

DEDICACES

A mes parents

A mes frères et sœurs

A mes amis

REMERCIEMENTS

En premier lieu, je remercie Dieu de m'avoir donné la capacité d'achever ce travail de thèse, et qui m'a aidé à dépasser toutes les difficultés que j'ai rencontrées.

J'exprime ma profonde reconnaissance et mes sincères remerciements à mon directeur de thèse, Pr Baheddi Mouhamed , Professeur à l'université de Batna

Je remercie Monsieur Ferhoune Noureddine, co-directeur de thèse docteur à l'université de Oum El Bouaghi , de m'avoir encouragé au moment difficiles et leurs qualités scientifiques et humaines m'ont permis de réaliser ce travail

J'adresse mes plus vifs remerciements à Monsieur Kadid Abdelkrim Professeur à l'université de Batna pour avoir présidé ma soutenance de thèse et avoir lu mon rapport avec attention.

Je tiens à remercier particulièrement Monsieur Mellas Mekki Professeur à l'université de Biskra pour avoir accepté d'être examinateur de mon travail de thèse.

Mes remerciement s'adressent aussi à Monsieur Messast Salah Professeur à l'université de Skikda et à Monsieur MABROUKI Abdlhak M.C.A à l'université de Biskra qui ont bien voulu examiner ce travail

Mr. DEMAGH Rafik. M.C.A. Université Batna 2 d'avoir accepté de rapporter ma thèse. Qu'il trouve ici l'expression de mes sincères remerciements.

Je tiens à remercier également mon ami Dr Kitchah Fethi avec qui j'ai travaillé cote à cote plusieurs années pour leurs précieuses remarques et corrections.

Enfin que tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail, trouvent ici, l'expression de ma profonde reconnaissance.

RÉSUMÉ

Dans ce travail de recherche nous avons expliqué le phénomène de la stabilité de tranchée sous pression d'un mur de bentonite. Une approche analytique basée sur l'interaction entre l'effet de l'arc horizontal et vertical est proposé pour évaluer les facteurs de stabilité générale et locale d'un panneau de mur en boue soutenue dans les sols pulvérulents. La solution est comparée à des mesures sur le terrain, une analyse en 3D par éléments finis a permis d'étudier l'influence de l'arc située dans la troisième dimension a conduit à une correspondance très satisfaisante ce qui permet la validation de notre approche.

Le problème de l'effet de l'installation des parois moulée sur des bâtiments adjacents a fait l'objet de notre étude. Les mesures sur terrain confirment que le mouvement du sol résultant de l'installation des parois moulée présente une composante important sur l'ensemble du déplacement pour cela nous avons étudié l'effet de l'installation d'une paroi moulée sur des bâtiments reposant sur des fondations superficielles. L'effet d'interaction le plus significatif en face d'une paroi donnée se produit lors de l'installation de cette dernière, l'effet de réduction de contraintes et déplacement latéraux sont limité après la pose des parois.

La méthode des éléments finis et différences finis sont adoptées pour étudier ce type de problème d'interaction qui nécessite la création d'un modèle numérique fiable. Ces méthodes présentent une bonne approximation de la réalité ou le changement de conception et la considération d'une excitation sismique des sols sont appliqués. Le comportement de la paroi moulée pendant le service dans les deux cas statiques et dynamique est présenté à travers la des paramètres de déplacement, déformation de celles-ci, ainsi la stabilité de l'ensemble sol-structure est évaluée sous l'effet d'une excitation sismique.

Les déplacements dû au tremblement de terres montre que la grande influence de ce dernier est au sommet du mur tandis qu'elle est plus faible aux autres parties de mur et pour minimiser les déformations et les déplacements de la paroi on doit améliorer les caractéristiques du sol, l'augmentation de la rigidité et l'adoption d'une certaine forme conceptuelle qui favorise la concentration des contraintes dans certains endroits très rigides au détriment de la déformation et du déplacement d'ensemble

Mots Clés : Paroi moulée, excavation plane, Interaction sol paroi, stabilité des parois, charge sismique

ABSTRACT

In this research work we explained the phenomenon of the stability of slurry-wall. An analytical approach based on interactions between horizontal and vertical arching effects was conducted to estimate the stability factors for general and local stability of a slurry-supported trench panel in cohesionless soils. The solution was compared with field measurements and three-dimensional (3D) finite-element analyses with the effect of the third dimension, which permitted study of the influence of the arch located in the third dimension. The satisfactory correspondence validates this approach.

The problem of the effect of the installation of the diaphragm wall on the adjacent buildings is highlighted in this study. The field measurements confirm that the movement of the soil resulting from the installation of the diaphragm wall has an important component over the entire displacement, for this reason, the effect of the installation of a diaphragm wall on buildings resting on superficial foundations is determined. The most significant interaction effect in front of a given wall occurs during the installation of the latter; the effect of reducing lateral stresses and displacements is limited after the laying of the walls.

Finite elements and finite differences methods is adopted to study this type of interaction problem which requires the creation of a reliable numerical model this method presents a good approximation of the reality with the change of design and the consideration of an excitation seismic analysis of soils can be applied. The behavior of the molded wall during the service in both static and dynamic cases was studied by presenting the displacement and deformation effects of these walls and thus the stability of the soil structure under the influence of a seismic excitation was evaluated.

Displacement due to the earthquake shows that the great influence happen at the top of the wall while it is weaker at the other parts of the wall and to minimize the deformations and displacements of the wall it must improve the characteristics of the soil , the increase of rigidity and the adoption of a certain conceptual form that favors the concentration of stresses in some very rigid places instead of deformation and overall displacement

Key Words: Diaphragm, planar excavation, Soil-wall interaction, Wall stability, Seismic load

ملخص

في هذا البحث العلمي سنحاول أن نشرح ظاهرة الاستقرار حفرة تحت ضغط خليط طيني بنتونيت وذلك من خلال مقارنة تحليلية تعتمد على التفاعل بين فعل التقوس الأفقي والعمودي الناشئ في التربة و ذلك لهدف تقييم عوامل الاستقرار : الاستقرار العام والموضعي اللوح جداري الطيني للحفرة في التربة الحبيبية والنتائج قورنت مع القياسات المسجلة على الأرض و مع النتائج المحصل عليها من التحليل الرقمي ثلاثي البعد باستعمال طريقة العناصر المنتهية والتي سمحت بدراسة تأثير التقوس الناتج في البعد الثالث ولقد لوحظ توافق جد مرضي بين النتائج المتحصل عليها وهذا ما سمح بتحقيق من المقاربة التحليلية وإبراز نجاعة التحليل الرقمي ثلاثي البعد باستعمال العناصر المنتهية للحل

ظاهرة تأثير الحفرة الجدارية على استقرار أساسات البنايات المتواجدة بالقرب منها تمت دراستها و القياسات المتواجدة على الأرض مكنت من إثبات أن حركة التربة الناتجة من الحفرة هو مكون أساسي للحركة الكلية للتربة ومن أجل هذا قمنا بتحديد تأثير الحفرة الجدارية على البنايات المحاذية لها من خلال الأساسات السطحية. لوحظ أن التأثير على الأساس يكون معتبرا أمام الحفرة الجدارية في حين التأثير يكون محدود على الأساس الجانبي بالنسبة للحفرة بالإضافة الى ان تحركات التربة تكون ضعيفة بعد قولبة الجدار بالخرسانة المسلحة.

طريقة العناصر المنتهية والفروقات المنتهية تم تبنيها لمعالجة هذا النوع من المشاكل التفاعلية التي تستلزم خلق نموذج رقمي ناجع والذي يمثل مقارنة جيدة للواقع حيث التغير في التصميم وتطبيق قوى زلزالية يمكن تطبيقها والتي تعطي نتائج أكثر واقعية. سلوك الحائط الجداري أثناء إخضاعه للعمل في حالة الثبات و حالة الديناميكية تم إظهاره من خلال إبراز حركة وتشوه الجدار في كلتا الحالتين الساكنة و الاهتزازية تحت تأثير طاقة زلزالية مما يسمح بتقييم الاستقرار الكلي لمجمل العناصر التربة والهيكل

التحركات الناتجة عن القوى الزلزالية تؤثر بصفة خاصة على المنطقة العلوية للجدار معطية قيمة معتبرة للحركة بالنسبة لباقي المناطق . ومن أجل التقليل من التشوهات والتحركات يجب أن نحسن من خصائص التربة ورفع من صلابة الجدار بالإضافة إلى تبني تصميم التي تقوم بتركيز الاجتهادات في مناطق معينة والتي تمتاز بصلابة عالية على حساب التحركات والتشوهات الناتجة

الكلمات المفتاحية : حائط جداري , حفرة جدارية , تفاعل تربة مع الجدار , استقرار الجدار , حملات زلزالية

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE	2
REMERCIEMENTS	3
RÉSUMÉ	4
ABSTRACT	5
ملخص	6
TABLE DES MATIÈRES	7
LISTE DES TABLEAUX	11
LISTE DES FIGURES	12
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	15
INTRODUCTION GENERALE	17

Chapitre 1 : Types des parois moulées et leurs méthodes de dimensionnement.....19

Introduction.....	20
1.1. Les types des parois moulées	21
1.1.1. Paroi d'étanchéité.....	21
1.1.2. Paroi moulée de soutènement simple	22
1.1.3. Les parois moulées classiques	24
1.1.4. Les parois caissons	27
1.1.5. Les parois préfabriquées	27
1.1.6 Conclusion	29
1.2. Les méthodes de calcul des écrans de soutènement.....	29
1.2.1. Les méthodes classiques	30
1.2.2. La méthode des coefficients de réaction.....	34
1.2.2.1. Résolution de problème.....	37
1.2.2.2. Les méthodes de détermination k_h	39
1.2.2.3. Conclusion sur la méthode aux coefficients de réaction.....	40
1.2.3. Les méthodes numériques du continuum élastoplastique : aux éléments finis et aux différences finies	41
1.2.3.1. Méthodes numériques et modèles de fonctionnement des ouvrages.....	42
1.2.3.2. Validation et limites des modèles de fonctionnement.....	42
1.2.3.3. Problème spécifiques à la modélisation par les méthodes numériques du continuum élastoplastique	43
1.2.3.4. Conclusions sur les méthodes numériques du continuum élastoplastique...	44
1.2.4. Conclusion sur les méthodes de dimensionnement.....	45

Chapitre 2 : Différentes méthodes analytiques décrivant la stabilité de tranchée plane de paroi moulée.....47

Introduction	48
2.1 Coin de Nash et Jones	48
2.1.1. Utilisation de l'équilibre limite de poussée.....	49
2.1.2 Le profondeur critique.....	50
2.1.3 Les inconvénients de la méthode.....	51
2.2 Effet de voute, théorie de Schneeibli	52

2.2.1 Hypothèses	52
2.2.2. Calcul dans des milieux pulvérulents.....	52
2.2.3. Profondeur critique.....	54
2.2.4. Conclusion.....	55
2.3 Coin de Kowalewski	55
2.3.1 Hypothèses.....	55
2.3.2. Equilibre du coin.....	58
2.3.3.Coefficient de poussée de Kowalewski.....	60
2.3.4. Conclusion.....	64

Chapitre 3 : Approche analytique décrivant la stabilité des tranchées planes profondes dans les sols pulvérulents

65

Introduction	66
3.1 Hypothèses pour l'étude analytique.....	67
3.2 Modèle d'analytique d'excavation de la tranchée	68
3.2.1 Effet de voûte verticale.....	69
3.2.2 Effet de voûte horizontale.....	71
3.2.3 Interaction entre voûte horizontale et verticale pour la stabilité globale.....	73
3.2.4 interaction entre voûte horizontale et verticale pour la stabilité d'interface (stabilité locale).....	74
3.2.5 Facteurs de sécurité de la stabilité de la tranchée.....	75
3.3 Analyse par élément fini et mesures sur terrain	79
3.3.1 Description de l'emplacement de la tranchée	79
3.3.2 Modélisation et hypothèses de calcul	80
3.4 Résultats et discussion.....	81
3.4.1 Les comparaisons entre les résultats de la solution analytique et analyse en éléments finis	83
3.4.2 Comparaisons avec les mesures in-situ	84
3.5 Conclusion	85

Chapitre 4 : Etude paramétrique d'un projet de soutènement en paroi moulée dans un milieu urbain et son effet sur les bâtiments adjacents

87

Introduction	88
4.1 Procédures d'installation et modélisation.....	88
4.1.1 Modèles de sol et les propriétés des matériaux.....	89
4.1.2 Procédure de simulation	89
4.2 Résultats numérique	91
4.3 Discussion des résultats	95
4.4 Etudes paramétrique d'un projet réel de soutènement Berlin	96
4.5 Géométrie et hypothèse	97
4.5.1 Hypothèses générale de modélisation.....	98
4.5.2 Les étapes de calculs	98
4.6 Les paramètre des matériaux	98
4.7 Modélisation par le code de calcule (Plaxis 3D Tunnel).....	99
4.7.1 géométrie et Conditions aux limites en déplacements.....	99
4.7.2 Maillage	100

4.7.3 Initialisation des contraint	101
4.8 Principaux résultats	101
4.8.1 Déformations 3d du modèle	101
4.8.2 Déplacements et sollicitation de l'élément structurel	102
4.8.3 Tassements en surface	103
4.9 Confrontation des résultats numériques de déplacement horizontal de la paroi par rapport aux mesures in-situ	104
4.10 Étude paramétrique	105
4.10.1 L'influence des paramètres de sol (l'angle de frottement, la cohésion et module de rigidité)	105
4.10.1.1 La variation de l'angle de frottement	106
4.10.1.2 L'influence de la cohésion sur les résultats	107
4.10.1.3 L'influence de module de rigidité sur les résultats	108
4.10.2 L'influence de la charge des ouvrages adjacentes en surface du sol sur le comportement de la paroi	109
4.11 Conclusions et recommandations	111

Chapitre 5: L'étude de effet de la charge sismique sur la stabilité de la paroi moulée au milieu urbain..... 112

Introduction	113
5.1 Propriétés du mouvement du substratum rocheux appliqué	113
5.2 Les procédures de construction	115
5.3 Modèle de comportement et paramètres dynamiques	116
5.4 Résultats de la réponse statique et dynamique	116
5.4.1 Tassements sous un bâtiment après un séisme	116
5.4.2 Déplacements horizontaux de la paroi dans le cas statique et dynamique	117
5.4.3 Moments dans le cas statique et dynamique	118
5.4.4 Accélérations du sommet de la paroi pendant la charge sismique	119
5.4.5 La variation des forces de précontraintes en fonction de temps	119
5.5 Solution proposées pour minimiser le déplacement horizontal d'un paroi sous charge Sismique	120
5.5.1 L'Augmentation de la rigidité de la paroi	120
5.5.2 Jet grouting	121
5.5.3 La combinaison entre méthodes précédentes	122
5.6 Conception parasismique de la paroi moulée dans une zone urbaine	123
5.6.1 Anomalies conceptuelles de la paroi moulée	124
5.6.2 Proposition d'une nouvelle conception parasismique de la paroi moulée	126
5.6.2.1 Avenage de la conception zigzagüée	127
5.7 Conclusion	130
Conclusion générale	131
Référence bibliographique	133

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.	Fonctions pour la résolution mathématique du problème aux coefficients de réaction	38
Tableau 2.	Coefficient de poussée K'_a de Kowalewski.....	62
Tableau 3.	Les propriétés mécaniques des sols.....	79
Tableau 4.	Propriétés géotechniques des couches de sol.....	90
Tableau 5.	Les caractéristiques mécanique du sol.....	100
Tableau 6.	Caractéristiques des enregistrements de base des seismes forts.....	115

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Schéma de principe parois moulée d'étanchéité (présentation du N.N.P.).....	22
Figure 1.2 : Schéma de principe d'une paroi moulée en place avec une nappe de tirants.....	23
Figure 1.3 : Schéma montre les parois moulées de tranchée couverte avec planché qui sert à buter les Parois.....	24
Figure 1.4 : Les étapes de constructions de la paroi de tranchée couverte	26
Figure 1.5 : Montre la différence entre paroi moulée jambe de pantalon et paroi simple.....	26
Figure 1.6 : Principe de construction d'une paroi moulée préfabriquées.....	28
Figure 1.7 : Parois moulée préfabriquée composite.....	29
Figure 1.8 : Hypothèses de calculs selon les méthodes classiques.....	33
Figure 1.9 : Notations et conventions de signes calcul aux coefficients de réaction.....	35
Figure 1.10 : Définition d'une loi de réaction à une phase donnée et à un niveau z donné....	35
Figure 1.11 : Loi de réaction pour un tronçon de calcul.....	37
Figure 2.1 : La tranchée ; le coin de Nash et Jones.....	49
Figure 2.2 : Diagramme des contraintes sur la paroi AB.....	50
Figure 2.3: effet de voute la théorie de Schneeblie	53
Figure 2.4: Diagramme des contraintes dans la théorie de Schneeblie.....	55
Figure 2.5: Coin de Kowalewski.....	56
Figure 2.6: cas de figures possibles.....	57
Figure 2.7: Equilibre du coin de Kowalawski.....	58
Figure 2.8: la variation du coefficient de poussée K'_a de Kowalewski par rapport z/L	63
Figure 2.9 : Diagramme de contraintes d'après Kowalewski.....	64
Figure 3.1 : Mécanismes de transfert de charges régies par des arcs à double effet créant Une surface de glissement S et V coin.....	68
Figure 3.2 : Arc formé au voisinage de l'excavation limitée par ABC.....	69
Figure 3.3 : composants de contrainte agissant sur les volumes élémentaires.....	70
Figure 3.4 : zone de sol perturbé près de la tranchée sous l'influence de voûte horizontale...72	
Figure 3.5 : Les résultats d'analyse de déchargement du sol à partir de la tranchée	73
Figure 3.6 : la charge descendante interagissent avec effet de voute horizontale à travers la surface de Glissement.....	73
Figure 3.7 : Variation du facteur de sécurité SF2 fonction de la profondeur z	76
Figure 3.8 : Variation du coefficient de pression K_t en fonction de profondeur.....	76

Figure 3.9 : Variation de σ'_3 contrainte par rapport de la pression de la boue.....	77
Figure 3.10 : Emplacement des points plastique derrière l'interface de tranchée.....	77
Figure 3.11: Présentation de la géométrie de maillage 3D.....	81
Figure 3.12 : Variation de pression de la Terre pour différentes profondeurs dans la direction y.....	82
Figure 3.13 : Rechargeant le sol dans la direction x dans la direction longitudinale	82
Figure 3.14 : Les résultats numériques et analytiques de la pression de la terre sur l'interface.....	83
Figure 3.15 : Variation de la contrainte horizontale derrière le mur	84
Figure 3.16 : Les comparaisons entre les résultats calculées et les mesures sur le terrain.....	85
Figure 4.1 : Semelles isolées d'un immeuble de 6 étages avec le paroi moulée et les micropieux.....	91
Figure 4.2 : Contours du tassement du sol sous la construction présenté conjointement avec les forces axiales de colonne après l'achèvement du premier panneau (N°8) ...	92
Figure 4.3: Profil des déplacements horizontaux ci-dessous la semelle extérieure à (a) la mi- face, le point j (b) la fin-face de l'immeuble, le point k.....	93
Figure 4.4 : Développement du profil de tassement au cours des séquences de construction des panneaux coup C-C centre du bâtiment	93
Figure 4.5 : Le développement prévue des tassements cumulatives aux points i, j, k, m et n A' la fin de chaque Installation d'un panneau.....	94
Figure 4.6 : Coupe du projet d'excavation à derrière la paroi moulée à Berlin.....	98
Figure 4.7: Conditions aux limites du modèle numérique.....	101
Figure 4.8 : Maillage 3D du modèle	101
Figure 4.9 : Initiation des contraintes.....	102
Figure 4.10 : Déformations 3d du modèle.....	103
Figure 4.11 : Déplacements et sollicitation de l'élément structurel.....	104
Figure 4.12 : Le tassement en surface derrière la paroi.....	105
Figure 4.13 : Confrontations des résultats de déplacement horizontal mesuré et in-situ....	106
Figure 4.14 : Déplacement de paroi pour différent valeur de ϕ en phase final d'excavation	107
Figure 4.15 : Reversement de la paroi par des tirants d'ancrage.....	108

Figure 4.16 : Déplacement de paroi pour différent valeur de $C=ref, C=0$ pour la phase final.....	109
Figure 4.17 ; Déplacement de paroi pour différent valeur de rigidité.....	109
Figure 4.18 ; La mise en place du chargement des structures adjacentes.....	110
Figure 4.19 : La mise en place du chargement des structures par rapport à la période de la mise en ouvre d'excavation derrière la paroi	111
Figure 5.1 : Accélération, vitesse et déplacement en fonction du temps pour tremblement terre El-Centro.....	116
Figure 5.2 : Présentation du modèle sous charge sismique	116
Figure 5.3 : Tassement sous fondation après un séisme El-Centro/Imperial Valley.....	117
Figure 5.4 : Déplacement latéral extrême de la paroi moulée pour les différentes phases en raison de tremblement de terre El-Centro.....	118
Figure 5.5 : (a), (b) moment et l'effort tranchant dans le cas statique et dynamique Respectivement.....	119
Figure 5.6 : Accélérations du sommet de la paroi.....	120
Figure 5.9 : La variation de la force de précontrainte pendant le temps dynamique.....	120
Figure 5.8 : L'influence de l'épaisseur sur le déplacement de la paroi	121
Figure 5.9 : Jet grouting à la profondeur de la fondation.....	122
Figure 5.10 : L'effet de jet grouting sur le déplacement résiduel de la paroi	123
Figure 5.11 : L'effet combiné de la rigidité et le jet grouting	124
Figure 5.12 : Concentration des contraintes dans les lignes de jonction entre les panneaux sous l'effet de voûte	125
Figure 5.13 : Interaction entre panneau et fondations	126
Figure 5.14 : L'effet des forces de précontraintes sur le panneau	126
Figure 5.15 : La forme zigzagüée de la paroi	127
Figure 5.16 : La rigidité de la paroi en fonction de l'angle α	128
Figure 5.17 : Equilibre des lignes de concentration des contraintes	128
Figure 5.18 : Interaction entre fondation d'un bâtiment et panneau d'une paroi	129
Figure 5.19 : Position des force de précontraintes/ forces de poussées	129

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

Lettres majuscules latines

C	Cohésion
C_a	Terme de poussée du à la cohésion C
C_p	Terme de butée du à la cohésion C
2D	Deux dimensions
3D	Trois dimensions
E	Module de Young
E_m	Module pressiométrique du sol
E_{50}^{ref}	Rigidité sécante dans la norme drainée essai triaxial
E_{oed}^{ref}	Tangent rigidité pour le primaire chargement odomètre
F	Résultante des forces de poussées
F_d	Force déstabilisatrice
F_s	Force stabilisatrice
G	Module de cisaillement
H	Profondeur totale de la tranchée
I	L'inertie de la paroi
K_a	Coefficient de la poussée active des terres
K_p	Coefficient de la poussée passive des terres
K_{qa}	Coefficient de transmission de la charge active
K_{qp}	Coefficient de transmission de la charge passive
K_{ha}	Coefficient de réaction horizontal vers la poussée
K_{hp}	Coefficient de réaction horizontal vers la butée
K_i	Coefficient de pression latérale des terres au repos
K_t	Coefficient de pression latérale sur l'interface
K_0	Coefficient de pression latérale du sable au repos
L	longueur de la tranchée
$P_a :$	Pression limite horizontal de poussée
$P_p :$	Pression limite horizontal de butée

P_i	Pression horizontale au repos
P_h	Pression horizontal résultante due à l'eau
p^{ref}	Contrainte de référence pour la rigidité
R_a	Résistance active au déplacement élastique de la paroi
R_p	Résistance passive au déplacement élastique de la paroi
V_s	La vitesse des ondes de cisaillement
W	Poids volumique des terres
W'	poids volumique déjaugé des terres
OCR	Rapport de consolidation du sol
SF1	Coefficient de sécurité globale
SF2	Coefficient de sécurité locale et d'interface

Lettres minuscules latines

f	Epaisseur maximale des sol perturbé près du tranchée
m	puissances pour la dépendance du niveau de contrainte de la rigidité
n_σ	Contrainte verticale dans le sol au niveau considéré
q	Distribution de pression verticale
q_c	Résistance de pointe au pénétromètre statique
p	Masse volumique
y	La distance horizontale par rapport à la parois
u	La pression interstitielle
z	La profondeur
z_0	La profondeur de la nappe phréatique
z_1	La profondeur de la boue de bentonite

Lettres grecques

α	L'angle de la ligne de glissement par rapport à l'horizontale 2D
α'	Le coefficient rhéologique du sol
β	L'angle de la surface de glissement par rapport à l'horizontale 3D
γ_b	Poids volumique de la boue

γ_d	Poids volumique de sol sec
γ_{sat}	Poids volumique de sol saturé
γ_w	Poids volumique de l'eau
γ'	Poids volumique déjaugé de sol
γ_h	Poids volumique humide
δ_a	L'inclinaison de la pression du sol sur le rideau cas de poussée
δ_p	L'inclinaison de la pression du sol sur le rideau cas de butée
σ_{ha}	Les pressions horizontales limites exercées par le terrain sur l'écran (cas de poussée)
σ_{hp}	Les pressions horizontales limites exercées par le terrain sur l'écran (cas de poussée)
Δ	La différence entre deux valeurs
φ	L'angle de frottement interne de sol
φ'	L'angle de frottement interne effectif de sol
Ψ	L'angle dilataance de sol
σ_v	Les contraintes verticales dans les sols
σ'_1	Les contraintes verticales appliquées à la voutes
σ'_3	Les contraintes appliquées à la surface latérale du tranchée
$\tau_{A,B}$	Les contraintes tangentiel aux extrémités du voutes
ν	Coefficient de Poisson
ν_{ur}	Coefficient de Poisson pour le déchargement-rechargement

Introduction Générale

Les parois moulées peuvent être installées à proximité de structures existantes, avec une perte minimale de soutien aux fondations existantes. Pour construire une paroi moulée profonde, une tranchée plane de longue section est creusée au moyen d'un équipement spécial commercialement connu sous le nom Hang Grab. En même temps, le mélange de la bentonite est pompé pour stabiliser les parois de la tranchée pris en charge par des bouillies à base de bentonite ou de polymères qui empêchent les incursions du sol dans l'excavation.

Il a longtemps été bien observé par les ingénieurs pétroliers que le forage rempli de boue de bentonite résiste plus à l'effondrement et présente moins de glissements de terrain. La tenue d'une tranchée de forme circulaire d'un faible diamètre est explicable par la formation d'une voûte de compression annulaire. Toutefois; la tenue d'excavation profonde plate remplie de boue de bentonite (paroi moulée) ne peut pas bénéficier de la même explication. En effet, une tranchée profonde remplie de boue de bentonite est assez stable, semble ne pas faire l'objet jusqu'à maintenant d'une explication scientifique complète.

Dans cette thèse on va étudier le phénomène de la stabilité des tranchées réalisées sous pression de la boue de bentonite avec l'approche proposée de l'effet de voute à double action, horizontal et vertical. On traite aussi le problème de l'effet des structures proches en milieu urbain sur la stabilité de la paroi c'est-à-dire pendant les différentes étapes de construction et la mise en service de ce dernier dans le cas statique et dynamique sous une excitation sismique.

Une étude paramétrique a été abordée par le biais de code de calcul Palxis 3D Tunnel dans le cas statique et Plaxis 2D dans le cas sismique. Tout d'abord on a tenté d'élaborer des modèles numériques de référence validés en utilisant la méthode des éléments finis par laquelle on a pu comparer les résultats obtenus en modifiant des différents paramètres de sol, (chargement, excitation sismique etc...) avec ceux donnés par le modèle de référence. La version Plaxis 3D Tunnel permet l'analyse d'une paroi moulée, avec la prise en compte notamment de couches de sol d'épaisseur variable, des interactions paroi sol, et du phasage de construction.

Notre thèse se compose de cinq chapitres regroupés en deux parties :

La première partie présente la recherche bibliographique sur les parois moulées qui comporte deux chapitres :

Dans le premier chapitre nous représentons les différents types de parois moulées et leurs méthodes de dimensionnement.

- Le deuxième chapitre comporte les Différentes méthodes analytiques pour la stabilité de tranchée plane de paroi moulée.

La deuxième partie est composée aussi de trois chapitres.

- Troisième chapitre est la représentation de l'approche analytique qui décrit la stabilité des parois en boue profondes dans les sols pulvérulents.
- Quatrième chapitre nous représentons une description de l'effet de l'installation des parois moulées sur les bâtiments adjacentes, avec une étude paramétrique d'un projet de soutènement en paroi moulée dans un milieu urbain
- Le cinquième chapitre présente l'étude de l'effet de charge sismique sur la stabilité d'une paroi moulée dans un milieu urbain.

Enfin, nous couronnons cette thèse par les conclusions de ce travail de recherche et dressons les perspectives que nous jugeons intéressante à l'avenir

Chapitre 1 :

Types des parois moulées et leurs méthodes de dimensionnement

Introduction

Une paroi moulée est un mur en béton armé coulé dans le sol. Le principe est de creuser une tranchée, constamment tenue pleine de boue durant l'excavation, puis de couler du béton dedans. Une fois l'ouvrage terminé, il sert de mur de soutènement, et les matériaux du terrain d'un côté du mur peuvent être excavés, pour réaliser par exemple une tranchée entre deux parois moulées, qui pourra éventuellement être couverte.

Elle permet la création des espaces souterrains profondes dans un site urbain construit sur un sol où la nappe phréatique est près de la surface. Le procédé n'est en principe rentable qu'à partir de deux niveaux de sous-sol (des profondeurs de plus de 20 m sont pratiquement courantes).

La paroi moulée sert :

- de fondation : lorsqu'elle est descendue jusqu'aux couches porteuses profondes ;
- de soutènement : en maintenant les terres et les surcharges sur la périphérie ;
- de paroi étanche : en protégeant de l'eau extérieure le volume enclos ; sa base est ancrée dans le bon sol.

De ce fait, il existe plusieurs types de parois moulées qui sont classées selon leur utilisation, forme et technique de réalisation

1.1.Types des parois moulées

Il existe plusieurs types de parois moulées qui sont classées selon leur rôle, leur utilisation, ou leur forme et technique de réalisation.

1.1.1 Paroi d'étanchéité.

Elle est destinée à créer une barrière étanche dans le sol (par exemple pour se protéger d'une nappe phréatique) [11], ce type de paroi ne comporte pas de terrassement après son exécution.

N'étant pas armée, la paroi est coulée soit avec un mélange de boue de bentonite et de graviers (épaisseur importante, d'au moins 1,50 m), soit avec un béton plastique à dosage de ciment réduit, introduit au tube plongeur sous boue de bentonite (épaisseur variable de quelques centimètres à une soixantaine, suivant le dosage); ou avec un mélange de bentonite, de ciment et d'adjuvants assurant son auto durcissement (épaisseur de 50 à 60 cm).

Les parois d'étanchéité à base d'un liant spécial offrent une solution idéale pour maîtriser les fluctuations de la nappe phréatique (**Figure 1.1**). Ces parois peuvent être placées à la

verticale et à l'horizontale en assurent une résistance durable à l'eau. Les applications possibles sont:

- Les excavations;
- Les digues, tunnels et parkings souterrains;
- Les chemins creux;
- Les sites pollués.

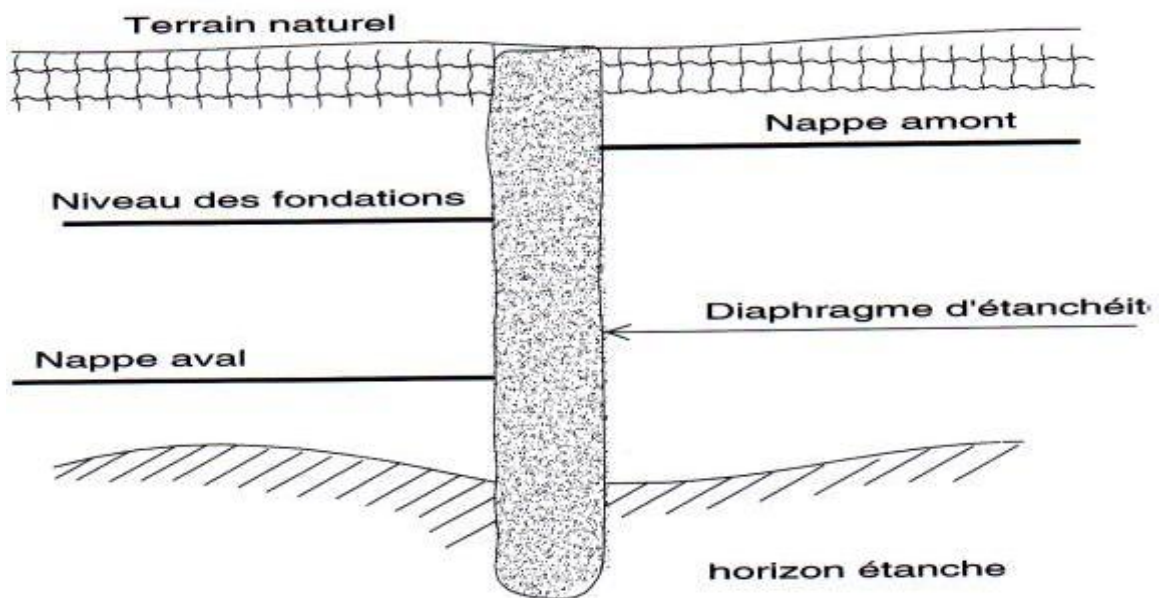


Figure 1.1 : Schéma de principe parois moulée d'étanchéité (présentation du N.N.P.) [1]

a) Mise en œuvre

Pour mettre en place une paroi en ciment-bentonite, une tranchée est creusée sans vibrations et de façon insonore, jusqu'à la couche imperméable. Les tranchées jusqu'à 100 m de profondeur sont réalisables. Un mélange à base de liant spécial, d'eau et de terre, assure la stabilité de la tranchée. Après durcissement, il forme une paroi étanche suffisamment résistante. Pour mettre en place une paroi d'étanchéité par injection de coulis sous pression, le coulis à base d'un liant spécial et d'eau est introduit à la profondeur souhaitée, au moyen d'un tube d'injection. La tête d'injection tournante permet de recouper le sol sous pression de l'injection de coulis. Lors de la remonte de la tête d'injection tournante, une paroi étanche est créée sous forme d'une colonne de terre et de ciment.

1.1.2 Paroi moulée de soutènement simple

Dans le cas où une construction qui n'est pas prévue dans l'excavation après le terrassement. La paroi en béton armé (**Figure 1.2**) est alors maintenue par des tirants

d'ancrage permanents, ou par des contreforts, intérieurs ou extérieurs, réalisés par le même procédé que la paroi proprement dite.

Le fonctionnement des parois moulées classiques est celui d'une structure chargée par la poussée des terres et de l'eau soutenue et résistant en flexion et ce, en mobilisant les appuis constitués, d'une part, par la fiche et d'autre part par des tirants (ou butons) disposés dans la partie libre de l'écran.

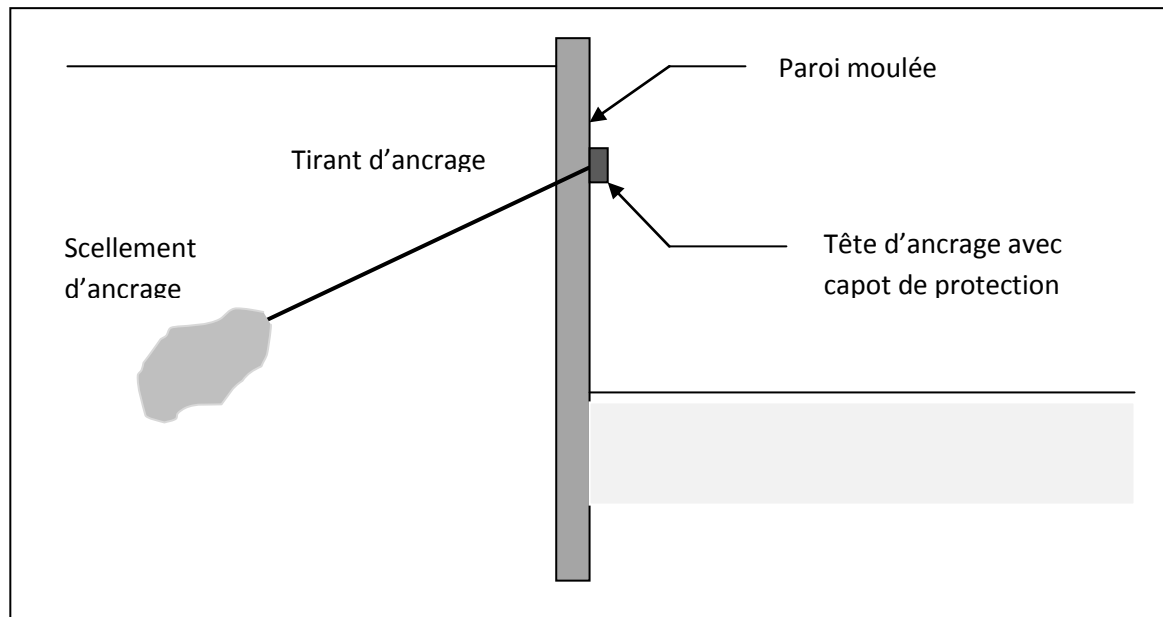


Figure 1.2 : Schéma de principe d'une paroi moulée en place avec une nappe de tirants

L'écran est généralement fiché de façon significative dans le terrain : de façon typique, la hauteur de la fiche pour une paroi ancrée varie de 30% à 50% de la hauteur de fouille, en permettant la mobilisation d'un appui au sein du terrain, cette fiche joue un rôle déterminant dans l'équilibre de l'ouvrage. La nature de cet appui varie selon les propriétés du terrain, la longueur en fiche de l'écran, sa rigidité, et la distribution des autres appuis (tirants ou butons en partie aérienne). Elle peut se réduire à un appui simple pour des écrans très rigides ancrés en partie supérieure dont la fiche est courte (**Figure 1.2**), tandis que pour des écrans ne possédant pas d'appuis en partie supérieure, l'encastrement en fiche devra être totale. Dans le cas général l'écran se trouve partiellement encastré dans le terrain [11].

Les appuis en partie supérieure de l'écran sont présents dès que la hauteur libre dépasse 5 mètres, de façon à limiter les déplacements et à renvoyer les efforts d'appuis suffisamment loin en arrière de l'écran, au sein d'une partie stable du massif de sol. Il peut également s'agir de butons, dans le cas où l'effort doit être renvoyé à une structure faisant face à l'écran (cas des tranchées couvertes, par exemple).

La répartition des appuis pour chaque niveau est variable suivant la nature des appuis et l'intensité des efforts à reprendre. L'espacement horizontal est plus important dans le cas des butons que dans celui des tirants.

Ce type de parois peut être utilisé comme soutènement notamment pour les fouilles de grande profondeur (usine, centrale ...) et dans les ouvrages hydraulique tel que les quais. La paroi moulée simple est souvent utilisée comme des fondations profondes qui transmettent aux sols sous-jacents des charges permanentes et d'exploitations dans les zones urbaines afin de protéger les structures à proximité de la fouille.

1.1.3 Les parois moulées classiques.

Outre la technique classique déjà décrite, à triple fonction (fondation, soutènement, écran étanche), on trouve aussi

A. la paroi de tranchée couverte :

Surtout utilisée en travaux publics pour les voies de circulation : routes, chemins de fer, métro, canaux souterrains et parkings à niveaux multiples [29].

On coule les parois moulées de rive en béton armé (éventuellement celles formant appuis intermédiaires), puis le plancher de couverture au niveau du sol, qui sert à buter les parois en tête.

Le terrassement est ensuite effectué en souterrain, sous ce plancher sur la hauteur du premier sous-sol. Plusieurs planchers successifs peuvent être coulés au cours du terrassement.

Cette technique a deux avantages :

- libération immédiate de la surface pour la circulation au niveau du sol existant (**Figure 1.3**);
- suppression des tirants et des butons

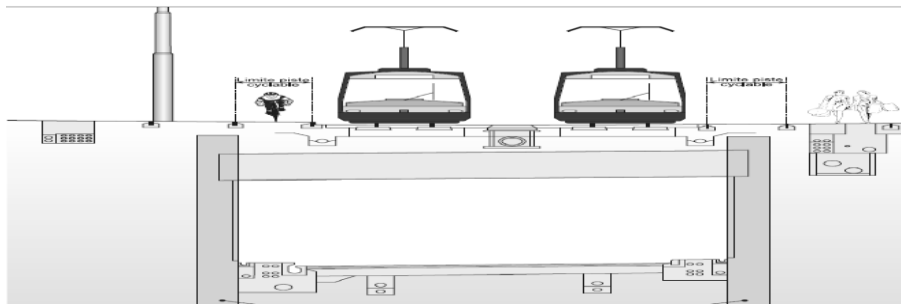


Figure 1.3 : Schéma montre les parois moulées de tranchée couverte avec planché qui sert à buter les parois

La méthode de "tranchée couverte" est généralement choisie pour procéder à la réalisation d'un ouvrage dans un environnement urbanisé et sous faible couverture. La méthode consiste à

créer deux murs de soutènements parallèles en parois moulées, parois en béton armé moulées dans le sol et une dalle de couverture reposant sur ces parois.

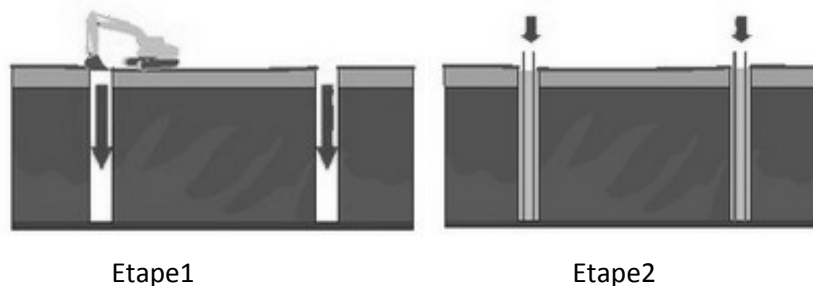
A.1. Les étapes synthétiques de réalisation d'une tranchée couverte

Etape1 : Ouverture d'une tranchée sur toute la longueur d'un tunnel. Forage de la paroi au moyen d'un engin d'excavation au fur et à mesure de l'enfoncement pouvant atteindre jusqu'à 12 mètres, la tranchée est remplie d'un coulis à base de bentonite pour maintenir les parois de la tranchée en cours de terrassement. Ce coulis est injecté à partir d'une centrale à boue. (**Figure 1.4 a**)

Etape 2 : Ferrailage de la paroi : une cage d'armature est descendue dans le forage au moyen d'une grue en suite le bétonnage de la paroi au moyen d'un tube plongeur au moment où les boues et l'eau remontent ; la nappe phréatique étant proche ce qui nécessite la réalisation de l'étanchéité des parois successives et la mise en place des renforts techniques pour renforcer les parois et éviter leur renversement sous la pression des terres et de l'eau de la nappe phréatique. (**Figure 1.4 b**)

Etape 3 : Terrassement réalisé en profondeur, à l'intérieur des parois avec le contrôle de déplacement des parois à l'intérieur (**Figure 1.4 c**)

Etape 4 : Réalisation de la dalle de couverture reposant sur les parois. Elle est réalisée à partir d'un outil coffrant sur lequel le ferrailage est disposé puis le béton coulé. La dalle de couverture va compenser la poussée sur les deux parois. Terrassement réalisé sous sol et l'achèvement de la dalle de couverture permettra à terme de rétablir la circulation ou d'être aménagée c'est-à-dire l'aménagement des équipements à l'intérieur [11] (système de ventilation, issues de secours, etc.) (**Figure 1.4 d**)



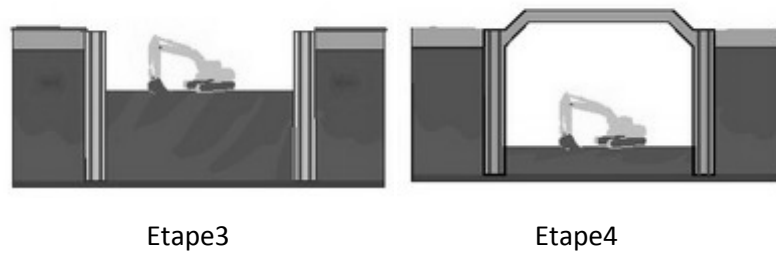


Figure 1.4 : Les étapes de constructions de la paroi de tranchée couverte. [2]

B. Les parois moulées "jambes de pantalon"

Dans le cas d'une paroi à fonction porteuse, la couche d'assise peut être située beaucoup plus bas que le dernier sous-sol et que les couches imperméables sont sous la nappe phréatique : la paroi de soutènement et d'étanchéité continue n'a pas besoin d'être prolongée jusqu'à l'assise de fondation. On la prolonge alors, seulement sous une partie des panneaux de la paroi. On obtient ainsi une disposition dite "en jambes de pantalon".[6] (**Figure 1.5**) .

Les parois en jambes de pantalon à deux fonctions : une fonction vis-à-vis de la stabilité et une fonction hydraulique, les panneaux les plus longs assurent la stabilité de l'ouvrage tandis qu'un meilleur écoulement de l'eau est assuré sous les panneaux adjacent plus court ; cette disposition se rapproche quelque peu, du point de vue du fonctionnement en écran, de celui des parois composite.

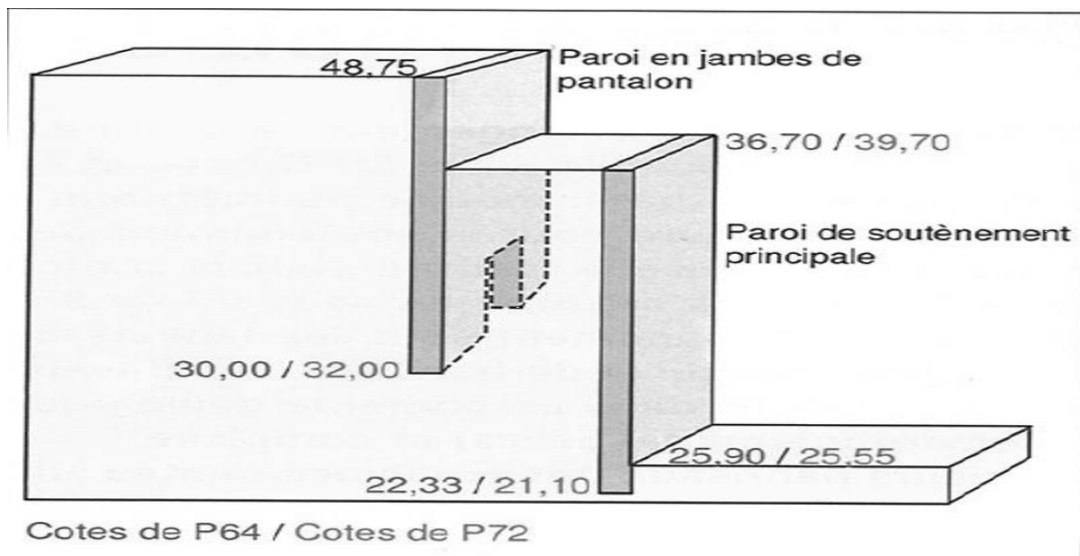


Figure 1.5 : différence entre paroi moulée jambe de pantalon et paroi simple.

1.1.4 Les parois caissons

Un autre mode d'utilisation de la technique de la paroi moulée, c'est la paroi caisson qui consiste en une enveloppe en béton armé, que l'on remplit de béton cyclopéen après avoir retiré les terres contenues à l'intérieur. Elle remplace pour de très grandes dimensions et de grandes profondeurs la technique des caissons havés.

Pour les caissons havés ("ouverts") : les extrémités inférieures et supérieures sont ouvertes. Le caisson est foncé en place et lorsque la côte finale est atteinte, on assèche le caisson et on le remplit de béton pour faciliter la pénétration dans le sol, les extrémités inférieures des parois latérales du caisson sont façonnées en biseau ; sur cette partie biseautée ou "crinoline", est fixée une "trousse coupante" munie d'un "couteau" prolongeant la paroi extérieure du caisson; elle permet de fonder des charges ou d'ancrer des efforts de traction considérables.

I.1.5 Les parois préfabriquées

La finition d'une paroi moulée présente toujours une certaine grossièreté du fait de son moulage dans le sol : inégalités de la face visible après terrassement, joints entre panneaux imparfaits, mauvaise position de l'armature, etc.

La paroi préfabriquée est un perfectionnement de la paroi moulée : le béton n'est plus coulé au tube plongeur sous une boue de bentonite, mais introduit dans celle-ci sous forme de panneaux de béton armé entiers, fabriqués à l'avance en atelier.

- Simple :

Le forage est fait comme pour une paroi moulée, mais un peu plus large que la future paroi, avec remplissage de boue de bentonite. Les panneaux préfabriqués, en béton armé, sont descendus à la suite les uns après les autres dans le forage et calés sur les parois de la pré-saignée. Ils sont centrés de manière à laisser une épaisseur de boue de chaque côté. Un coulis de sable et ciment est ensuite injecté par le bas, qui prend la place de la boue sur les deux faces des panneaux (**Figure 1.6**). Il existe des mélanges auto durcissant qui font office à la fois de boue de forage et de coulis, ce qui simplifie les opérations. Les extrémités des panneaux préfabriqués sont façonnées en forme de joints, de manière à assurer la liaison de panneau à panneau, le coulis de ciment assurant le scellement. Au moment du terrassement le coulis durci est enlevé sur la face de la paroi qui devient apparente.

Les dimensions des panneaux préfabriqués sont conditionnées par leur poids qui ne doit pas être prohibitif vis-à-vis de la manutention et de l'appui sur les murettes de la pré-saignée.

La longueur est en général comprise entre 2 et 4 m. Les épaisseurs sont un peu inférieures à celles des parois moulées, la préfabrication autorisant des contraintes du béton plus élevées.

Des passages sont réservés dans les panneaux pour les tirants d'ancrage qui seront mis en place au cours du terrassement.

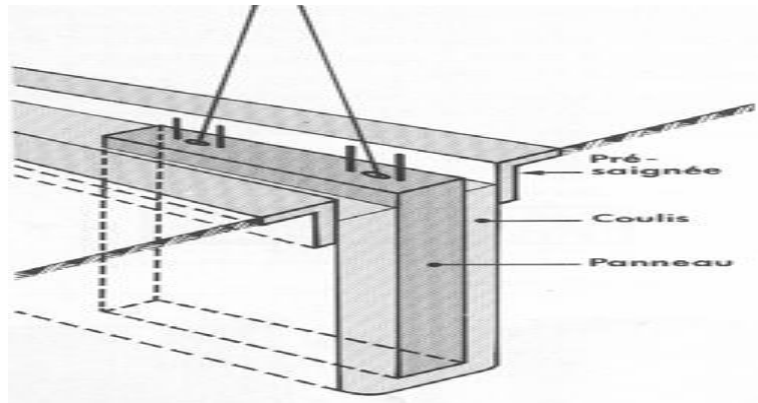


Figure 1.6 : Principe de construction d'une paroi moulée préfabriquées

- **Les parois mixtes (ou composites)**

On citera, pour mémoire, les techniques ainsi appelées qui associent les procédés de la paroi moulée et de la paroi préfabriquée. Par exemple : une paroi préfabriquée armée, en partie haute, sur la hauteur des sous-sols à terrasser et de la nappe phréatique (rôle triple : porteur, de soutènement et d'étanchéité), encastrée au pied dans une paroi moulée non armée, descendant plus profondément jusqu'au substratum porteur [11] (rôle porteur simple) (**Figure 1.7**).

Domaine d'emploi :

- Pour les ouvrages de déblai ;
- en site terrestre ;
- hors d'eau ;
- dans pratiquement tous les terrains ;
- en site urbain ;
- hauteur moyenne à forte

Constitution :

- Pieux isolés: - entraxe 2,5 à 4 m - pieux métalliques (h) ou préfabriqué en béton armé - mis en place et scellés (à l'aide de béton) dans un forage ;
- Voile réalisé entre les pieux au fur et à mesure du terrassement: béton projeté ou coulé en place, armé.

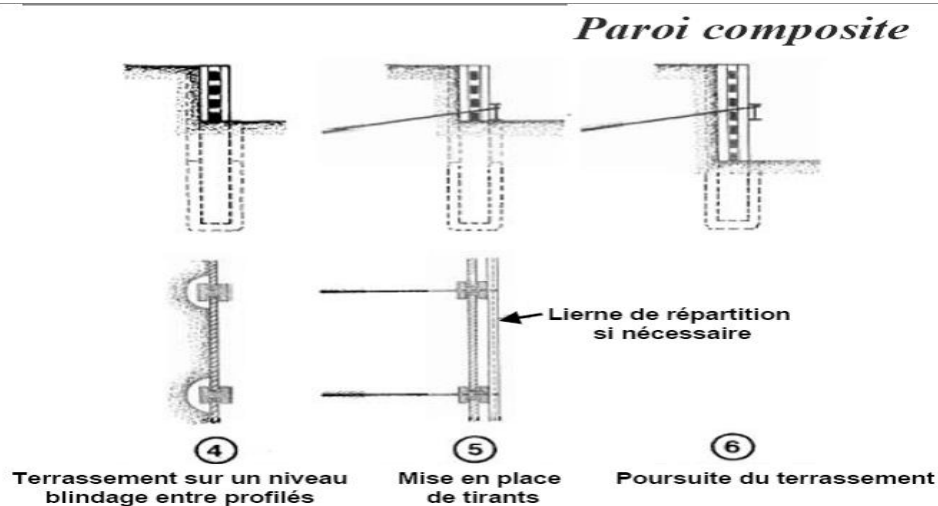


Figure I.7 : Paroi moulée préfabriquée composite [1]

1.1.6 Conclusion

On a montré dans ce chapitre les différents types de parois moulées et leur utilisation dans la pratique en fonction de plusieurs paramètres d'environnement y compris les conditions géotechniques, urbaines et économiques. Chaque type de paroi nécessite une technicité de réalisation et des conditions environnementales bien spécifique. La conception et l'utilisation des matériaux sont deux facteurs pour déterminé le type et le rôle de chaque paroi. La stabilité et le comportement mécanique de la paroi après son exécution et sa mise en service se base essentiellement sur le dimensionnement de la paroi qui est l'objet à traiter dans ce qui suit

1.2. Les méthodes de calcul des écrans de soutènement

Introduction

L'objet de cette partie est de rappeler les méthodes classiquement utilisées pour le dimensionnement des écrans de soutènement. Ces méthodes s'appliquent plus particulièrement aux parois moulées. Il s'agit d'une part des méthodes basées sur la notion d'équilibre limite, d'autre part de la méthode aux coefficients de réaction, et enfin, des méthodes numériques du continuum élastoplastique (Eléments Finis ou Différences Finies). Les parois en béton moulé dans le sol et les rideaux de palplanches constituent une importante catégorie d'ouvrages rassemblés sous le même terme d'écrans de soutènement plan. Lorsqu'ils

jouent ce rôle d'écran, parois et rideaux ont en effet des comportements analogues auxquels peuvent s'appliquer, de ce fait, les mêmes méthodes de calcul.

L'étude d'un écran de soutènement comporte alors les phases suivantes:

- détermination de la fiche compatible avec la sécurité et l'économie du projet,
- détermination des forces d'ancrage et dimensionnement des tirants ou des butons,
- détermination des moments fléchissants, efforts tranchants et dimensions de l'écran,
- étude éventuelle de la stabilité générale, c'est-à-dire stabilité aux grands glissements de l'ouvrage constitué par l'ensemble paroi-système d'ancrage.

Vient s'ajouter à ces différents aspects et compte tenu des emprises de chantier en zone urbaine, la nécessité de garantir l'intégrité des ouvrages avoisinants en limitant au maximum leurs déplacements.

Les principes des méthodes classiques de calcul sont présentés. La formulation des calculs aux coefficients de réaction et le mode de détermination des paramètres qu'elle nécessite sont ensuite exposés. Enfin, nous introduirons les méthodes numériques du continuum élastoplastique aux éléments finis et aux différences finies.

1.2.1 Les méthodes classiques de calcul des écrans de soutènement

Les méthodes de calcul classiques se bornent à envisager l'équilibre de l'écran dans des situations particulières où se sont développés dans le sol des états limites de poussée et de butée. Dans le cas général d'un sol caractérisé par un angle de frottement interne φ et une cohésion C , les pressions horizontales limites exercées par le terrain sur l'écran, en poussée et en butée, sont reliées respectivement à la contrainte verticale effective σ'_v : par les expressions

$$\sigma_{ha} = K_a \sigma'_v \cos \delta_a - C \frac{(1 - K_{qa} \cos \delta_a)}{\tan \varphi}$$
$$\sigma_{hp} = K_p \sigma'_v \cos \delta_p - C \frac{(K_{qp} \cos \delta_p - 1)}{\tan \varphi}$$

L'inclinaison δ de la pression du sol sur le rideau est fonction de l'état de rugosité de l'écran et du sens du déplacement relatif du sol par rapport à l'écran. En général, on adopte :

- pour la poussée $\delta_a = \frac{2}{3} \varphi$ dans le cas d'un contact rugueux (paroi moulée),
 $\delta_a = 0$ Dans le cas d'un contact lisse (béton hanché, palplanches revêtues);
- pour la butée $\delta_a = -\frac{1}{2} \varphi$ dans l'un et l'autre cas.

Les valeurs des coefficients de poussée K_a et de butée K_p peuvent être tirées des tables de CAQUOT et KERISEL [7]. K_{qa} et K_{qp} sont les coefficients de transmission des surcharges.

Le diagramme des pressions du sol sur l'écran est choisi selon le mode de déplacement d'ensemble attendu a priori de l'écran, en supposant celui-ci parfaitement rigide. Dans chaque zone de poussée ou de butée, la pression horizontale est supposée varier linéairement avec la profondeur. Deux méthodes sont couramment utilisées.

- *Ecran simplement buté en pied (avec lit unique d'ancrages)*

L'écran est, d'une part, supposé assez rigide et sa fiche suffisamment faible pour que seule la poussée se développe sur la face amont du mur (**Figure 1.8a**), sans mobilisation possible d'une zone de contrebutée les déplacements en pied sont, d'autre part, suffisants pour que le sol atteigne un état limite de butée côté aval [3]. Les valeurs des deux inconnues, la traction T dans l'ancrage et la fiche D, sont obtenues en résolvant les deux équations d'équilibre du rideau.

- *Ecran encastré en pied (avec ou sans lit unique d'ancrages)*

Dans cette hypothèse, l'écran subit une rotation autour d'un point 0 situé dans la partie en fiche de l'écran (**Figure 1.8b**). L'équilibre du rideau est calculé moyennant les simplifications suivantes:

- ✓ au dessus du centre de rotation, le sol exerce des pressions limites de poussée côté amont et de butée côté aval,
- ✓ au dessous du centre de rotation se développent des efforts de contrebutée qui peuvent être réduits à une force horizontale C1, appliquée en 0 et dirigée dans le sens de la poussée,
- ✓ la hauteur sur laquelle s'exercent les efforts de contrebutée à la base de l'écran est égale à 20% de la hauteur de butée D0.

Pour l'écran autostable, les valeurs des deux inconnues du problème, D0 et C1, sont déterminées en résolvant les deux équations d'équilibre (forces et moments). Pour l'écran

ancré, le problème comporte une troisième inconnue, l'effort d'ancrage T (**Figure 1.8c**). Sa résolution nécessite d'imposer une condition supplémentaire portant sur l'allure de la déformée (méthode de la ligne élastique) ou sur la position du point de moment nul (méthode de la poutre équivalente).

Méthode de la ligne élastique : On admet que l'écran est complètement encastré lorsque la tangente à la déformée du rideau au point 0 d'application de la contrebutée est verticale, c'est-à-dire que la rotation est nulle en ce point.

Méthode de la poutre équivalente : La condition supplémentaire est obtenue en assimilant le point de moment fléchissant nul en fiche avec le point U de pression résultante nulle du sol sur l'écran. Les éléments d'écran SU et UO peuvent alors être calculés comme deux poutres isostatiques sur appuis simples.

L'effort d'ancrage T et la réaction d'appui R sont obtenus en résolvant les deux équations d'équilibre statique de la poutre supérieure SU. Les équations d'équilibre de la poutre inférieure UO conduisent, elles, aux valeurs de D_0 et C_1 .

Pour le calcul des ouvrages courants, seules deux méthodes sont d'un usage fréquent:

- la méthode de la butée simple (avec un coefficient de sécurité de 2 sur la butée le plus souvent),
- la méthode simplifiée de la poutre équivalente (coefficient de sécurité déjà intégré à la méthode, mais non évaluable).

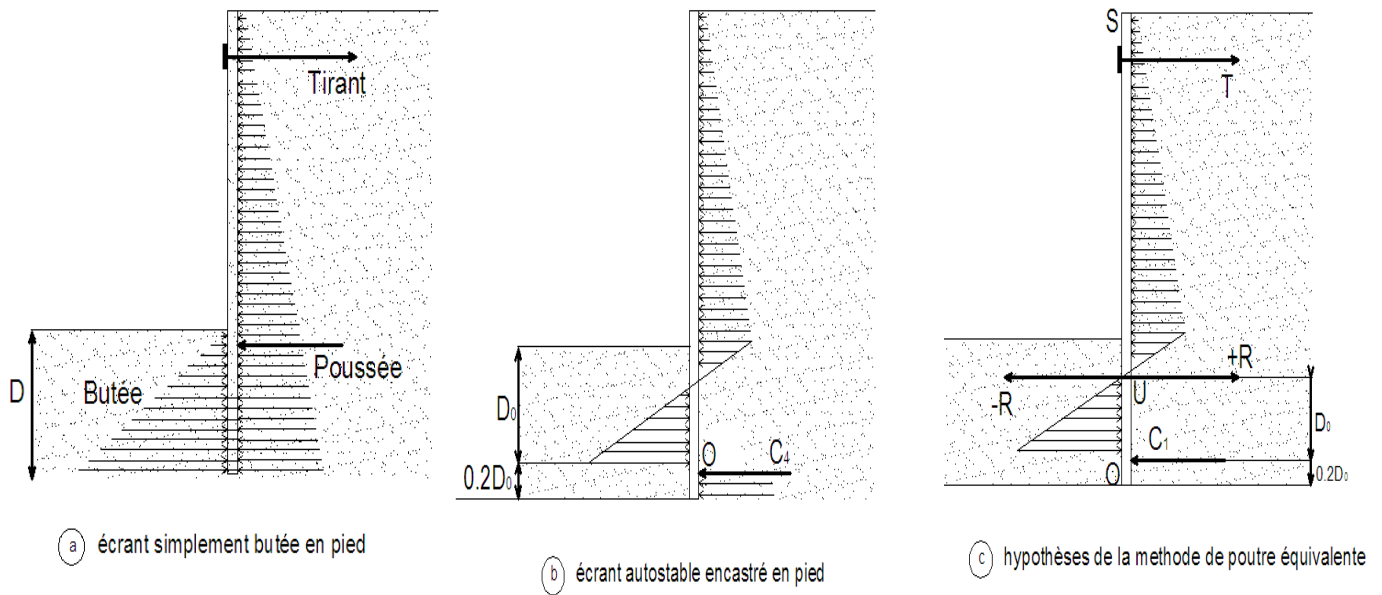


Figure 1.8 : Hypothèses de calculs selon les méthodes classiques

Dans la majorité des cas, un écran de soutènement est destiné à retenir des terrains pulvérulents ou peu consistants, et se trouve fiché en profondeur dans des sols plus raides (rideau de berge, paroi de fouille, etc.). Le calcul suivant l'hypothèse du rideau encastré est dans ce cas le mieux adapté à décrire le fonctionnement d'un tel ouvrage. Lorsque par contre un déplacement du pied de l'écran vers la fouille est prévisible (paroi de forte inertie dans les argiles, mur de quai dans des alluvions récentes ...), la méthode de la butée simple est préférable.

Ces méthodes classiques de dimensionnement sont actuellement utilisées pour assurer un pré dimensionnement de la fiche des écrans. Elles sont d'une utilisation facile et rapide, mais montrent leurs limites dès que l'on cherche à résoudre des problèmes mettant enjeu plusieurs lits d'ancrage [15].

Par ailleurs, ces méthodes ne fournissent aucune indication précise sur les déplacements du terrain et de l'écran; informations primordiales dans les études actuelles en site urbain. En outre, le comportement du sol est extrêmement simplifié. Il paraît alors raisonnable d'envisager des méthodes plus "fines" qui pourraient prendre en compte des phénomènes d'interaction sol - structure et des lois de comportement adaptées aux différents types de sols.

1.2.2 La méthode aux coefficients de réaction :

Les méthodes classiques de la butée simple et du rideau encastré, qui ont servi pendant plusieurs décennies au dimensionnement des rideaux de palplanches et des parois moulées ne suffisent plus. Car, en dépit des corrections empiriques qu'on a cherché à leur apporter, elles sont toutes fondées sur la théorie des états limites de poussée et de butée du sol, dont la mobilisation suppose obligatoirement certains déplacements de l'écran. Cette exigence est en contradiction avec le comportement d'ouvrages de conception plus récente, se déplaçant peu, parce que plus rigides, ou parce qu'ancrés dans le sol par des tirants précontraints souvent répartis sur des nappes multiples.

Par rapport aux méthodes classiques, la méthode aux coefficients de réaction permet d'intégrer, dans le modèle de calcul, une loi d'interaction entre le sol et la structure. La schématisation retenue ici revient à assimiler le sol situé au contact de l'écran à un ensemble de ressorts horizontaux indépendants, de raideur K_h . La pression exercée par le sol sur l'écran à un niveau donné est alors directement proportionnelle au déplacement de l'écran à ce même niveau: (d'après BALAY et al. 1982) [4]

$$\Delta p = K_h \Delta y \quad \left\{ \begin{array}{l} K_h : \text{coefficient de réaction horizontal du sol} \\ \Delta p : \text{variation de pression horizontale du sol} \\ \Delta y : \text{variation de déplacement horizontal du sol} \end{array} \right.$$

La méthode aux coefficients de réaction sert à déterminer les efforts et les déformations dans un écran de soutènement fiché dans le sol, aux différentes phases de travaux et d'exploitation. L'ouvrage, ayant fait l'objet d'un dimensionnement préalable, est supposé de longueur infinie (déformations planes, déformations nulles dans la direction perpendiculaire à la figure) (**Figure1.9**) (d'après BALAY et al., 1982)[4]

Pour cette approche, l'écran est assimilé à une poutre élastique sur laquelle l'action du sol n'est modélisée que par des pressions horizontales (à droite et à gauche), fonction du déplacement de l'ouvrage. Son inertie peut être variable et il peut être soumis à :

- Des efforts de flexion en tête et à la base et, plus généralement à des conditions aux limites les plus diverses;
- Des efforts hydrauliques dus à la présence d'eau dans les sols;
- des tirants (précontraints ou non) et des butons ayant pour effets :
- des moments extérieurs imposés;

- des déplacements imposés.

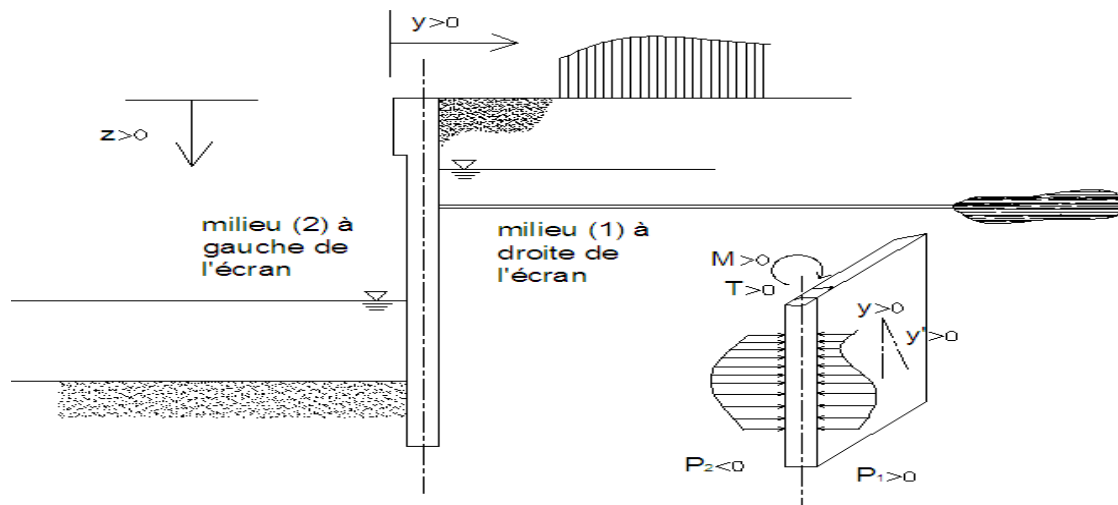


Figure 1.9 : Notations et conventions de signes calcul aux coefficients de réaction

A chaque niveau et pour chaque phase de calcul, on doit définir pour chacun des côtés de l'écran (milieu 1 à droite, milieu 2 à gauche), une relation entre la pression horizontale exercée par le sol sur l'écran et le déplacement horizontal de l'écran à ce niveau. Les lois de réaction utilisées sont des lois de mobilisation linéaire de la pression du sol en fonction du déplacement, avec limitation par des paliers de poussée et de butée. [4] (d'après BALAY et al., 1982) (**Figure1.10**)

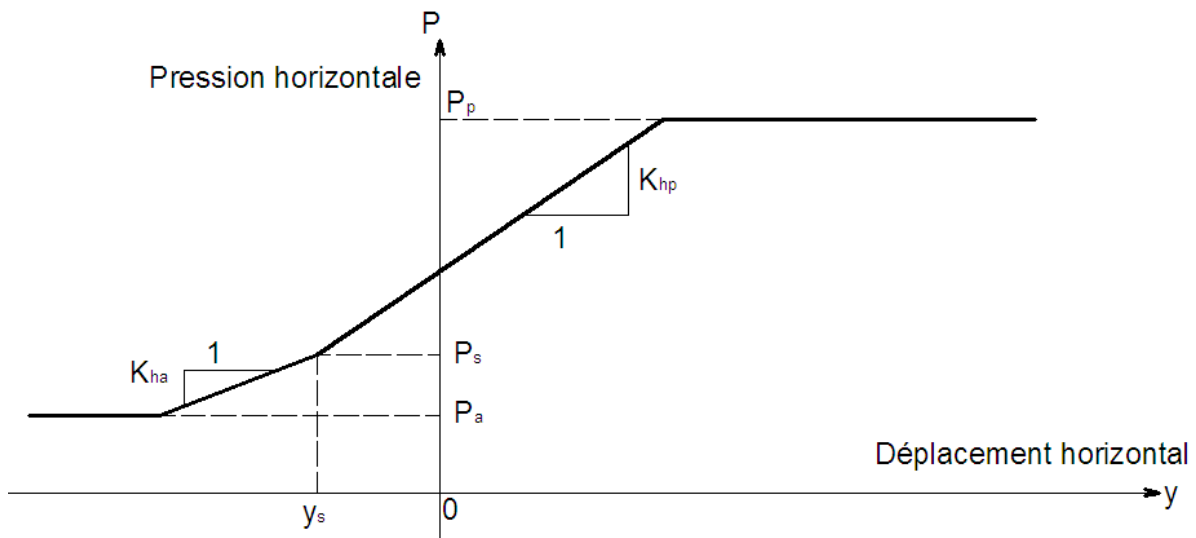


Figure 1.10 : Définition d'une loi de réaction à une phase donnée et à un niveau z donné
(d'après BALAY, 1982)

K_{ha} : Coefficient de réaction horizontal vers la poussée

K_{hp} : Coefficient de réaction horizontal vers la butée

P_a : Pression limite horizontal de poussée

P_p : Pression limite horizontal de butée

(P_s, y_s) : point frontière des deux demi-domaines de coefficients différents

Les valeurs P_a et P_p sont calculées à partir des autres données suivante :

γ_d : Poids volumique du sol sec

γ_{sat} : poids volumique saturé

φ : Angle de frottement interne

C : cohésion u : pression interstitielle

C_a : Terme de poussée du à la cohésion C

C_p : terme de butée du à la cohésion C

K_a : Coefficient de poussée horizontale de la théorie classique des états limites, lié à l'angle de frottement interne φ

K_p : Coefficient horizontal équivalent pour la butée

S : Contrainte verticale due aux surcharges uniformes et/ou localisée

On a : $P_a = K_a n_\sigma - C_a$ ($P_a=0$ si $C_a > K_a n_\sigma$)

$$P_p = K_p n_\sigma + C_p$$

n_σ : Contrainte verticale dans le sol au niveau considéré, calculée à partir de γ_h et γ_d , ainsi que S et u

En contraintes totales : $n_\sigma = \sigma_v$ $K_a = K_p = 1$ et $C_a = C_p = 2Cu$ ($\delta = 0$)

En contraintes effective : $n_\sigma = \sigma_v - u$

On calcule de la même façon la contrainte verticale initiale $n_{\sigma i}$ du sol dans son état initial avant tout déplacement. La contrainte horizontale P_i correspondante est définie par $P_i = K_i n_{\sigma i}$

K_i : est le coefficient de pression latérale des terres au repos. Il peut être déterminé approximativement, pour les sables, par l'équation suivante : $K_0 = 1 - \sin \varphi' = K_i$ Il est établi que la valeur de $K_i (= K_0)$ augmente avec le rapport de consolidation du sol (OCR). Pour les sols surconsolidés, on peut effectuer un premier calcul avec l'équation suivante :

$$K_0 = (1 - \sin \varphi')(OCR)^{0.5}$$

Le calcul du dernier paramètre (P_s, y_s) nécessaire à la construction des lois de réaction fait appel, pour la première phase de calcul, à cette notion d'état initial des pressions et pour

les phases suivantes, à l'irréversibilité des déplacements dans les domaines limites de poussée et de butée (hystérésis).

1.2.2.1 Résolution du problème

L'écran est assimilé dans les calculs à une poutre de largeur unité, soumise à la distribution de pression $q(y, z)$ résultante des actions horizontales du sol et de l'eau. E désignant le module d'YOUNG et I l'inertie (par unité de largeur) de l'écran, l'équation d'équilibre statique d'une telle poutre s'écrit :

$$\frac{d^4 EI(z).y(z)}{dz^4} + q(y, z) = 0 \text{ Avec } q(y, z) = P_1(y, z) + P_2(y, z) + P_h(z)$$

$P_1(y, z)$: Pression horizontal du sol milieu 1 $P_2(y, z)$: pression horizontale du sol milieu 2

$P_h(y, z)$: Pression horizontal résultante due à l'eau

L'ensemble Sol-Paroi est découpé en un certain nombre de tronçons de calcul. Ces tronçons sont déterminés de telle sorte que, sur chacun d'eux, les paramètres des lois de réaction à gauche et à droite : $K_{ha}, K_{hp}, K_a, C_a, K_p, C_p$ puissent être considérés comme constants. De plus, sur chacun de ces tronçons, le sol est pris soit comme entièrement élastique, soit comme entièrement en poussée limite ou en butée limite. Cet état recherché par itérations successives est déterminé par le déplacement y du milieu du tronçon.

Il est tenu compte des variations en z des pressions limites P_a et P_p dès qu'un tronçon est trouvé à l'état de poussée limite ou à l'état de butée limite. (**Figure 1.11**)

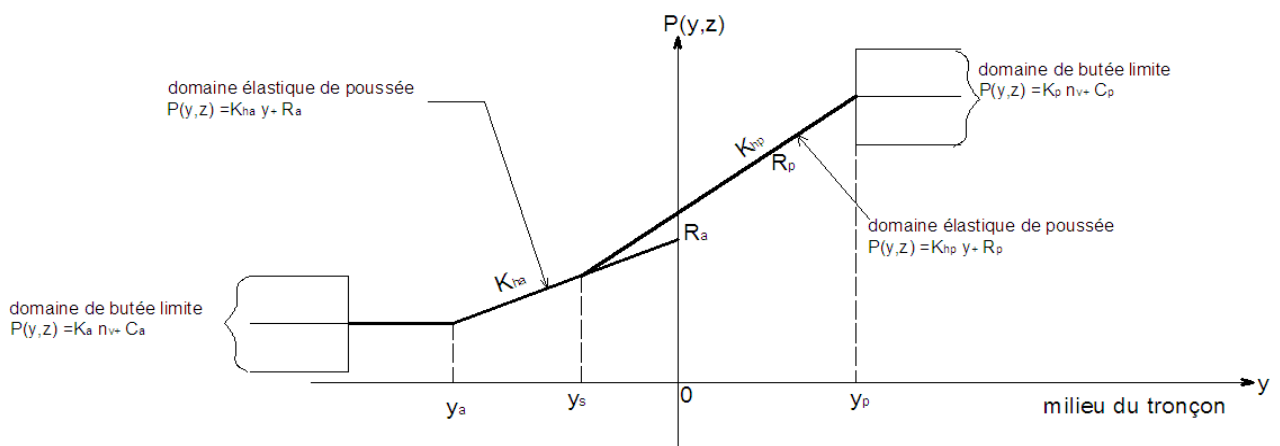


Figure 1.11 : Loi de réaction pour un tronçon de calcul (d'après BALAY et al., 1982)

- Etat élastique : $P_1(y, z) = K_{hp}y + R_p$ ou $P_1(y, z) = K_{ha}y + R_a$
- Etat de poussée ou de butée limite : $P_1(y, z) = K_a n_\sigma - C_a$ ou $P_1(y, z) = K_p n_\sigma - C_p$

Avec $n_\sigma = gz + f$; g et f sont des constantes dépendant des γ_h, γ_d, S et u

Ainsi, d'une manière générale, on peut mettre P_1, P_2 et P_h sous la forme

$$\begin{cases} P_1(y, z) = k_1 y + a_1^1 z + a_0^1 \\ P_2(y, z) = k_1 y + a_1^2 z + a_0^2 \\ P_h(y, z) = a_{hl} z + a_{h0} \end{cases}$$

Soit on posant $\begin{cases} k = k_1 + k_2 \\ A_1 = -a_1^1 - a_1^2 - a_{hl} \\ A_0 = -a_0^1 - a_0^2 - a_{h0} \end{cases} \quad q(y, z) = ky - A_1 z - A_0$

L'équation d'équilibre d'un tronçon d'écran s'écrit : $EI \frac{d^4 y}{dz^4} + ky = A_1 z + A_0$

k, A_0 et A_1 sont des constantes, indépendantes de y par morceaux

La solution de cette équation différentielle est la suivante : $y = \sum_{i=1}^4 h_i H_i(z) + F(z)$

Les coefficients h_i sont les constantes d'intégration dépendant des conditions sur y', y'', y''', y'''' fixées aux limites supérieures et inférieures du tronçon. Les fonctions $H_i(z)$ et $F(z)$ sont définies dans le **tableau 1** suivant:[4] (d'après BALAY et al., 1982)

Tableau 1 Fonctions pour la résolution mathématique du problème aux coefficients de réaction

	$H_1(z)$	$H_1(z)$	$H_1(z)$	$H_1(z)$	$F(z)$
$k \neq 0$ $\bar{z} = z^4 \sqrt{\frac{4EI}{k}}$	$e^z \cos z$	$e^z \sin z$	$e^{-z} \cos z$	$e^{-z} \sin z$	$\frac{A_0}{k} + \frac{A_1}{k} z$
$k = 0$	z^3	z^2	z	1	$\frac{A_0}{24EI} z^4 + \frac{A_1}{120EI} z^5$

Certaines simplifications sont généralement apportées, elles concernent les trois points suivants:

- L'état de pression initiale du sol sur l'écran (K) est a priori assimilé à l'état de pression du sol au repos (K_0) ;
- Un comportement unique est imposé au sol sollicité en déchargement. Ce comportement correspond plus ou moins au schéma de déchargement réversible;
- A un niveau donné de l'écran, l'usage est d'affecter au coefficient de réaction K_h , de part et d'autre de l'écran, une valeur unique ($K_{ha} = K_{hp}$) constante d'une phase de calcul à l'autre.

K_0 est par ailleurs utilisé pour décrire les variations de pression horizontale, à déplacement nul, du sol en chargement comme en déchargement.

1.2.2.2 Les méthodes de détermination K_h

De nombreux auteurs ont travaillé sur les "lois" de réaction, en proposant des schémas complexes ou simplifiés. On peut citer TERZAGHI (1955) [36] ou ROWE (1955)[28]. Toutefois, il nous semble plus important de discuter de la mise en œuvre de la méthode utilisée et de la détermination des paramètres qui lui sont nécessaires.

L'application de cette méthode nécessite, outre la définition des différents paramètres géométriques et rhéologiques du sol, la détermination des coefficients de réaction du sol. Rappelons que le coefficient de réaction n'est pas un paramètre intrinsèque du sol. Il dépend notamment de la rigidité de l'écran. La plupart de ces moyens s'appuient sur l'expérience acquise par les entreprises dans ce domaine. Aucune formulation analytique efficace, basée essentiellement sur des fondements physiques, n'a pu être proposée jusqu'à aujourd'hui.

Il existe actuellement (d'après SCHMITT, 1995) [30], différentes méthodes pour déterminer les coefficients de réaction K_h :

- L'utilisation de la formule de : MENARD et BOURDON (1965) [12]:

$$K_h = \left[\frac{1}{E_m} \left[\frac{a' \alpha'}{2} + 0.13(9a)^{\alpha'} \right] \right]^{-1}$$

dans laquelle E_m est le module pressiométrique du sol, α' le coefficient rhéologique du sol, et "a" la hauteur sur laquelle le sol est sollicité en butée par l'ouvrage, que MENARD évalue forfaitairement aux 2/3 de la fiche de l'écran.

- L'utilisation de la formule de MARCHE (1974) [19] : $K_h = 4.5 \frac{q_c}{a}$ dans laquelle q_c est la résistance de pointe au pénétromètre statique. Bien qu'établie à l'origine pour calculer, non pas les soutènements, mais les pieux sollicités horizontalement par le terrain, elle conduit (selon SCHMITT (1995)) à des ordres de grandeur tout à fait comparables à ceux obtenus à partir de la formule de : MENARD et BOURDON [18].
- L'utilisation de la méthode pressiométrique établie par BALAY (1984) [2], qui complète celle de : MENARD par une méthode d'évaluation de "a" applicable aux

étapes de terrassement intermédiaires, et par une formulation de K_h spécifique aux phases de mises en tension des tirants précontraints.

1.2.2.3 Conclusion sur la méthode aux coefficients de réaction

La méthode de calcul utilisant les coefficients de réaction permet donc de résoudre un grand nombre de problèmes concernant les écrans fichés dans le sol. Elle autorise la prise en compte des tirants d'ancrage, et des butons. Toutes les dimensions d'ouvrage sont acceptées, dans tous types de terrain. L'hypothèse principale sur laquelle se base cette méthode est la suivante :

- il existe une loi d'interaction sol-structure qui considère que le sol au contact avec la paroi se comporte comme une multitude de ressorts indépendants de raideur K_h .

Par ailleurs :

- l'écran est considéré comme une poutre élastique déformable.
- l'ouvrage est supposé de longueur infinie.
- L'action du sol est une pression horizontale fonction du déplacement de l'ouvrage.
- Les conditions aux limites, en tête et pied de l'écran sont connues.
- L'état de pression initiale du sol sur l'écran est assimilé à l'état de pression du sol au repos ($K_i=K_0$).
- le coefficient de réaction est identique de part et d'autre de l'écran à une profondeur donnée.

Cette méthode permet d'estimer l'allure de la déformée et le déplacement de l'écran, ainsi que les pressions au dos de celui-ci. Elle évalue aussi les moments fléchissant, et les efforts tranchants dans la paroi. Elle calcule aussi, les efforts dans les ancrages.

Ses principaux avantages sont :

- la possibilité de simuler les différentes phases de travaux (excavation, vidange de la nappe, ancrage, etc.);
- la prise en compte d'un type d'interaction sol-structure;
- l'utilisation des résultats des essais pressiométriques Ménard.

Ses principaux inconvénients sont :

- le choix des coefficients de réaction $\sim'$ en fonction de la méthode de détermination utilisée, influe fortement sur les résultats.

- l'écran doit faire l'objet d'un prédimensionnement.
- les coefficients de pressions initiales sont difficiles à évaluer.
- il n'existe pas de règle pratique permettant de fixer de façon rigoureuse les valeurs à donner aux angles de poussée δ_a et de butée δ_p .
- il n'existe pas de justification théorique pour la méthode.
- le choix de K_0 influe beaucoup sur le résultat final. Un accroissement de K_0 peut donner dans certains cas :
 - ✓ aux premières phases un accroissement du moment fléchissant en travée;
 - ✓ en phase finale, une réduction en valeur absolue des moments au niveau des ancrages;
 - ✓ une majoration des déplacements.

Par ailleurs, cette méthode ne prend pas en compte les éventuels effets de voûte. C'est l'une des raisons pour lesquelles le calcul au coefficient de réaction est mal adapté à l'évaluation des déplacements de l'écran.

1.2.3 Les méthodes numériques du continuum élastoplastique : aux éléments finis et aux différences finies

Les méthodes numériques connaissent depuis quelques années un développement considérable, notamment dans le domaine de la géotechnique. En effet, elles permettent l'analyse du fonctionnement des ouvrages, des structures et des terrains, par l'évaluation des champs de déformations et de contraintes sous diverses sollicitations. Plus précisément, elles autorisent la modélisation des aspects essentiels suivants : l'hétérogénéité du comportement des matériaux, la géométrie des ouvrages et de leur environnement, l'interaction entre les terrains et les structures (mise en place d'un revêtement de tunnel, influence d'ouvrages anciens sur une nouvelle construction, intersection de galeries souterraines), l'analyse d'une méthode de construction dans toutes ses phases (montée d'un remblai par couches, simulation des étapes de creusement d'un tunnel, etc.). Par ailleurs, elles autorisent la simulation de phénomènes de couplage hydraulique-mécanique.

Ces possibilités de modélisation permettent d'utiliser les résultats des calculs à des fins diverses telles que l'étude de faisabilité d'un projet, le choix d'une technique d'exécution, l'optimisation de la géométrie des ouvrages, la prévision des déformations en cours de travaux. L'étude paramétrique d'ouvrages types, en vue de procédures simplifiées de dimensionnement.

Bien que différentes par leur fonctionnement et leur concept, les méthodes aux éléments finis et aux différences finies permettent de simuler des phénomènes identiques en fonction des modèles de comportement dont elles disposent. Elles sont confrontées aux mêmes problèmes de validation et de limites des modèles de fonctionnement.

1.2.3.1 Méthodes numériques et modèles de fonctionnement des ouvrages

Pour un ouvrage donné, l'utilisation d'un code de calcul permet de construire un modèle de fonctionnement capable de décrire de manière plus ou moins approchée le comportement observé de cet ouvrage. Ce modèle de fonctionnement fait appel à 3 domaines : la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux et le calcul numérique.

La mécanique des milieux continus apporte un cadre mathématique pour cette modélisation en assimilant la matière à un milieu continu et en permettant la définition des notions de déformation, de contrainte et de loi de comportement.

La rhéologie, par l'étude expérimentale des matériaux, permet de formuler et de valider une description mathématique du comportement d'un échantillon de volume représentatif. Cette description se traduit par des lois de comportement exprimant en tout point matériel une relation entre les tenseurs de contrainte et de déformation et leurs accroissements respectifs.

Le calcul numérique fournit les moyens de résoudre d'une manière approximative le problème physique posé : ces moyens sont constitués d'une part, par la méthode des éléments finis (ou des différences finies) et d'autre part, par un algorithme de résolution adapté au problème mathématique. L'introduction de ces lois de comportement dans un code de calcul est aujourd'hui bien maîtrisée. Le logiciel se situe ainsi au bout de chaîne d'hypothèses et il constitue son expression informatique directement utilisable

1.2.3.2 Validation et limites des modèles de fonctionnement

D'une manière générale, outre la mécanique des milieux continus, la rhéologie et le calcul numérique, le développement et la validation d'un modèle de fonctionnement doivent faire appel aux techniques de prélèvement d'échantillons sur site, aux essais en laboratoire pour la détermination du comportement des matériaux prélevés, aux essais en place pour la détermination de l'état initial et de certains paramètres mécaniques (sondages. essais pressiométriques) et à l'instrumentation des ouvrages (ouvrages réels, modèles physiques réduits centrifugés ou non).

Les essais en laboratoire permettent de caractériser le comportement d'un élément de volume représentatif de chaque matériau et de représenter certains chemins de contraintes ou de déformations types que l'on suppose suivis aux alentours des régions les plus sollicitées. La rhéologie fournit des lois de comportement dont le choix, la détermination des paramètres et la validation doivent être réalisés à partir des résultats des essais de laboratoire. La modélisation numérique du continuum élastoplastique permet de construire le modèle de fonctionnement, qui comprend la modélisation géométrique et les lois de comportement de chaque matériau.

La confrontation des résultats de la modélisation avec les mesures expérimentales sert de base à la validation du modèle de fonctionnement. Une étude de sensibilité des paramètres permet d'appréhender l'influence respective des paramètres mécaniques et d'ajuster au mieux le modèle de fonctionnement pour bien représenter les principaux phénomènes mécaniques observés tant qualitativement que quantitativement. Les limites du modèle de fonctionnement peuvent alors être mises en évidence.

1.2.3.3 Problème spécifiques à la modélisation par les méthodes numérique du continuum élastoplastique

La recherche d'un modèle de fonctionnement est relativement complexe. Les principales difficultés proviennent pour l'essentiel des hypothèses de calcul et des méthodes de résolution employées. Les questions que l'on doit se poser avant toute modélisation sont les suivantes: (MESTAT et al. (1992) [20].

- L'hypothèse d'un milieu continu est-elle acceptable à l'échelle du calcul envisagé ?
- Comment représenter les éventuelles discontinuités du milieu ?
- Si les sols peuvent être prélevés de manière satisfaisante, de quels essais en laboratoire dispose-t-on pour caractériser le comportement des matériaux ?
- Les essais de laboratoire donnent-ils une image représentative du comportement réel des matériaux du domaine considéré ?
- Comment choisir la loi de comportement des matériaux ?
- La détermination des paramètres est-elle possible, et si oui, est-elle satisfaisante ?
- Quel peut être l'intervalle de variation de ces paramètres ?
- Les essais en place montrent-ils une forte variation spatiale des propriétés des matériaux ?
- L'état initial mécanique des matériaux et l'état initial hydraulique sont-ils bien connus

En supposant que l'on puisse répondre à ces questions, il demeure que les essais classiques de laboratoire peuvent ne pas être adaptés au modèle de fonctionnement envisagé car ces essais ne permettent de tester que des carottes de faibles dimensions, de matériaux homogènes. Ils ne tiennent pas compte du problème général de la rotation des contraintes principales dans un massif de sol au cours du chargement. Par ailleurs, les chemins de déformations suivis sous un remblai de grande longueur sont des chemins en déformations planes; par conséquent les informations obtenues à partir d'essais sur des éprouvettes cylindriques ne peuvent être directement utilisées. Il convient donc de construire le modèle de fonctionnement et de déterminer les paramètres mécaniques en toute connaissance de cause et de bien reconnaître les chemins de sollicitations suivis.

1.2.3.4 Conclusion sur les méthodes numérique du continuum élastoplastique :

Les deux méthodes, éléments finis et différences finies, permettent donc de modéliser tous les types de géométrie et de chargement. Selon le code de calcul utilisé, cette modélisation peut être du type deux dimensions ou trois dimensions. Les hypothèses principales sont les suivantes :

- Le milieu est continu;
- La loi de comportement choisie est implicitement la bonne;
- Les essais en laboratoire donnent une image représentative du comportement réel des matériaux dans l'ouvrage et alentour;
- La détermination des paramètres est satisfaisante;
- Les états initiaux mécanique et hydraulique sont bien connus.

Ces deux méthodes permettent d'estimer les champs de déformations et de contraintes pour chaque phase de travaux, en tout point (ou zone) du maillage. Par ailleurs, elles renseignent sur les efforts, les déplacements et les pressions au niveau des structures.

Leurs avantages principaux sont les suivants :

- elles permettent de modéliser l'hétérogénéité de comportement des matériaux;
- elles prennent en compte la géométrie exacte des ouvrages et de leur environnement;
- elles considèrent une interaction entre terrain et structure;
- elles autorisent l'analyse d'une méthode de construction dans toutes ses phases;
- elles tiennent compte d'un comportement mono, bi ou tri-phasique, selon la loi de comportement et les possibilités du code de calcul.

Leurs principaux inconvénients sont :

- la difficulté de la détermination exacte des paramètres à introduire dans le modèle;
- la difficulté du choix de certains paramètres influents;
- le temps de calcul croissant avec la taille du maillage et la complexité de la loi considérée.

Ainsi, ces deux méthodes paraissent bien adaptées à la modélisation des parois moulées, pour peu que l'on respecte une certaine rigueur dans le choix des modèles et dans l'introduction des paramètres de calcul. Par ailleurs, elles devraient permettre une analyse plus fine des comportements du terrain et de la structure que la méthode aux coefficients de réaction.

1.2.4. Conclusion sur les méthodes de dimensionnement

Nous disposons donc de trois types de méthodes de dimensionnement pour les écrans de soutènement :

1. Les méthodes classiques basées sur la notion d'équilibre limite;
2. La méthode aux coefficients de réaction;
3. Les méthodes numériques du continuum élastoplastique, type éléments finis ou différences finies.

Chacun de ces outils rencontre des limites qui lui sont propres. Ainsi, les méthodes classiques, basées sur l'équilibre limite, s'appuient sur des hypothèses assez simplistes; mais elles sont très faciles à mettre en œuvre. Elles ne fournissent pas d'information sur les déplacements et l'état de contraintes du massif avoisinant.

Les méthodes numériques du continuum élastoplastique nécessitent une connaissance précise du comportement du terrain et, selon le modèle de comportement employé, elles le représentent assez bien. Les informations en retour sont nombreuses et leur précision est fonction du modèle utilisé. Par contre, elles demandent des moyens de calcul puissants

La méthode aux coefficients de réaction constitue un compromis entre ces 2 types. Elle est "plus fine" que celle basée sur l'équilibre limite du massif et, moins "gourmande" en informations que les méthodes numériques du continuum élastoplastique. Par contre, les hypothèses sur lesquelles elle s'appuie seraient à affiner.

Ainsi, la première méthode ne semble adaptée qu'à des calculs de pré dimensionnement global des projets de soutènement. Elle permet de déterminer une fiche raisonnable en prenant en compte un coefficient de sécurité.

Les deux autres méthodes devraient permettre des dimensionnements relativement précis des ouvrages. Néanmoins, la détermination des valeurs des coefficients de réaction constitue une difficulté importante.

Chapitre 2 : Différentes méthodes analytiques décrivant la stabilité de tranchée plane de paroi moulée

Introduction

Il a été observé depuis longtemps par les pétroliers que les forages remplis de boue bentonitique avaient une tenue très supérieure aux autres types de tranchées et donnaient lieu à beaucoup moins d'éboulement. La tenue d'une cavité circulaire de faible diamètre s'explique aisément par la formation de voutes de compression annulaire par contre la tenue d'une excavation plane ne peut bénéficier de la même explication. Le fait, constaté chaque jour, qu'une tranchée profonde remplie de boue bentonitique ne s'effondre pas, ne semble pas avoir reçu jusqu'à présent une explication scientifique complète.

On ne sait pas à l'heure actuelle expliquer de façon satisfaisante la tenue de certaines tranchées profondes remplies de la boue à la bentonite et on n'a pas encore élucidé le rôle exact que jouent les phénomènes physico-chimiques liés à la présence de la boue. On connaît en fonction de la profondeur z la distribution des contraintes dues à la boue ainsi que la pression hydrostatique de l'eau u .

Plusieurs tentatives ont été faites pour expliquer la stabilité des tranchées remplies de boue à partir de plusieurs théories développées par des chercheurs en géotechnique. Différentes méthodes adoptées pour faire face à ce problème ont été classées dans les types suivants :

- méthodes théoriques "méthode d'équilibre limite, analyse limite",
- analyse numérique "Modélisation par éléments finis, différences finies modélisation"
- des tests de laboratoire, les mesures sur le terrain.

Ces méthodes ont leurs limites, bien qu'ils aient contribué à divers degrés à la compréhension de la performance des excavations profondes

2.1. Coin de Nash et Jones

Nash et Jones proposent une méthode simple pour résoudre le problème ; ils supposent qu'au moment de l'éboulement de la tranchée, la partie du massif qui s'écoule à la forme d'un coin triangulaire ACD (**Figure 2.1**) dont la face inclinée DC fait un angle α avec l'horizontale.

Sur la partie AC de la paroi règne une force connue, fonction de la densité de la boue (c'est la résultante des forces élémentaires dues à la boue et l'eau), ainsi que la poussée des terres P' qui l'équilibre. La force P' ne peut dépasser une certaine valeur maximale qu'on détermine en faisant varier α (dans l'hypothèse ou le coin de Nash et Jones [21] s'écoule vers la tranchée). Ce maximum n'est d'ailleurs rien d'autre que la poussée des terres calculée par la méthode de coulomb.

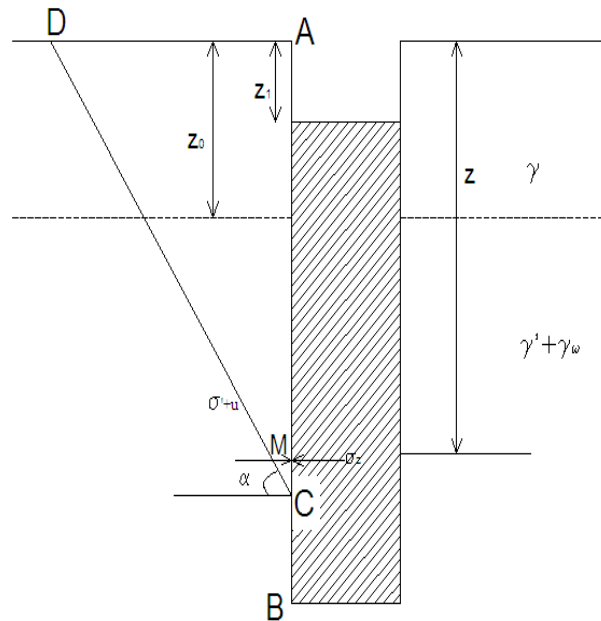


Figure 2.1: La tranchée ; le coin de Nash et Jones.

Par conséquent, si l'éboulement se produit à la profondeur du point C considéré, c'est la densité de la boue qui a une valeur inférieure ou égale à celle qui assure un strict équilibre entre la poussée des terres classique P' et la résultante des efforts de l'eau et de la boue. La mise en équation de cette méthode est évidente. On cherchera ensuite la valeur minimale que doit avoir la densité de la boue pour que l'éboulement ne se produise à aucune profondeur.

2.1.1. Utilisation de l'équilibre limite de poussée

On calculera la répartition de σ' le long de la paroi AB en supposant que le massif est en équilibre de Rankine (les contraintes appliquées sur la paroi verticale sont obligatoirement horizontale), dans cette hypothèse, la contrainte en M à une profondeur z sous le niveau du sol (**Figure 2.1**) est égale à :

$$\sigma' = K_a \gamma' (z - z_0) + K_a \gamma z_0$$

Et lorsque $z > z_0$ la condition d'équilibre plus haut s'écrit :

$$K_a \gamma' (z - z_0) + K_a \gamma z_0 \geq \gamma_b (z - z_1) - \gamma_w (z - z_0)$$

(Dans cette formule γ_b représente le poids volumique de la boue)

En ordonnant en z , on trouve :

$$z(K_a \gamma' + \gamma_w - \gamma_b) \leq \gamma_w z_0 - \gamma_b z_1 - K_a (\gamma - \gamma') z_0$$

Dans la plupart des cas, le coefficient z est un nombre positif, en effet la densité déjaugée est de l'ordre de 1, le coefficient de poussée de Rankine est au moins égal à 0,25

tandis que la densité de la boue varie entre 1,05 pour une boue fraîche et 1,20 pour une boue plus ou moins chargée d'impuretés. La formule ci-dessus s'écrit donc :

$$z \leq z_c = \frac{[\gamma_w - K_a(\gamma - \gamma')]z_0 - \gamma_b z_1}{K_a \gamma' + \gamma_w - \gamma_b}$$

On met ainsi en évidence une profondeur critique z_c en dessous de laquelle on ne pourrait théoriquement approfondir la tranchée. (**Figure 2.2**) représente le diagramme des contraintes correspondantes. (On voit que la stabilité de la tranchée n'est même pas assurée de la surface libre jusqu'à une certaine profondeur z'_c)

Une application numérique va donner un ordre de grandeur de cette profondeur critique. On supposera que la boue est au le niveau du sol ($z_1 = 0$), que la nappe phréatique est à 2m sous la surface du sol ($z_0 = 0$), que le terrain sableux a un frottement interne de 30° avec une densité humide de 1,8 au-dessus de la nappe et une densité déjaugée de 1,1 et enfin que la densité de la boue est de 1,1. La formule ci-dessus montre alors que la profondeur critique est de 5,9 m.

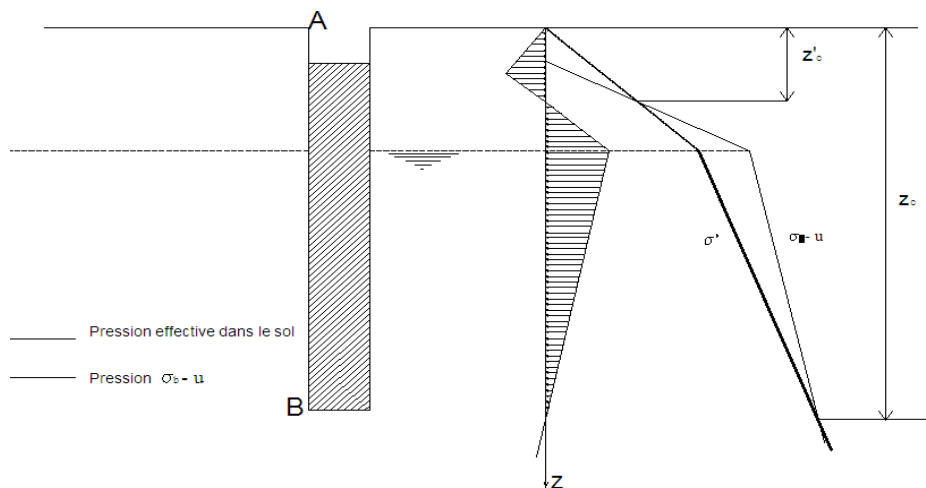


Figure 2.2: Diagramme des contraintes sur la paroi AB

2.1.2 Le profondeur critique

L'utilisation des formules de l'équilibre limite de poussée ne peut donc rendre compte correctement du phénomène et il faut chercher l'explication de la stabilité due à la pression de la boue de forage.

La profondeur critique z_c dépend :

- De deux paramètres géométriques : la profondeur z_0 de la nappe phréatique et celle z_1 du niveau de la boue,

- De trois paramètres mécaniques concernant le terrain lui-même : ses poids volumiques sec et déjaugé et l'angle de frottement interne φ (par le biais du coefficient de poussée K_a),
- Et enfin d'un dernier paramètre mécanique, le poids volumique de la boue de forage γ_b .

La profondeur critique théorique croît linéairement avec la profondeur z_0 de la nappe phréatique, elle décroît de la même manière avec la profondeur z_1 de la boue. Par ailleurs, c'est une fonction croissante de la densité de la boue (dès que le rapport z_0/z_1 est assez grand) et du coefficient de poussée K_a . Aussi pour remédier à l'insuffisance des calculs précédents, différents spécialistes préconisent :

- D'adopter une densité supérieure à 1,20 pour la boue de forage, par la suite d'un alourdissement de celle-ci lorsqu'elle se trouve dans la tranchée,
- De diminuer le coefficient de poussée K_a en considérant que les effets de voutes prennent naissance
- De faire intervenir dans le bilan des contraintes, une pression supplémentaire pour rendre compte des phénomènes d'électro-osmose qui se développent dans les argiles ;
- D'admettre que le terrain en place est doué d'une certaine cohésion due à l'injection de boue.

2.1.3 Les inconvénients de la méthode

Cette méthode suscite plusieurs sortes de critiques. D'abord il est certain que le tracé linéaire retenu pour la ligne de glissement s'écarte assez des formes que l'on s'attend à constater dans une rupture de genre qui n'a rien avoir avec la rupture de massif derrière un mur de soutènement.

Or l'expérience dans le chantier est radicalement en contradiction avec ces conclusions. Des tranchées beaucoup plus profondes sont stables même dans des matériaux présentant un angle de frottement à 30° . Il apparaît de plus, que l'augmentation de profondeur n'accroît pas l'instabilité comme le calcul paraît l'indiquer.

D'autre part, la théorie ne tient pas compte d'un phénomène expérimental indéniable pour une profondeur donnée, on accroît la stabilité de la tranchée en raccourcissement la longueur du panneau que l'on excave. Or, à aucun moment dans la théorie de Nash et Jones, la longueur de la tranchée ne joue aucun rôle et pourtant il semble que ce soit là un des principaux facteurs de la stabilité des tranchées profondes. A reprendre.

2.2. Effet de voute, théorie de Schneeibeli

Comme on l'a signalé à propos de l'étude du coin de Nash et Jones, tous les praticiens ont reconnu que lorsqu'ils avaient affaire à un sol de caractéristiques défavorables, on pouvait diminuer l'intensité de la poussée des terres, en réduisant la longueur des tranchées. C'est à G.Schneebeli [31] que revient le mérite d'avoir, le premier, tenté d'expliquer d'une façon rationnelle ce phénomène en invoquant l'effet de voute et en proposant un mode de calcul de la poussée inspiré de la théorie des silos.

2.2.1 Hypothèses

Schneebeli considère la tranchée verticale de terrain, d'épaisseur Δy (**Figure 2.3**) qui constitue une des parois longitudinale de la tranchée. Il suppose que dans le plan xOz se forment des arcs (tels que ABC) , ces arcs d'une portée L , s'appuient aux deux extrémités du panneau, sur le terrain en place ; ils reportent, en partie, leur poids sur les « culées » A et C et soulagent ainsi les arcs inférieurs. De ce fait, la poussée des terres σ'_3 dans le plan de symétrie yOz du panneau (qui est sans doute le plus sollicité) a une intensité inférieure à la valeur classique de la poussée des terres.

2.2.2. Calcul dans des milieux pulvérulents

De façon précise, l'arc AB est choisi de telle manière qu'en chaque point M de cet arc, la contrainte qui agit sur cette verticale est parallèle à la tangente de l'arc.

Si l'on appelle α l'angle que fait l'arc avec l'horizontale en M, on voit que la charge élémentaire sur un élément d'arc de longueur ds , est une force verticale d'intensité :

$$q ds = \frac{q}{\cos \alpha} dx$$

A titre d'hypothèse simplificatrice, Schneebeli admet que la quantité $\frac{q}{\cos \alpha}$ est constante pour un arc ABC donnée.

En B, au sommet de l'arc $\frac{q}{\cos \alpha} = \sigma'_1$, c'est la contrainte principale majeure. L'arc ABC dans son ensemble est soumis à cinq forces verticales : son poids dz , les deux réactions sur les culées A et C, qui sont égales à $\tau_A dz$, les résultantes des forces élémentaires $q ds$, sur chaque face de l'arc, soit pour la face supérieure :

$$\int_{ABC} q ds = \int_{-L/2}^{+L/2} \frac{q}{\cos \alpha} dx = L \left(\frac{q}{\cos \alpha} \right)$$

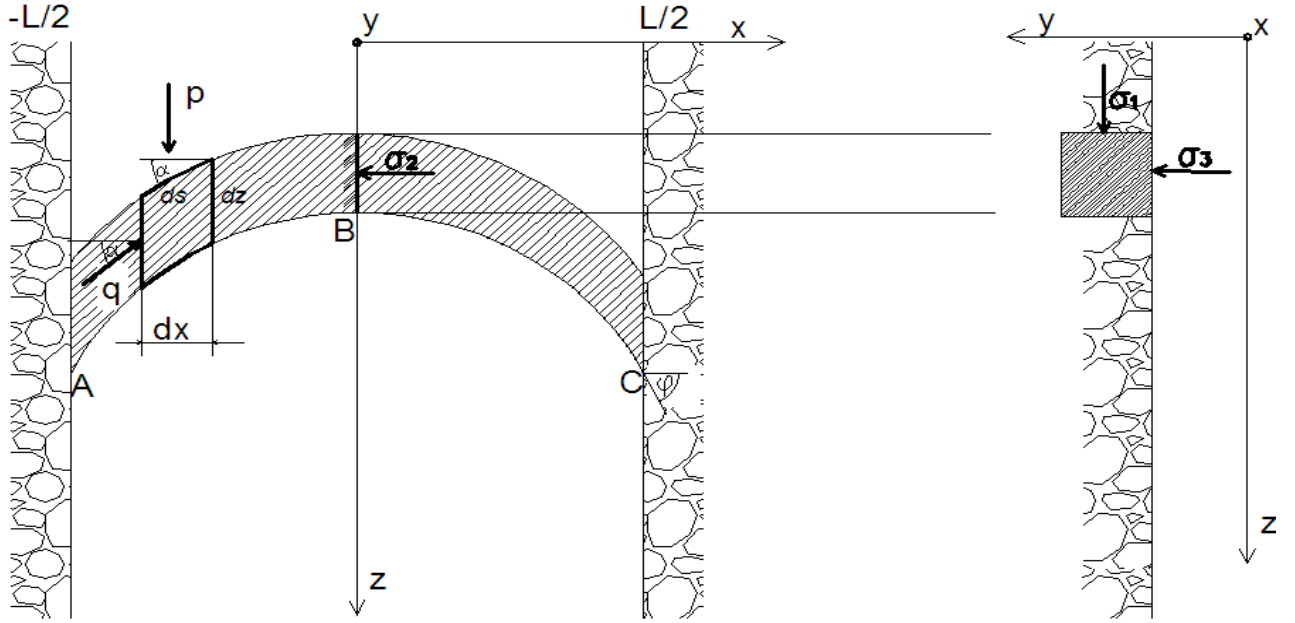


Figure 2.3: effet de voute la théorie de Schneebl

Donc, pour la différence entre les deux faces

$$L \frac{d}{dz} \left(\frac{q}{\cos \alpha} \right) dz$$

Puisque l'arc est en équilibre on a :

$$L \frac{d}{dz} \left(\frac{q}{\cos \alpha} \right) dz + 2\tau_A dz - \gamma L dz = 0$$

On va exprimer les deux variables $\frac{q}{\cos \alpha}$ et τ_A en fonction de σ'_1 , on sait déjà que

$$\frac{q}{\cos \alpha} = \sigma'_1.$$

Sur la culée A, la contrainte q'_A d'obliquité φ et de composante tangentielle τ_A est une contrainte critique. Puisque q_A a la même obliquité, c'est aussi une contrainte critique, donc $q'_A = q_A$. On a par conséquent :

$$\begin{cases} \alpha = \varphi \\ p = q \\ \tau_{A,B} = q \sin \alpha \end{cases} \Rightarrow \tau_{A,C} = \frac{p}{\cos \varphi} \sin \varphi \cos \varphi \Rightarrow 2\tau_{A,B} = \sigma'_1 \sin 2\varphi$$

Finalement, après simplification par Ldz , on obtient l'équation différentielle :

$$\frac{d\sigma'_1}{dz} + \frac{\sin 2\varphi}{L} \sigma'_1 - \gamma = 0$$

La solution générale de cette équation linéaire du premier ordre est de la forme :

$$\sigma'_1 = \frac{\gamma L}{\sin 2\varphi} \left(1 - a e^{-\sin 2\varphi \frac{z}{L}} \right)$$

Où a est une constante indéterminée. Mais pour $z=0$, on doit avoir $\sigma'_1 = 0$ puisque il n'y a pas de surcharge sur le bord de la tranchée, par suite $a = 1$.

On peut calculer, maintenant, la poussée des terres sur la paroi latérale ; on admet qu'il s'agit, comme dans l'équilibre de Rankine, de la contrainte principale σ_3' .

Comme on a :

$$\sigma_3' = \sigma_3' t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Pour le milieu pulvérulent, il vient :

$$\sigma_3' = \gamma L \frac{t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}{\sin 2\varphi} \left(1 - e^{-\sin 2\varphi \frac{z}{L}} \right)$$

Dans tout ce calcul, on a supposé que le poids volumique γ du sol était constant, ce qui veut dire implicitement que la nappe phréatique règne jusqu'en haut de la tranchée, cette hypothèse simplificatrice est suffisamment proche de la réalité pour que le résultat, ci-dessus, conserve sa valeur.

La formule de Schneebli met en évidence une nouvelle variable dans le calcul des parois moulées : le rapport de la profondeur z à la longueur L du panneau, ce qui correspond bien aux constatations expérimentales faites sur le chantier.

La (**Figure 2.4**) montre comment varie la poussée des terres, en fonction de la profondeur, on notera l'existence d'une pression limite :

$$\gamma L \frac{t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}{\sin 2\varphi}$$

Qui donc plus petite pour les panneaux ont une longueur L plus faible. Cette pression limite est, d'ailleurs, atteinte assez rapidement ; avec un angle de 35° , la poussée des terres à la profondeur z , telle que $\frac{z}{L} = 2$, ne diffère de 15% environ, de la poussée limite ; pour $\frac{z}{L} = 3$ l'écart n'est plus que de 6%

2.2.3. Profondeur critique

On a présenté également sur la (**Figure 2.4**), la pression qui permet d'équilibrer la poussée des terres. En comparant les deux diagrammes, on fait une constatation très intéressante : la marge de sécurité décroît régulièrement avec la profondeur jusqu'à une zone critique ; dès que cette zone est franchie, la marge de sécurité augmente et on peut continuer d'approfondir la fouille sans risque

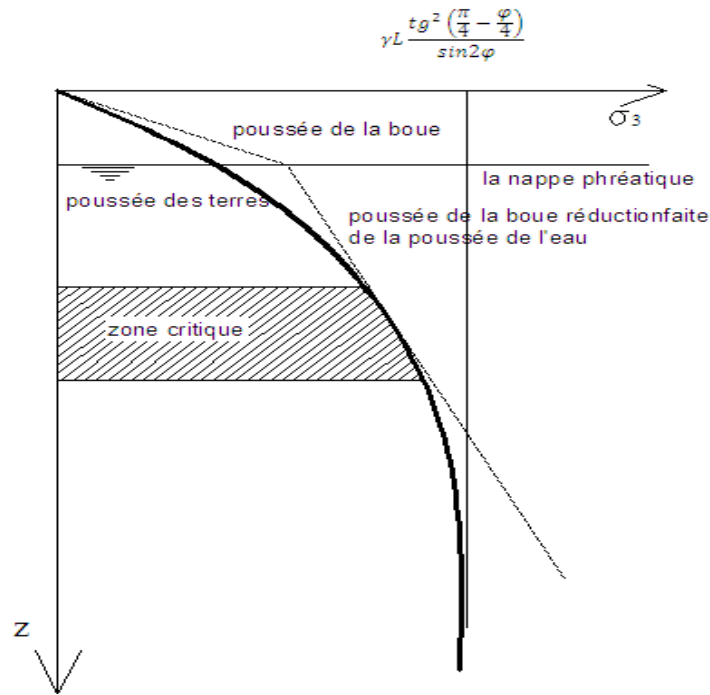


Figure 2.4: Diagramme des contraintes dans la théorie de Schneeblie

2.2.4. Conclusion

La théorie de Schneeblie a permis d'expliquer très correctement la tenue des parois moulées sur chantier, tout en adoptant, pour le calcul, la densité réelle de la boue en place. Mais les hypothèses faites pour établir la théorie comportent certaines simplifications arbitraires. Il en reste pas moins que cette théorie éclaire le problème de la stabilité des parois moulées d'un jour nouveau et met en lumière des phénomènes importants, comme le rôle joué par le rapport $\frac{h}{L}$, ou l'existence d'une zone critique de sécurité.

2.3. Coin de Kowalewski

En 1964, Kowalewski [24] a présenté une nouvelle théorie pour expliquer la tenue des tranchées. Pour lui, l'existence de l'effet de voute au sein du massif conduit lors d'un éboulement de la tranchée, à des formes de rupture assez différentes de celles de Coulomb.

2.3.1 hypothèses

La (Figure 2.5) précise l'allure de la masse de terres sujettes au glissement. Elle est limitée par la paroi ABA'B' de la tranchée, puis par un cylindre parabolique à génératrices verticales s'appuyant sur la parabole ACA', enfin par un plan faisant un angle α avec l'horizontale et passant par la droite BB' suite à une profondeur z sous le niveau du sol. La

forme générale de ce coin de glissement est donc une représentation simple, mais assez fidèle, des figures de ruptures que l'on observe dans la pratique.

La géométrie du coin de Kowalewski dépend de quatre paramètres :

- Sa longueur L ,
- Sa hauteur z ,
- Son épaisseur maximale f ,
- L'angle α que fait sa base avec l'horizontale.

Du point de vue mécanique quatre paramètres supplémentaires sont nécessaires ;

- La profondeur z_0 de nappe phréatique,
- Le poids volumique γ du terrain situé au-dessus de cette nappe,
- Le poids volumique déjaugé γ' du terrain situé sous la nappe,
- L'angle de frottement interne du sol (ici encore, on se limitera au cas des milieux pulvérulents).

La plupart de ces paramètres sont des données du problème, soit au sens strict du terme (le niveau de la nappe et les caractéristiques mécaniques du terrain), soit parce que le projeteur a fait un choix (la longueur de fouille L et la profondeur z à laquelle on étudie le phénomène).

Par contre, deux quantités restent indéterminées, l'épaisseur maximale f du coin et l'angle α que fait la base du coin avec l'horizontale. Kowalewski, guidé par des considérations théoriques sur l'équilibre de la parabole ACA' , choisit pour f la valeur :

$$f = \frac{L}{2} \cot \varphi$$

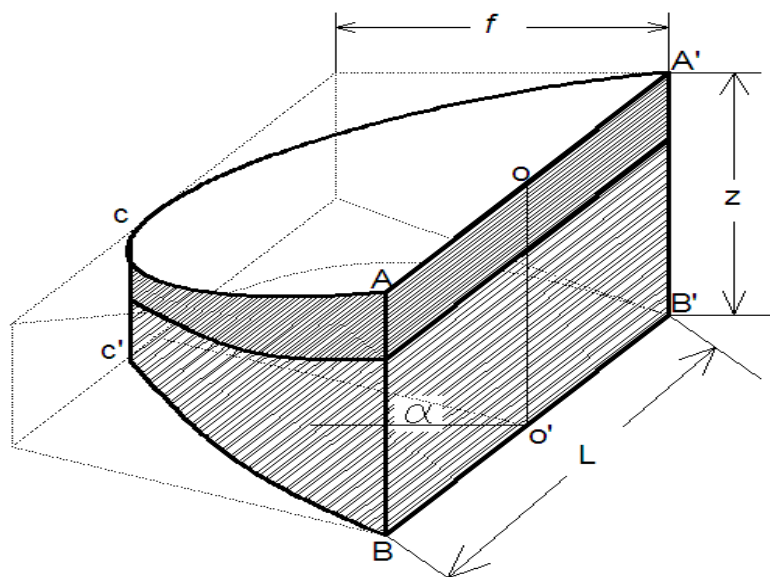


Figure 2.5: Coin de Kowalewski

Pour déterminer α Kawalewski reprend le raisonnement de Coulomb. Il calcule la poussée P' que le coin exerce sur la tranchée, pour une valeur donnée de α et cherche ensuite, pour quelle valeur de α l'intensité de P' est maximale. C'est cette valeur de α qu'il adopte en définitive.

Avant d'aborder le calcul proprement dit de l'équilibre du coin de Kowalewski, on signalera que le schéma représenté sur (**Figure 2.5**) n'est que l'un des cas de figures possibles. La (**Figure 2.6**) montre les différentes hypothèses à retenir en fonction de la position du pied du coin par rapport au niveau de la nappe.

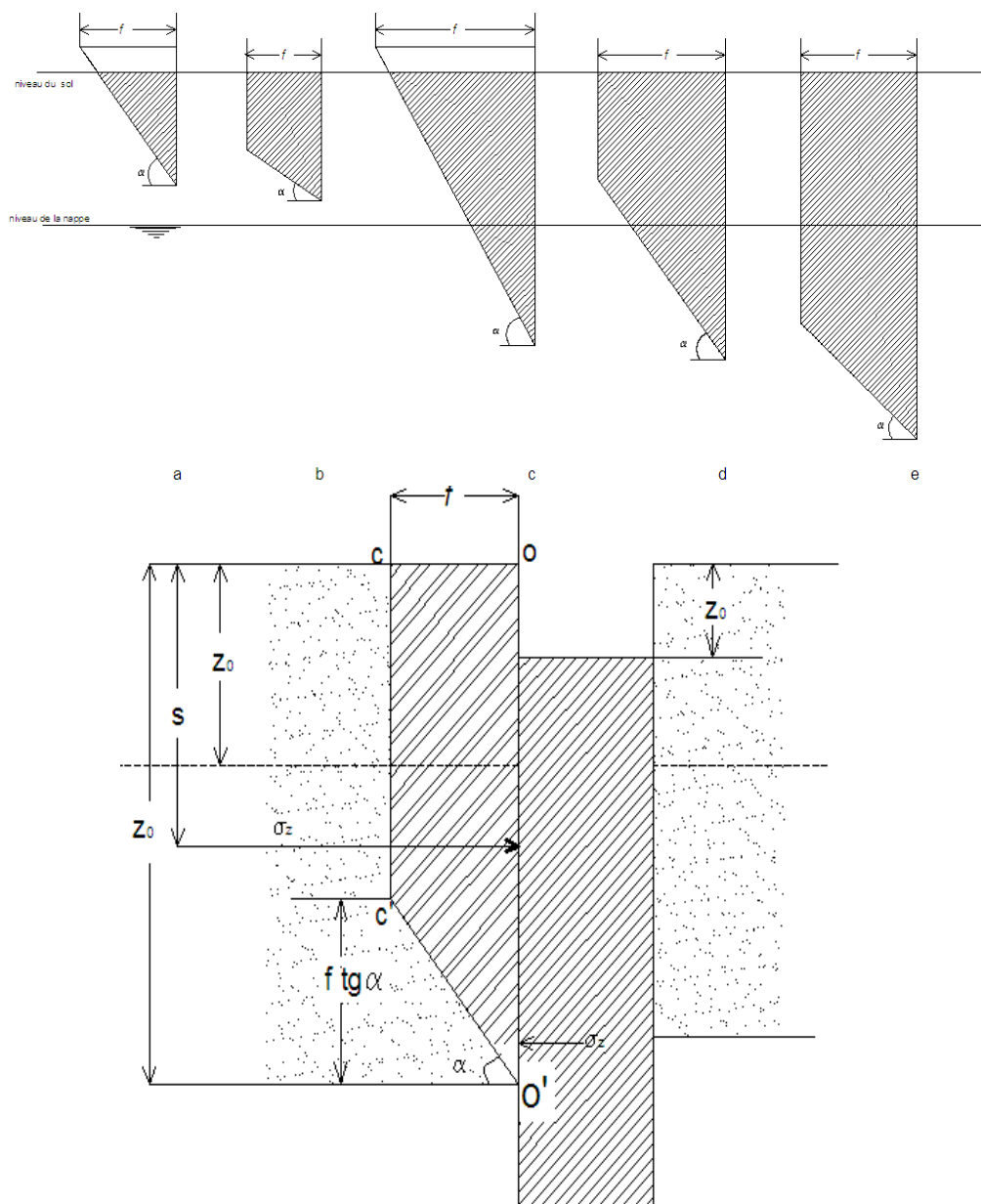


Figure 2.6: cas de figures possibles

2.3.2. Equilibre du coin

Les résultantes des différentes groupes de forces agissent sur le coin sont représentées sur (**Figure 2.7**), qui est une coupe en plan OCC'O, par raison de symétrie, en effet, la résultante de chaque groupe de forces est contenues dans le plan. On n'a pas fait figurer les forces hydrostatiques car elles n'interviennent pas dans le calcul de la stabilité du milieu solide ; ce sont donc « effectives » (avec le sens que prend cet adjectif dans l'expression contraintes effectives) que l'on a prises en compte.

- W est le poids de la partie du coin située au-dessus de la nappe phréatique,
- W' est le poids déjaugé de la partie immergée.
- P' est la poussée exercée par le coin sur la tranchée (déduction faite de pression hydrostatique).
- F' est la résultante des efforts de frottement sur le plan de glissement O'C', cette force a donc une obliquité φ .

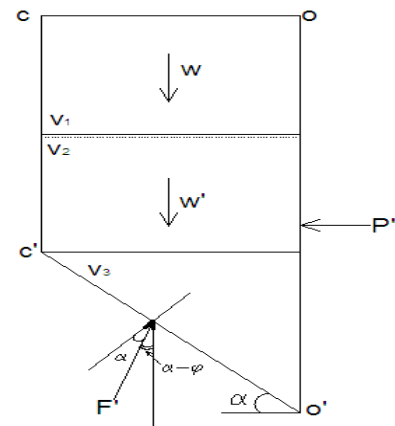


Figure 2.7: Equilibre du coin de Kowalawski

La question qui se pose est de savoir si des forces agissent sur la surface latérale verticale du cylindre parabolique qui limite le coin Kowalewski répond par la négative. On peut admettre en effet, que dès le début du glissement, il n'y a plus de contact le long de cette surface, entre le coin et le reste du terrain (cette hypothèse constitue néanmoins une simplification assez radicale).

La condition d'équilibre du coin est simple, puisque seules trois forces sont en présence $W+W'$, P' et F' . On écrira que la résultante du poids du coin $W+W'$ est de la poussée P' à la même obliquité par rapport à la verticale que la force de frottement F' , à savoir $(\alpha - \varphi)$

On a donc

$$P' = (W+W') \operatorname{tg} (\alpha - \varphi)$$

La poussée P' est ainsi déterminée sans difficulté. Pour déterminer ~~savoir~~ la poussée totale qui s'exerce sur la tranchée, il convient d'ajouter à P' la résultante des forces hydrostatiques sur la hauteur $(z - z_0)$.

On va expliciter maintenant, W et W' en fonction des dimensions du coin. On indiquera d'abord, que la surface de l'aire parabolique $OACA'$ est égale à $\frac{2}{3} fL$, sur (**Figure 2.5**) et on divisera le volume total du coin en trois volumes partiels V_1, V_2, V_3 est par suite :

$$W = \gamma V_1 \quad \text{et} \quad W' = \gamma' (V_1 + V_3)$$

Avec

$$V_1 = \frac{2}{3} fLz_0$$

$$V_2 = \frac{2}{3} fL(z - z_0 - f \operatorname{tg} \alpha)$$

$$V_3 = \frac{2}{5} f^2 L \operatorname{tg} \alpha$$

Finalement on peut écrire :

$$W + W' = \frac{2}{3} fL \left[\gamma z_0 + \gamma' \left(z - z_0 - \frac{2}{5} f \operatorname{tg} \alpha \right) \right]$$

Et donc en introduisant

$$f = \frac{L}{2 \operatorname{tg} \alpha}$$

$$P' = \frac{L^3}{3} \frac{\operatorname{tg}(\alpha - \varphi)}{\operatorname{tg} \varphi} \left[\gamma \frac{z_0}{L} + \gamma' \left(\frac{z}{L} - \frac{z_0}{L} - \frac{1}{5} \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \varphi} \right) \right]$$

Il convient maintenant de chercher pour quelle valeur de α , cette expression de P' est maximale. On va donc écrire que $\frac{dp'}{d\alpha} = 0$, restant constant.

$$\frac{3 \operatorname{tg} \varphi}{L^3} \frac{dp'}{d\alpha} = \left[\gamma \frac{z_0}{L} + \gamma' \left(\frac{z}{L} - \frac{z_0}{L} - \frac{1}{5} \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \varphi} \right) \right] \frac{1}{\cos^2(\alpha - \varphi)} - \gamma' \frac{\operatorname{tg}(\alpha - \varphi)}{5 \operatorname{tg} \varphi \cos^2 \alpha} = 0$$

En posant :

$$t_0 = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \alpha} \frac{z_0}{L}$$

$$t = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \alpha} \frac{z}{L}$$

L'équation ci-dessus devient après réduction :

$$5 \frac{\gamma}{\gamma'} t_0 + 5(t - t_0) - 1 = \frac{\sin 2(\alpha - \varphi)}{\sin 2\alpha}$$

Cette équation définit α de manière implicite puisque t et t_0 dépendent de α . Pour la résoudre commodément par approximation successives, Kowalewski opère les dernières transformations suivantes :

$$A = 5 \frac{\gamma}{\gamma'} t_0 + 5(t - t_0) - 1 \text{ et } \alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\theta}{2} \quad (1)$$

L'équation qui définit α s'écrit donc :

$$A = \frac{\sin 2(\alpha - \varphi)}{2\alpha} = \cos 2\varphi + \sin \varphi \operatorname{tg} \theta$$

Soit

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{A-1}{\sin 2\varphi} + \operatorname{tg} \varphi \quad (2)$$

La marche à suivre est alors la suivante :

- on choisit une première valeur de α et on calcule successivement t , t_0 , A (l'équation 1),
- l'équation (2) donne θ et par suite, une nouvelle valeur de α . La convergence est assez rapide.

A partir de maintenant, on admettra que la valeur de α qui figure dans l'expression de P' est celle qui correspond à la valeur de la poussée (c'est-à-dire la plus forte des valeurs possibles lorsque α varie). Comme le montrent les calculs qu'on vient de faire, cette valeur de α est une fonction de $\frac{z}{L}$ ainsi que de $\frac{z_0}{L}$, φ et $\frac{\gamma'}{\gamma}$.

2.3.3 Coefficient de poussée de Kowalewski.

Pour apprécier la stabilité de la tranchée à la profondeur z , deux méthodes, maintenant, sont possible, on peut d'abord, prendre le raisonnement de Nash et Jones et étudier les forces qui agissent sur la partie OO' de la paroi de la tranchée ; on détermine alors la densité de la boue qui assure l'équilibre, en écrivant :

$$\gamma_b \frac{(z - z_1)}{2} = P'_{[z, \alpha(z)]} + \gamma_w \frac{(z - z_0)}{2}$$

Ce n'est pas la solution adoptée par Kowalewski qui préfère vérifier à toute profondeur, l'inéquation :

$$\gamma_b (z - z_1) \geq \sigma'(z) + \gamma_w (z - z_0)$$

Cette manière de procéder l'oblige à calculer la distribution $\sigma'(z)$ des contraintes à partir de l'expression de P' .

On admettra que la répartition des contraintes sur la verticale OO' est identique à la moyenne des répartitions régnant sur chacune des verticales de la face $AA' B'B$. On a alors

$$\frac{P'}{L} = \int_0^z \sigma'(s) ds$$

Pour calculer $\sigma'(z)$, on dérivera l'expression ci-dessus, par rapport à z , on obtient :

$$\frac{1}{L} \frac{dP'}{dz} = \sigma'(z)$$

De l'expression de P' considérée comme une fonction de deux variables z et α , on tire :

$$\frac{dP'}{dz} = \frac{\partial P'}{\partial z} + \frac{\partial P'}{\partial \alpha} \frac{d\alpha}{dz}$$

Mais comme α a été choisi précisément de manière à annuler $\frac{\partial P'}{\partial \alpha}$, il reste :

$$\sigma'(z) = \frac{1}{L} \frac{dP'}{dz} = \frac{1}{L} \frac{\partial P'}{\partial z} = \gamma' \frac{L}{3} \frac{tg(\alpha - \varphi)}{tg\varphi}$$

Formule dans la quelle α doit prendre la valeur qui a été déterminée plus haut. Kowalewski et Piaskowski ont calculé de nombreuses valeurs numériques de cette pression $\sigma'(z)$ correspondant à des valeurs très variées des différents paramètres. Pour faciliter la présentation de leurs résultats, ces auteurs écrivent $\sigma'(z)$ sous la forme :

$$\sigma'(z) = K'_a \left[1 - \left(1 - \frac{\gamma'}{\gamma} \right) k \right] \gamma z$$

Avec $k = 0$ lorsque $z \leq z_0$ et $k = 1 - \frac{z_0}{z}$ lorsque $z \geq z_0$ c'est-à-dire, en explicitant k.

$$\sigma'(z) = K'_a \gamma z \text{ Lorsque } z \leq z_0$$

$$\sigma'(z) = K'_a [\gamma z_0 + \gamma'(z - z_0)] \text{ Lorsque } z \geq z_0$$

On constate immédiatement qu'on retrouve la distribution de l'équilibre de poussée de Rankine lorsque $K'_a = K_a = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$ et qu'on pourra utiliser K'_a comme un véritable coefficient de poussée, en première approximation tout au moins, dans le cas plus complexe d'un milieu stratifié. L'expression littérale de K'_a se déduit sans peine des deux expressions de $\sigma'(z)$ données plus haut :

$$\sigma'(z) = \frac{L}{3} \frac{tg(\alpha - \varphi)}{tg\varphi} = K'_a \left[1 - \left(1 - \frac{\gamma'}{\gamma} \right) k \right] \gamma z$$

Soit

$$K'_a = \frac{1}{3} \frac{L}{z} \frac{tg(\alpha - \varphi)}{tg\varphi} \frac{\frac{\gamma'}{\gamma}}{1 - \left(1 - \frac{\gamma'}{\gamma} \right) k}$$

Par conséquent, comme l'angle α , le coefficient de poussée K'_a doit dépendre des quatre paramètres $\frac{z}{L}$, φ , $\frac{\gamma'}{\gamma}$ et $\frac{z}{z_0}$.

La formule trouvée ci-dessus n'est valable que dans des conditions de figure bien déterminées :

$$\frac{z}{L} - \frac{1}{2} \frac{\tan \alpha}{\tan \varphi} \geq 0$$

L'étude des autres cas s'effectue de la même manière et on aboutit à des conclusions identiques à propos des paramètres qui commandent la variation de K'_a . Les calculs de Kowlewski et Piaskowski ont montré que le coefficient K'_a dépendait fort peu des deux derniers paramètres cités $\frac{\gamma'}{\gamma}$ et $\frac{z}{z_0}$, cela tient à ce que l'essentiel de l'influence de ces paramètres est bien représentée par le facteur $\left[1 - \left(1 - \frac{\gamma'}{\gamma}\right)k\right]$. Dans ces conditions, on peut adopter une valeur moyenne de K'_a et ne pas tenir compte des paramètres en question.

Le coefficient de poussée K'_a ne va donc dépendre que de $\frac{z}{L}$ et φ finalement, Kowlewski et Piaskowski ont calculé le rapport $\frac{K'_a}{\tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}$ pour comparer leur propre coefficient à ce lui de Rankine (Tableau 2) et ils ont présenté leurs résultats sous la forme d'un abaque (**Figure 2.8**) qui donne pour différentes valeurs de φ la variation de $\frac{K'_a}{\tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}$ en fonction de $\frac{z}{L}$.

Tableau 2 : coefficient de poussée K'_a de Kowlewski

z/L	$\varphi \quad 25$	$\varphi \quad 30$	$\varphi \quad 35$	$\varphi \quad 40$
0	0,406	0,333	0,271	0,218
0,5	0,375	0,307	0,246	0,196
1	0,346	0,277	0,221	0,173
2	0,286	0,221	0,17	0,129
3	0,201	0,145	0,107	0,079
4	0,152	0,108	0,007	0,055
5	0,124	0,087		

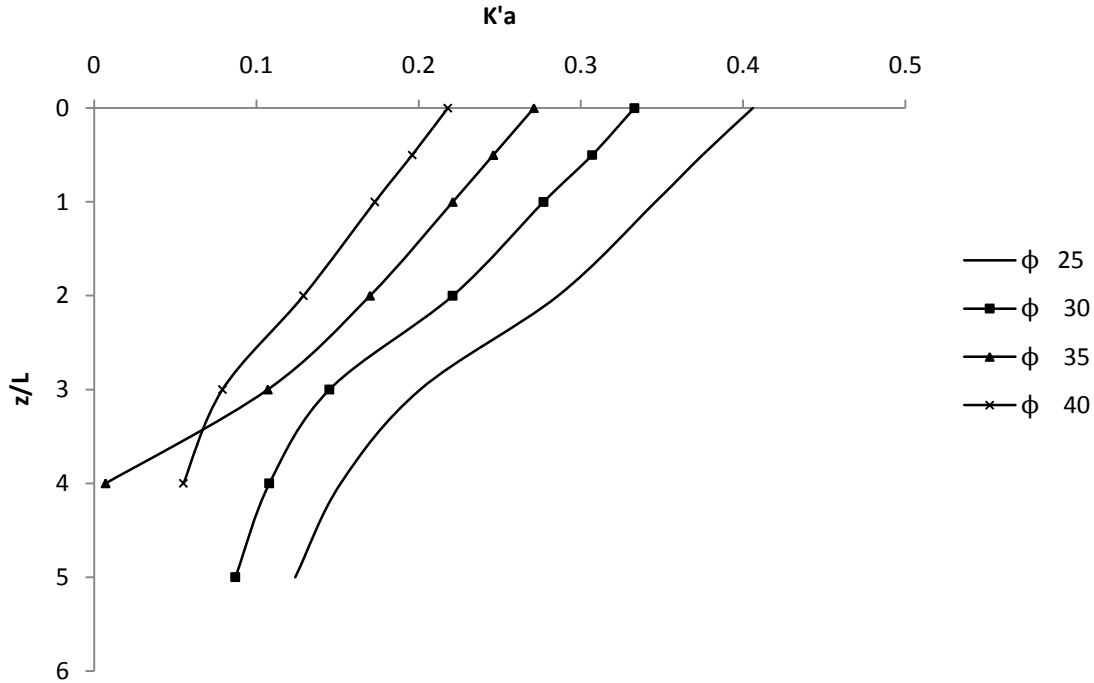


Figure 2.8: la variation du coefficient de poussée K'_a de Kowalewski par rapport z/L

Comme dans la théorie de Schneebli, on voit que le coefficient K'_a décroît assez rapidement avec la profondeur relative $\frac{z}{L}$, c'est ce qui permet d'expliquer la tenue des tranchées profondes.

On peut noter aussi que, même pour les faibles valeurs de $\frac{z}{L}$, l'influence du schéma retenu pour décrire la rupture n'est pas négligeable ; pour $z = \frac{L}{4}$ et $z = \frac{L}{2}$, les coefficients K'_a sont inférieurs respectivement de 5% et 10%, environ, à ceux de Rankine.

Il faut comparer, maintenant, comme on l'a indiqué plus haut, les poussées respectives de la boue, du terrain et de l'eau. La condition d'équilibre s'écrit

$$\gamma_b(z - z_1) \geq K'_a \gamma z + \gamma_w(z - z_0)$$

Soit :

$$K'_a \gamma z \leq (\gamma_b - \gamma_w)z + (\gamma_w z_0 - \gamma_b z_1)$$

Pour apprécier dans quelles conditions cette inéquation est vérifiée, on portera sur un diagramme la variation de chacun des membres (**Figure 2.9**) dans le cas représenté par la courbe en trait plein, la stabilité est toujours assurée ; comme dans la théorie de Schneebli, on constate l'existence d'une zone critique à une certaine profondeur. On peut aussi chercher quelle est la densité de la boue juste suffisante pour assurer l'équilibre (courbe en traits sur la (**Figure 2.9**))

Des applications numériques ont été faites pour des cas courants ($5 \text{ m} < L < 20 \text{ m}$). On trouve pour la densité de la boue des valeurs variant de 1,20 à 1,10, ce qui est tout à fait admissible est correspond bien à la réalité Piaskowski suggère dans les applications pratiques d'introduire un coefficient de sécurité. A la profondeur critique définie sur la figure 3.9, on voit que la contrainte $\sigma_b - u$ qui équilibre juste la poussée des terres (trait a pour valeur :

$$\gamma'_b(z_c - z_1) - \gamma_w(z_c - z_0)$$

Tandis que la contrainte correspondant à la boue réellement en place de poids volumique γ_b (trait plein) a pour valeur :

$$\gamma_b(z_c - z_1) - \gamma_w(z_c - z_0)$$

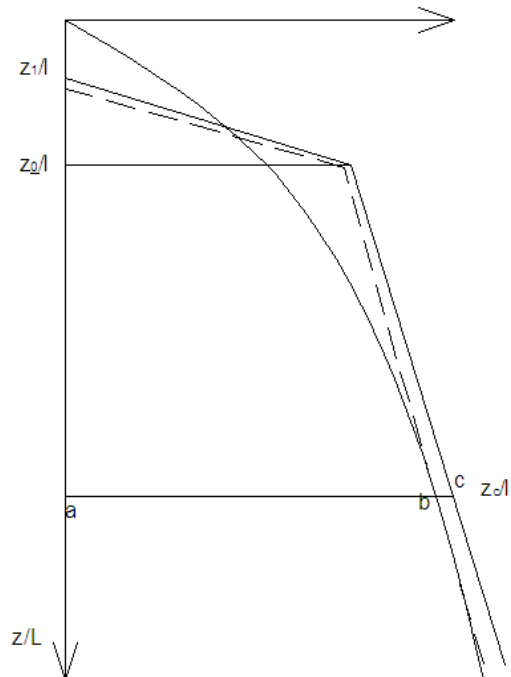


Figure 2.9 : Diagramme de contraintes d'après Kowalewski

On adoptera tout naturellement comme coefficient de sécurité le rapport :

$$F = \frac{\gamma_b(z_c - z_1) - \gamma_w(z_c - z_0)}{\gamma'_b(z_c - z_1) - \gamma_w(z_c - z_0)}$$

C'est-à-dire le rapport $\frac{ac}{bc}$ Piaskowski recommande pour le coefficient de sécurité la valeur minimale 1,1.

2.3.4. Conclusion

On indiquera que le calcul montre et l'expérience le confirme ; que c'est la profondeur z_0 de la nappe phréatique est le facteur essentiel à prendre en compte dans les études de stabilité beaucoup plus que la diminution de l'angle φ ou que l'accroissement de la longueur de la tranchée. La densité de la boue doit être d'autant plus forte que la nappe phréatique est près de la surface du sol.

En première approximation, on peut admettre pour des tranchée de dimensions courantes (la profondeur H varie entre L et 2 L) que les risques d'effondrement sont réduits lorsque le rapport $\frac{z_0}{h}$ est supérieur à 0,20 ; par contre si ce rapport descend au-dessous de 0,1, il convient d'être très prudent ; la nappes atteint un niveau qui peut compromettre la stabilité.

Chapitre 3 : Approche analytique décrivant la stabilité des tranchées planes profondes dans les sols pulvérulents

Introduction

Les tranchées planes remplies de boue sont utilisées dans la construction de murs souterrains de coupure et des structures de parois moulées. La stabilité de telles tranchées a attiré ~~une~~ l'attention des chercheurs géotechniciens. Le facteur de sécurité est un indice important dans la conception des dimensions des tranchées, mais peu de recherches ont été menées sur le sujet y compris l'explication théorique de ce fait. La tenue d'un petit diamètre de cavité circulaire est facilement expliquée par la formation d'une voûte de compression annulaire. Toutefois, la tenue d'une excavation profonde plate remplie de boue bentonites (mur en boue) dans le sol pulvérulent ne peut pas bénéficier de la même explication.

Plusieurs tentatives ont été faites pour expliquer la stabilité des tranchées remplies de boue et plusieurs théories et méthodes développées par les chercheurs géotechniciens sont adoptées pour faire face à ce problème. Ces méthodes ont été classées dans les catégories suivantes :

- méthodes théoriques "méthode d'équilibre limite, l'analyse limite ",
- méthodes numérique" modélisation par éléments finis, et différences finies "
- et méthodes expérimentales " tests en laboratoire et mesures sur terrain".

Toutes ces méthodes ont leurs limites, même si elles ont contribué à des degrés divers à la compréhension de la performance des excavations profondes.

La plupart des recherches existantes sont axées sur l'étude les mouvements du sol et les contraintes induites par le chargement et déchargement du sol dans les différentes étapes de construction des parois moulées. Tsai [37] a présenté une méthode analytique pour évaluer la stabilité des sous-couches faibles contre l'extrusion latérale des terres dans une tranchée supportée par suspension; Fox [10] a utilisé la méthode d'équilibre limite pour estimer les facteurs de stabilité générale pour 2D et de la stabilité 3D d'une tranchée soutenue par la boue. Sur la base de la construction du mur en parois moulées d'une station de métro ouvertes ; Xu et al [41] ont étudié les facteurs d'influence sur la stabilité des côtés de la tranchée supportée par suspension lors de la construction de la paroi moulée dans un sol mou en analysant le coefficient de sécurité correspondant aux différents paramètres de contrôle. En se basant sur le principe de la borne supérieure d'analyse limite ; Han et al [14]. ont développé une analyse 2D et 3D de la tranchée remplie de suspension pour la stabilité locale et globale de sol cohérent; Ng et Yan [22] ont confirmé la courbure horizontale et les mécanismes de transfert de charge vers le bas lors de l'installation d'une paroi moulée en utilisant la méthode des différences finies ; Gourvenec et Powrie [12] ont étudié l'impact des effets en trois dimensions de la longueur du panneau sur les mouvements et les changements

de contrainte horizontale latérale du sol lors de l'installation séquentielle d'un certain nombre de panneaux muraux ; Lei et al [17] ont proposé une solution analytique approchée pour prédire le tassement en surface du sol le long de la ligne médiane perpendiculaire à la paroi d'une tranchée plane soutenue par suspension.

Dans ce travail nous étudions la stabilité d'une tranchée lors de l'excavation dans un sol pulvérulent avec une nouvelle approche et ce, en utilisant la méthode analytique d'équilibre limite basée sur la contribution de l'interaction entre l'effet de voûte horizontale et l'effet de voûte verticale.

Cette méthode est développée dans le pire environnement d'excavation. Le sol est sans cohésion et le niveau de la nappe phréatique est à la surface du sol. L'objectif est d'évaluer le facteur de sécurité pour la stabilité générale et locale dans ces conditions extrêmes. Pour cette raison, une solution analytique en trois dimensions explicite est dérivée dans le présent document comme une première approximation pour le calcul des pressions de la terre agissant sur les parois latérales montrant le rôle et l'influence de chaque effet de voûte sur le comportement du sol près de panneau de tranchée. La validité de la solution est vérifiée par une analyse par éléments finis 3D. La validité de la formule est illustrée en comparant les résultats calculés avec des données mesurées sur terrain d'une tranchée à Kowloon, région de Hong Kong, par lequel la validité de la solution est également vérifiée

3.1 Hypothèses pour l'étude analytique

L'idée de base de cette approche est de prendre en compte à la fois les effets de voûtes verticale et horizontale d'une manière interactive. En effet, la présence de deux mécanismes de transfert de contraintes, à savoir, la voûte horizontale et les mécanismes de transfert de charge vers le bas régis par effet de voûte verticale lors de l'installation de paroi moulée a été confirmée. Ces deux mécanismes agissent simultanément et se traduisent par une réduction moyenne de la contrainte horizontale directement derrière la paroi [41]. De plus, l'effondrement de la tranchée se produit dans deux cas :

- lors du déchargement du sol ne provoquant pas un état d'équilibre limite, cela signifie que le sol près de l'excavation subit une déformation admissible, et les mécanismes de défaillance locaux dans ce cas déclenchés par l'instabilité de l'interface (ce phénomène est prédominant dans les sols qui ont des valeurs significatives de C) (stabilité local) [17].

- Dans le second cas, la relaxation du sol provoque une déformation inacceptable qui conduit à un état d'équilibre limite dans le sol, pour cet état critique, l'effondrement de la tranchée produit à la fois par l'instabilité globale et l'instabilité de l'interface (ce cas est prédominant dans le sol pulvérulent $C = 0$) (la stabilité local et globale) [38].

Comme mentionné précédemment, l'instabilité de l'interface locale déclenche l'effondrement de la tranchée globale et vice versa dans le sol pulvérulent; ce qui nous amène à traiter l'effondrement par une instabilité locale et globale en même temps. Au moment où le sol est creusé; une voûte de compression annulaire est créée dans le plan horizontal XY et libère un bloc de terre soutenu latéralement par l'effet de l'arc vertical et les forces de cisaillement qui agissent sur les deux extrémités du coin dans le plan XZ (**Figure 3.1**) [41]. Les deux mécanismes de transfert de charge interagissent d'une telle manière qui nous donne une surface de glissement courbée (**Figure 3.1**). Par conséquent, la tenue du panneau de tranchée profonde est liée à la stabilité du coin du sol résultant de l'effet voûte à double impact.

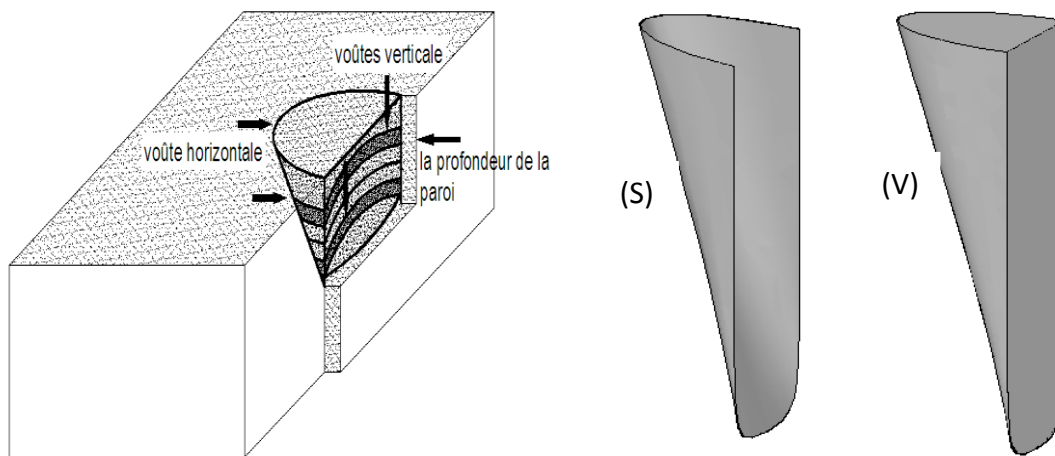


Figure 3.1 Mécanismes de transfert de charges régies par des arcs à double effet créant une surface de glissement S et V coin

3.2. Modèle analytique d'excavation de la tranchée

Le but d'un modèle de calcul est de montrer l'effet de voûte sur la stabilité de la tranchée profonde, il est donc nécessaire d'éliminer la cohésion qui joue un rôle stabilisateur indépendamment. Cependant, la naissance de l'effet arc ne dépend que de l'angle de frottement qui est influencé par l'augmentation du niveau de la nappe phréatique et la densité

du sol saturé. Ainsi, nous avons supposé un environnement pulvérulent avec ($C = 0$, $\phi > 20^\circ$) et le niveau de la nappe phréatique est à la surface du sol (c.-à-d. les pires conditions de creusement des tranchées).

Avant l'excavation d'une tranchée, l'état de contrainte initiale d'un sol non perturbé peut être supposé être dans l'état K_0 , où K_0 , est le coefficient de pression latérale des terres au repos. Pour les sols saturés homogènes, les pressions des terres totales horizontales et verticales au repos, P_h et P_v , à une profondeur z données en dessous de la surface du sol peuvent être exprimées par :

$$P_h = K_0(\gamma_{sat} - \gamma_w)z + \gamma_w z \quad (1)$$

$$P_v = \gamma_{sat} z \quad (2)$$

Où γ_{sat} est le poids volumique saturé du sol ; γ_w le poids volumique de l'eau, et L la longueur de la tranchée, de largeur W et de profondeur D . comme elle est schématisé dans la (Figure 3.2).

Pour décrire les mécanismes de transfert de charge vers le bas, les formules de base pour la fonction verticale sous l'influence de la voûte sont nécessaires. Dans le plan XZ derrière la paroi de l'excavation, la répartition des contraintes est influencée par l'effet des arcs verticaux, de sorte que la contrainte σ'_1 et σ'_2 tendent vers une valeur limite lorsque la profondeur z est suffisamment profonde

3.2.1 Effet de voûte verticale

Nous considérons que les arcs sont formés au voisinage de l'excavation limitée par ABC. Dans ces conditions, le petit volume élémentaire limitée par les facettes d_z , d_s subit une contrainte p et q tels que q est parallèle à d_s et p est verticale.

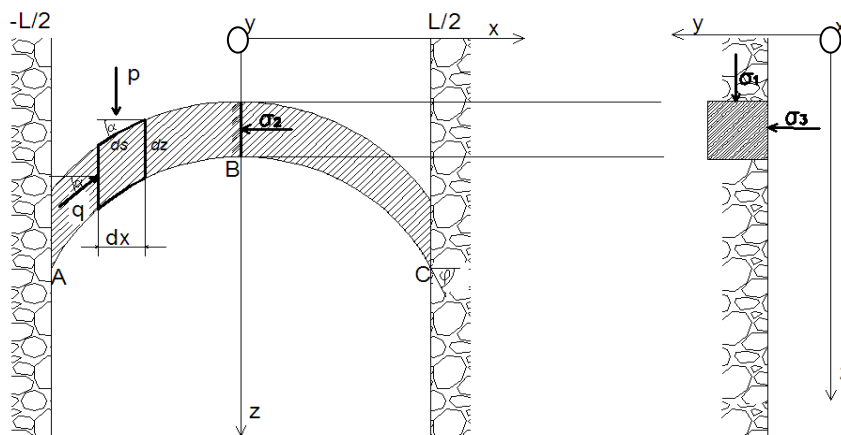


Figure 3.2 Arc formé au voisinage de l'excavation limitée par ABC

Il résulte de l'équilibre des contraintes horizontales, que la composante normale de q sur une surface dz est constante le long de l'arc ABC ; $\sigma_x = \sigma'_2$ ou $\alpha = 0$ au sommet de l'arc (point B) et les contraintes de cisaillement atteignent une valeur maximale τ_A, τ_C aux extrémités de l'arc quand $\alpha = \varphi$ comme indiqué (**Figure 3.2**)

On a :

$$\begin{cases} \sigma_x = q \cos \alpha \\ \tau_{A,B} = q \sin \alpha \end{cases} \quad (3)$$

En outre, l'arc est supposé chargé uniformément sur la surface supérieure, ce qui signifie qu'une surface élémentaire ds est sous contrainte normale constante égale à la plus grande contrainte principale σ'_1

$$\sigma'_1 = \frac{p}{\cos \alpha} = \text{cst} \quad (4)$$

La contrainte agissant sur les volumes élémentaires appartenant à l'arc ($\alpha, \alpha = 0, \alpha = \varphi$) peut être représentée par le cercle de Mohr (**Figure 3.3**). Les composantes q et p sont donnés en amplitude par les vecteurs OA et OB, sur la base (3), (4) et la représentation graphique des composants, la formule de contrainte principale majeure σ'_1 dérivée à un point arbitraire

$$\begin{cases} \frac{p+q}{2} = R \cos \alpha \\ \sigma'_1 = 2R - \frac{\sigma_x}{\cos^2 \alpha} \end{cases} \quad (5)$$

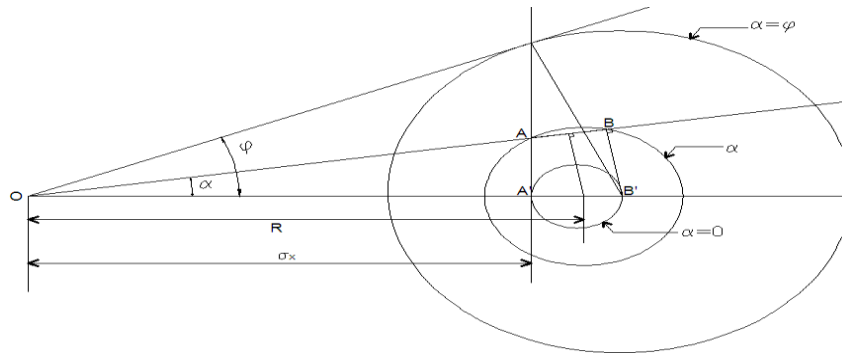


Figure 3.3 : composants de contrainte agissant sur les volumes élémentaires ($\alpha, \alpha = 0, \alpha = \varphi$)

Les hypothèses de calcul pour le point spécifique sont résumées graphiquement sur la (**Figure 4.3**). Sur le haut de l'arc $\alpha = 0$, $p = \sigma'_1$, $q = \sigma_x = \sigma'_2$ représentés par des vecteurs OB et OA', respectivement. Le point à l'extrémité d'arc $\alpha = \varphi$, $p = q$, représente une limite critique de l'état de rupture par cisaillement, l'arc ABC dans son ensemble est soumis à cinq

forces verticales: son propre poids $\gamma L dz$; les deux réactions τ_A, τ_C représente la résultante des forces élémentaires $q dz$ dans chaque côté de la surface d'arc

$$\int_{ABC} q dz = \int_{-L/2}^{+L/2} \frac{q}{\cos \alpha} dx = L \left(\frac{q}{\cos \alpha} \right) \quad (6)$$

La différence entre les faces supérieure et inférieure

$$L \frac{d}{dz} \left(\frac{q}{\cos \alpha} \right) dz \quad (7)$$

L'arc est en état d'équilibre $\sum \vec{F} = 0$

$$L \frac{d}{dz} \left(\frac{q}{\cos \alpha} \right) dz + 2\tau_A dz - \gamma L dz = 0 \quad (8)$$

Les deux variables $\frac{q}{\cos \alpha}$, τ_A seront exprimées en termes de σ'_1 tel que mentionné précédemment ($\frac{q}{\cos \alpha} = \sigma'_1$) dans les hypothèses proposées aux extrémités de l'arc.

$$\begin{cases} \alpha = \varphi \\ p = q \\ \tau_{A,B} = q \sin \alpha \end{cases} \Rightarrow \tau_{A,C} = \frac{p}{\cos \varphi} \sin \varphi \cos \varphi \Rightarrow 2\tau_{A,B} = \sigma'_1 \sin 2\varphi \quad (9)$$

L'équation (8) doit être écrite différemment, après simplification par $L dz$ on a :

$$\frac{d\sigma'_1}{dz} + \frac{\sin 2\varphi}{L} \sigma'_1 - \gamma = 0 \quad (10)$$

La résolution de cette équation différentielle donne :

$$\sigma'_1 = \frac{\gamma L}{\sin(2\varphi)} \left(1 - e^{-\sin(2\varphi) \frac{z}{L}} \right) \quad (11)$$

3.2.2 Effet de voûte horizontale

L'arc horizontal dans le plan XY pendant l'excavation de la tranchée provoque la libération d'un bloc de terre latéralement soutenu par l'effet de l'arc vertical. Pour décrire la fonction de décharge du sol sous l'influence de la courbure horizontale, l'équation voûte d'équilibre (10) est adoptée dans la direction y (σ'_3) en éliminant la force du poids propre de l'arc de cette équation. On a alors :

$$\frac{d\sigma'_3}{dy} + \frac{\sin 2\varphi}{L} \sigma'_3 = 0 \quad (12)$$

La solution de cette équation est :

$$\sigma'_3 = A e^{\frac{-\sin(2\varphi)y}{L}} / (A = cst) \quad (13)$$

Cette fonction décrit la variation de la contrainte horizontale en fonction de la distance y à partir du sol au repos jusqu'à la paroi latérale de la tranchée (**Figure 3.4**).

Dans ce cas, nous prenons les deux conditions aux limites de la manière suivante

✓ $y = 0 \Rightarrow \sigma'_3 = \gamma' z K_0$ ($\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ étant le poids volumique déjaugé du sol qui n'est pas perturbé par la tranchée).

La résolution de l'équation $\sigma'_3 = A e^{\frac{-\sin(2\varphi)0}{L}} = \gamma' z k_0$ donne $A = \gamma' z k_0$ et nous aurons :

$$\sigma'_3 = \gamma' z k_0 e^{\frac{-\sin(2\varphi)y}{L}} \quad (14)$$

✓ $y = f \Rightarrow \sigma'_3 = \gamma'_b z$ (f étant la distance entre le sol au repos et la paroi latérale de la tranchée, et γ'_b le poids volumique déjaugé de la boue).

La résolution de l'équation suivante permet la détermination de la distance f du sol perturbé à partir de la paroi latérale de la tranchée.

$$\gamma' z k_0 e^{\frac{-\sin(2\varphi)f}{L}} = \gamma'_b \quad \Rightarrow \quad f = \ln\left(\frac{\gamma' k_0}{\gamma'_b}\right) \frac{L}{\sin(2\varphi)} \quad (15)$$

La distance horizontale de la zone de sol perturbée (**Figure 3.2**) affecté par l'excavation dépend de plusieurs paramètres à savoir :

- l'angle de frottement du sol,
- la densité du sol,
- la densité de la suspension
- et le coefficient de pression latérale des terres au repos.

La variation de σ'_3 montre Comme l'a souligné Ng et Yan [22], une réduction significative de la pression latérale derrière la paroi latérale sous l'influence exponentielle de déchargement du sol à partir de la paroi latérale du tranchée. ▀

Un exemple effectué de panneau de tranchée 3 m de longueur , 40 m de profondeur dans une couche de sol qui présente les caractéristiques suivantes $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 30^\circ$, $C=0$, $k_0 = 0,5$ et $\gamma_b = 11 \text{ kN/m}^3$. La variation de σ'_3 pour différentes profondeurs en fonction de la distance y à partir du panneau de tranchée est représenté dans (**Figure 3.5**). Les coordonnées analytiques des points de représentation graphique est $(y; \gamma' z k_0 e^{\frac{-\sin(2\varphi)y}{L}})$.

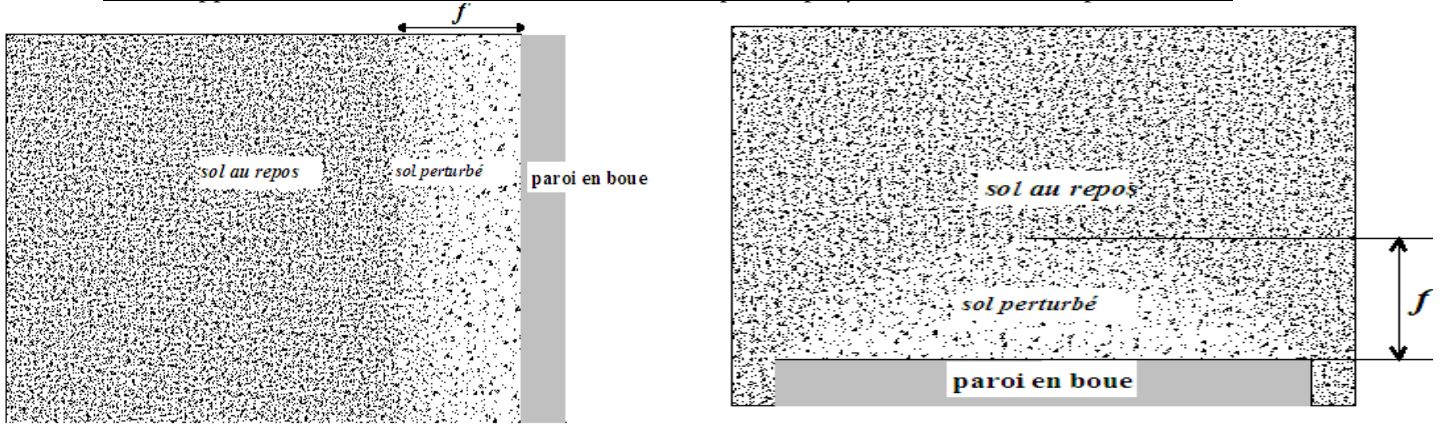


Figure 3.4 zone de sol perturbé près de la tranchée sous l'influence de voûte horizontale

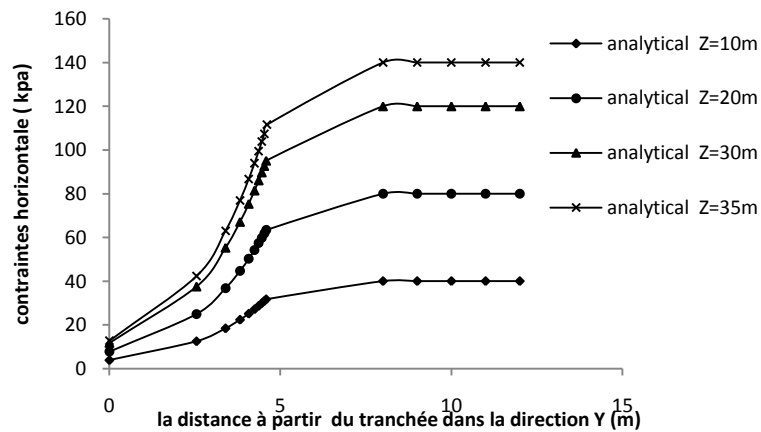


Figure 3.5 Les résultats d'analyse de déchargement du sol à partir de la tranchée

3.2.3 Interaction entre voûte horizontale et verticale pour la stabilité globale

Les mécanismes de transfert de charge vers le bas interagissent avec l'effet de voûte horizontale à travers la surface de glissement lorsque le sol présente un état d'équilibre limite comme indiqué sur la (Figure 3.6). Il faut d'abord tenir compte de la variation de la contrainte verticale par rapport à la profondeur z proposée dans la fonction (11) et la surface plane de glissement qui donne la plus grande poussée inclinée par rapport à l'horizontale d'un angle β . dans ce cas $\tan(\beta) = \frac{D}{f}$ donne la plus grande surface de contact, donc la plus grande contrainte de poussées horizontales.

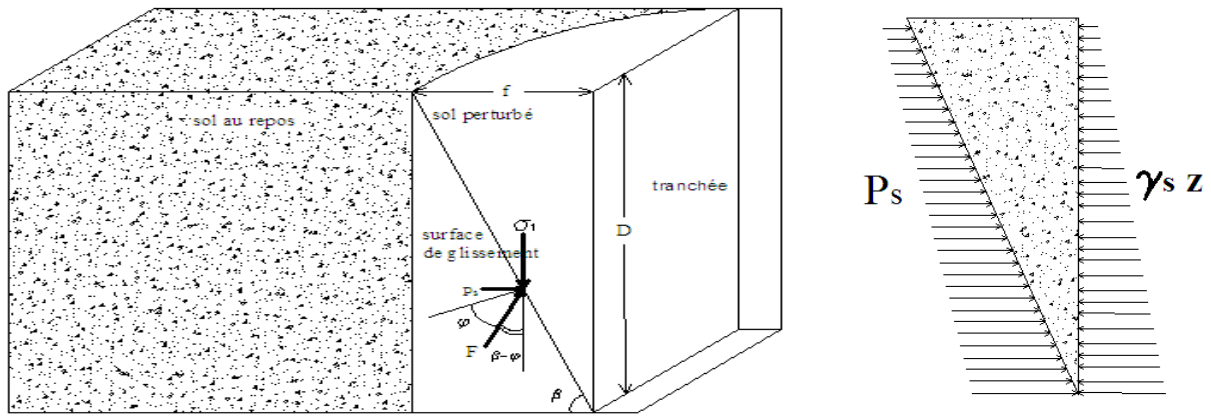


Figure 3.6 : la charge descendante interagissant avec effet de voûte horizontale à travers la surface de Glissement

P_s : La composante horizontale de la réaction du sol sur la surface de glissement, son expression est la suivante :

$$\begin{cases} \sigma'_1 = F \cos(\beta - \varphi) \\ P_s = F \sin(\beta - \varphi) \\ P_s = \sigma'_1 \tan(\beta - \varphi) \end{cases} \quad (16)$$

F étant la résultante des contraintes de frottement sur le plan de glissement incliné d'un angle $\beta - \varphi$.

La stabilité globale de la tranchée nous conduit à stabiliser le volume (V) (**Figure 3.6**) par un facteur de sécurité qui tient compte de l'équilibre entre les deux forces suivantes :

$$\left. \begin{aligned} F_d &= \frac{1}{\sin \beta} \int_0^D P_s dz \quad (F_d \text{ force déstabilisatrice}) \\ F_s &= \int_0^D \gamma_b z dz \quad (F_s \text{ force stabilisatrice}) \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

Dans ces conditions, la stabilisation de la tranchée dépend du facteur de sécurité global SF1 qui devrait être supérieur à 1, ainsi :

$$SF1 = \frac{F_d}{F_s} > 1 \quad (SF1: \text{facteur global de sécurité})$$

3.2.4 interaction entre voûte horizontale et verticale pour la stabilité d'interface (stabilité locale)

La stabilité générale de la tranchée se traduit par un facteur de sécurité supérieur à 1, mais rien n'empêche l'effondrement de la tranchée par l'instabilité d'interface. L'interface de la tranchée est influencée par deux types de contraintes actives :

- P_s appliquée à la surface de glissement,
- $\sigma'_1 k_a$ pression naturelle active du sol appliquée directement sur l'interface.

Cependant la contrainte horizontale P_s diminue sous l'effet de voûte horizontale d'une manière exponentielle à partir de la surface de glissement jusqu'à l'interface latérale de la tranchée.

$$\sigma'_3 = P_s e^{\frac{-\sin(2\varphi)y}{L}} + \sigma'_1 k_a \quad (18)$$

La contrainte active appliquée sur l'interface de la tranchée en termes de coordonnées y , z , d'autre part $y = (D - z)tg\left(\frac{\pi}{2} - \beta\right)$ on peut récrire la formule σ'_3 en fonction de z .

$$\sigma'_3 = \sigma'_1 \left(tg(\beta - \varphi) e^{\frac{-\sin(2\varphi)(D-z)tg\left(\frac{\pi}{2}-\alpha\right)}{L}} + k_a \right) \quad (19)$$

Cette fonction conduit :

$$\begin{cases} K_t = \left(tg(\beta - \varphi) e^{\frac{-\sin(2\varphi)(D-z)tg\left(\frac{\pi}{2}-\alpha\right)}{L}} + k_a \right) \\ \sigma'_3 = K_t \sigma'_1 \end{cases} \quad (20)$$

$k_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ étant le coefficient de pression de Rankine, et K_t le coefficient de pression latérale sur l'interface qui dépend de plusieurs paramètres (φ , L , et β) et varie également en fonction de la profondeur z et ce, contrairement aux résultats trouvés par Kowalewski [24]. Pour stabiliser l'interface en tout point de la profondeur de la tranchée, il est nécessaire que la pression latérale active soit inférieure à la pression de la boue passive.

$$SF2 = \frac{\gamma'_s z}{K_t \sigma'_1} \geq 1 \text{ (SF2: facteur de sécurité de l'interface)}$$

3.2.5 Facteurs de sécurité de la stabilité de la tranchée

Afin de stabiliser la tranchée on doit vérifier deux facteurs de sécurité SF1 et SF2. Le premier facteur de sécurité assure la stabilité de l'ensemble et empêche l'effondrement par glissement. Toutefois, le deuxième facteur de sécurité fournit un équilibre de pression de chaque point dans les deux côtés de l'interface. Par conséquent, la stabilité totale de la tranchée se produira lorsque $SF1 > 1$ et $SF2 > 1$ pour chaque point d'interface.

$$SF1 = \frac{\int_0^D \gamma'_s z dz}{\frac{1}{\sin\beta} \int_0^D \frac{D}{\sin\beta} P_s dz} = \frac{0.5\gamma'_s D^2}{\left[\frac{\gamma' LD}{\sin\beta \sin(2\varphi)} + \frac{\gamma' L^2}{\sin(2\varphi)^2} \left(e^{-\sin(2\varphi) \frac{D}{L \sin\beta}} - 1 \right) \right] \frac{tg(\beta-\varphi)}{\sin\beta}} > 1 \quad (21)$$

$$SF2 = \frac{\gamma'_s z}{K_t \sigma'_1} = \frac{\gamma'_s z}{\left(tg(\beta-\varphi) e^{\frac{-\sin(2\varphi)(D-z)tg(\frac{\pi}{2}-\alpha)}{L}} + tg^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right) \right) \frac{\gamma' L}{\sin(2\varphi)} \left(1 - e^{-\sin(2\varphi) \frac{z}{L}} \right)} > 1 \quad (22)$$

Un exemple effectué sur une tranchée dans un sol qui a les caractéristiques suivantes :

$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ et $\varphi = 30^\circ$, $C=0$, remplie d'une boue de densité $\gamma = 11 \text{ kN/m}^3$.

Les dimensions de la tranchée sont : $L = 3 \text{ m}$ et $D = 40 \text{ m}$, le niveau de la nappe phréatique est à la surface du sol. Le but de l'exemple est de montrer la variation de $SF2$; K_t et σ'_3 selon la profondeur z .

Les résultats indiquent que $SF2$ tend vers une valeur limite lorsque la profondeur de la tranchée dépasse 25 m et il prend une valeur minimale à 7 m de profondeur (ie $1/4 D$). En outre, la zone critique qui déclenche l'effondrement de la tranchée (caractérisé par un facteur de sécurité plus bas) est située entre 5 m et 10 m de profondeur comme indiqué sur la (**Figure 3.7**).

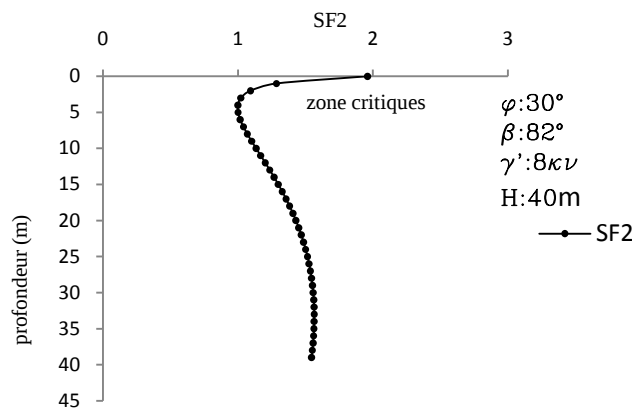


Figure 3.7 Variation du facteur de sécurité $SF2$ fonction de la profondeur z

Le coefficient de poussée latérale sur l'interface de la paroi latérale K_t varie entre 0,5 en haut à 1,1 au fond de la tranchée (voir **Figure 3.8**). Ce facteur prend la valeur de k_a à la surface du sol et augmente ensuite progressivement le long de l'interface jusqu'à la valeur maximale au pied de la paroi. Cet effet est dû à l'influence de la contrainte horizontale P_s résultant des plans de glissement. En plus la distance séparant l'interface de la surface de glissement diminue linéairement jusqu'à ce que le fond de la paroi latérale décharge. P_s Diffère selon le profondeur z sous l'influence de l'effet de voûte horizontale et conduit K_t à être variable en terme de profondeur z .

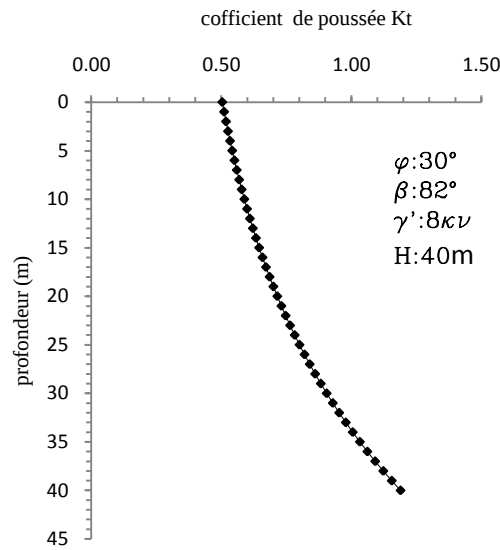
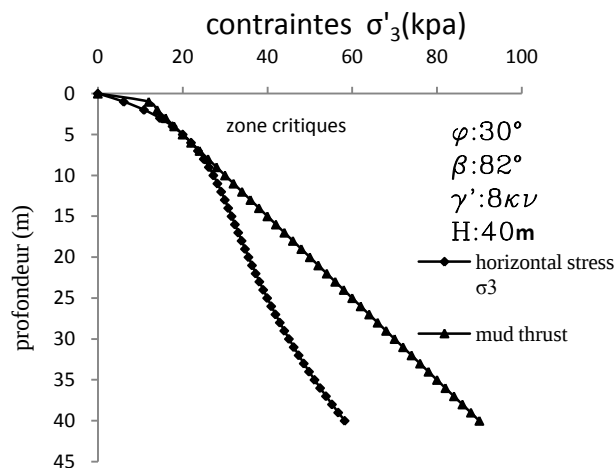


Figure 3.8 Variation du coefficient de pression K_t en fonction de profondeur

La comparaison entre la contrainte de pression latérale σ'_3 et la pression de la boue sur l'interface est très indispensable pour déterminer les points qui présentent un déséquilibre. Le niveau de la nappe phréatique est rabattu à cause de l'excavation, les deux courbes de pression sont tangentes entre 5 m à 10 m de profondeur et divergent lorsque la profondeur dépasse les 10 m. Cela signifie que les points de l'interface dans ce domaine présentent un équilibre limite



qui peut provoquer un déclenchement de l'effondrement à tout moment (**Figure 3.9**).

Figure 3.9 Variation de σ'_3 contrainte par rapport de la pression de la boue

La stabilité globale de la tranchée contre le risque de glissement est assurée par le facteur de sécurité SF1, mais il est possible d'étudier à travers le cercle et la courbe de rupture

de Mohr représenté sur la **Figure 3.10**, la variation de σ_1' en termes de z (équation (11)) et la variation de σ_3' selon y pour localiser des points plastiques dans le plan XZ, ces variations peuvent provoquer une surface de glissement.

Pour se faciliter la tâche, pour cette approche un algorithme est proposé, il donne les valeurs de SF1, SF2, la valeur de la distance de la zone perturbée par l'excavation, la pression de la terre pour chaque profondeur z et les localisations de la zone critique qui déclenche l'effondrement.

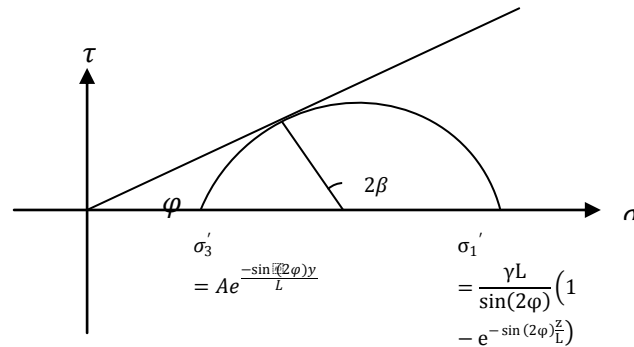
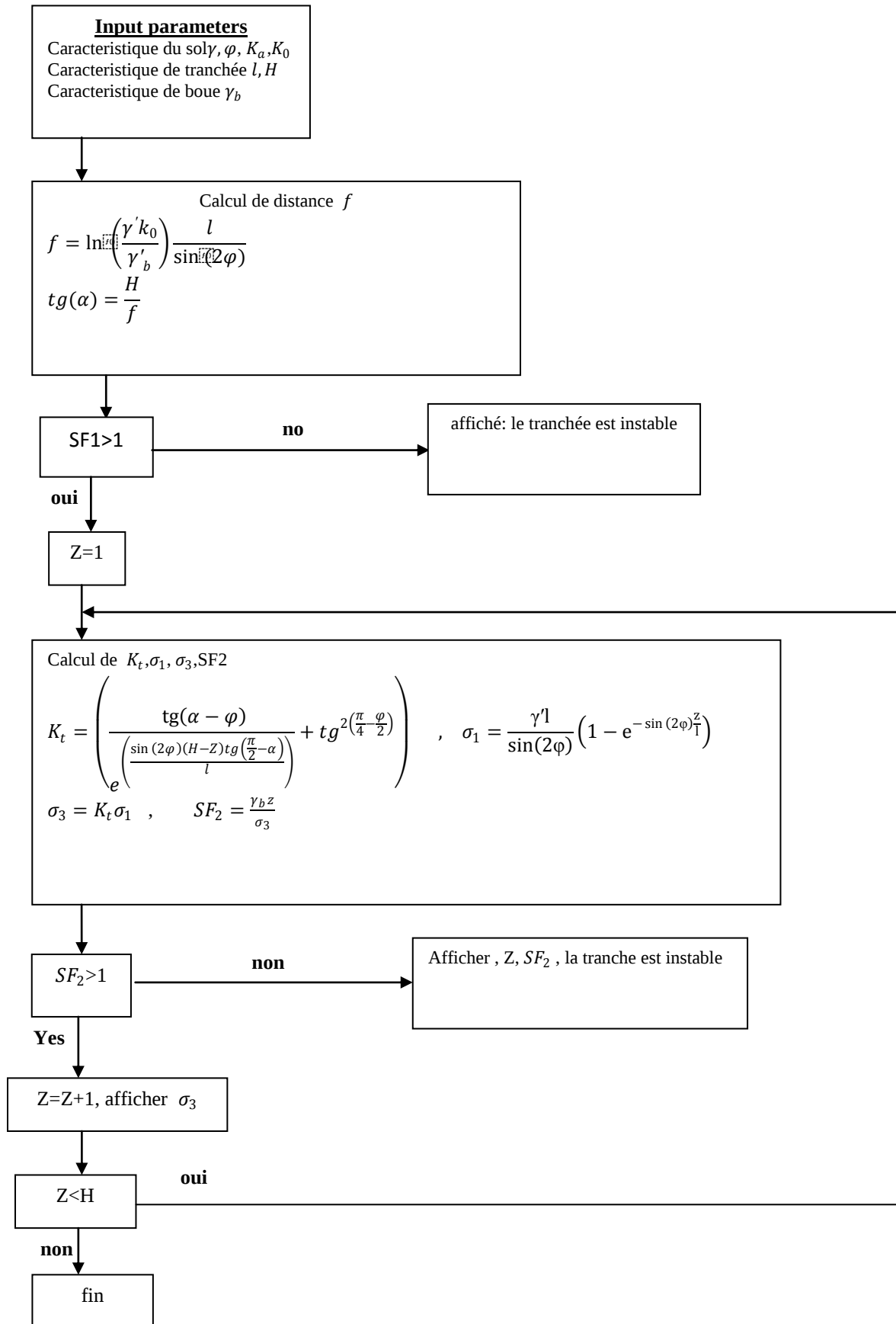


Figure 3.10 Emplacement des points plastique derrière l'interface de tranchée

Algorithme contrôle la stabilité de la tranchée plane



3.3 Analyse par éléments finis et mesures sur terrain :

Un modèle expérimental et une analyse par éléments finis utilisant le code de calcul PLAXIS 3D Tunnel d'un panneau de tranchée remplie de boue sont effectués dans l'objectif de valider le modèle de calcul en comparant les résultats numériquement et par l'expérimentation par rapport aux celles trouvées analytiquement. Pour cela on a pris comme modèle numérique validé par expérimentation d'un projet d'un panneau de tranchée creusé dans un sol sédimentaire qui se trouve dans la région de Hong Kong, d'une section rectangulaire (longueur 2.8 m et 40 m de profondeur). Cette excavation a fait l'objet d'une analyse réalisée par une équipe géotechnique dirigée par Ng CWW Université des Sciences et Technologies de Hong Kong en 1998[22]. Le comportement de la tranchée lors de l'excavation a été étudié, les pressions latérales juste avant le bétonnage et au moment du bétonnage ont été observées et mesurées avec des instruments in-situ. Dans cette partie du travail, des calculs numériques couplés en trois dimensions ont été développés en utilisant le modèle Hardening-sol qui est plus approprié pour simuler le comportement de la tranchée de paroi moulée dans un sol pulvérulent. Les hypothèses de calcul, les étapes de modélisation, les résultats numériques et les mesures in situ sont présentées.

3.3.1 Description de l'emplacement de la tranchée

Le site est situé à Kowloon, dans les extrémités de la région de Hong Kong, à l'est de la piste de l'ancien aéroport international de Kai Tak, entouré par le Laboratoire Central des Travaux publics et le Golfe de Kowloon. Le site est situé dans une zone bâtie gagnée sur la mer et la surface du sol est d'environ 4,50 m au-dessus du niveau de la mer. Le niveau de la nappe phréatique se trouve à 3 m sous la surface du sol. Les propriétés mécaniques du sol ont été évaluées principalement par des tests standards de pénétration et en effectuant une interpolation avec les conditions géotechniques de cette région de Kowloon. Les propriétés sont indiquées dans (**tableau 3**) à partir du travail effectué par Ng et al [22].

Tableau 3. Les propriétés mécaniques des sols

Couches de sol	Niveau sup (m)	Niveau inf (m)	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (deg)	G (MPa)
Backfill	+4.50	-1.50	18.0	0,0	28.0	12
Marine depot	-1.50	-11.50	18.0	0,0	28.0	12
Quaternary alluvium	-11.50	-23.50	20.0	0,0	33.0	10-32
Altered granite	-23.50	-35.50	20.0	0,0	39.0	>32
Heath granite	-35.50	unknown	20.0	0,0	45.0	

3.3.2 Modélisation et hypothèses de calcul

Pour vérifier la validité de la solution analytique, une analyse par éléments finis en utilisant PLAXIS 3D TUNNEL est effectuée dans l'objectif de comparant les contraintes autour de la tranchée.

Les dimensions de la tranchée sont les suivantes : largeur $W = 1\text{m}$, longueur $L = 3\text{ m}$ et profondeur $D = 40\text{m}$. Les conditions du sol ont été idéalisées comme une couche uniforme (rigidité constante) [12]. La durée d'excavation d'une tranchée est généralement de courte durée et la conductivité hydraulique est faible, le sol est supposé rester drainé, avec un coefficient de Poisson $\nu = 0,5$, le coefficient de pression totale latérale des terres a été dérivé et réglé sur une valeur $K_0 = 0.5$ et ce, pour générer les conditions initiales de contraintes. Pour éliminer l'effet de frontière artificielle sur les résultats calculés du projet, la modélisation est faite dans un espace 3D de 75 m de longueur, 16 m de large et 50 m de profondeur. Les bornes limite du modèle distantes de la tranchée de 30 m de chaque cotées Pour éliminer l'effet de frontière

Compte tenu de l'effet de raffinement du maillage sur la précision de calcul, le maillage a été correctement discrédité. Plus de 20000 éléments ont été générés. Les limites du maillage verticales ont été fixées sur supports à rouleaux pour limiter le mouvement normal de la frontière, et la base du domaine de calcul a été fixée de manière à limiter le mouvement dans toutes les directions. L'excavation a été modélisée en retirant les éléments dans la zone de la tranchée et remplacé par l'application de pressions de la suspension hydrostatique normale sur deux les faces exposées simultanément.

En utilisant le modèle Hardening-Soil qui est le plus approprié pour simuler le comportement de la tranchée de paroi moulée dans un sol pulvérulent. L'avantage de ce modèle sur le modèle de Mohr-Coulomb est non seulement l'utilisation d'une courbe contrainte-déformation hyperbolique au lieu d'une bi-courbe linéaire, mais aussi le contrôle de la dépendance du niveau de contrainte [42]. Certains paramètres du modèle actuel Hardening-Soil coïncident avec ceux du non-Hardening modèle Mhor-Coulomb classique, ce sont les paramètres de ruptures φ , c et ψ (angle de dilatance), De plus, nous utilisons les paramètres de base pour la rigidité du sol. E_{50}^{ref} : Rigidité sécante dans la norme drainée essai triaxial, $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$; rigidité tangent pour le primaire chargement odomètre m puissances pour la dépendance du niveau de contrainte de la rigidité. Cet ensemble de paramètres est complétée par les paramètres suivants avancés: $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ rechargement / raideur de rechargement, ν_{ur} : coefficient de

Poisson pour le déchargement-rechargement P^{ref} : contrainte de référence pour la rigidité K_0^{NC} : K_0 valeur de consolidation normale. Les données expérimentales sur m , E_{50}^{ref} et E_{oed}^{ref} pour les sols granulaires est donnée dans (Schanz & Vermeer 1998)[32]

Le niveau de la nappe phréatique se trouve à 3 m sous la surface du sol. La tranchée est symétrique dans le sens longitudinal, de sorte que seule une moitié de l'épaisseur doit être modélisée, comme le montre la (**Figure 3.11**)

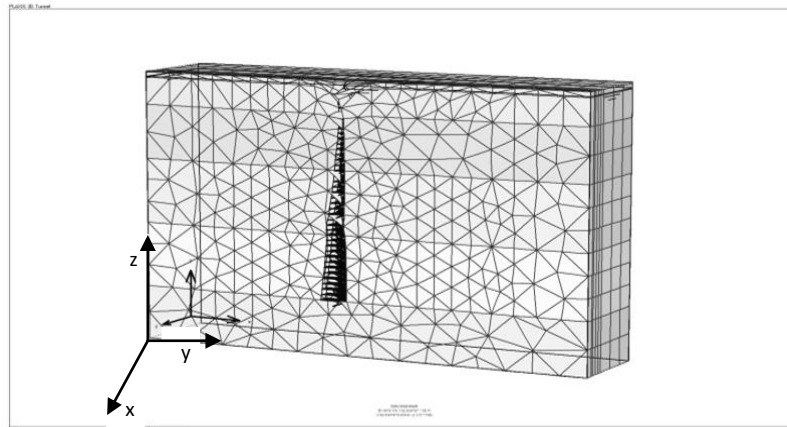


Figure 3.11 Présentation de la géométrie de maillage 3D

Le modèle 3D est étendue de 16,0 m dans la direction x et ce, pour se donner la possibilité d'avoir tout éventuel mécanisme dans la direction x et d'éviter toute influence des conditions aux limites ; cinq plans sont entrés :

- Un plan d'avant à $x = 0,0$ m,
- le plan A en $x = -0.6$ m,
- le plan B à $x = -2$ m,
- le plan C à $x = -7$ m,
- le plan d'arrière à $x = -10.0$ m.

Étant donné que le plus grand gradient de déplacement dans la direction x se produit autour du plan A, un raffinement du maillage local y est appliqué. La boue avec un poids unitaire de $11,5 \text{ kN/m}^3$ est simulée au moyen d'une pression artificielle "eau", qui augmente linéairement avec la profondeur. Cette pression remplace la pression de l'eau d'origine à l'intérieur de l'excavation. Toutes les phases de calcul sont définies comme des calculs plastiques de type charge.

3.4. Résultats et discussion

Les résultats fournis par le modèle numérique montre le comportement du sol grâce à la variation du champ des contraintes σ'_1 et σ'_3 derrière la paroi latérale tranchée dans les plans XZ et YZ. Les résultats PLAXIS 3D confirment que la fonction déchargement σ'_3 prend une forme exponentielle et la création d'une zone perturbée ($f = 3$ m YZ) le long de la ligne médiane perpendiculaire à la tranchée (le long de l'axe-y) (**Figure 3.12**) et ce, sous l'effet du mécanisme de transfert de charge horizontal qui joue un rôle clé dans la redistribution de la contrainte horizontale normale totale du centre à l'interface.

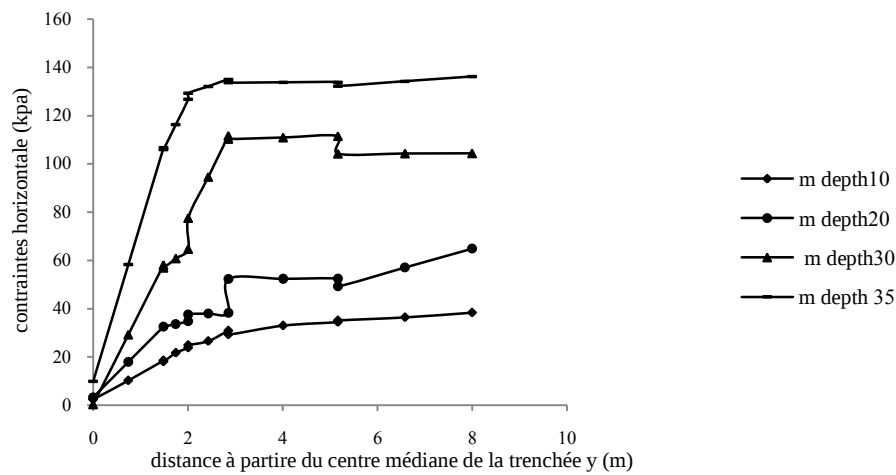


Figure 3.12 Variation de pression de la Terre pour différentes profondeurs dans la direction y

La redistribution de la charge horizontale est réalisée par l'intermédiaire de la contrainte de cisaillement (τ_{xz}). La variation des contraintes étant plus petite au centre, mais prend de plus en plus d'ampleur à l'interface de la tranchée, en plus les contraintes σ'_3 tombent verticalement vers le bas.

Dans le plan XZ, le sol est chargé dans les extrémités longitudinales de la tranchée en raison de l'effet de l'arc vertical, et une variation de cette charge le long de la direction X sous l'effet de l'effet de voûte horizontale est confirmée (**Figure 3.13**). Le rechargement du sol au niveau des extrémités du panneau dans la direction x est attribué au fait que le mécanisme de transfert vers le bas est influencé par l'effet de voûte vertical qui entraîne une augmentation des contraintes aux extrémités et diminue le long de la ligne médiane perpendiculaire à la tranchée. Ces deux mécanismes agissent simultanément et se traduisent par une réduction moyenne de la contrainte horizontale directement derrière le mur, mais une augmentation de la contrainte verticale dans le sol voisin au-delà de la paroi dans la direction longitudinale.

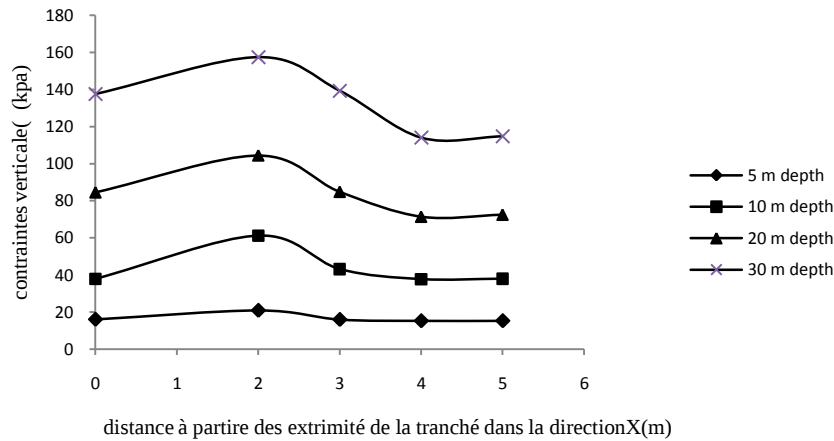


Figure 3.13 : Rechargeant le sol dans la direction x dans la direction longitudinale

3.4.1 Les comparaisons entre les résultats de la solution analytique et analyse en éléments finis

Les résultats donnés par la méthode d'analyse et ceux donnés par la modélisation en 3D numérique sont comparés en ce qui concerne la pression de la terre latérale sur les éléments d'interface et en terme de coefficient de sécurité illustré dans la (**Figure 3.14**). Les contraintes horizontales à l'interface sol-boue données par l'analyses en éléments finis sont légèrement plus élevées que celles données par le calcul analytique et ce, en raison de l'erreur d'évaluation de K_0 . La différence est due au fait que l'analyse tridimensionnelle surestime la quantité de transfert de charge vers le bas (la méthode des éléments finis implicite a tendance à augmenter les contraintes dans le sol). Dans le sol et à proximité de la tranchée, une différence acceptable a été trouvée entre les résultats numériques et analytiques concernant les valeurs de contrainte de poussée horizontale et le facteur de sécurité SF2.

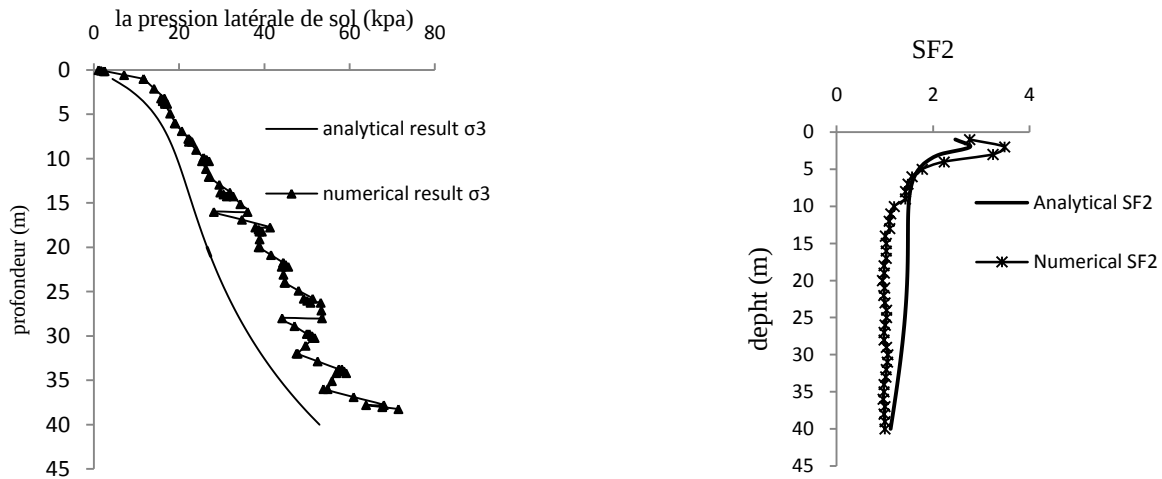


Figure 3.14 : Les résultats numériques et analytiques de la pression de la terre sur l'interface

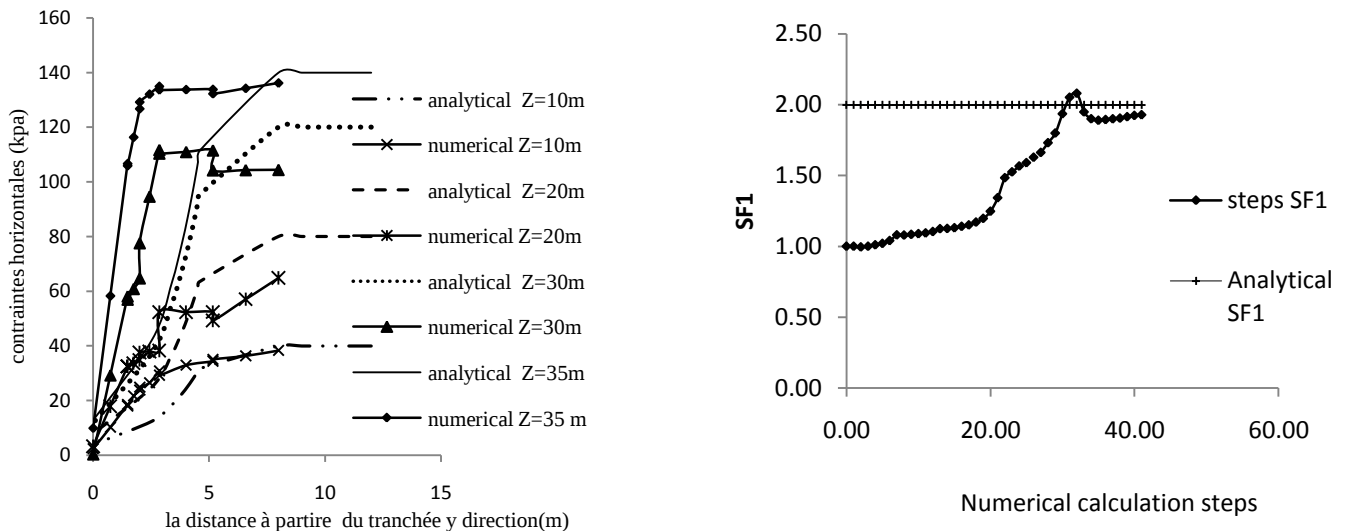


Figure 3.15: Variation de la contrainte horizontale derrière le mur

Il y a une variation exponentielle de la contrainte horizontale dans la direction y. Cette variation est facilement expliquée par la formation d'une voûte qui influe sur la pression de la terre horizontale dans la zone perturbée (qui se trouve entre le sol au repos et la surface latérale de la tranchée où la pression de la boue est appliquée). Cette variation est décrite analytiquement par : $\sigma_y = \gamma' z K_0 e^{\frac{-\sin(2\phi)y}{1}}$ Sa variation dépend de la profondeur z (**Figure 3.15**).

L'analyse tridimensionnelle surestime la contrainte attribuée au mécanisme de transfert de charge vers le bas et néglige le rôle de l'effet vertical de l'arc dans la zone perturbée, ce qui

conduit donc à une légère différence entre les résultats numériques et analytiques [39]. Les résultats numériques ont montré l'évolution du facteur de sécurité en fonction des étapes de calcul pour atteindre la valeur trouvée analytiquement (SF1) à la fin de l'excavation.

3.4.2 Comparaisons avec les mesures in-situ

Vu que les informations disponibles sont insuffisantes pour une étude détaillée, une comparaison quantitative générale est faite entre les résultats analytiques prédits et quelques mesures pertinentes prises sur le terrain de l'excavation de la tranchée soutenue par la boue à Kowloon, région de Hong Kong. Les données mesurées affichées sont reproduites à partir des travaux de Ng et al. (1999) [22]. Les pressions latérales juste avant le bétonnage ont été observées et mesurées avec des instruments.

La différence entre la pression mesurée et celle calculée (**Figures 3.16**) peut être expliquée par le fait qu'on a supposé une valeur constante de K_0 et un seul module de Young dans l'exemple proposé. Il est probable que le sol avait K_0 plus bas que celle proposée particulièrement en profondeur. En outre, une certaine contrainte pourrait résulter de l'installation des murs de guidage ou des panneaux voisins.

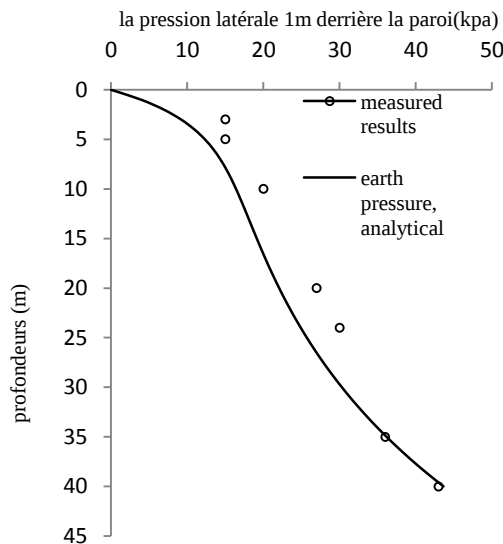


Figure 3.16: Les comparaisons entre les résultats calculés et les mesures sur le terrain

3.5. Conclusion

Une solution analytique est proposée, en utilisant la méthode d'analyse de contraintes effectives qui décrivent le phénomène de la stabilité de la tranchée profonde des parois moulées. La stabilité de la tranchée est régie par la contribution de l'interaction entre l'effet des voûtes horizontale et verticale, créant ainsi une longueur f de la zone de perturbation du sol derrière la paroi latérale et provoquant la formation d'une surface de glissement inclinée à partir de l'axe horizontal dans ce domaine. En outre, cette approche définit un nouveau paramètre K_t , le coefficient de pression d'interface qui dépend de plusieurs paramètres : la longueur de la tranchée, l'angle de frottement, la profondeur de la tranchée, et la longueur de la zone perturbée.

Les paramètres clés de la stabilité de la tranchée sont les facteurs de sécurité SF1 (facteur de sécurité générale) et SF2 (facteur de sécurité d'interface). Le premier facteur de sécurité assure la stabilité globale et empêche l'effondrement par glissement. Toutefois, le deuxième facteur de sécurité fournit une information sur l'équilibre de pression de chaque point dans les deux côtés de l'interface.

L'approche analytique développée donne des résultats comparables à ceux trouvés par les mesures sur terrain de tranchées soutenues par la boue en Kowloon, Hong Kong. En voyant que la technique de mesure est utilisée largement dans les zones urbaines les auteurs ont la volonté d'améliorer l'approche analytique en tenant compte des bâtiments près des sites d'excavation et l'effet de cohésion sur la stabilité des tranchées.

Chapitre 4: Etude paramétrique d'un projet de soutènement en paroi moulée dans un milieu urbain et son effet sur les bâtiments adjacents

Introduction

Il est largement admis que le processus d'installation de la membrane des parois moulée peut entraîner des déplacements du sol potentiellement importants qui provoquent une réduction des contraintes horizontales au site. Cela dépend du profil du sol, et de la configuration de la paroi moulée (longueur et les séquences de construction). L'existence des bâtiments adjacents avec des fondations superficielles peuvent rendre les effets de l'installation des panneaux des parois moulées considérables. Les mesures sur terrain mettent en évidence que le mouvement du sol résultant de l'installation paroi moulée pourrait être une composante importante de l'ensemble de déplacement (Burland et Hancock 1977[5], Tedd et al. 1984[40], Symons et Carder 1993[33]) alors que les tests de centrifugeuses ont aussi vérifié le développement de cet effet (Powrie et Kantartzi 1996[25]) et démontré que la composante des mouvements du sol résultant de l'installation mural peut être supérieure à 50% de déplacement d'ensemble. En outre, les hypothèses simplificatrices qui considèrent l'installation des parois sans changement du champ de contraintes et de déplacements couramment appliquées à la conception sont assez discutables.

L'objectif de ce travail est de déterminer l'effet d'une installation murale d'un panneau de paroi moulée sur la stabilité des bâtiments adjacents ayant des fondations relativement superficielles. La mise en place séquentielle de chaque panneau a été simulée par la substitution des paramètres des éléments d'excavation aux ceux correspondant à la boue de bentonite

4.1. Procédures d'installation et modélisation

Le projet d'excavation Thessaloniki a été retenu comme projet support pour valider nos modélisations, car la station d'Analipsis, 210 m de long et 16,4 m de large, est considéré comme l'un des cas les plus critiques de stabilité du sous-sol de Thessalonique, à l'exception de la couche superficielle qui a des caractéristiques physiques et mécaniques relativement bonnes. Cependant, installer une paroi moulée à une courte distance de bâtiment adjacent ayant des fondations superficielles rend le processus de construction extrêmement exigeant. Selon la ligne directrice du code allemande DIN 4126 [8], la zone critique autour de l'excavation de la tranchée allons jusqu'à une distance de 70% de la longueur de la tranchée .Pour cette raison, un panneau typique de longueur relativement petit $L = 2,8$ m a été appliquée et une machine de coupe rotative a également été choisie pour effectuer les travaux

d'excavation continues des panneaux. L'épaisseur des panneaux est de $t = 1,20$ m, sa profondeur est de $H = 44,0$ m et le sous-sol de la station est de 28,0 m en dessous de la surface du sol.

4.1.1. Modèle de sol et les propriétés des matériaux

Les conditions du sol sur site et les propriétés du sol pour chaque couche, provenant des études géotechniques comprenant l'évaluation in-situ et des tests de laboratoire sont présentées dans le **tableau 4**. Le niveau des eaux souterraines a été rencontré à 5,0 m au-dessous de niveau du sol et les tests pressiométriques ont été effectués à la région pour évaluer le sens horizontal des contraintes, une valeur constante de $K_0 = 0,54$ a été adoptée.

Ayant à l'esprit la nécessité de prévoir le tassement des bâtiments adjacents, pour cette raison une loi de comportement élastoplastique (PLAXIS 3D FONDATION) est appliquée à cette étude incluant le critère de plasticité de Mohr-coulomb.

Le comportement de la paroi est considéré comme linéaire élastique et isotrope, y compris celui de la boue qui a une résistance au cisaillement de l'ordre de 50 Pa (DIN 4126 [33]) et un poids unitaire de 11 kN/m^3 tandis que le coefficient de Poisson a été prise égale à 0.49. L'application de ces valeurs à l'analyse produit des contraintes dans le domaine de calcul égal à l'état de gravité hydrostatique, en assurant que les pressions hydrostatiques appropriées ont été développées au niveau des facettes de la tranchée. Une valeur plus élevée de poids unitaire ($12,5 \text{ kN / m}^3$) a été attribuée aux produits mélangés à la boue qui se situent à l'interface sol-boue et de même, le module de cisaillement a été prise égale à 25 kPa, car si on tient compte du calendrier de construction et de temps d'installation des panneaux adjacents, en particulier les panneaux primaires, il nous semble tout à fait suffisant pour une dissipation de pression interstitielle et par conséquent la pression effective est appliquée.

Tableau 4: Propriétés géotechniques des couches de sol

Couche de sol	Niveau sup (m)	Niveau inf (m)	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (deg)	G (MPa)	ν
remb	0	-3	18.0	3	30	12	0.3
A1a	-3	-10	18.0	3	25	12	0.3
A1b	-10	-35	20.0	5	25	10-32	0.3
A1c	-35	-40	20.0	40	25	>32	0.3
B	-40	-60	20.0	50	25	>32	0.3

4.1.2. Procédure de simulation

La simulation numérique effective de la procédure de construction typique d'une coulée en paroi moulée in situ doit refléter les étapes et les mécanismes mis en place au cours de l'excavation tout au long de la réalisation de la paroi. La première étape consistait à établir l'état in situ des contraintes. La construction d'un seul panneau a été simulée en 22 étapes au cours de l'excavation avec une avancée de 2,0 m en profondeur au sein de chaque étape et le sol dans la zone d'excavation a été remplacé par la bentonite. La fin de l'excavation a été suivie par la mise du béton humide ayant une valeur de $E = 1000 \text{ MPa}$ et $\nu = 0,49$. La dernière étape de l'analyse correspond au durcissement du béton. Le même procédé a été appliqué à tous les panneaux étudiés.

L'emplacement le plus critique dans la région de la station correspond à des mauvaises conditions de fondation du bâtiment très proche de la paroi moulée. L'analyse est donc concentrée sur cela. Avant l'analyse complète de l'interaction sol-structure, y compris un bâtiment de 6 étage, des analyses numériques d'une construction d'un seul panneau de mur et une fondation adjacente vérifiée le processus de simulation proposée, ainsi que la loi de comportement et les valeurs des paramètres géotechniques du sol.

(**Figure 4.1**) montre le plan de fondation du bâtiment adjacent et l'emplacement de la paroi moulée et le rideau de micropieux utilisé pour minimiser l'effet de l'installation des panneaux. De plus, le nombre de la travée de chaque panneau, le chiffre indique le type de panneau (Primaire, P, ou secondaire, S) et l'ordre d'installation indiqué dans les cercles sur le côté droit de chaque panneau. Les fondations sont de types individuels liées entre elles par des poutres en béton armé (0.2m, 0.5m). Le niveau de la fondation est à 3,0 m de la surface du sol. Le nombre de zones du maillage adopté est d'environ 89.000 en 3-D, et 4.272 éléments de coque et 225 éléments de poutre. Le poids permanent du bâtiment a été explicitement mis en place par la gravité de chaque élément tandis qu'une charge uniforme de 5 kPa a été appliquée à chaque dalle pour simuler toutes les autres charges permanentes et variables. Après la mise en place des contraintes initiales, l'installation des micropieux a été introduite suivi par l'installation des 9 panneaux selon l'approche décrite précédemment. La séquence d'installation est présentée à la (**Figure4.1**).

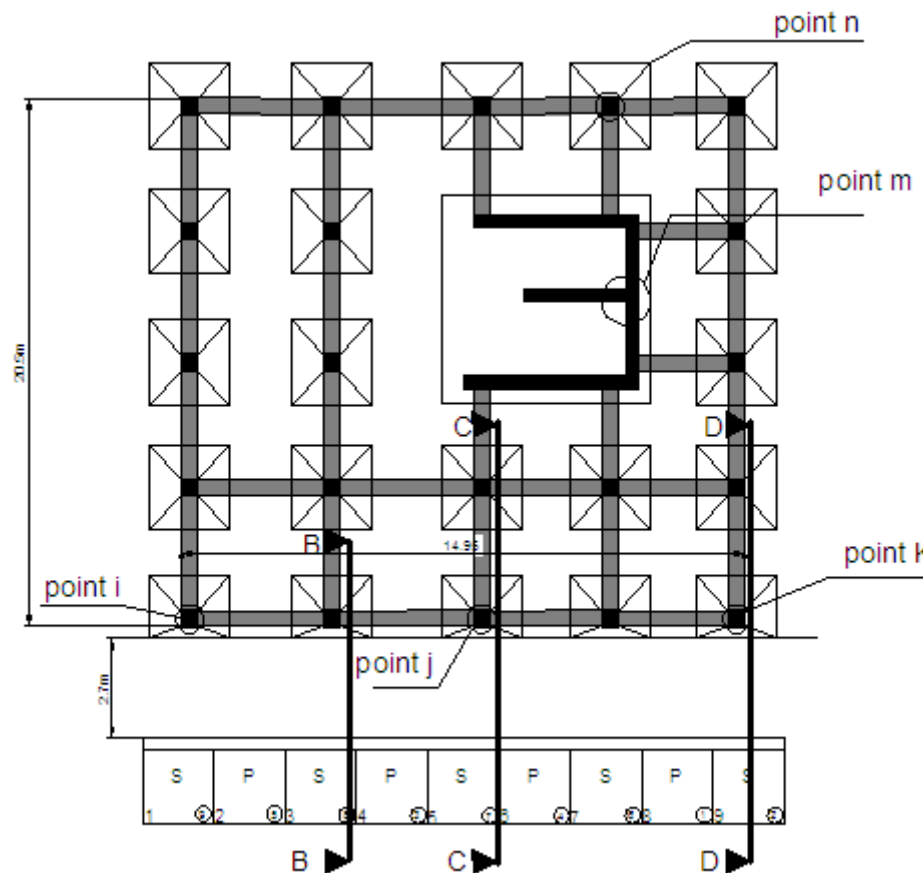


Figure 4.1 : Semelles isolées d'un immeuble de 6 étages avec le paroi moulée et les micropieux

4.2. Résultats numérique

Les valeurs de contour de tassement du sol survenu après l'achèvement du premier élément (élément n° 8) sont illustrées sur la (**Figure 4.2**). On peut voir que le tassement du sol s'est formé autour du panneau excavé, sa valeur maximale est de l'ordre de 2,4 mm. En plus, le tassement maximal du bâtiment est situé au coin de celui-ci et à proximité du panneau excavés et les contours montrent une réduction uniforme en fonction de la distance de ce point. La construction séquentielle des panneaux suivants provoque l'effet maximum en face de chaque panneau, comme il a été prévu, mais en même temps contribué à une augmentation progressive des tassements dans une zone très répandue. Lorsque les panneaux primaires sont installés, une augmentation des tassements d'une valeur de 4,2 mm est produite. Les tassements du sol diminuent progressivement à mesure qu'on s'éloigne de la paroi moulée et deviennent presque nuls à l'arrière du bâtiment. L'achèvement du mur avec le reste (4 panneaux secondaires) n'engendre qu'une augmentation minimale à la valeur maximale de tassement du sol. La valeur finale du tassement maximal est de 5,3 mm et la même valeur est

développée sur le côté extérieur du bâtiment près de la paroi moulée. De la comparaison de la variation des forces axiales le long de construction du panneau, il se montre que l'installation de panneaux n'affecte pas ces forces.

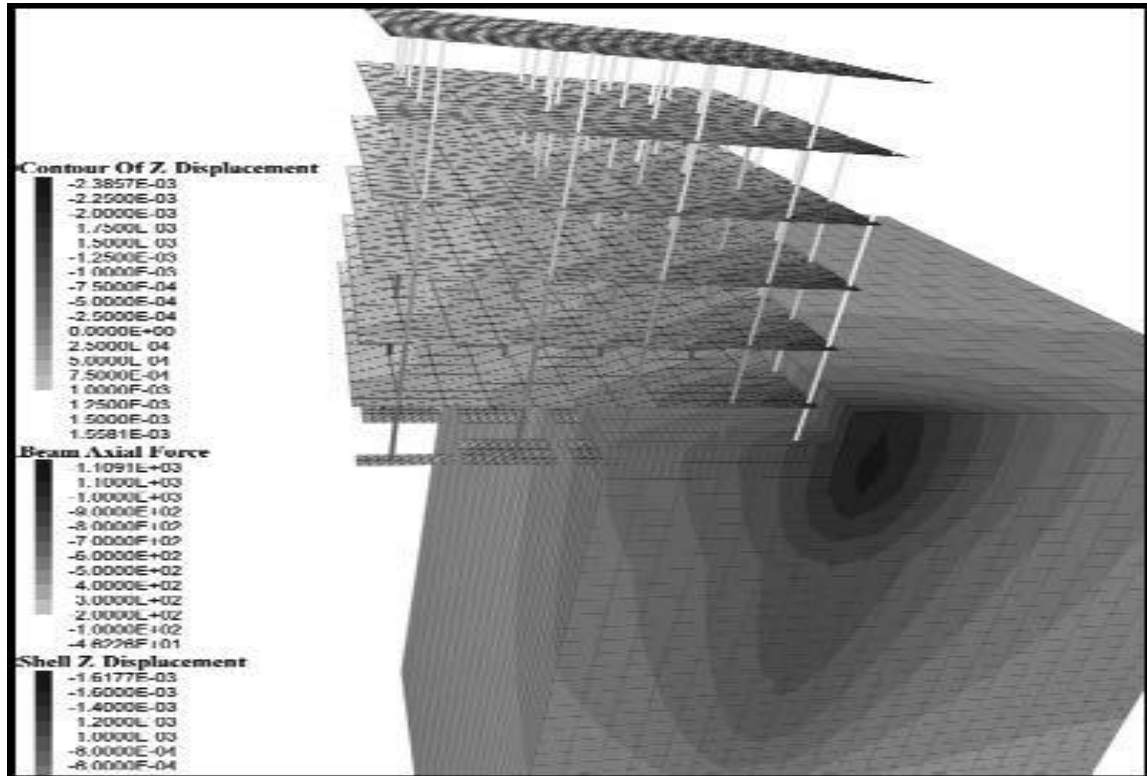


Figure 4.2: Contours du tassement du sol sous la construction présenté conjointement avec les forces axiales de colonne après l'achèvement du premier panneau (N°8)

(**Figure 5.3a**) illustre la variation des déplacements horizontaux en fonction de la profondeur à la limite extérieure de la fondation frontale (coupe C-C). Les valeurs ne dépassent pas l'ordre de 1,0 mm, ce qui est principalement due à l'existence des micropieux. La construction des panneaux n°8 et 9 (première et deuxième dans l'ordre de la construction) sont relativement trop loin de ce point et ils ne provoquent aucun déplacement horizontal au point considéré. Le panneau n° 5 est juste en face du point, ce qui explique le mouvement important du champ de déplacement lors de la construction de ce panneau. Les résultats sont similaires dans le cas du point situé au-dessous de pied au bord de la semelle extérieure (coupe D-D) (**Figure 4.3**)

L'effet le plus important pour le bâtiment adjacent c'est les tassements et la distorsion angulaire qui se développera dans la fondation, ce dernier pourrait être capable de provoquer un moment de flexion notable des éléments de fondation. (**Figure 4.4**) illustre l'augmentation progressive des tassements à travers la coupe « C-C » sur la même figure l'emplacement de la paroi moulée et la fondation du bâtiment sont représentés. La construction de chaque panneau

contribue à une augmentation progressive des tassements, avec l'influence maximale connue lorsque le panneau principal à proximité de la section transversale est installé. Ceci explique la différence maximale observée lorsque le panneau n ° 4 est installé. Le tassement maximal est développé à la fin de la construction de tous les panneaux, sa valeur est de l'ordre de 5,5 mm et se produit à l'avant du bâtiment.

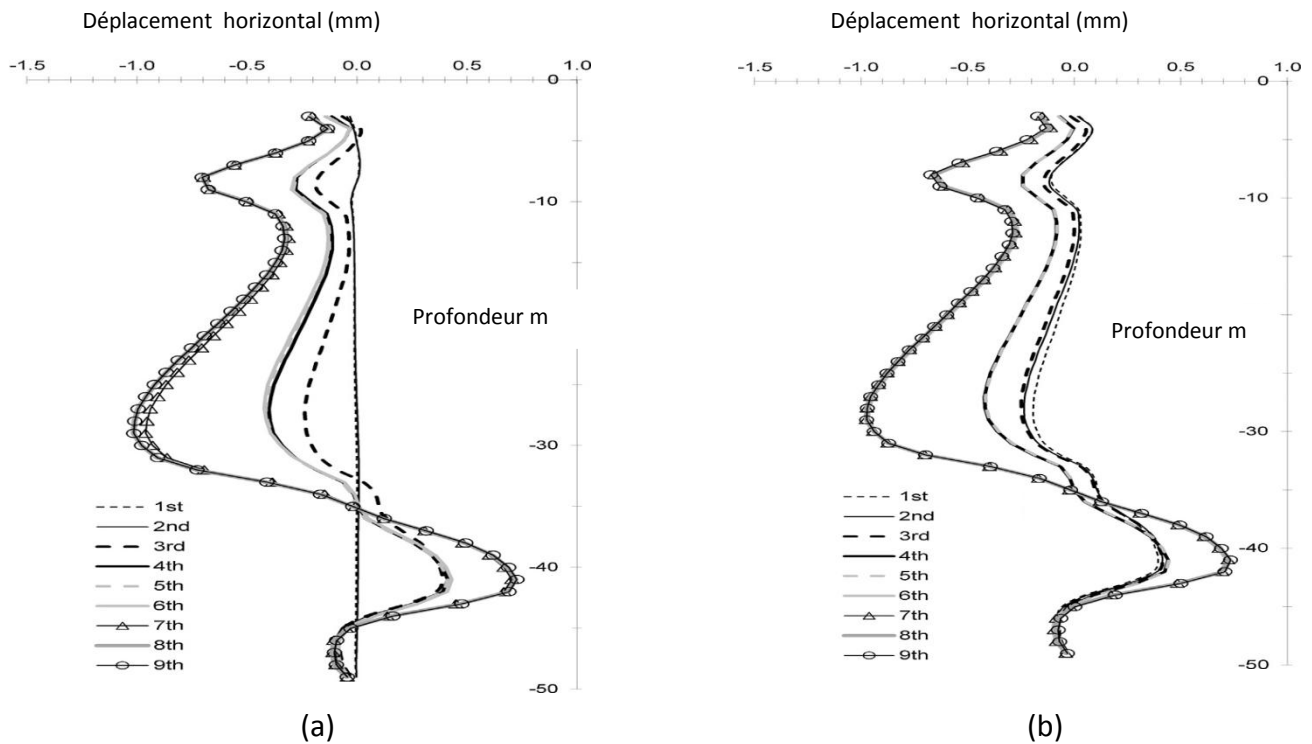


Figure 4.3 : Profil des déplacements horizontaux ci-dessous de la semelle extérieure à (a) la mi-face, le point j, (b) la fin-face de l'immeuble, le point k

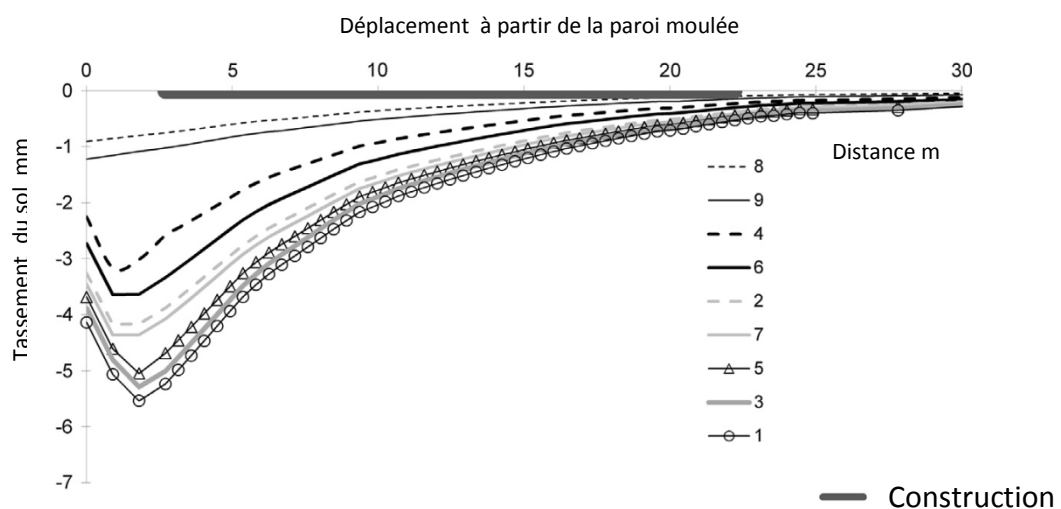


Figure 4.4 : Développement du profil de tassement au cours des séquences de construction des panneaux coupe C-C centre du bâtiment

La conception efficace des structures de soutènement extrêmement adjacente à des bâtiments, nécessite une instrumentation de surveillance pour assurer la sécurité de la construction et contrôler leur l'impact sur les bâtiments avoisinants. Les histogrammes donnent leur contribution à l'évaluation des tassements cumulatifs de chaque panneau particulier ces données seront disponibles lorsque la paroi moulée dans cette zone au cours d'exécution. Il est donc extrêmement utile d'établir ces histogrammes de l'analyse 3-D pour le suivi des valeurs de tassement au cours de construction du mur de soutènement.

(Figure 4.5) illustre les résultats de tassement numérique cumulatif après l'achèvement de chaque panneau, dans les points caractéristiques i, j, k, m et n. l'emplacement de chaque panneau correspond à des positions relatives de gauche à droite. Tandis que la séquence d'installation est indiquée sur la partie supérieure des histogrammes. On peut voir que les tassements définitifs à la face devant le bâtiment (points i, j et k) ont le même ordre de grandeur et que les valeurs fournies pour les points loin de la paroi moulée (points m et n) sont nettement moins élevées et sans effet pratique sur le bâtiment. Il est bien évident que la (Figure 4.5) peut être efficacement utilisé pour comparer les tassements au cours de la construction des prochains bâtiments et de générer un signal d'alarme en cas des valeurs de tassement beaucoup plus élevés.

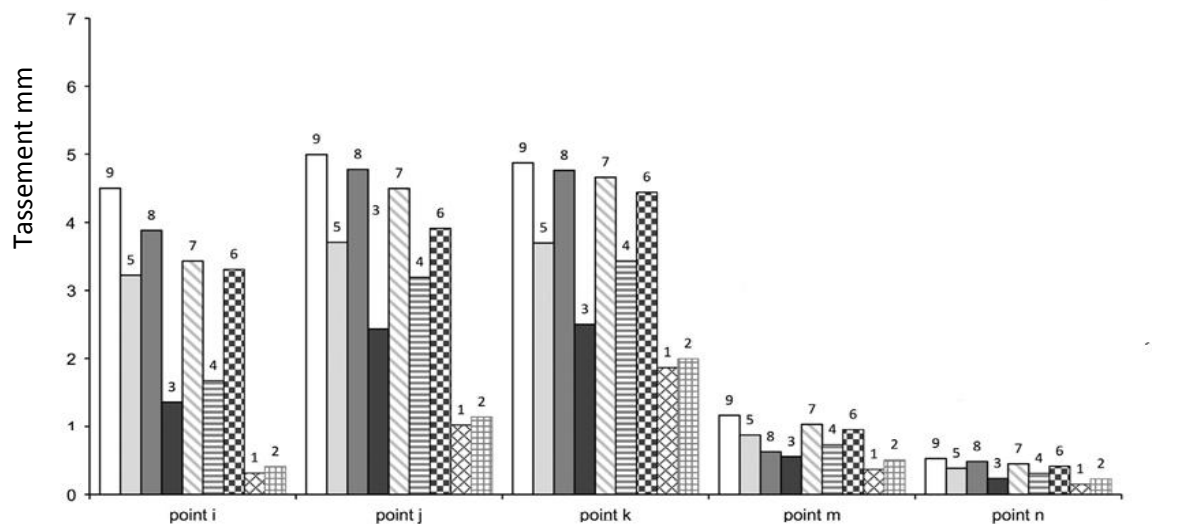


Figure 4.5: Le développement prévu des tassements cumulatifs aux points i, j, k, m et n à la fin installation d'un panneau

4.3. Discussion des résultats

L'installation de parois moulées a été étudiée au moyen d'une nouvelle méthode pour simuler l'excavation et la construction de panneaux permettant la libération des contraintes du sol environnant en particulier dans le cas des couches de sol avec K_0 de l'ordre de 0,5. Les

résultats de l'analyse numérique ont montré que la longueur du panneau est le facteur le plus touchant des mouvements de terrain et la réduction latérale de contraintes lors de l'installation du panneau est observée lors de la mise en œuvre de l'excavation sous la bentonite, récupéré plus tard, lorsque le béton est placé. L'effet est progressivement réduit en éloignant du panneau, devenant insignifiante à une distance normale de l'ordre de la longueur du panneau. On peut conclure que l'effet se limite à une zone à l'intérieur d'une distance de l'ordre de la longueur du panneau. Il a également été observé que l'effet le plus significatif en face d'un panneau donné se produit lors de l'installation de ce panneau et que l'effet sur la réduction des contraintes et des mouvements latéraux provoqué par panneaux suivants est plutôt limité. En outre, les tassements à des points spécifiques où les captures de niveau ont été installées sont donnés sous forme cumulatifs. Les prévisions indiquent que la distorsion angulaire du bâtiment reste dans les limites requises de service et au même temps fournissent les lignes directrices pour la surveillance de la prochaine construction de la paroi moulée en face du bâtiment

4.4 Etudes paramétrique d'un projet réel de soutènement Berlin

Les parois moulées sont considérées comme l'un des plus sûrs supports latéraux qui aident à la stabilité globale quand il y a une différence significative du niveau de la terre entre le dos et devant de ces murs. Ces dernières années, une attention croissante est accordée au contrôle de mouvement en zone urbaine. Bien que le mur soit un diaphragme rigide de soutènement, divers facteurs peuvent causer un grand mouvement de terrain qui a un conflit distinct avec la conception préliminaire originale. En raison de la mauvaise exécution et d'autres sources à peine contrôlables, les mouvements sont difficiles à éviter, provoquant des dommages susceptibles à des structures sensibles environnantes. Suite aux déplacements induits par la réalisation des excavations profondes et leur incidence sur les structures adjacentes, la construction des nouvelles infrastructures souterraines deviennent l'une des préoccupations fondamentales des chercheurs.

Dans cette partie de recherche, on présente l'effet des déplacements des parois moulées sur la stabilité de l'ensemble sol structures d'une part dans le cas d'une étude statique et d'autre part sous l'effet d'une excitation sismique. La méthode des éléments finis est adoptée pour étudier ce type de problème d'interaction qui nécessite la création d'un modèle numérique fiable représente une bonne approximation de la réalité dont le changement de conception et l'excitation sismique des terres peut être appliqué.

Un problème d'excavation profonde dans le sable de Berlin a été spécifié par le travail de la Société allemande de Géotechnique a été pris comme support expérimental pour la simulation numérique. Différentes études paramétriques ont été menées dans cette partie.

Il s'agit d'un projet réel d'excavation représenté dans (**Figure 4.6**) avec rabattement de la nappe phréatique dans les sables à Berlin. Des mesures inclinométriques sont disponibles « suivi du déplacement horizontal de la paroi » (Helmut F. Schweiger 2001) [34]. Nous allons nous intéresser à l'étude d'un modèle de référence pour ce projet, puis effectuer une étude paramétrique. Il n'existe pas de solution exacte au problème posé et afin de valider nos études numériques, on va confronter les mesures de la section instrumentée (mouvements inclinométriques) aux différents résultats obtenus par la simulation numérique. Des études paramétriques ont ensuite été réalisées pour évaluer l'impact de chaque paramètre sur la réponse générale du modèle

4.5 Géométrie et hypothèse

Le modèle est étroitement lié à un projet réel à Berlin. De légères modifications ont été introduites dans la modélisation de la séquence de construction telle que le rabattement de nappe qui a été réalisé en plusieurs étapes in situ, ce dernier est modélisé en une seule étape avant l'excavation. En utilisant le modèle de comportement Hardening-Soil qui est le plus appropriée pour simuler le comportement des sols à faible cohésion, car l'avantage de Hardening-Soil par rapport à celui de Mohr-Coulomb réside non seulement sur l'utilisation d'une courbe hyperbolique contrainte-déformation au lieu d'une courbe bi-linéaire, mais aussi le contrôle de la dépendance du niveau de contraintes (Duncan, J.M. & C.Y. Chang 1970) [9], les différents modules de rigidité dépendent du niveau de contraintes dans le sol. Certains paramètres de matériaux de base ont été pris de littérature,.

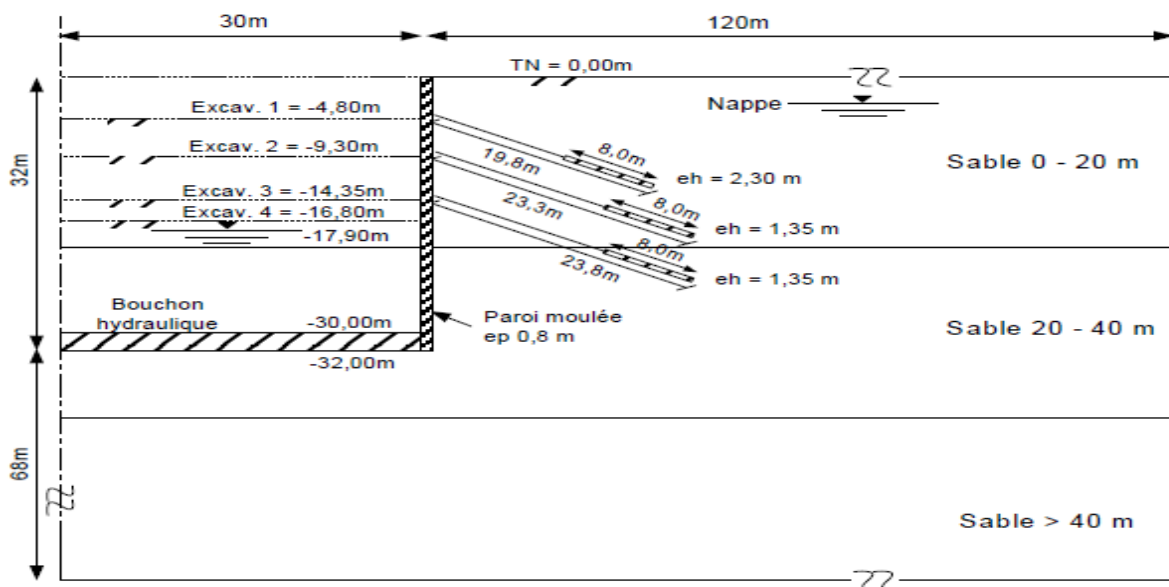


Figure 4.6 : Coupe du projet d'excavation à derrière la paroi moulée à Berlin

L'objectif principal est d'obtenir des résultats fiables et cohérents pour un modèle typique. Ainsi, les points suivants doivent être considérés lors de la spécification du problème :

- peu de données sur les propriétés des matériaux du sol (sable Berlin dans ce cas) ont été fournies (en pratique, les données requises aux l'analyses numériques ne sont presque jamais fournies en totalité)
- Il n'existe pas de solution analytique pour le problème, c'est-à-dire la vraie solution est inconnue.

- le problème est lié à un projet réellement construit, de sorte que l'ordre de grandeur des déplacements horizontaux de la paroi est connu par des mesures in situ
- aucune restriction n'est imposée en ce qui concerne la loi de comportement, discrétisation, types d'éléments, etc.

4.5.1 Hypothèses générale de modélisation

Dans ce modèle numérique la déformation est considérée comme plane et l'influence de la construction de la paroi moulée est négligée, L'écran de soutènement est modélisé par élément poutre et les éléments d'interfaces entre le mur et le sol (l'angle de frottement du mur est spécifié égale $\phi / 2$). Le domaine d'analyse suggéré dans **(Figure 4.7)** et la barrière horizontale hydraulique se trouve à -30m qui ne pas être considéré comme un soutien structurel (mêmes propriétés mécaniques que le sol environnant). Les forces d'ancrages indiquées sont des charges de conception

4.5.2 Les étapes de calculs

Les étapes de calcul suivantes devaient être effectuées afin de simuler la construction:

- stade 0: état de contrainte initiale est donné par $\sigma_v = \gamma z$, $\sigma_h = K_0 \gamma z$
- stade 1 : rabattement de nappe phréatique à -17.90 m
- stade 2 : excavation étape 1 (au niveau -4.80 m)
- stade 3 : activation de l'ancrage N° 1 au niveau -4.30 m et appliquer la précontrainte
- stade 4 : excavation étape 2 (au niveau -9,30 m)
- stade 5 : activation de l'ancrage N° 2 au niveau -8.80 m et appliquer la précontrainte
- stade 6 : excavation étape 3 (au niveau -14,35 m)
- stade 7 : activation de l'ancrage N° 3 au niveau -13.85 m et appliquer la précontrainte
- stade 8 : excavation étape 4 (au niveau -16,80 m)

4.6 Les paramètre des matériaux

Les propriétés des matériaux du sable de Berlin sont adoptées à partir des paramètres du modèle élasto-plastique non linéaire Hardening-soil ; Certaines valeurs de références telles que les paramètres de rigidité et de résistance sont tirées de littérature. Les propriétés adoptées du sol selon le modèle de comportement Hardening-soil sont présentés dans **(le tableau 5)** suivant :

Tableau 5 : Les caractéristiques mécaniques du sol

Couches de sol	E_{50}^{ref} (kpa)	E_{ur}^{ref} (kpa)	E_{oed}^{ref} (kpa)	c' (kPa)	φ' (deg)	ψ (deg)	v_{ur} (kpa)	P_{ref}	m
Sable 0-20	45000	180000	45000	0,0	35	5	0.2	100	0.55
Sable 20-40	75000	300000	75000	0,0	38	6	0.2	100	0.55
Sable < 40	105000	315000	105000	0,0	38	6	0.2	100	0.55

- ✓ Le poids volumique du sol $\gamma = 19KN/m^3$, et $\gamma_{sat} = 10KN/m^3$ pour toutes les couches de sol
- ✓ la paroi moulée se comporte de manière linéaire-élastique avec les caractéristiques suivantes : $E = 3 \times 10^7 Kpa$, $\nu = 0.15$, $\gamma = 24KN/m^3$
- ✓ Tirants niveau 1 ($eh = 2,30$ m), comportement élastique ; Partie libre : $EA = 2\ 87\ 105$ kN /m ; Partie scellée (géotextile) : $EA = 4\ 92\ 105$ kN/m
Précontrainte : 768 kN
- ✓ Tirants niveaux 2 et 3 ($eh = 1,35$ m), comportement élastique :
Partie libre : $EA = 3,22.105$ kN /m ; Partie scellée (géotextile) : $EA = 8,38.105$ kN/m
Précontrainte niveau 2 : 945 kN
Précontrainte niveau 3 : 980 kN

4.7. Modélisation par le code de calcul (Plaxis 3D Tunnel)

Concernant la modélisation numérique ; on utilise le code de calcul (Plaxis 3D Tunnel) qui est largement utilisé dans la pratique, et il a également été choisi par un certain nombre d'auteurs pour traiter les problèmes d'instabilité dans un environnement pulvérulent en utilisant le modèle élasto-plastique non linéaire Hardening Soil Model (HSM), ce modèle est le plus approprié pour simuler le comportement des sols à faible cohésion comme décrit dans le manuel des modèles Plaxis Matériau PLAXIS 3D (Computer software) [26]

4.7.1 Géométrie et Conditions aux limites en déplacements

Afin de minimiser l'effet de limite artificielle sur les résultats calculés. La taille du modèle dans l'espace 3D a été fixée à 150 m de longueur, et à 16 m de large et à 100 m de profondeur, la distance de séparation de tranchée en conditions aux limites est de 120 m, donc, il a été défini comme étant le domaine de calcul. La base du modèle numérique est fixée dans les trois sens (X, Y, Z) alors que seuls les mouvements horizontaux sont fixés sur les faces latérales. (**Figure 5.2**).

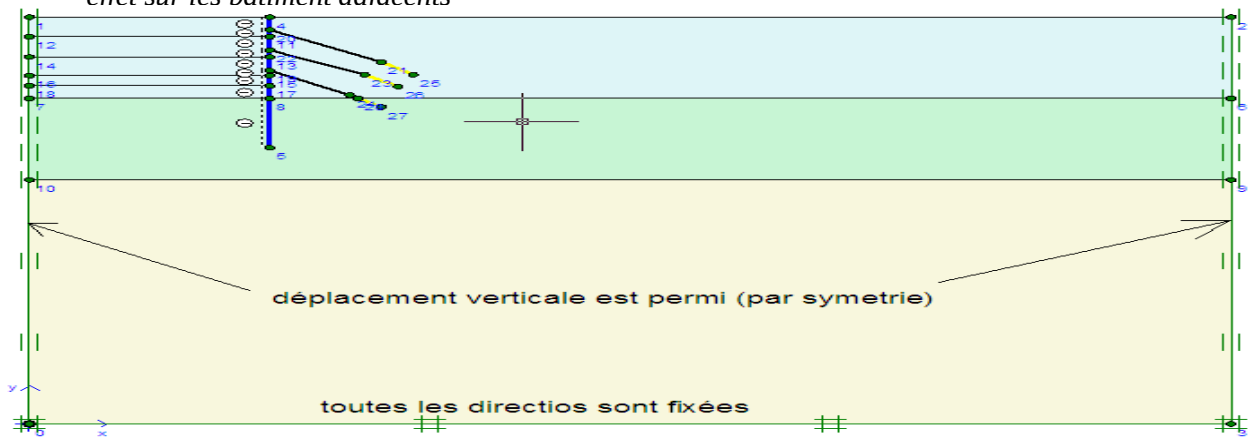


Figure 4.7: Conditions aux limites du modèle numérique

4.7.2 Maillage

Pour avoir des résultats précis, le maillage est raffiné autour de l'excavation où le champ de contraintes et de déformations est très élevé. Plus de 20000 éléments triangulaires et de 150000 points de contraintes ont été générés. On a aussi raffiné le maillage autour des tirants pour représenter de manière satisfaisante les concentrations de contraintes provoquées par les singularités géométriques (Mestat, 1997) [27] (**Figure 4.8**)

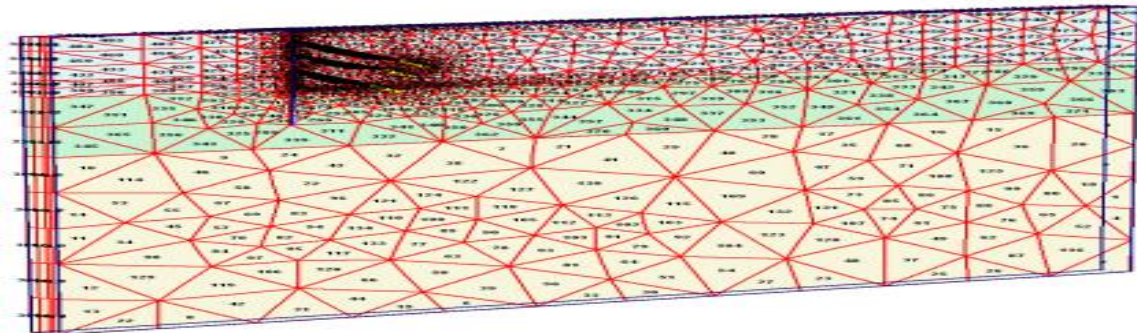


Figure 4.8 : Maillage 3D du modèle

4.7.3 Initialisation des contraintes

La première phase porte sur l'initiation des contraintes dans le sol avant le phasage de construction c'est-à-dire générer les contraintes effectives σ' dans le sol et la pression interstitiel U (**Figure 4.9**). La génération de la phase initiale est très indispensable pour le calcul des autres phases de construction, les résultats obtenus de la première phase sont considérés comme la base de calcul pour les autres phases.

Cette phase comprend aussi la détermination de la position de la nappe phréatique à 3 m sous le terrain naturelle (génération de contraintes hydrostatiques). Le coefficient de poussé latérale doit être déterminé dans la phase initiale après avoir désactivé tous les éléments de structure : $K_0 = 1 - \sin\phi = 0,43$ c'est le coefficient de poussé des terres qui varie en fonction de l'angle de frottement de la couche de sol

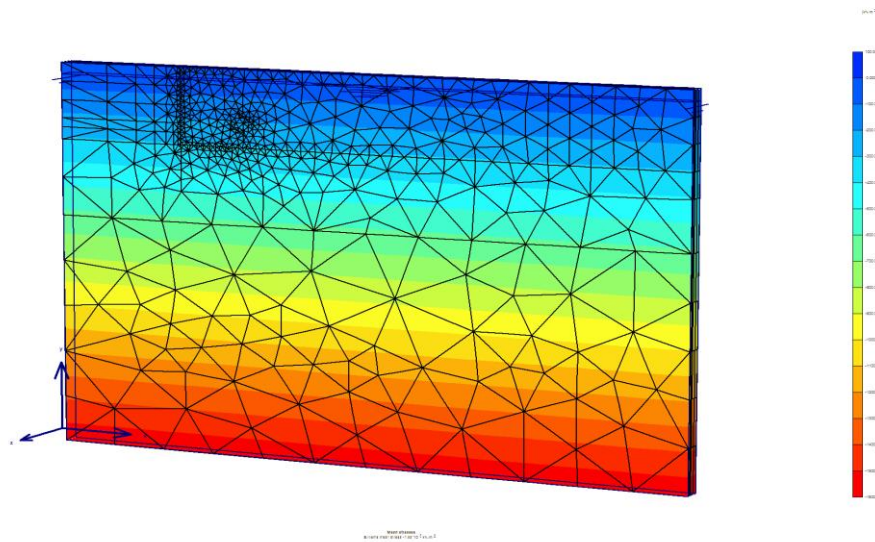


Figure 4.9 : Initiation des contraintes

4.8 Principaux résultats

4.8.1 Déformations 3D du modèle

La déformation 3D du modèle (**Figure 4.10**) montre un déplacement vertical du sol au fond de l'excavation qui peut être lié au relâchement des contraintes induites par le soulèvement des sols situés au-dessous du fond de l'excavation et le déplacement horizontale du fiche à la base.

Les tirants d'ancrage situés en haut minimisent considérablement les déplacements en top de la paroi ce qui engendre des moments significatives aux éléments structuraux de la paroi et des efforts tranchant au niveau des point d'ancrage

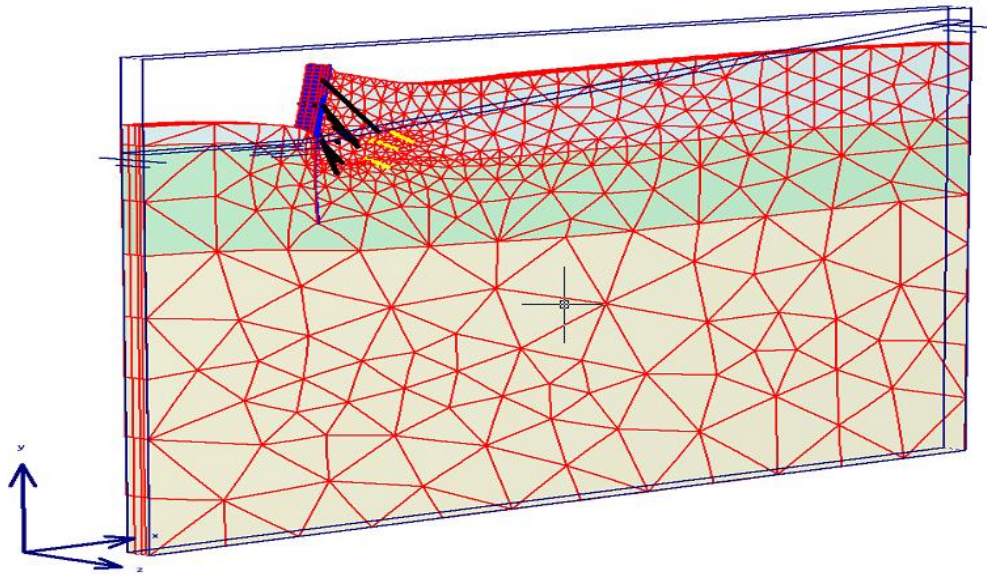


Figure 4.10 : Déformations 3d du modèle

4.8.2 Déplacements et sollicitation de l'élément structural

- **Les déplacements** sont positifs au ventre et la base de la paroi et négative au sommet. Ce champ de déplacement est provoqué par les forces de traction des tirants pour les différents niveaux dans les couches de sol (**Figure 4.11a**)
- **Les moments** sont devenue plus considérable lorsque on rapprochant de ventre de la paroi à cause de couple des forces de la poussé des terres et les forces d'ancrage (**Figure 4.11b**)
- **Les efforts tranchant** : l'évolution de l'effort tranchant est du à la variation du moment et l'application des force de précontrainte sur la paroi. on remarque également que l'effort de cisaillement reste modéré pour ce modèle (**Figure 4.11c**)

Ce résultat mis en évidence qu'il faut augmenter les forces de précontrainte au niveau du ventre de la paroi (on prend en considération le problème d'arrachement) par rapport à celles du sommet

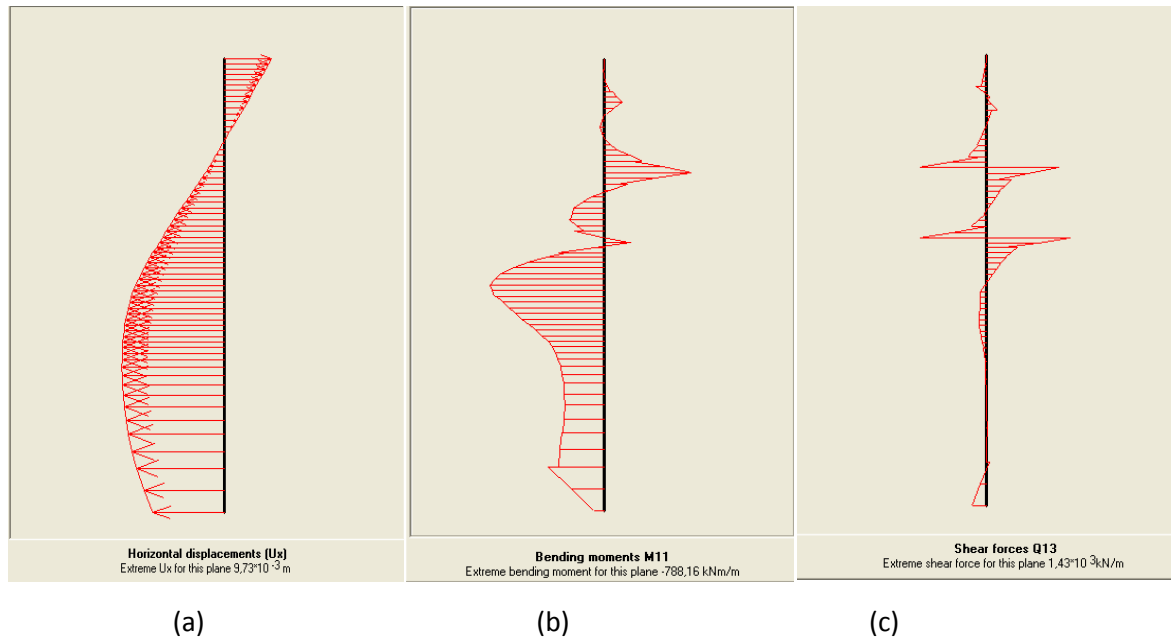


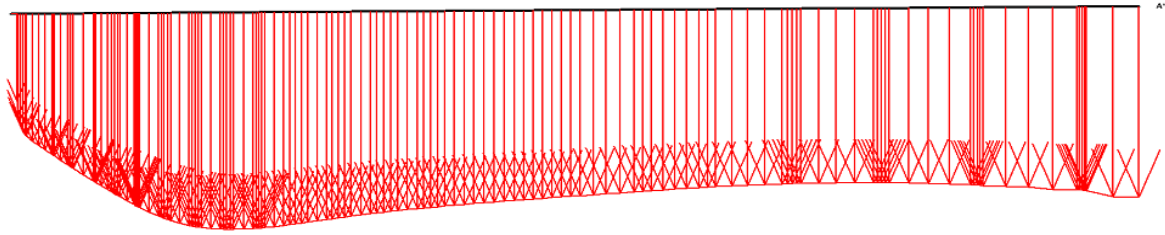
Figure 4.11: déplacements et sollicitation de l'élément structurel

4.8.3 Tassements en surface

Le tassement maximal en surface est de l'ordre 45×10^{-3} (**Figure 4.12**) provoqué par trois facteurs essentiels :

- Le déplacement horizontal de la paroi du au poussé active des terres
- Le rabattement d'eau au niveau inférieur par rapport au niveau de état initiale (paressions interstitiel tend vers 0 dans les couches supérieur du sol)
- relâchement des contraintes induites par le soulèvement des sols situés au-dessous du fond de l'excavation

Le tassement dans ce modèle est limité et uniforme (de l'ordre des millimètres) sur une distance de 20 m derrière la paroi. Si l'on a des fondations superficielles au niveau des couches de surface ; il y aura probablement de tassements différentiels



max vertical displacement 0.045 m

Figure 4.12: le tassement en surface derrière la paroi

4.9. Confrontation entre le déplacement horizontal de la paroi issu de l'analyse numérique et celui mesuré in-situ

La validation des modèles de calcul numérique nécessite leur confrontation à des ouvrages réels instrumentés, dans lesquels les conditions géométriques et géotechniques ainsi que le phasage de construction sont les causes des principales difficultés. La comparaison est d'autant plus intéressante dans les cas où les phases de construction sont associées à des mouvements de la nappe ou à des conditions hydrauliques variables durant les travaux.

En raison de l'insuffisance des informations disponibles pour une étude détaillée, une comparaison quantitative générale est faite entre déplacement horizontale de la paroi prédit et quelques mesures pertinentes sur terrain du diaphragme de mur.

Dans cette étape d'étude on va concentrer sur le déplacement dans la phase finale d'excavation. Les résultats de mesures sont obtenus à partir des détecteurs de déplacement installé sur toute la hauteur de mure. Certaines mesures solitaires qui présentent une grande différence intolérable par rapport aux autres mesures sont supprimées et seulement les mesures qui ont une certaine continuité entre elles sont présentées.

La différence entre le déplacement mesuré et calculé (**Figure 4.13**) peut être pris en compte le fait qu'une valeur constante de K_0 et un seul module de Young sont supposés dans la solution proposée. Pour les études de cas, il est probable que le sol avait K_0 plus petit avec des conditions particulières en profondeur dont on note que la rigidité croissante avec la profondeur où il est prévu des petites déformations.

Dans (**Figure 5.8**), on voit clairement que les résultats obtenue par le modèle de calcul numérique sont en bonne concordance avec ceux mesurés in situ. Donc ce modèle nous permet de le prendre comme un modèle de référence pour une étude paramétrique.

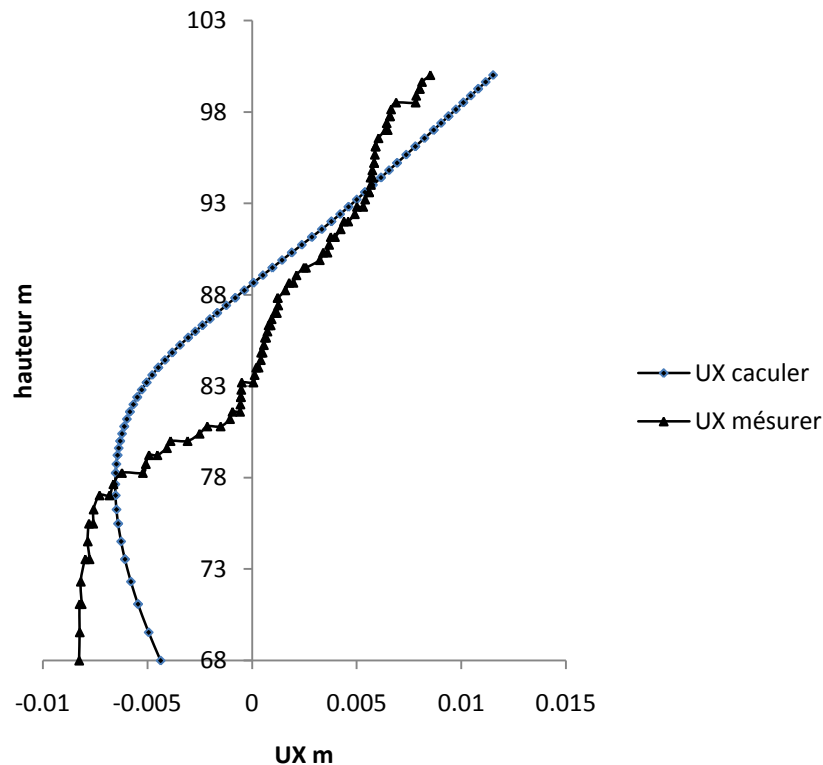


Figure 4.13 : Confrontations des résultats de déplacement horizontal mesuré et in-situ

On a mené un calcul de référence pour un projet donné : ce calcul de référence n'est pas la solution au problème, mais une approximation raisonnable de la réalité. On fait varier individuellement plusieurs paramètres de calcul et plusieurs paramètres géotechniques, et étudié leur influence, pour des fourchettes de variation "réalistes"

4.10 Étude paramétrique

4.10.1 L'influence des paramètres de sol (l'angle de frottement, la cohésion et le module de rigidité)

Dans ce cas, on va jouer sur les valeurs de l'angle de frottement interne, modules de rigidité et la cohésion pour les différentes couches de sols. Les valeurs de C, φ et E sont présentées suivant les deux variantes

- $\varphi - 5^\circ$ et $\varphi + 5^\circ$ (pour toutes les couches simultanément)
- $c = 0$ kPa et $c = 5$ kPa (pour toutes les couches simultanément)

- Modules -25% et modules +25% (tous les modules simultanément)

Pour le modèle de référence, il a les valeurs caractéristiques suivantes :

- ✓ φ entre 35 et 38°
- ✓ $C = 1$ kPa dans toutes les couches
- ✓ modules pour chaque couche : $E_{50,ref}$, $E_{oed., ref.}$ et $E_{ur, ref.}$ est augmenté par 25%

4.10.1.1 La variation de l'angle de frottement

La variation de l'angle de frottement est faite au tour de la valeur adopté au modèle de référence $\pm 5^\circ$ (**Figure 4.14**)

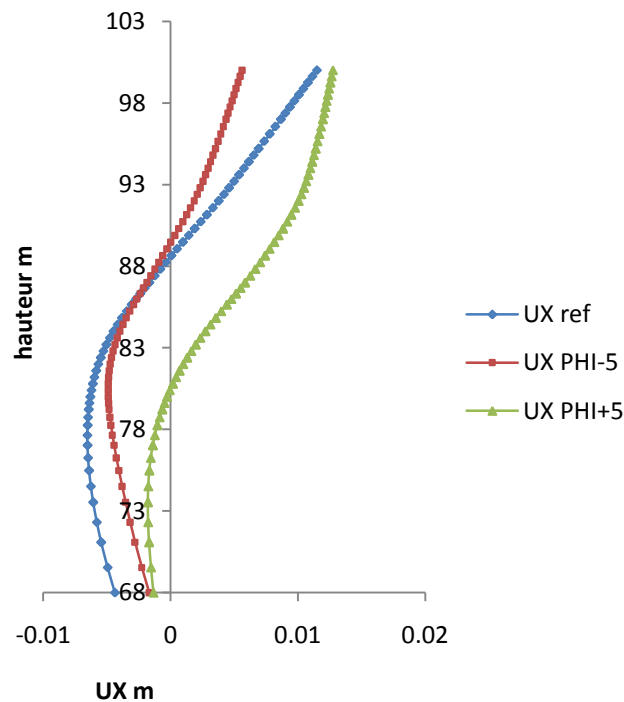


Figure 4.14: Déplacement de paroi pour différentes valeurs de φ en phase finale d'excavation

Le changement de l'angle de frottement de sol retenu par la paroi moulée a une influence sur le comportement de ce dernier. Lorsque on diminue l'angle de frottement des sols retenus par la paroi, on remarque une augmentation des efforts de poussées des terres sur la paroi qui engendrent un déplacement maximal en tête de $1.5 \cdot 10^{-2}$ m sur la phase initiale et un éventrement plus important de la paroi dans la phase finale. Par contre, parmi les paramètres qui participent à la diminution des efforts de poussées de terres sont alors l'angle de frottement

interne des sols où cette constatation est observé pour le déplacement le plus faible de la paroi par rapport au modèle de référence issu dans la phase initiale ou finale

Pour ces raisons, les précautions suivantes doivent être prises dans le cas où on procède à une réalisation d'un paroi moulée matériau ayant un faible angle de frottement :

- l'augmentation des efforts de précontrainte (pris en compte de problème d'arrachement)
- une augmentation du nombre des tirants d'ancrage sur la longueur de la paroi est nécessaire pour minimiser le déplacement
- La fiche et la rigidité de la paroi doivent être augmentées

4.10.1.2 L'influence de la cohésion sur les résultats

Pour étudier l'influence de la cohésion sur les résultats, par des valeurs délimitant la valeur du modèle de référence dans ce cas $C = 0$ kPa et $C = 5$. Pour simuler le sol pulvérulent il faut attribuer à la cohésion des valeurs extrêmement faible car $C=0$ représente une valeur inacceptable pour le code de calcul.

Pour des petites valeurs de cohésion le renversement de la paroi a produit dans 4eme phase de construction (**Figure 4.15**). La poursuite de l'excavation avec cette valeur de cohésion de sol engendre la création d'un point de pivotement de la paroi et par conséquence les étapes d'excavation derrière la paroi ne peuvent être continue avant que le sol soit renforcé.

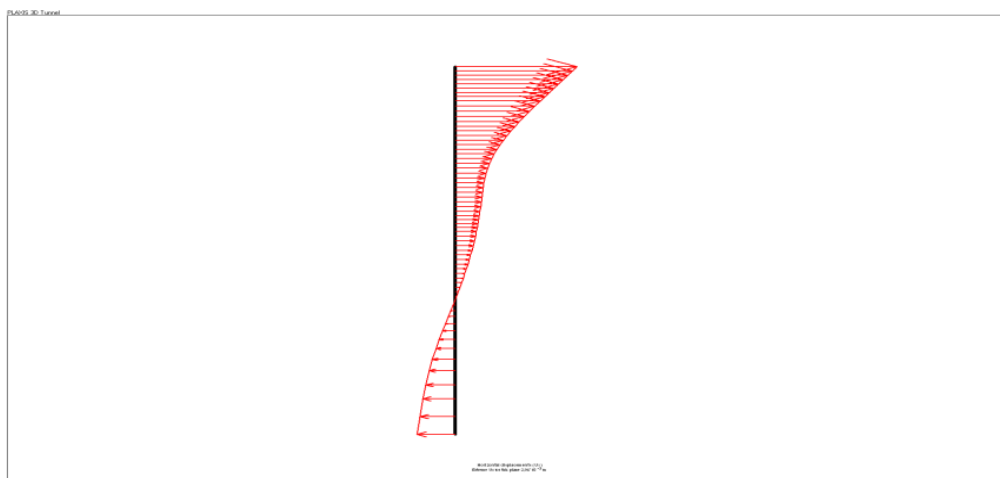


Figure4.15 : Renversement de la paroi par des tirants d'ancrage

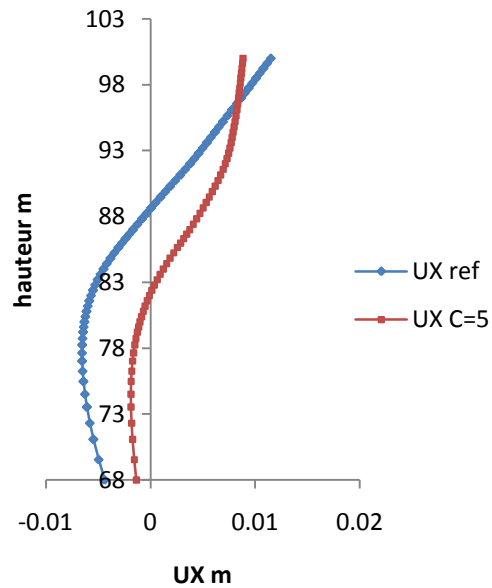


Figure 4.16 Déplacement de paroi pour différentes valeurs de C ($C=ref, C=0$) pour la phase finale

La cohésion joue un rôle important dans la stabilité de la fiche (**Figure 4.16**), pour réaliser une paroi dans un matériau pulvérulent, il faut prévoir un renforcement des sols en buté où la fiche est encre avec de l'injection du mortier ou d'autres techniques de renforcement (jet grouting). Les forces d'ancrage doivent être optimales pour empêcher le reversement ou l'arrachement du tirant.

4.10.1.3 L'influence du module de rigidité sur les résultats

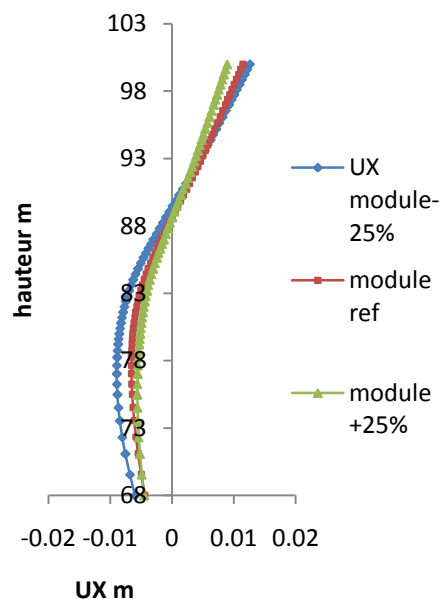


Figure 4.17 ; Déplacement de paroi pour différentes valeurs de rigidité

Dans la (**Figure 4.17**), on remarque de manière précise que le changement du module de rigidité des sols n'a pas d'impact sur le comportement de la paroi dans toutes les phases de construction ; cela justifier par la superposition des graphes de déplacement

4.10.2 L'influence de la charge des ouvrages adjacents en surface du sol sur le comportement de la paroi.

Dans cette partie on va étudier l'influence du chargement en surface de sol sur le comportement de la paroi, ce chargement représente le poids des structures juxtaposées à l'écran de soutènement (**Figure 4.18**). Le chargement influe sur le comportement de la paroi par deux manières différentes ; le premier cas lorsque les structures existent déjà dans le site c'est-à-dire le chargement est appliqué sur la surface du sol avant la mise en excavation derrière la paroi moulée. Par contre dans le deuxième cas lorsque la construction des structures vient après la mise en excavation derrière la paroi moulée cela signifie que le chargement appliqué sur le sol dans la dernière phase d'excavation.

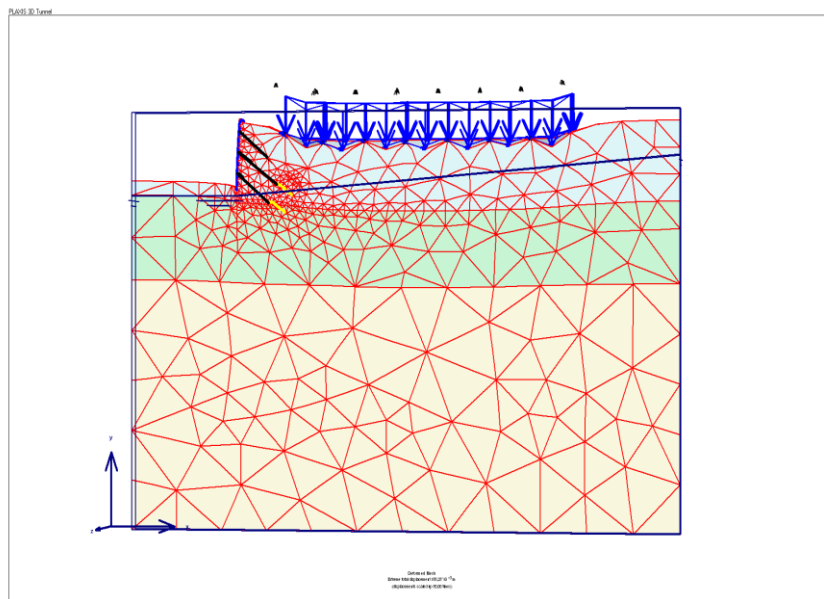


Figure 4.18 ; La mise en place du chargement des structures adjacentes

Les structures et les ouvrages adjacents sont simulés par leur charge en surface du sol. La phase de calcul comprend deux cas de chargement. Le premier cas le chargement est appliquée dans l'état initial (simulation de la phase 0) c'est-à-dire que les constructions existent déjà sur site. Tandis que dans le deuxième cas l'application de chargement des structures se fait après la phase finale de l'excavation derrière la paroi ; cela signifie que des constructions viennent après la mise en service de la paroi sur site

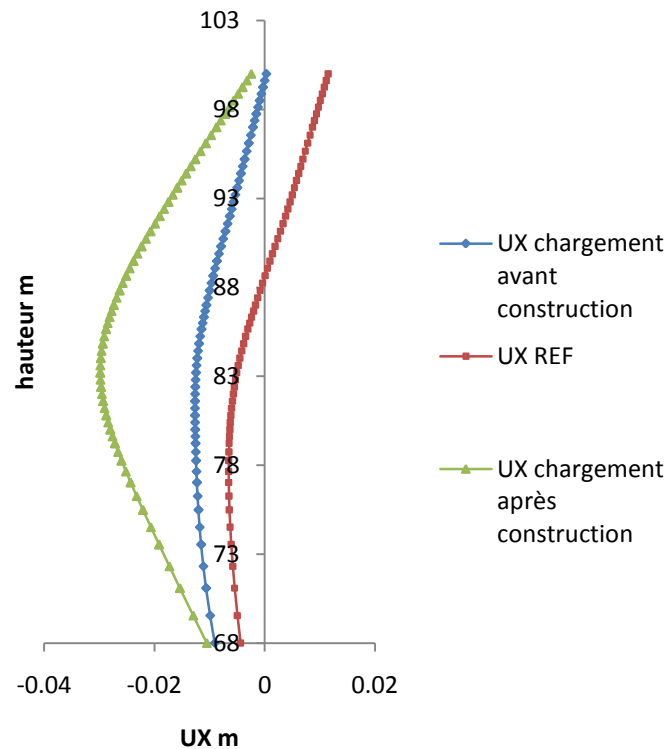


Figure4.19 La mise en place du chargement des structures par rapport à la période de la mise en ouvre d'excavation derrière la paroi

Les résultats représentés dans (**Figure 4.19**) montrent que l'influence du chargement après la construction de la paroi est plus importante que le chargement avant, cela signifie que la période d'application de chargement par rapport à la phase de construction à une grande influence sur le comportement des parois. La différence est remarquable sur le ventre de la paroi par rapport aux extrémités (des déplacements sont appréciables au milieu de la paroi).

La mise en place du chargement en surface de sol a également un effet accru majeure sur le comportement de la paroi cela nous oblige à changer certain dispositif de construction (la force de précontrainte, la rigidité de la paroi, la disposition et l'emplacement de précontrainte. etc) en fonction de la mise en place du chargement pour limiter les déplacements et les sollicitations dans la paroi.

remarques

- Cette étude ne prétend pas être exhaustive : on aurait pu faire varier d'autres paramètres, ou étudier l'influence des variations de paramètres sur d'autres types de résultats.

- L'influence combinée de plusieurs paramètres qui n'a pas été étudiée ici peut bien sûr être encore plus importante.
- Les conclusions tirées de cette étude paramétrique ne sont pas généralisables, même pour d'autres calculs de soutènements.

A partir de cette étude, on peut donc expliquer les résultats très différents qui peuvent être obtenus pour un même projet par plusieurs utilisateurs, même d'un seul logiciel. D'où la nécessité de généraliser la pratique, pour valider les logiciels, mais également aboutir à des recommandations concernant la modélisation d'ouvrages géotechniques.

4.11 Conclusions

L'expérimentation de Berlin constitue un exemple tout à fait remarquable. La simulation des différentes étapes de construction s'accompagnant des mouvements de la nappe de cet ouvrage à l'aide du module Plaxis 3D tunnel, en utilisant un modèle de comportement élasto-plastique de Harding Sol s'avère satisfaisante pour les différentes phases de la réalisation de l'ouvrage, pour ce qui concerne les déplacements des parois, les moments de flexion, les pressions latérales de sol et les pressions hydrauliques.

Les résultats montrent aussi que les mouvements de la nappe et l'évolution du problème dans le temps ont une influence primordiale sur les déplacements latéraux des parois. La confrontation des résultats montre que les calculs numériques couplés c'est-à-dire d'interaction (module Plaxis) donnent de meilleurs résultats qu'un calcul simplifié avec des processus découplés (module Plaxis).

Tous ces résultats encouragent à utiliser davantage les calculs numériques couplés d'interaction dans l'analyse des ouvrages de soutènement d'excavation

On a montré comment il est possible de simuler le comportement d'un panneau de paroi moulée durant sa construction. Les résultats des calculs couplés en conditions tridimensionnelles permettent d'avoir une idée grossière de la cinématique et de l'ordre de grandeur des déplacements.

On a établi un calcul de référence pour un projet donné : ce calcul de référence n'est pas la solution au problème, mais une approximation raisonnable de la réalité. On a fait varier individuellement plusieurs paramètres de calcul et plusieurs paramètres géotechniques, et étudié leur influence, pour des fourchettes de variation "réalistes". L'étude paramétrique a mis en évidence l'influence importante non seulement des paramètres géotechniques, mais également des paramètres de modélisation (définis en général par défaut).

Chapitre 5: L'effet de la charge sismique sur la stabilité de mure en paroi moulée au milieu urbain.

Introduction

L'analyse sismique des structures de soutènement peut être effectuée, en principe, d'une manière suffisamment rigoureuse au moyen d'éléments finis et différence finies à travers une analyse dynamique non-linéaire disponible dans les codes de calculs (par exemple PLAXIS, DYNAFLOW, FLAC, etc.). Cependant, l'utilisation de ces outils numériques avancés, est encore limitée à des structures particulièrement importantes, en plus pour faire face à ce type d'analyse l'expérience dans le domaine pratique est fortement exigée. La conception sismique des murs de soutènement « mur poids, ou cantilevre mur) presque exclusivement réalisée à l'aide de l'approche pseudo-statique par Mononobe et Okabe 1929 [23,35]. Ce qui représente une certaine façon approximative pour la flexibilité de la structure. Elle prend en compte d'une certaine manière approximative la flexibilité structurelle et l'évaluation des forces sismiques appliquées aux structures de soutènement. Cette approche est encore celle adoptée dans les codes internationaux de conception parasismique pour la plupart des cas si ce n'est pas tous cas. Les améliorations successives ont permis de l'analyse d'une paroi rigide à base fixe jusqu'à une paroi souple retenue à sa base. Psarropoulos et al(2004)[13] présente une évaluation numérique pour les hypothèses et les résultats du modèle Veletsos (*paroi flexible*1994)[1] montrant comment les analyses par éléments finis 2D convergent à la solution de Wood (*paroi rigide*1975) [16] pour parois flexibles et rigides respectivement. Ce dernier aspect rend l'utilisation de la méthode d'équilibre limite pour la conception sismique théoriquement non valide.

Dans ce travail une étude spéciale sera présentée d'une paroi ancrée de trois tirants d'ancrage (modèle de Berlin 2D 3.1) [34] à proximité d'un bâtiment à cinq étages soumis à des excitations sismiques. Un mouvement sismique historique fort avec différentes fréquences fondamentales ou l'ensemble mur et structure sont soumis. Le déplacement de la paroi, l'effort d'actions, force extrême d'ancrage et l'influence de la variation de la rigidité d'ancrage sont calculées en utilisant le code de calcul dynamique d'éléments finis Plaxis.

5.1 Propriétés du mouvement du substratum rocheux appliqué

La charge dynamique utilisée consiste SMC (Strong Motion CDROM) collection contenant plus de 15.000 dossiers d'accélérographes numérisées et traitées est disponible en ligne. Les données sismiques sont obtenues à partir du programme Strong-motions national US Geological Survey qui enregistre les données sismiques. Ces fichiers non seulement

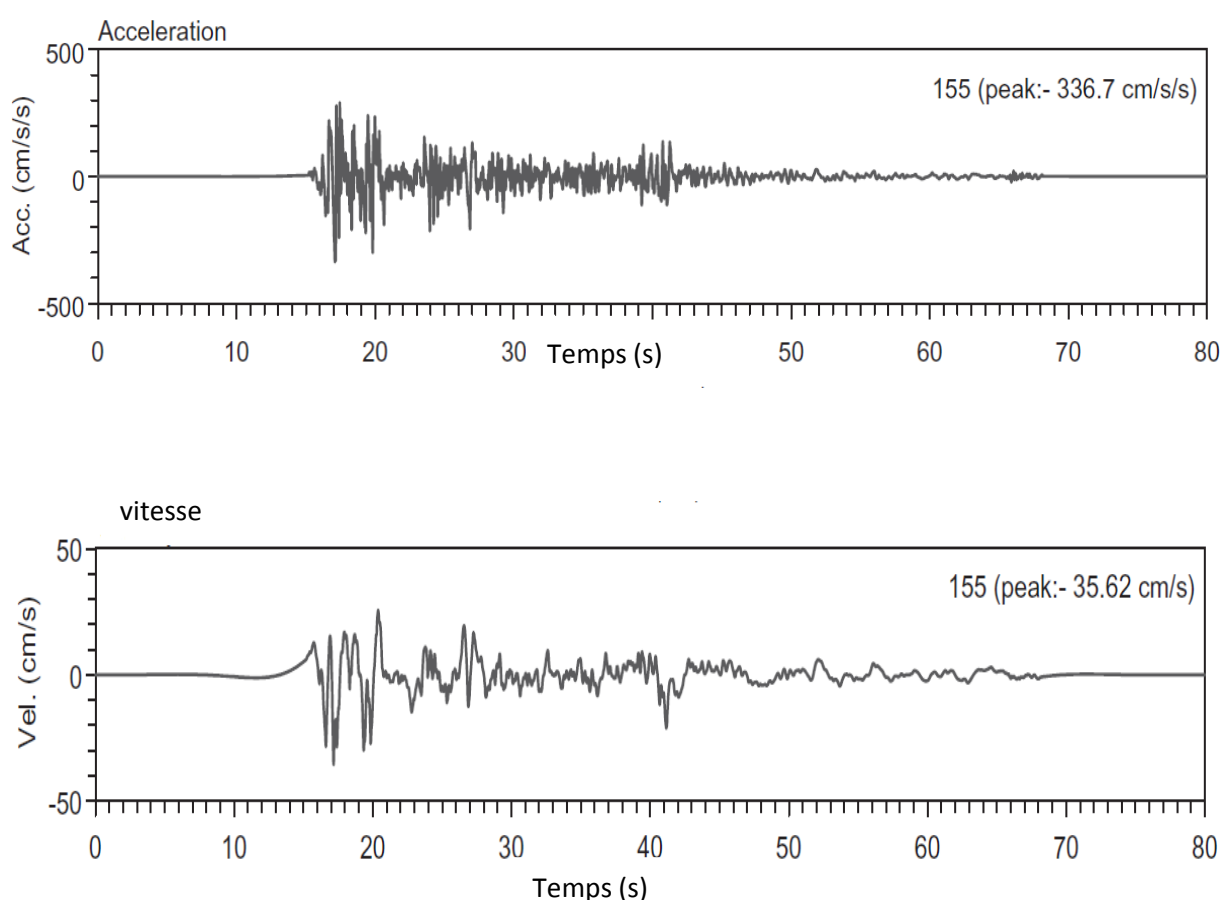
contiennent les coordonnées des séries chronologiques d'accélération, mais ils peuvent aussi contenir la vitesse ou la série déplacement et les spectres de réponses.

Le tableau 5 présente les caractéristiques d'un séisme historiques (temps, accélération), la station d'enregistrement, l'accélération maximale (P.A.), le pic de vitesse (P.V.), le pic de déplacement (P.D.), fréquence fondamentale (f_p), la durée du tremblement de terre (T) et la date du tremblement de terre. Le tremblement de terre (*El-Centro/Imperial Valle*) avec une fréquence fondamentale de 1,5 (HZ) est étudié.

Le tableau 6 Caractéristiques des enregistrements de base des séismes forts.

Station / seism	P.A.(cm/s ²)	P.V. (cm/s)	P.D. (cm)	f_p (Hz)	T(s)	Date
El-Centro/Imperial Valley	-336	-35	9.1	1.5	80	18-5-1940

Un exemple d'enregistrement du tremblement de terre, le séisme « Imperial Valley » enregistrée à la station El-Centro, est représenté sur (**Figure 5.1**), où l'évolution temporelle de l'accélération, la vitesse, le déplacement et le spectre de réponse sont tracées.



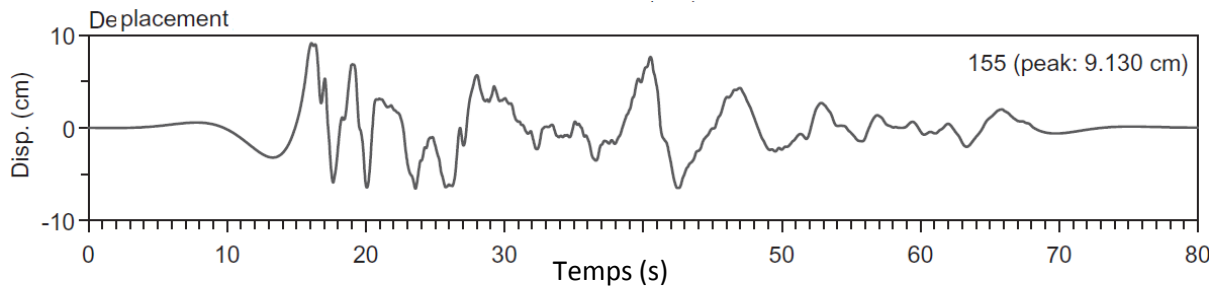


Figure 5.1: Accélération, vitesse et déplacement en fonction du temps pour tremblement de terre El-Centro

5.2 Les procédures de construction

La première phase : consiste à construire un bâtiment de 5 étages éloignés de 6 m d'une paroi moulée renforcé par des tirants précontraints (projet de berline). La deuxième phase : on procède à l'excavation en face de la paroi jusqu'à une profondeur de -4,8m accompagné par un rabattement de la nappe phréatique jusqu'à 5.2m. La troisième phase : la construction d'une ligne d'ancrage incliné avec une force de précontrainte de 760KN/m². La quatrième phase : l'excavation jusqu'à -9,30m et un rabattement de la nappe phréatique au niveau 17.9m. La cinquième phase : l'installation du deuxième tirant de précontrainte sous une force de précontrainte de 945KN/m². La sixième phase : l'excavation jusqu'à -14.35m. Septième phase : la mise en place du troisième tirant de précontrainte sous pression de 980KN/m². La huitième phase : l'excavation jusqu'à atteindre le niveau -16.80m (**Figure 5.2**). La dernière phase : remettre les déplacements à zéro et applique une accélération séismes *El-Centro/Imperial Valle*. (Le tableau 5 présente une description d'accélération appliquée au modèle)

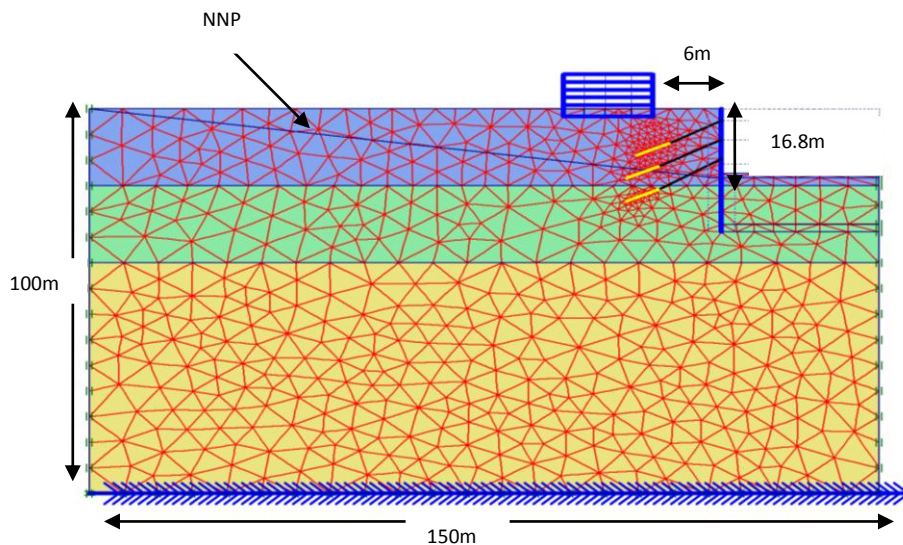


Figure 5.2 : présentation du modèle sous charge sismique

5.3. Modèle de comportement et paramètres dynamiques

PLAXIS V.8 programme dynamique, est utilisé dans cette analyse pour prédire les deux distributions de contraintes, moments (statique et dynamique) et le déplacement de la paroi sous charge sismique historique. Une analyse simple de déformation est réalisée, où le sol est idéalisé comme étant un matériau élasto-plastique selon les critères de rupture Mohr-Coulomb.

La matrice d'amortissement de Raleigh [C] est considérée comme étant une combinaison linéaire de la matrice de rigidité et de la matrice de masse $\alpha [M] + \beta [K]$ dont α et β dépendent de la fraction de l'amortissement critique ξ et l'accélération maximale (P.A.) du tremblement de terre. Ils varient entre 1% pour (P.A) les plus bas. Jusqu'à 10% pour une grande (P.A). Dans cette l'étude, sont constants et égale à 1% pour ce tremblement de terre

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}}$$

Où V_s , la vitesse des ondes de cisaillement (calculé par le programme Plaxis); G le module de cisaillement du sol; ρ masse volumique $= \gamma/g$; E module de Young, ν le coefficient de poisson

$$f = \frac{(2n-1)V_s}{4H} = \frac{\omega}{2\pi}$$

Où ω c'est la vitesse angulaire $= 2\pi f$ ou $n=1$ pour fréquence modale simple,

La charge moyenne de plancher du bâtiment résidentiel est choisi 10 KN/m^2 et la dalle de plancher est une dalle d'épaisseur moyenne $0,16 \text{ m}$. La largeur totale du bâtiment est de $14,0 \text{ m}$ composé de deux travées externes $4,5 \text{ m}$ de largeur et deux travées intérieure $5,0 \text{ m}$.

5.4 Résultats de la réponse statique et dynamique

5.4.1 Tassements sous un bâtiment après un séisme

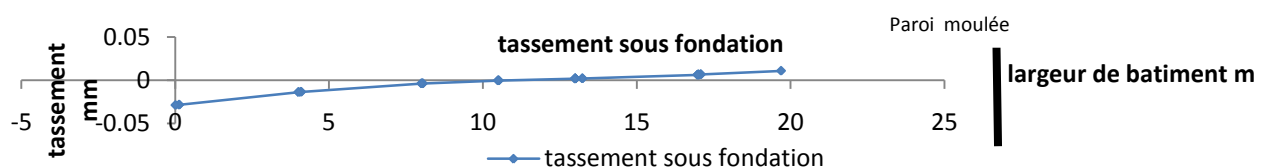


Figure 5.3 : tassement sous fondation après un séisme El-Centro/Imperial Valley

(**Figure 5.3**) montre le déplacement vertical sous fondation (tassement) lors de basculement du bâtiment sous charge sismique « après la dernière phase sismique ». On constate un soulèvement de fondation de 2 cm du cotés droit du bâtiment près de la paroi et un tassement de 3cm de l'autre coté du bâtiment (produit entre les bords de la construction).

5.4.2 Déplacements horizontaux de la paroi dans le cas statique et dynamique

(**Figure 5.4**) montre le déplacement horizontal de la paroi dans le cas statique (la phase 1 jusqu'à la phase 8) et le déplacement produit sous l'effet des accélérations sismique (El-Centro/Imperial Valley). On remarque que déplacement extrême dans le cas statique se produit au milieu de la paroi de 0,015 m (phase 8). La déference de déplacement sous charge sismique se produit au sommet de la paroi (0.025m) est plus importante qu'au milieu (0.01m)

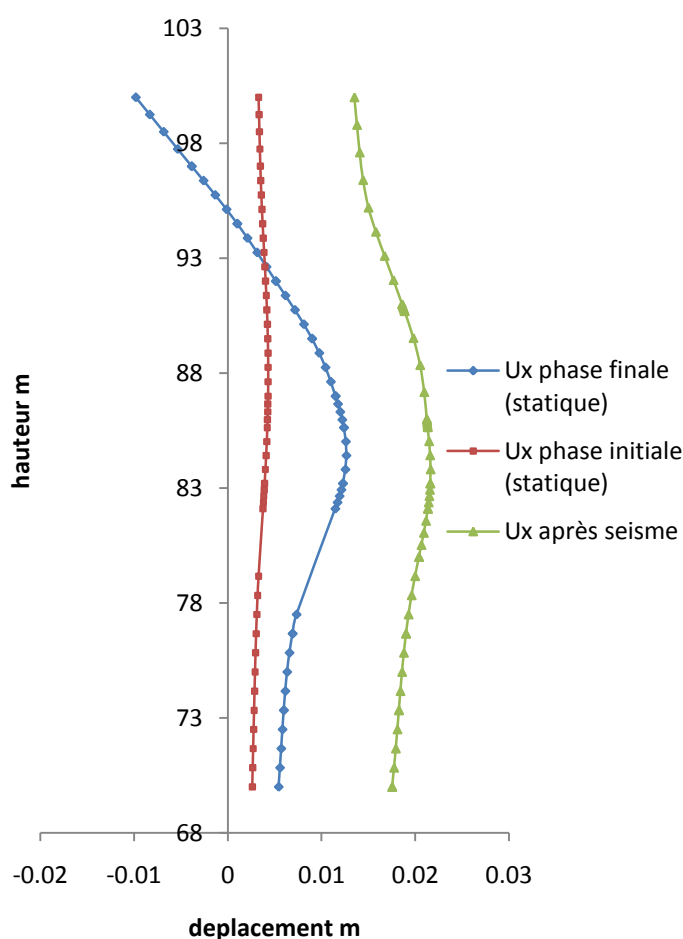


Figure 5.4 Déplacement latéral extrême de la paroi moulée pour les différentes phases en raison de tremblement de terre El-Centro

5.4.3 Moments dans le cas statique et dynamique

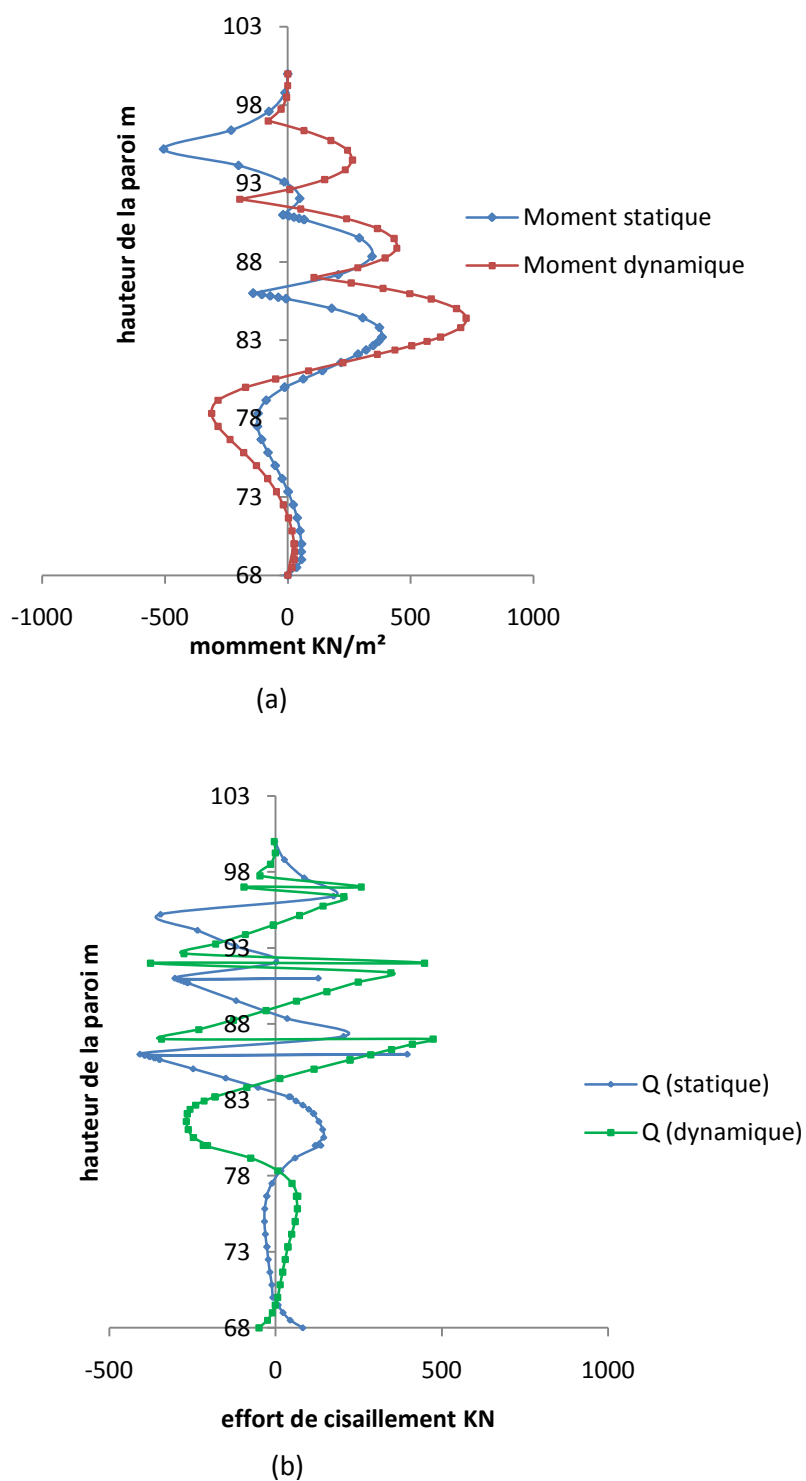


Figure 5.5 (a), (b) moment et l'effort tranchant dans le cas statique et dynamique respectivement

(**Figure 5.5**) montre la variation de la force de cisaillement et la distribution des moments de flexion pour une paroi moulée précontraint avec des forces égale à 768 KN / m, 945 KN/m et 980KN/m respectivement en statique (phase 7) et sous un séisme dynamiques (phase 8). On remarque que les précédents diagrammes concordent, mais des valeurs différentes en fonction des caractéristiques du tremblement de terre. On remarque aussi que la force de cisaillement maximale et moment de flexion augmentent d'environ 61% et 39% respectivement à la charge dynamique par rapport à une charge statique

5.4.4 Accélérations du sommet de la paroi pendant la charge sismique

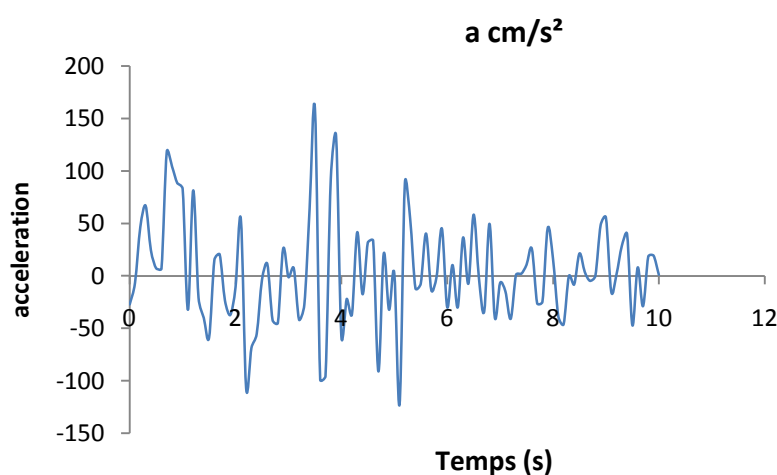


Figure 5.6 accélérations du sommet de la paroi

(**Figure 5.6**) montre l'accélération en fonction du temps pour l'extrémité supérieure de paroi moulée précontrainte sollicité par le séisme dynamique El-Centro. L'accélération maximale est d'environ 3,7m/s². L'amplitude maximale de l'accélération historique temporel du tremblement de terre El-Centro, puis il atténue avec le temps.

5.4.5 La variation des forces de précontraintes en fonction de temps

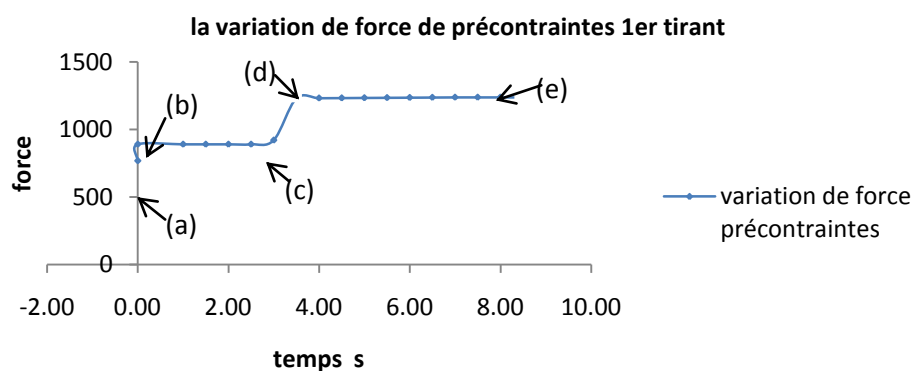


Figure5.7 la variation de la force de précontrainte pendant le temps dynamique

(**Figure 5.7**) montre la variation de la force d'ancrage avec le temps. La force d'ancrage précontraint est de 768 kN / m représente par le point (a), la phase statique initiale ; augmente à environ 856 kN/m représente par le point (b), phase statique finale puis en phase dynamique son évolution dans le temps est représenté par les points (c), (d) où une forte augmentation de (c) à (d) correspond à une maximum accélération du tremblement de terre. La force d'ancrage atteint extrêmes valeur de 1226 KN / m au cours de tremblement de terre El-Centro dépassant ainsi la force précontraint d'ancrage de 1.6 fois et toujours aucun rupture s'est produit parce que le point d'ancrage et le matériau de jointoiement sont supposés élastiques dans l'analyse (Ils doivent être conçus et vérifié dans le champ pour atteindre la valeur 1226 KN / m en toute sécurité)

5.5 Solution proposées pour minimiser le déplacement horizontal d'une paroi sous charge sismique

5.5.1 L'Augmentation de la rigidité de la paroi

L'Augmentation de la rigidité de la paroi à travers l'augmentation de l'épaisseur du modèle de référence adopté dans le chapitre 5. On maintien les caractéristiques géotechniques du sol, les conditions aux limites du modèle, l'excitation sismique (El-Centro/Imperial Valley) et on diminue les forces de précontraintes ; cela nous permet d'avoir un changement au niveau des déplacements provoqués par la rigidité. Dans de ce cas, on va augmenter l'épaisseur de la paroi du modèle de référence de 5 cm à chaque étape de calcul et faire voir son avantage sur le déplacement résiduel à la fin du séisme en fonction de l'épaisseur de la paroi montré dans la (**Figure 5.8**)

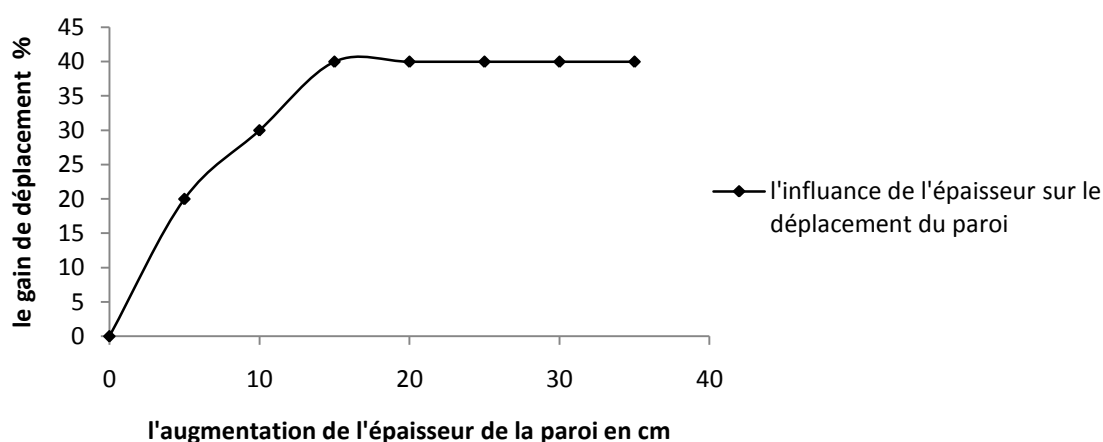


Figure 5.8 : L'influence de l'épaisseur sur le déplacement de la paroi

La rigidité de la paroi contribue efficacement à la diminution des déplacements résiduels mais à certaine limite jusqu'à +20 cm de l'épaisseur de la paroi, le gain de déplacement deviens constant de l'ordre de 4 cm au sommet. Cela peut être expliqué par le rôle de la rigidité dans la diminution de la déformation structurelle et par conséquent le déplacement provoqué par cette dernière ; le déplacement d'ensemble sol-paroi resté dans ce cas constant et indépendant de la rigidité des parois. Une intervention sur le sol environnant de la paroi semble un facteur indispensable.

5.5.2 Jet grouting

procédé jet grouting consiste à déstructurer un sol en profondeur à l'aide d'un jet haute pression (classiquement de 20 à 40 MPa) dans un forage et à mélanger le sol érodé avec une coulisse auto durcissant pour former des colonnes, panneaux et autres structures dans le terrain (**Figure 5.9**). Il est caractérisé par une substitution plus ou moins importante du sol en place. La technique utilisée est en fonction de la nature du sol et selon l'objectif à atteindre. Dans les terrains granulaires le jet haut pression disperse les grains par érosion, dans un sol cohérent le jet découpe des morceaux plus ou moins gros d'argile. La haute pression est nécessaire pour obtenir l'énergie cinétique nécessaire du jet au travers d'une buse de petit diamètre. Lors de la réalisation du jet grouting, les excédents de matériau (mélange sol, eau et ciment) sont récupérés en surface pour évacuation en décharge.

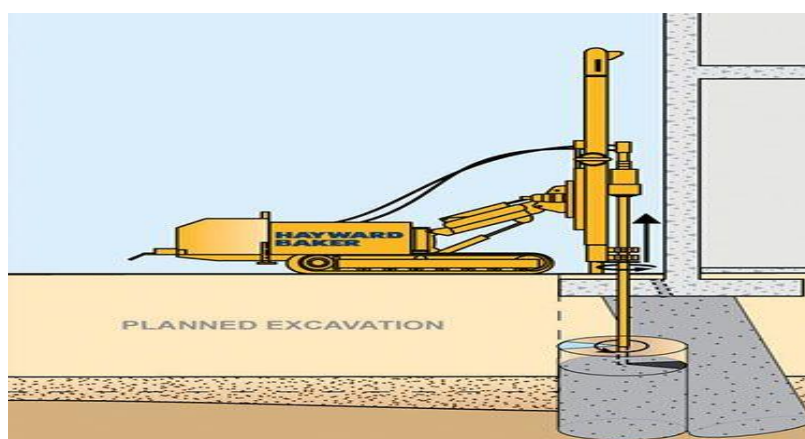


Figure 5.9 : Jet grouting à la profondeur de la fondation

Pour notre modèle, on améliore les caractéristiques mécaniques du sol à la profondeur y compris l'augmentation du poids volumique et la rigidité du sol. On applique ces modifications au modèle de référence à travers le changement des caractéristiques mécaniques du sol $C=$

8MPa, $\varphi = 40^\circ$ et $\gamma_{sat} = 28 \text{ KN/m}^3$, une diminution des forces de pré contraintes est nécessaire pour bien montrer l'effet de jet grouting dans le sol

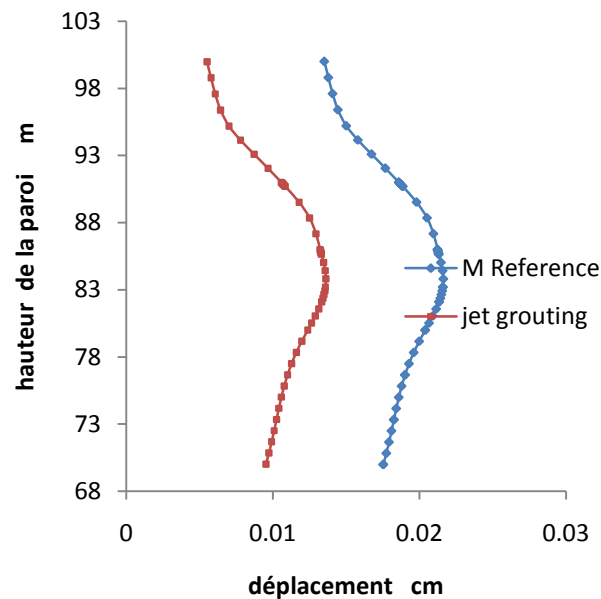


Figure 5.10 : L'effet de jet grouting sur le déplacement résiduel de la paroi

Dans la figure (**Figure 5.10**), on remarque bien une diminution significative de déplacement résiduel avec l'amélioration des caractéristiques des sols à la profondeur, cela traduit par une réduction de déplacement globale de la paroi de 10 mm sans modification de la forme et déformation de la paroi

5.5.3 La combinaison entre méthodes précédentes

Pour le troisième cas, on a combiné entre les deux méthodes précédentes, l'augmentation de la rigidité de la paroi de telle manière que les déformations structurelles deviennent négligeables sous l'effet sismique et une amélioration des caractéristiques du sol à la profondeur en modélisant effet de jet grouting

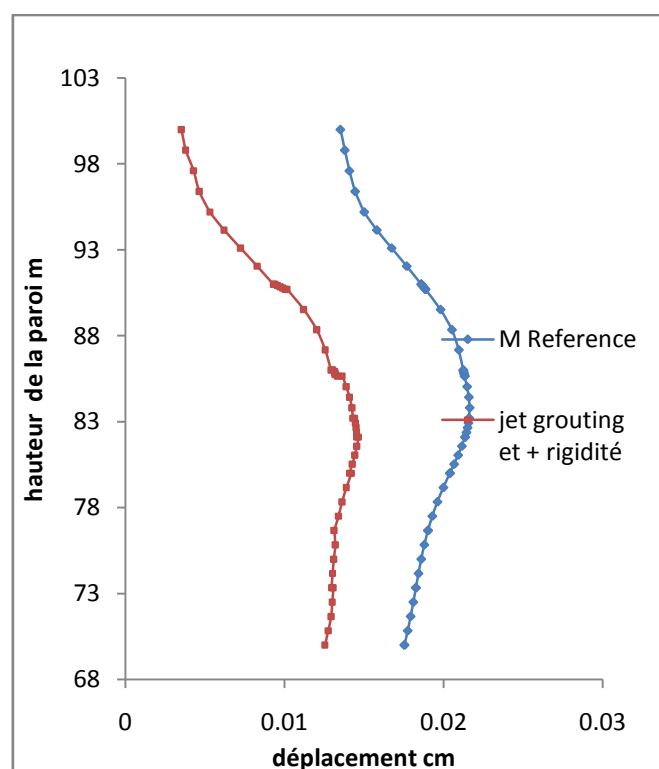


Figure 5.11: L'effet combiné de la rigidité et le jet grouting

On remarque (**Figure 5.11**) une diminution de déplacement de l'ensemble sol structure de 0.01m et 0,02m au sommet de la paroi. L'amélioration des caractéristiques mécaniques des sols situés à la profondeur dans les deux cotées poussée et butée contribue efficacement à minimiser les déplacements résiduels après un séisme majeur comme El-Centro/Imperial Valley .

Ce travail montre que le mouvement principal est produit lorsque l'excavation atteint le niveau inférieur et avant la construction de la dalle inférieure. Le mouvement dans cette phase est très sensible à la rigidité du sol entre les parois du diaphragme à ce niveau. Par conséquent, dans le but de réduire les déplacements des murs, une amélioration du sol à ce niveau donne lieu à la meilleure option, qui peut être effectué au moyen de jet-grouting ou en construisant des panneaux muraux en béton perpendiculaire aux parois du diaphragme, agissant comme une entretoise sous le fond de l'excavation. Cette conception s'est révélée très efficace induisant des dommages négligeables au bâtiment affecté par les mouvements de mur

5.6 Conception parasismique de la paroi moulée dans une zone urbaine

A travers les études précédentes, la structure plane de la paroi présente plusieurs anomalies qui affectent le comportement de l'ensemble sol paroi, y compris les bâtiments à

proximités du milieu d'excavation pendant période de construction et la période de service de la paroi. Pour cette raison, on a essayé de donner une nouvelle conception qui minimise la perturbation du sol pendant et après la réalisation de la paroi durant la période de service qui influe sur le comportement globale du site.

5.6.1 Anomalies conceptuelles de la paroi moulée

✓ *La structure plane et les chemins de contraintes*

Dans le chapitre 3, on a montré qu'au cours de l'excavation des tranchées planes, il s'est formé des chemins contraintes au niveau du sol en forme de voûte horizontale et verticale (**Figure 5.12**) qui influent sur les chemins de contraintes pris par les contraintes produites par les chargements au niveau du sol (bâtiment) ou par des sollicitations sismiques (séisme) qui va engendrer des lignes de concentration de contraintes au niveaux des joints entre les panneaux de paroi de soutènement.

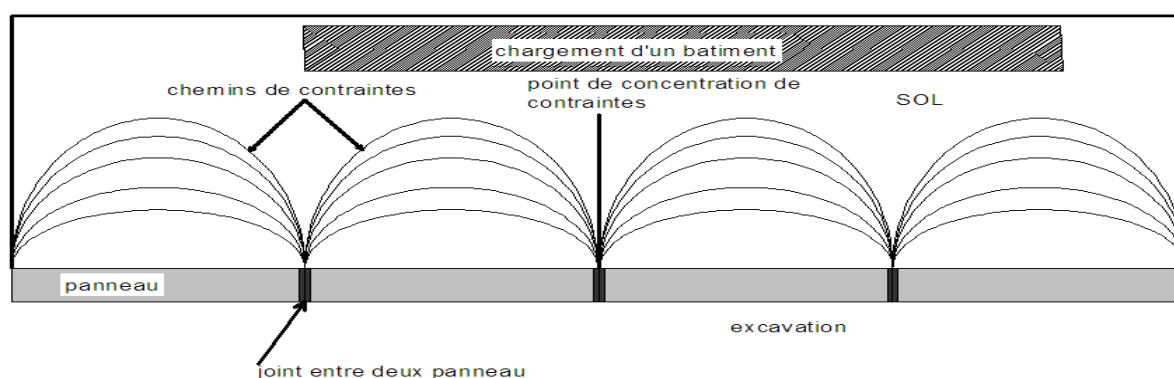


Figure 5.12 : Concentration des contraintes dans les lignes de jonction entre les panneaux sous l'effet de voûte

Les lignes de jonction entre les panneaux sont considérées comme des zones vulnérables avec une faible résistance. Le schéma illustré ci-dessus confirme que la zone la plus sollicitée est située au niveau des joints ; ce qui va engendrer par conséquent une séparation entre les panneaux lors d'un séisme majeur.

✓ *Disposition du panneau parallèle aux fondations des bâtiments à proximité*

Dans le chapitre 4, on a vu l'influence de l'excavation sur le tassement des fondations les plus proches. On a montré que plus la fondation est proche de la ligne médiane du panneau, plus l'interaction entre les deux est élevée (**Figure 5.13**)

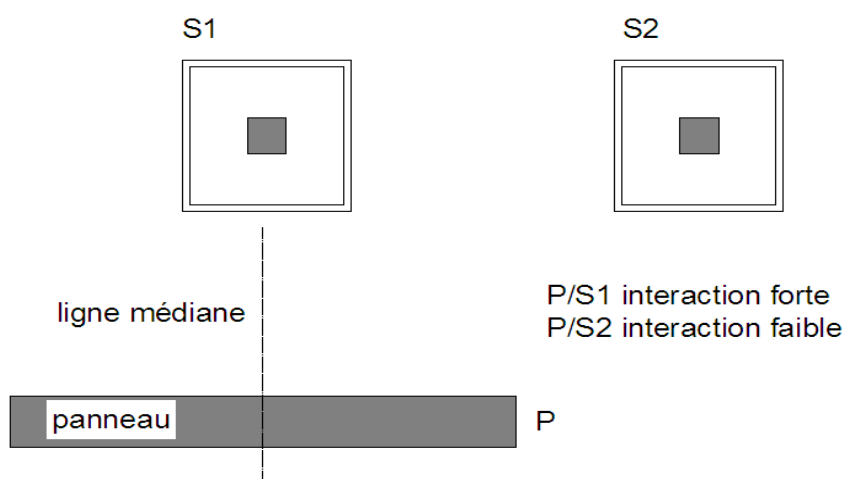


Figure 5.13 : Interaction entre panneau et fondations

Pour une nouvelle conception, il faut s'assurer que la ligne médiane du panneau est plus loin que possible des fondations de bâtiments dans le but d'affaiblir l'interaction entre les deux.

✓ *Disposition des tirants de précontraintes au niveau du panneau*

La disposition des tirants de précontraintes au niveau du panneau joue un rôle très important dans la stabilité de l'ensemble de parois. L'emplacement des tirants dans la conception classiques est généralement au milieu de la paroi, cela provoque la naissance des moments supplémentaires au milieu du panneau. L'épaisseur du panneau est constante dans son plan, néanmoins, les forces de précontraintes engendrent des déformations significatives au milieu du panneau allant jusqu'à la rupture (**Figure 5.14**)

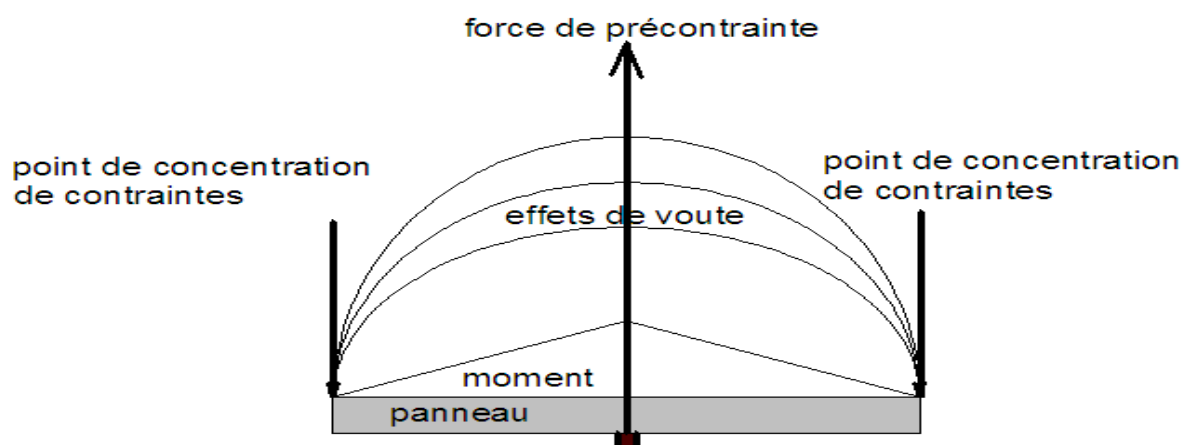


Figure 5.14 : L'effet des forces de précontraintes sur le panneau

5.6.2 Proposition d'une nouvelle conception parasismique de la paroi moulée

La conception classique des parois moulées en comprend plusieurs anomalies qui doivent être remédiées pour assurer un bon comportement de l'ensemble sol-structure et minimiser les déformations et les déplacements résiduels lors et après le séisme.

La forme plane de la paroi ne prend pas en considération les concentrations des contraintes dans les lignes de jonction entre les panneaux à travers les chemins contraintes créés par l'effet de voutes pendant la période de construction. Pour cette raison, on a proposé une forme zigzagüée (**Figure 5.15**) de la paroi dans le milieu urbain et qui présente plusieurs avantages par rapport à la conception classique

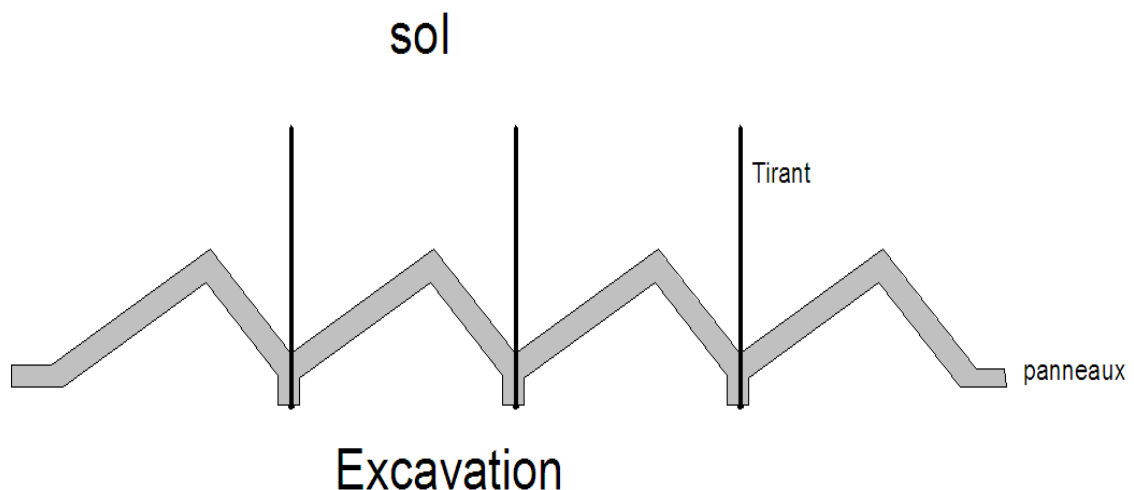


Figure 5.15: La forme zigzagüée de la paroi

5.6.2.1 Avenage de la conception zigzagüée

- *La rigidité*

Cette forme augmente la rigidité de la paroi dans son plan médiane sans l'augmentation de l'épaisseur du panneau ou le changement des caractéristiques des matériaux de construction. La rigidité est contrôlée à travers l'angle α compris entre deux panneaux successifs (**Figure 5.16**)

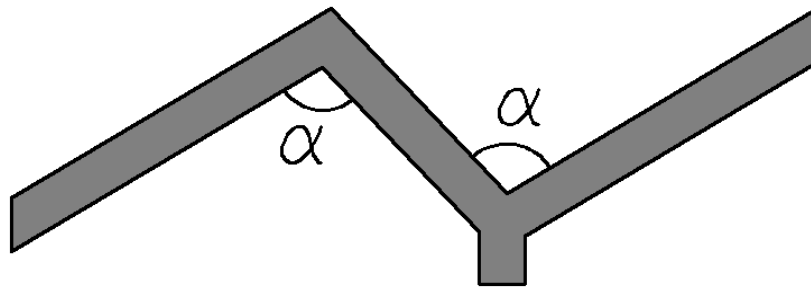


Figure 5.16 : La rigidité de la paroi en fonction de l'angle α

- *La prise en compte des lignes de concentration des contraintes*

Cette forme prend en considération les lignes de concentration des contraintes à travers les lignes de jonction entre les panneaux. Cette allure se caractérise par une rigidité très élevée permet ainsi l'équilibrer des lignes de concentration des contraintes qui se positionnent sur les lignes de jonctions de panneau (**Figure 5.17**)

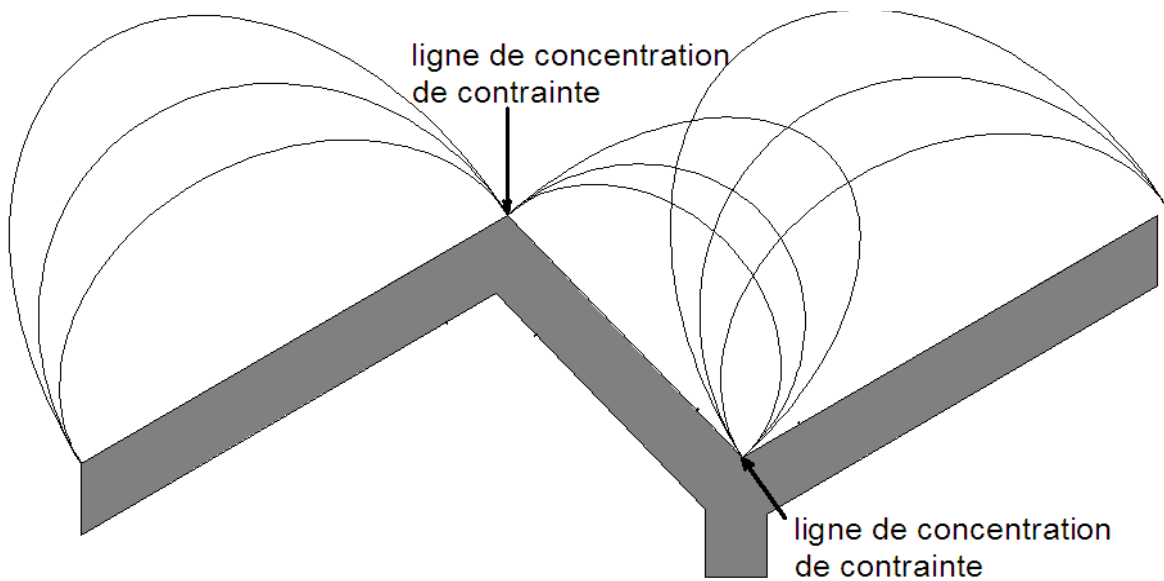


Figure 5.17 : Equilibre des lignes de concentration des contraintes

- *L'interaction entre panneau et fondation du bâtiment adjacente*

L'interaction entre la fondation et le panneau est étroitement liée à la distance qui sépare la fondation au panneau et celle de la fondation à la ligne médiane du panneau. Pour cette

conception, on assure l'éloignement le plus possible de la fondation avec le changement de l'angle α (**Figure 5.18**) et on minimise ainsi l'interaction entre les deux éléments structurels

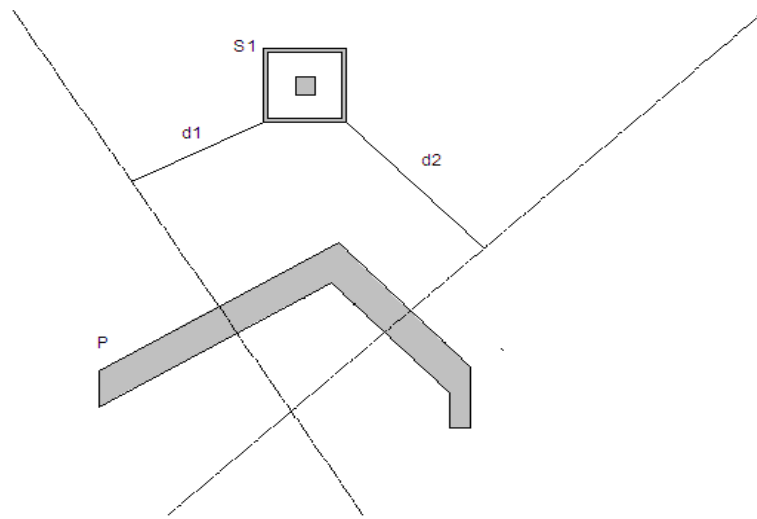


Figure 5.18 : Interaction entre fondation d'un bâtiment et panneau d'une paroi

- *L'emplacement des tirants de précontraintes*

L'emplacement des tirants de précontraintes doit situer dans un endroit qui se caractérise par une forte rigidité pour éviter la déformation locale. En ce qui concerne la conception classique, les forces de précontraintes se localisent au milieu du panneau en provoquant des moments supplémentaires dans le but d'équilibrer les forces de poussée des terres. A travers la conception actuelle, les forces de poussée des terres convergent vers un seul point équilibré par des forces de précontraintes illustrés dans la (**Figure 5.19**)

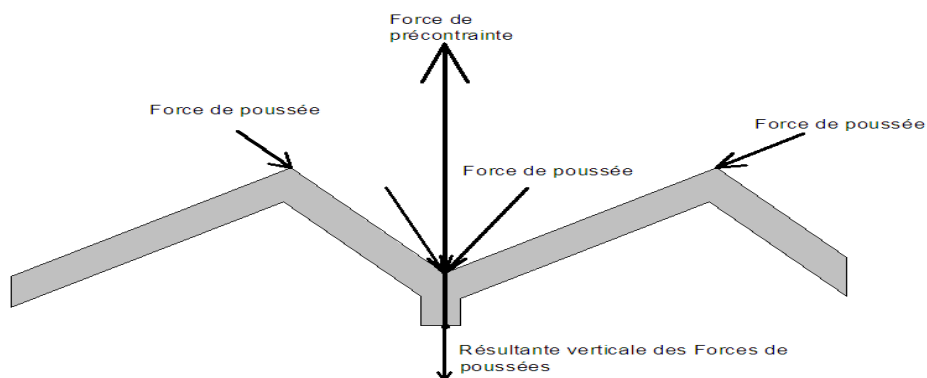


Figure 5.19 : Position des force de précontraintes/ forces de poussées

5.7 Conclusion

La déformation des parois de soutènement ou même le déplacement provoque des dégâts considérables sur site particulièrement urbaine. Le séisme est parmi les facteurs qui provoquent des déformations et des déplacements permanents.

On constate que les sollicitations, la déformation et les déplacements extrêmes de la paroi ancrée par des tirants de précontraintes sous l'effet des charges sismiques se correspondent en forme pour le cas statique et dynamique, tandis la différence se réside dans l'amplitude. Les déformations du au tremblement de terres El-Centro montre que l'amplitude maximale se produit lorsque la fréquence se rapproche de la fréquence naturelle du sol et de la paroi moulée précontraint.

Le séisme à une grande influence sur le déplacement de sommet du mur tandis elle plus faible aux autres parties de mur (milieu, la base)

Pendant la phase dynamique le bâtiment subit un tassement différentiel linéaire de 5 cm à ses bords d'extrémité. L'actions sol tendus augmentent en amplitude et parfois inverser son signe qui signifie que les sections de plancher craquent si ces nouvelles actions tendus ne sont pas pris en compte dans la conception des structures.

La force de précontrainte augmente brusquement à l'accélération maximale lors du tremblement de terres est devient constant après l'atténuation de l'accélération.

Les contraintes techniques en matière de conception doivent prendre en compte certaine méthodes pour minimiser les déformations et les déplacements de la paroi à travers l'amélioration des caractéristiques de sol, l'augmentation de la rigidité et l'adoption d'une certaine forme conceptuelle qui favorise la concentration des contraintes dans certains endroits très rigide au détriment de la déformation et du déplacement d'ensemble

Conclusion générale et recommandation

La stabilité des parois de soutènement est un phénomène très complexe qui fait intervenir plusieurs paramètres structurels ou de site (paroi, sol, nappe phréatique, bâtiments environnantes, etc...), d'une autre manière c'est un problème d'interaction sol structure. La présente recherche a pour but d'étudier la stabilité des parois de soutènement réalisées avec la technique des parois moulées afin d'avoir une meilleure compréhension de l'effet, premièrement dans le cas statique pendant la construction et pendant la période de service et deuxièmes d'évaluer la stabilité sous une excitation sismique dans le but de proposer des solutions et méthodes conceptuel afin d'améliorer la stabilité.

Nous avons suivi les différentes étapes et aborder les différents paramètres de notre recherche. Tout d'abord une analyse bibliographique dans la première partie traitant les différents types de conception des parois moulées existantes sur terrain avec leurs utilisations dans la pratique et les différentes méthodes de dimensionnement des écrans de soutènement montrant l'effet de la stabilité à travers les facteurs de sécurités dans chaque méthode. Le travail en suite aborde dans la deuxième partie le problème de stabilité de tranchée et les différentes méthodes analytiques et numériques proposés et la contribution de plusieurs paramètres pour l'évaluation des facteurs de sécurité pendant l'excavation prévenant ainsi l'effondrement de la tranchée. Enfin on a étudié le comportement des parois moulées en milieu urbain pendant le service dans le cas statique et sous l'effet sismique.

Il ressort de ce travail les conclusions suivantes

- La réalisation des écrans de soutènement avec l'utilisation de la technique des parois moulées est constamment améliorée à travers l'utilisation des nouveaux matériaux performants, conception qui reprend aux exigences de site.
- Pour le dimensionnement des écrans de soutènement, on dispose de trois méthodes : La méthode classique basée sur la notion d'équilibre limite, La méthode aux coefficients de réaction et les méthodes numériques du continuum élastoplastique, type éléments finis ou différences finies. Chacun de ces outils rencontre des limites qui lui sont propres et présente des avantages et des inconvénients.
- La stabilité de tranchée profonde de la paroi moulée dépend de deux facteurs de sécurité le premier assure la stabilité globale de la trachée par contre le deuxième facteur prévient l'effondrement à cause de l'instabilité locale d'interface, une étude analytique tridimensionnelles semble plus réaliste.

- La longueur du panneau de la paroi moulée est le facteur le plus touchant des mouvements de terrain. Le tassement en surface le plus significatif en face d'un panneau donné se produit lors de l'installation de ce panneau. L'effet est progressivement réduit en s'éloignant du panneau, devenant insignifiante à une distance normale de l'ordre de la longueur du panneau.
- Les résultats montrent aussi que les mouvements de la nappe et l'évolution du problème dans le temps ont une influence primordiale sur les déplacements latéraux des parois pendant le service. L'étude paramétrique a mis en évidence l'influence importante non seulement des paramètres géotechniques, mais également des paramètres de modélisation (définis en général par défaut).
- Les déformations dû au tremblement de terres El-Centro montre que l'amplitude maximale se produit lorsque la fréquence se rapproche de la fréquence naturelle du sol et de la paroi moulée précontrainte et le séisme à une grande influence sur le déplacement du sommet du mur tandis qu'elle est plus faible aux autres parties de mur (milieu, la base).
- pour minimiser les déformations et les déplacements de la paroi on doit améliorer les caractéristiques du sol, l'augmentation de la rigidité et l'adoption d'une certaine forme conceptuelle qui favorise la concentration des contraintes dans certains endroits très rigides au détriment de la déformation et du déplacement d'ensemble.

Références Bibliographiques

1. A.S. Veletsos, A.H. Younan, Dynamic modeling and response of soil–wall systems, ASCE J. Geotech. Eng. 120 (12) (1994).
2. BALAY J. "Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réactions" Note d'Information Technique -Ministère de l'Urbanisme, du Logement et des Transports Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 1984
3. BALAY J., CORTE J.-F. "Evolution des méthodes de calcul des écrans de soutènement ancrés." Annales des Ponts et Chaussées, n°34, 2e trim. 1985, pp 2-24
4. BALAY J., FRANK R, HARFOUCHE L. "Programme DENEbola pour le calcul des soutènements par la méthode des modules de réaction" Bulletin de liaison du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, n°120, juillet-aout 1982, pp 3-12
5. Burland J.B. and Hancock R.J.R. 1977. Underground car park at the House of Commons, London: geo- technical aspects. Struct Engr 55 (2), 87-100.
6. Cairon D (1992) « paroi moulée sud- jambe de pantalon » sondage de reconnaissance S.D.1 mode d'interprétation parking Jules VERNE – marseille (13) BRGM entreprise de service à la terre
7. CAQUOT A., KERISEL J. et ABSI E. "Tables de poussée et de butée" Paris 1972 - Gauthiers Villars
8. DIN 4126. 1986. Cast-in-situ concrete diaphragm walls. Berlin. Itasca. 2009. FLAC3D, Fast Lagrangian analysis of continua, version 4.0: User's and theory manuals. Itasca Consulting Group, Inc. Minneapolis
9. Duncan, J.M. & C.Y. Chang 1970. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division 56, 1629-1653
10. Fox, P. J. (2004). "Analytical solutions for stability of slurry trench." J. Geotech. Geoenviron. Eng., 10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130: 7(749), 749–758.
11. Guide technique (2003) « ouvrage de soutènement recommandation pour l'inspection détaillée le suivi et diagnostic des parois moulée et préfabriquées » LCPC ISSN 1151-1516
12. Gourvenec, S. M., and Powrie, W. (1999). "Three-dimensional finite element analysis of diaphragm wall installation." G_eotechnique, 49(6), 801–823.
13. G. Gazetas, P.N. Psarropoulos, I. Anastasopoulos, N. Gerolymos, Seismic behaviour of flexible retaining systems subjected to short-duration moderately strong excitation, Soil Dyn. Earthquake Eng. 24 (2004) 537–550.

14. Han, C., Chen, J., Wang, J., and Xia, X. (2013). "2D and 3D stability analysis of slurry trench in frictional/cohesive soil." *J. Zhejiang Univ. Sci. A*, 14(2), 94–100.
15. JOSSEAUME M. "Méthode de calcul des rideaux de palplanches - Etude bibliographique" *Bulletin de Liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussées*, n°72, juillet-août 1974, pp 177-212
16. J.H. Wood, Earthquake-induced pressures on a rigid wall structure, *Bull. N. Z. Natl. Earthquake Eng.* 8 (1975) 175–186
17. Lei, G. H., Sun, H. S., and Ng, C. W. W. (2014). "An approximate analytical solution for calculating ground surface settlements due to diaphragm walling." *Comput. Geotech.*, 61, 108–115.
18. MENARD L., BOURDON C. "Calcul des rideaux de soutènement. Méthode nouvelle prenant en compte les conditions réelles d'encastrement." *Sols-Soils*, n°12, 1965, pp 18-32
19. MARCHER "Sollicitation en flexion des pieux par les couches qu'ils traversent" Thèse de Doctorat. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 1974 En référence à SCHMITT
20. MESTAT P., MAGNAN J.P., FRANK R, HUMBERT P. "La méthode des éléments finis: un outil pour la géotechnique" *Géotechnique et Informatique- Colloque des 29,30 septembre, 1 octobre 1992- Paris Ecole Nationale des Ponts et Chaussées - Presses ENPC*, pp 285-299
21. Nash J.K.T., Jones G.K. (1963), The support of trenches using fluid mud. *Grouts and Drilling Muds in Engineering Practice*. London, 177–180. - Ng C.W.W., Lings M.L., Simpson B., Nash D.F.T. (1995), An approximate analysis of the three-dimensional effects of diaphragm wall installation. *Geotechnique*, 45(3), 497–507.
22. Ng, C. W. W., and Yan, R. W. M. (1999). "Three-dimensional modeling of a diaphragm wall construction sequence." *Geotechnique*, 49(6), 825–834.
23. N. Mononobe, H. Matsuo, Determination of earth pressures during earthquakes, in: *Proceedings of the World Engineering Congress, 1929*, vol. 9, pp. 179–187.
24. Piaskowski, A., and Kowalewski, Z. (1965). "Applications of thixotropic clay suspensions for stability of vertical sides of deep trenches without strutting." *Proc., 6th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, University of Toronto Press, Toronto*, 526–529.
25. Powrie W. and Kantartzi C. 1996. Ground response during diaphragm wall installation in clay: centrifuge model tests. *Géotechnique* 46 (4), 725-39

26. PLAXIS 3D [Computer software]. Plaxis bv, Delft, Netherlands. Schanz, T., and Vermeer, P. A. (1998). "On the stiffness of sands." *Géotechnique Pre-failure*
27. Philippe M ESTAT « Maillages d'éléments finis pour les ouvrages de géotechnique Conseils et recommandations » Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées ref. 4161 - PP. 39-64
28. ROWEP.W. "A theoretical and experimental analysis of sheet piles walls" Institution of Civil Engineers, Proc. Vol. 4, London, Jan. 1955, pp 32-69
29. Studio Magellan - Marseille (2011) « Les tranchées couvertes » Provence Alpes –cote d'azur Direction régionale de l'environnement, de l'aménagement et du logement
30. SCHMITT P. "Méthode empirique d'évaluation du coefficient de réaction du sol, vis-à-vis des ouvrages de soutènement souples" Revue Française de Géotechnique n°71, 2e trimestre 1995, pp 3-10
31. SCHNEEBELI G. "La stabilité des tranchées profondes forées en présence de boue" La houille blanche- n°7- 1964, pp 815-822
32. Schanz, T., and Vermeer, P. A. (1998). "On the stiffness of sands." *Géotechnique Pre-failure Deformation Behaviour of Geomaterials*, Vol. 48, Thomas Telford, London. 383–387.
33. Symons I.F. and Carder D.R. 1993. Stress changes in stiff clay caused by the installation of embedded retaining walls. *Retaining structures*. Thomas Telford, London.
34. Schweiger, H.F. 2001. Benchmarking – A new regular section in the bulletin. *PLAXIS Bulletin* No.11.
35. S. Okabe, General theory of earth pressures, *J. Jpn. Soc. Civil Eng.* 12 (1926).
36. TERZAGHIK "Evaluation of coefficients of subgrade reaction" *Géotechnique*, Vol5, Déc 1955, pp 297-326
37. Tsai, J. S. (1997). "Stability of weak sublayers in a slurry supported trench." *Can. Geotech. J.*, 34(2), 189-196.
38. Tsai, J. S., and Chang, J. C. (1996). "Three-dimensional stability analysis for slurry-filled trench wall in cohesionless soil." *Can. Geotech. J.*, 33(5)
39. Tsai, J. S. (1997). "Stability of weak sublayers in a slurry supported trench." *Can. Geotech. J.*, 34(2), 189–196.
40. Tedd P., Chard B.M., Charles J.A. and Symons IF. 1984. Behaviour of a propped embedded retaining wall in stiff clay at Bell Common Tunnel. *Géotechnique* 34 (4), 513-32

41. Xiao, F. J., Shu, T. L., and Xiao, J. Z. (2015). "Stability of threedimensional slurry trenches with inclined ground surface: A theoretical study." *Adv. Mater. Sci. Eng.*, 2015, 362160.
42. Yonggang, X., Zilong, W., Guannan, Z., and Yuyong, S. (2011). "Analysis of stability of slurry trench sides of diaphragm wall based on construction parameters." *Chin. J. Rock Mech. Eng.*, 30(2), 3464–3470