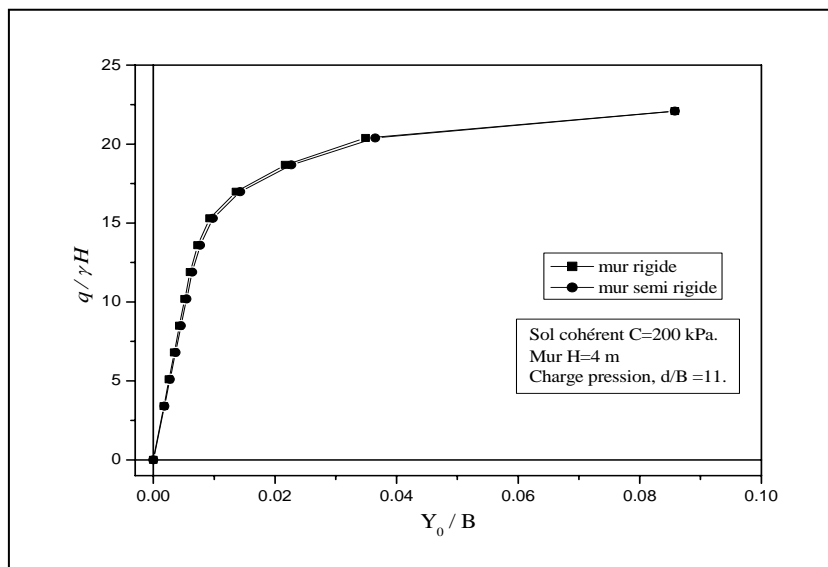
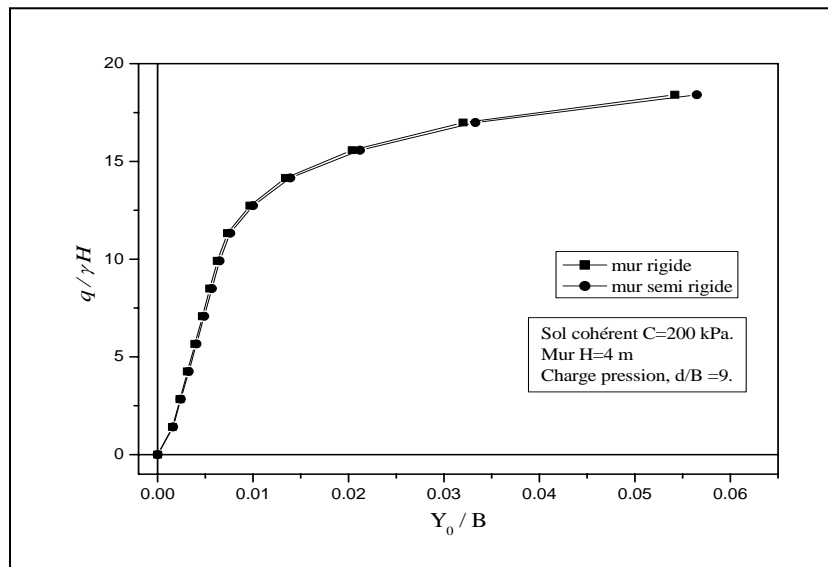
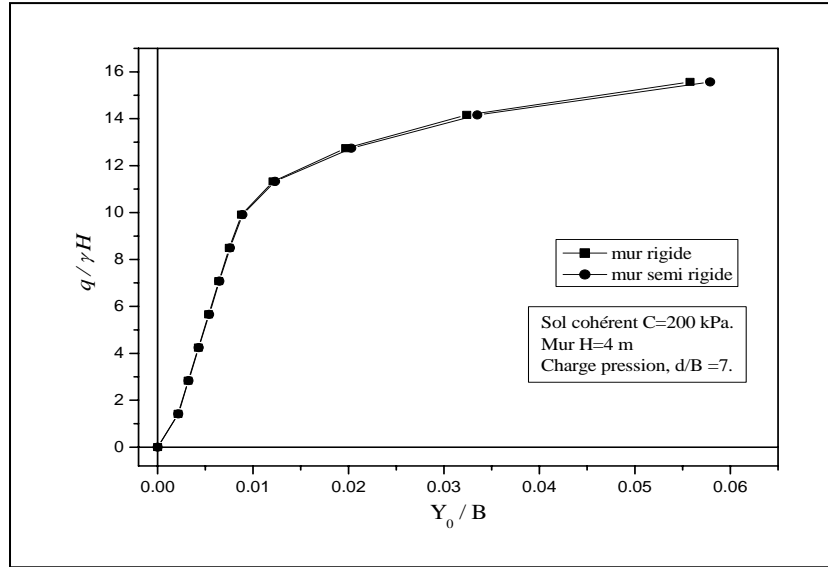
2.2 - Courbes de chargements adimensionnels pour un sol cohérent C = 50 kPa et H = 4 m :



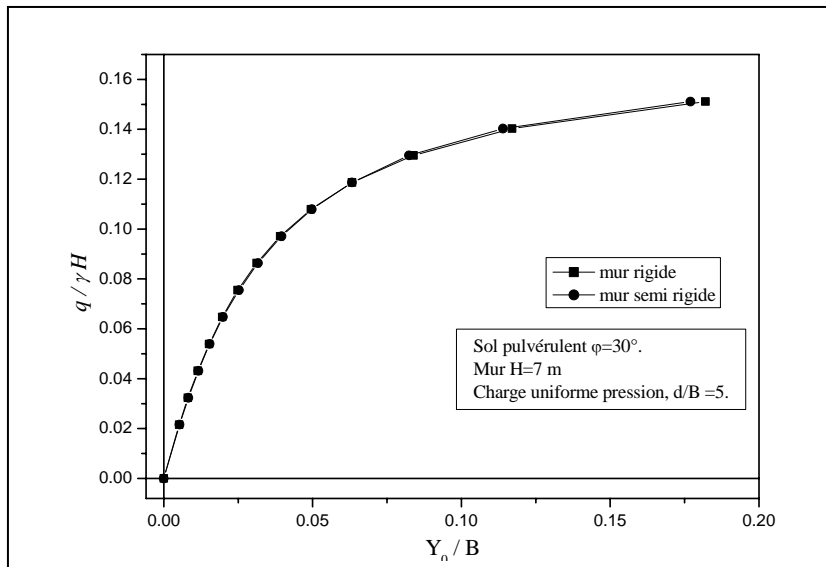
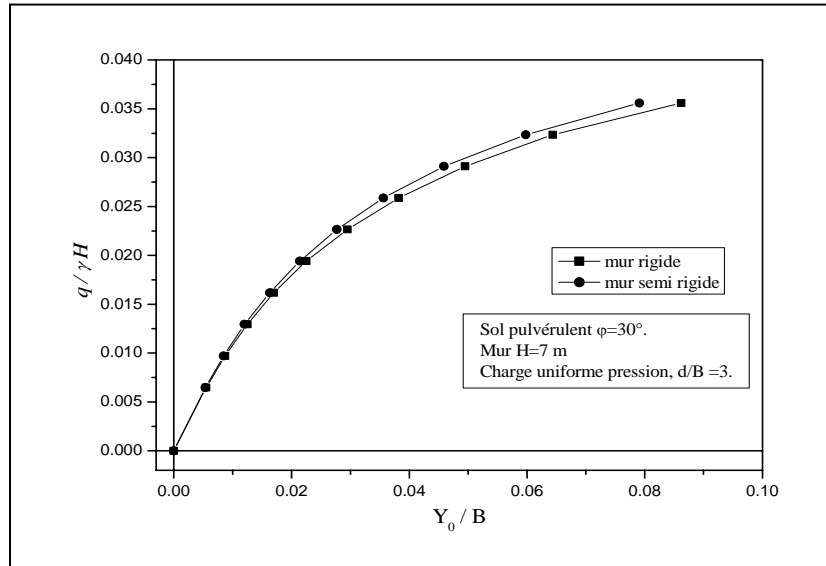
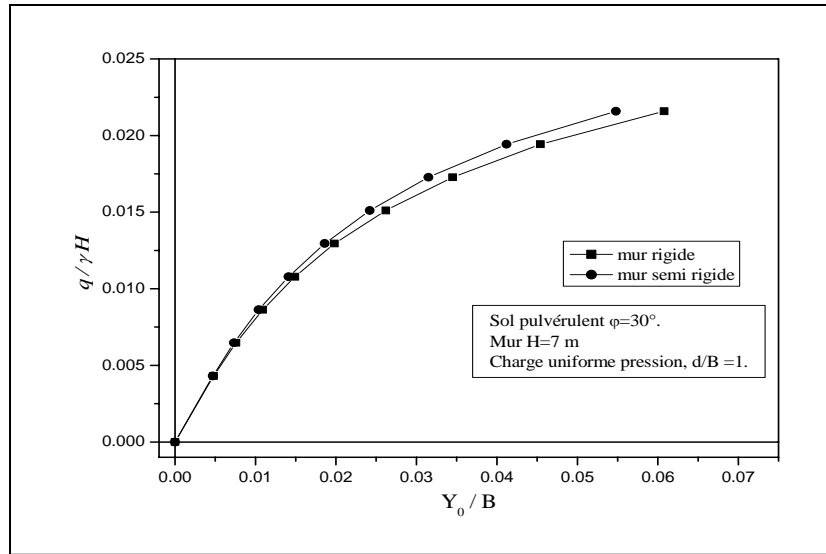


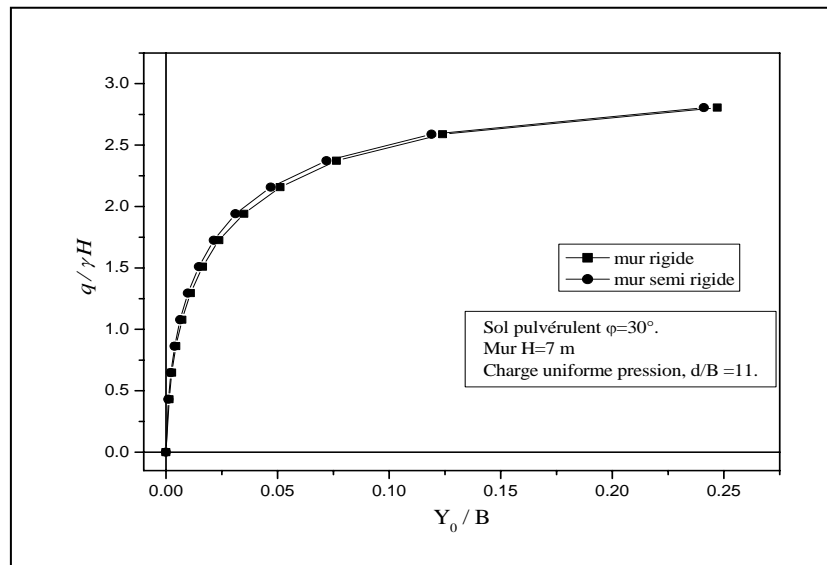
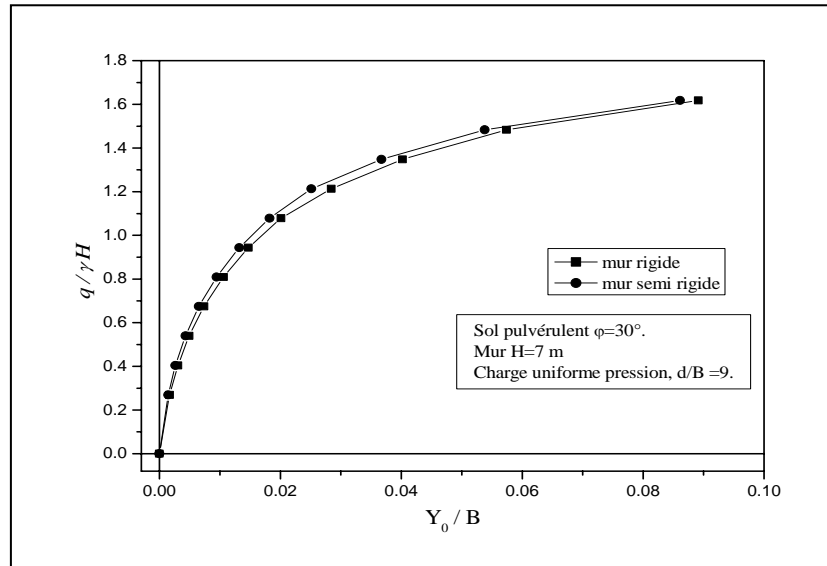
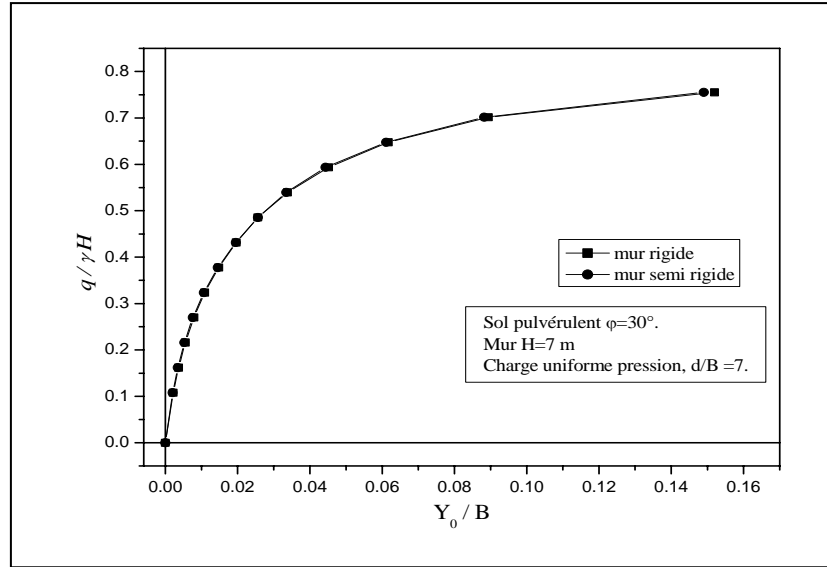
2.3 - Courbes de chargements adimensionnels pour un sol cohérent C = 200 kPa et H = 4 m :

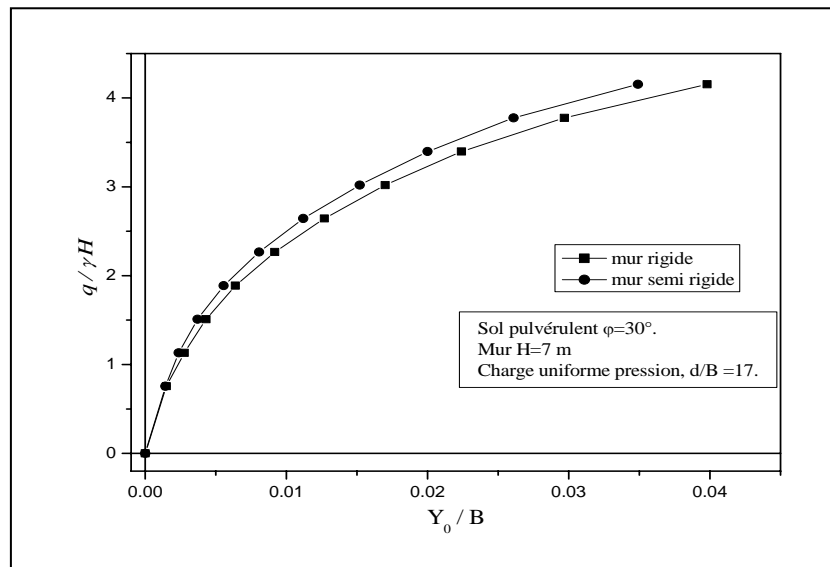
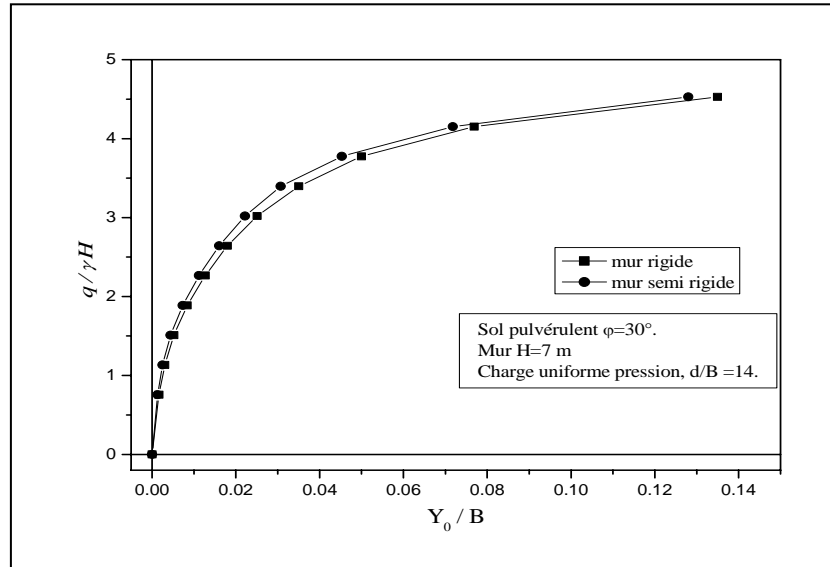




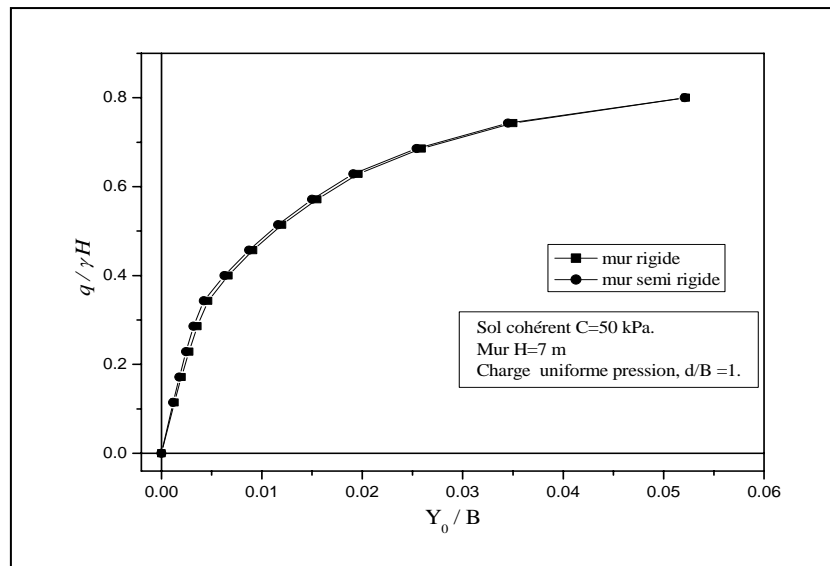
2.4 - Courbes de chargements adimensionnels pour sol pulvérulent $H = 7 \text{ m}$:

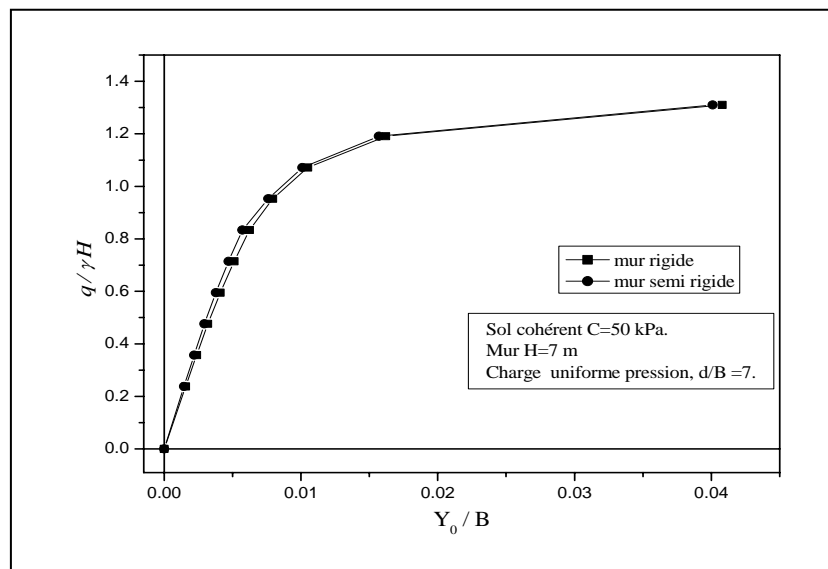
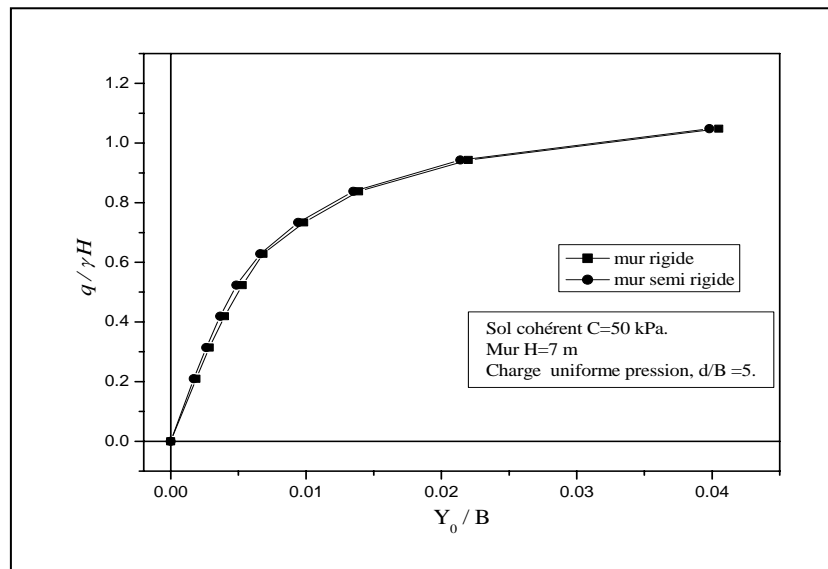
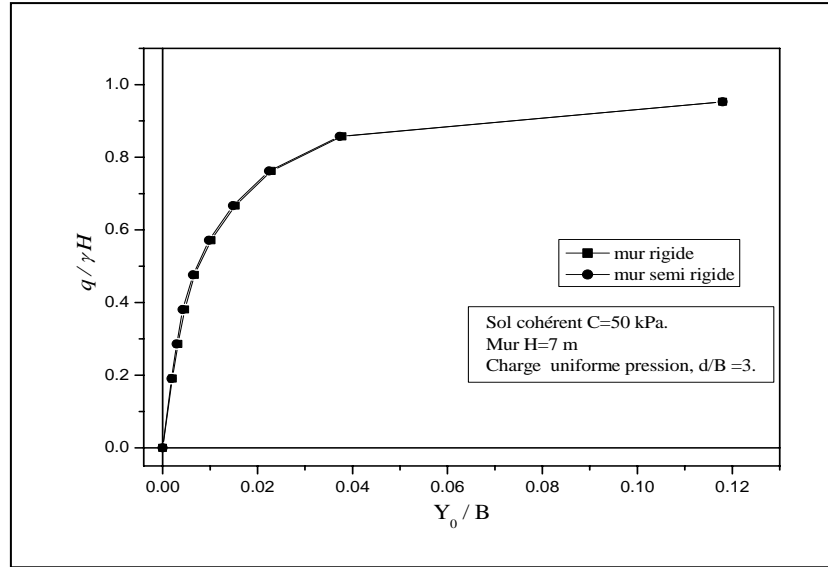


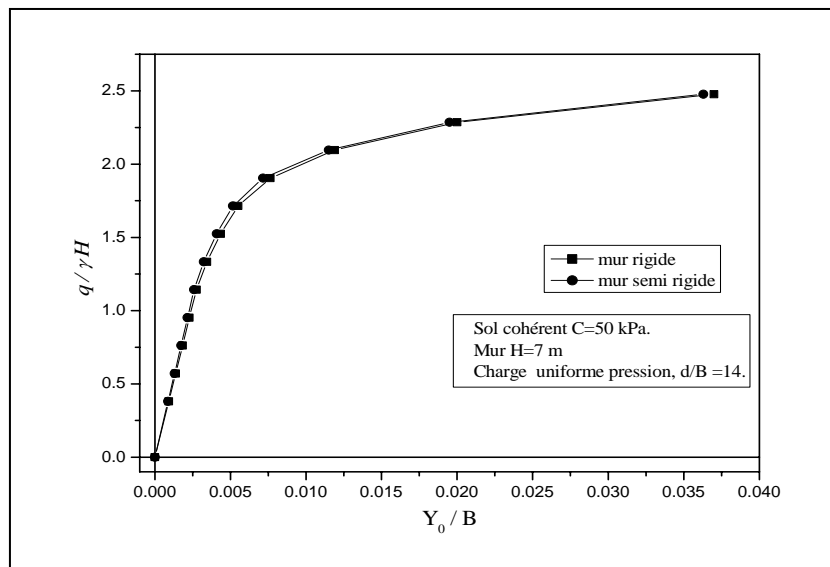
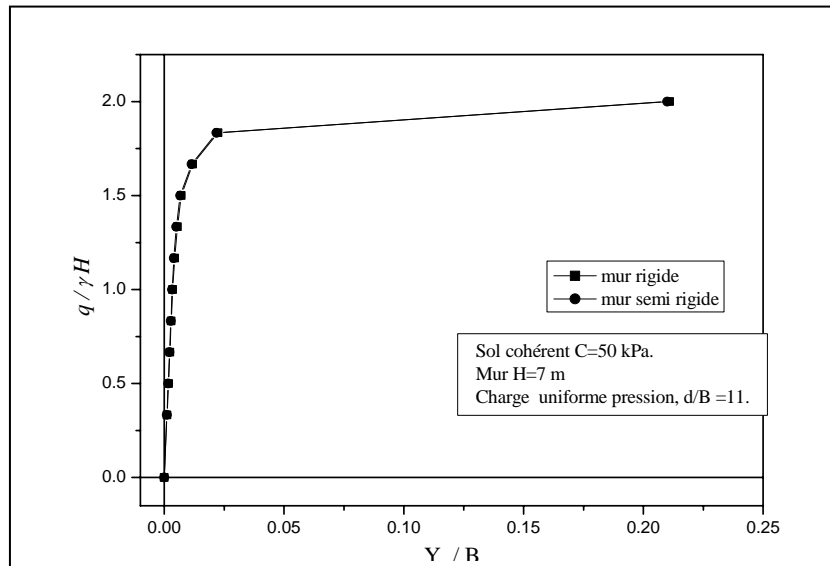
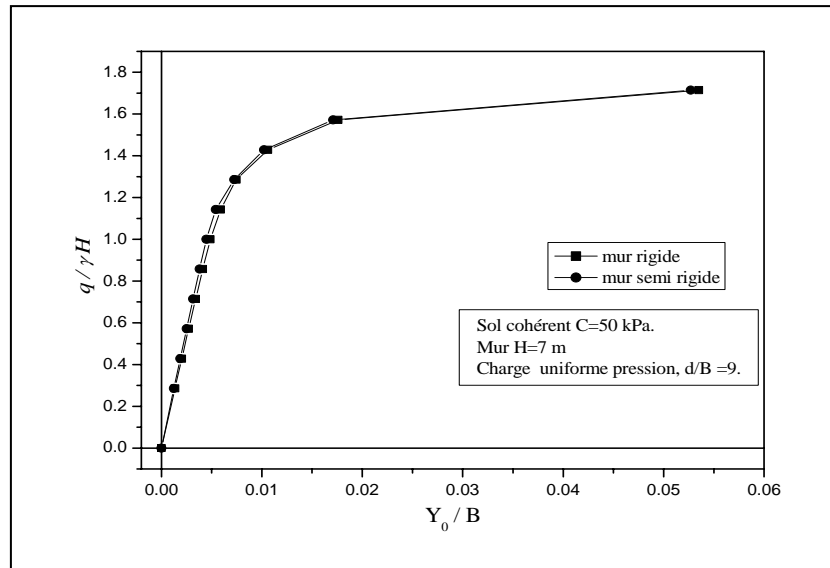


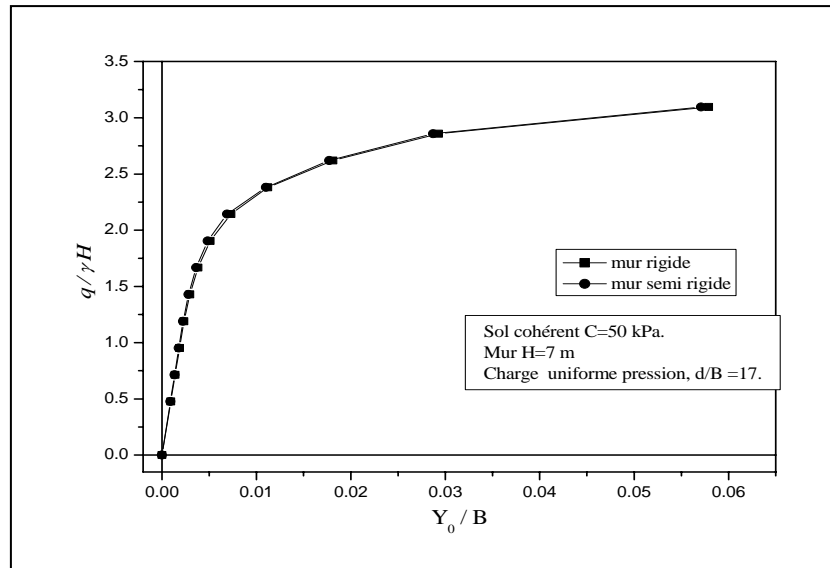


2.5 - Courbes de chargements adimensionnels pour un sol cohérent $C = 50$ kPa et $H = 7$ m :

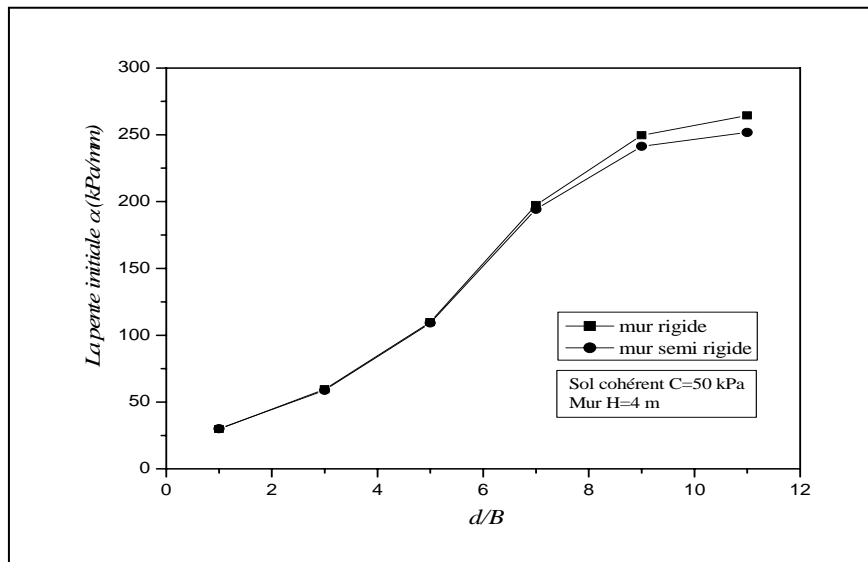
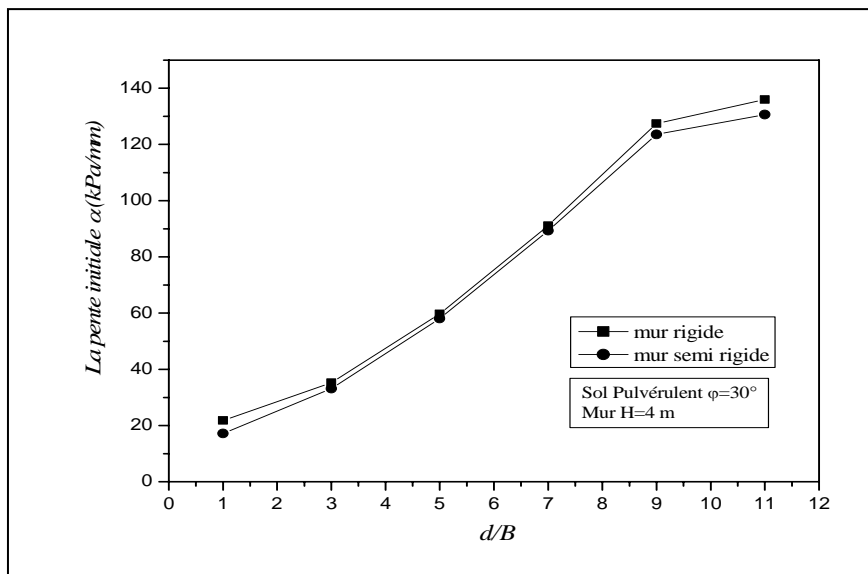


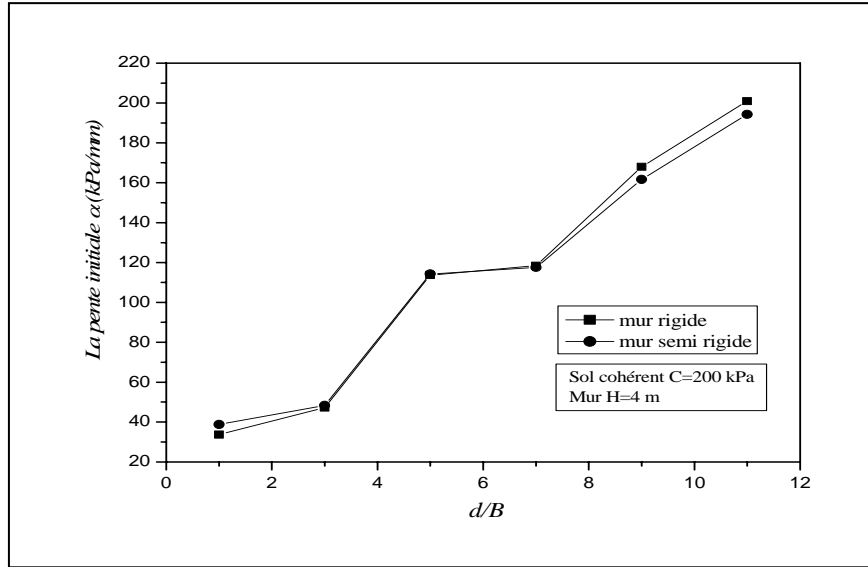




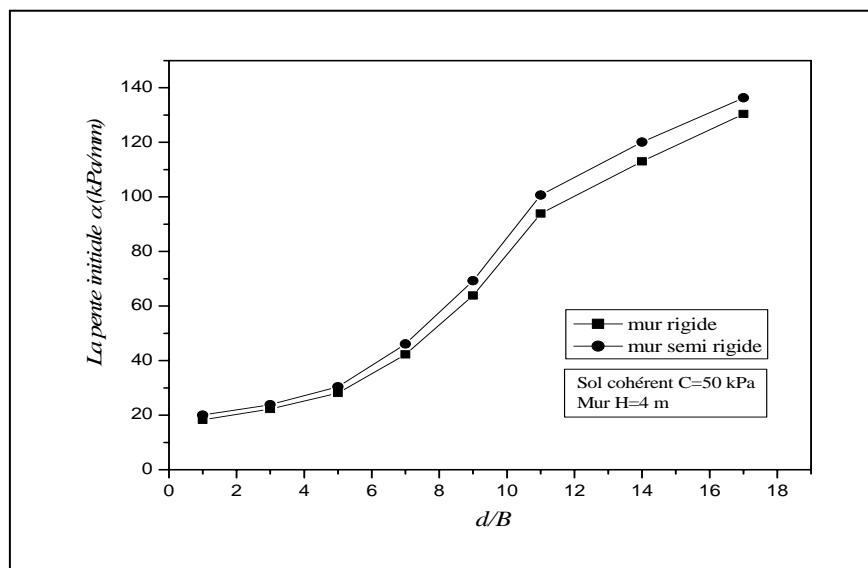
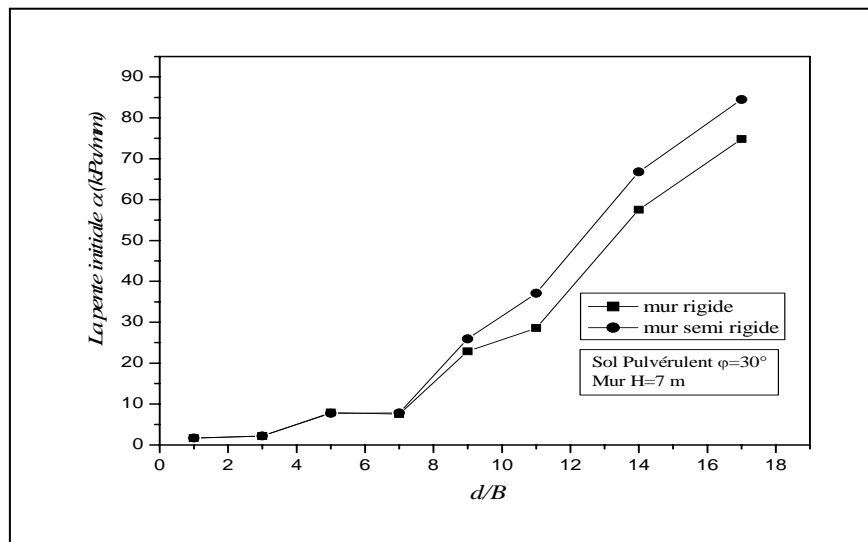


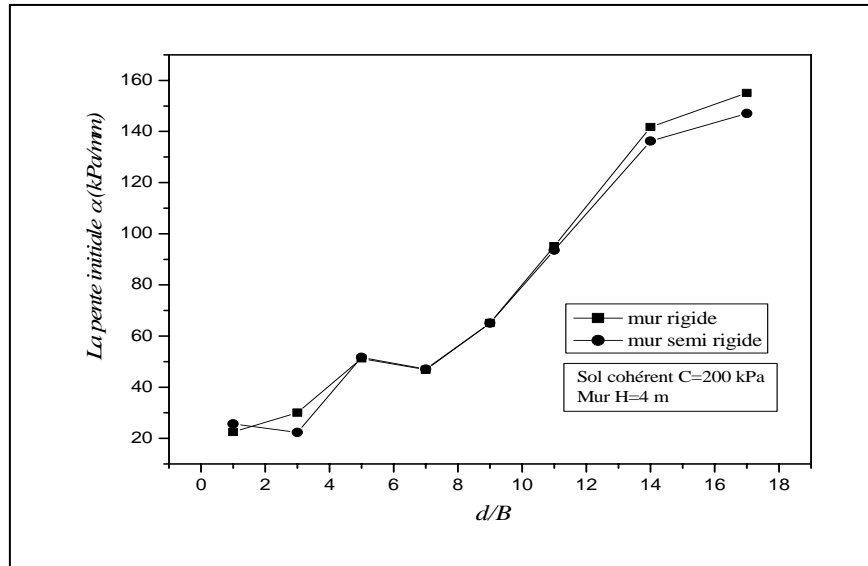
2.6 - La pente initiale α en fonction de d/B pour $H=4$ m :



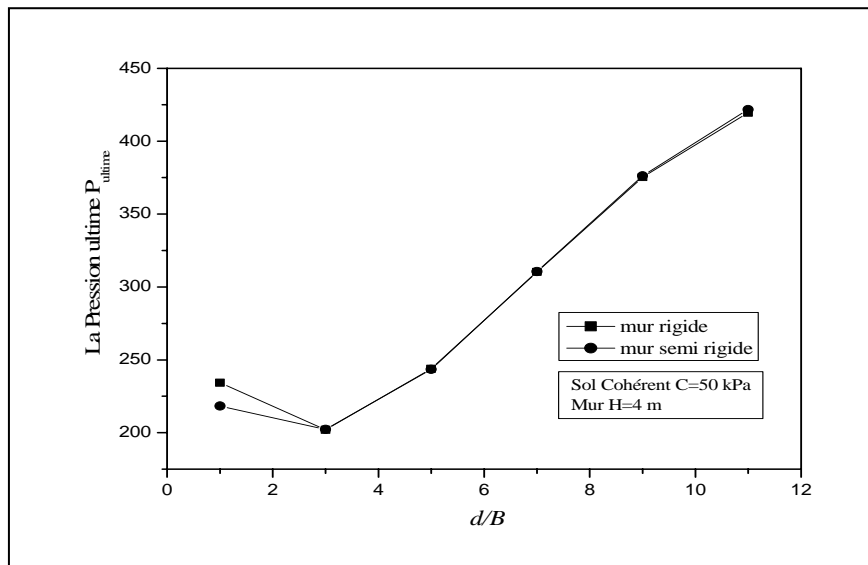
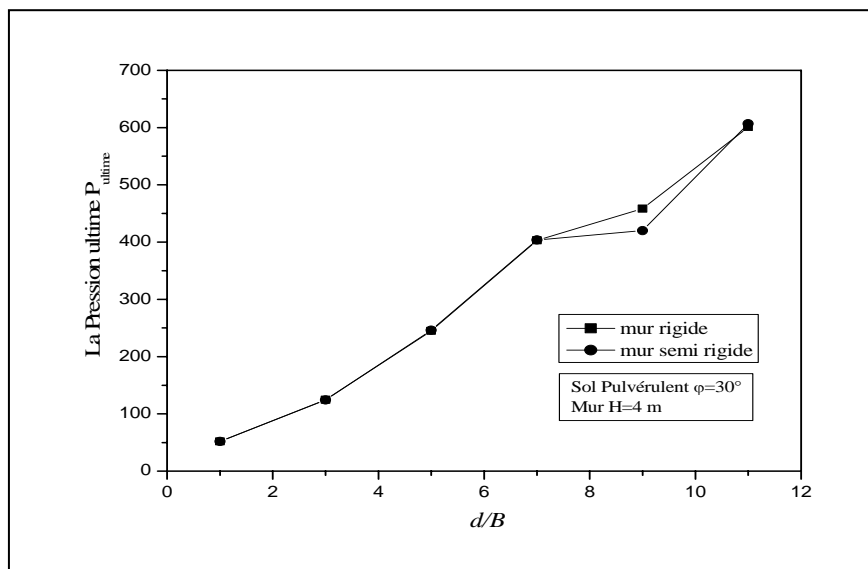


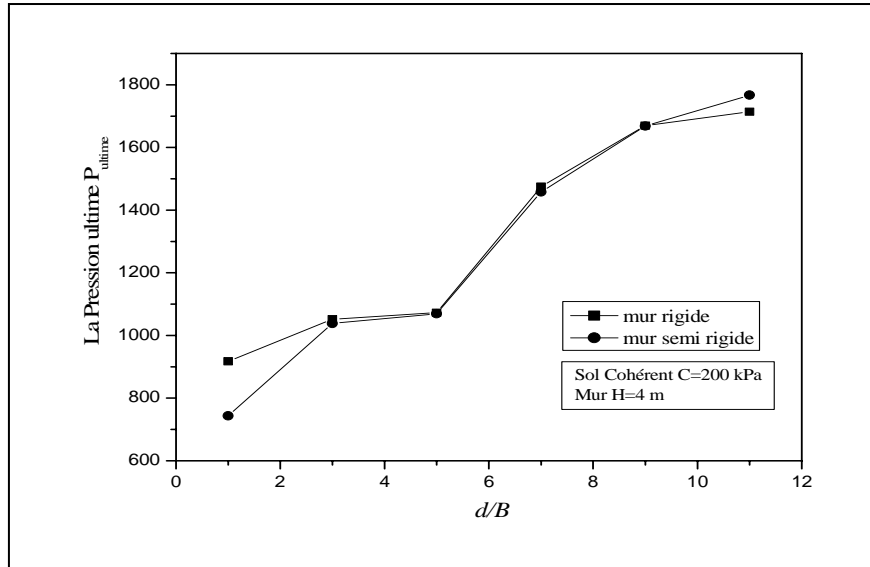
2.7 - La pente initiale α en fonction de d/B pour $H=7$ m :



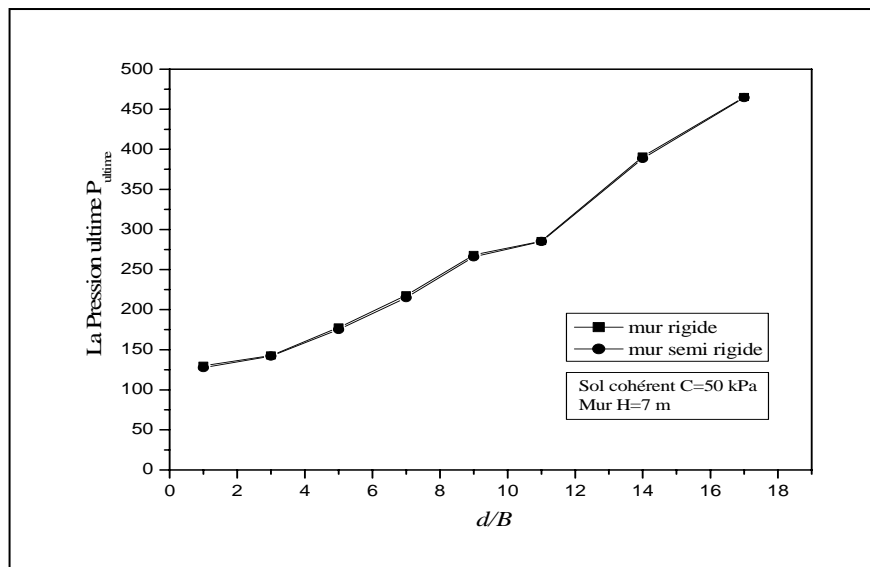
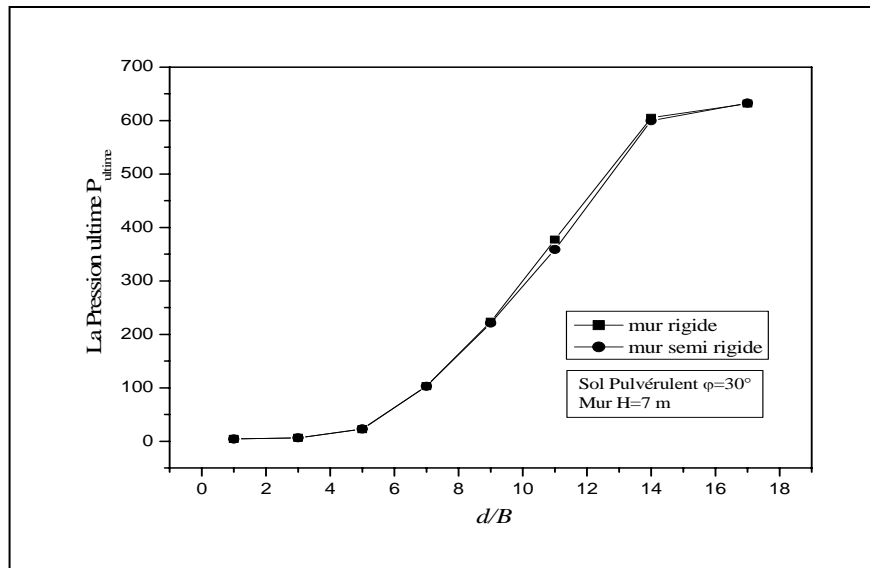


2.8 - La charge limite Q_{lim} en fonction de d/B pour $H=4$ m :

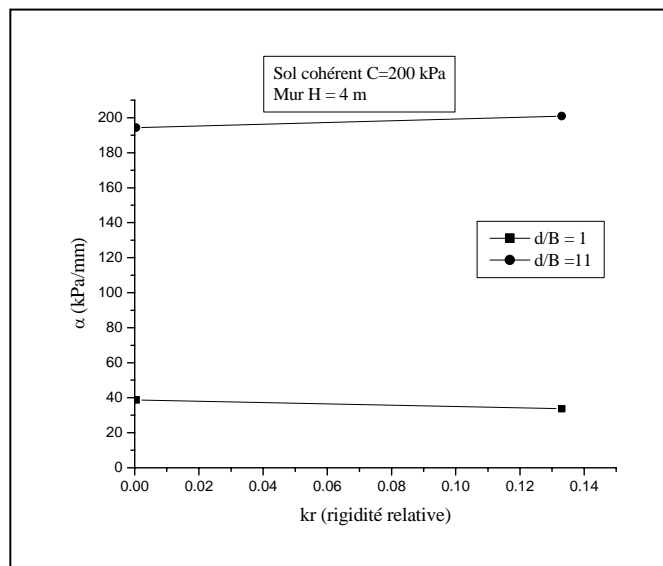
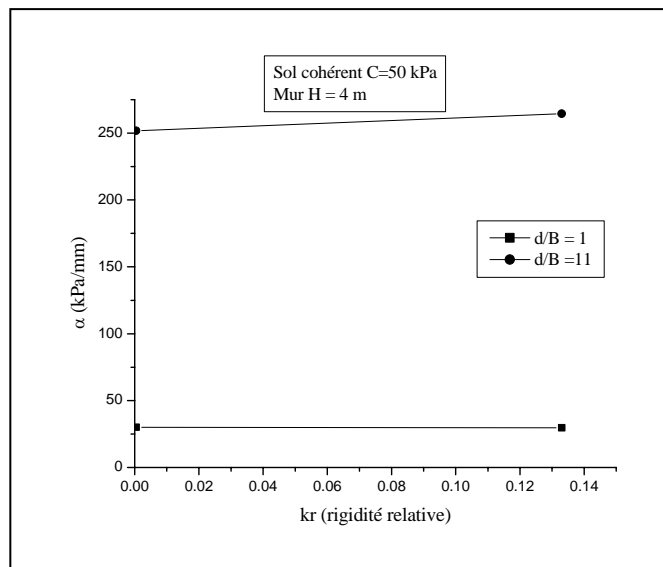
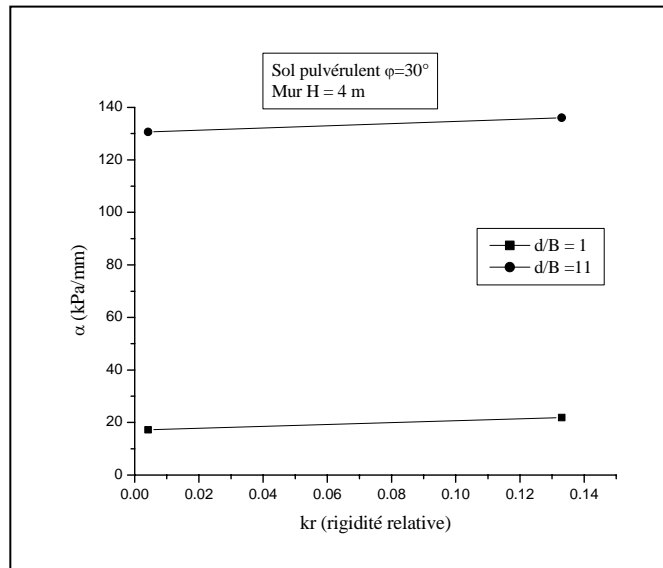




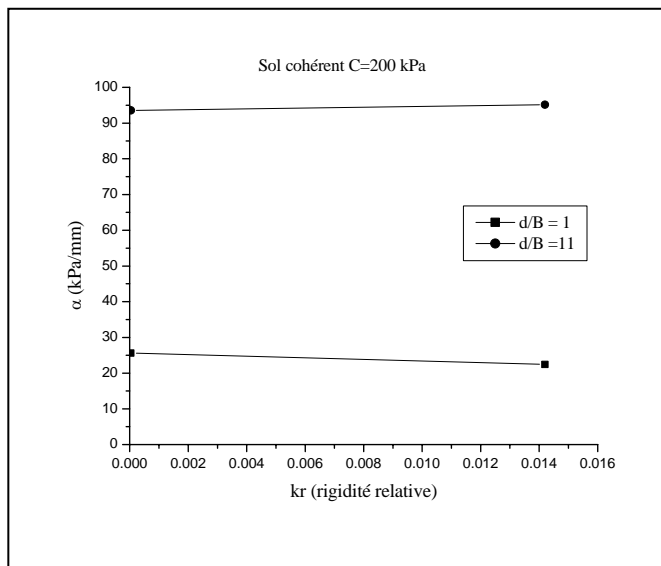
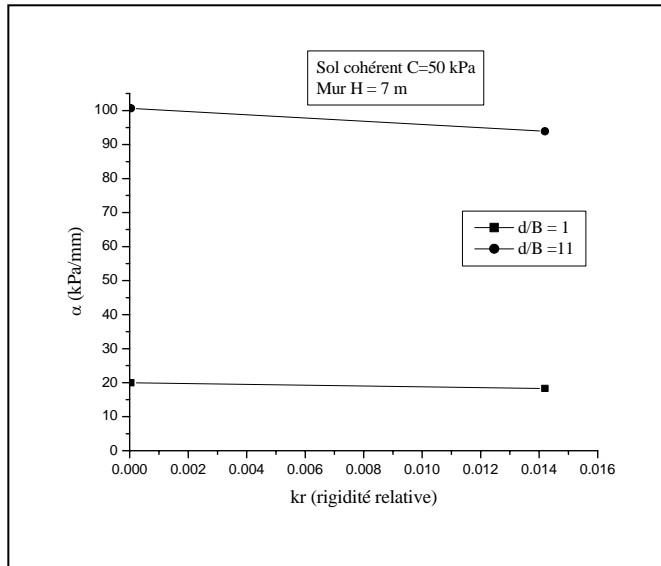
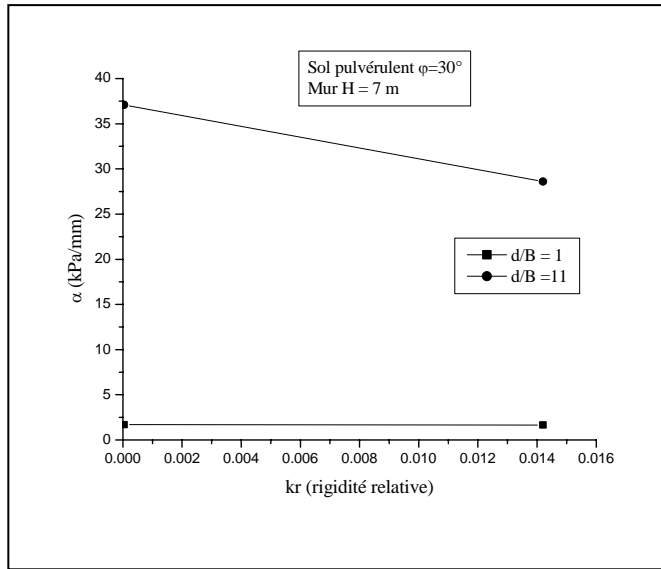
2.9 - La charge limite Q_{lim} en fonction de d/B pour $H= 7$ m :



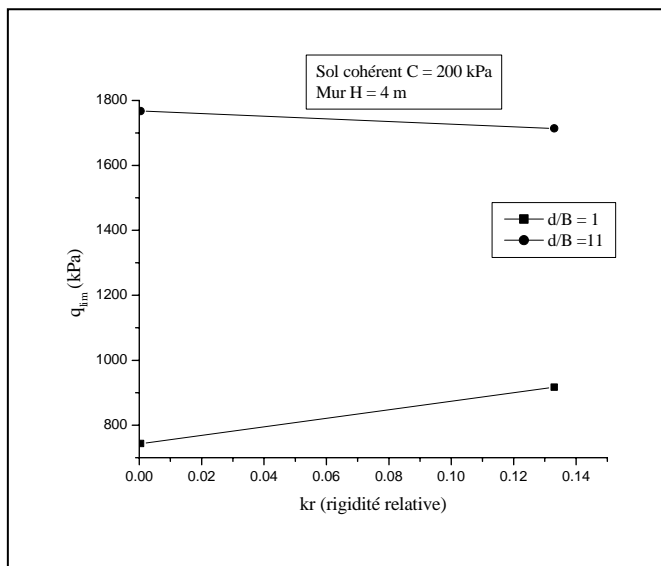
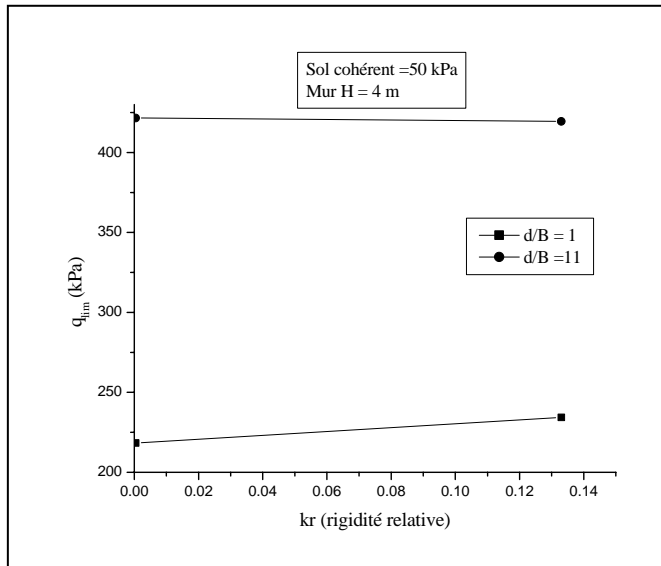
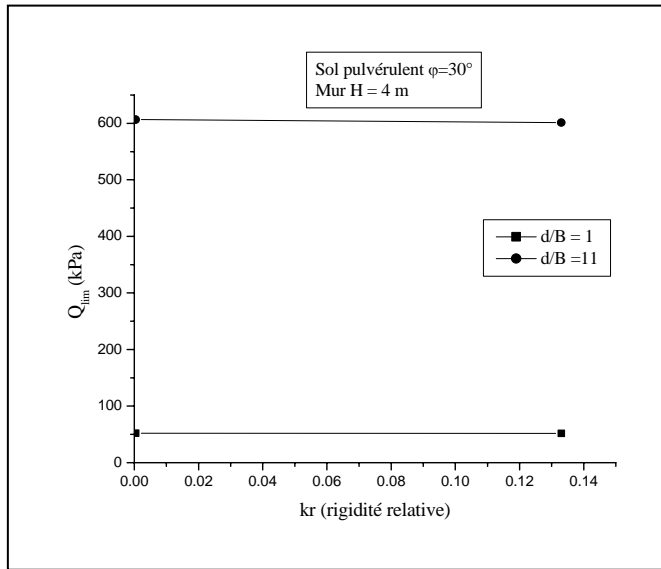
2.10 - Effet de la rigidité relative k_r sur la pente initiale α pour $H=4$ m :



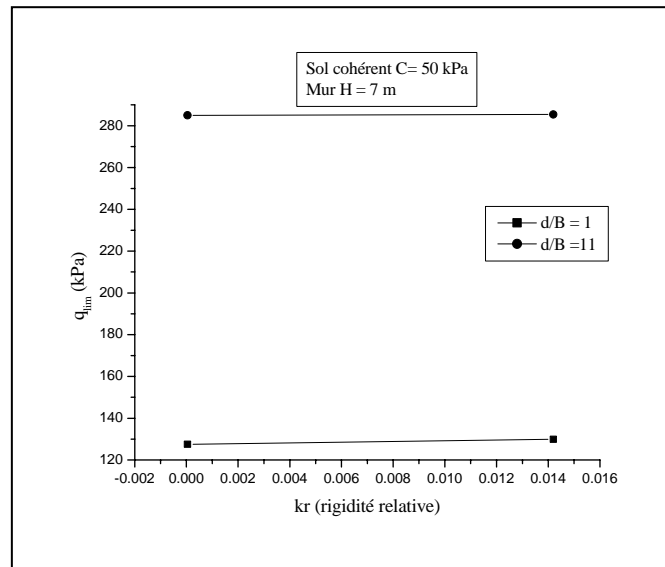
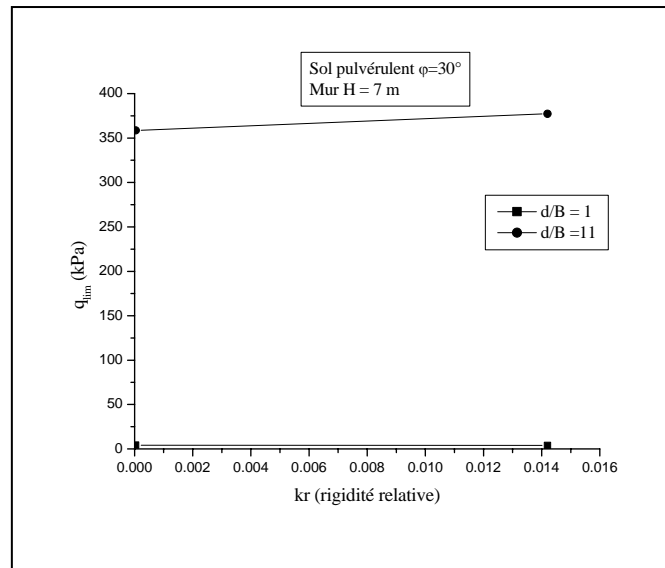
2.11 - Effet de la rigidité relative k_r sur la pente initiale α pour $H=7$ m :



2.12 - Effet de la rigidité relative k_r sur la charge limite Q_{lim} pour $H= 4$ m :



2.13 - Effet de la rigidité relative k_r sur la charge limite Q_{lim} pour $H=7$ m :



APPENDICE D
LISTE DES SYMBOLES

K_0	: Coefficient de pression des terres au repos,
K_p	: Coefficient de butée,
$K_{p\gamma}$: Coefficient de butée dû au poids des terres,
K_{pq}	: Coefficient de butée dû à une surcharge,
K_a	: Coefficient de poussée,
$K_{a\gamma}$: Coefficient de poussée dû au poids des terres,
K_{aq}	: Coefficient de poussée due à une surcharge,
δ	: Obliquité du vecteur pression sur le mur (degré),
λ	: L'angle entre la verticale et la surface de mur (degré),
β	: L'angle entre l'horizontal et la surface libre du sol (degré),
α	: Obliquité du vecteur de la surcharge q (degré),
θ_a	: L'angle entre l'horizontal et la ligne de glissement (cas de poussée) (degré),
θ_p	: L'angle entre l'horizontal et la ligne de glissement (cas de butée) (degré),
φ	: L'angle de frottement interne sol/sol (degré),
δ	: L'angle de frottement sol/mur (degré),
ψ	: L'angle de dilatance (degré),
C	: La cohésion de sol (kPa),
a	: L'adhérence sol/ouvrage (kPa),
σ	: Contrainte normale agissant sur la facette de rupture (kPa),
τ_l	: Contrainte limite de cisaillement (kPa),
P_a	: Force de poussée (kN),
P_p	: Force de butée (kN),
P_γ	: La Force résultante due au poids des terres (kN),
P_q	: La Force résultante due au une surcharge q (kN),
P_c	: La Force résultante due à la cohésion (kN),
P_t	: La Force résultante totale (kN),

- $P_{p\gamma}$: Force de butée due au poids des terres (kN),
 $P_{a\gamma}$: Force de poussée due au poids des terres (kN),
 P_{pq} : Force de butée due au une surcharge q (kN),
 P_{aq} : Force de poussée due au une surcharge q (kN),
 $P_{p\gamma q}$: Force de butée combinent due à l'effet du poids de la terre et celle de la surcharge (kN),
 $P_{a\gamma q}$: Force de poussée combinent due à l'effet du poids de la terre et celle de la surcharge (kN),
 σ_v : Contrainte verticale (kPa),
 σ_h : Contrainte horizontale (kPa),
 σ'_v : Contrainte effective verticale (kPa),
 σ'_h : Contrainte effective horizontale (kPa),
 σ_{h0} : Contrainte horizontale au repos (kPa),
 σ_{hp} : Contrainte horizontale de la butée (kPa),
 σ_{ha} : Contrainte horizontale de la poussée (kPa),
 H_1 : Résistance à la traction $H_1 = \frac{C}{\text{tg } \varphi}$ (kPa),
 W : Le poids de la terre au-dessus de la surface de rupture (kN/m^3),
 P : La force exercée sur le mur (kN),
 R : La réaction exercée par le sol sur le plan de rupture (kN),
 R_{0C} : Le rapport de sur consolidation,
 γ : Poids volumique de sol (kN/m^3),
 ν : Coefficient de Poisson,
 ν_{sol} : Coefficient de Poisson du sol,
 ν_{mur} : Coefficient de Poisson du mur,
 E : Module d'élasticité (MPa).
 E_{sol} : Module d'Young du sol (mPa),
 E_{mur} : Module d'Young du mur (mPa),
 γ_{max}^d : La densité maximale (kN/m^3),
 γ_{min}^d : La densité minimale (kN/m^3),
 e : Indice de vide,
 e_{max} : Indice de vide maximale,
 e_{min} : Indice de vide minimale,
 K_t : Raideur tangentielle (kN/m^3),

- K_n : Raideur normale (kN/m^3),
 F : La force concentrée appliquée (kN),
 Q : Surcharge concentrée (kN),
 q_1 : Surcharge linéaire infinie (kN/m),
 q : Pression verticale uniforme infinie (kPa),
 θ' : L'angle de rotation de mur (degré),
 H : La hauteur de mur (m),
 s : Déplacement horizontal de mur (m),
 Z : La profondeur à partir de surface libre (m),
 h : La profondeur à partir de la tête du mur au point d'application de la force résultante de la pression (m),
 d' : La distance entre la tête du mur et le point d'intersection de la ligne de glissement avec la surface libre du sol (m),
 Y_0 : Déplacement horizontal en tête du mur (m),
 Y_1 : Déplacement enregistré par le premier capteur C_1 (m),
 Y_2 : Déplacement enregistré par le deuxième capteur C_2 (m),
 B : Largeur du mur (m),
 D : La profondeur d'ancrage du mur (m),
 d : La distance entre les points d'application de la charge et la tête du mur (m),
 B_1 : Largeur de la surcharge répartie (pression) (m),
 α : La pente initiale de la courbe de chargement,
 Q_{lim} : La charge limite d'une courbe de chargement (asymptote),
 $\frac{\Delta H}{H}$: Tassement relative (essai de compressibilité à la boîte),
 I : Moment d'inertie (m^4),
 k_r : Rigidité relative mur/sol,
 N : Facteur d'échelle,
 C_v : Coefficient de variation.

RÉFÉRENCES

01. Yung .Show Fang, "Passive Earth Pressure with Critical State Concept", Journal of Geotechnical and Geo environmental Engineering; éditions ASCE American Society of Civil Engineers August 2002, volume 128 - N° 08 P651-659.
02. "Design of sheet pile walls", Technical Engineering and Design Guides as a Dated from the US Army Corps of Engineers; édition ASCE American Society of Civil Engineers 1996. N°15, P21-27.
03. Craig R. F, "Soil Mechanics"; édition British Library Cataloguing in Publication data P178-246 6 édition 1997 Chapitre 6 P179-247.
04. 04 : Graux Daniel, "Fondation et Excavations Profondes", Tome 1, géotechnique appliquée; édition EYROLLES 1967.
05. Reimbert Marcel, Reimbret André, "Murs de Soutènement, Massifs d'ancrages et Rideaux de Palplanches"; édition EYROLLES 1969.
06. Passelecq D, Lousberg E, 1986 "Application de la Stabilité des Construction"; édition Polycopié Université Catholique.
07. Murthy V.N.S, "Geotechnical Engineering, Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation engineering"; library of congress cataloging-in-publication Data editions Marcel Dekker Inc. 2003; 419-464 pages.
08. Mestat Philippe, Prat Michel, "Emploi des Éléments Finis en Génie Civil Ouvrage en Interaction" publication paris 1999 P227-267.
09. Benmebarek N, Benmebarek S et Kastenr R, "Modélisation Numérique Par Rétro Analyse Du Comportement Des Parois Moulées Boutonnées" Revue française de géotechnique N102 1^{er} trimestre 2003, P31-42 ; édition de la Presse de l'école Nationale des Ponts et Chaussées 2003.
10. Pal O, Rech A et Vout L, "Apport de La Méthode des Éléments Finis Dans Le Dimensionnement des Rideaux de Soutènements",1^{er} conférence internationale Albert Caquot Paris3-5 octobre 2001 Modélisation et simulation en génie civil de la pratique à la théorie; édition Presse de l'école Nationale des Ponts et Chaussées 2001.
11. Victor Davidovici, "La construction en zone Sismique", chapitre 9 (Mur de Soutènement) P227- 242; édition le Moniteur Paris 1999.
12. Gervreau Eric, "Géotechnique Calcul Des Ouvrages- Exercices Résolus-"; édition Gaëtan Morin éditeur Europe 2000.

13. François Schlosser, "Éléments de Mécanique des Sols- Cours De L'école Nationale Des Ponts Et Chaussées"; édition Presse de l'école Nationale des Ponts et Chaussées 1988 Chapitre VII. P145-174.
14. Griffiths D.V, Gordon A.Feton et Timothy R.Martin, "Slope Stability 2000" N°101; édition American of Civil Engineers 2000 P99-113.
15. Filz M George, Griffiths D.V, "Numerical Methods In Geotechnical Engineering" N°96; édition American of Civil Engineers 2000 P12-29.
16. Delattre Luc, Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées 234 septembre-octobre 2001,"Un Siècle de Méthodes de Calcul d'écrans de Soutènement I- L'approches par le Calcul -Les Méthodes Classiques et la Méthode au Coefficient de Réaction"; édition Presse de l'école Nationale des Ponts et Chaussées P35-55.
17. James R.G, Bransby P.L. 1970, Géotechnique 20 N°1 P17-37, "Experimental and Theoretical Investigations of a Passive Earth Pressure Problem"; édition Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering 1997.
18. Collins I.F 1968, Géotechnique 48 ,P442-447 "A Note the Interpretation of Coulomb's Analysis of the Thrust on A Rough Retaining Wall In Terms of the Limit Theorems of Plasticity Theory"; édition Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering 1997.
19. Bransby P.L, Milligan G.W.E. 1995, Géotechnique 25 N°2, P175-195 "Soil Deformations Near Cantilever Sheet Pile Walls"; édition Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering 1997.
20. 20 : Philipponat G, Hubert B, "Fondation et Ouvrages en Terre"; édition EYROLLES 1998.
21. Jumikis A.R, "Mechanics of Soils"; édition University Series in Civil Engineering & Applied Mechanics 1964 chapitre 8: Earth Pressure Theory P219-237.
22. DAY R A, POTTS D, "Short Communication the Effect of Interface Properties on Retaining Wall Behavior" 1998 John Wiley & Sons, Ltd.
23. Hiroshi Matsuzawa , Hemanta Hazarika, "Analyses of Active Earth Pressure Against Rigid Retaining Wall Subjected To Different Modes of Movement Soils and Foundations" volume 36,N°.3, P51-65 ; édition Japanese Geotechnical Society 1996.
24. Kumar J, Subba Rao K.S, "Passive Pressure Coefficients, Critical Failure Surface and Its Kinematic Admissibility"; Géotechnique 47 N°1, P185-192, Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering 1997.
25. Powrie.W, " Géotechnique N°46 P709-723, "Limit Equilibrium Analysis of Embedded Retaining Walls"; Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering 1997.
26. Bouafia .Ali, " Mécanique des Sols Appliquée –Problème Résolus-" Tome 1, 2000 ,367 pages.
27. Braja .M " Theoretical Foundation Engineering", 1987.

28. Filz M George, Duncan M James, "Earth Pressures due to Compaction Comparison of Theory with Laboratory and Field Behavior"; Department of Civil Engineering, Virginia Polytechnic and State University.
29. Ziegler .M, "Interaction Sol Structures article" (Displacement Dependent Earth Pressure on Retaining Walls in Sand); édition Presse de l'école Nationale des Ponts et Chaussées 1987.
30. Kerisel J. Absi E, "Tables de Poussée et de butée des terres"; édition Presse de l'école Nationale des Ponts et Chaussées, 3^{ème} édition 1990.
31. Delattre Luc, Marten Sonja Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées 244-245 Mai juin juillet août 2003, "Un Siècle de Méthodes de Calcul D'écrans de Soutènement II- Les Approches Empiriques et Semi Empiriques"; édition Presse de l'école Nationale des Ponts et Chaussées P31-49.
32. Delattre Luc, Josseaume H, Mespoulhe L, Delmer T, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées 230 Janvier - février 2001 "Flexibilité et Dimensionnement des Écrans de Soutènement Ancrés"; édition Presse de l'école Nationale des Ponts et Chaussées P39-56.
33. Département Édition de L'association Amicale des Ingénieurs Anciens Élèves de ENPC , "Recommandation Clouterre 1991 Pour La Conception , Le Calcul, L'exécution et Le Contrôle Des Soutènement Réalisés Par Clouage Des Sols"; édition Presse De L'école Nationale Des Ponts Et Chaussées 1991; Chapitre 2 P35-75.
34. Mestat Ph, Arafati. N, Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées 216 juillet août 1998, "Modélisation Par Éléments Finis du Comportement du Rideau de Palplanches Expérimental de Hochstetten"; édition Presse de l'école nationale des ponts et chaussées P19-39.
35. Dantu P. (1968), "Géotechnique 18, P50-55 Étude Statistique Des Forces Intergranulaires Dans Un Milieu Pulvérulent"; édition Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering 1997.
36. Benaissa A, "Éléments de Mécanique des Sols"; édition Office des Publication Universitaires réimpression 1993.
37. Norme expérimentale, Euro code 7 calcul géotechnique partie 1 règles générales; édition AFNOR décembre 1996.
38. Manuel de Z_Soil Pc 2001[®] 2 D version 5.97.