



République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Abou Bakr BelKaid -Tlemcen
Faculté de Technologie

MÉMOIRE

Présenté pour obtenir le diplôme de Magistère en Génie Civil
***OPTION** : Géotechnique et environnement*

Thème :

Modélisation numérique d'un écran de soutènement

Cas de l'interaction écran-fondation

Présenté par : CHOGUEUR AISSA

Soutenu le : 02 / 06 / 2013 Devant le jury composé de :

Pr. Megnounif A	Président	(U.A.B Tlemcen)
Pr. Abou Bakr N	Examineur	(U.A.B Tlemcen)
Pr. Boumechera N	Examineur	(U.A.B Tlemcen)
Dr. Zadjoui A	Encadreur	(U.A.B Tlemcen)

Année universitaire : 2012/2013

Dédicace

Je dédie ce travail à :

La mémoire de mes parents et ma sœur,

Ma femme et mes enfants,

A tous ceux qui me sont chers.

REMERCIEMENTS

Que tous ceux qui m'ont apporté leur aide, pour la réalisation de ce travail, trouvent ici l'expression de ma profonde gratitude.

Je tiens notamment à remercier :

- Monsieur **A. ZADJAOUI** professeur au département de génie civil de l'université Abou Bakr Belkaid, pour avoir dirigé ce travail et de m'avoir permis ainsi de le mener à son terme.
- Monsieur **A.MEGNOUNIF** professeur au département de génie civil de l'université Abou Bakr Belkaid, qui a bien voulu examiner ce travail et présider le jury.
- Monsieur **N. ABOUBAKR** professeur au département de génie civil de l'université Abou Bakr Belkaid, d'avoir voulu accepter d'être examinateur dans le jury de soutenance et pour ses conseils et ses orientations scientifiques pour finaliser mon mémoire.
- Monsieur **N. BOUMECHERA** professeur au département de génie civil de l'université Abou Bakr Belkaid, d'avoir voulu accepter d'être examinateur dans le jury de soutenance.

Je remercie également l'ensemble des enseignants du département de génie civil de l'université d'Abou Bakr BelKaid de Tlemcen et tous les enseignants qui ont assuré les modules de notre post-graduation.

Résumé

Les méthodes de dimensionnement des écrans de soutènement reposent actuellement sur diverses règles de calcul. Si les méthodes classiques dites à la rupture, à la ligne élastique et la poutre équivalente sont encore employées pour certains types d'ouvrages, c'est principalement la méthode du coefficient de réaction et les méthodes numériques qui sont les plus fréquemment retenues. La méthode du coefficient de réaction est assez bien maîtrisée et les seules incertitudes résident dans le choix du coefficient de réaction (Delattre, 2001) ; (Monnet, 1994). Les méthodes numériques présentent l'avantage de prendre en compte de manière plus précise le comportement du sol et de l'interface sol-paroi et aussi de pouvoir considérer de multiples conditions hydrauliques ainsi que différentes options quant à la modélisation du soutènement. Toutefois, les résultats obtenus par ces méthodes nécessitent encore d'être validés par d'autres résultats expérimentaux aux laboratoires (centrifugeuse par exemple) ou mesurés en place.

L'objet du présent travail porte sur la modélisation numérique et l'analyse du comportement d'un écran de soutènement autostable du type paroi moulée en béton armé fichée dans le sable par la méthode du coefficient de réaction à l'aide du logiciel K-Réa –Terrasol et par la méthode numérique aux éléments finis en utilisant le logiciel Plaxis 2D-v8.5. Pour les deux méthodes, on procède aux différentes simulations et ce, lorsque l'écran est fiché dans le sol soutenu non chargé et dans le cas d'un sol soutenu chargé d'une fondation subissant des actions de surcharges.

Seulement, pour la première méthode, autre que l'intensité de la surcharge, l'influence de principaux facteurs pouvant affecter les mouvements du sol et la non-stabilité de l'écran de soutènement sans présence de fondation est aussi à analyser. En effet ces facteurs concernent essentiellement la rigidité de la paroi, sa hauteur libre et sa fiche dans le sol, le phasage des travaux, le module Young, la cohésion et l'angle de frottement interne du sol.

Concernant la méthode des éléments finis, le sol est homogène et sec, son comportement est décrit par une loi élasto-plastique du type Mohr-Coulomb avec deux valeurs différentes de cohésion du sol C et un même angle de frottement interne ϕ , la paroi moulée et la fondation sont modélisées par élément « poutre ». Les simulations sont à exécuter avec maillages différents et des coefficients réducteurs de l'interface (sol-paroi) pris variables.

Pour les deux méthodes, l'analyse des résultats se focalise sur la déformée de la paroi, les moments fléchissants, les déplacements horizontaux et les pressions des terres. Ainsi, ces résultats obtenus, comparés entre eux mêmes ont été confrontés à d'autres résultats expérimentaux (Christophe Gaudin, 2002).

MOTS-CLEFS : Soutènement auto stable, Coefficient de réaction, éléments finis, Interface, paroi moulée, modélisation numérique, Mohr-coulomb, K-Réa, Plaxis2D.

Abstract

The dimensioning methods of the retaining wall are currently based on various rules of calculation. If the classical methods with the rupture, the elastic line and the equivalent beam are still employed for some kinds of works, it is mainly the method of subgrade reaction and the numerical method which are most frequently adopted. That the first one is rather well controlled and only uncertainties resident in the choice of the reaction coefficient (2001, Delattre) ; (1994, Monnet). The second one have the advantage of taking into account in a more accurately the behavior of soil and soil-structure interface and also of being able to consider multiple hydraulic conditions like various options as for the modeling of structures. However, the results got by these methods still require to be validated by other experimental results at the laboratories (centrifugal machine for example) or measured in place.

The object of this work concerns numerical modeling and analyzes behavior of a self-stabilizing retaining wall stuck in sand by the method of the reaction coefficient using software K-Réa- Terrasol and by the numerical method with the finite elements by using the software Plaxis2D v8.5. For both methods, we proceed to various simulations with the structure stuck into the supported ground uncharged and in the case of ground charged with a foundation undergoing of the actions of overloads.

Only, for the first method, other that the intensity of the overload, the influence of the main factors being able to affect the movements of the ground and the distabilisation of the retaining structure without foundation are also to analyze . Indeed these factors concern primarily the rigidity of the wall, its headroom, the phasage of excavation work, the Young modulus, the cohesion and angle of internal friction of soil.

Concerning the finite element method, the ground is homogeneous and dry, its behavior is described by an elastoplastic law of Mohr-Coulomb with two different values of cohesion C and even natural angle of internal friction ϕ , the diaphragm wall and the foundation is modelled by element "beam". Simulations are to be run with different meshes and variable reduction factors of interface ground-wall.

For the two methods, the analysis of the results is focused on the deformation of the wall, the bending moments, horizontal displacements and the pressures of the grounds. Thus, these results got and compared between them same were confronted with other experimental results (2002, Christophe Gaudin).

KEYWORDS: Self-stabilizing retaining wall, subgrade reaction, finite elements, Interface, diaphragm wall, numerical modeling, Mohr-Coulomb, K-Réa, Plaxis2D.

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

- Figure 1.1** – Exemples de modes limites pour la rupture rotationnelle des écrans de soutènement (Eurocode7, 2004)
- Figure 1.2** – Exemple de mode limite pour la rupture verticale des écrans de soutènement (Eurocode7, 2004)
- Figure 1.3** - Exemples de modes limites pour la rupture par arrachement des ancrages (Eurocode7, 2004).
- Figure 1.4** - Principe conventionnel du modèle d'équilibre limite (MEL)- (K-réa .V3, 2011)
- Figure 1.5** - Principe de la poussée et de la butée (Schlosser, 1994)
- Figure 1.6** - Equilibre du coin de Coulomb (Plumelle, 2002)
- Figure 1.7** - Equilibre d'un coin quelconque (Plumelle, 2002)
- Figure 1.8a** - Cercle de Mohr à l'équilibre limite
- Figure 1.8b** - Lignes de glissement
- Figure 1.9** - Hypothèses de la méthode de Rankine (Schlosser, 1994)
- Figure 1.10** - Coin de Boussinesq
- Figure 1.11** - Construction de Culmann pour le calcul de la poussée active
- Figure 1.12** - Etats correspondants (Berga ,2003)
- Figure 1.13** - Équilibre d'un rideau rigide (Josseaume,1974)
- Figure 1.14** - Calcul à l'état limite d'un rideau encastré, non ancré (sol pulvérulent)- (Josseaume,1974)
- Figure 1.15** - Hypothèses admises pour le calcul d'un rideau non ancré (Schlosser, 1994)
- Figure 1.16** - Mécanisme de rupture d'un écran simplement buté (Delattre,2001)
- Figure 1.17** - Rideau ancré en tête, simplement buté en pied- (Schlosser, 1994)
- Figure 1.18** - Efforts pris en compte dans le calcul d'un rideau encastré, ancré en tête-(Josseaume, 1974)
- Figure 1.19** - Calcul d'un rideau encastré, ancré en tête par la la méthode de la poutre équivalente (Josseaume, 1974)
- Figure 1.20** - Relation entre la cote du point de flexion nulle et l'angle de frottement interne (Josseaume, 1974)
- Figure 1.21** - Méthode du module de réaction (Corté,1979)
- Figure 1.22** - Etats de déplacement d'un rideau (fiche faible)- (Josseaume,1974).
- Figure 1.23** - Principe du calcul du module de réaction par la méthode presssiométrique– (Josseaume, 1974)
- Figure 1.24** - Valeurs du parmètre dimensionnel « a »- (Manuel K-Rea,2006).
- Figure 1.25** - Valeurs du coefficient de réaction K_n en fonction de la cohésion C et l'angle de frottement- (Abaques de Chadeisson)- (Manuel K-Réa, 2006)
- Figure 1.26** - Éléments de massif bidimensionnels les plus couramment utilisés-(Mestat,1997)
- Figure 1.27** - Éléments de massif tridimensionnels les plus couramment utilisés (Mestat,1997)
- Figure 1.28** - Dimensions conseillées pour modéliser une excavation non soutenue en déformation plane (Mestat, 1997)
- Figure 1.29** - Dimensions conseillées pour la modelisation d'une excavation et écran sans appuis en déformation plane (Bakker, 2008)
- Figure 1.30** - Zones en plasticité aux environs de soutènement d'excavation- (Delattre, 1999)
- Figure 1.31** - Arbre des grands axes et principaux jalons de développement des méthodes de calcul des écrans de soutènement- (Delattre, 2001)

CHAPITRE II

- Figure 2.1** - La centrifugeuse du LCPC, Nantes (THOREL, 2008)
Figure 2.2- Facteur d'échelle suivant la notation de Mandel
Figure 2.3- Répartition indicative, par type d'ouvrage des publications traitant d'expérience de modélisation en centrifugeuse- (Corté, 1986)
Figure 2.4 – Le téléopérateur multifonction - LCPC, Nantes (THOREL, 2008)
Figure 2.5 – Dispositif expérimental des essais en centrifugeuse (Gaudin et al, 2005)
Figure 2.6 – Vues sur sable de Fontainebleau- (Alain Le Kouby, 2003)
Figure 2.7 – Caractéristiques du sable de Fontainebleau - (Combarieu et Canépa , 2001)
Figure 2.8 – Module préssiométrique moyenne E_M - (Combarieu et Canépa , 2001)

CHAPITRE III

- Figure 3.1**- Introduction des caractéristiques des couches de sol et calcul du k_a/k_p par la méthode de coin de coulomb et k_h par formule de Balay
Figure 3.2- Paramètres de définition de la paroi
Figure 3.3- Modèle de calcul numérique du sol-écran-phase0
Figure 3.4- Présentation de phasage d'exécution de l'excavation pour quelques phase
Figure 3.5- calcul des coefficients de poussée et butée par la méthode du coin de coulomb
Figure 3.6- calcul des coefficients de poussée et butée par la méthode de Rankine
Figure 3.7- calcul des coefficients de poussée et butée par les tables de Kerisel et Absi et k_h par formule de Balay
Figure 3.9- Modèle de calcul –Phase Initiale
Figure 3.10- calcul de coefficient de réaction par la formule de Schmitt
Figure 3.11- calcul de coefficient de réaction par les abaques de chadeisson
Figure 3.14- Profils des moments de flexion et de déplacements horizontaux de la paroi n°1 relatifs à la hauteur d'excavation $H_e=5,83m$ calculée en fonction de k_h par les 03 méthodes (Balay- Schmitt et Chadeisson)-Avec la méthode de coulomb.
Figure 3.15- Présentation des sollicitations correspondantes à la dernière phase ($H_e=5,73m$)
Figure 3.16- Profils de moments de flexion et de déplacements horizontaux en tête de la paroi n°1- (k_a et k_p calculés par les tables de Kerisel et k_h par la méthode de Chadeisson)- $H_e=5,73m$
Figure 3.17- Présentation des sollicitations correspondantes à la dernière phase ($H_e=5,83m$)
Figure 3.18- Profils de moments de flexion et de déplacements horizontaux en tête de la paroi n°1- (k_a et k_p calculés par methode de Rankine et k_h par la méthode de Chadeisson)- $H_e=5,83m$
Figure 3.19- Présentation des sollicitations correspondantes à la dernière phase ($H_e=5,95m$)
Figure 3.20- Profils de moments de flexion et de déplacements horizontaux en tête de la paroi n°1- (k_a et k_p calculés par methode de Coulomb et k_h par la méthode de Chadeisson)- $H_e=5,95m$
Figure 3.21- Etat global de pressions des terres sur les deux cotés de la paroi n°1 pour la hauteur d'excavation $H_e=5,83m$
Figure 3.22- Evolution des moments de flexion et de déplacements avec la variation de sa rigidité par niveaux de profondeurs- (k_h de Chadeisson et k_a , k_p selon Rankine).
Figure 3.23- Evolution des déplacements horizontaux de l'écranavec phases d'excavation (k_h de Chadeisson et k_a , k_p selon Rankine)
Figure 3.24- Evolution de la hauteur d'excavation limite par paroi- H_e (m) – (k_h de Chadeisson et k_a , k_p selon Rankine)
Figure 3.25- Evolution des moments de flexion (a) et de déplacements (b) avec la variation de l'angle de frottement interne du sol avec k_h de Chadeisson et k_a , k_p selon Rankine
Figure 3.26- Hauteur limite d'excavation relative à l'angle de frottement interne du sol – (k_h de Chadeisson et k_a , k_p selon Rankine)

- Figure 3.27-** Evolution des moments de flexion et de déplacements avec la variation de la hauteur de l'écran sans chargement (k_h de Chadeisson et k_a , k_p selon les tables de Kerisel et Absi)
- Figure 3.28-** Convergence des résultats de calculs des moments de flexion par phase (k_h de Chadeisson et k_a , k_p selon les tables de Kerisel et Absi).
- Figure 3.29-** Influence du coefficient de réaction et le type de charges sur les moments de flexion (a) et les déplacements (b)-Cas de sol soutenu chargé de $q=300$ kPa à distance $X=0,75$ m de la paroi n°01
- Figure 3.30-** Profils de moments de flexion sur l'écran n°01 au cours de l'excavation pour différentes charges -Sol soutenu chargé à $X=0,75$ m avec $q=300$ kPa
- Figure 3.31-** Profils de déplacements horizontaux de l'écran n°01 au cours de l'excavation pour différentes charges -Sol soutenu chargé à $X=0,75$ m avec $q=300$ kPa

CHAPITRE IV

- Figure 4.1-** Dimensions géométriques du modèle
- Figure 4.2-** Fenêtre d'introduction des paramètres de Mohr-Coulomb
- Figure 4.3-** Fenêtre d'introduction des propriétés d'un élément poutre (dalle)
- Figure 4.4-** Dimensions des éléments poutre et dalle
- Figure 4.5-** Distribution de la charge verticale sur paroi modélisée et réelle
- Figure 4.6-** Fenêtre des options de maillage
- Figure 4.7-** Propriétés des couches de sols et des interfaces
- Figure 4.8-** Introduction de la valeur du R_{inter}
- Figure 4.9-** Fenêtres de génération du maillage du modèle
- Figure 4.10-** Fenêtres d'exécution de calcul par phase et maillage du modèle déformé
- Figure 4.11-** Profils de moment maximal et de déplacement horizontal maximal –Phase 07 avec ($C=2,60$ kPa et $R_{inter}=0,88$)
- Figure 4.12-** Profils de moments de flexion et de déplacements horizontaux en tête de la paroi n°01 (Cohésion du sol $C=2,60$ kPa et $R_{inter}=0,88$) –Maillage fine –« écran sans Fondation » -
- Figure 4.13-** Arrêt de calculs sous l'effet de l'option « Contrôle de l'arc de longueur »
- Figure 4.14-** Convergence de calculs sans l'option « Contrôle de l'arc de longueur »
- Figure 4.15-** Profils de moment maximal et de déplacement horizontal maximal (Phase 07- $H_e=5,83$ m ; $C=0,00$ kPa et $R_{inter}=0,88$ - maillage medium).
- Figure 4.16-** Profils de moments de flexion et de déplacements horizontaux en tête de la paroi n°01 ($C=0,00$ kPa et $R_{inter}=0,88$) –Maillage medium –« écran sans Fondation »
- Figure 4.17-** Fenêtres d'introduction des propriétés de la fondation et la surcharge $q=300$ kPa
- Figure 4.18-** Fenêtres de génération du maillage du modèle- « écran avec fondation »
- Figure 4.19-** Fenêtres de calculs par phase avec l'option « Contrôle de l'arc de longueur»
- Figure 4.20-** Fenêtre de maillage déformé (Déplacements maximaux à la Phase 04- ($H_e=3,55$ m)
- Figure 4.21-** Profils de moment maximal et de déplacement horizontal maximal (Phase 04- $H_e=3,55$ m ; $C=2,60$ kPa et $R_{inter}=0,88$ - maillage Coarse- « écran avec fondation chargée à $X=0,75$ m »
- Figure 4.22-** Zone de plastification du sol au voisinage de la paroi à la Phase 04- ($H_e=3,55$ m)
- Figure 4.23-** Profils de moments de flexion et de déplacements horizontaux ($C=2,60$ kPa et $R_{inter}=0,88$) – Maillage Coarse- « écran avec fondation chargée à $X=0,75$ m »
- Figure 4.24-** Evolution de moments de flexion maximaux au cours de l'excavation -Comparaison des résultats expérimentaux avec les calculs numériques- « écran sans fondation »
- Figure 4.25-** Evolution de déplacements horizontaux maximaux au cours de l'excavation- Comparaison des résultats expérimentaux avec les calculs numériques- « écran sans fondation »
- Figure 4.26-** Evolution de moments de flexion maximaux au cours de l'excavation - Comparaison des résultats expérimentaux avec les calculs numériques- « écran avec fondation ».
- Figure 4.27-** Evolution de déplacements horizontaux maximaux au cours de l'excavation- Comparaison des résultats expérimentaux avec les calculs numériques-« écran avec fondation »

ANNEXE I

Figure A1.1 -Exemples de projets « écran simple »-(Manuel K-Réa, 2006)

Figure A1.2- Exemples de projets « Double-écran »-(Manuel K-Réa, 2006)

Figure A1.3- Conventions de signe-(Manuel K-Réa, 2006)

Figure A1.4- Loi de comportement du sol (Manuel KRéa, 2006)

Figure A1.5- Définition d'une surcharge de Boussinesq- (Manuel K-Réa, 2006)

Figure A1.6- Définition d'une surcharge localisée- (Manuel K-Réa, 2006)

ANNEXE II

Figure A2.1- Fenêtre donnant une vue globale sur les menus arborescents du plaxis8.5

Figure A2.2- Procédure itérative du contrôle normal de la charge (a) et le contrôle de longueur d'arc de la charge de rupture (b)

Figure A2.3- Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

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

CHAPITRE II

Tableau 2.1- Récapitulatif des principales relations de similitude.

Tableau 2.2- Classification des caractéristiques des massifs de sable en fonction de son indice de densité – (Powerie,1997)

Tableau 2.3- paramètres initiaux du sol.

Tableau 2.4- paramètres de la paroi moulée en béton.

Tableau 2.5- Paramètres du sol pour -Modèle Mohr-Coulomb.

Tableau 2.6- Paramètres mécaniques de la fondation et de la paroi

CHAPITRE III

Tableau 3.1- comparaison des résultats par formule de calcul de coefficient de réaction et par méthode de calcul de coefficient de poussée et de butée «écran sans fondation »

CHAPITRE IV

Tableau 4.1-Propriétés des couches de sol et des interfaces.

Tableau 4.2- Propriétés mécaniques de la paroi moulée

Tableau 4.3- Propriétés mécaniques de la fondation

Tableau 4.4- Propriétés du sol en interaction avec la structure

Tableau 4.5- Type de maillage optés pour les calculs

Tableau 4.6- Propriétés des couches de sols et des interfaces

Tableau 4.7- Comparaison des résultats des simulations numériques

LISTE DES NOTATIONS PRINCIPALES

Δ	: le déplacement positif
Δ_{min}	: le déplacement minimal
Δ_{max}	: le déplacement maximal
A	: aire de l'élément paroi
b	: largeur d'élément de paroi considérée
C	: cohésion du sol
c_{ref}	: cohésion du sol de référence
E	: module d'Young
E_{ref}	: module d'Young de référence
E_m	: module presssiométrique du sol
I	: moment d'inertie quadratique
I_d	: indice de densité
I_p	: indice de plasticité
I_d	: force de poussée
F_c	: force de contre butée
F_p, F_b	: force de butée
H	: hauteur libre de l'écran
H_L	: hauteur d'excavation limite
H_e	: hauteur d'excavation
L₀	: la longueur élastique de la paroi
K_h	: coefficient de réaction
q_c	: résistance de pointe pénétrométrique
σ_v	: la contrainte totale verticale
σ_h	: la contrainte totale horizontale
σ_a	: contrainte totale horizontale en état de poussée
σ_b	: contrainte totale horizontale en état de butée
σ'_h	: contrainte totale horizontale effective
σ'_v	: contrainte totale verticale effective
σ'_{v0}	: contrainte effective verticale au repos
σ_1	: contrainte horizontale
σ_3	: contrainte verticale
Z	: profondeur
Z₀	: hauteur de butée
U	: pression hydrostatique
φ	: angle de frottement interne du sol
ϕ'	: angle de frottement interne effectif du sol

τ	: contrainte de cisaillement
R	: réaction totale du sol
W	: poids propre du mur
Δ	: angle d'inclinaison du sol sur la normale à l'écran
Θ	: angle que fait le plan de rupture avec l'horizontale
λ	: angle d'inclinaison de l'écran
B	: angle d'inclinaison du talus
$\delta\alpha$: angle d'inclinaison du sol sur la normale à l'écran en état de poussée
Ψ	: angle de dilatance
A	: coefficient réhologique du sol
γ_d	: poids volumique moyen du sol
γ_{dmax}	: poids volumique maximum du sol
γ_{dmin}	: poids volumique minimum du sol
γ'	: poids volumique déjaugé
γ_{unsat}	: poids volumique du sol non saturé (en haut du niveau de la nappe phréatique)
γ_{sat}	: poids volumique du sol saturé (sous le niveau de la nappe phréatique)
γ_w	: poids volumique de l'eau
ν	: coefficient de poisson
G_s	: densité des grains solide
k_0	: coefficient de poussée au repos
K_p	: coefficient de poussée
k_0	: coefficient de butée
K_x	: perméabilité horizontale
K_y	: perméabilité verticale
R_{inter}	: facteur de réduction de l'interface

TABLE DES MATIERES

Résumé	i
Abstract	ii
Liste des figures	iv
Liste des tables	vii
Liste des notations principales	viii
Introduction générale	01

CHAPITRE I	Méthodes de dimensionnement et calcul des écrans de soutènements
-------------------	---

1/- Introduction	03
2/- Les états limites appréciés aux écrans de soutènement	03
2.1/- Présentation rapide des vérifications ELU selon la norme NF P 94-282	05
2.1.1/- Approche et méthodes de calcul	05
3/- Méthodes classiques de calcul des soutènements	06
3.1/- Notions de poussée et de butée	06
3.2/- Principes de bases des méthodes classiques	07
3.3/- Revue des méthodes classiques ou de la théorie de poussée et butée	07
3.1/- La méthode de Coulomb	07
3.1.1/- Hypothèses	08
3.1.3/- Méthode de coulomb –Poncelet	08
3.1.4/- Avantages et limitations de la méthode de Coulomb	08
3.2/- Théorie de Rankine	08
3.2.1/- Hypothèses	09
3.3/- Méthode de Boussinesq-Caquot-Kerisel	09
3.4/- Méthode graphique de Culmann	10
3.5/- Méthode de Sokolovski	11
3.6/- Méthode des équilibres limites	11
3.6.1/- Théorème des états correspondants	11
3.6.1.1/- Avantages et inconvénients de la méthode des équilibres limites	11
3.7/- Utilisation des méthodes par type modèle de soutènement	12
4/- Méthodes particulières de calcul et de dimensionnement des écrans de soutènement	12
4.1/- Méthode aux états limites	12
4.1.1/- Conditions d'appui d'un rideau dans le sol	13

4.1.2/- Rideau Rigide	13
4.1.3/- Rideau non ancré en tête et encastré en pied	13
4.1.4/- Rideau ancré, simplement buté en pied	15
4.1.5/- Rideau ancré en tête et encastré en pied	15
4.1.5.1/- Méthode de la ligne élastique	16
4.1.5.2/- Méthode de la poutre équivalente	16
4.1.5.2.1/- Calcul suivant la 1 ^{ère} approche	17
4.1.5.2.2/- Calcul suivant la 2 ^{ème} approche	17
4.1.6/- Choix de la méthode de calcul et le coefficient de sécurité	18
4.2/- Avantages et inconvénients des méthodes de calcul classiques	18
4.2.1/- Avantages	18
4.2.2/- Inconvénients	18
4.3/- Méthode de coefficient de réaction	18
4.3.1/- Mise en œuvre de la méthode de coefficient de réaction	19
4.3.2/- Détermination du Coefficient de réaction	19
4.3.3/- La problématique du choix de coefficient de réaction	20
4.3.4/- Méthodes de détermination du coefficient de réaction	20
4.3.5/- Formes de Coefficient de réaction	21
4.3.5.1/- Formules de Terzaghi	21
4.3.5.2/- Formule de Rowe	21
4.3.5.3/- Formule du module presssiométrique	21
4.3.5.4/- Formule de Schmitt	23
4.3.5.5/- L'alternative de Chadeisson	24
4.3.5.6/- Formule de Marche	24
4.3.6/- Principaux avantages et inconvénients de la méthode du coefficient de réaction	25
4.3.6.1/- Avantages	25
4.3.6.2/- Inconvénients	25
5/- La modélisation des écrans de soutènement par la méthode des éléments finis	25
5.1/- Modélisation du comportement des différents éléments de l'ouvrage	26
5.1.1/- Principes généraux de modélisation	26
5.1.2/- Notion d'éléments de massif	26
5.1.3/- Les principaux éléments de massif	26
5.1.3.1/- Éléments de massif bidimensionnels	26
5.1.3.2/- Élément de massif triangulaire à six nœuds	26

5.1.3.3/- Éléments de massif tridimensionnels	27
5.1.4/- Définition de la géométrie du modèle et construction de maillage	27
5.1.5/- Modélisation du sol et choix des paramètres	28
5.1.6/- La modélisation de l'écran	29
5.1.7/- La modélisation de l'interaction sol-structure	30
5.1.8/- Modélisation du phasage d'opération et la conduite des calculs	30
6/- Arbre des grands axes et principaux jalons de développement des méthodes de calcul des écrans de soutènement	30
7/- Conclusion	31

CHAPITRE II Revue des principes de la modélisation physique en centrifugeuse et aspects expérimentaux

1/- Introduction	33
2/- Application de la modélisation physique en centrifugeuse dans le domaine de géotechnique	33
2.1/- Notion de similitude	34
2.2/- Rappel des conditions de similitude	35
2.3/- Modélisation en gravité naturelle	37
2.4/- Modélisation en macro gravité	37
2.5/- Domaine d'utilisation des essais en centrifugeuse en géotechnique	38
2.6/- Revue sur les techniques d'excavation en centrifugeuse	38
2.6.1/- Simulation de l'excavation manuellement à 1 g	38
2.6.2/- Simulation de l'excavation par vidange	39
2.6.3/- Simulation de l'excavation par enroulement du géotextile	39
2.6.4/- Simulation de l'excavation par robot embarqué	39
3/- Aspects expérimentaux et numériques sur les écrans de soutènement	39
3.1/- Travaux expérimentaux sur modèles réduits au laboratoire	40
3.1.1/- Etude de l'influence de la flexibilité du rideau sur les résultats obtenus	40
3.1.2/- Modélisation de la cinématique de rupture des parois de soutènement souples	41
3.2/- Quelques travaux expérimentaux sur ouvrages en grandeur réelle	41
3.2.1/- Application de la méthode du coefficient de réaction et la méthode des éléments finis pour validation des résultats expérimentaux	41
3.3/- Travaux expérimentaux récents sur ouvrages instrumentés	41
4/- Représentation d'un cas d'application de la modélisation physique en centrifugeuse d'une paroi de soutènement autostable	43
4.1/- Méthodologie expérimentale	43
4.2/- Procédure et dispositif expérimentaux	43
4.2.1/- Utilité importante du téléopérateur	43

4.2.2/- Utilisation de l'outil d'excavation et de chargement	44
4.2.3/- Modélisation physique de la paroi	45
4.2.4/- Modélisation physique de la fondation	45
4.2.5/- Détermination des propriétés du sol	45
4.3/- Représentation des résultats expérimentaux	45
4.3.1/- Ecran sans présence de fondation	46
4.3.2/- Ecran en présence de la fondation	46
5/- Mise en évidence des résultats expérimentaux	47
5.1/- Paramètres généraux retenus pour la modélisation numérique	47
5.1.1/- Caractéristiques du sable de fontainebleau	47
5.1.2/- Détermination du module préssiométrique	49
5.1.3/- Paramètres initiaux de calcul aux coefficients de réaction	49
5.1.4/- Paramètres de la paroi moulée	50
5.1.5/- Paramètres initiaux de calcul par la méthode des éléments finis	50
6/- Recensement des facteurs influant sur le propos de modèle numérique	50
6.1/- Facteurs liés à la forme de la d'excavation	50
6.2/- Les facteurs principaux affectant les mouvements du sol et les systèmes de soutènement	51
6.3/- Facteurs liés aux effets résultants d'interaction sol –soutènement	51
7/- Conclusion	51

CHAPITRE III	Modélisation numérique du comportement de l'écran de soutènement autostable en utilisant la méthode du module de réaction
---------------------	--

1/- Introduction	53
2/- Modélisation du sol-écran de soutènement sans fondation	53
2.1/- Choix d'une combinaison de méthodes de calculs des coefficients de poussée, de butée et de coefficient de réaction k_h	53
2.1.1/- Conception du modèle numérique	53
2.1.1.1/- Calcul des coefficients de poussée et de butée par la méthode du coin de coulomb	56
2.1.1.2/- Calcul des coefficients de poussée et de butée par la méthode de Rankine	57
2.1.1.3/- Calcul des coefficients de poussée et de butée par les tables de Kerisel et Absi	57
2.1.1.4/- Calcul du coefficient k_h par la formule de Balay	58
2.1.1.5/- Calcul du coefficient k_h par la formule de Schmitt et les abaques de Chadeisson	58
2.1.1.6/- Résultats et interprétations	60
2.1.2/- Mise en évidence des résultats expérimentaux	62
2.1.2.1/- Influence de pressions des terres sur les résultats	66

2.1.2.2/- Interprétation des résultats et commentaires	67
2.2/- Facteurs influant sur le comportement de l'écran	67
2.2.1/- Influence de la rigidité	67
2.2.1.1/- Interprétation et commentaires	69
2.2.2/- Influence de l'angle de frottement du sol	70
2.2.2.1/- Interprétation et commentaires	71
2.2.3/- Influence de la hauteur de l'écran	71
2.2.3.1/- Interprétation et commentaires	72
3/- Modélisation du sol-écran de soutènement avec fondation	73
3.1/- Interprétation des résultats et commentaires	74

CHAPITRE IV Modélisation numérique du comportement de l'écran de soutènement autostable en utilisant la méthode des éléments finis
--

1/- Introduction	76
2 /- Dimensions géométriques du modèle numérique	76
2.1/- Données de propriétés du sol	77
2.3/- Propriétés de la paroi moulée	78
2.4/- Données de propriétés de la fondation	78
2.5/- Propriétés du sol en interaction avec la structure	78
2.6 /- Introduction des paramètres du sol	79
2.7/- Introduction des propriétés des éléments poutre et fondation	79
2.8/- Différents types de maillage utilisés	81
3/- Modélisation du sol-écran de soutènement sans fondation	81
3.1/- Calculs dans le cas de cohésion non nulle ($C \neq 0$)	81
3.1.1/- Introduction des propriétés du sol	81
3.1.2/- Génération du maillage	83
3.1.3/- Calculs et résultats	83
3.2.1/- Présentation des résultats	85
3.2.2/- Interprétations des résultats et commentaires	88
4/- Modélisation du sol -écran de soutènement avec Fondation chargée	89
4.1/- Interprétations des résultats et commentaires	93
5/- Confrontations de résultats expérimentaux avec les calculs numériques	94
5.1/-Interprétation des résultats et commentaires	95
Références bibliographiques	101
ANNEXE I - Présentation du logiciel k-Réa	104

ANNEXE II - Présentation du logiciel plaxis 2D V8.5	111
ANNEXE III – Présentation des résultats expérimentaux de références	118
ANNEXE IV- Résultats des calculs aux coefficients de réaction	122
ANNEXE V- Résultats des calculs par la méthode des éléments finis	142

Introduction générale

L'analyse des interactions entre les ouvrages de génie civil et les sols, est une préoccupation de plus en plus forte dans le domaine de la géotechnique, en particulier en milieu urbain lors de la construction d'ouvrages souterrains complexes à proximité de bâtiments existants ou de l'exécution de fouilles à proximité d'immeubles. On enregistre que plusieurs travaux expérimentaux se sont menés dont le but d'estimer les déplacements induits par les différentes sollicitations appliquées aux systèmes de soutènements. Ces dits travaux se sont basés sur les modèles réduits aux laboratoires, la modélisation physique en centrifugeuse et sur des ouvrages en grandeur réelle aux chantiers instrumentés par des équipements sophistiqués de mesures des déplacements et des tassements détectés ou observés. La validation des résultats obtenus est généralement réalisée via des études critiques et comparatives des différentes méthodes de calcul, notamment la méthode du coefficient de réaction et la méthode des éléments finis .

Dans ce contexte, ce travail s'intéresse à la la modélisation numérique et l'analyse de comportement d'un écran de soutènement autostable du type paroi moulée en béton armé, fiché dans le sable, sans ou avec une fondation par la méthode aux coefficients de réaction et la méthode des éléments finis. Les résultats obtenus de différentes simulations seront comparés avec d'autres résultats expérimentaux. Outre ce travail est considéré comme une initiation à la recherche dans le domaine de la simulation numérique en 2D.

Le mémoire est découpé en deux parties. La première partie est constituée de deux chapitres portant sur une étude bibliographique.

Le premier chapitre recense les différentes méthodes de dimensionnement et calcul des écrans de soutènement. Les méthodes classiques sont Sommairement rappelées et avec plus de détails on discute les principes généraux de la méthode de calcul de coefficient de réaction et la méthode des éléments finis.

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation des principes de la modélisation physique en centrifugeuse. C'est une méthode largement répandue et en pleine évolution grâce au développement de la technologie et de l'électronique qui a donné un nouvel essor aux recherches dans le domaine de géotechnique. En complément du chapitre, quelques travaux expérimentaux et numérique se rapportant à cette même méthode sont à discuter à titre indicatif.

En pratique, la deuxième partie, regroupe le troisième et le quatrième chapitres. Le troisième chapitre est réservé à la méthode aux calculs de coefficients de réaction. En fait, la modélisation numérique et l'analyse du comportement de l'écran de soutènement autostable est effectuée à l'aide du logiciel K-Réa-Terrasol quand le quatrième chapitre est consacré à la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel Plaxis 2D-veision 8.5. Pour les deux méthodes, on présente des différentes simulations et ce, lorsque l'écran est fiché dans le sol soutenu non chargé et dans le cas d'un sol soutenu chargé d'une

fondation subissant des actions de surcharges. Il est analysé l'effet des facteurs relatifs à la rigidité de la paroi, sa hauteur libre et sa fiche dans le sol, le phasage des travaux, le module Young, la cohésion et l'angle de frottement interne du sol et l'interface sol-structure.

Les différents résultats obtenus par l'application de ces deux méthodes sont traduits en séries de graphes de moments fléchissants, de déplacements horizontaux et des pressions des terres. Par méthode, ces graphes assez nombreux sont regroupés en deux annexes. Les différentes conclusions tirées des interprétations sont également présentées.

En résumé, ce travail vise à valider les résultats obtenus en les comparants à d'autres résultats expérimentaux.

Chapitre I

Méthodes de dimensionnement et calcul des écrans de soutènements

1/- Introduction

Les ouvrages de soutènement sont classés en trois grandes familles suivant le mode de reprise de poussée et de fonctionnement qui sont les murs poids, les écrans de soutènements et les murs composites (Eurocode7.1, 2004). Ce chapitre est consacré à la représentation des différentes méthodes de dimensionnement et de calcul des écrans de soutènement qui regroupent les rideaux de palplanches et les parois moulées.

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

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

On distingue cinq familles de méthodes de calcul énumérées comme suivant (Delattre, 2001):

- ❖ Les méthodes empiriques et semi-empiriques, tenant en compte le comportement observé des ouvrages,
- ❖ Les méthodes classiques dites à la rupture, faisant appel à des calculs analytiques de la poussée et de la butée des terres,
- ❖ La méthode du coefficient de réaction, prenant en compte l'effet d'interaction sol-structure,
- ❖ La méthode des éléments finis, prenant en compte de l'ensemble de l'ouvrage et son environnement.

2/- Les états limites appréciés aux écrans de soutènement

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

- ❖ *Instabilité d'ensemble de l'ouvrage,*
- ❖ *Rupture des éléments structuraux de l'ouvrage (écran, tirant, bouton,.....).*
- ❖ *Rupture combinée dans le terrain et dans les éléments de structure,*

- ❖ Rupture par soulèvement hydraulique et érosion régressive,
- ❖ Influence des mouvements de l'ouvrage de soutènement sur les ouvrages voisins et sur son environnement,
- ❖ Apparition des fissures sur l'ouvrage
- ❖ Transport inacceptable de particules de sol à travers ou par-dessous le mur ou l'écran,
- ❖ Changement de flux hydraulique ou celui de la nappe phréatique.

Il y'aura lieu de rajouter également aux écrans de soutènement, les états limites supplémentaires schématisés par la figure (1.1) suivante :

- ❖ Rupture par rotation ou translation de l'écran ou de certaines de ses parties,
- ❖ Rupture par défaut d'équilibre vertical.

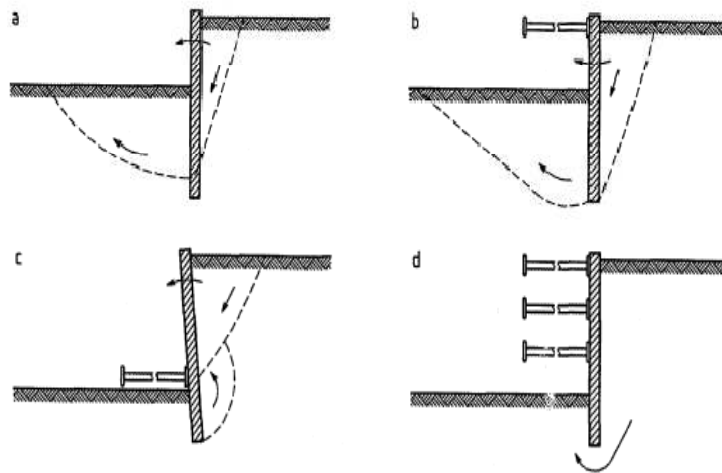


Figure 1.1 – Exemples de modes limites pour la rupture rotationnelle des écrans de soutènement (Eurocode7, 2004).

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

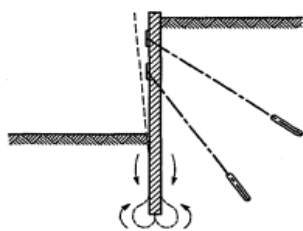


Figure 1.2 – Exemple de mode limite pour la rupture verticale des écrans de soutènement (Eurocode7, 2004).

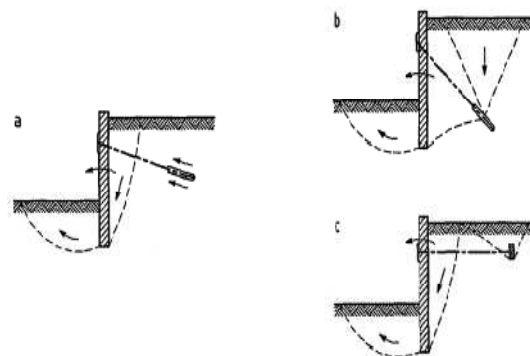


Figure 1.3 - Exemples de modes limites pour la rupture par arrachement des ancrages (Eurocode7, 2004).

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

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

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

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

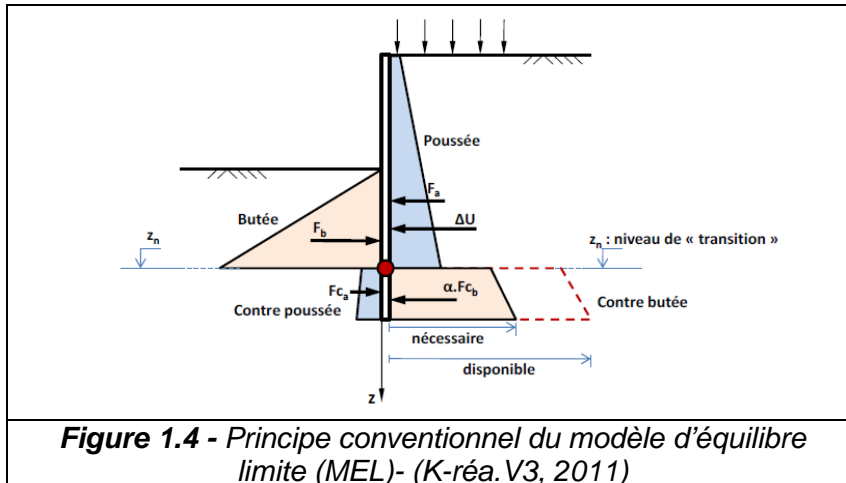
2.1.1/- Approche et méthodes de calcul

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

1/- Méthode à l'Equilibre Limite (MEL) : ce terme désigne les méthodes classiques de poussée-butée qui sont destinées à la justification des ouvrages autostables. Les calculs MEL servent à justifier la fiche des écrans autostables- figure(1.4).

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

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

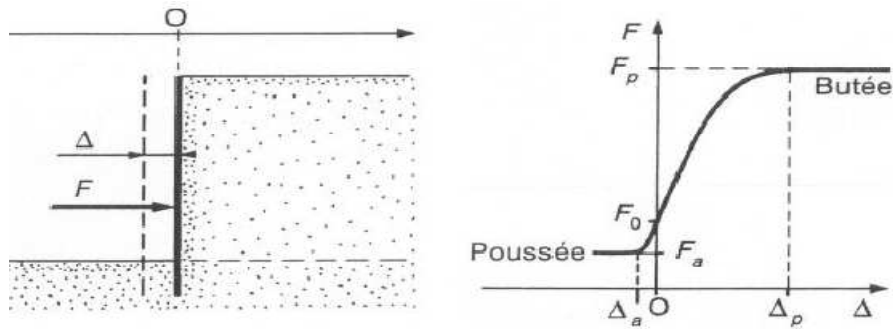


3/- Méthodes classiques de calcul des soutènements

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

3.1/- Notions de poussée et de butée

Théoriquement, deux états de rupture peuvent être résultats des déformations ou des déplacements atteignant une valeur suffisante qui vaut grossièrement $H/1000$ pour mobiliser la poussée et supérieure à $H/100$ pour mobiliser la butée .Il en résulte respectivement une **pression active** et une **pression passive** du sol. Lorsque l'écran se déplace dans le sens d'une expansion du massif du sol ou vers l'extérieur du massif on parle de pression active ou de poussée et quand l'écran se déplace dans le sens d'une compression du massif ou vers l'intérieur du massif la pression est passive ou butée - figure (1.5).



a)-écran de soutènement vertical b)-Etat du déplacement de l'écran
Figure 1.5 - Principe de la poussée et de la butée (Schlosser, 1994)

3.2/- Principes de bases des méthodes classiques

En s'appuyant sur cette notion de poussée et de butée, les méthodes classiques, basées sur des schémas de comportement simplifiés, s'intéressent à la vérification des deux états d'équilibre limite résultants et par conséquent elles nécessitent la détermination des distributions des contraintes exercées sur l'écran par application de différents coefficients. On parle ici en particulier du coefficient de pression latérale des terres k_0 , du coefficient de poussée k_a et du coefficient de butée k_p . Outre du poids volumique, le comportement du sol est défini par deux principaux paramètres caractéristiques de chaque couche du sol qui sont l'angle de frottement et la cohésion du massif, cependant l'interaction sol-écran est considérée généralement rugueuse. Toutefois, ces deux états limites peuvent être vérifiées et justifiées en fonction de l'équilibre des contraintes développées dans le massif du sol autour de l'écran ou par l'équilibre des résultantes des forces exercées par le sol sur la paroi.

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

3.3/- Revue des méthodes classiques ou de la théorie de poussée et butée

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

3.1/- La méthode de Coulomb (1773)

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

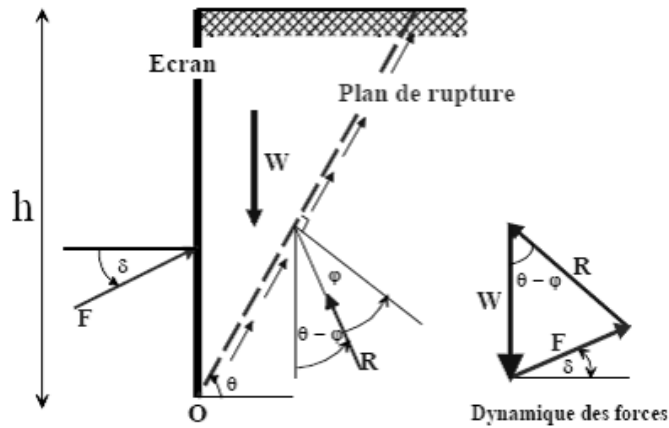


Figure 1.6 - Equilibre du coin de Coulomb (Plumelle, 2002)

3.1.1/- Hypothèses

Coulomb a considéré les hypothèses simplificatrices suivantes :

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

3.1.3/- Méthode de coulomb –Poncelet

En se basant sur les mêmes hypothèses simplificatrices considérées par la méthode de Coulomb, Poncelet a généralisé cette méthode à un écran incliné de λ et à un sol surmonté d'un talus d'angle β illustrée par la figure(1.7).

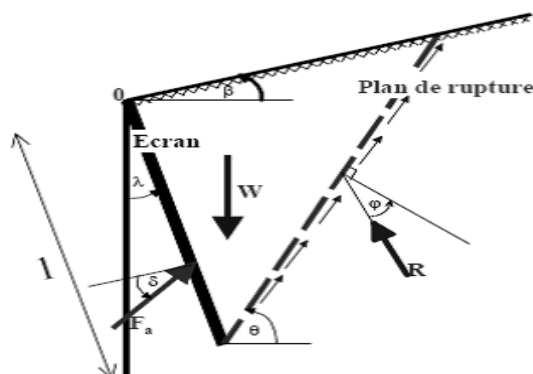


Figure 1.7 - Equilibre d'un coin quelconque (Plumelle, 2002).

3.1.4/- Avantages et limitations de la méthode de Coulomb

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

3.2/- Théorie de Rankine (1857)

Rankine considère l'état de l'équilibre plastique limite (tout juste avant la rupture). Cette théorie satisfait la solution de la borne inférieure de l'analyse limite. L'état de contrainte est alors représenté par le cercle de Mohr à la rupture suivant la figure (1.8). Les plans de rupture sont inclinés de $\theta = \pm (45^\circ + \phi/2)$ par rapport au plan principal majeure et ils sont montrés par la figure (2.8). Lorsqu'une masse de sol est caractérisée par une contrainte principale qui agit dans la même direction en tout point, il se forme un réseau de plans d'écoulement dit lignes de glissement, également inclinés par rapport aux plans principaux.

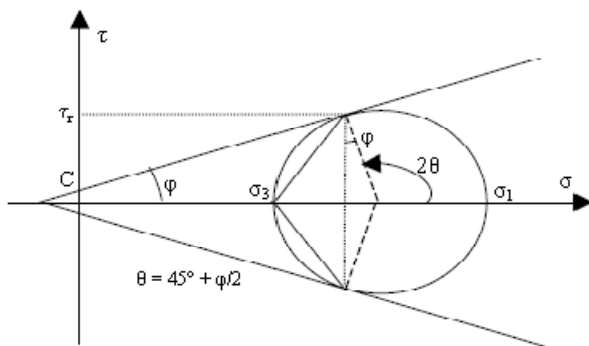


Figure 1.8a- Cercle de Mohr à l'équilibre limite

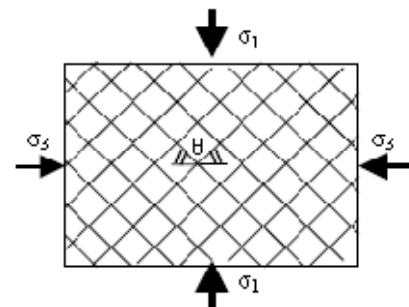
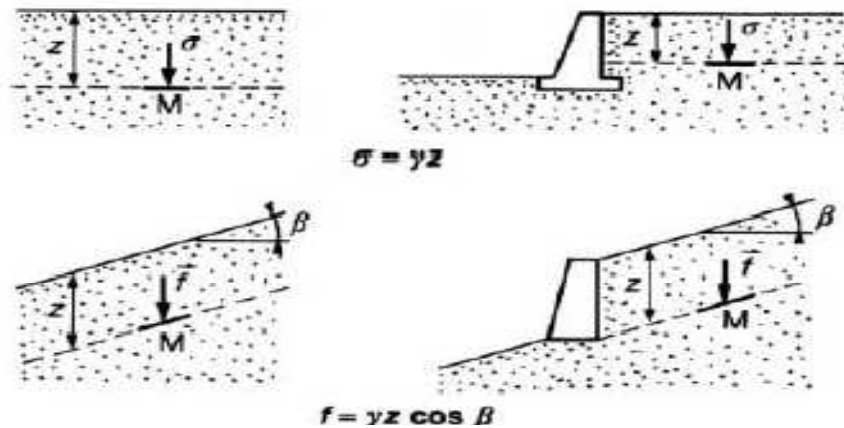


Figure 1.8b- Lignes de glissement

3.2.1/- Hypothèses :

En plus des hypothèses suivantes :

Sol semi-infini, homogène, isotrope, condition de déformation plane, courbe intrinsèque de Mohr-Coulomb et massif à surface libre plane. Rankine avait rajouté l'hypothèse que la présence de mur ou d'un écran ne modifie pas la répartition des contraintes dans le massif.



σ : contrainte normale dans un massif à surface horizontale.

f : contrainte exercée par le sol sur l'écran.

γ : poids spécifique

Figure 1.9 - Hypothèses de la méthode de Rankine (Schlosser, 1994)

3.3/- Méthode de Boussinesq-Caquot-Kerisel

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

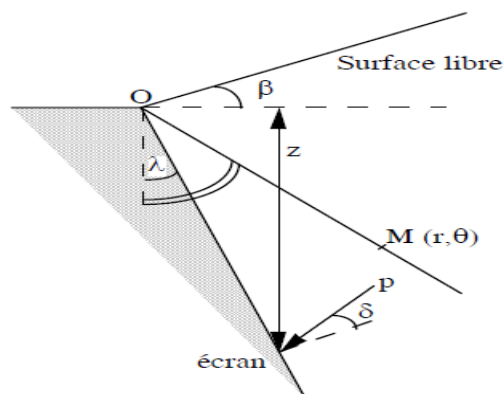


Figure 1.10 - Coin de Boussinesq

Les coefficients de poussée et de butée respectivement (k_a , k_p) ont été calculés en fonction de l'angle du mur (λ), de l'angle du talus derrière le mur (β), du frottement

sol/mur ou rugosité (δ) et de l'angle de frottement interne du sol (φ). Les tables donnent directement le coefficient de poussée k_a ou de butée k_p à la profondeur z .

3.4/- Méthode graphique de Culmann

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

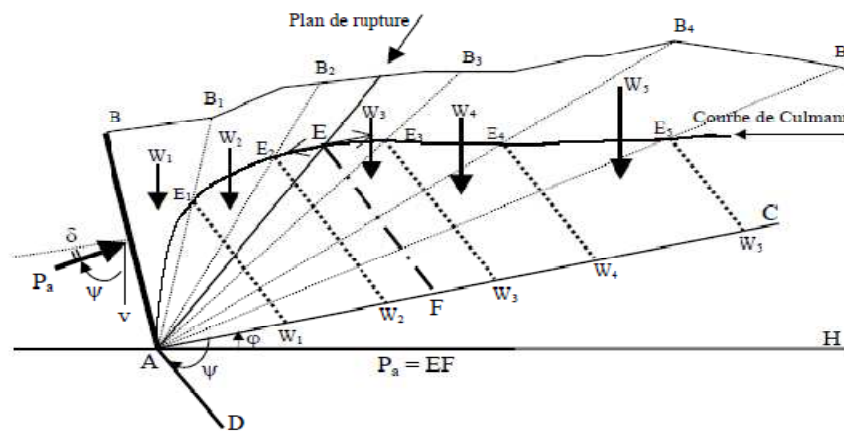


Figure 1.11 - Construction de Culmann pour le calcul de la poussée active

3.5/- Méthode de Sokolovski (1960)

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

3.6/- Méthode des équilibres limites

3.6.1/- Théorème des états correspondants

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

même angle de frottement interne en acceptant certaines conditions particulières. Ceci apporte une grande simplification lors de l'étude des milieux complexes.

Le principe de la méthode est basé sur le schéma montré dans la figure (1.12) qui représente l'état de contrainte dans un milieu cohérent(1). L'étude de ce milieu peut se faire par l'étude d'un milieu équivalent pulvérulent (2) de même angle de frottement interne obtenu par une translation égale à $H = c \cotg \varphi$, le long de l'axe des contraintes σ , d'où le théorème des états correspondants:

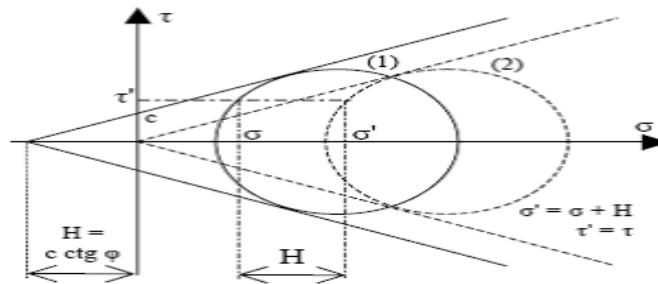


Figure 1.12 - Etats correspondants (Berga ,2003)

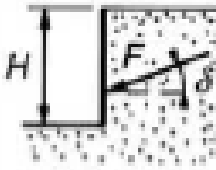
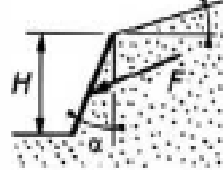
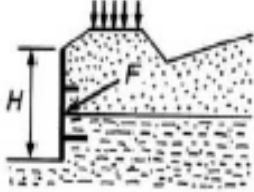
3.6.1.1/- Avantages et inconvénients de la méthode des équilibres limites

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

3.7/- Utilisation des méthodes par type modèle de soutènement

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

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

Modèle de soutènement			
Méthode(s) de calcul de poussée et butée	<ul style="list-style-type: none"> - Coulomb - Rankine - Equilibres limites 	<ul style="list-style-type: none"> - Coulomb - Equilibres limites 	<ul style="list-style-type: none"> - Coulomb - Résolution graphique

4/- Méthodes particulières de calcul et de dimensionnement des écrans de soutènement

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

- ❖ Détermination d'une valeur de la fiche compatible avec la sécurité de l'ouvrage et l'économie du projet outre que la hauteur des terres retenues (Hauteur de l'excavation).
- ❖ Détermination de la force d'ancrage et dimensionnement des tirants d'ancrage,
- ❖ Détermination du moment fléchissant maximal et dimensionnement de l'écran.

Les méthodes de calcul sont de trois types :

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

4.1/- Méthode aux états limites

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

Deux méthodes classiques sont couramment utilisées :

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

4.1.1/- Conditions d'appui d'un rideau dans le sol

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

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

4.1.2/- Rideau Rigide

Si le rideau n'est pas *ancré en tête*, il subit une rotation autour d'un centre de rotation situé au-dessous du fond de fouille. Le moment développé par la force F est équilibré par les efforts de butée et de contrebutée mobilisés de part et d'autre du centre de rotation comme il est montré par la figure (1.13a).

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

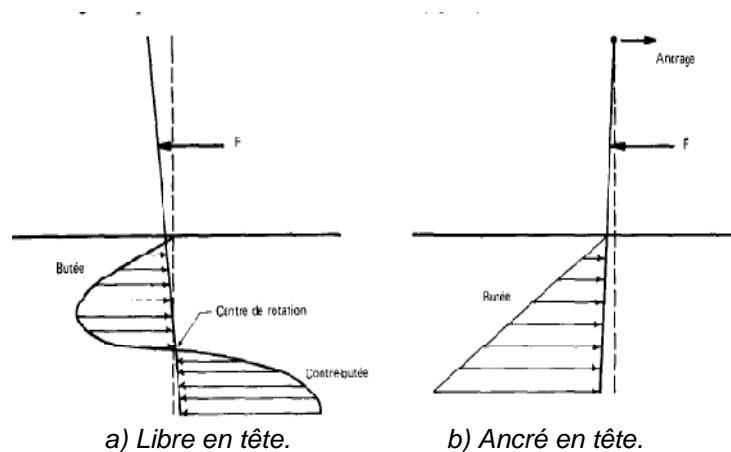


Figure 1.13 - Équilibre d'un rideau rigide (Josseaume, 1974)

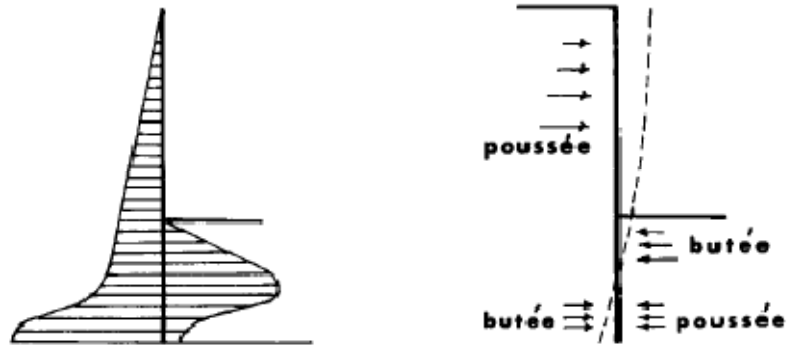
4.1.3/- Rideau non ancré en tête et encastré en pied

Un rideau non ancré, battu dans un sol pulvérulent, subit une rotation autour d'un point O situé dans sa partie en fiche. La figure (2.21) montre les déplacements du rideau et les efforts normaux correspondants.

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

- ❖ Le sol des deux côtés du rideau, au-dessus du point de rotation O, est en état d'équilibre limite ;
- ❖ Les efforts de contre-butée sont équivalents à une force horizontale F_c appliquée au niveau du centre de rotation O.

On prend généralement une hauteur de contre-butée égale à 20 % de la hauteur de butée z_0 . Les inconnues du problème sont la hauteur de butée z_0 et la force de contre-butée F_c . Celles-ci peuvent alors être calculées par les équations de la statique traduisant l'équilibre du rideau. La valeur de z_0 est déterminée en écrivant l'équilibre des moments autour du point O, ce qui donne une équation du troisième degré en z_0 .



a/-déplacement du rideau

b/-pression des terres sur rideau

Figure 1.14 - Calcul à l'état limite d'un rideau encastré, non ancré (sol pulvérulent)- (Josseaume, 1974)

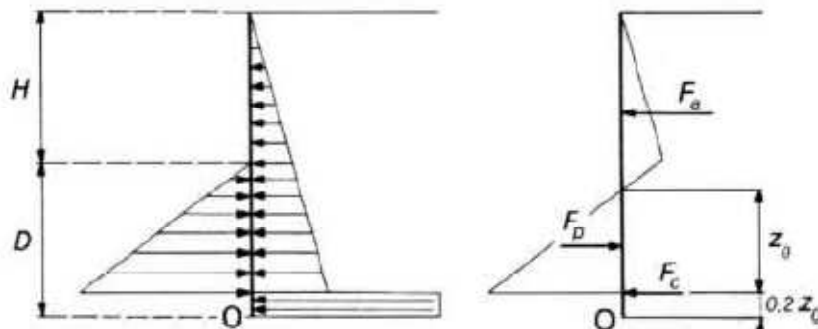


Figure 1.15 - Hypothèses admises pour le calcul d'un rideau non ancré (Schlosser, 1994)

La fiche du rideau a pour expression :

$$D = \frac{H}{k_p^2 - 1} + z_0 + 0,2z_0 \quad (1.1)$$

La force de contre-butée F_c s'obtient par l'équation suivante : $F_c = F_p - F_a$ (1.2)

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

$$M_{max} \leq M_{résistant palplanche} \quad (1.3)$$

$$\text{avec } \sigma_{adm} = \frac{2}{3} \sigma_e \quad (1.4)$$

$$\text{et } \frac{I}{V} = \frac{M_{max}}{\sigma_{adm}} \quad (1.5)$$

4.1.4/- Rideau ancré, simplement buté en pied

Un rideau ancré en tête est dit simplement buté en pied lorsque sa fiche est suffisamment faible pour permettre une rotation du rideau autour de son point d'ancrage et un déplacement du pied mobilisant la butée maximale. Chaque face ne supporte que des contraintes de butée ou des contraintes de poussée, il n'y a pas de contre butée. Le moment maximal se produit le plus souvent vers le bas de la partie libre de la palplanche (Delattre, 2001).

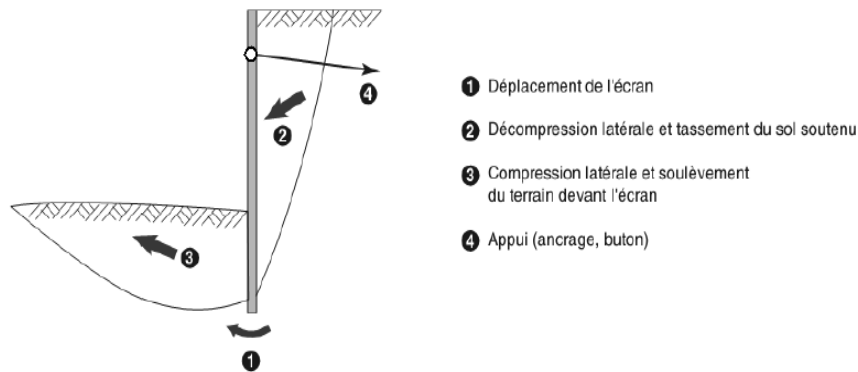
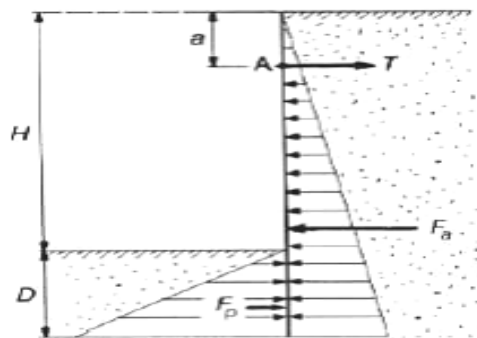


Figure 1.16 - Mécanisme de rupture d'un écran simplement buté (Delattre,2001).

Le diagramme des efforts exercés sur le rideau, dans le cas d'un sable, est représenté sur la figure(2.24). Les inconnues à déterminer sont la fiche D et l'effort d'ancrage T . L'équilibre statique du rideau fournit les deux équations nécessaires au dimensionnement. L'équation $\sum F_H=0$ permet de calculer les forces de poussée et butée respectivement F_a et F_p quant l'équation $\sum M/A=0$ sert à calculer la fiche D .



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

Figure 1.17 - Rideau ancré en tête, simplement buté en pied (Schlosser, 1994).

4.1.5/- Rideau ancré en tête et encastré en pied

4.1.5.1/- Méthode de la ligne élastique

Dans le calcul d'un rideau encastré et ancré en tête, on admet pour le calcul que la pression des terres se distribue le long du rideau de la même façon que dans le cas d'un rideau non ancré (voir figure 1.18). Le problème comporte alors trois inconnues, la force d'ancrage T , la contrebutée F_p et la fiche D .

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

En pratique, le calcul est fait par approximations successives. On se donne une valeur D de la fiche, on détermine les valeurs de T et de F_c correspondantes au moyen des équations d'équilibre. On en déduit le diagramme des moments fléchissants et, par une double intégration, la déformée du rideau (les deux constantes d'intégration sont déterminées en écrivant que le point d'ancrage et le point O ne subissent aucun déplacement). On calcule ensuite la rotation en O , qui n'est généralement pas nulle au premier essai. On recommence le calcul avec d'autres valeurs de D jusqu'à ce que la condition de rotation nulle soit vérifiée.

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

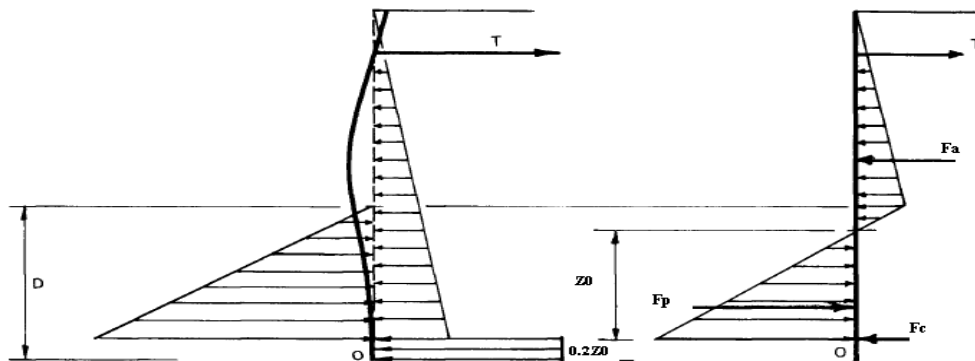


Figure 1.18 - Efforts pris en compte dans le calcul d'un rideau encastré, ancré en tête-(Josseaume, 1974).

4.1.5.2/- Méthode de la poutre équivalente

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

4.1.5.2.1/- Calcul suivant la 1^{ère} approche

La première méthode, fondée sur la constatation que le point U de contrainte résultante nulle est voisin du point de moment fléchissant nul, admet que ces deux points sont confondus. Les deux parties [SU] et [UO] du rideau peuvent alors être considérées comme deux poutres sur appuis simples auxquelles sont appliqués les efforts représentés -figure (1.19). Les équations d'équilibre appliquées à la partie supérieure permettent de déterminer la force d'ancrage T et la réaction R.

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

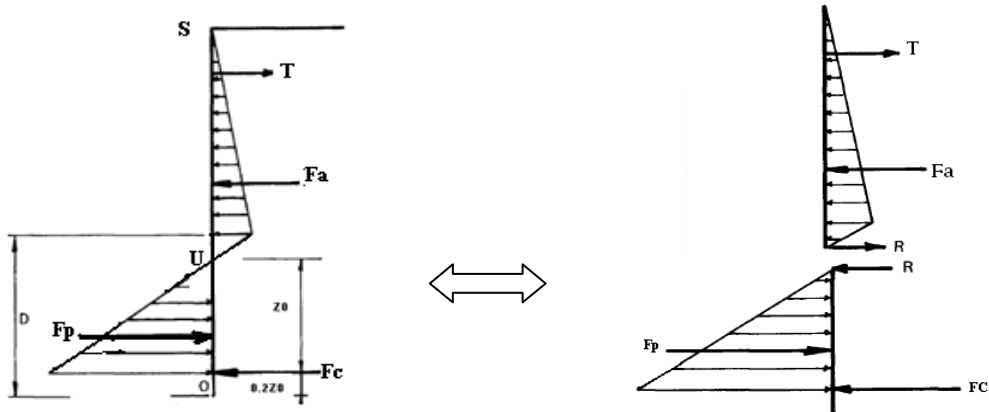


Figure 1.19 - Calcul d'un rideau encastré, ancré en tête par la méthode de la poutre équivalente (Josseaume, 1974)

4.1.5.2.2/- Calcul suivant la 2^{ème} approche

La seconde méthode utilise une relation établie par Blum (1931) entre la position du point de moment fléchissant nul noté « X » et l'angle de frottement interne du sol. Cette relation est représentée suivant la figure (1.20).

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

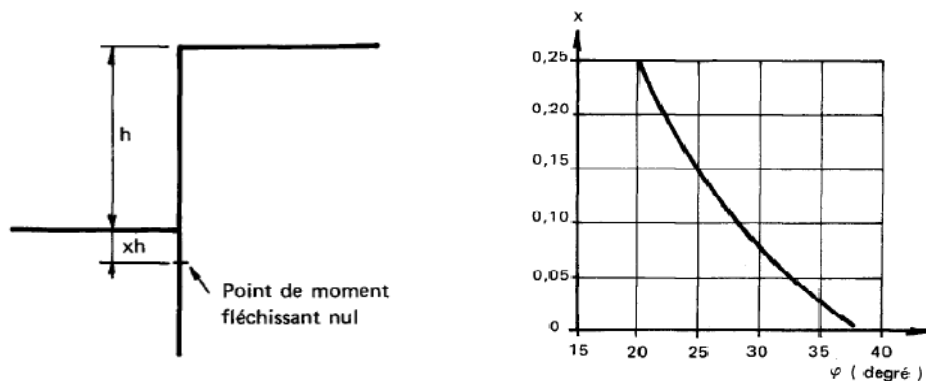


Figure 1.20 - Relation entre la cote du point de flexion nulle et l'angle de frottement interne (Josseaume, 1974).

4.1.6/- Choix de la méthode de calcul et le coefficient de sécurité

- ❖ Pour un rideau ancré étudié selon la méthode de la butée simple comme pour un rideau non ancré supposé encastrer en pied, la fiche calculée correspond à l'état d'équilibre limite, (Balay, 1988) propose un coefficient de sécurité égal à 1.
- ❖ Pour un rideau battu dans du sable, il est généralement conseillé d'adopter, en pratique, une fiche correspondant à un coefficient de sécurité légèrement inférieur à 2 sur la butée.
- ❖ Pour un rideau fiché dans une argile, un coefficient de sécurité égale à 2 est obtenu en doublant la fiche calculée.
- ❖ Pour le calcul d'un rideau ancré par les méthodes de la ligne élastique ou de la poutre équivalente, les résultats obtenus ne sont pas affectés d'un coefficient de sécurité. Le principe même de la méthode, par l'existence d'un point de déplacement nul et le développement de contrebutée, implique la stabilité de la fiche.

4.2/- Avantages et inconvénients des méthodes de calcul classiques

4.2.1/- Avantages

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

4.2.2/- Inconvénients

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

4.3/- Méthode de coefficient de réaction

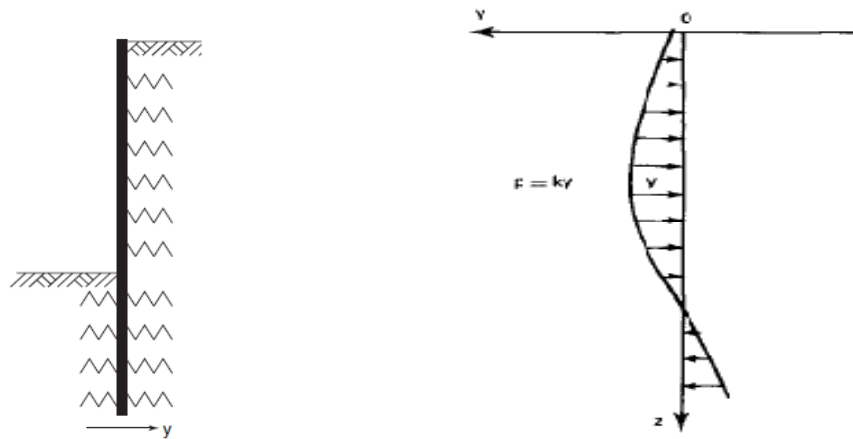
Vossoughi (2001) a résumé dans sa thèse que la méthode du coefficient de réaction considère une loi reliant la pression exercée par le sol sur le rideau aux déformations du rideau. En effet, contrairement aux méthodes classiques, on introduit dans ce modèle de calcul, une loi d'interaction entre le sol et la structure. La schématisation retenue dans la méthode revient à assimiler l'action du sol situé au contact de l'écran à celle d'un ensemble de ressorts horizontaux indépendants et d'une certaine raideur. La pression horizontale exercée par le sol sur l'écran à un niveau donné est directement proportionnelle au déplacement de l'écran à ce même niveau. L'écran est représenté par une poutre élastique d'un certain module d'élasticité. Cette méthode permet également de prendre en compte l'effet des phases de sollicitations antérieures. ([Balay et al, 1982; Balay ,1984; Schlosser, 1994]).

4.3.1/- Mise en œuvre de la méthode de coefficient de réaction

La méthode du module de réaction s'appuie sur le principe de Winkler (1867) ou encore méthode des ressorts indépendants qui est un modèle d'interaction sol-structure pour lequel la réaction exercée par le sol en un point est directement proportionnelle au déplacement de ce point comme il est indiqué sur la figure (1.21) :

$$P = ky \leftrightarrow k = \frac{p}{y} \quad (1.6)$$

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



a)-Distribution des réactions du sol sur l'écran b)-Principe de la loi Effort - Déplacement
Figure 1.21 - Méthode du module de réaction (Corté, 1979)

La méthode suppose la résolution de l'équation différentielle du quatrième ordre aisément intégrable :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + ky = f(x) \quad (1.7)$$

Pour raison de la simplicité de ses résultats, cette méthode a conduit à une multiplication des applications relatives aux :

- ❖ poutres et dalles posées sur le sol,
- ❖ pieux sollicités horizontalement,
- ❖ soutènements.

4.3.2/- Détermination du Coefficient de réaction

Considérons le rideau ancré représenté suivant la figure (1.22) dont la fiche est suffisamment faible pour qu'il subisse un déplacement sensible.

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

P_a : la contrainte de poussée;

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

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

$$k = \sigma_h / \sigma_v \quad (1.8)$$

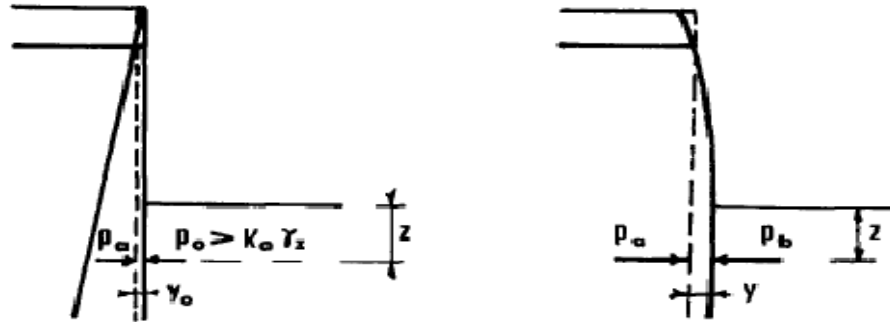
$P_0 = k'_0 \gamma z > k_0 \gamma z$: la contrainte de butée correspondante;

k_0 : le coefficient de pression des terres au repos ;

k'_0 : la valeur de K à l'aval du rideau ;

y : le déplacement total ;

P_b : la contrainte de butée correspondante.



a/- Déplacement très faible provoquant réaction P_a égale à la pression des terres au repos

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

Figure 1.22 - Etats de déplacement d'un rideau (fiche faible)- (Josseaume, 1974).

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

$$l'expression : k_h = \frac{P_b - P_0}{y} \quad (1.9)$$

4.3.3/- La problématique du choix de coefficient de réaction

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

4.3.4/- Méthodes de détermination du coefficient de réaction

Le même auteur Vossoughi (2001) a fait allusion aux diverses méthodes pour déterminer le coefficient de réaction. Ces méthodes relient souvent ce coefficient aux paramètres du sol et de l'ouvrage sous forme d'équation et elles ont été proposées par Ménard et al. (1964), Marche (1974), Balay (1984), Schmitt (1991), Monnet (1994), Simon (1995) et Schmitt (1995).

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

4.3.5/- Formes de Coefficient de réaction

4.3.5.1/- Formules de Terzaghi

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

$$\text{pour les sables : } k_h = l_h \frac{z}{D} \quad (1.10)$$

$$\text{pour les argiles raides : } k_h = k_{h1} \frac{1}{D} \quad (1.11)$$

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

4.3.5.2/- Formule de Rowe

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

$$p = m \frac{z}{D} y \quad (1.12)$$

ou :

- ❖ m est un coefficient de raideur du sol indépendant des dimensions de l'ouvrage,
- ❖ D est la fiche du rideau,
- ❖ z est la profondeur du point considéré,
- ❖ y est le déplacement de ce point.

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

4.3.5.3/- Formule du module pressiométrique

Ménard, Bourdon, Rousseau, Houy et al (1962-1964), relie le module de réaction au module pressiométrique. On considère le rideau comme une fondation superficielle verticale s'appuyant sur le massif semi-infini représenté suivant la figure ci-dessous :

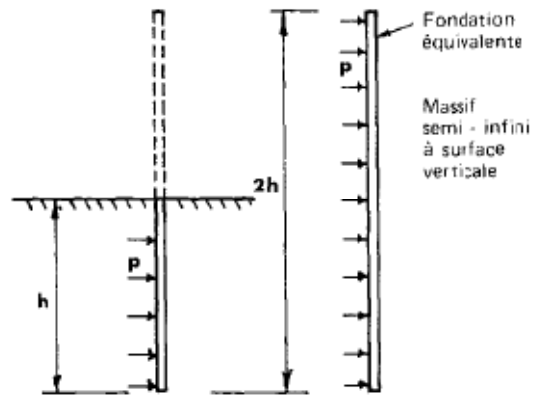


Figure 1.23 - Principe du calcul du module de réaction par la méthode pressiométrique—(Josseaume, 1974).

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

$$k_h = \frac{E_m}{\left(\frac{\alpha a}{2}\right) + 0.133(9a)^\alpha} \quad (1.13)$$

Avec :

E_m : désigne le module pressiométrique du sol,

a : appelé « paramètre dimensionnel » et aussi « la longueur sollicitante », dépendant de la longueur en fiche de l'ouvrage et du mode de fonctionnement de l'ouvrage, Cette formulation a été reprise par Balay et al.(1985) qui a étendu la proposition de (Ménard et al.) à la hauteur libre de la paroi et il a précisé une méthode de détermination d'un paramètre dimensionnel « a » en fonction du phasage des travaux et en fonction de la fiche d'encastrement. La figure (1.24) ci-dessous donne les valeurs de « a » par couche du sol tel qu'il est recommandé et par conséquent, l'application de cette formule nécessite la modélisation du sol étudié en tranches de couches superposées.

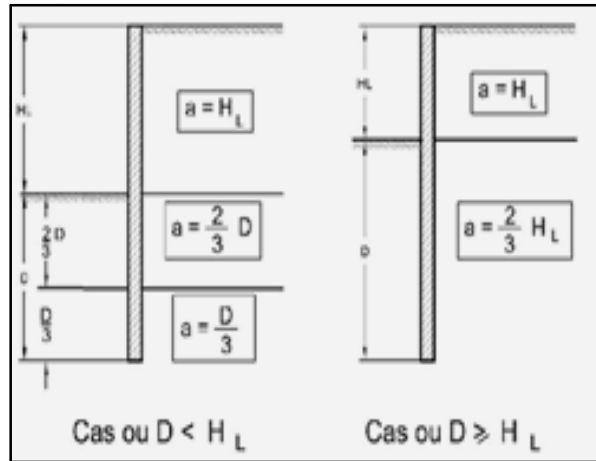


Figure 1.24 -Valeurs du paramètre dimensionnel « a »
(Manuel K-Rea,2006).

Avec :

H_L : Hauteur d'excavation limite ;

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

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

4.3.5.4/- Formule de SCHMITT

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

$$k_h = \frac{2.10 * \left(\frac{Em}{\alpha} \right)^{\frac{4}{3}}}{(EI)^{\frac{1}{3}}} \quad (1.13)$$

4.3.5.4.1/- Détermination de la rigidité de l'écran de soutènement

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

$$EI = E_b * \frac{b * h^3}{12} \quad (1.14)$$

$$d = h = \sqrt[3]{12 \frac{EI}{EA}} \quad (1.15)$$

$$\text{et } EA = E . h . b \quad (1.16)$$

Avec :

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

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

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

A :Aire de l'élément paroi

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

$$L_0 = \sqrt[4]{4 \frac{E_b I}{K_h b}} \quad (1.17)$$

- 1/- Si $D > 3L_0$,la paroi est considérée comme souple,
- 2/- Si $D < L_0/2$,la paroi est rigide,
- 3/- Si $L_0/2 < D < 3L_0$, la paroi est semi-rigide.

4.3.5.5/- L'alternative de Chadeisson

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

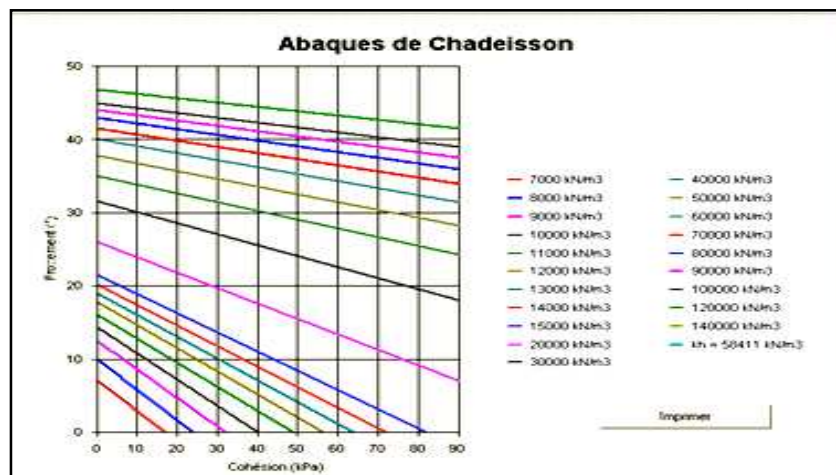


Figure 1.25 -Valeurs du coefficient de réaction K_h en fonction de la cohésion C et l'angle de frottement-(Abaques de Chadeisson) (Manuel K-Réa, 2006).

4.3.5.6/- Formule de Marche

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

$$k_h = 4,50 * \frac{q_c}{a} \quad (1.18)$$

Avec q_c : Résistance de pointe pénétrométrique et a : Paramètre dimensionnel.

4.3.6/- Principaux avantages et inconvénients de la méthode du coefficient de réaction

4.3.6.1/- Avantages

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

4.3.6.2/- Inconvénients

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

5/- La modélisation des écrans de soutènement par la méthode des éléments finis

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

5.1/- Modélisation du comportement des différents éléments de l'ouvrage

5.1.1/- Principes généraux de modélisation

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

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

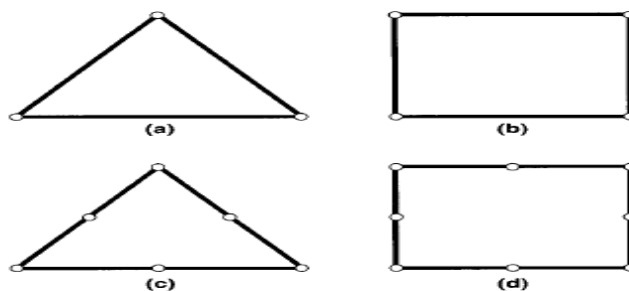
5.1.2/- Notion d'éléments de massif

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

5.1.3/- Les principaux éléments de massif

5.1.3.1/- Éléments de massif bidimensionnels

Les éléments finis de massif bidimensionnels sont constitués par des éléments de forme triangulaire ou quadrangulaire tels qu'ils sont présentés sur la figure (1.26). En applications dans le domaine géotechnique, les éléments de massif triangulaire à six nœuds et les éléments de massif tridimensionnels sont actuellement les plus utilisés dans les codes de calcul par les éléments finis.



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

**Figure 1.26 - Éléments de massif bidimensionnels
les plus couramment utilisés-(Mestat, 1997)**

5.1.3.2/- Élément de massif triangulaire à six nœuds

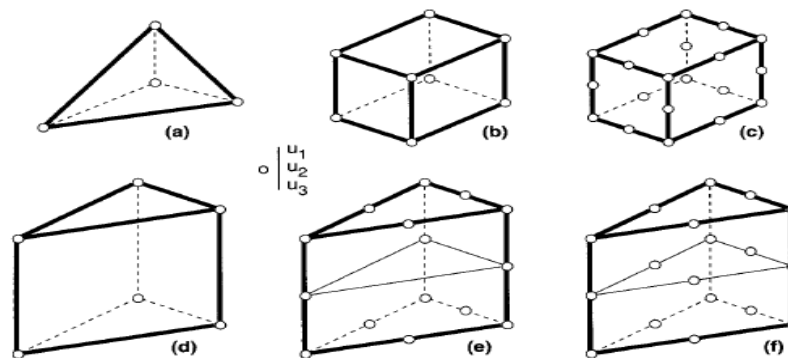
L'élément triangulaire à six nœuds (T6) est bien adapté à la modélisation des problèmes de géotechnique. De plus, il est devenu d'un emploi très aisé avec le développement des mailleurs automatiques et des procédés de renumérotation. Grâce aux fonctions d'interpolations quadratiques et la présence d'un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

5.1.3.3/- Éléments de massif tridimensionnels

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

Les autres éléments tridimensionnels usuels indiqués dans la figure (1.27), sont constitués par des pentaèdres ou prismes (à six, quinze ou dix-huit nœuds) et des hexaèdres (à huit, vingt ou vingt-sept nœuds).

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



a/-Tétraèdre à 4nœuds (T4) - b/-Hexaèdre à 8 nœuds (H8) - c/- Hexaèdre à 20 nœuds (H20)
 d/-Pentaèdre à 6nœuds (p6)- e/- Pentaèdre à 15nœuds(p15) - f/-Pentaèdre à 18nœuds(p18)
Figure 1.27 - Éléments de massif tridimensionnels les plus couramment utilisés (Mestat, 1997).

5.1.4/- Définition de la géométrie du modèle et constrcution de maillage

Dans le cas d'un ouvrage de soutènement non appuyé, Les dimensions géométriques du modèle numérique définissent les grandeurs des bords limites par rapport à l'ouvrage (soutènement) pour éviter toute influence sur son comportement. Il n'existe pas de règles qui s'imposent pour les appliquer mais des recommandations d'usage sont fortement appréciées. Le choix du type de maillage et de sa densité sont laissés au soin du projeteur suivant l'outil de calcul en possession qui puisse satisfaire

entre la finesse de représentation et le temps de calcul. Le maillage doit être plus dense aux endroits où le sol est fortement sollicité par les contraintes, en particulier le long de la paroi et sous le fond de fouille et au niveau des singularités géométriques (coin de l'excavation, changement de géométrie, problèmes de courbure, etc.). Il faut tenir que la densité du maillage ait une influence sur les résultats de calcul et en particulier sur les déplacements.

A titre d'indication, on présente suivant les deux figures (1.28) et (1.29), les dimensions géométriques recommandées pour modéliser l'excavation selon l'usage des deux puissants progiciels :LCPC-César et Plaxis 2D.

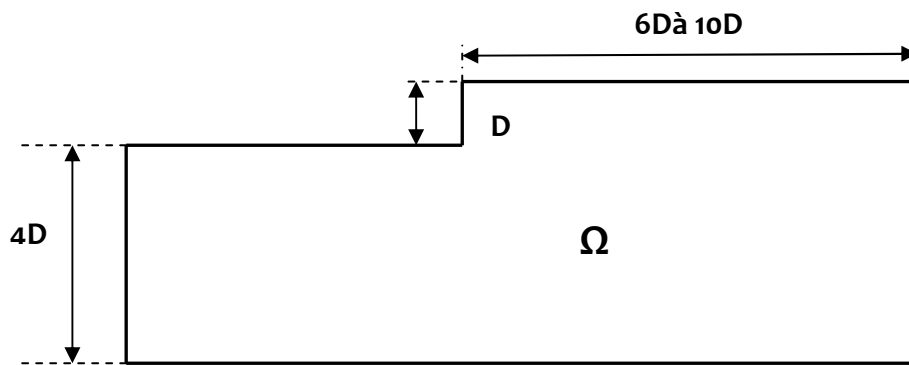


Figure 1.28 - Dimensions conseillées pour modéliser une excavation non soutenue en déformation plane (Mestat, 1997)

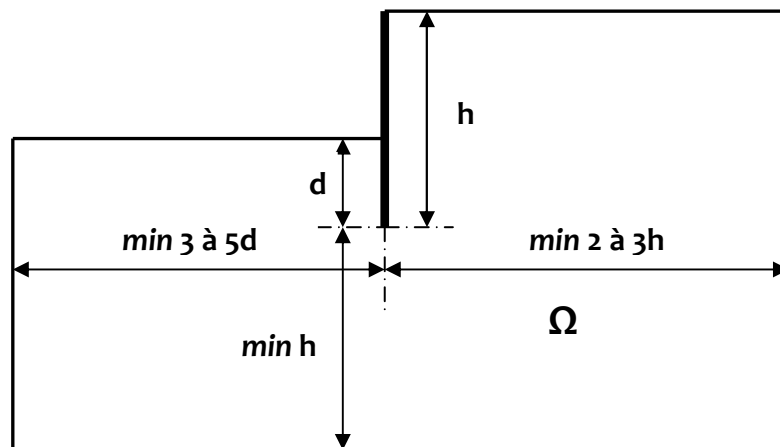


Figure 1.29 - Dimensions conseillées pour la modélisation d'une excavation et écran sans appuis en déformation plane (Bakker, 2008).

Avec :

D :Hauteur libre de l'excavation

d : La fiche d'ancrage de la paroi dans le massif

h :Hauteur de la paroi ; min :Minimum

5.1.5/- Modélisation du sol et choix des paramètres

En particulier, les ouvrages de soutènement se caractérisent en phase de service par des zones importantes de sol travaillant en plasticité. Ce phénomène concerne les terrains soutenus se trouvant à l'état d'équilibre limite de poussée et ceux situés en fond de la fouille par effet de déchargement du sol et du fait de la compression latérale due au soutènement. En effet, la présence de zones plastiques limite l'emploi des lois de comportement qui ne permettent pas de rendre compte des états de rupture du sol-figure (1.30). En pratique, un bon modèle de comportement se distingue par sa simplicité pour être introduit dans les codes de calcul des structures ou tout simplement dans les programmes de simulation d'essais usuels de laboratoire. Il doit comporter un nombre limité des paramètres mécaniques faciles à identifier à partir des données expérimentales courantes. Les paramètres mécaniques des modèles de comportement adaptés aux sables sont déterminés généralement à partir des résultats d'essais courants par détermination de la résistance au cisaillement à l'aide d'essais triaxiaux en laboratoire et des paramètres d'élasticité à l'aide d'essais triaxiaux ou d'essais pressiométriques (Ménard et al., 1964). Ces modèles sont comme suivants :

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

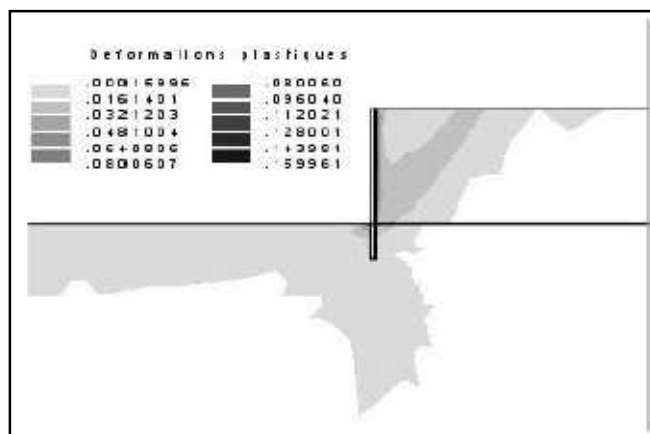


Figure 1.30 - Zones en plasticité aux environs de soutènement d'excavation- (Delattre, 1999).

5.1.6/- La modélisation de l'écran

La modélisation de l'écran fait appel à l'utilisation au choix par des éléments de massif ou par des éléments de poutre à épaisseur nulle. Les éléments de massif sont mieux adaptés aux parois moulées et les éléments de poutre aux rideaux de palplanches. La différence entre ces deux éléments dans l'effet de l'interaction sol structure, les éléments poutre ne peut pas transmettre de contraintes tangentielles à l'écran, ni d'efforts normaux ou tangentiels en pied de l'écran. La mise en place de l'écran est peu discuté dans les ouvrages bibliographiques –(Delattre, 1999).

5.1.7/- La modélisation de l'interaction sol-structure

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

5.1.8/- Modélisation du phasage d'opération et la conduite des calculs

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

6/- Arbre des grands axes et principaux jalons de développement des méthodes de calcul des écrans de soutènement

les principaux jalons de développement des méthodes de calcul des écrans de soutènement durant tout un siècle sont classées en cinq grands axes schématisés suivant la figure ci-dessous :

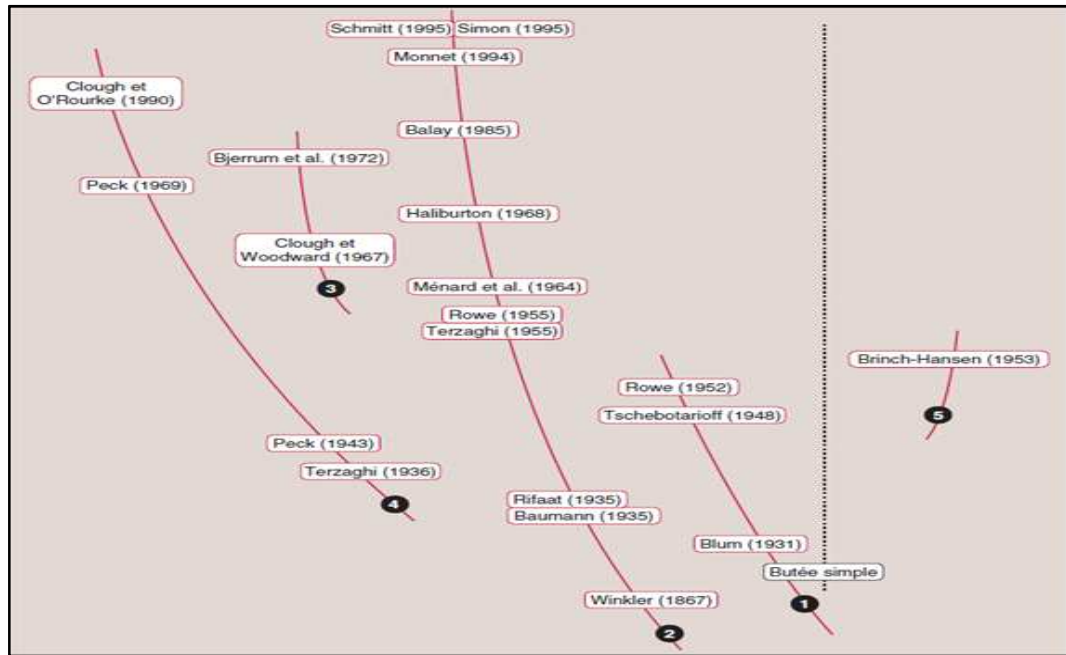


Figure 1.31 - Arbre des grands axes et principaux jalons de développement des méthodes de calcul des écrans de soutènement- (Delattre,2001).

Partie gauche de l'arbre-(1) :Méthodes classiques-(2) :Méthode de coefficient de réaction-(3) :Méthode des éléments finis (*)-(4) :Méthodes empiriques.**Partie gauche de l'arbre** –(5) :Méthode d'état limite ultime (*) :Seules les premières références relatives à l'application de la méthode des éléments finis aux ouvrages de soutènement,largement développée à partir de 1970,sont présentées.

7/- Conclusion

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

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

Aussi, la méthode de coefficient de réaction repose sur les méthodes de Coulomb, Rankine et sur les tables de Caquot - Kérisel et al. Contrairement aux méthodes classiques, elle ne s'intéresse pas à l'équilibre des états limites de poussée et de butée mais elle considère une loi d'interaction entre le sol et la structure. La pression horizontale exercée par le sol sur l'écran à un point donné est directement proportionnelle au déplacement de l'écran à ce même point et il en résulte un module de réaction. Ce module appelé encore coefficient peut être déterminé par des formules diverses. Cette méthode permet également de prendre en compte l'effet des phases de sollicitations antérieures et en fait elle convient aux calculs des excavations par phase. Par sa simplicité, elle est plus maîtrisée et utilisée par de multiples logiciels spécialisés dans les calculs des écrans de soutènement et elle permet d'estimer les déplacements éventuels néanmoins son principal inconvénient réside dans la difficulté du choix du coefficient de réaction et elle n'est pas développée pour le prédimensionnement de ces ouvrages.

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

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

Ces éléments élémentaires sont constitués par des éléments de forme triangulaire ou quadrangulaire de trois à plusieurs nœuds. Leur usage est fonction de la complexité de l'ouvrage étudié et de son environnement. A titre d'exemple, le logiciel Plaxis donne la possibilité d'utiliser deux types d'éléments de massif de 6 nœuds et 15 nœuds représentant des modèles en déformation plane ou axisymétrique. Le maillage peut être grossier ou fin et même combiné. Le choix du type de maillage dépend de la différence

entre les résultats obtenus par les simulations diverses, si celle-ci est faible, le raffinement de maillage alors n'est pas nécessaire.

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

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

A la fin du chapitre, on a jugé intéressant de présenter un arbre résumant les grands axes et principaux jalons de développement de ces méthodes à travers tout un siècle.

Chapitre II *Revue des principes de la modélisation physique en centrifugeuse et aspects expérimentaux*

1/- Introduction

Dans le domaine de géotechniques, les travaux expérimentaux s'articulent sur deux approches, l'une est basée sur les modèles réduits aux laboratoires par modélisation physique et l'autre pratique l'instrumentation sur des ouvrages en grandeur réelle par des équipements sophistiqués de mesures des déplacements et des tassements détectés ou observés (ouvrages instrumentés). Celles-ci permettent de valider des résultats et des méthodes de dimensionnement ainsi que le calage des modèles numériques sur ces résultats expérimentaux.

Grâce à la centrifugeuse, la modélisation physique est devenue aujourd'hui une pratique courante en géotechnique. On s'intéresse dans ce chapitre à la présentation du principe de cette méthode en faisant allusions à l'intérêt de son utilisation, aux règles de similitude auxquelles elle se rapporte, aux principaux outils et au procédé d'exécution. Par la suite des exemples sur les travaux expérimentaux et numériques réalisés dans ce contexte sont sommairement présentés. En particulier, il est réservé une partie pour la représentation d'un cas d'application de cette technique pour étude du comportement d'un écran de soutènement autostable, mené par Gaudin(2002).

A l'instar des autres ouvrages souterrains tels que les tunnels, les trémies, la réalisation des ouvrages de soutènement et particulièrement les écrans de soutènement passe par l'excavation de massif de terrain par phases d'exécution. Il est admis que cette procédure contribue un déchargement du sol qui s'accompagne d'une décompression de terrain autour de la zone excavée et par conséquent elle aura un effet important sur la stabilité de son environnement. En effet, les systèmes de soutènements y compris l'écran vertical et les appuis, eux-mêmes seront affectés par les mouvements du sol. Il en résulte certains facteurs mobilisant ces actions et qui devront être scrupuleusement définis pour pouvoir modéliser correctement l'ouvrage étudié et satisfaire les résultats souhaités. En revanche, la forme de l'excavation demeure un facteur influant à la fois sur le choix du système de soutènements appropriés, des équipements à mobiliser et sur la planification des phases et de la durée d'exécution des travaux à entamer, ces facteurs sont brièvement rappelés en fin de ce chapitre.

2/- Application de la modélisation physique en centrifugeuse dans le domaine de géotechnique

La modélisation physique en centrifugeuse constitue une troisième voie d'étude et de recherche en complément des approches théoriques (modèles numériques) et des essais sur ouvrages en vraie grandeur (ouvrages instrumentés) ayant pour objectifs l'étude du comportement des ouvrages géotechniques ou dimensionnement d'ouvrages exceptionnels. Le procédé passe par l'expérimentation sur modèle réduit à une certaine échelle à partir d'un ouvrage prototype ou en vraie grandeur que l'on cherche à simuler tout en se basant sur les principes de la théorie dite de similitude. En effet, l'essai peut

être mené dans un champ en gravité naturelle ou en macro-gravité par augmentation artificielle des forces de masse par effet de l'accélération centrifuge. Toutefois, les résultats obtenus de l'essai devront être extrapolés à l'échelle de l'ouvrage prototype.

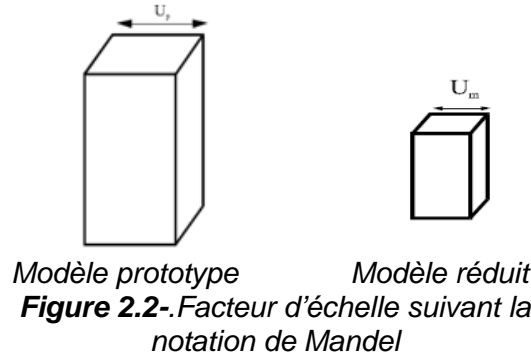
L'histoire de la modélisation physique en centrifugeuse - (figure 2.1), remonte aux années 1930, Ainsi, cette méthode devient aujourd'hui une pratique courante en géotechnique grâce au développement des appareillages sophistiqués à usage spécifique ou multifonctions. En fait L'évolution de ses techniques expérimentales passe par quatre grandes périodes : celle de l'observation des modèles avant et après essai, celle des modèles instrumentés grâce au développement de l'électronique, celle de l'intervention en vol sur les modèles puis, avec l'apparition des robots, celle de l'enchaînement des interventions sans arrêt de la centrifugeuse (Garnier et al , 2002).



Figure 2.1 - La centrifugeuse du LCPC, Nantes (THOREL, 2008)

2.1/- Notion de similitude

Pour pouvoir transposer les observations obtenues sur le modèle réduit (m) en vraie grandeur ou prototype (P), l'étude sur modèle réduit doit vérifier un certain nombre de conditions dites de similitude. Celles-ci sont déduites des règles relatives aux équations de l'équilibre dynamique, des lois de comportement des matériaux et des conditions aux limites. Pour établir ces lois, on se base sur la notation dite de Mandel (1962) cité par Berthoz (2012), qui considère deux échelles pour toute grandeur physique du problème: celle du prototype en vraies grandeurs notée $U(p)$ et l'autre correspondante au modèle réduit notée $U(m)$, toutes les deux sont montrées sur la figure (2.2) ci-dessous :



Le rapport de ces deux grandeurs est noté U avec étoile et il est appelé facteur d'échelle :

$$U^* = U_m / U_p \quad (2.1)$$

En conséquence, La similitude physique se caractérise par trois principales propriétés, définies comme suivant :

❖ **Similitude complète** : La similitude est dite complète ou totale si le modèle simule toutes les caractéristiques du prototype ou autrement dit si les différentes échelles de longueur, masse, contrainte, etc., sont liées entre elles de la même manière que les unités de mesure cohérentes et elles restent les mêmes quelles que soient les longueurs, masses, contraintes mesurées, c'est-à-dire ces différentes échelles de grandeurs sont égales.

❖ **Similitude partielle** : Elle est aussi appelée restreinte dans le cas où il devient difficile et parfois même impossible de réaliser une similitude complète. On est alors amené à négliger certains facteurs au profit d'autres qui paraissent plus importants compte tenu des phénomènes que l'on veut observer.

❖ **Similitude fausse** : S'il n'existe pas de ressemblance entre le modèle et le prototype mais par le biais d'une certaine analogie, ce modèle peut prévoir exactement le comportement de ce prototype, elle concerne donc la simulation analogique.

2.2/- Rappel des conditions de similitude

Les conditions de similitude qui définissent les relations entre les différentes échelles de grandeurs physiques, peuvent être déduites par l'application de cette même notation aux équations d'équilibre mécanique des milieux continus aussi bien pour le modèle réduit que le modèle prototype, on aboutit respectivement à :

$$\sum_1^3 \frac{\partial \sigma_{ij}^{(m)}}{\partial x_j} + \rho_{(m)} \cdot g_{i(m)} = \rho_{(m)} \cdot \frac{\partial^2 u_{i(m)}}{\partial t_{(m)}^2} \quad (2.2)$$

$$\sum_1^3 \frac{\partial \sigma_{ij}^{(p)}}{\partial x_j^{(p)}} + \rho_{(p)} \cdot g_{i(p)} = \rho_{(p)} \cdot \frac{\partial^2 u_{i(p)}}{\partial t_{(p)}^2} \quad (2.3)$$

Avec :

- x_j : représente les coordonnées du point considéré ;
- u_i : Les composantes de déplacements ;
- σ_{ij} : Les composantes du tenseur des contraintes ;
- g_i : Les composantes du champ de gravité dans notre cas ;
- ρ_i : La masse volumique du matériau ;
- t : Le temps.

En termes d'échelle ou rapport de deux grandeurs, les notations relatives aux différentes échelles de grandeurs sont éprouvées comme suivant :

- L^* : Le facteur d'échelle des longueurs
- σ^* : Le facteur d'échelles des contraintes
- ρ^* : Le facteur d'échelle des masses volumiques ;
- g^* : Le facteur d'échelle des gravités ;
- t^* : Le facteur d'échelle des temps ;
- u^* : Le facteur d'échelle des déplacements ;
- C^* : Le facteur d'échelle des cohésions ;
- φ^* : Le facteur d'échelle des angles de frottement.

En exprimant chaque variable du prototype comme le rapport de la variable sur modèle par le facteur d'échelle adimensionnel correspondant, l'équation (2.3) devient :

$$\sum_1^3 \frac{\partial \sigma_{ij}^{(m)}}{\partial x_j^{(m)}} + \frac{\sigma^*}{L^* \rho^* g^*} \rho_{(m)} \cdot g_{i(m)} = \frac{\sigma^* t^{*2}}{L^* \rho^* u^*} \rho_{(m)} \cdot \frac{\partial^2 u_{i(m)}}{\partial t_{(m)}^2} \quad (2.4)$$

En mettant l'équation (2.3) égale à l'équation (2.4), on déduit deux relations entre les facteurs d'échelle :

$$\frac{\sigma^*}{L^* \rho^* g^*} = 1 \quad (2.5)$$

$$\frac{\sigma^* t^{*2}}{L^* \rho^* u^*} = 1 \quad (2.6)$$

A partir des deux équations (2.5) et (2.6), il en résulte :

$$\sigma^* = \rho^* g^* L^* \quad (2.7)$$

$$g^* t^{*2} = u^* \quad (2.8)$$

A partir de la formulation d'une loi de comportement, en introduisant les échelles de similitude et en imposant la conservation de la loi de comportement moyennant certaines hypothèses sur le matériau (conservation de la masse volumique) et les forces de masse (centrifugation ou gravité terrestre), on peut définir les conditions de similitudes

relatives à cette loi de comportement. A titre d'exemple On donne ici le cas de l'élasticité linéaire décrit par la loi de Hooke dont la relation liant les contraintes aux déformations en élasticité linéaire est données par :

$$\sigma = E\varepsilon \quad (2.9)$$

ε est un paramètre adimensionnel donc $\varepsilon^* = 1$ pour la même raison, $\nu^* = 1$, On en déduit que :

$$\sigma^* = E^* \quad (2.10)$$

2.3/- Modélisation en gravité naturelle

On dit qu'une expérience sur modèle réduit est faite sous la gravité terrestre ou naturelle lorsque l'échelle de la grandeur g^* sera prise égale à 1. En conservant la masse volumique du prototype $\rho^* = 1$, les deux équations (2.7) et (2.8) deviennent respectivement:

$$\sigma^* = L^* \quad (2.11)$$

$$u^* = t^{*2} \quad (2.10)$$

$$\text{D'où } \sigma^* = E^* = L^* \quad (2.11)$$

On constate que le modèle et le prototype ne se comportent pas au même niveau de contraintes. En effet, tout essai sur modèle en gravité naturelle n'est utilisé qu'à titre d'étude qualitative d'un phénomène recherché comme les lignes de glissement d'un talus et par contre il ne peut pas être destiné à l'analyse quantitative d'un phénomène qui vise par exemple à quantifier un tassement d'une fondation.

2.4/- Modélisation en macro gravité

En utilisant le même matériau du prototype avec $\rho^* = 1$ et en conservant les contraintes $\sigma^* = 1$ et les déformations $\varepsilon^* = 1$, on aboutit aux nouvelles conditions générales de similitudes et les deux équations (2.7) et (2.8) deviennent respectivement :

$$g^*L^* = 1 \quad (2.12)$$

$$t^* = L^* \quad (2.13)$$

$$\text{D'où } \sigma^* = E^* = 1 \quad (2.14)$$

Il faut donc augmenter l'accélération de gravité au sein du modèle suivant une échelle inverse à celle des dimensions soit $g^* = L^{*-1} = \frac{1}{L^*}$. En effet, il convient que pour un essai réalisé à N fois la pesanteur g correspondant à l'intensité du champ de macro gravité ($N.g$), le modèle doit être réduit à une échelle de $1/N$.

En suivant le même raisonnement, quelques principales relations de similitude déduites sous gravité terrestre et en centrifugeuse sont récapitulées dans la table suivante :

Tableau 2.1- Récapitulatif des principales relations de similitude.

Symbole	Grandeur (G)	Echelle G^* modèle en gravité terrestre		Echelle G^* modèle centrifugé	
		L^*	$1/N$	L^*	$1/N$
L	Longueur, déplacement	L^*	$1/N$	L^*	$1/N$
ε	Déformation	1	1	1	1
g	Pesanteur	1	1	L^{*-1}	N
	Temps dynamique	L^*	$1/N$	L^*	$1/N$
ρ	Masse volumique	1	1	1	1
σ	Contrainte, pression	L^*	$1/N$	1	1
E	Module d'Young	L^*	$1/N$	1	1
ν	Coefficient de poisson	1	1	1	1
φ	Angle de frottement	1	1	1	1
c	Cohésion	L^*	$1/N$	1	1

2.5/- Domaine d'utilisation des essais en centrifugeuse en géotechnique

Cette technique est actuellement la plus répandue dans le monde et elle s'intéresse aux axes de recherches suivants (Garnier et al, 1999) :

- 1/- Similitude et étude de comportement d'un système sol-structure lorsque les méthodes de dimensionnement et de calcul sont absentes.
- 2/- Etude paramétrique d'un phénomène dépendant de plusieurs paramètres et qui nécessite de le réaliser en vraie grandeur ;
- 3/- Calage des paramètres d'une loi de comportement donnée pour modélisation numérique;
- 4/- Etudes et recherches sur les comportements complexes d'ouvrages fondés ou enterrés
où les autres approches sont inadaptées comme le cas d'un effondrement de cavité souterraine,...

2.6/- Revue des techniques d'excavation en centrifugeuse

2.6.1/- Simulation de l'excavation manuellement à 1 g

C'est une technique simple, elle consiste à réaliser les différentes passes d'excavation en plusieurs cycles, cependant elle présente un inconvénient relatif à la justesse de similitude. Il en résulte des arrêts répétés de la centrifugeuse, ce qui influe sur le chemin des contraintes des états limites de poussée et de butée. En effet, Le procédé entraîne des cycles successifs d'accélération et de décélération provoquant le déchargement et le rechargement du sol, ce qui modifie de manière importante le comportement du massif du sol. Pour remédier aux limites de cette technique, il a été développé un robot multifonction embarqué qui permet de simuler l'excavation en vol et en continu.

2.6.2/- Simulation de l'excavation par vidange

Cette deuxième technique consiste à remplir l'excavation réalisée au préalable, par un liquide de poids volumique voisin du sol utilisé telle que la solution de chlorure de Zinc ou chlorure de Sodium,... Le liquide contenu dans une poche en caoutchouc prend la forme de l'excavation et il applique sur la paroi une pression hydrostatique. La vidange de ce liquide permet d'ajuster les niveaux devant l'écran et par conséquent simuler ainsi une excavation.

2.6.3/- Simulation de l'excavation par enroulement du géotextile

Dans cette méthode, le sol excavé est remplacé par des couches successives à l'intérieur d'un géotextile continu. L'enroulement du géotextile permet l'excavation du sol devant la paroi en autant d'étapes. Ce procédé lui-même pose des problèmes relatifs à la reconstitution de l'état de contraintes dépendant du géotextile. Cette méthode convient pour l'étude de stabilité et d'équilibre des talus ou de soutènement.

2.6.4/- Simulation de l'excavation par robot embarqué

Il existe une unique solution qui permet de modéliser régulièrement le comportement d'un écran de soutènement, elle consiste à excaver le sol en cours de centrifugation, en un seul cycle avec des accélérations pouvant aller jusqu'à 100g par le biais des excavateurs embarqués. Ces derniers fonctionnent soit par ratissage soit à l'aide d'une tarière. Concernant la centrifugeuse du LCPC présentée ici, Le ratissage du sol est effectué par l'outil excavateur monté sur le téléopérateur en continu de la centrifugeuse qui est connu par le téléopérateur.

3/- Aspects expérimentaux et numériques sur les écrans de soutènement

La modélisation en centrifugeuse est aujourd'hui la méthode la plus répandue dans le monde, elle est utilisée dans la plupart des domaines relevant de la géotechnique, de la mécanique des roches ainsi que d'autres disciplines faisant parties de la science des terre...Une étude bibliographique ayant objet de recenser les différentes expériences réalisées suivant cette technique, a été élaboré dont une répartition par nature d'ouvrages a été conclue et montrée ci-après par la figure ci-dessous- (Corté, 1986) :

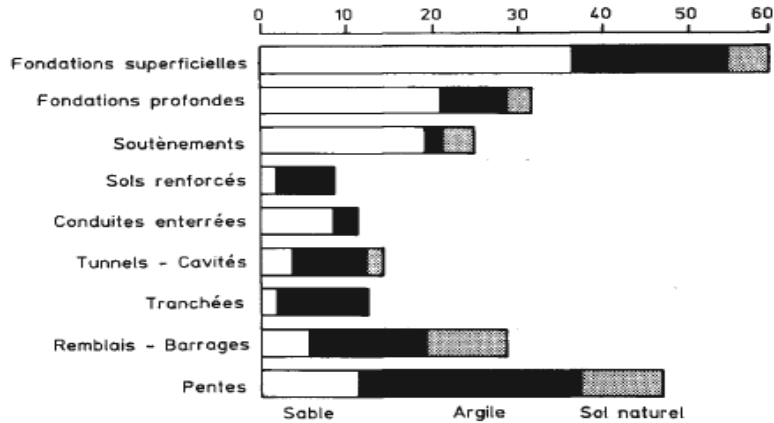


Figure 2.3- Répartition indicative, par type d'ouvrage des publications traitant d'expérience de modélisation en centrifugeuse- (Corté, 1986).

En dépit que cette étude semble plus ancienne, elle revêt une importance particulière car elle retrace les grands axes de recherches déjà ciblés et elle fournit des indications essentiels pouvant être exploités par les chercheurs intéressés. Ainsi, il ressort de ce graphique que les fondations superficielles et les pentes représentent des pourcentages assez élevés de l'ensemble des travaux d'expériences entamés. Cependant, les ouvrages de soutènements à qui on s'intéresse dans ce travail, sont moyennement traités. En particulier, les données relatives à l'étude du comportement de l'écran de soutènement autostable, de l'interaction entre paroi de soutènement et une fondation superficielle par exemple sont rares au moment où on trouve dans la littérature spécialisées que la plupart des travaux expérimentaux ont portés sur des soutènements généralement butonnés et ancrés. En effet, quelques travaux expérimentaux ayant axés communément sur les modèles réduits, modèles en vraie grandeur et sur la modélisation numérique, sont sommairement présentés à titre d'exemples comme suivant :

3.1/- Travaux expérimentaux sur modèles réduits au laboratoire

3.1.1/- Etude de l'influence de la flexibilité du rideau sur les résultats obtenus

❖ Sur des modèles réduits de sable , Rowe (1955) a mené des expériences visant un double but : d'abord, déterminer la forme et la distribution de la pression des terres sur le rideau et ensuite, étudier l'influence de la flexibilité du rideau sur les efforts qui lui sont appliqués et principalement sur les moments fléchissants. L'influence de la flexibilité du rideau a été étudiée à partir d'essais sur dix modèles de hauteur et d'inertie différentes. Les principaux résultats de l'étude comparative des écrans rigides et flexibles montrent que :

- A la rupture, le rideau travaille en butée simple et une force horizontale de cisaillement, due principalement à la composante verticale des pressions de terre se mobilise en pied du rideau quelle que soit la flexibilité,
- Un rideau flexible dans un sable lâche et un rideau rigide dans un sable dense ne subissent de déplacement sensible en pied que pour des valeurs très faibles de la fiche.

3.1.2/- Modélisation de la cinématique de rupture des parois de soutènement souples

❖ Les expériences de Yahiaoui (1998) citées par Vossoughi (2001), qui cherche à modéliser la cinématique de rupture, sont constituées de nombreux essais en modèles réduits sur les parois de soutènement rigides, les murs poids, les fondations et les silos. Le même auteur a évoqué le même type d'expériences sur les parois de soutènement souples et les soutènements des tunnels ainsi réalisées par Belgacemi (1998). Celui-ci met en évidence le rôle du nombre et de l'inclinaison des tirants et des plaques d'ancrages ainsi que la flexibilité de la paroi sur la cinématique de rupture de ces ouvrages.

3.2/- Quelques travaux expérimentaux sur ouvrages en grandeur réelle

3.2.1/- Application de la méthode du coefficient de réaction et la méthode des éléments finis pour validation des résultats expérimentaux

Parmi les études expérimentales réalisées sur des chantiers instrumentés ou sur des ouvrages expérimentaux en grandeur réelle, on peut citer les suivantes :

A/- L'étude expérimentale de trois ouvrages de soutènement en paroi moulée :

Des mesures et des observations sur trois ouvrages ont été réalisées à savoir : La paroi moulée de la centrale nucléaire de Gravelines, le mur de quai de Deauville-Trouville et l'écran d'étanchéité du batardeau de Brest, tous situés en France. Les résultats obtenus ont permis de mener une étude critique et comparative des différentes méthodes de calcul, notamment la méthode du coefficient de réaction et la méthode des éléments finis par laquelle il a été confirmé les limites de la méthode du coefficient de réaction, à laquelle échappent totalement les déformations d'ensemble. Cependant, Ils montrent que la méthode des éléments finis est la seule à permettre théoriquement l'étude des fouilles dans son ensemble.

B/- Etude expérimental sur le comportement d'un rideau de palplanches implanté sur le site de l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne:

En utilisant les résultats obtenus de l'étude suscitée, deux méthodes de calcul ont été utilisées pour les simulations numériques : la méthode du coefficient de réaction et la méthode des éléments finis. La confrontation des résultats numériques aux mesures de déplacement réalisées en place a permis de comparer les performances de chacune des méthodes et de préciser leurs limites. Cette étude montre aussi que, malgré la modélisation imparfaite effectuée avec la méthode des éléments finis, le calcul fournit des résultats représentatifs.

3.3/- Travaux expérimentaux récents sur ouvrages instrumentés

Avec l'évolution technique et électronique, les essais expérimentaux deviennent aisément réalisables grâce aux équipements de mesures et de détections sophistiqués utilisés sur modèles réduits ou sur ouvrage en vraie grandeur. Il en devient possible de représenter la géométrie tridimensionnelle de l'ouvrage et par laquelle la modélisation en trois dimensions sera réalisée. Ils sont aussi utilisés pour mesurer en place, les effets réels de l'interaction sol-ouvrage qui permettent d'analyser les causes principales et de suggérer les solutions convenablement posées. Dans d'autres cas, ils servent à la collecte des informations à mi-surveillance sur chantier depuis les sites où se trouvent les ouvrages. Dans cette optique, quelques travaux récemment réalisés sont sommairement présentés :

A/- La modélisation de trois ouvrages de soutènements réels instrumentés dont les deux premiers sont le quai en eau profonde du port de Calais et le quai Osaka du port de Havre (Phuong Nguyen, 2003). Il s'agit de deux ouvrages dont le phasage de construction est complexe et dont le comportement est conditionné par les mouvements de nappe de part et d'autre de la paroi et par la mobilisation des tirants d'ancrage. Ces deux simulations permettent de tirer parti des instrumentations soignées pour mettre en évidence le bon accord entre les simulations numériques et les mesures effectuées sur les ouvrages. Le troisième ouvrage concerne la trémie pasteur à Rouen qui a été instrumenté par le LCPC et la société Sol-étanche Bachy. Il s'agit d'une analyse tridimensionnelle qui met en évidence les effets de la géométrie tridimensionnelle de l'ouvrage et de la procédure de construction. Les travaux y afférents sont présentés dans la thèse de même auteur (Duca, 2003).

B/- Etude expérimentale et numérique du comportement d'un panneau en paroi moulée du nouveau quai extérieur du port 2000 au Havre (Sonja Marten, 2005) dont les travaux sont basés sur la collecte des informations par l'instrumentation de caractère mi-surveillance du chantier et mi-scientifique contrairement à l'utilisation des équipements sophistiqués tels que les capteurs à fibre optique, capteurs de contraintes, capteurs de mesures de la déformée de la paroi moulée comme l'extensomètre. Les procédés suivis et les résultats conclus sont présentés dans la même référence.

C/- La validation sur un ouvrage réel instrumenté par modélisation du rideau de palplanches expérimental de Hochstetten (Sophie coquillay, 2005), qui a conclu qu'il s'agit de travaux complémentaires à ceux déjà réalisés sur ce même rideau situé de près de Karlsruhe (Allemagne), qui a fait l'objet d'un concours de prévisions en 1994 pour calcul en déplacements des soutènements basées sur l'expérience en vraie grandeurs pour lequel 18 prévisions ont été réalisées avec la méthode des éléments finis utilisant différents modèles de loi de comportement et 23 autres avec la méthode de coefficients de réaction. Le même auteur a fait allusion aux participations de Shahrour et al. (1995), Arafati (1996), Mestat et Arafati (1998), pour modélisation par éléments finis et à Josseume et al. (1997) pour une prévision par la méthode de coefficients de réaction.

En 2005, Sophie coquillay a utilisé le modèle de Fahey et Carty pour modélisation expérimentale et numérique, le sujet semble intéressant et il peut être revu en consultant le chapitre 6 de cette référence.

4/- Représentation d'un cas d'application de la modélisation physique en centrifugeuse d'une paroi de soutènement autostable

Les essais expérimentaux en centrifugeuse menés par Christophe Gaudin (2002) demeurent actuellement les références de bases pour de nouvelles recherches s'intéressant à la validation des lois de comportement des écrans de soutènement autostables. Il faut dire qu'avec l'avènement et le développement récent du robot téléopérateur embarqué sur la centrifugeuse du LCPC - (figure 2.3), la réalisation des opérations d'excavation devant une paroi et de chargement d'une fondation devient possible et ce, sans arrêt de la centrifugeuse. Ayant but pour modéliser le comportement d'un écran de soutènement autostable et l'étude de l'interaction écran-fondation, Gaudin (2002) a mené une étude expérimentale sur modèle réduit au 1/50^{ème} d'une paroi de 10 m de hauteur, ce qui correspond à une intensité de champ de macro gravité égale à 50g. La paroi a été fichée dans un sable du type de Fontainebleau non chargé et chargé d'une fondation. On présente ici, sommairement le processus expérimental en faisant allusion aux principaux outils et aux résultats aboutis.

4.1/- Méthodologie expérimentale

L'expérimentation a été conduite en deux phases, En premier lieu, il a été opéré aux essais sur une paroi autostable sans fondation. L'objectif des tests menés vise la validation du processus et du dispositif expérimental et le calage des paramètres de dimensionnement. Dans une seconde phase, une fondation a été disposée et chargée par le robot derrière la paroi après réalisation d'une excavation de 3 m de profondeur. La force appliquée par la fondation sur le sol, les déplacements et moments de flexion de la paroi sont mesurés en continu de la centrifugeuse.

Les résultats obtenus ont été traités mathématiquement par double dérivation permettant d'estimer les profils de moments de flexion et ceux des pressions s'exerçant sur la paroi et ils sont lissés par le logiciel dit Slivalic 5. Dans notre travail, autre que les essais relatifs à l'étude et calage des paramètres du sol et divers tests, on s'intéresse seulement aux essais concernant l'écran en absence de la fondation et ceux effectués pour analyser l'effet de la fondation sur le comportement de l'écran.

4.2/- Procédure et dispositif expérimentaux

4.2.1/- Utilité importante du téléopérateur

Grâce au téléopérateur embarqué sur la centrifugeuse, la simulation de l'excavation a été réalisée en cours de la rotation de la centrifugeuse. Celui-ci est conçu pour pouvoir effectuer un même essai en différents endroits du conteneur et enchaîner différentes phases d'excavation au cours d'un même cycle de rotation sans atteintes au

sol et en conséquence le cheminement des contraintes ne sera pas perturbé. Il est de type cartésien (Garnier et al, 1999), il dispose de quatre degrés de liberté (X, Y, Z et θ_z), Il fonctionne sous une accélération de 100g et il peut saisir et mettre en œuvre de différents types d'outils. Quatre outils peuvent être utilisés : un pénétromètre, une pince à trois mors, un outil de chargement et un outil d'excavation.



Figure 2.4 – Le téléopérateur multifonction
LCPC, Nantes (THOREL, 2008)

4.2.2/- Utilisation de l'outil d'excavation et de chargement

L'excavation a été réalisée par ratissage de fines couches du sol à l'aide de l'outil d'excavation qui est constitué d'une lame de 220mm de large, développée spécialement pour modéliser le processus d'excavation. Cependant l'outil de chargement est constitué d'une semelle filante de 40mm de largeur en modèle réduit qui correspond à 2,00m en prototype sous un champ de macro gravité de 50g et 240mm de longueur soit 12,00m en prototype, montée sur une interface universelle du robot et disposant d'un capteur d'effort. La charge est ensuite appliquée par le robot, à vitesse de déplacements constants et suffisamment faible pour pouvoir contrôler correctement l'effort transmis au sol. Une rotule disposée entre le capteur d'effort et la semelle permet de s'assurer que seul un effort vertical est transmis au sol et que la charge reste régulièrement centrée. Ce dispositif permet de simuler la mise en place et le chargement d'une fondation derrière la paroi.

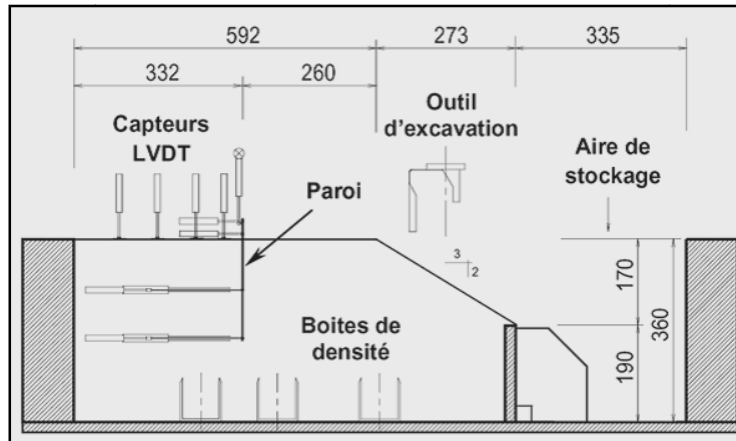


Figure 2.5 – Dispositif expérimental des essais en centrifugeuse (Gaudin et al, 2005).

4.2.3/- Modélisation physique de la paroi

La paroi modèle à l'échelle 1/50^{ème} est en aluminium AU3G d'une épaisseur de 2 mm et une hauteur 24cm qui représente ainsi une paroi prototype de 12m de hauteur, dont 10m sont fichés dans le sol, Le produit d'inertie de la paroi vaut 6,54 MN. M2. Le modèle est placé dans un conteneur rectangulaire de dimensions 1200 x 800 x 360mm. La partie centrale de la paroi est instrumentée de 22 paires de jauges capteurs de déformation. La mesure des jauges donne directement le moment de flexion à la profondeur considérée. Autre instrumentation annexé au modèle permet la détermination, au cours de l'excavation, des déplacements horizontaux de la paroi, ainsi que des tassements du sol soutenu.

4.2.4/- Modélisation physique de la fondation

Le dispositif expérimental a été modifié afin de permettre la mise en place d'une fondation filante à différentes distances de la paroi allant de 0 à 80mm, qui correspond aux valeurs incluses entre 0 et 4m à l'échelle du prototype. La fondation a une largeur de 40mm soit 2m prototype, quant sa hauteur est estimée de 80mm. Elle est constituée d'un tube métallique rectangulaire creux rempli de plomb.

La fondation mise en place, est encastrée dans le massif d'une hauteur de 45mm qui vaut 2,25m prototype. Celle-ci est placée à différentes distances de la paroi et chargée avant excavation. Dans 02 autres, la fondation est placée à la surface du sol à des distances $x=0m$ et $x=0,75m$ de la paroi et chargée, après réalisation d'une excavation de 3m de profondeur. La charge sur la fondation est augmentée progressivement par incrément de charges jusqu'à 305kPa.

Lors du phasage d'exécution de l'excavation, les capteurs de déplacement mesurent les déplacements horizontaux en tête de paroi, ainsi que les déplacements horizontaux et verticaux de la fondation.

4.2.5/- Détermination des propriétés du sol

Le sable utilisé est un sable de Fontainebleau sec. Le massif est reconstitué par pluviométrie automatique dans l'air, à une densité de $16,0 \pm 0,05 \text{ kN/m}^3$ et un indice de densité $ID=71\%$. Les caractéristiques mécaniques du sable ont été étudiées à partir d'essais triaxiaux à chemins de contraintes contrôlés permettant la détermination des paramètres du modèle de Mohr-Coulomb pour différentes phases de chargement.

Par ailleurs, le coefficient de pression des terres au repos K_0 a été déterminé en plusieurs points par des mesures directes de contraintes totales horizontales et verticales dans le massif centrifugé. Les mesures montrent que le coefficient est constant dans tout le massif et voisin de 0,38.

L'interface entre le sol et la paroi a également été étudiée par des essais de cisaillement direct. Les résultats ont donné un angle de frottement sable-aluminium égal 13,4 degrés.

4.3/- Représentation des résultats expérimentaux

En l'occurrence des essais effectués sur la paroi flexible noté n°01 ayant un produit de rigidité de $6.54 \text{ MN.m}^2/\text{ml}$ et d'une épaisseur de 15,20cm, un autre essai a été mené sur une paroi portée n°02 de 20cm d'épaisseur ayant un produit de rigidité égal à $20,81 \text{ MN.m}^2/\text{ml}$ pour étude de l'effet de la rigidité sur le comportement de l'écran. L'analyse globale du comportement des deux ouvrages a permis de relever les résultats suivants, (Gaudin, 2002):

4.3.1/- Ecran sans présence de fondation

I/- Moments de flexion

- 1)- Les courbes de moments de flexion sont conformes aux modèles théoriques d'une paroi autostable simplement encastrée avec un moment nul en tête et en pied de la paroi et un moment maximal en dessous du fond de la fouille .
- 2)- L'écran flexible n°01 a permis d'atteindre une hauteur d'excavation de 5,83m avec un moment de flexion maximal de $121,60 \text{ kN.m/ml}$, cependant la hauteur d'excavation limite est de 6,39m avec un moment maximal de 160 kN.m/ml pour l'écran n°02.
- 3)- Les profils de moments se superposent en partie supérieure au dessus du niveau de fond de la fouille pour les différentes hauteurs et évoluent en se dispersant en dessous jusqu'au niveau du fond de la fouille .

II/- Déplacements horizontaux

- a)- Les profils des déplacements sont par ailleurs conformes à la cinématique observée sur ce genre d'ouvrage, ces déplacements sont nuls en pied ainsi qu'à mi-paroi tant que l'excavation n'a pas dépassé ce niveau.
- b)- Le déplacement maximal en tête a atteint une valeur de 38cm pour l'écran n°01 contre une valeur de 44cm pour l'écran n°02.

- c)- Les déplacements maximaux en tête représentent 3,80% de la hauteur totale de l'ouvrage pour l'écran n°01 et 4,40% pour la paroi n°02. Ces valeurs sont inadmissibles pour un comportement en service qui exige des limites de 0,10% à 0,50% selon les contraintes imposées sur site.
- d)- En pied de la paroi, la translation et la rotation ne sont pas observées pour la paroi n°01 pour motif de sa souplesse néanmoins, il a été constaté une déformée et une rotation de la paroi n°02. En terme de butée, les déplacements dans le sol représentent 20% du déplacement maximal en tête pour la paroi n°02 contre 12% pour la paroi n°01.

2.4.3.2/- Ecran en présence de la fondation

Lorsque la fondation est placée avant l'excavation, il ressort les résultats suivants :

- i)- La présence de la fondation ne modifie pas le mode de fonctionnement de flexible n°01 qui reste encasté en pied.
- ii)- Autre que l'essai sans fondation, Il a été marqué que les moments de flexion évoluent proportionnellement avec la hauteur de l'excavation.
- iii)- L'effet de la surcharge s'accroît en se rapprochant de la paroi. Pour une distance entre la fondation et l'écran en passant de 1,50m à 0,75m, le taux d'accroissement est respectivement 60% et 85% pour les moments maximaux et les déplacements en tête. Lorsque cette distance passe de 0,75m à 0m, ce taux est aussi estimé respectivement de 182% et 223%.
- iv)- L'influence de la fondation s'atténue au-delà de 1,50m et devient nulle au-delà de 3,00m, ce qui est traduit par les profils de moments de flexion et les déplacements horizontaux.

En conclusion, Il apparaît que les pressions transmises à l'écran par la fondation dépendent évidemment de la position de la fondation, mais aussi de l'intensité de la charge et des déplacements de la paroi.

5/- Mise en évidence des résultats expérimentaux

La validation d'une loi de comportement et plus généralement d'un code de calcul repose principalement sur la comparaison entre des données expérimentales et des résultats de calculs numériques. Dans cette optique, L'objet du présent travail porte sur la modélisation numérique et l'analyse du comportement de l'écran de soutènement autostable du type paroi moulée en béton armé, fiché dans le sable sec par la méthode du coefficient de réaction à l'aide du logiciel K-Réa– Terrasol et par la méthode numérique aux éléments finis en utilisant le logiciel Plaxis 2D. Pour les deux méthodes, on procède aux différentes simulations lorsque l'écran est fiché dans le sol soutenu non chargé. Pour la première méthode, l'analyse porte sur l'influence de principaux facteurs tels que la rigidité de la paroi, le phasage des travaux, le module d'Young, la cohésion et l'angle de frottement interne du sol.

Cependant, l'analyse des résultats se focalise sur la déformée de la paroi, les moments fléchissants, les déplacements horizontaux. Ainsi, ces résultats obtenus, comparés entre eux mêmes seront confrontés à ces mêmes résultats expérimentaux- (Gaudin, 2002).

5.1/- Paramètres généraux retenus pour la modélisation numérique

5.1.1/- Caractéristiques du sable de fontainebleau

On rappelle que le matériau utilisé pour étude du comportement de l'écran autostable est le sable de Fontainebleau. Celui-ci est l'un des deux sables de référence en France, (le second étant le sable d'Hostun). Il est habituellement utilisé lors des essais en centrifugeuse ou en chambre d'étalonnage. Il s'agit d'un sable fin, siliceux et propre ; voir la figure (2.5). Les différentes caractéristiques densimétriques sont résumées dans la table suivante (Gaudin, 2002) :

Tableau 2.2- Classification des caractéristiques des massifs de sable en fonction de Son indice de densité –(Powerie, 1997).

γ (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	γ_{dmin} (kN/m ³)	e_{max}	γ_{dmax} (kN/m ³)	e_{min}
16,00	26,00	13,93	0,863	17,07	0,523

L'indice de densité du massif du sable est donné soit en fonction des indices des vides soit en fonction des poids volumiques du sol sec comme il est indiqué ci-dessous :

$$I_d = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$$

avec I_d : Indice de densité ;

e : Indice des vides ;

e_{max} : Valeur d'indice des vides maximum

e_{min} : Valeur d'indice des vides minimum.

ou
$$I_d = \frac{\gamma_{dmax}(\gamma_d - \gamma_{dmin})}{\gamma_d(\gamma_{dmax} - \gamma_{dmin})}$$

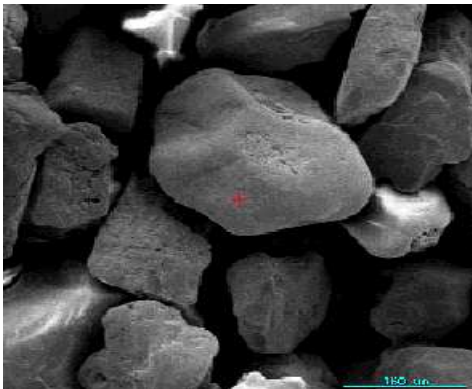
avec γ_d : Poids volumique moyen du sol ;

γ_{dmax} : Poids volumique maximum du sol ;

γ_{dmin} : Poids volumique minimum du sol .

Pour un poids volumique moyen de 16kN/m³ on aura $I_d=71\%$ et suivant la table de classification des massifs selon l'indice de densité ci-dessous, il s'agit d'un sable dense.

Alors l'indice des vides e correspondant est égal à 0,625 .



a)- Vues au microscope électronique à balayage

b)-Vue à la nature du sable

Figure 2.6 – Vues sur sable de Fontainebleau- (Alain Le Kouby, 2003).

Il faut retenir qu'il s'agit d'un matériau souvent sollicité dans les projets d'étude de cas, il est réutilisé d'un conteneur à l'autre or cette réutilisation répétée des échantillons de ce sable au laboratoire lui perd ses caractéristiques réelles. Il est évident que ses caractéristiques densimétriques certainement changent de valeurs mais avec quelques incertitudes. Le recours aux sondages effectués sur place demeure donc, la solution primordiale pour déterminer réellement ces caractéristiques. Dans cette optique, on fait allusion aux sondages réalisés sur d'anciens sites expérimentaux des LCPC sur le site de Bourron – Marlotte au Sud de la France dont les principales caractéristiques conclues sont présentées ci-dessous -(Combarieu et Canépa, 2001):

Granulométrie	Poids volumiques	Résistance au cisaillement
$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} = 1,47$ $d_{50} = 0,27$ $C_c = \frac{(d_{30})^2}{(d_{60} \cdot d_{10})} = 1$	$\gamma_s = 26,44 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_{dmin} = 13,64 \text{ kN/m}^3$ $e_{max} = 0,94$ $\gamma_{dmax} = 16,83 \text{ kN/m}^3$ $e_{min} = 0,615$	$\gamma = 16,1_{-0,2}^{+0,2} \text{ kN/m}^3$ $\varphi' = 40,5_{-1,5}^{+1,5} \text{ degré}$ $c' = 0_{-0}^{+5} \text{ kPa}$

Figure 2.7 – Caractéristiques du sable de Fontainebleau (Combarieu et Canépa , 2001)

Il en résulte que le sable a pour un indice de densité I_d égal à 80,61% et un indice de vide e égal à 0,678. Dans les deux cas, on distingue qu'il s'agit d'un sable dense.

5.1.2/- Détermination du module pressiométrique

En se rapportant aux résultats conclus des mêmes sondages auparavant, le module pressiométrique nécessaire pour les calculs aux coefficients est pris égal à la valeur moyenne des modules pressiométriques mesurés au cours des 15 essais . Valeur

moyenne E_M vaut 27,10MPa avec un écart type égal à 6,40MPa comme il est indiqué sur la figure 2.7:

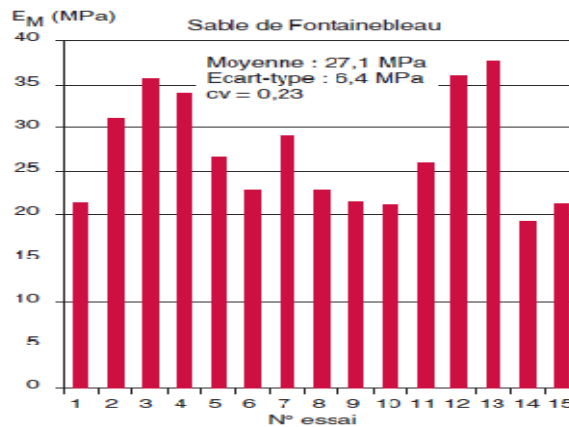


Figure 2.8 – Module préssiométrique moyenne E_M
(Combarieu et Canépa , 2001)

5.1.3/- Paramètres initiaux de calcul aux coefficients de réaction

La table suivante résume les paramètres de bases pour les calculs aux coefficients de réaction.

Tableau 2.3- paramètres initiaux du sol.

γ (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ (°)
16,00	2,60	39,40

5.1.4/- Paramètres de la paroi moulée

Visant à étudier l'influence de la rigidité de l'écran sur son comportement, on considère cinq types d'écrans en faisant varier l'épaisseur de 0,152m à 0,50m. Après calculs, les produits d'inertie sont résumés dans la table ci-dessous :

Tableau 2.4- paramètres de la paroi moulée en béton.

	Paroi n°01	Paroi n°02	Paroi n°03	Paroi n°04	Paroi n°05
L (m)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
e (m)	0,152	0,20	0,30	0,40	0,50
E (MPa)	22350,00	22350,00	22350,00	22350,00	22350,00
I (m ⁴)	0,00029265	0,00066667	0,00225000	0,00533333	0,01041667
EI (kNm ²)	6,54e+03	1,49e+04	5,03e+04	1,19e+05	2,33e+05

5.1.5/- Paramètres initiaux de calcul par la méthode des éléments finis

Pour la modélisation du sol, l'écran et la fondation, on a retenu les paramètres résumés suivant les deux tables montrées ci-dessous :

Tableau 2.5- Paramètres du sol pour -Modèle Mohr-Coulomb.

E (MPa)	ν	C (kPa)	$\varphi(^{\circ})$	$\psi(^{\circ})$
10 ou 75	0,275	2,60	39,40	16,70

Tableau 2.6- Paramètres mécaniques de la fondation et de la paroi.

	E(MPa)	ν
Paroi	22350	0,30
Fondation	50000	0,49

6/- Recensement des facteurs influant sur le propos de modèle numérique

6.1/- Facteurs liés à la forme de la d'excavation

La désignation du modèle numérique projeté ne doit pas éloigner le facteur relatif à la forme de l'excavation qui définit les différentes tâches à entreprendre nécessitant eux-mêmes d'être modélisés. Selon les limitations de l'emprise et les procédés de mise en œuvre des équipements mobilisés et d'exécution des travaux, on distingue quatre type de formes d'excavations à savoir :

- 1/-Excavation ouverte à parois en pentes ;
- 2/-Excavation à parois verticales ;
- 3/-Excavation en Taupe ;
- 4/-Excavation en Ile « Island ».

6.2/- Les facteurs principaux affectant les mouvements du sol et les systèmes de soutènement

Les principaux facteurs pouvant affecter les mouvements du sol et les systèmes de soutènement tels que les écrans verticaux et les appuis sont définis comme suivant (Arafati, 1996):

- ❖ La nature du sol ,
- ❖ La durée de la construction,
- ❖ Le type de soutènement, sa hauteur libre, sa fiche, sa rigidité, son degré d'encastrement et son installation,
- ❖ Le type d'appuis (buton,tirant), espacement horizontal et vertical entre ces appuis ,
- ❖ L'utilisation de bermes devant l'écran lors d'un terrassement ,
- ❖ La méthode de construction du soutènement, le phasage des travaux et effet du temps d'exécution.
- ❖ Les méthodes de construction des structures à l'intérieur de l'excavation,
- ❖ La forme et la profondeur de l'excavation,

- ❖ L'intensité des surcharges,
- ❖ Effet des structures voisines,
- ❖ Les conditions météorologiques,
- ❖ Présence d'éventuelle d'une nappe phréatique,

6.3/- Facteurs liés aux effets résultants d'interaction sol –soutènement

Le procédé d'auscultation des effets résultants de l'interaction sol/écran consiste en la réalisation des travaux expérimentaux sur places par mise de l'instrumentation autour de l'ouvrage en vraie grandeur, il a pour but de décrire les aspects cinématiques de l'ouvrage or cette description dépend des mesures des effets observés se rapportant aux facteurs suivants :

- ❖ Les déplacements et la déformée de l'écran lui-même,
- ❖ Les tassements du sol en arrière et les mouvements des structures voisines,
- ❖ Le soulèvement du fond de fouille en avant,
- ❖ Les contraintes dans le terrain (sol et eau),
- ❖ Les efforts dans les appuis.

7/- Conclusion

Après ce bref passage, il nous a été permis de saisir que les études expérimentales sur modèles réduits centrifugés sont devenues une pratique courante dans les recherches sur le comportement des ouvrages géotechniques ou lors du dimensionnement d'ouvrages exceptionnels. L'apparition des centrifugeuses a donné un nouvel essor aux méthodologies expérimentales qui devront respecter certaines règles dite de similitude. Ces règles permettent de modéliser un ouvrage en vraie grandeur ou prototype en un modèle à une échelle réduite, simulé dans un champ microgravité (1.g) ou un champ macro gravité (N. g).

On retient que par classes, les applications sur modèles centrifugés s'intéressent aux études et recherches sur le comportement complexe des ouvrages ,aux justifications des méthodes de calcul, aux études paramétriques et enfin aux simulation d'ouvrages exceptionnels. Il a été révélé de l'étude bibliographique revue ici et portant sur le recensement des applications centrifugées par types d'ouvrages géotechniques que les domaines d'utilisation sont nombreux et concernent principalement les fondations, les talus, les barrages, les soutènements ,les ouvrages souterrains et le renforcement des sols. Par conséquent, les ouvrages de soutènement sont moyennement traités et en particulier, on relève que les écrans autostables restent encore moins explorés par cette méthodologie de recherches. Les données expérimentales y afférentes, sont peu nombreux et seuls les travaux menés par Gaudin et al (2002) demeurent actuellement l'unique référence de base pour les futurs recherches. A la lumière des résultats obtenus et retenus dans le présent travail, on n'a pas oublié de faire allusion à l'utilisation des mêmes paramètres caractérisant tant le sol que la paroi et la fondation. En fin de ce chapitre, on a rappelé les principaux facteurs pouvant influencer sur le choix du modèle numérique qui ne doit être que pertinent.

Chapitre III

Modélisation numérique du comportement de l'écran de soutènement autostable en utilisant la méthode du module de réaction

1/- Introduction

Ce chapitre est consacré à la pratique de la méthode du module de réaction pour la modélisation numérique du comportement d'un écran de soutènement autostable avec sol soutenu non chargé et sol soutenu chargé d'une fondation subissant des actions de surcharges en tenant compte de l'effet d'interaction du sol - structures. Il s'agit d'une paroi moulée en béton armé fichée dans du sable fontainebleau. Les données de bases relatives aux paramètres intrinsèques du sol, propriétés mécaniques de la paroi et la fondation indiqués au chapitre II, ont été utilisés. A l'aide du logiciel K-REA, Il a été procédé à des simulations en deux phases distinctes.

En premier lieu, les simulations ont été exécutées avec écran sans que le sol soutenu soit chargé ,c'est à dire en absence de la fondation. En effet,Le calcul est basé sur la détermination automatique des coefficients de poussée et de butée via les assistants de calcul fournis par le logiciel K-Réa. Bien entendu, la littérature évoque trois principales méthodes de calcul de ces coefficients, il s'agit de la méthode Coulomb, Rankine et des tables de Caquot-Kerisel et Absi. De même, le calcul du coefficient de réaction pourra être effectué par les trois méthodes aussi discutée au chapitre I à savoir la méthode de Balay, de Schmitt et suivant les abaques de Chadeisson. Dans l'optique de trouver une meilleure combinaison entre ces dites méthodes de calcul, qui satisfasse les résultats expérimentaux par confrontation aux résultats de calculs numériques, nous avons opéré à une étude comparative préliminaire par laquelle on fera un choix d'une méthode de calcul du coefficient de poussée et de butée et une autre pour le calcul du coefficient de réaction.

Une fois, une meilleure combinaison entre ces méthodes est conçue, nous procéderons aux simulations visant à étudier le comportement de l'écran en tenant compte des facteurs pouvant influencer sur son comportement à savoir : la variation de la rigidité,de la hauteur de l'écran et la fiche d'encastrement , de l'angle de frottement ...

En deuxième phase,l'écran avec sol soutenu chargé a été simulé en faisant varier la charge de 50 kPa jusqu'à 300 kPa par un incrimént de charge égal à 50 kPa en tenant compte de la distance aussi prise variable entre l'écran et la fondation. Les charges modélisées sont du types Boussinesq et Graux.

2/- Modélisation du sol-écran de soutènement sans fondation

2.1/- Choix d'une combinaison de méthodes de calculs des coefficients de poussée,de butée et de coefficient de réaction k_h

2.1.1/- Conception du modèle numérique

Le sol est modélisé par trois tranches de couches ayant les mêmes paramètres intrinsèques en appliquant les recommandations usuelles conseillés par Balay relatives au

choix de la valeur du paramètre dimensionnel « a » illustré par la figure (3.8b). L'écran est du type 01 ayant les caractéristiques designées dans la table(2.5). Ces caractéristiques sont introduites par couche de la manière présentée par la fenêtre sur la figure ci-dessous :

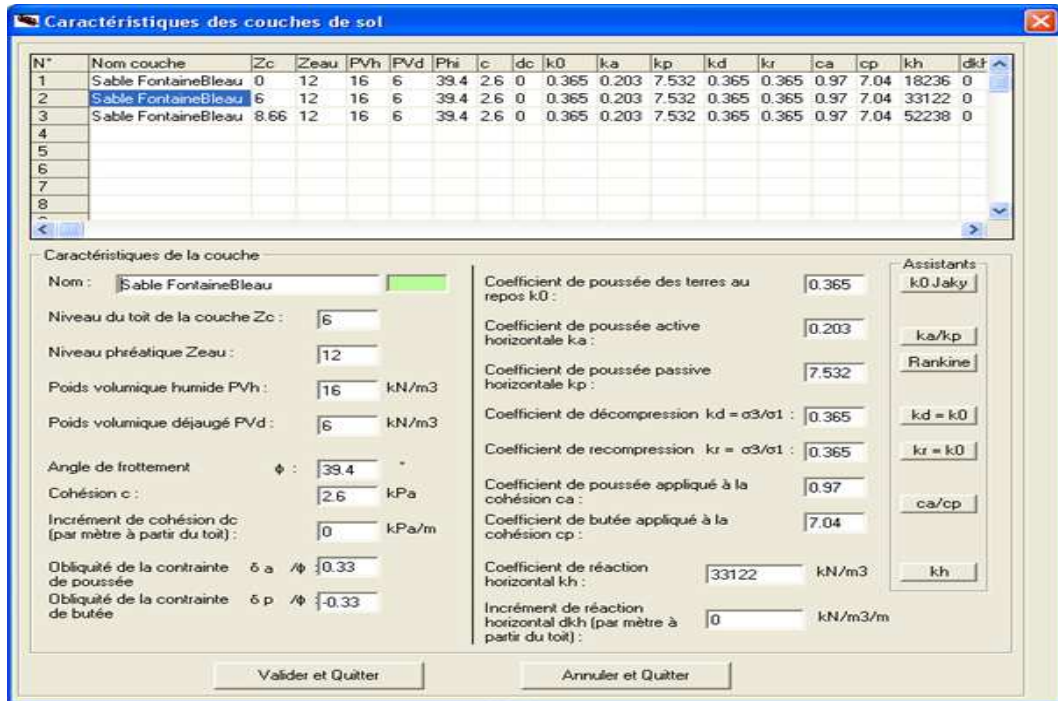


Figure 3.1- Introduction des caractéristiques des couches de sol et calcul du k_a/k_p par la méthode de coin de coulomb et k_h par formule de Balay.

Remarque

Les paramètres de la partie gauche de la fenêtre sont à introduire et les coefficients de la partie droite sont à calculer par les assistants de calcul .

En phase suivante, on procède à la définition de la paroi par introduction des paramètres spécifiques de la paroi n°01 avec une hauteur maximale Z_p de 10m via la fenêtre désignée par la figure ci-dessous :

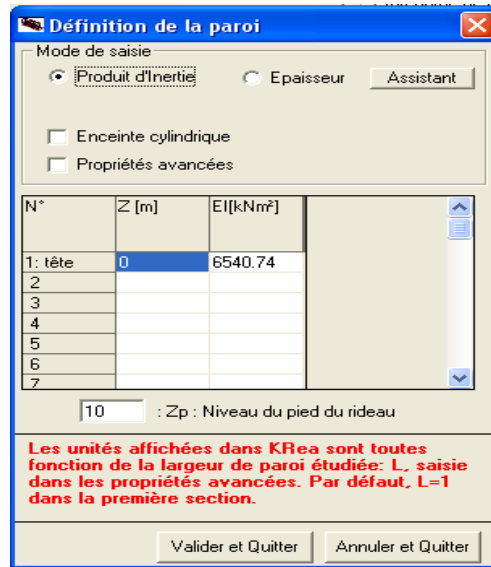


Figure 3.2- Paramètres de définition de la paroi.

Une fois toutes les données nécessaires sont introduites ,le logiciel génère le modèle numérique du sol-écran envisagé, le modèle obtenu est tel qu'il est défini sur la figure suivante :

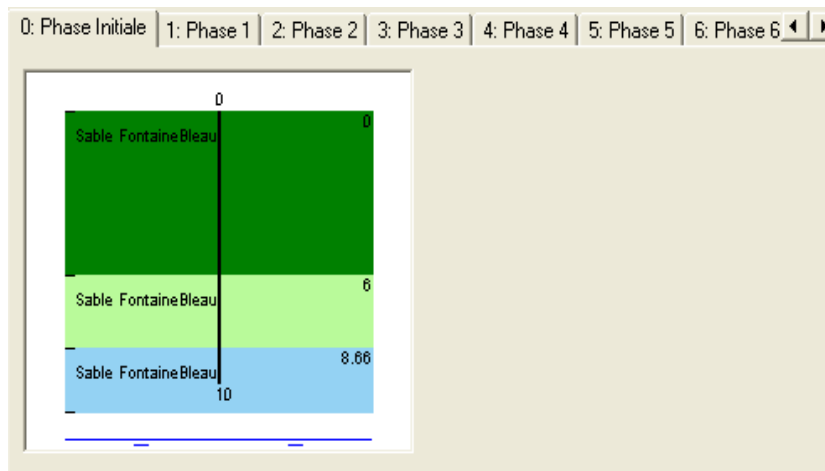
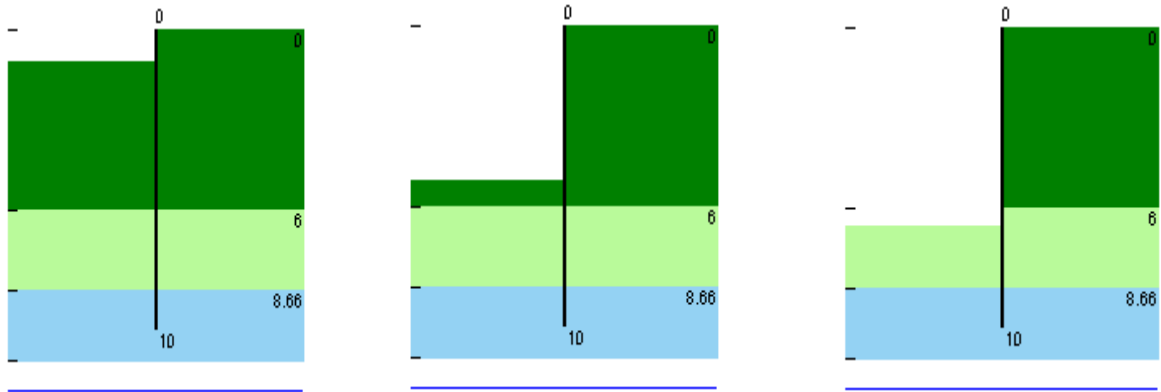


Figure 3.3- Modèle de calcul numérique du sol-écran-phase0.

La fiche d'encastrement est fonction de la hauteur maximale aboutie, exécutée par tranche de 1m pour chaque phase. Cette hauteur maximale sera celle qui précède la hauteur où les calculs ne convergent plus, c'est-à-dire à l'arrêt de calculs ou dans des cas, lorsque les résultats obtenus sont non évidents. La nappe phréatique est considérée situer à 12m soit à 2m du pied de l'écran.



Phase 01

Phase 05

Phase 07

Figure 3.4- Présentation de phasage d'exécution de l'excavation pour quelques phases

2.1.1.1/- Calcul des coefficients de poussée et de butée par la méthode du coin de coulomb

Par simple clic sur le bouton **ka/kp** (Voir figure 3.1), il nous est permis de choisir le type d'assistant de calcul du (k_a/k_p). Pour le cas de la méthode du coin de coulomb, la fenêtre ci-dessous montre la façon de calculer les dits coefficients .

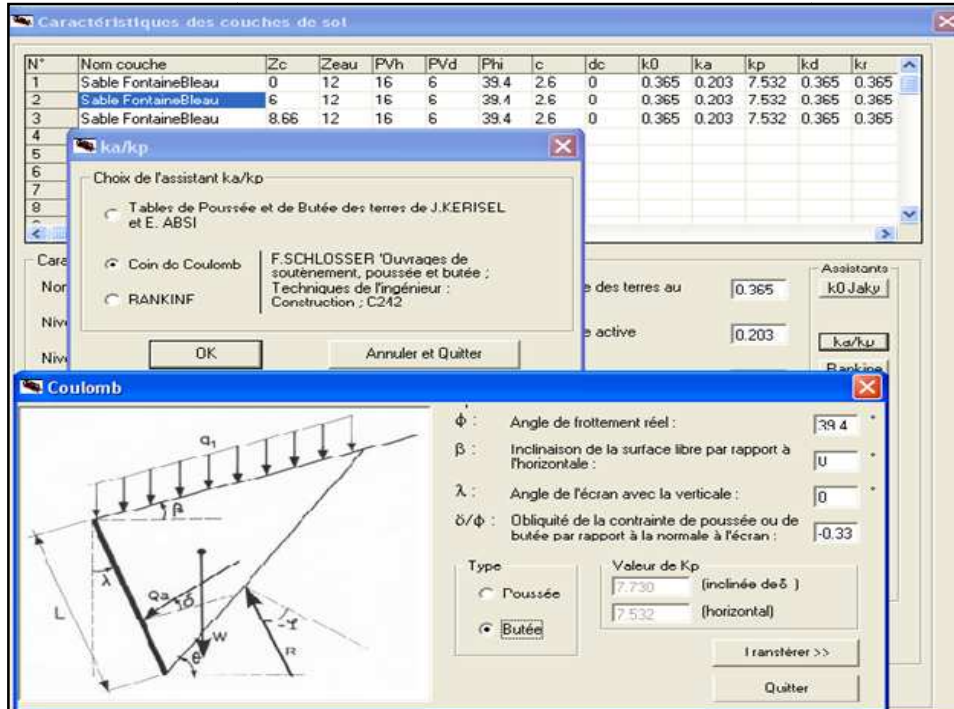


Figure 3.5- calcul des coefficients de poussée et butée par la méthode du coin de coulomb.

2.1.1.2/- Calcul des coefficients de poussée et de butée par la méthode de Rankine

De la même manière ,l'assistant de calcul par Rankine est choisi,par un simple clic sur le bouton , il renvoie les valeurs des deux coefficients rapidement telles qu'elles sont indiquées sur la fenêtre de la figure ci-après :



Figure 3.6- calcul des coefficients de poussée et de butée par la méthode de Rankine.

2.1.1.3/- Calcul des coefficients de poussée et de butée par les tables de Kerisel et Absi

L'assistant de calcul par les tables de poussée et de butée de Kerisel et Absi permet de sélectionner le type de table via la fenêtre

Ainsi, les valeurs correspondantes sont renvoyées et prêtes pour transfert et validation.

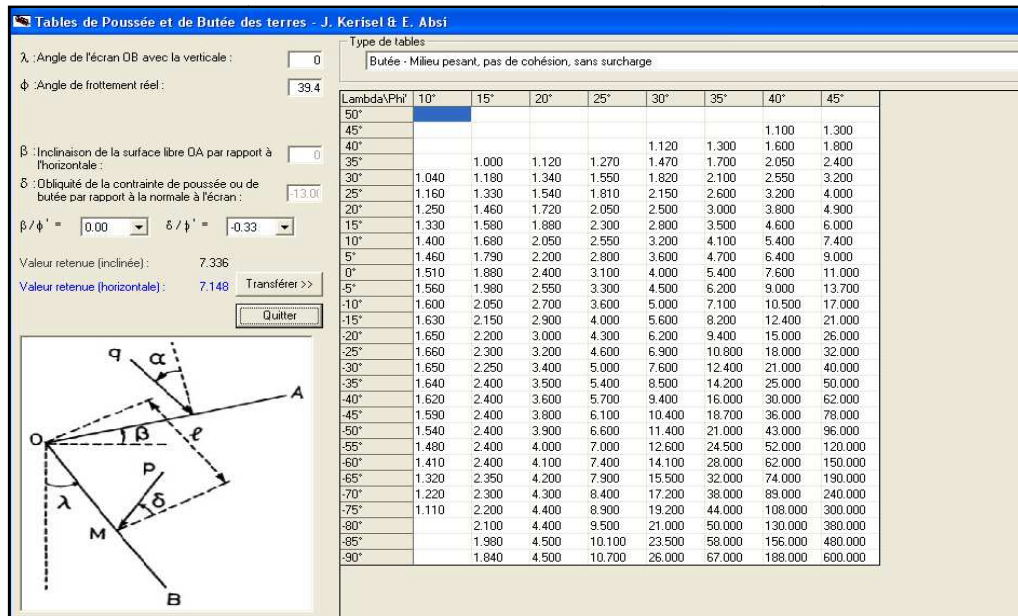


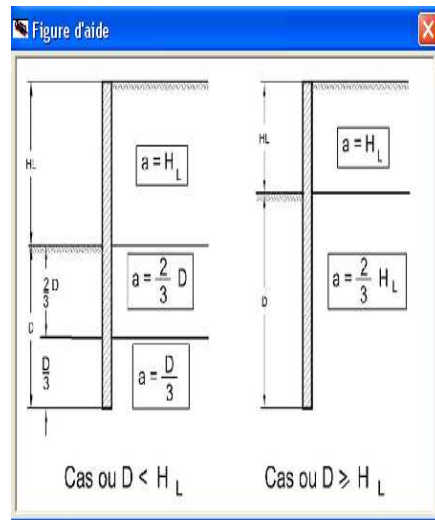
Figure 3.7- calcul des coefficients de poussée et de butée par les tables de Kerisel et Absi et k_h par formule de Balay.

2.1.1.4/- Calcul du coefficient k_h par la formule de Balay

En rappel, l'assistant pour les coefficients de réaction offre au projeteur de choisir une méthode de calcul parmi les trois formes proposées et montrées suivant la figure (3.8a). En effet, le calcul des trois valeurs du coefficient sont possibles sans changer de fenêtre, cela donne le privilège de comparer les valeurs et opter pour un seule méthode.



a)- Introduction des paramètres pour la méthode Balay



b)- Aide au choix du paramètre dimensionnel « a »

Figure 3.8- calcul de coefficient de réaction par la formule de Balay

2.1.1.5/- Calcul du coefficient k_h par la formule de Schmitt et les abaques de Chadeisson

De la même manière, des simulations pour chaque méthode de calcul de coefficients de poussée et de butée ont été effectuées pour lesquelles on a procédé au calcul du coefficient k_h par les deux dernières méthodes. Les mêmes caractéristiques du sol et de la paroi type n°01 sont utilisés néanmoins le sol a été modélisé par une seule couche suivant le modèle illustré par la figure (3.9) ;

Il est à noter que les coefficients de poussée et de butées restent les mêmes du moment qu'ils ne sont pas dépendants de la valeur calculée du coefficient de réaction k_h . Le modèle de calcul numérique est défini par la figure suivante :

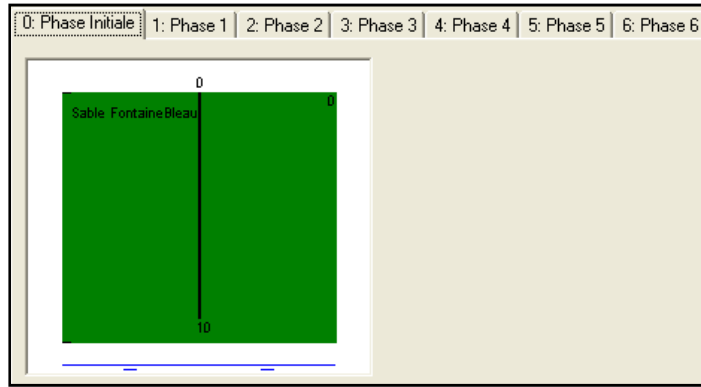


Figure 3.9- Modèle de calcul –Phase Initiale

Les figures ci-après, illustrent les procédés de calcul de coefficient de réaction par les deux méthodes :

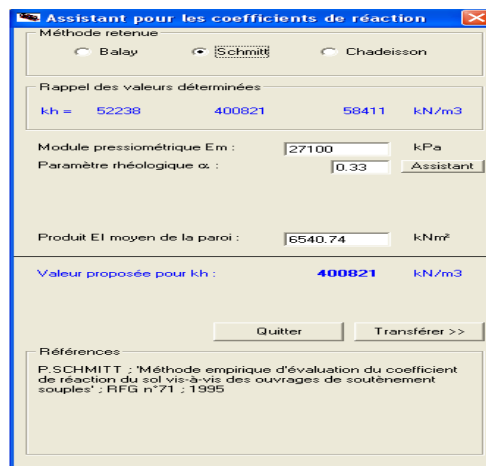
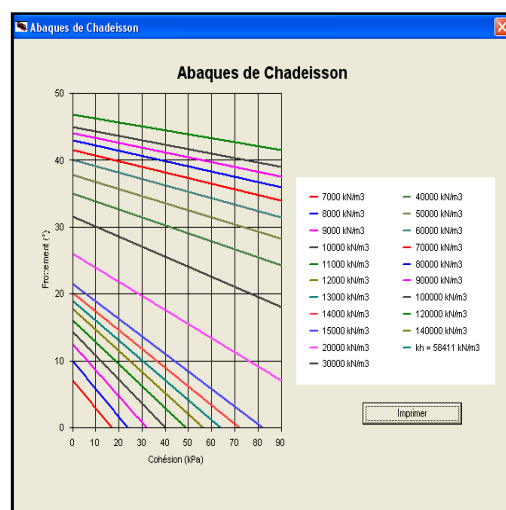


Figure 3.10- calcul de coefficient de réaction par la formule de Schmitt

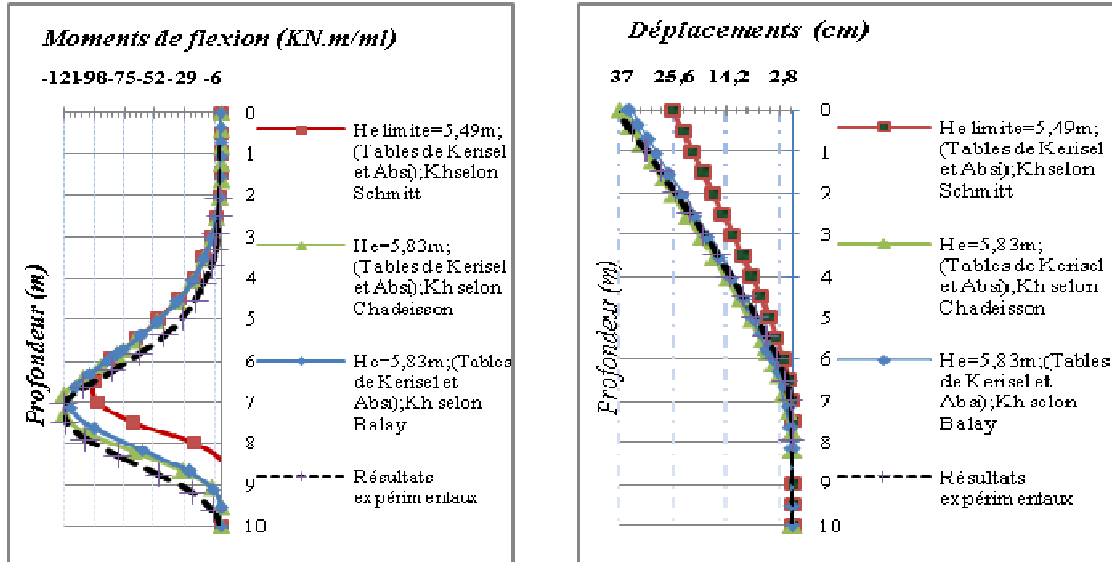


a)-Valeur calculée de coefficient de réaction b)-Valeur à lire sur l'abaque de chadeisson entre les droites (50000 et 60000KN/m3)

Figure 3.11- calcul de coefficient de réaction par les abaques de chadeisson

2.1.1.6/- Résultats et interprétations

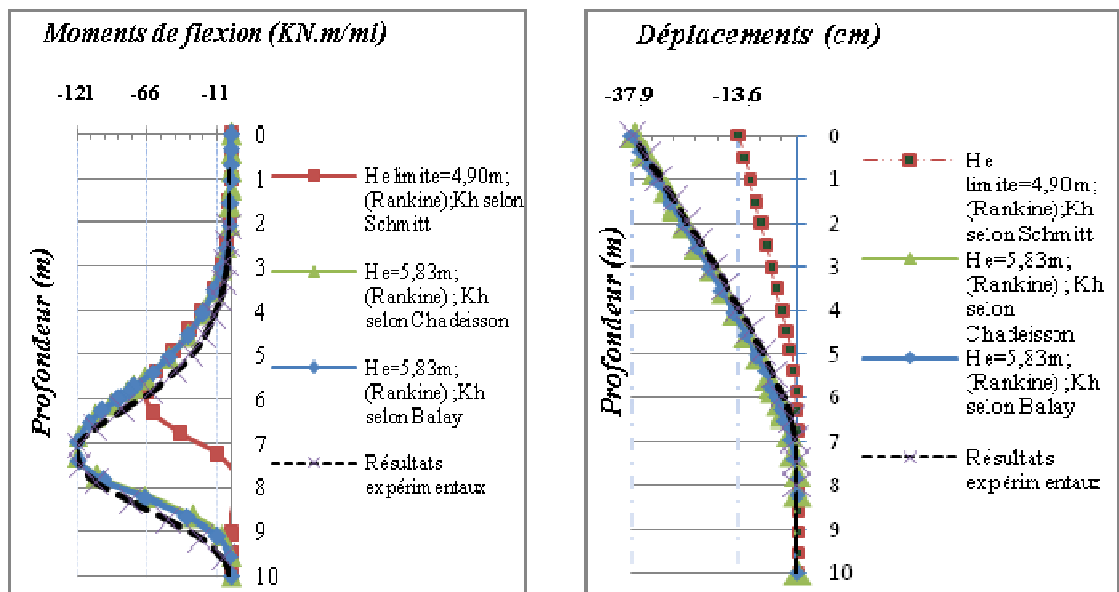
Les résultats de calculs menés par les trois méthodes de calcul des coefficients de poussée et de butée et les autres trois méthodes de calcul de coefficient de réaction sont présentés par les figures (3.12),(3.13) et (3.14) ci-après :



a)-Profils des moments de flexion

b)-Profils de déplacements horizontaux

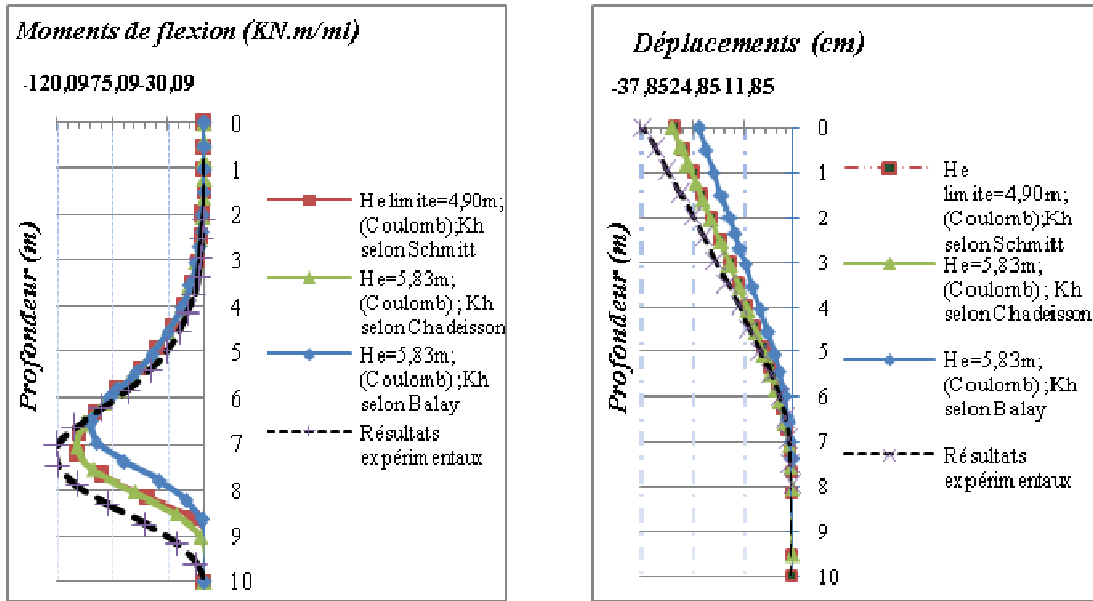
Figure 3.12- Profils des moments de flexion et de déplacements de la paroi n°01 relatifs à la hauteur d'excavation $H_e=5,83m$ calculée en fonction de k_h par les 03 méthodes (Balay-Schmitt et Chadeisson)-avec les tables de Kerisel et Absi.



a)-Profils des moments de flexion

b)-Profils de déplacements horizontaux

Figure 3.13- Profils des moments de flexion et de déplacements horizontaux de la paroi n°01 relatifs à la hauteur d'excavation $H_e=5,83m$ calculée en fonction de k_h par les 03 méthodes (Balay-Schmitt et Chadeisson)- Avec la méthode de Rankine



a)-Profils des moments de flexion

b)-Profils de déplacements horizontaux

Figure 3.14- Profils des moments de flexion et de déplacements horizontaux de la paroi n°01 relatifs à la hauteur d'excavation $H_e=5,83m$ calculée en fonction de k_h par les 03 méthodes (Balay-Schmitt et Chadeisson)-Avec la méthode de coulomb.

Ainsi, les différents résultats obtenus par ces méthode sont regroupés dans la table suivante:

Tableau 3.1- comparaison des résultats par formule de caclul de coefficient de réaction et par méthode de calcul de coefficient de poussée et de butée «écran sans fondation ».

	Formule de Balay			Formule de Schmitt			Abaque de chadeisson		
	Coulomb	Rankine	Tables de Kerisel et Absi	Coulomb	Rankine	Tables de Kerisel et Absi	Coulomb	Rankine	Table de Kerisel et Absi
Hauteur d'excavation limite (m)	6,55	6,55	6,64	5,83	4,90	5,49	5,83	6,39	6,39
Hauteur d'excavation de référence (m)	5,83	5,83	5,83	5,83	5,83	5,83	5,83	5,83	5,83
Moments de flexion maximaux (kN.m/ml)	-92,50	-121	-116	-103	-66,10	-98,20	-104	-121	-121
Déplacements maximaux (cm)	-23,40	-37,90	-34.90	-29.50	-13,60	-25,60	-29,90	-37,10	-37

Il apparaît que le calcul du coefficient de réaction par les **abaques de chadeisson** en utilisant les deux méthodes de calcul des coefficients de poussée et de butée qui sont la méthode de Rankine et par les tables de Kerisel, a donné des résultats très proches de ceux obtenus expérimentalement par l'essai noté A0-1 en annexe III – figure (A1.1).

Le moment maximal estimé à 121kN.m/ml, est également conforme au résultat expérimental avec une légère différence pour le déplacement maximal estimé à 37cm et 37,10cm plus proche de 38 cm obtenu expérimentalement.

Aussi, la formule de **Balay** en utilisant la méthode de Rankine ,a permis de satisfaire un seul résultat également conforme aux résultats expérimentaux et que le moment maximal a été estimé de 121kN.m/ml, de même les déplacements maximaux ont été vérifiés estimés d'une valeur de 37,90cm très proche de 38cm.

La formule de **Schmitt** a sous-estimé de loin les résultats pour les trois méthodes , ceci est dû au coefficient de réaction plus élevé quant les deux autres méthodes donnent des K_h rapprochés donnés respectivement comme suivant :

$$\diamond k_h \text{ de Schmitt} > k_h \text{ de chadeisson} > k_h \text{ de Balay soit } 400821 > 58411 > 52238$$

2.1.2/- Mise en évidence des résultats expérimentaux

Pour le reste des calculs ,on opte pour la première combinaison soit la méthode des abaques de chadeisson en utilisant les 03 méthodes afin de mettre en évidence les résultats expérimentaux .On rappelle que ces résultats faisant référence du présent travail sont obtenus à partir de trois essais identifiés respectivement A0-1, A0-2, A1-1 et A1-2 qui sont répertoriés en annexe(III). Les sollicitations présentées concernent les hauteurs d'excavation 5,73m ;5,83m et 5,95m. Visant à vérifier ces mêmes sollicitations (moments de flexion, pressions des terres) et les déplacements horizontaux par hauteur d'excavation exécutée par phase, on a procédé à des différentes simulations numériques qui ont donné les résultats regroupés en annexe(IV) et particulièrement les figures (A4.1), (A4.2) et (A4.3) à partir desquelles les sollicitations correspondantes aux hauteurs d'excavation sus-référenciées sont extraites et présentées par les figures suivantes (3.15), (3.17) et (3.19) outre les figures (3.16), (3.18) et (3.20) présentent les sollicitations sur l'écran sous forme de fenêtre pour chaque hauteur de référence:

a/-Hauteur d'excavation (He=5.73m)

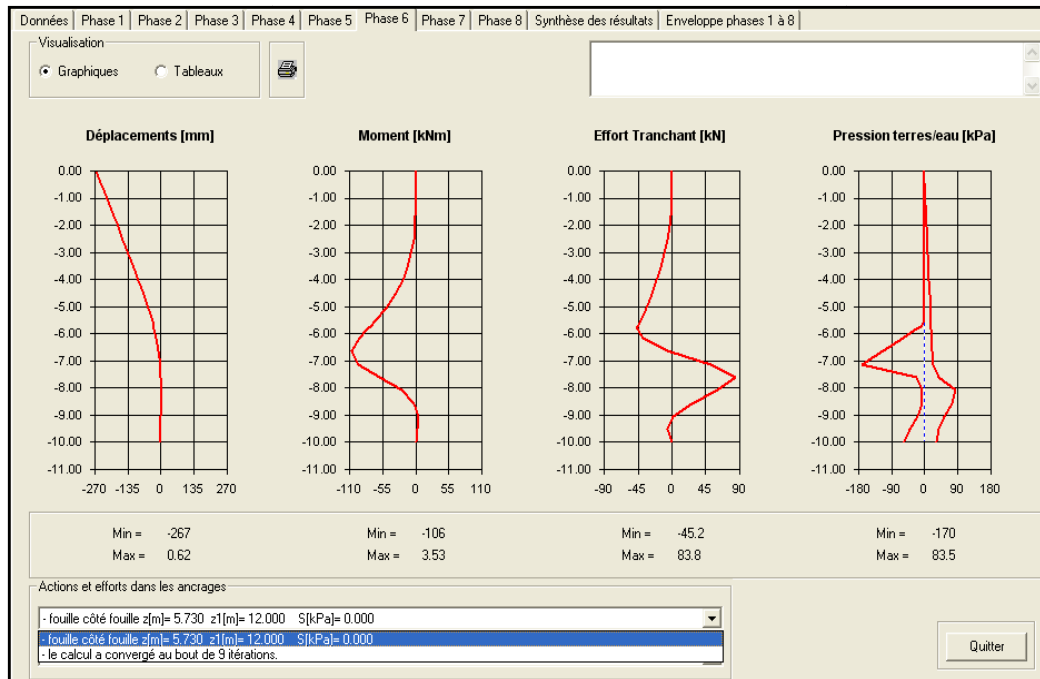
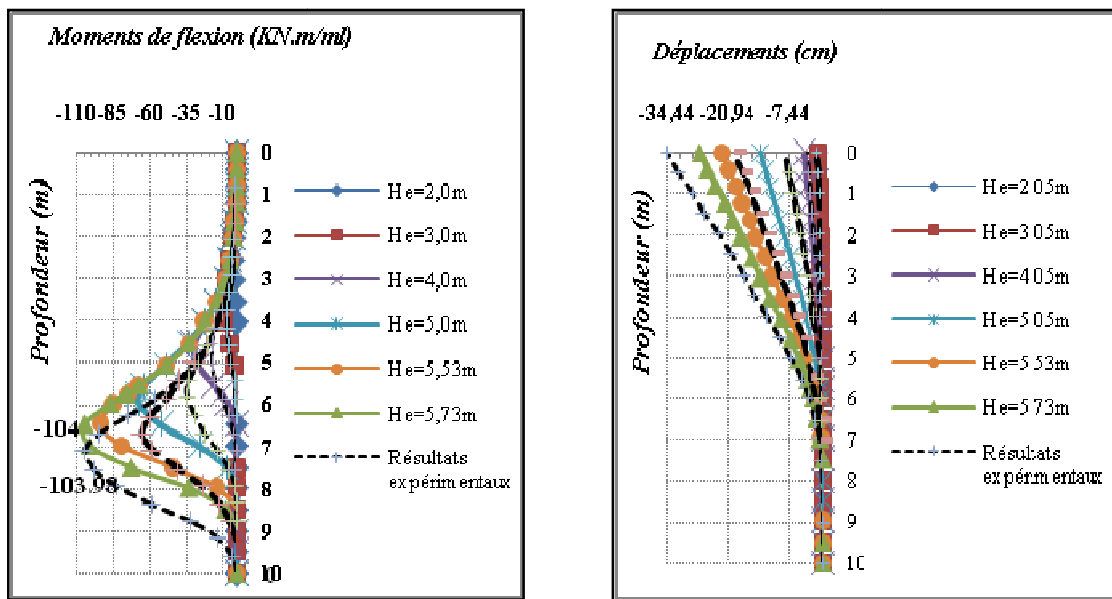


Figure 3.15- Présentation des sollicitations correspondantes à la dernière phase (He=5,73m).



a)-Profils des moments de flexion

b)-Profils de déplacements horizontaux

Figure 3.16- Profils de moments de flexion et de déplacements horizontaux en tête de la paroi n°01- (k_a et k_p calculés par les tables de Kerisel et k_h par la méthode de Chadeisson)-He=5,73m

b/-Hauteur d'excavation (He=5.83m)

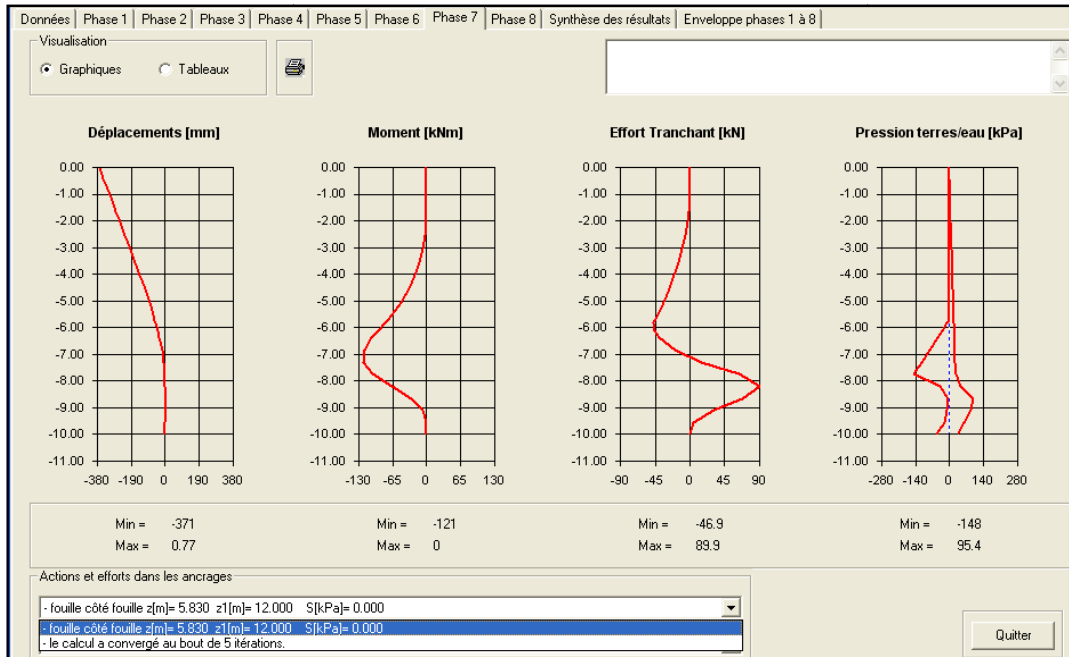
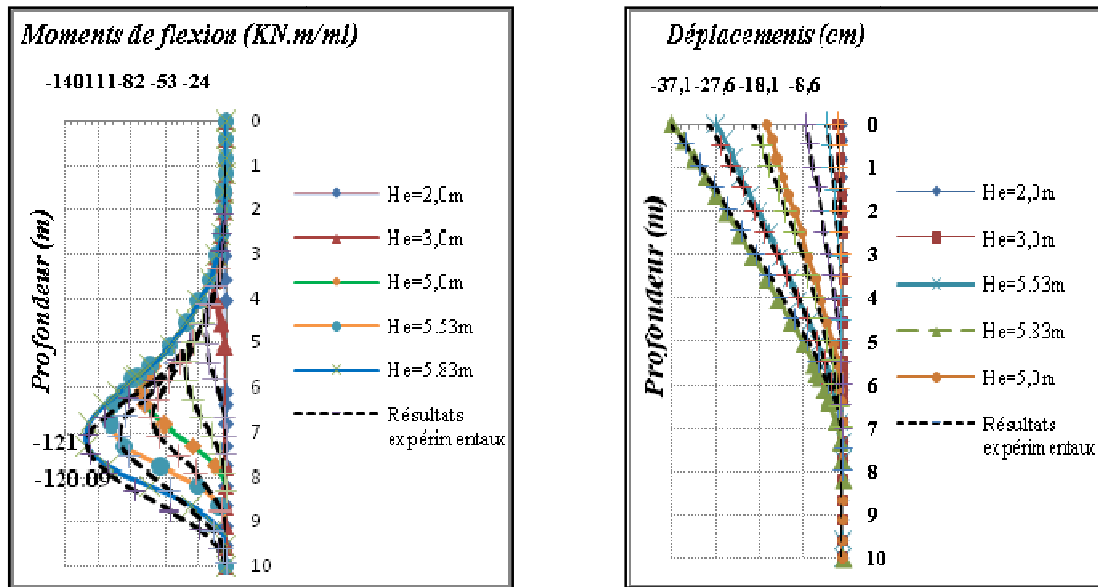


Figure 3.17- Présentation des sollicitations correspondantes à la dernière phase (He=5,83m).



a)-Profils des moments de flexion

b)-Profils de déplacements horizontaux

Figure 3.18- Profils de moments de flexion et de déplacements horizontaux en tête de la paroi n°01-(k_a et k_p calculés par méthode de Rankine et k_h par la méthode de Chadeisson)-He=5,83m

c/-Hauteur d'excavation (He=5.95m)

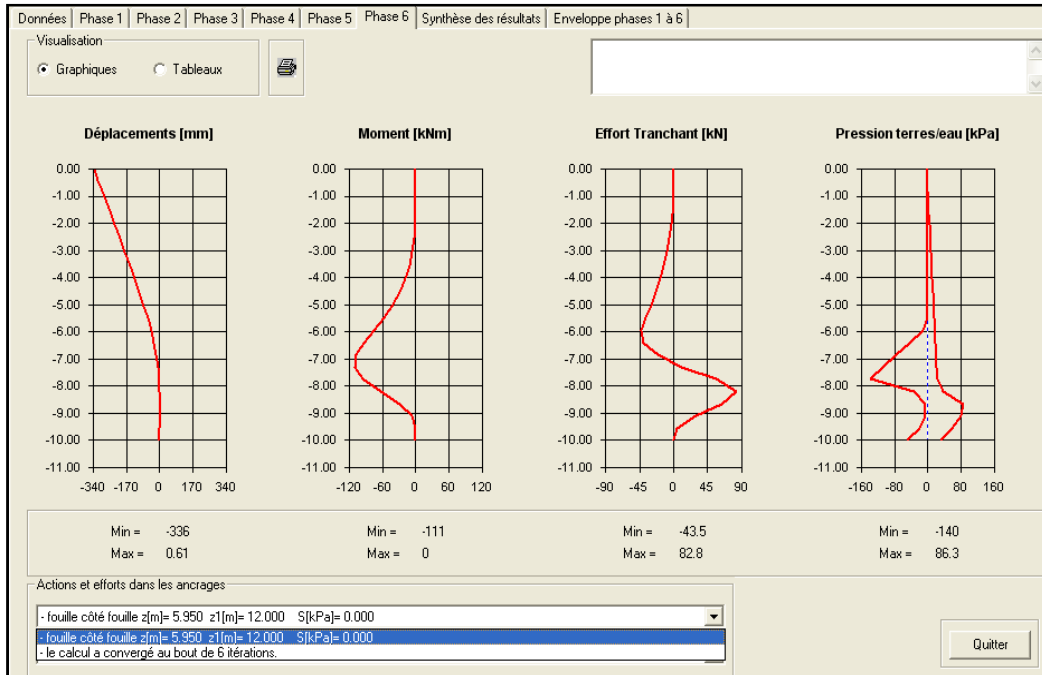
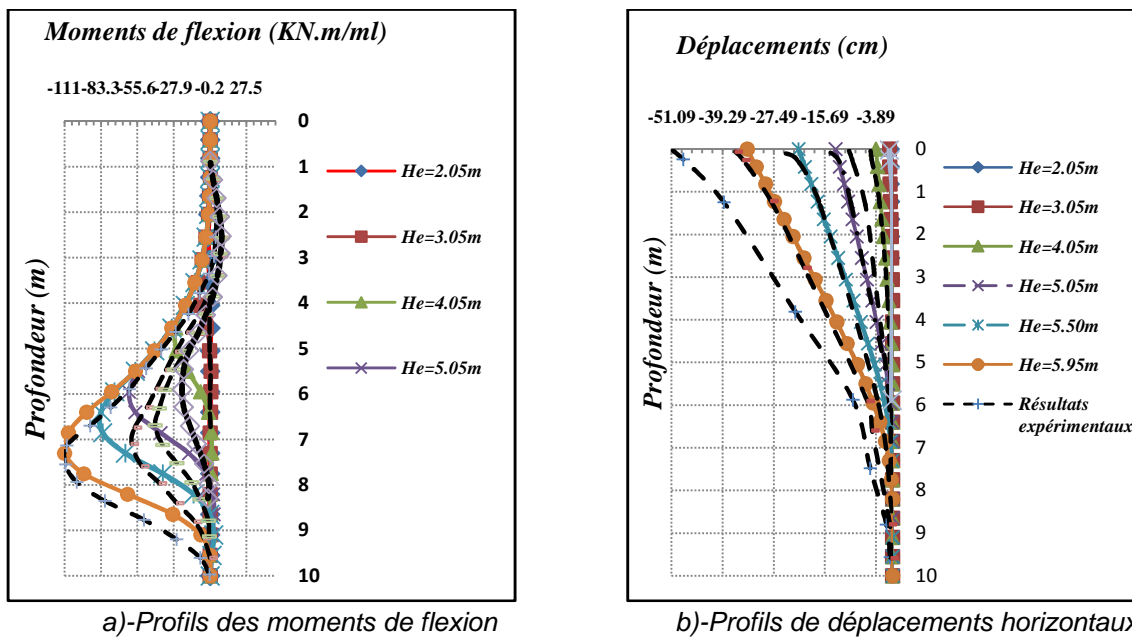


Figure 3.19- Présentation des sollicitations correspondantes à la dernière phase (He=5,95m).



a)-Profils des moments de flexion

b)-Profils de déplacements horizontaux

Figure 3.20- Profils de moments de flexion et de déplacements horizontaux en tête de la paroi n°1-(k_a et k_p calculés par méthode de Coulomb et k_h par la méthode de Chadeisson)-He=5,95m

2.1.2.1/- Influence de pressions des terres sur les résultats

Concernant les pressions des terres, on présente suivant la figure ci-dessous un état global des pressions de terres influçant le comportement de l'écran et ce uniquement pour la hauteur d'excavation $H_e=5,83m$, la figure (A4.3) jointe en annexe (IV) présente un détail par chaque type de pression sur les deux cotés de la paroi n°01 pour cette même hauteur d'excavation.

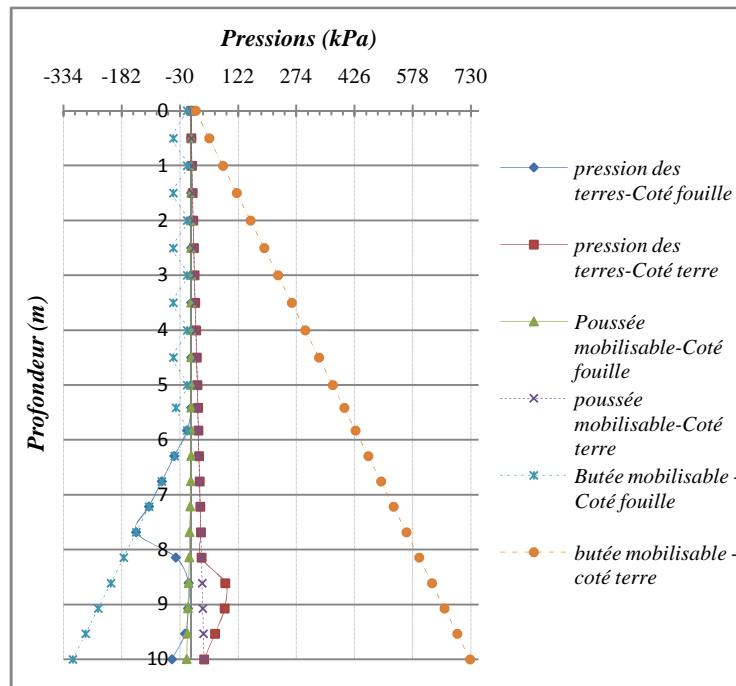


Figure 3.21- Etat global de pressions des terres sur les deux cotés de la paroi n°01 pour la hauteur d'excavation $H_e=5,83m$.

On distingue rapidement que la butée mobilisable(coté terre) du sol soutenu ou contre butée est 2,50 fois plus grande à la butée mobilisable (coté fouille ou excavation). Jusqu'au niveau de la profondeur de 6m, la butée mobilisable (coté excavation) a une répartition sinusoidale de pic très faible qui vaut 45kPa et elle s'annule à 6m et pour le même niveau dans l'autre coté –sol soutenu, la butée mobilisable détient une répartition triangulaire d'une valeur de 426kPa. Au delà de 6m jusqu'au pied de l'écran, en coté excavation la butée prend une répartition triangulaire jusqu'à avoir une grandeur d'environ de 304kPa. On constate que l'écran se trouve en état de déséquilibre ce qui provoque des déplacements maximaux en tête de l'écran, en dépit qu'il n'est pas bien apparu sur les profils de déplacements, l'écran en pied se déplace vers le fond de la fouille par effet du déséquilibre théorique entre les deux butées sur les deux cotés .

2.1.2.2/- Interprétation des résultats et commentaires

Les résultats conclus concernant l'écran **sans fondation** sont comme suivant :

- ❖ Les hauteurs d'excavation expérimentales de référence (5,73m ;5,83m et 5,95m) sont correctement estimées ;
- ❖ Le comportement de l'écran est correctement retranscrit et il globalement conforme à celui montré par les essais expérimentaux et aux théories admises.
- ❖ L'encastrement réel est convenablement représenté sur les figures relatives aux profils de déplacements en tête qui illustrent clairement la hauteur de fiche d'encastrement située entre les cotes de 6m et 10m et en effet, la déformée ne concerne que la partie au dessus du fond de fouille ;
- ❖ Les valeurs de moments de flexion maximaux sont également conformes aux résultats expérimentaux et s'insèrent dans les plages de valeurs expérimentales mais en début d'excavation sont sous-estimés et spécialement pour les 04 premières hauteurs;
- ❖ Les déplacements maximaux sont sous -estimés pour les hauteurs d'excavation 5,73m et 5,95m. ayant pour valeurs de déplacements maximaux égales à 27,20cm et 33,60cm sous-estimées de moins de 20% à 32,80% des résultats expérimentaux (34cm et 50cm).

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

2.2/- Facteurs influant sur le comportement de l'écran

2.2.1/- Influence de la rigidité

Les différentes simulations effectuées pour étudier l'influence de la rigidité de l'écran sur son comportement portent sur l'utilisation des coefficients de pousée et de butée calculés par la méthode de Rankine avec le coefficient de réaction calculé par les abaques de chadeisson. Les paramètres de la paroi moulée en béton de la table (2.5) relatifs aux cinq types de parois sont aussi utilisés. Les paramètres du sol sont ceux utilisés auparavant. Les résultats obtenus sont présentés suivant les figures (3.22), (3.23) et (3.24) ci-dessous:

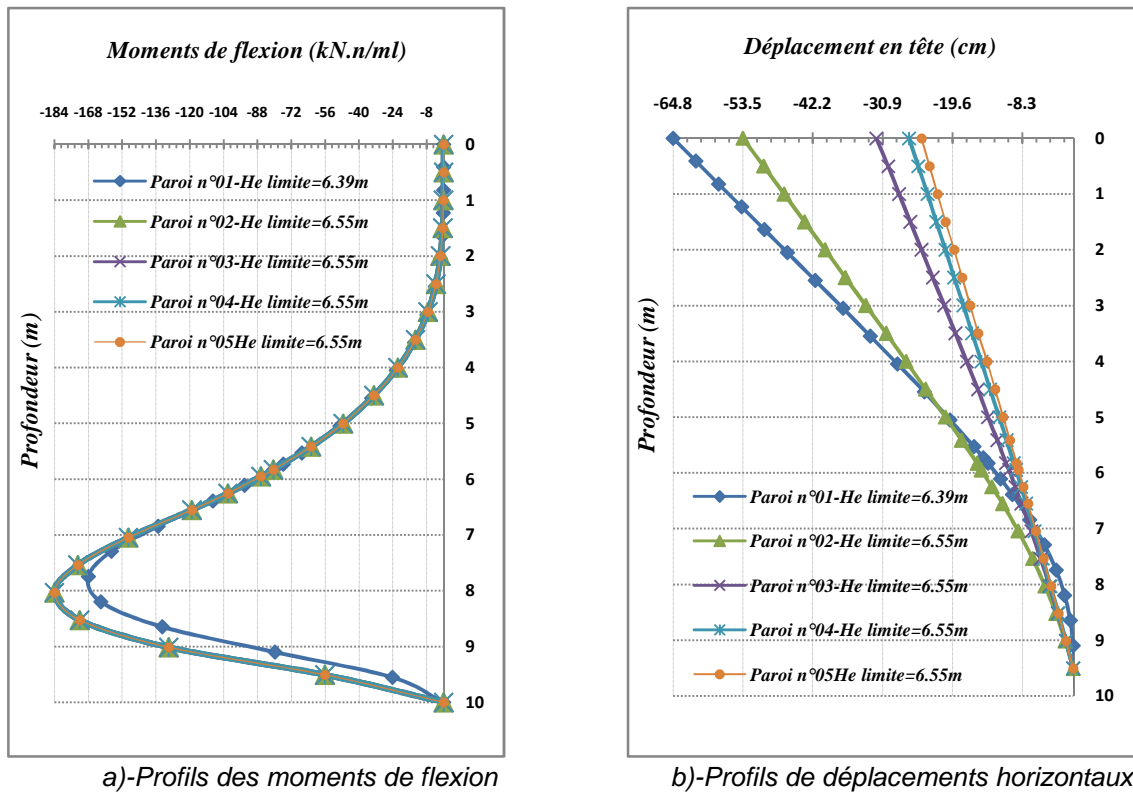


Figure 3.22- Evolution des moments de flexion et de déplacements avec la variation de sa rigidité par niveaux de profondeurs- (k_h de Chadeisson et k_a, k_p selon Rankine).

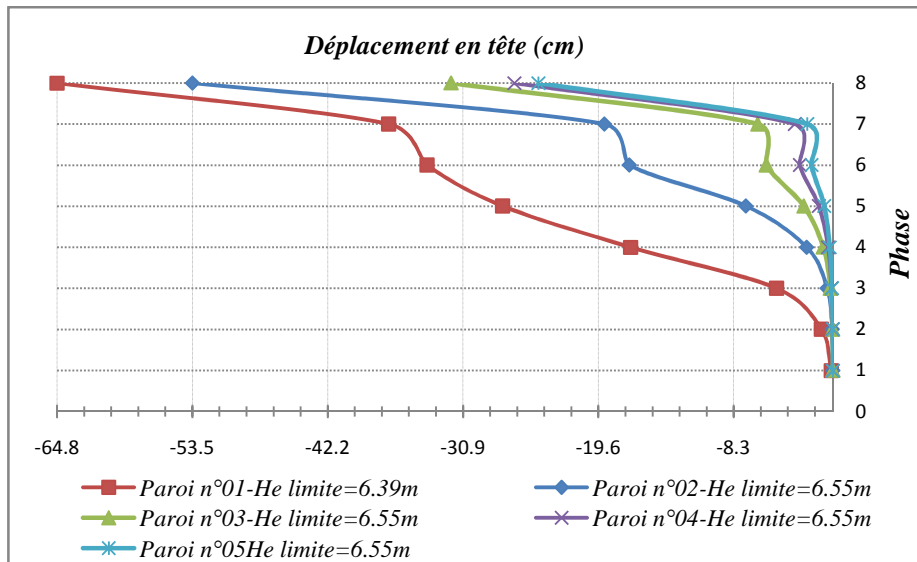


Figure 3.23- Evolution des déplacements horizontaux de l'écran avec phases d'excavation (k_h de Chadeisson et k_a, k_p selon Rankine)

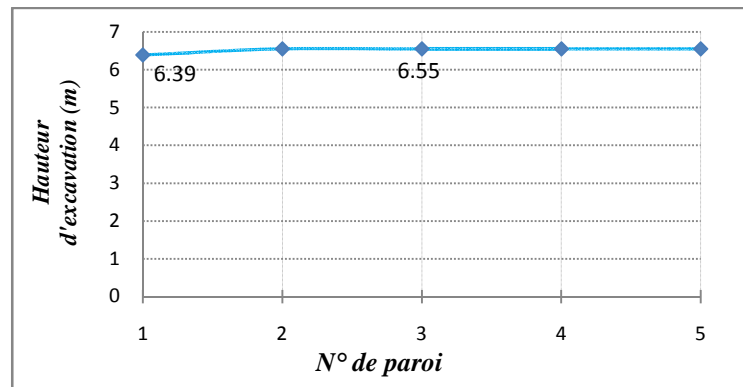


Figure 3.24- Evolution de la hauteur d'excavation limite par paroi- H_e (m) – (k_h de Chadeisson et k_a, k_p selon Rankine)

2.2.1.1/- Interprétation et commentaires

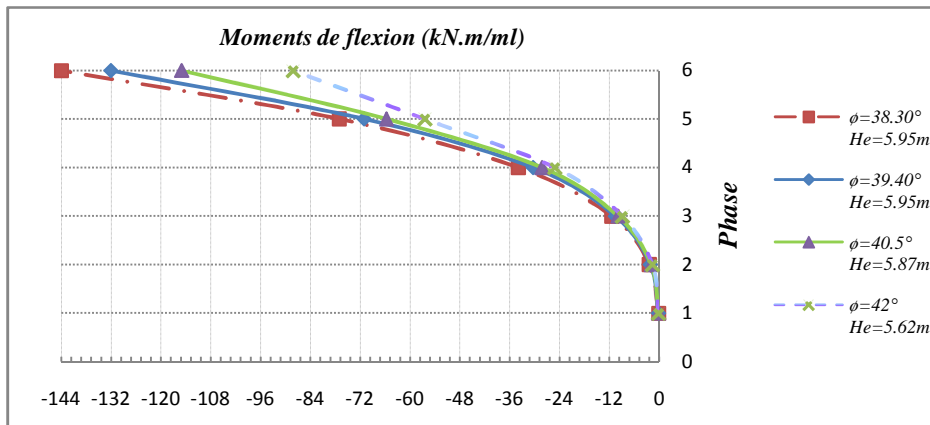
Il résulte de l'interprétation des graphes sus-cités ce qui suit :

- ❖ Les moments de flexion évoluent avec l'augmentation du produit d'inertie affecté pour chaque type de paroi – figure (3.22a). Concernant la paroi n°01, le moment de flexion maximal vaut 168kN.m/ml, pour le reste des types de parois, le moment de flexion maximal converge vers la même valeur de 184kN.m/ml avec un écart de +11%.
- ❖ Les profils de déplacements horizontaux illustrent mieux et clairement l'influence de la rigidité de l'écran sur le comportement de l'écran – figure (3.22b). Au niveau du fond de la fouille ($H_e = 6,55$ m, en pied de l'écran), on enregistre une courbure du profil décalée par rapport aux autres profils, faisant une inflexion et se chevauche avec les autres profils. Ceci explique la flexibilité de l'écran n°01. Plus la rigidité de l'écran augmente plus les profils de déplacements ont tendance à se rapprocher. Au delà du fond de la fouille, les profils s'écartent par l'effet de déchargement du sol et par conséquent les déplacements horizontaux diminuent logiquement avec l'augmentation de la rigidité de l'écran.
- ❖ La hauteur d'excavation limite correspondant à la paroi n°01 estimée à 6,39m est plus proche à la valeur estimée expérimentalement de 6,30m (Gaudin, 2002). Pour les autres types de l'écran, la hauteur d'excavation limite est de 6,55m.
- ❖ Les déplacements horizontaux des écrans sont nuls pour les deux premières phases - figure (3.23). Au delà de 01m d'excavation, La paroi n°01 s'est déplacée à partir de la 1^{ère} phase (au-delà de 1m), la paroi n°02 s'est déplacée à partir de la 3^{ème} phase (au-delà de 3m), pour le reste des types de la paroi, les déplacements ont été enregistrés durant la 4^{ème} phase (au-delà des 4m).

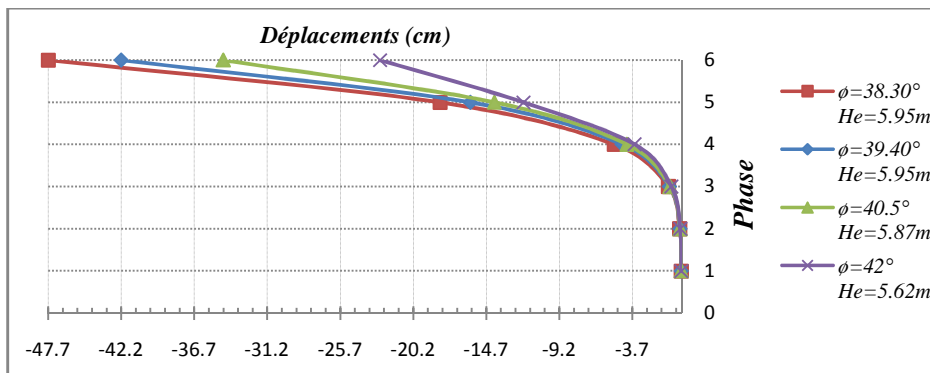
En conclusion, ce comportement de l'écran constaté est logique, il est évident que plus la rigidité augmente plus il résiste aux efforts qui lui sont appliqués et par conséquent les déplacements horizontaux diminuent.

2.2.2/- Influence de l'angle de frottement du sol

Les simulations visant à étudier l'influence de l'angle de frottement du sol sur le comportement de l'écran portent sur l'utilisation des mêmes coefficients de poussée et de butée calculés par la méthode de Rankine avec le coefficient de réaction calculé par les abaques de Chadeisson. Les paramètres de la paroi moulée en béton de la table (2.7) relatifs seulement à la paroi n°01 sont utilisés. Les paramètres du sol sont ceux utilisés auparavant sauf que la valeur de l'angle de frottement a été prise dans un intervalle de $40,50^\circ \mp 1,50$ - table (2.6), les résultats obtenus sont présentés suivant les figures (3.25) et (3.26) ci-dessous:



a)-Profils des moments de flexion



b)-Profils de déplacements horizontaux.

Figure 3.25- Evolution des moments de flexion (a) et de déplacements (b) avec la variation de l'angle de frottement interne du sol avec k_h de Chadeisson et k_a, k_p selon Rankine

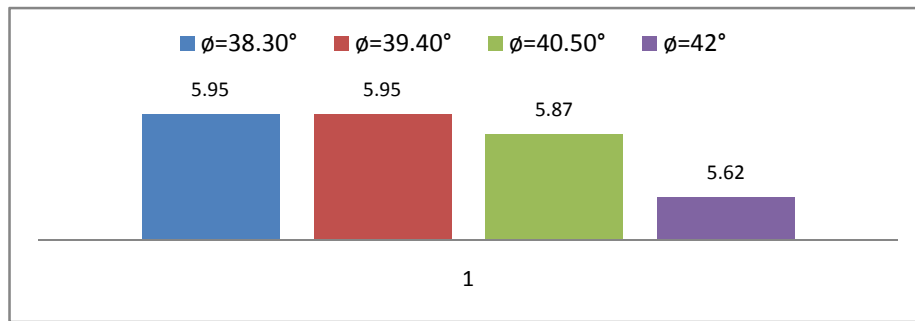


Figure 3.26- Hauteur limite d'excavation relative à l'angle de frottement interne du sol - (k_h de Chadeisson et k_a, k_p selon Rankine)

2.2.2.1/- Interprétation et commentaires

Il résulte de l'interprétation des graphes sus-cités ce qui suit :

- ❖ Les déplacements horizontaux de l'écran sont nuls pour les deux premières phases – figure (3.25b). Durant la 3^{ème} phase, la paroi commence à se déplacer vers le fond de la fouille et les profils de déplacements relatifs à chaque valeur de l'angle de frottement restent serrés. A partir de la 4^{ème} phase, on constate que ces profils se dispersent. Il s'avère que lorsque l'angle de frottement diminue, les déplacements augmentent progressivement. Donc, les déplacements horizontaux de l'écran évoluent inversement avec la diminution de la valeur de l'angle de frottement.
- ❖ A l'instar des déplacements horizontaux, on constate que les moments de flexion eux-mêmes et la hauteur d'excavation limite, évoluent inversement avec la diminution de l'angle de frottement – figures (3.25a) et (3.26).

Finalement, on distingue que l'angle de frottement influe sur le comportement de l'écran de soutènement étudié et par conséquent, de même que les déplacements et la hauteur d'excavation limite, les sollicitations (moments de flexion et efforts tranchants) auxquelles est soumis l'écran évoluent inversement avec la regression de cet angle de frottement.

2.2.3/- Influence de la hauteur de l'écran

En effet, les simulations effectuées pour étudier l'influence de la hauteur de l'écran sur le comportement de l'écran visent à définir la fiche maximale de l'écran dans le sol étudié. Les données de calculs portent sur l'utilisation des coefficients de poussée et de butée calculés par les tables de Kerisel et Absi avec le coefficient de réaction calculé par les abaques de chadeisson. Les paramètres de la paroi moulée en béton de la table (2.5) relatifs seulement à la paroi n°1 sont utilisés. Les paramètres du sol sont ceux utilisés auparavant. Les résultats obtenus sont présentés suivant les figures (3.27) et (3.28) ci-dessous:

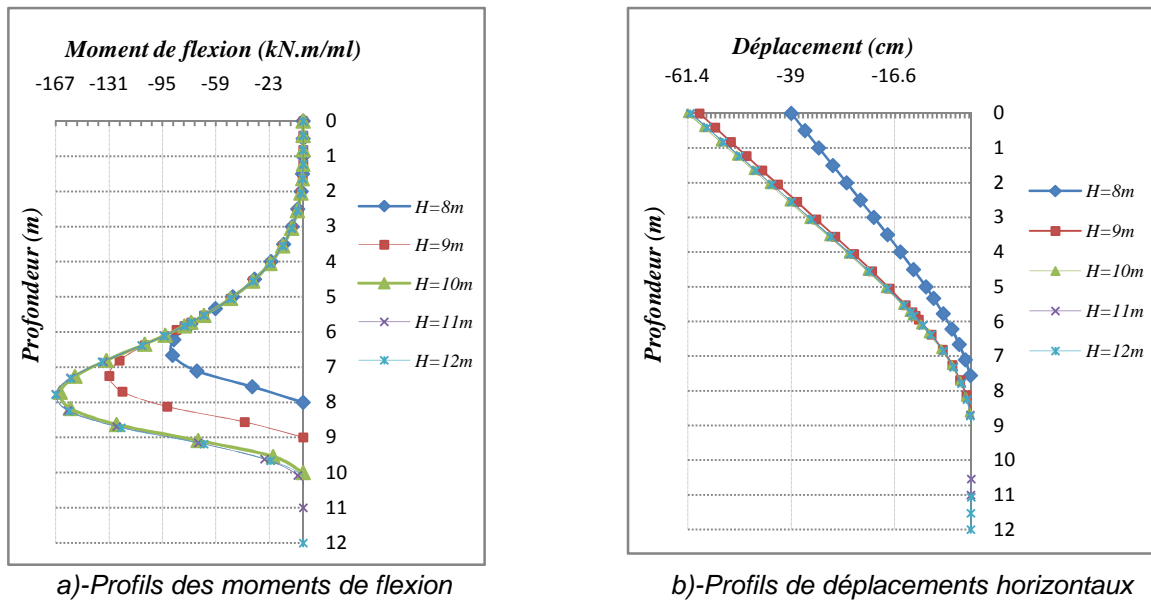


Figure 3.27- Evolution des moments de flexion et de déplacements avec la variation de la hauteur de l'écran sans chargement (k_h de Chadeisson et k_a, k_p selon les tables de Kerisel et Absi)

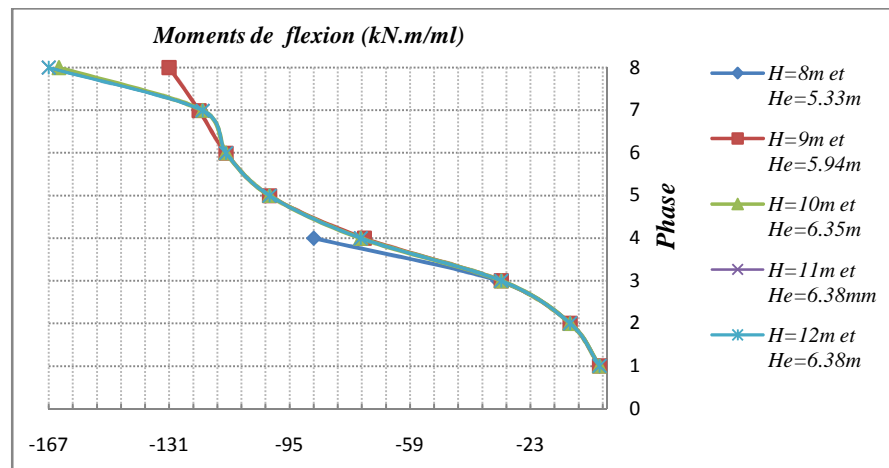


Figure 3.28- Convergence des résultats de calculs des moments de flexion par phase (k_h de Chadeisson et k_a, k_p selon selon tables de Kerisel et Absi).

2.2.3.1/- Interprétation et commentaires

Il résulte de l'interprétation des graphes sus-cités ce qui suit :

- ❖ Les moments de flexion évoluent avec l'augmentation de la hauteur de l'écran- figure (3.27a). Pour la hauteur H=8m, le moment de flexion se rapproche de la valeur de 87,80kN.m/ml et pour H=9m, il détient la valeur de 131kN.m/ml. A partir de la Hauteur de 10m jusqu'à 12m, les profils de moments de flexion convergent vers la valeur de 167kN.m/ml .
- ❖ Autre que le premier profil de déplacements relatifs à la hauteur de l'écran H=8m, les autres profils se rapprochent les uns aux autres pour atteindre des valeurs maximales en tête de l'écran ,proches de 61,40cm- figure (3.27b).

- ❖ Concernant la hauteur $H=8\text{m}$, les calculs ne convergent plus au-delà de la 4^{ème} phase (4m) donnant une hauteur d'excavation limite estimée à 5,33m et par contre ,pour le reste des autres hauteurs, les calculs convergent jusqu'au 8^{ème} phase atteignant une hauteur d'excavation limite variant de 5,94m à 6,38m – figure (3.28).
- ❖ Pour les hauteurs de 10 à 12m et à partir de la 7^{ème} phase ,les moments de flexion évoluent rapidement. En outre ,ces moments s'annulent au niveau de la cote égale à 10m et au-delà de ce niveau, l'écran semble non affecté par les sollicitations résultantes – figure (3.28).

En conclusion,le comportement de l'écran est globalement retranscrit conformément aux essais expérimentaux. Les moments de flexion et les déplacements latéraux évoluent proportionnellement avec la hauteur de l'écran néanmoins la hauteur maximale que peut avoir l'écran est $H=10\text{m}$ car la hauteur d'excavation limite estimée par les calculs varie entre 6,35 à 6,38m et il s'agit d'une reproductibilité des valeurs de moments et de déplacements au-delà de cette hauteur– Voir les figures (3.27a) et (3.27b). On peut dire que la hauteur de l'écran n'a pas un effet assez considérable sur son comportement néanmoins, sa fiche conditionnée par l'estimation de la hauteur d'excavation limite demeure un facteur influant sur la cinématique de cet écran.

Remarque

Suivant les figures 3.22 ; 3.27 et 3.28, les résultats obtenus par les deux méthodes (Rankine et tables de Kerisel et Absi) et relatifs aux moments de flexion, déplacements horizontaux maximaux et hauteurs d'excavation limites (paroi n°01), sont presque similaires .

3/- Modélisation du sol-écran de soutènement avec fondation

L'écran avec sol soutenu chargé a été simulé en faisant varier la charge de 50kPa jusqu'à 300kPa par un incrément de charge égal à 50kPa en tenant compte de la distance aussi prise variable entre l'écran et la fondation ayant pour valeurs :0,00 ;0,75 ;1.50 ;2,50 et 4,00m. Les charges modélisées sont du types Boussinesq et Graux.S'agissant de l'utilisation de deux coefficients de réaction, l'un est calculé suivant la formule de Balay et l'autre est estimé par les abaques de chadeisson, il en résulte 04 types de charges notés respectivement :*Bous1, Graux1, Bous2 et Graux2*.

Les résultats obtenus de différentes simulations sont représentés suivant les figures de (A4.4) à (A4.7) en annexe (IV). A titre de présentation, on s'intéresse ici au cas du sol soutenu chargé à une distance de $X=0,75\text{m}$ dont la figure (3.29) ci-dessous illustre l'influence du coefficient de réaction et le type de charges appliquées sur les efforts de sollicitations affectant l'écran et sur les déplacements résultants:

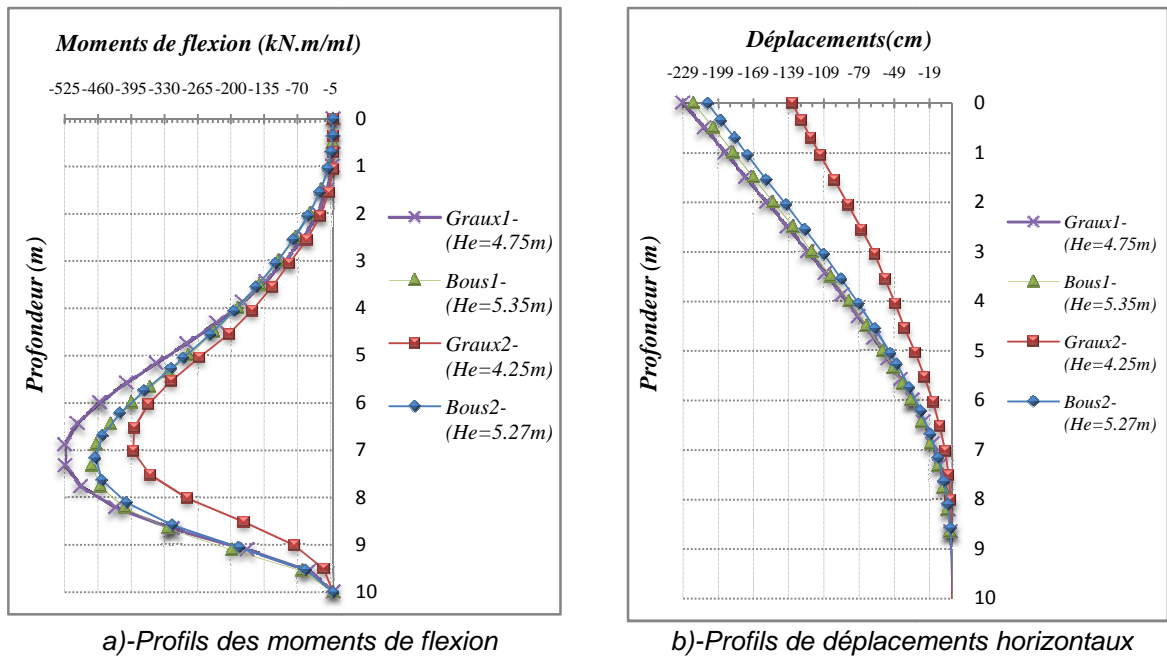


Figure 3.29- Influence du coefficient de réaction et le type de charges sur les moments de flexion (a) et les déplacements (b)-Cas de sol soutenu chargé de $q=300$ kPa à distance $X=0,75$ m de la paroi n°01

- AVEC :
- Bous1** : Charge type de Boussinesq et calcul avec k_h selon la formule de Balay.
 - Graux1**: Charge type de Graux et calcul avec k_h selon la formule de Balay.
 - Bous2** : Charge type Boussinesq et calcul avec k_h selon les abaques de chadeisson.
 - Graux2**: Charge type Graux et calcul avec k_h selon les abaques de chadeisson.

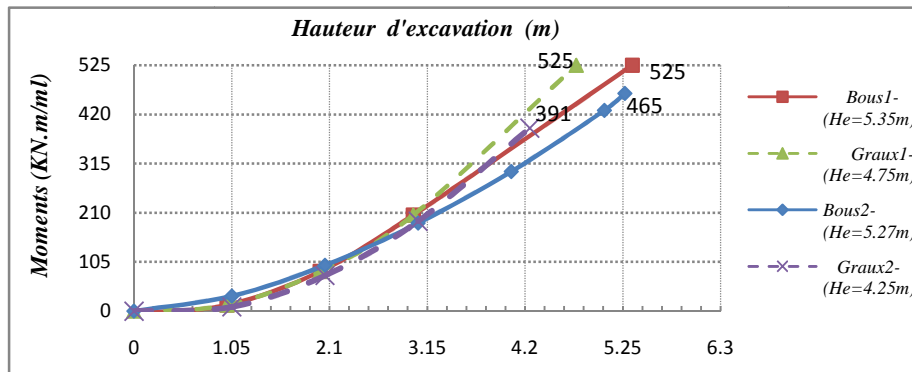


Figure 3.30- Profils de moments de flexion sur l'écran n°01 au cours de l'excavation pour différentes charges -Sol soutenu chargé à $X=0,75$ m avec $q=300$ kPa

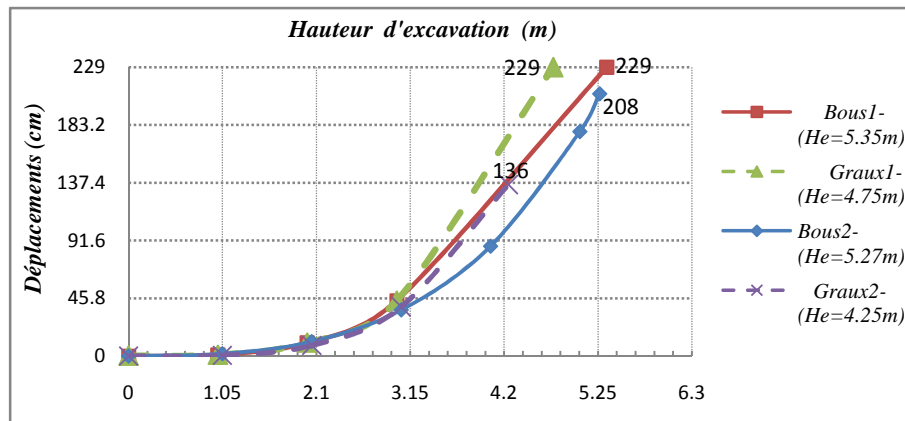


Figure 3.31- Profils de **déplacements** horizontaux de l'écran n°01 au cours de l'excavation pour différentes charges -Sol soutenu chargé à $X=0,75m$ avec $q=300 kPa$

3.1/- Interprétation des résultats et commentaires

Il résulte de l'interprétation des graphes sus-cités ce qui suit :

- ❖ le comportement de l'écran est retranscrit et il est globalement conforme à celui montré par les essais expérimentaux et aux théories admises.
- ❖ Les hauteurs d'excavation limites obtenus pour les 04 types de surcharges différents à celles des essais expérimentaux.
- ❖ L'ensemble des 04 types de charges ont donné des moments de flexion et des déplacements fortement surestimés et par conséquent ils ne traduisent pas correctement l'interaction sol-écran et la fondation.
- ❖ On observe que la surcharge de type *Graux1* a donné les plus grandes valeurs et en revanche la surcharge du type *Graux2* a donné les faibles valeurs tandis que les deux autres surcharges *Bous1* et *Bous2* ont donné des valeurs de moments de flexion et de déplacements très rapprochées— figures (3.29a) et (3.29b), On constate que l'écran a préservé presque le même comportement sous l'effet des deux surcharges *Bous1* et *Bous2* (Allures des profils rapprochées), ceci est rendu aux pressions résultantes moins fortes. L'écart entre les deux moments de flexion maximaux correspondants
- ❖ (525kN.m/ml, 465kN.m/ml) est de 13% et pour les déplacements (229cm, 208cm), l'écart est de 10%, mais sous l'effet des deux surcharges *Graux1* et *Graux2*, l'écart entre les deux déplacements (139cm et 229cm) est de 65%. Pour les deux moments de flexion maximaux, l'écart est estimé à 33%. On distingue alors que l'écran a subi des pressions importantes en pied de l'écran dues à l'action de cette dernière surcharge et par conséquent il avait un comportement différent.
- ❖ La surcharge Boussinesq a estimé des hauteurs d'excavation limites presque analogues (5,35m et 5,27m) pour les deux types respectivement *Bous1* et *Bous2*. La situation est de pareil cas pour la surcharge de *Graux* qui a donné des hauteurs d'excavation limites (4,75m et 4,25m) relatives respectivement aux deux types *Graux1* et *Graux2*. On distingue ici que le coefficient de réaction calculé par la formule de *Balay* surestime légèrement les valeurs résultantes.

Finalement, les deux types de surcharges ont fortement surestimé les valeurs obtenues des moments de flexion et des déplacements horizontaux, l'influence du coefficient de réaction a été observée sur ces résultats relatifs à la surcharge de Graux et elle est de moindre incidence dans le cas de la surcharge de Boussinesq.

4/- Conclusion

L'application de la méthode du coefficient de réaction pour l'étude et l'analyse du comportement de la paroi moulée nous a permis de relever ce qui suit :

a/- Ecran sans fondation

Lorsque le sol soutenu est non chargé, il a été constaté que le comportement de l'écran est correctement retranscrit et il est conforme aux constatations expérimentales. Cependant la méthode a sous estimé les valeurs des moments de flexion pour les quatre premières phases et elle semble limitée pour estimer correctement les déplacements latéraux .

Les moments sont peu influés par la variation de la rigidité et ils évoluent avec la régression de l'angle de frottement. En revanche, les déplacements horizontaux diminuent avec l'augmentation de la rigidité et ils évoluent avec la diminution de l'angle de frottement.

La variation de la hauteur de l'écran n'a pas un effet assez considérable sur les valeurs des moments de flexion et des déplacements latéraux et en conséquence, les profils en correspondants se reproduisent en atteignant la hauteur maximale de 10m.

A l'instar des moments de flexion et des déplacements horizontaux, il a été constaté aussi que la hauteur limite d'excavation augmente avec la régression de l'angle de frottement interne du sol.

b/- Ecran avec fondation

Lorsque le sol soutenu est chargé par une fondation, il a été constaté aussi que le comportement de l'écran est correctement retranscrit et il est conforme aux constatations expérimentales. Cependant la méthode n'a pas parvenu à traduire correctement l'interaction de l'écran-fondation vis-à-vis les résultats expérimentaux et en conséquence, les valeurs des moments de flexion et des déplacements horizontaux sont fortement surestimés.

Chapitre IV

Modélisation numérique du comportement de l'écran de soutènement autostable en utilisant la méthode des éléments finis

1/- Introduction

De même ,pour la modélisation numérique du sol et l'écran de soutènement, par le biais du logiciel *Plaxis2D-V8.5*, les données de bases relatives aux paramètres intrinsèques du sol et paramètres mécaniques de la paroi, fondation indiqués au chapitre II, ont été utilisés. On rappelle qu'il s'agit d'une paroi moulée en béton armé fichée dans du sable fontainebleau. Les simulations ont été exécutées en deux phases distinctes, en premier lieu, il a été procédé à des simulations de l'écran sans que le sol soutenu soit chargé, c'est à dire en absence de la fondation.

Les dimensions géométriques optées pour les calculs sont celles conseillées pour la modélisation d'une excavation non soutenue en déformation plane – figure (1.29), avec les grandeurs maximales, Le sol est modélisé par la loi de comportement de *Mohr-Coulomb*, la paroi moulée de hauteur de 10m et la fondation de dimensions 2,00m x2,20m, sont modélisées par l'élément « *poutre-plate* ». La fondation subit des actions de surcharges allant jusqu'à 300kpa. Lors d'exécution des simulations, on a utilisé 04 types de maillages pour s'assurer de la reproductibilité et de la divergence des résultats. Les conditions aux limites appliquées sont gérées automatiquement selon l'option par défaut. Les calculs sont exécutés par phase d'excavation par une hauteur de 1m sauf pour les 02 à 03 dernières phases selon le cas simulé, cette hauteur est fixée selon la convergence des calculs ou selon la hauteur d'excavation souhaitée.

Il est à noter que deux valeurs distinctes de la cohésion du sol C (0 et 2,30kPa) ont été considérées dans les simulations conditionnées par le coefficient réducteur d'interaction sol-structure R_{inter} et prenant pour valeurs respectivement 0,80 ;0,88 et 1,0 (Annexe 02)

2 /- Dimensions géométriques du modèle numérique

Le modèle numérique envisagé pour simulations et clculs est dimensionné comme suivant :

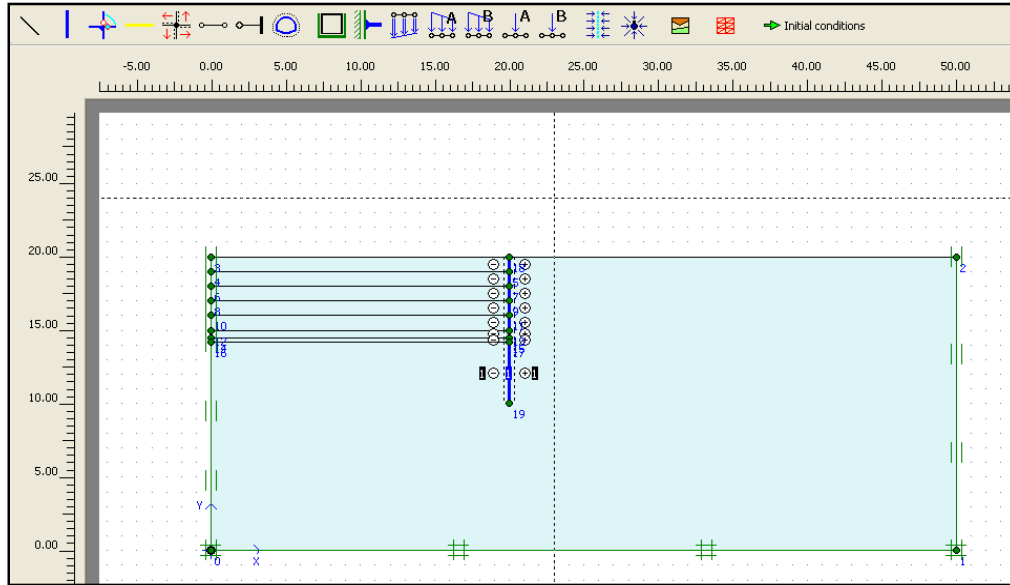


Figure 4.1- Dimensions géométriques du modèle :(50x20)m2.

2.1/- Données de propriétés du sol :

Le sol est constitué d'une seule couche de sable de fontainebleau, le modèle de comportement est celui de Mohr-Coulomb (MC) drainé. Les paramètres E_{ref} , C_{ref} , ψ et R_{inter} sont variables selon le cas simulé comme il est indiqué dans la table ci-après :

Tableau 4.1- Propriétés des couches de sol et des interfaces.

Paramètres	Nom	Sable de fontainebleau	Unités
Modèle de comportement	Model	MC	-
Type de comportement	Type	Drained	-
Poids volumique "non saturé"	γ_{unsat}	16	kN/m^3
Poids volumique "saturé"	γ_{sat}	19,84	kN/m^3
Perméabilité horizontale	k_x	0	m/day
Perméabilité verticale	k_y	0	m/day
Module d'Young	E_{ref}	10000 ou 75	kN/m^2
Coefficient de poisson	ν	0,275	-
Cohésion	C_{ref}	0 ou 2,60	kN/m^2
Angle de frottement	φ	39,40	$^\circ$
Angle de dilatance	ψ	16,70 ou 39,40	$^\circ$
Facteur de réduction de l'interface	R_{inter}	0,80 ou 0,88 ou Rigid (1,00)	-

Lorsque l'angle de frottement est pris égal à l'angle de dilatance ($\varphi = \psi$), la loi est dite associée et si le contraire la loi est dite non associée ($\varphi \neq \psi$).

2.3/- Propriétés de la paroi moulée

Les propriétés de la paroi moulée en béton sont introduites par le biais du type "Plate". Le module d'Young du béton est de 22350MPa. Le mur a une épaisseur équivalente $d=0,152m$.

Tableau 4.2- Propriétés mécaniques de la paroi moulée

Paramètres	Nom	Valeurs	Unités
Type de comportement	Material type	Elastic	-
Raideur normale	EA	3,400E+06	kN/m
Produit d'inertie	EI	6540,740	kNm ² /m
Epaisseur équivalente	d	0,152	m
Poids	W	1,370	kN/m/m
Coefficient de Poisson	ν	0,30	-

2.4/- Données de propriétés de la fondation

Pour étude du comportement de l'écran avec fondation, on utilise les propriétés mécaniques de la fondation sous-indiquées dans la table suivante :

Tableau 4.3- Propriétés mécaniques de la fondation

Paramètres	Nom	Valeurs	Unités
Type de comportement	Material type	Elastic	-
Raideur normale	EA	2,200E+08	kN/m
Produit d'inertie	EI	7,330E+07	kNm ² /m
Epaisseur équivalente	d	2,00	m
Poids	W	18,000	kN/m/m
Coefficient de Poisson	ν	0,49	-

2.5/- Propriétés du sol en interaction avec la structure :

A partir des deux formules des suggestions sus-indiquées, les propriétés du sol en interaction (φ_{inter} et C_{inter}) avec la structure seront comme il est indiqué dans la table suivante :

Tableau 4.4- Propriétés du sol en interaction avec la structure

	C_{sol}	R_{inter}	C_{inter}	φ_{sol}	$\tan \varphi_{sol}$	φ_{inter}	$\tan \varphi_{inter}$	Observations
C≠0	2,60	1,00	2,60	39,40	0,82	39,40	0,82	$\varphi_{sol} = \varphi_{inter}$
	2,60	0,80	2,08	39,40	0,82	33,31	0,66	$\varphi_{sol} \neq \varphi_{inter}$
	2,60	0,88	2,29	39,40	0,82	35,86	0,72	$\varphi_{sol} \neq \varphi_{inter}$
C=0	0	1,00	0,00	39,40	0,82	39,40	0,82	$\varphi_{sol} = \varphi_{inter}$
	0	0,80	0,00	39,40	0,82	33,31	0,66	$\varphi_{sol} \neq \varphi_{inter}$
	0	0,88	0,00	39,40	0,82	35,86	0,72	$\varphi_{sol} \neq \varphi_{inter}$

2.6 /- Introduction des paramètres du sol

Etant donné que Le comportement du sol étudié est décrit par le modèle de *Mohr-Coulomb*, il requiert la détermination de cinq paramètres- figure (4.2). Les deux premiers sont E_{ref} et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont C_{ref} et φ respectivement, la cohésion, l'angle de frottement et enfin l'angle de dilatance ψ . Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, souvent fournis par des essais de laboratoire et ils sont nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité. Il sont à introduire comme suivant :

Figure 4.2- Fenêtre d'introduction des paramètres de Mohr-Coulomb.

2.7/- Introduction des propriétés des éléments poutre et fondation

Les propriétés des éléments structuraux tels que les parois en béton armé, fondation ,radier et dalle ...etc, sont à introduire de la manière illustrée suivant la figure ci-dessous :

Figure 4.3- Fenêtre d'introduction des propriétés d'un élément poutre (dalle).

On mentionne que les propriétés « EA » et « EI » sont calculées suivant les formules rappelées ci-dessous :

$$EI = E_b * \frac{b \cdot h^3}{12} \quad , \quad d = h = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \quad \text{et} \quad EA = E \cdot h \cdot b$$

Avec :

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

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

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

A : Aire de l'élément paroi



Figure 4.4- Dimensions des éléments poutre et dalle.

Le poids du sol modélisé sans élément paroi est calculé comme suivant :

$$w = (\gamma_{\text{béton}} - \gamma_{\text{sol}}) \cdot d_{\text{réel}}$$

Avec $\gamma_{\text{sol}} = \gamma_{\text{unsat}}$: Poids volumique du sol en haut du niveau de la nappe phréatique ;

$\gamma_{\text{sol}} = \gamma_{\text{sat}}$: Poids volumique du sol sous le niveau de la nappe phréatique ;

ν :coefficient de poisson.

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{\gamma_w(e+G_s)}{1+e}$$

γ_w :Poids volumique de l'eau , $G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$: Densité des grains solide =2,65 à 2,70

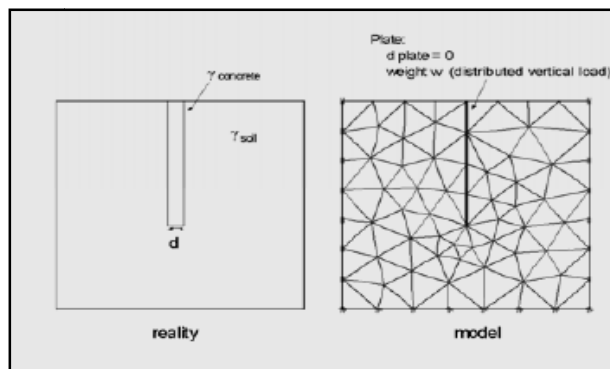


Figure 4.5- Distribution de la charge verticale sur paroi modélisée et réelle.

2.8/- Différents types de maillage utilisés

Le logiciel Plaxis2Dv8.5 permet à l'utilisateur de choisir le maillage via le menu arborescent, il peut être un maillage individuel ou combiné, la fenêtre ci-dessous illustre la procédure du choix de maillage à l'aide de l'option « mesh »- figure (4.6) :

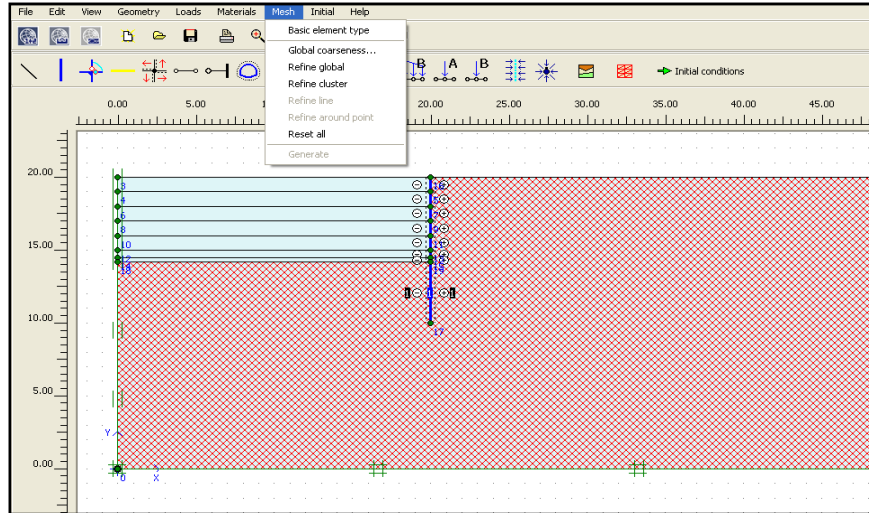


Figure 4.6- Fenêtre des options de maillage.

Pour notre cas, nous avons opté pour les maillages détaillés suivant la table ci-joint :

Tableau 4.5- Type de maillage optés pour les calculs

Ordre de maillage	Type de maillage	Nombre d'éléments	Nombre de noeuds
Maillage01	Coarse	233	2019
Maillage02	Medium	383	3255
Maillage02	Fine	699	5835
Maillage04	Fine+refine cluster+refine line	2920	23933
Maillage05	Medium + refine line répété 04 fois	1733	14911

3/- Modélisation du sol-écran de soutènement sans fondation

3.1/-Calculs dans le cas de cohésion non nulle (C≠0)

3.1.1/-Introduction des propriétés du sol

A partir de la table (4.6) ci-dessous, le sol est modélisé en tenant compte des propriétés suivantes :

Tableau 4.6- Propriétés des couches de sols et des interfaces

Paramètres	Nom	Sable defontainebleau	Unités
Modèle de comportement	Model	MC	-
Type de comportement	Type	Drained	-
Poids volumique "non saturé"	γ_{unsat}	16	kN/m ³
Poids volumique "saturé"	γ_{sat}	19,84	kN/m ³
Perméabilité horizontale	k_x	0	m/day
Perméabilité verticale	k_y	0	m/day
Module d'Young	E_{ref}	10000	kN/m ²
Coefficient de poisson	ν	0,275	-
Cohésion	c_{ref}	2,60	kN/m ²
Angle de frottement	φ	39,40	°
Angle de dilatance	ψ	16,70	°
Facteur de réduction de l'interface	R_{inter}	0.88	-

L'introduction de ces paramètres est effectuée via les deux fenêtres ci-dessous :

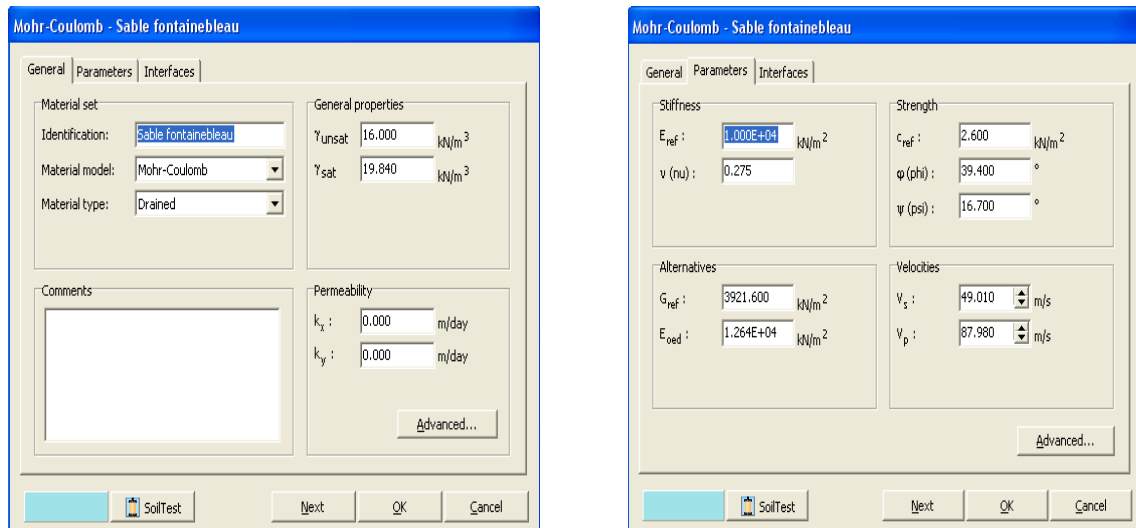


Figure 4.7- Propriétés des couches de sols et des interfaces

Le coefficient reducteur R_{inter} est introduit comme suivant :

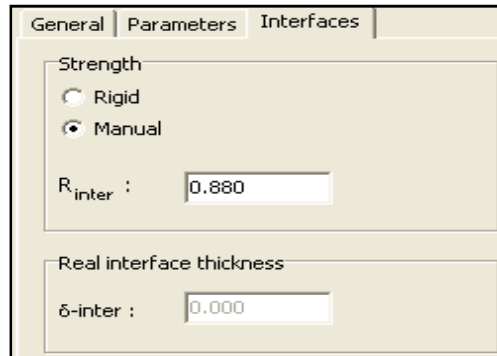



Figure 4.8- Introduction de la valeur du R_{inter}

Remarque

L'introduction des propriétés de la paroi est effectuée par la fenêtre montrée sur la figure 4.3 insérée ci-dessus.

3.1.2/-Génération du maillage

Une fois toutes les propriétés sont introduites ,par un simple clic sur le bouton  , les conditions aux limites par défaut ($U=0$ et $V=0$) seront mises en œuvre et par la suite on procédera au maillage du modèle obtenu. Dans ce qui suit, on a appliqué un maillage de type « fine » généré suivant la figure ci-dessous :

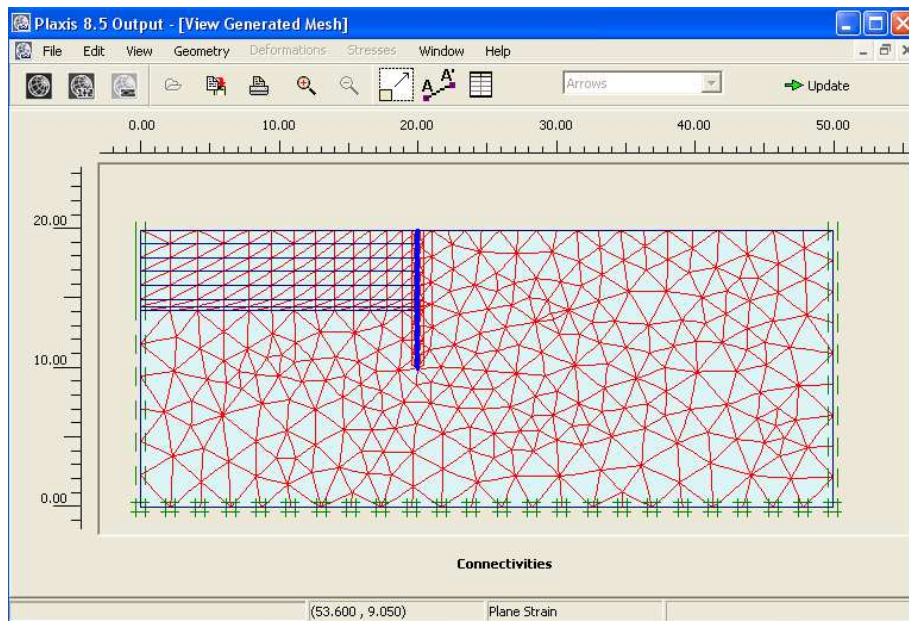


Figure 4.9- Fenêtres de génération du maillage du modèle .

3.1.3/-Calculs et résultats

Le calcul est exécuté par phase en déformation plane en deux dimensions (2D) en utilisant des éléments de 15 noeuds, la fenêtre de la figure 4.10 ci-dessous montre le déroulement de ce calcul par phase et le maillage du modèle déformé. En cliquant sur la paroi, les profils de moment maximal et le déplacement horizontal seront affichés comme il est illustré sur la figure (4.11).

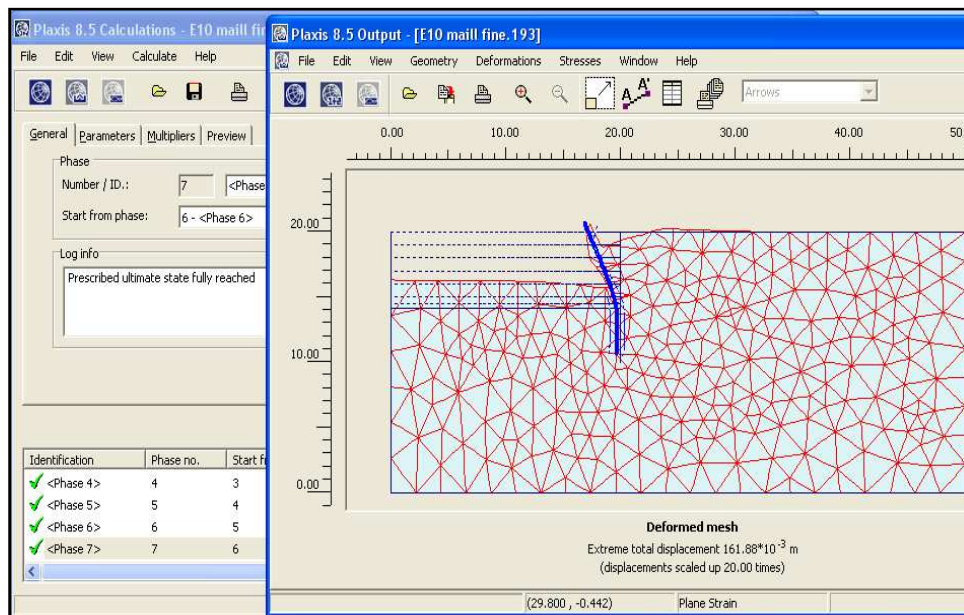


Figure 4.10- Fenêtres d'exécution de calcul par phase et maillage du modèle déformé.

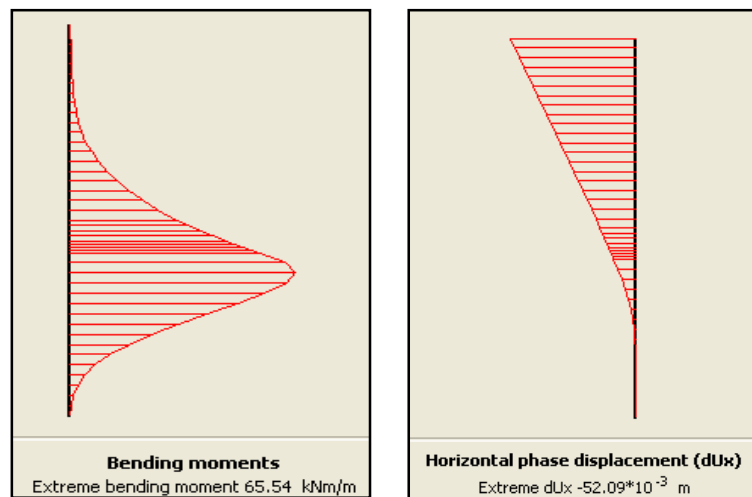


Figure 4.11- Profils de moment maximal et de déplacement horizontal maximal –Phase 07 avec (C=2,60 kPa et Rinter=0,88).

Les profils des moments de flexion et de déplacements horizontaux par phase ou hauteur d'excavation sont présentés suivant la figure suivante :

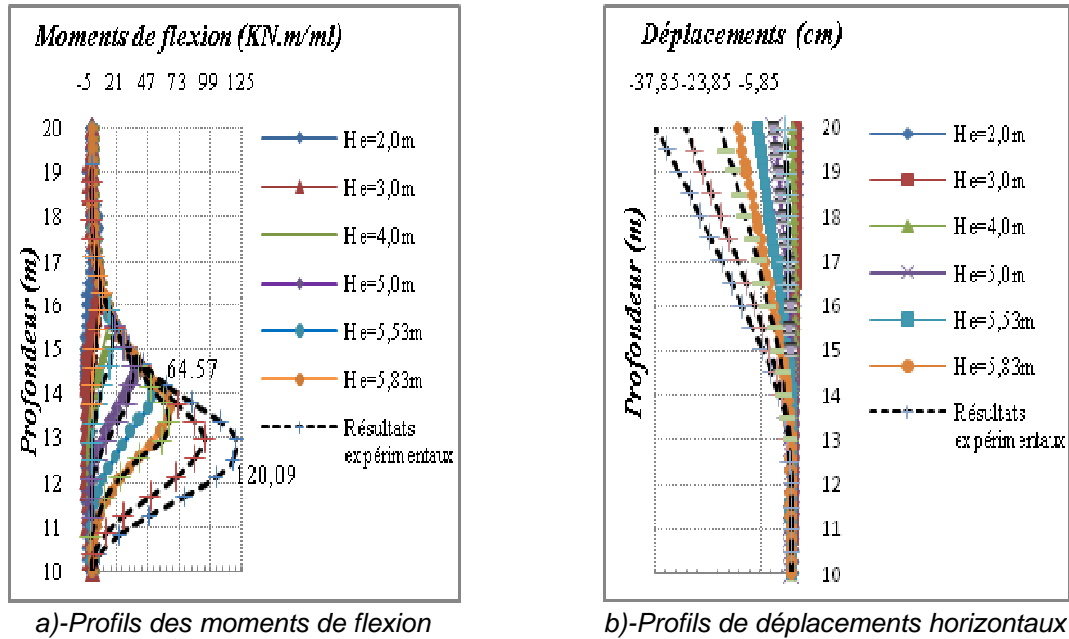


Figure 4.12- Profils de moments de flexion et de déplacements horizontaux en tête de la paroi n°01(Co hésion du sol $C=2,60kPa$ et $R_{inter}=0,88$) –Maillage fine –« écran sans Fondation » -

De la même manière ,les autres simulations numériques ont été effectuées,le seul paramètre qui change est le facteur réducteur de l'interaction R_{inter} les résultats correspondants aux défférentes simulations prenant $R_{inter}=0,80$ et $R_{inter}=1$ (Interaction rigide), pour les différents maillages avec la loi associée et non associée, sont présentés en annexe (V).

3.2/- Calculs dans le cas de cohésion nulle ($C=0,00kPa$)

Dans cette deuxième phase de calculs,on a procédé aux simulations numériques en se basant sur les mêmes propriétés du sol et de la paroi ,avec les mêmes maillages sauf que la cohésion du sol cette fois est prise pour une valeur nulle ($C=0,00kPa$), les mêmes étapes de cacluls sont suivies .

Les calculs ont été menés en deux étapes, pour les quatre premières phases ,les paramètres de la procédure itérative utilisés sont ceux standards dotés au logiciel qui tient compte spécifiquement de l'option de contrôle « Arc de longueur ». Les calculs ont été arrêtés en 5^{ème} phase comme il est montré sur la la figure ci-après :

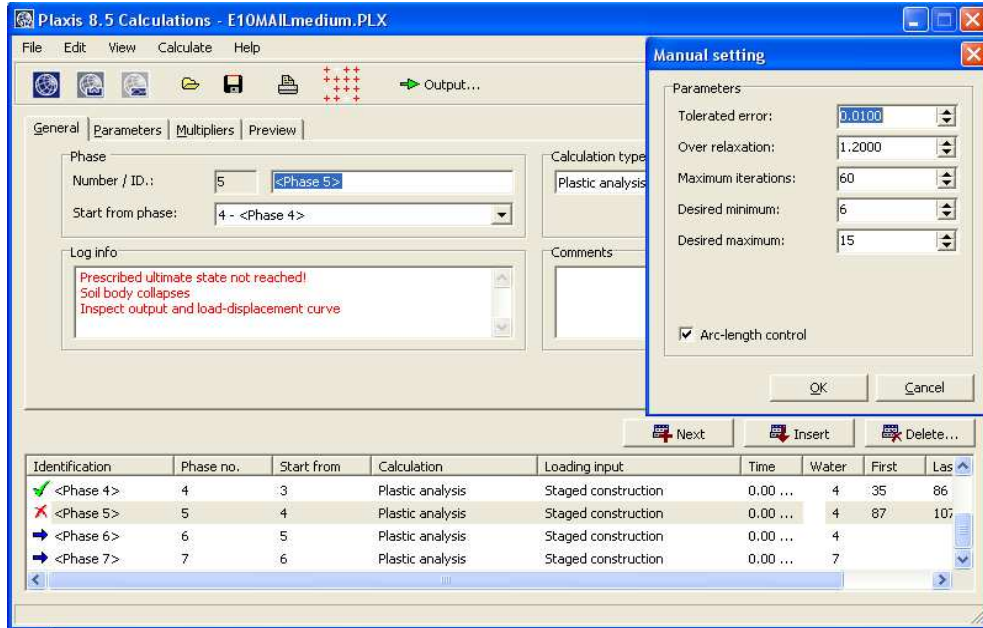


Figure 4.13- Arrêt de calculs sous l'effet de l'option « Contrôle de l'arc de longueur ».

En 2^{ème} étape, à partir de la 5^{ème} phase, les paramètres de la procédure itérative ont été traités manuellement en désactivant le contrôle de l'arc de longueur ce qui a permis la convergence des calculs jusqu'à la dernière phase comme il est indiqué sur la figure (4.14) ci-dessous :

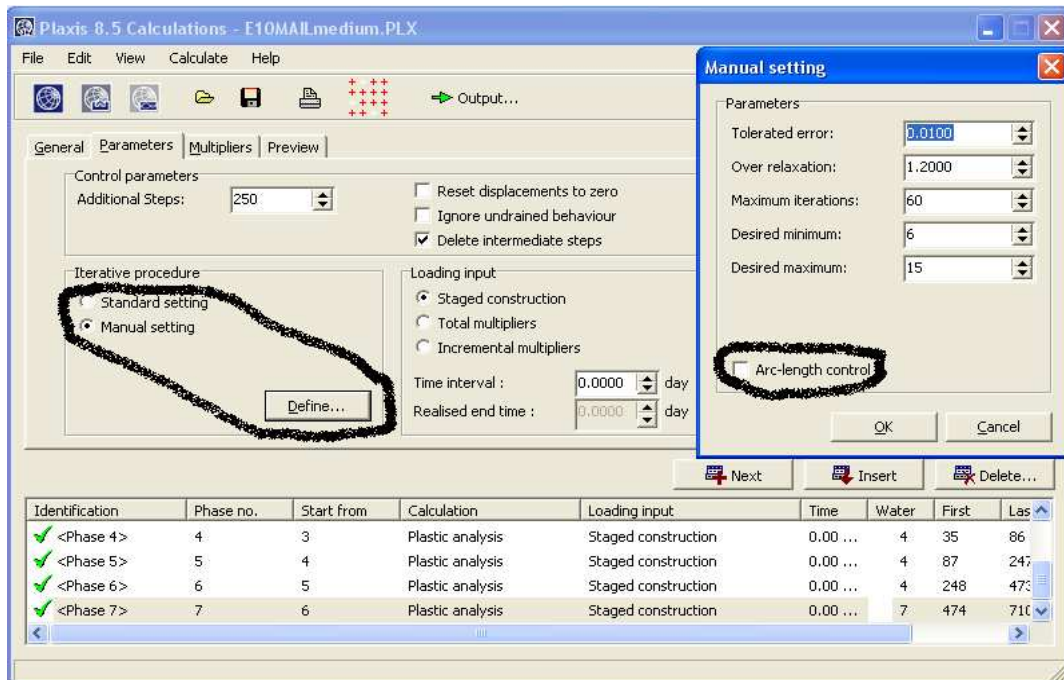


Figure 4.14- Convergence de calculs sans l'option « Contrôle de l'arc de longueur ».

3.2.1/- Présentation des résultats

Nous présentons ci-après les résultats de calculs correspondant à $R_{inter}=0,88$ et le maillage medium, Les autres résultats sont présentés en annexe (V).

Pour la dernière phase, la figure (4.15) montre un moment de flexion maximal estimé de 121,20kN.m/ml provoquant un déplacement horizontal maximal de l'écran qui vaut 37,80cm

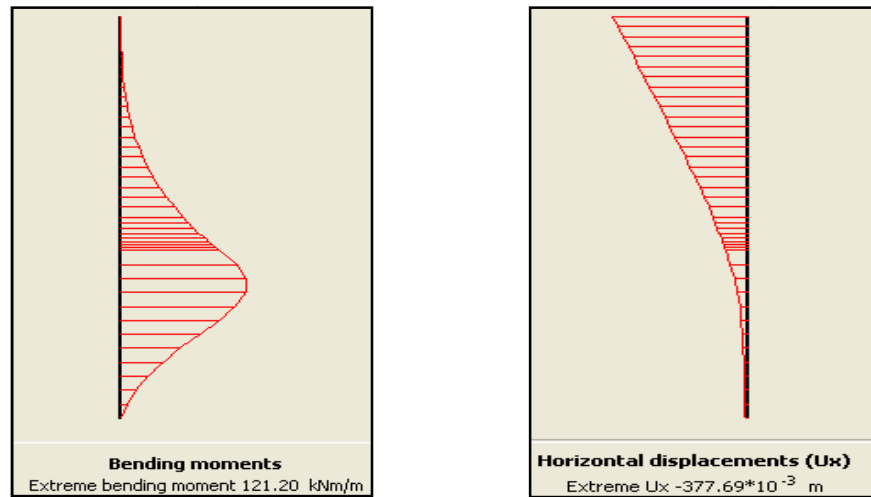


Figure 4.15- Profils de moment maximal et de déplacement horizontal maximal- Phase 07-He=5,83m;C=0,00kPa et $R_{inter}=0,88$ - (maillage medium).

Les profils des moments de flexion et de déplacements horizontaux par phase ou hauteur d'excavation sont présentés par la figure suivante :

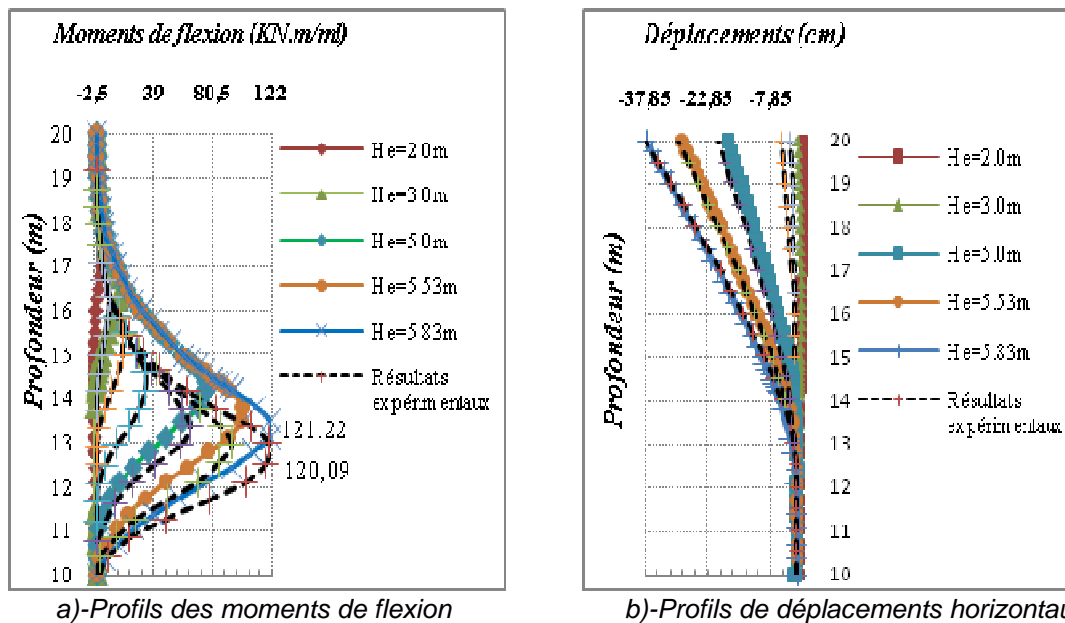
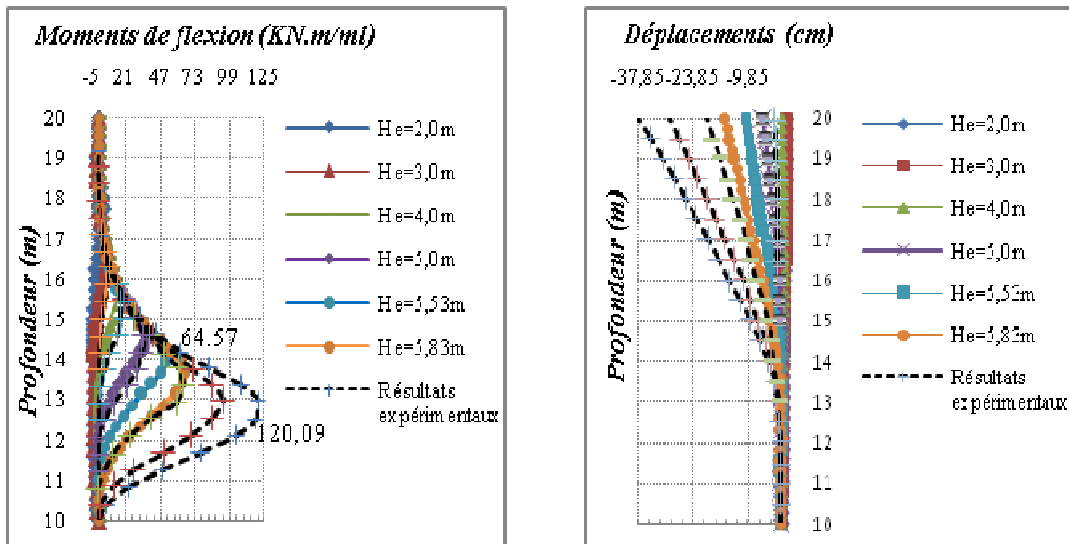


Figure 4.16- Profils de moments de flexion et de déplacements horizontaux en tête de la paroi n°01 (C=0,00kPa et $R_{inter}=0,88$)-Maillage medium -« écran sans Fondation »



a)-Profils des moments de flexion

b)-Profils de déplacements horizontaux

Figure 4.16- Profils de moments de flexion et de déplacements horizontaux en tête de la paroi n°1 ($C=0,00\text{kPa}$ et $R_{inter}=0,88$) –Maillage Fine –« écran sans Fondation »

En résumé, les résultats des différentes simulations numériques exécutées en fonction de la cohésion C , le module d'young E et le coefficient réducteur de l'interaction R_{inter} sont présentés en annexe (V), en outre la table ci-dessous donne une comparaison des moments de flexion et des déplacements horizontaux maximaux enregistrés avec les résultats expérimentaux.

Tableau 4.7- Comparaison des résultats des simulations numériques

	R_{inter}	Type de maillage	Mf max (kN.m/ml)	Calcul / Expér (%)	U max (cm)	Calcul / Expér (%)
Résultats expérimentaux			120,09		37,85	
$E=10\text{MPa}$ et $c_{ref}=0,00\text{kPa}$	1	Coarse	112,8	-6,1%	34,11	-9,9
		Medium	115,54	-3,8%	33,73	-10,9
		Fine	117,90	-1,8%	33,95	-10,3
		Dense	120,8	0,6%	35,81	-5,4
	0,88	Coarse	119,22	-0,7%	38,7	2,2
		Medium	121,22	0,9%	37,8	-0,1
		Fine	117,80	-1,9%	33,95	-10,3
		Dense	124,44	3,6%	38,92	2,8
$E=10\text{MPa}$ et $c_{ref}=2,60\text{kPa}$	1	Coarse	58,54	-51,3%	11,02	-70,9
		Medium	60,34	-49,8%	11,34	-70,0
	0,88	Medium	62,88	-47,6%	15,28	-59,6
		Fine	65,50	-45,5%	15,28	-59,6
$E=75\text{MPa}$ et $c_{ref}=2,60\text{kPa}$	1	Coarse	58,60	-51,2%	11	-70,9
	0,88	Medium	60,34	-49,8%	11,36	-70,0
		Fine	65,50	-45,5%	15,28	-59,6

3.2.2/- **Interprétations des résultats et commentaires :**

Les résultats conclus concernant l'écran **Sans fondation** sont comme suivant :

- ❖ La hauteur d'excavation expérimentale de référence (5,83m) est correctement estimée ;
- ❖ Le comportement de l'écran est correctement retranscrit et il est globalement conforme à celui montré par les essais expérimentaux et aux théories admises (Profils des moments de flexion et de déplacements horizontaux).
- ❖ L'encastrement réel est convenablement représenté sur la figure relative aux profils de déplacements en tête qui illustrent clairement la hauteur de fiche d'encastrement située entre les cotes de 10 et 14m soit une fiche de 4m, la déformée ne concerne que la partie au dessus du fond de la fouille ;

a/- Pour une cohésion du sol $C_{sol}=0,00Kpa$

- ❖ Les valeurs de moments de flexion maximaux sont incluses dans un intervalle de -6% à 4% de la valeur expérimentale. Pour un contact rigide ou encore frottant ($R_{inter}=1$), les valeurs sont sous-estimées de -6% à -2% pour les trois premiers maillages « Coarse,medium et fine » et légèrement sur-estimées de 1% pour un maillage « fine dense ». Pour un contact glissant avec $R_{inter} < 1$, les valeurs sont enregistrées dans un intervalle de -2% à 4%, il semble que le type de maillage a peu d'influence sur les résultats et que le coefficient réducteur de l'interaction influe directement sur le comportement de l'écran de soutènement et par conséquent trois (03) valeurs sont encore recensées plus proches de la valeur expérimentale. Plus le maillage est dense plus les valeurs calculées sont surestimées.
- ❖ Les valeurs de déplacements horizontaux maximaux calculés sont incluses dans un intervalle de -11% à 7% du résultat expérimental. Pour un contact rigide (frottant), les déplacements sont sous estimés de -11% à -6% et sans influence du type de maillage utilisé. Pour un contact non rigide ($R_{inter} < 1$), on constate aussi que le type de maillage a peu d'influence sur les résultats et que le coefficient réducteur de l'interaction influe sur les résultats. Au moins deux (02) valeurs recensées plus proches de la valeur expérimentale s'accordent avec les valeurs de moments de flexion maximaux calculés et conformes aux résultats expérimentaux.

b/-Pour une cohésion du sol $C_{sol}=2,60kPa$

- ❖ Les valeurs de moments de flexion maximaux sont incluses dans un intervalle de (-51% à -45%) de la valeur expérimentale. Plus le maillage est dense plus le taux de sous-estimation des résultats diminue. Le module d'young et le coefficient réducteur de l'interaction ont peu d'influence sur les résultats de calculs.
- ❖ Les valeurs de déplacements horizontaux maximaux calculés sont incluses dans un intervalle de -71% à -60% du résultat expérimental. De même, plus le maillage est dense plus le taux de sous-estimation des résultats diminue. Le module d'young et le coefficient réducteur de l'interaction ont peu d'influence sur les résultats de calculs.

En conclusion, Pour une cohésion du sol « $C_{sol}=0,00kPa$ », lorsque le contact est glissant ($R_{inter} < 1$), les calculs sont satisfaisants et au moins deux (02) résultats sont conformes aux résultats expérimentaux. En revanche lorsque la cohésion du sol « $C_{sol} \neq 0 kPa$ » et quelque soit le type de contact (rigide ou glissant), les résultats sont fortement sous-estimés.

4/- Modélisation du sol -écran de soutènement avec Fondation chargée

La modélisation de l'écran de soutènement avec présence de fondation chargée et située à une distance de 0,75m de la paroi, porte sur l'utilisation des mêmes propriétés de la paroi moulée type n°01 et de la fondation données par les tables respectivement 4.2 et 4.3 quant à la surcharge est prise égale à 300kPa. Les phases d'exécution sont modélisées par 04 couches, les trois premières couches ont une épaisseur de 1m pour chacune quant la hauteur d'excavation maximale vérifiée correspond à celle estimée expérimentalement et qui vaut 3,55m. Les mêmes paramètres du sol sont aussi utilisés avec cohésion du sol $C=2,60kPa$. Le coefficient réducteur R_{inter} est pris égal à 0,88 ce qui correspond à un contact non frottant. La figure ci-après montre le modèle numérique avec l'introduction des propriétés de la fondation et la surcharge q .

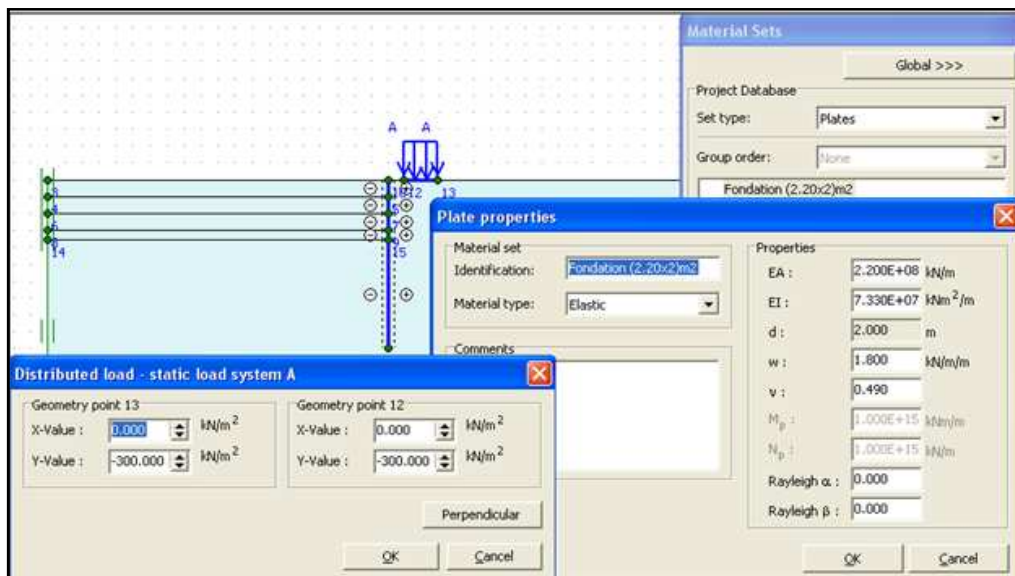


Figure 4.17- Fenêtres d'introduction des propriétés de la fondation et la surcharge $q=300kPa$

De différentes simulations ont été effectuées en utilisant les maillages sus-cités. Il a été enregistré que seul le maillage du type « Coarse » - figure 54.18) qui a pu satisfaire la convergence des calculs. Pour le reste des autres types de maillage, l'arrêt des calculs est constaté en 2^{ème} phase.

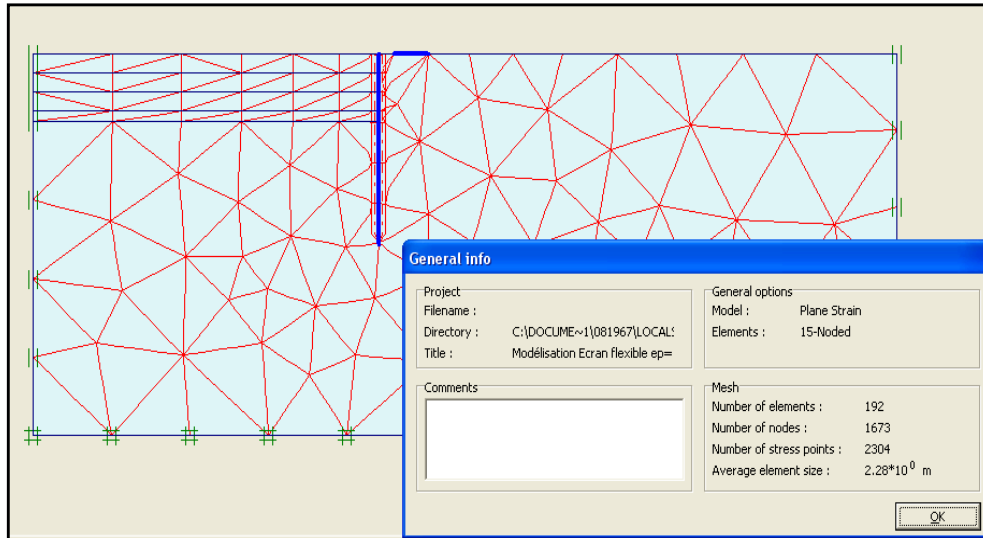


Figure 4.18- Fenêtres de génération du maillage du modèle –« écran avec fondation »

S'agissant de l'application des surcharges (Fondation avec charge Q), les calculs sont effectués en utilisation l'option de contrôle de l'arc de longueur afin de vérifier la charge de rupture. La fenêtre ci-dessous montre la convergence des calculs jusqu'au 4^{ème} phase :

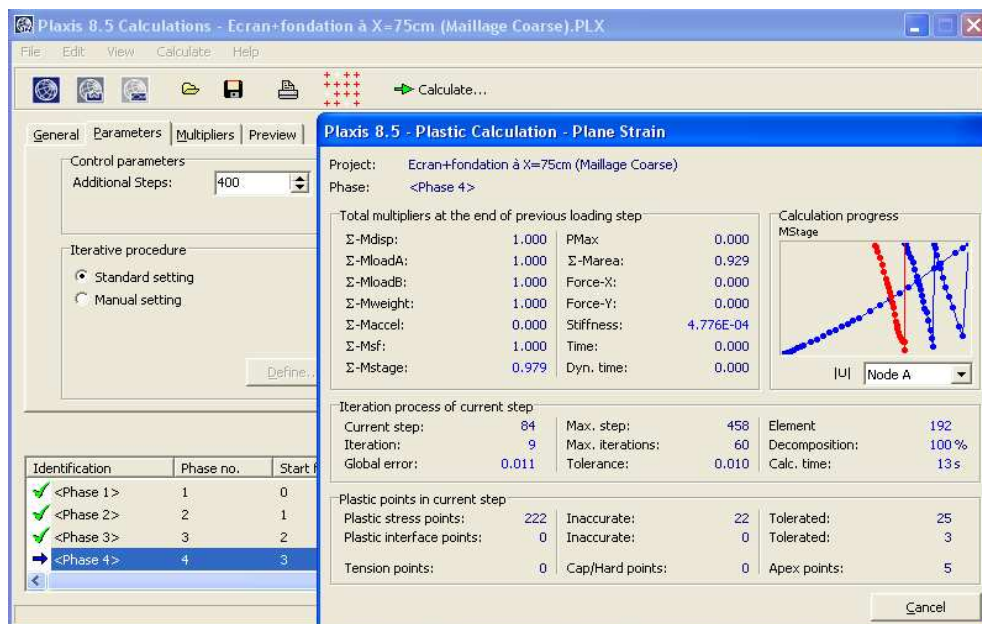


Figure 4.19- Fenêtres de calculs par phase avec l'option « Contrôle de l'arc de longueur»

Ainsi ,le maillage déformé représentant l'état de déplacement maximal de l'écran et la fondation en 4^{ème} phase et agrandi à l'échelle 4 est montré par la figure (4.20) ci-dessous :

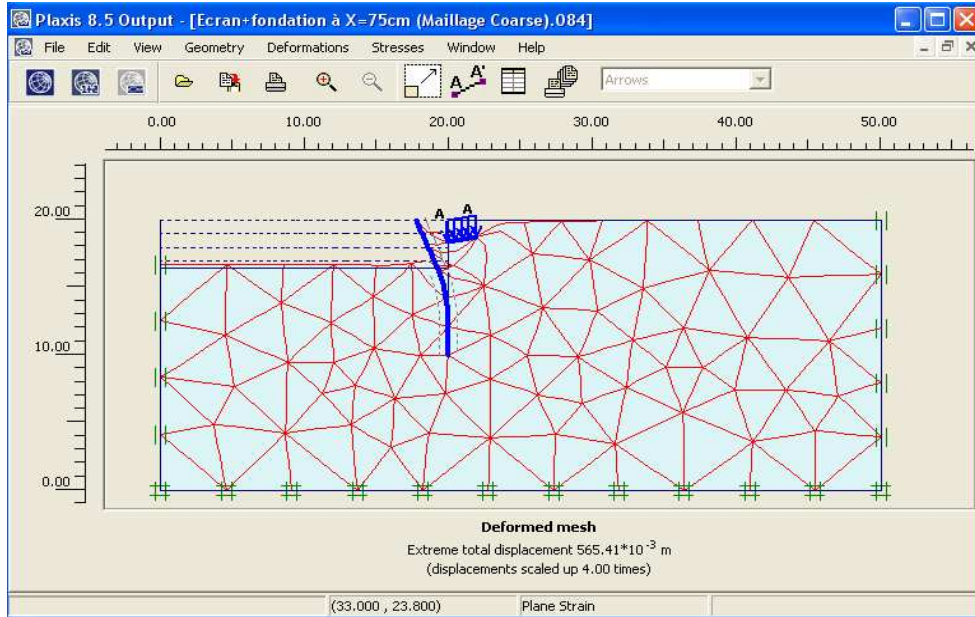


Figure 4.20- Fenêtre de maillage déformé (Déplacements maximaux à la Phase 04-(He=3,55m)

Le moment de flexion maximal est estimé à 220,98kN.m/ml avec un déplacement horizontal maximal de 56,53cm comme il est montré par la figure ci-dessous :

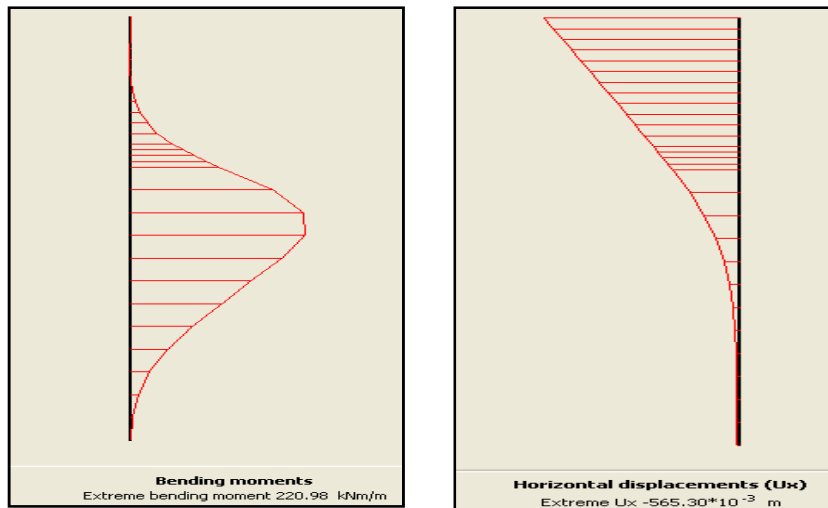


Figure 4.21- Profils de moment maximal et de déplacement horizontal maximal (Phase 04-He=3,55m ;C=2,60kPa et Rinter=0,88 -maillage Coarse-« écran avec fondation chargée à X=0,75m »

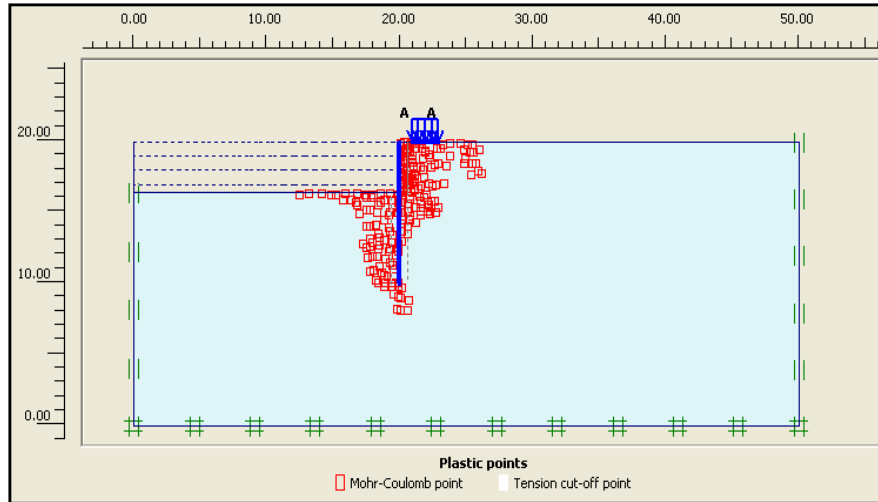


Figure 4.22- Zone de plastification du sol au voisinage de la paroi à la Phase 04-(He=3,55m)

Les profils de moments de flexion et de déplacements horizontaux maximaux au cours de l'excavation sont illustrés par la figure (4.23) ci – après :

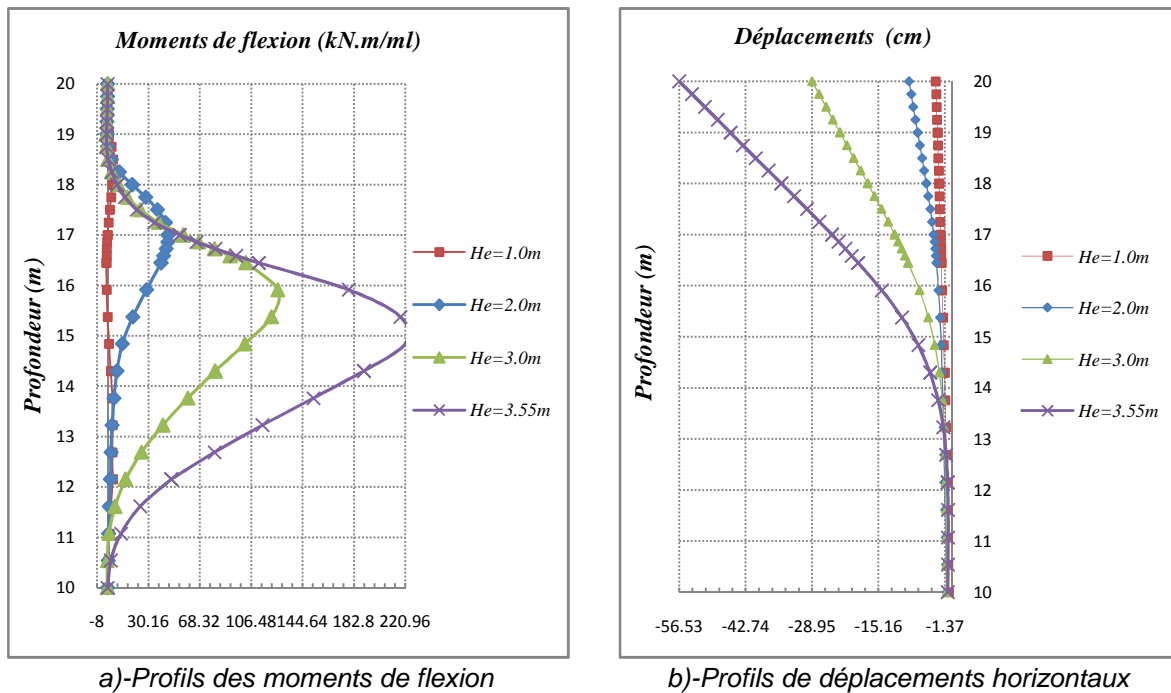


Figure 4.23- Profils de moments de flexion et de déplacements horizontaux ($C=2,60kPa$ et $R_{inter}=0,88$) –Maillage Coarse- « écran avec fondation chargée à $X=0,75m$ »

On note que d'autres simulations numériques ont été effectuées pour étudier l'interaction de l'écran avec la fondation chargée lorsqu'elle est située à une distance $X=1,50m$ dont les résultats de calculs sont illustrés par la figure A (4.2)- Simulation n°02 jointe en annexe (IV).

4.1/- Interprétations des résultats et commentaires :

La présence de la fondation modifie le comportement général de l'ouvrage et les performances de la modélisation numérique. Il apparaît ainsi que :

- ❖ Les résultats des calculs montrent une sur- estimation des déplacements horizontaux en tête de l'écran de 26% et des moments maximaux dans la paroi de 223% lorsque la fondation est proche de la paroi ($X \leq 0,75\text{m}$). Bien que la hauteur d'excavation maximale soit correctement estimée ($H_e=3,55\text{m}$), par le calcul, elle est cependant légèrement surestimée.
- ❖ L'interaction entre la paroi et la fondation est également correctement estimée traduite par l'évolution des déplacements en tête et des moments maximaux en fonction de la distance entre la paroi et la fondation.
- ❖ Les résultats numériques montrent un accroissement des déplacements horizontaux en tête de paroi et des moments de flexion maximaux tant pour la distance $X=0,75\text{m}$ que pour la distance $X=1,50\text{m}$. Ce résultat laisse supposer que la répartition des contraintes sous la fondation, dues au chargement de celle-ci, est correctement modélisée.

En conclusion, Lorsque la fondation est chargée avant excavation, le chargement engendre la plastification du sol au voisinage de la paroi- figure (4.22), diminuant ainsi l'importance de la réponse élastique du modèle. En outre, l'utilisation d'une interface sol-paroi lisse ($R_{inter}=0,88$) s'avère nécessaire. Le comportement de l'ouvrage et de la fondation est alors correctement estimé par le modèle de Mohr-Coulomb néanmoins la surestimation des valeurs correspondantes aux moments de flexion et aux déplacements horizontaux devra être soumise à un tel coefficient de sécurité afin d'évaluer correctement le taux de surestimation admissible.

5/- Confrontations de résultats expérimentaux avec les calculs numériques

La confrontation des résultats numériques aux résultats expérimentaux nous a permis de comparer les performances de chacune des deux méthodes (Calcul aux coefficients de réaction et méthode des éléments finis) et de préciser leurs limites. Pour se faire, les différents profils de moments de flexion et de déplacements maximaux résultants des deux méthodes sont regroupés et présentés par les figures de (4.24) à (4.27) suivantes :

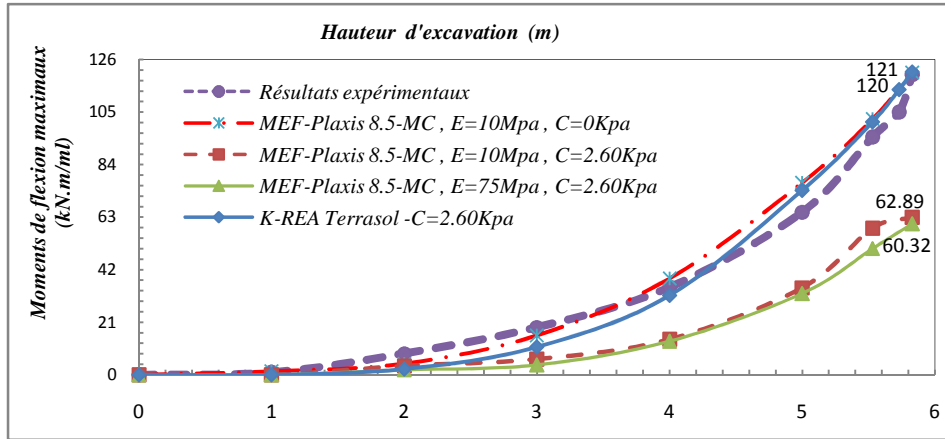


Figure 4.24- Evolution de moments de flexion maximaux au cours de l'excavation
 Comparaison des résultats expérimentaux avec les calculs numériques-
 « écran sans fondation »

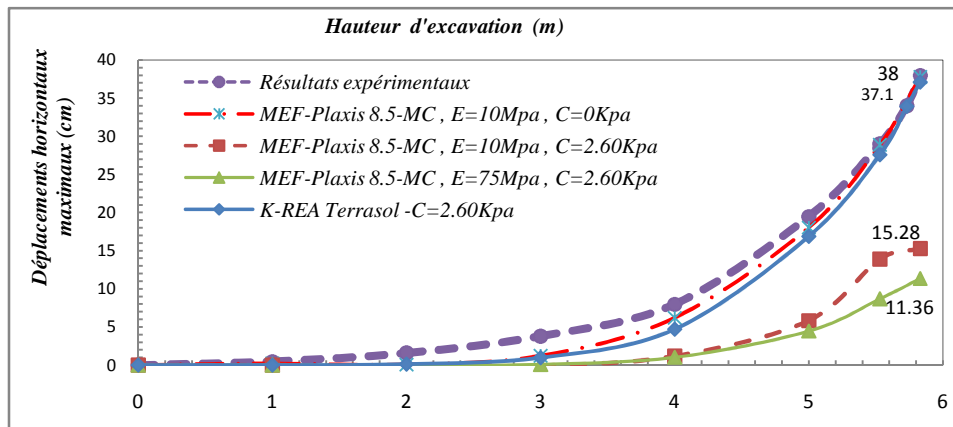


Figure 4.25- Evolution de déplacements horizontaux maximaux au cours de l'excavation -Comparaison des résultats expérimentaux avec les calculs numériques-
 « écran sans fondation »

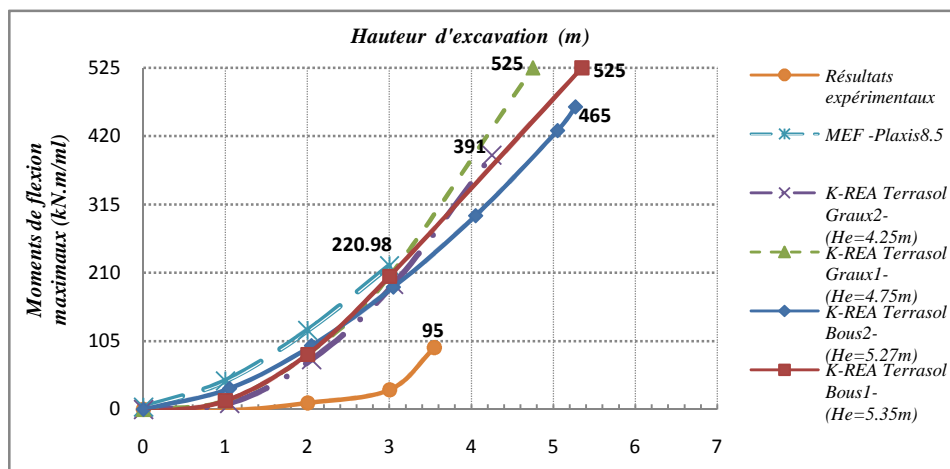


Figure 4.26- Evolution de moments de flexion maximaux au cours de l'excavation
 Comparaison des résultats expérimentaux avec les calculs numériques
 -« écran avec fondation ».

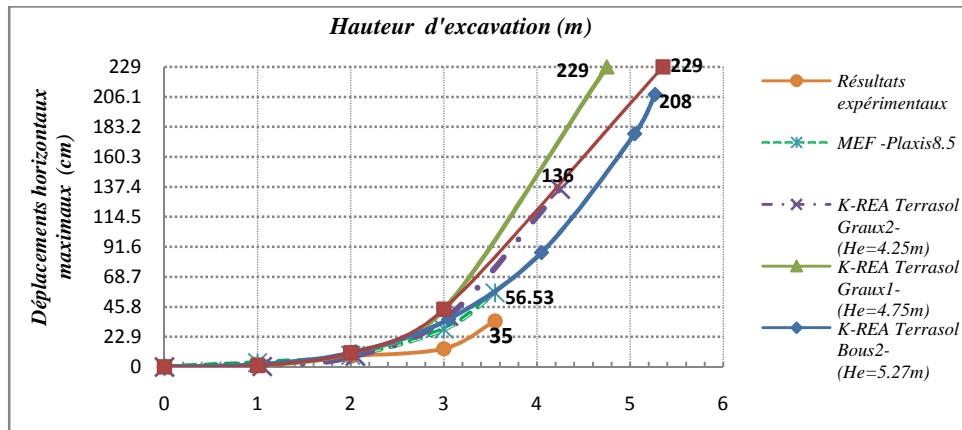


Figure 4.27- Evolution de déplacements horizontaux maximaux au cours de l'excavation-Comparaison des résultats expérimentaux avec les calculs numériques- « écran avec fondation »

5.1/- Interprétation des résultats et commentaires

Les principaux résultats de l'étude comparative sont :

- ❖ Les deux méthodes ont permis de définir correctement le comportement de l'écran de soutènement traduit par l'évolution des déplacements en tête et des moments maximaux au cours de phasage de l'excavation. Bien que les hauteurs d'excavation maximales soient correctement estimées par les deux méthodes, elles sont cependant légèrement surestimées par le calcul.
- ❖ Pour l'écran sans présence de fondation, toutes les deux ont au moins satisfait (2) résultats conformément aux résultats expérimentaux relatifs à la hauteur d'excavation maximale. Elles sous-estiment les résultats de moments de flexion des 04 premières phases et elles les surestiment au delà de cette dernière phase. En revanche, il a été constaté que les déplacements horizontaux sont sous-estimés pour toutes les phases précédentes de la dernière phase- figures (4.24) et (4.25).
- ❖ Les deux méthodes ont permis de traduire l'interaction entre la paroi et la fondation chargée par l'évolution des déplacements en tête et des moments maximaux en fonction de la distance entre la paroi et la fondation. Ainsi, les résultats obtenus sont fortement surestimés à partir dès la première phase pour les moments de flexion et correctement estimés pour les déplacements horizontaux durant les 02 premières phases et surestimation progressive à partir de la 3^{ème} phase- figures (4.26) et (4.27).
- ❖ La méthode des éléments finis avec une cohésion ($C_{sof} = 0,00\text{kPa}$), semble plus performante et elle a donné des résultats plus proches à ceux expérimentaux surtout pour les 04 premières phases au moment où la méthode de calcul aux coefficients de réaction elle-même a satisfait de pareils résultats légèrement sous-estimés mais en paradoxe avec la méthode MEF et ce, en prenant en compte une cohésion non nulle ($C_{sof} = 2,60\text{kPa}$).
- ❖ La méthode des éléments finis (MEF) avec un module d'Young ($E = 75\text{MPa}$) et ($C_{sof} = 2,60\text{kPa}$) a sous-estimé fortement les résultats obtenus quant la méthode aux coefficients de réaction n'a pas parvenu à satisfaire les calculs avec une cohésion nulle ($C_{sof} = 0,00\text{kPa}$).

Conclusion générale

L'étude et l'analyse du comportement de l'écran réalisées par les deux méthodes à savoir : La méthode du coefficient de réaction et la méthode des éléments finis, ont abouti aux résultats suivants :

- Dans les deux cas, lorsque le sol soutenu soit chargé ou non chargé, les deux méthodes ont permis de définir correctement le comportement de l'écran de soutènement conformément aux modèles théoriques et spécifiquement aux résultats expérimentaux.

A/- Cas de l'écran sans fondation

- Pour les deux méthodes, les valeurs des moments de flexion sont sous-estimées pour les 4 premières phases et elles sont surestimées au-delà du 4^{ème} phase, cependant les déplacements horizontaux sont sous-estimés.
- La méthode des éléments finis avec une cohésion nulle ($c=0,00\text{kPa}$) semble plus performante en paradoxe avec la méthode du coefficient de réaction qui n'a pas parvenu à satisfaire les calculs avec une cohésion nulle.

B/- Cas de l'écran avec fondation

- Les deux méthodes n'ont pas traduit correctement l'interaction écran –fondation vis-à-vis les résultats expérimentaux, bien que le comportement de l'écran est décrit correctement.
- Les valeurs relatives aux moments de flexion et des déplacements sont fortement surestimées.

Nous espérons à la fin que ce travail sera utile pour des futures contributions dans ce domaine.

Références bibliographiques

- [1] **A.Monnet, (1994)**-Module de réaction, coefficient de décompression, au sujet des paramètres utilisés dans la méthode de calcul élasto-plastique des soutènements –P67, Revue française de Géotechnique N° 67-1^{er} trimestre.
- [2] **Alain Le Kouby, (2004)**-Etude du comportement mécanique de micropieux sous chargements monotones et cycliques verticaux : Application aux effets de groupe, Thèse préparée au Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des Sols (CERMES, ENPC/LCPC).
- [3] **Ali Bouafia, (2010)**-Conception et calcul des ouvrages géotechniques, ouvrage collectif, pages bleues-Université de Blida.
- [4] **Ali Bouafia, (2011)** – Introduction à la géotechnique, tome02- O.P.U-2011.
- [5] **André Houy, (1976)**- Calcul des ouvrages en palplanches métalliques-Edité par SACILOR-France.
- [6] **Berga Abdelmadjid, (2003)** - Eléments de mécanique des sols, cours de mécanique des sols - Université de Bechar.
- [7] **Claude Plumelle, (2002)** - Action du sol sur un écran (Chapitre 14-version du 17/12/02), Cnam – Paris.
- [8] **Christophe Gaudin, (2002)**-Modélisation physique et numérique d'un écran de soutènement autostable, application à l'étude de l'interaction écran-fondation - Thèse de doctorat- Ecole centrale de Nantes, France.
- [9] **David Remaud, (1999)** - Pieux sous charges latérales : Etude expérimentale de l'effet de groupe (Chapitre II, modélisation en centrifugeuse géotechnique) - Thèse de doctorat- Ecole centrale de Nantes-France.
- [10] **Delattre Luc, (2000)**- Un siècle de soutènements, revue bibliographique sur l'évolution des techniques-LCPC-France.
- [11] **Delattre Luc, (2001)**- Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement : I. L'approche par le calcul – les méthodes classiques et la méthode au coefficient de réaction. Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées n°234, pp. 35-55.
- [12] **Delattre Luc, (2003)**. Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement : II. Les approches empiriques et semi-empiriques, Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées 244-245, Réf.4457-PP.31-51.
- [13] **Delattre Luc, (2004)**- Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement : III. La modélisation des écrans de soutènement par la méthode des éléments finis, Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées 252-253, Réf.4529-PP.95-117.
- [14] **Etienne Flavigny**- Quelques points importants- Formation PLAXIS 2D ,(Téléchargé).
- [15] **Etienne Flavigny**- Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS- Formation Plaxis 2D , (Téléchargé).
- [16] **Fabrice Rojat, (2011-2012)** – Support numérique, Cours de mécanique des sols II, ouvrages de soutènement –ENTPE, France
- [17] **François Schlosser**- Ouvrages de soutènements, poussée et butée-Techniques de l'ingénieur, C242-2, ENPC-France.

- [18] **François Schlosser** - Murs de soutènement, Techniques de l'Ingénieur, traité de construction - C244-1-ENPC, France.
- [19] **H. Josseume,(1974)**-Méthode de calcul de palplanches, étude bibliographique, Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées -Réf. 1495.
- [20] **Horatiu Popa, Loretta Batali, (2010)**-Using Finite Element Method in geotechnical design, Soil constitutive laws and calibration of the parameters- Retaining wall case study-Technical University of Civil Engineering of Bucharest, Romania, July 2010.
- [21] **Jacques Garnier et al, (1999)** - Etudes géotechniques sur modèles centrifugés : Evolution des matériels et des techniques - Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées - 223 - Réf. 4297 - PP. 27-50.
- [22] **Groupe d'Ingénieurs** animé par **Y.Cheng, (1981)**- Guide pour l'étude et la réalisation de soutènements- Collection U.T.I-France-Septembre.
- [23] **Jean Costet et Guy Sanglérat, (1983)**-Cours pratique de mécanique des sols-Tome02- (Calcul des ouvrages)-3^{ème} édition-Dunod.
- [24] **Jean pierre Magnan et Philippe Mestat**-Support numérique, Lois de comportement et modélisation des sols –Techniques de l'ingénieur –ENPC et LCPC, France.
- [25] **Jean François Corté, (1979)**-A propos de la méthode du module de réaction pour le calcul des soutènements, Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées 104, Réf.2367.
- [26] **Karman Charles Vossoughi, (2001)** -Etude de comportement des soutènements à la rupture- Thèse de doctorat-Ecole centrale de Paris, France.
- [27] **Magnan et Droniuc, (2003)**- Interaction fondation superficielle et paroi soutènement : Modélisation expérimentale et numérique , Presses de l'ENPC/LCPC , Paris-Edition.
- [28] **Manuel d'utilisation, (2006)**– K-REA Terrasol 2004-Edition 2006.
- [29] **Manuel de référence, Plaxis2D- Version8, (2008).**
- [30] **Nasser Arafati, (1996)**- Contribution à l'étude des problèmes de déchargement dans les massifs de sol : Application à la modélisation des ouvrages de soutènements-Thèse de doctorat-ENPC.
- [31] **Nicolas Berthoz, (2012)** - Modélisation physique et théorique du creusement pressurisé des tunnels en terrains meubles homogènes et stratifiés : Les lois de similitude dimensionnelle - L'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, France.
- [32] **Noureddine Chelghoum, (2006)**-Les ouvrages de soutènement en mécanique des sols- Publication de l'université – Badji Mokhtar-Annaba.
- [33] **Olivier Combarieu et Yves CANÉPA, (2001)**-l'essai cyclique au pressiomètre, Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées -233- Réf.4381-PP.37-65.
- [34] **Orianne Jenck, (2005)** - Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales, modélisation physique et numérique : annexe 1-les règles de similitude - Institut national des sciences appliquées de Lyon, France.
- [35] **Philippe Mestat, (1997)**-Maillage d'éléments finis pour les ouvrages de géotechnique, conseils et recommandations-Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées-Décembre.
- [36] **Philippe Mestat, Nicolai Droniuc, Jean-Pierre Berthelon, (2004)**-Étude de la stabilité d'excavations partiellement soutenues, Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées 249, Réf.4442-pp.101-108.
- [37] **Phuong Duy Nguyen, (2003)**-Modélisation numérique des soutènements d'excavation - Thèse de doctorat-ENPC.
- [38] **Setra, (1998)**-Les ouvrages de soutènements, guide de conception générale.

- [39] **Sonja Marten, (2005)**-Etude expérimentale et méthodologie sur le comportement d'écrans de soutènement- Thèse de doctorat-ENPC.
- [40] **Sophie coquillay, (2005)**-Prise en compte du non linéarité du comportement des sols soumis à de petites déformations pour le calcul des ouvrages géotechniques- Thèse de doctorat-ENPC.
- [41] **A)- William Cheang, (2008)**-Aknowldgement, Part1 : Geometry space, boundaries and meshing
-Part2 : Initial stresses and Phi-C reduction-Plaxis seminar-Vietnam.
- B)- William Cheang, (2008)**- Plaxis element code for Soil and Rock nalyses, modelling of excavation using plaxis - Plaxis seminar-Vietnam.

ANNEXE I
Présentation du logiciel k-Réa

1/- Introduction

K-Réa-Version 2.2.0 permet d'étudier le comportement des écrans de soutènement plans ou circulaires de type « écran simple » autostable ou appuyé (ancré ou butonné), soumis à une série de phases de construction par la méthode de calcul aux coefficients de réaction.



a)-écran autostable

b)-écran appuyé (ancré par les tirants)

Figure A1.1 -Exemples de projets « écran simple »-(Manuel K-Réa, 2006)

Outre ,la version récente du logiciel K-Réa-v3 intègre notamment les calculs de doubles-rideaux, et les vérifications selon la norme NF P 94-(norme française d'application de l'Eurocode7 pour les écrans de soutènement).

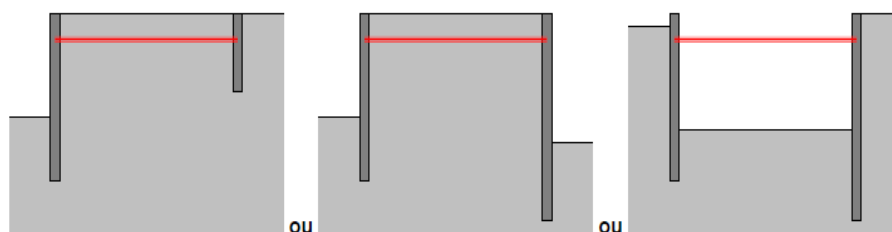


Figure A1.2- Exemples de projets « Double-écran »- (Manuel K-Réa, 2006)

2/- Champ d'application du logiciel

K-Réa est un logiciel développé par le bureau d'étude d'ingéniering de géotchnique «Terrasol » depuis 2002, qui analyse les rideaux de soutènement flexibles tels que les parois moulées, berlinoises et les rideaux de palplanches. Il permet d'étudier les déformations du rideau de soutènement au travers d'une suite de phases de construction. Cette suite comprend la phase initiale de mise en place du mur et est suivie de différentes phases correspondant chacune à un ensemble d'actions telles que la mise en place d'un buton ou d'un tirant, la variation d'un niveau de sol ou d'eau ou l'application des surcharges (Boussinesq,Graux,encastrement,.....).

3- Principe de calcul

Il s'agit de calculer les efforts internes et les déformations d'un écran de soutènement lors des différentes phases d'excavation, ainsi que les efforts externes représentés d'une part par les réactions du sol, et d'autre part, par les liaisons externes. L'écran, de hauteur prédéterminée, est supposé de longueur infinie de telle sorte que l'analyse du sol est faite en déformations planes sauf dans le cas d'une enceinte cylindrique.

L'écran peut avoir une inertie variable avec la profondeur et peut être soumis aux sollicitations suivantes :

- ❖ Poussées du sol et de l'eau ,
- ❖ Surcharges horizontales sur la paroi ,
- ❖ Efforts de butons ou de tirants ,
- ❖ Moment additionnel imposé ,
- ❖ Couple résultant d'un encastrement avec une structure extérieure,

L'action du sol et de l'eau sur l'écran est représentée par des pressions horizontales s'appliquant à gauche et à droite de l'écran. Les pressions du sol sont liées au déplacement horizontal de l'écran par l'intermédiaire d'une loi de comportement élasto-plastique caractérisée par les paramètres de la couche de sol intéressée et par la contrainte verticale dans le sol qui dépend du niveau d'excavation, de la pression d'eau et des surcharges éventuelles.

La détermination des efforts de sollicitations est basé essentiellement sur le calcul des coefficients de poussée, de butée à l'aide des assistants de calcul puissants selon les méthodes de coulomb, Rankine et par les tables de Kerisel et Absi et pour le coefficient de réaction, le logiciel offre à l'utilisateur ou le projeteur la possibilité de choisir la formule la plus appropriée parmi les 03 méthodes de Balay ou Schmitt ou d'après les abaques de chadeisson.

4/- Convention de signes

Le sol est découpé verticalement en côté intérieur, nommé côté *FOUILLE*, situé à gauche de l'écran et en côté extérieur, nommé côté *TERRE*, situé à droite. les déplacements de l'écran et les efforts sont positifs vers la droite. Les ordonnées sont soit positives vers le haut lorsqu'elles servent à définir des *cotes*, soit positives vers le bas lorsqu'elles servent à définir des *profondeurs*. L'option est définie dans le menu Données, Titres et Options.

Pour les efforts extérieurs à la paroi sur la figure (5.3), les forces par F sont positives lorsqu'elles sont orientées de la gauche vers la droite et les couples représentés par M sur sont positifs s'ils tournent dans le sens trigonométrique direct.

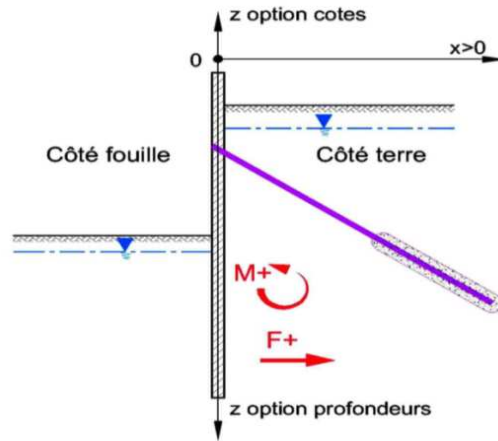


Figure A1.3- Conventions de signe-(Manuel K-Réa, 2006)

5/- Loi de comportement du sol et notations de paramètres utilisés

Dans une phase de calcul déterminée, la loi de comportement du sol est définie, à tout niveau, et pour chacun des deux côtés, par la connaissance des paramètres suivants :

- k_h : coefficient de réaction horizontal ;
- P_a : pression limite de poussée horizontale (ou poussée active) ;
- P_p : pression limite de butée horizontale (ou poussée passive) ;
- P_i : pression de référence horizontale pour le déplacement nul ;
- x : déplacement horizontal, positif vers le côté Terre.

La courbe liant la pression horizontale p au déplacement x est constituée d'une partie linéaire caractérisée par une droite de pente k_h et d'ordonnée à l'origine P_i et de deux paliers horizontaux de plasticité P_a et P_p disposés de la manière suivante :

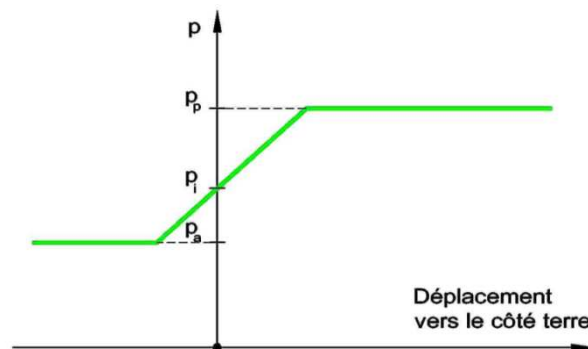


Figure A1.4- Loi de comportement du sol (Manuel KRéa, 2006)

Le coefficient de réaction k_h au niveau considéré découle de deux paramètres fixés pour chaque couche de sol, à savoir la valeur du coefficient en tête de la couche et sa variation avec la profondeur.

Les valeurs des paliers de plasticité P_a et P_p découlent des paramètres suivants caractérisant chaque couche de sol :

PV_h : Poids volumique humide ;	PV_d : poids volumique déjaugé ;
φ : angle de frottement ; c : cohésion ;	k_0 : coefficient de poussée au repos ;
k_a : Coefficient de poussée horizontale ;	k_p : coefficient de butée horizontale ;
c_a : Terme de poussée dû à la cohésion c ;	c_p : terme de butée dû à la cohésion c ;
σ'_v : contrainte verticale effective du sol ;	

et sont calculées par les formules suivantes :

$$P_a = k_a \sigma'_v - c_a c \quad (\text{ou } P_a = 0 \text{ si } k_a \sigma'_v - c_a c < 0 \text{ auquel cas il y a décollement de l'écran}).$$

$$P_p = k_p \sigma'_v + c_p c$$

La contrainte verticale effective σ'_v est calculée à partir des poids volumiques PV_h et PV_d , des niveaux de sol, de la pression d'eau et des surcharges éventuelles.

La pression initiale P_i pour un déplacement nul fait appel, dans l'état initial du sol, à la notion de poussée au repos caractérisée par le coefficient de poussée au repos k_0 affecté à la couche de sol considérée, auquel cas :

$$P_i = P_0 = k_0 \sigma'_{v0} \quad \text{avec } \sigma'_{v0} : \text{contrainte effective verticale au repos.}$$

Dans une phase d'excavation, la pression initiale P_i pour un déplacement nul peut être modifiée par deux phénomènes :

- ❖ la plastification du sol dans la ou les phases précédentes
- ❖ la modification de la pression verticale effective σ'_v .

Les coefficients k_a, k_p, c_a et c_p sont calculés par les formules données ci-après :

$$k_0 = 1 - \sin \varphi$$

$$k_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$k_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$c_a = \frac{1}{\tan \varphi} \left[\frac{\cos \delta_a - \sin \varphi \cos \alpha}{1 + \sin \varphi} e^{-(\alpha - \delta_a) \tan \varphi} \cos \delta_a - 1 \right]$$

$$c_p = \frac{1}{\tan \varphi} \left[\frac{\cos \delta_p + \sin \varphi \cos \alpha}{1 - \sin \varphi} e^{(\alpha + \delta_p) \tan \varphi} \cos \delta_p - 1 \right]$$

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

6/- Actions Surcharge de Boussinesq

K-Réa permet l'application d'une surcharge de type Boussinesq verticale localisée s'appliquant sur une largeur limitée sur le sol conformément à la figure (5.5). La contrainte horizontale engendrée par la surcharge au travers d'un matériau élastique est multipliée par un coefficient de poussée sur l'écran. De cette manière il y a continuité avec l'état du sol. En fait sont retenues dans la formule de Boussinesq les contraintes verticales engendrées à la verticale de l'écran, lesquelles sont ajoutées directement aux contraintes verticales du sol au même point considéré.

La contrainte horizontale appliquée sur l'écran est égale à :

$$\Delta\sigma'_h = k * \Delta\sigma'_v$$

Avec : $k = k_a, k_p$ ou k_0 suivant l'état élasto-plastique du sol et :

$$\sigma'_v = \frac{2S}{\pi} \left[\arctan \frac{lh}{x(x+l)+h^2} + \frac{xh}{x^2+h^2} - \frac{(x+l)h}{(x+l)^2+h^2} \right]$$

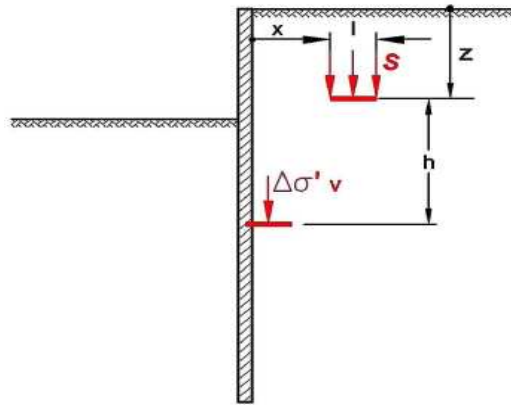


Figure A1.5- Définition d'une surcharge de Boussinesq
(Manuel K-Réa, 2006)

Les paramètres à introduire pour définir ce type de surcharge sont :

- ❖ **Fouille** ou **Terre** : le côté d'application de la surcharge,
- ❖ z : niveau d'application de la surcharge (m),
- ❖ x : distance à l'écran >0 (m),
- ❖ L : largeur d'application (m),
- ❖ S : valeur de la surcharge (MPa, kPa, t/m^2).

7/- Action Surcharge de Graux

K-Réa aussi permet l'application d'une surcharge de type Graux verticale localisée sur une largeur limitée sur le sol, conformément à la figure (5.6). La surcharge S est diffusée uniformément à l'intérieur du fuseau de diffusion.

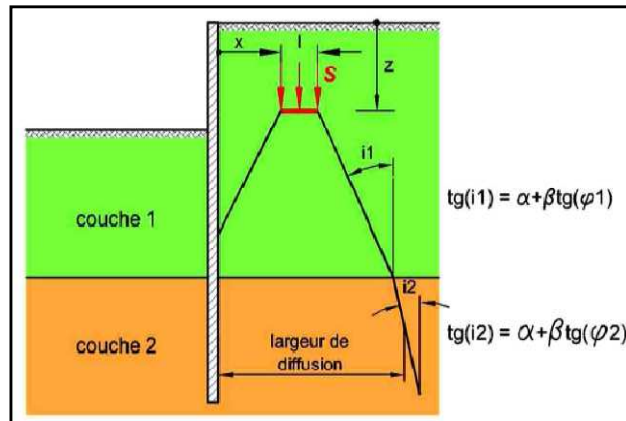


Figure A1.6- Définition d'une surcharge localisée
(Manuel K-Réa, 2006)

Les paramètres à introduire pour la définir sont les suivants :

- **Fouille** ou **Terre** : le côté d'application de la surcharge,
- Z : niveau d'application de la surcharge (m),
- x : distance à l'écran >0 (m),
- L : largeur d'application (m),
- α : angle constant dans la formule de la tangente de l'angle de diffusion ($^{\circ}$),
- β : terme de proportionnalité à la tangente de l'angle de frottement dans la définition de la tangente de l'angle de diffusion ($^{\circ}$),
- S : valeur de la surcharge (MPa, kPa, t/m^2).

ANNEXE II

Présentation du code des éléments finis (plaxis 2D V8.5)

1/- Introduction

Conçu par des géotechniciens numériques, le code éléments finis *PLAXIS2D-v8.5* représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudostatique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles et même la consolidation linéaire, doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15noeuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (**méthode de longueur d'arc**).

Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné .

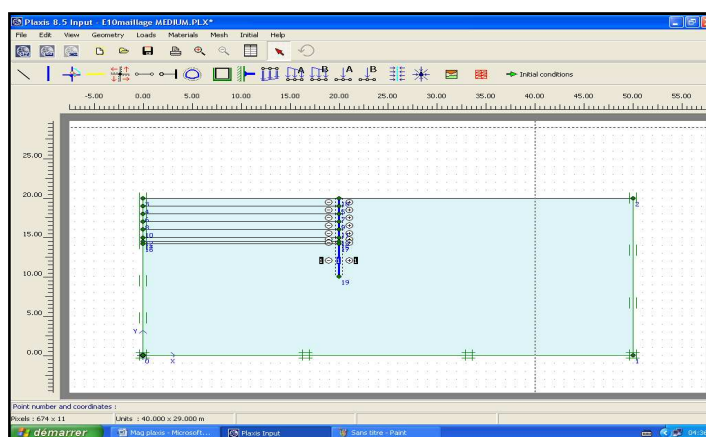


Figure A2.1- Fenêtre donnant une vue globale sur les menus arborescents du plaxis8.5.

Pour modéliser les divers ouvrages ,il est doté par des éléments structures qui sont :

- ❖ Elément geotextile (geomembrane) ;
- ❖ L'élément poutre ;
- ❖ Elément tirant nœud à nœud ;
- ❖ Elément tirant d'extrémité fixe.

2/- Options par défaut et solutions approchées

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui est un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu

arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple.

3/- Option maillage

Les options par défaut commencent dès le maillage : L'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importe, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de noeuds-clé, avec contrôle permanent à l'écran. Le meilleur est d'ailleurs en cours de refonte en vue d'accroître son efficacité.

4/- Option de conditions aux limites

De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements, si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

5/- Option de contraintes initiales

L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état k_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre. Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option k_0 est particulièrement intéressante et réaliste dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple).

6/- Option de pressions interstitielles

Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans *PLAXIS*, pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulements en milieu poreux. Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine). Si la nappe phréatique n'est pas trop éloignée de l'horizontale, dans ses états initial et final, on sait que la pression diffère peu de la pression hydrostatique; si l'on adopte ce champ de pression approchée, les calculs deviennent très simples puisqu'il s'agit seulement de manier les variations de la poussée d'Archimède; *PLAXIS* offre cette possibilité qui est souvent très appréciable.

7/- Option de conduite aux calculs non-linéaires

La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel. L'opérateur peut évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution, ... etc. ; s'il ne désire pas assumer ces choix, le logiciel peut les décider à sa place, compte tenu de l'expérience des numériciens en la matière.

8/- Sortie de résultats

Le code des éléments finis *PLAXIS* fournit une masse imposante de résultats, ces résultats directement utiles au projeteur tels que les déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect; c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées.

9/- Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS

PLAXIS est doté des modèles de comportement de sols depuis le modèle de *Mohr-Coulomb* jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique et parmi lesquels on cite :

- ❖ Modèle élastique linéaire.
- ❖ Modèle de Mohr-Coulomb (MC).
- ❖ Modèle de sol avec écoulement (*Hardening Soil Model-HSM*).
- ❖ Modèle pour sols mous (*Soft Soil Model-SSM*).
- ❖ Modèle pour sols mous avec effet du temps (*Soft soil Creep Model-SSCM*).

Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, ... etc.), il est tout à fait adapté de considérer le sol comme élastoplastique et le modèle de *Mohr-Coulomb* sera bien adapté dans ce cas ; on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élastoplastiques de *coefficient de réaction*. Mais pour traiter d'une construction de remblai sur sols mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'écrouissage. Le matériau se consolide et il est plus adapté d'utiliser le *Soft Soil Model* qui prend en compte cette évolution du matériau. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais on peut avoir à coupler écoulement et déformation ; dans ce cas un modèle *élastoplastique* peut être justifié.

10/- Option « User defined » ou « Modèle défini par l'utilisateur »

Cette option permet de définir et d'utiliser des lois de comportement autres que les modèles standard de *PLAXIS*. Pour une description plus détaillée de cette option, le manuel des modèles de matériaux (*Matériel Models Manual*) fourni avec le logiciel, décrit la manière de faire implémenter une loi dans le code de *PLAXIS*.

11/- Option « Contrôle de la longueur d'arc (Arc-length control) »

La procédure de contrôle de la longueur d'arc (Arc-length control) est la méthode sélectionnée par défaut avec un calcul *Plastic* ou *Phi-c réduction* pour obtenir des charges de rupture fiables pour des calculs contrôlés en chargement. La procédure itérative adoptée quand le contrôle de la longueur d'arc n'est pas utilisé, est présentée sur la figure (A2.2a) pour le cas où l'on approcherait de la charge de rupture. Dans l'exemple présenté, l'algorithme ne converge pas. Si le contrôle de la longueur d'arc est adopté, le programme évaluera automatiquement la fraction de charge extérieure à appliquer pour atteindre la rupture comme montré sur la figure A2.2b;

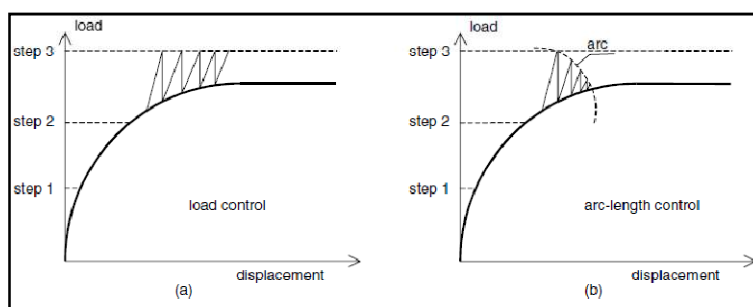


Figure A2.2- Procédure itérative du contrôle normal de la charge (a) et le contrôle de longueur d'arc de la charge de rupture (b).

La procédure de contrôle de la longueur d'arc doit être sélectionnée pour des calculs avec contrôle du chargement, mais peut être désactivée pour des calculs à déplacements imposés.

12/- Choix du modèle de comportement

Les modèles utilisés dans le code éléments finis *PLAXIS* sont suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme on en rencontre souvent dans des modèles plus sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation. Ces modèles appartiennent au domaine de la recherche.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel Quel modèle de comportement à utiliser pour quel problème géotechnique ? or la question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle "universel".

13/- Le modèle de Mohr-Coulomb dans le code Plaxis

Le modèle de *Mohr-Coulomb* utilisé dans *PLAXIS* est un modèle de comportement simple et robuste. Il n'a pas la complexité ni aussi les possibilités que l'on peut rencontrer dans d'autres modèles, dont notamment les modèles élasto-plastiques à plusieurs surfaces de charge avec écrouissage. Ces derniers modèles sont plus aptes à décrire le comportement non linéaire des sols et le comportement sous sollicitations cycliques.

Le modèle de *Mohr-Coulomb* demande la détermination de cinq paramètres-figure (A2.3). Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont C et φ respectivement, la cohésion, l'angle de frottement et enfin l'angle de dilatance ψ . Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoire, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

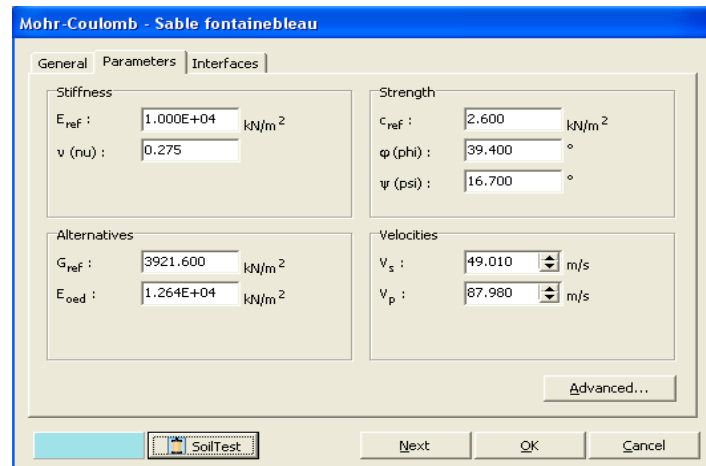


Figure A2.3- Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

14/- Module de Young E_{ref}

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. En absence de données sur le module d'young (laboratoire ou in situ), certains auteurs intéressés par *PLAXIS*, conseille de le calculer suivant la formule de Ménard ci-dessous :

$$E = \frac{E_m}{\alpha}$$

avec E_m : Module pressiométrique et α : Coefficient rhéologique du sol étudié.

15/- Coefficient de Poisson ν

Il est conseillé d'utiliser une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure k_0 ou chargement gravitaire). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

16/- Angle de frottement φ

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement "de pic" soit l'angle de frottement de palier. L'utilisation des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul.

17/- Cohésion C_{ref}

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques.

Pour les analyses en non drainé avec $\phi_u = 0^\circ$, *PLAXIS* offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre c-depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante.

18/- L'angle de dilatance ψ

Le dernier paramètre est l'angle de "dilatance" noté ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\psi = \phi - 30^\circ \text{ pour } \phi > 30^\circ \text{ ou } \psi = 0^\circ$$

Le cas $\psi < 0$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\psi = 0$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, où il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

19/- Le facteur de réduction de l'interaction (R_{inter})

L'interaction entre sol et structure est dite **rigide** si le sol a les mêmes propriétés de la structure et il est **non rigide** pour le cas différent. On parle ici du facteur réducteur de l'interaction sol-structure noté R_{inter} . Il peut être donné par les deux formules suivantes :

$$C_{inter} = R_{inter} * C_{sol}$$

$$\tan(\varphi)_{inter} = R_{inter} * \tan(\varphi)_{sol}$$

Les valeurs suggérées pour R_{inter} selon le type de l'interaction sol/structure :

- ❖ Interaction sable /acier = $R_{inter} \approx 0.6 - 0.7$
- ❖ Interaction Argile/acier = $R_{inter} \approx 0.5$
- ❖ Interaction Sable/béton = $R_{inter} \approx 1.0 - 0.8$
- ❖ Interaction Argile/béton = $R_{inter} \approx 1.0 - 0.7$
- ❖ Interaction sol/geogrid = $R_{inter} \approx 1.0$
- ❖ Interaction sol/geotextile = $R_{inter} \approx 0.9 - 0.5$ (foil, textile).

ANNEXE (III)

Résultats expérimentaux de références

1/-Essais sur écran de soutènement sans fondation

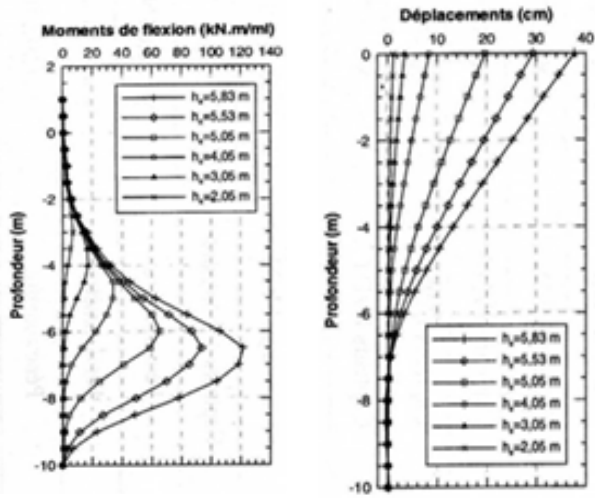
2/-Essais sur écran de soutènement avec fondation

Réalisés par Christophe Gaudin (2002)

- Essais sur parois autostables

1/Essai A0-1

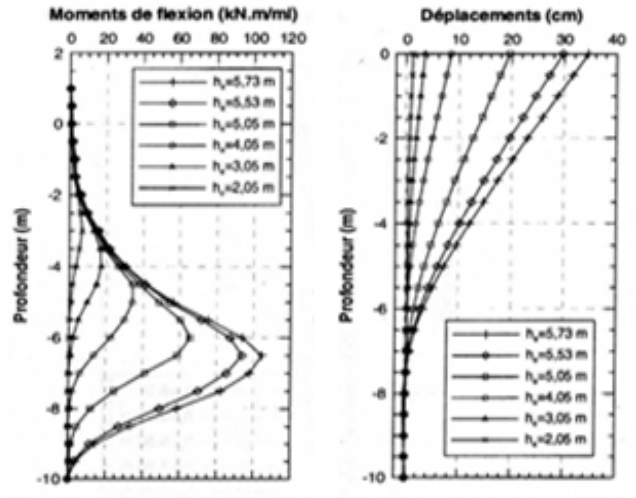
2/Essai A0-2



a)-Profils des moments de flexion

b)-Profils de déplacements horizontaux

Figure A1.1 - Profils de moments de flexion et de déplacements horizontaux pour différentes hauteurs d'excavation



a)-Profils des moments de flexion

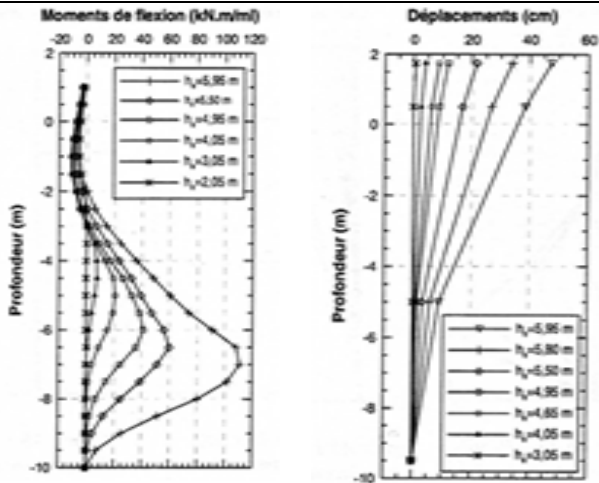
b)-Profils de déplacements horizontaux

Figure A1.2 - Profils de moments de flexion et de déplacements horizontaux pour différentes hauteurs d'excavation

- Essais sur parois autostables

3/Essai A1-1

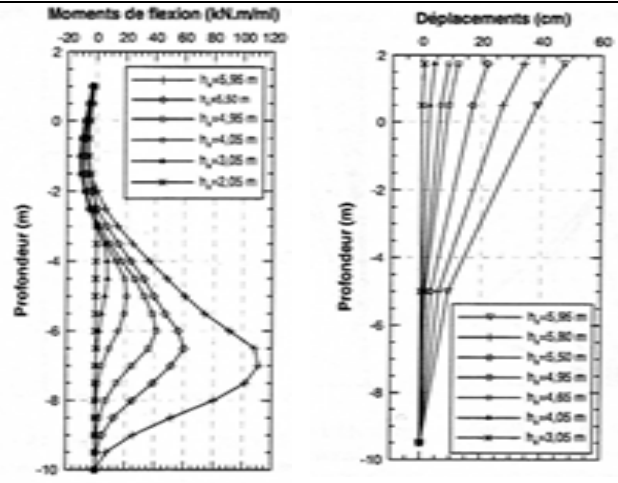
4/Essai A1-2



a)-Profils des moments de flexion

b)-Profils de déplacements horizontaux

Figure A1.3 - Profils de moments de flexion et de déplacements horizontaux pour différentes hauteurs d'excavation

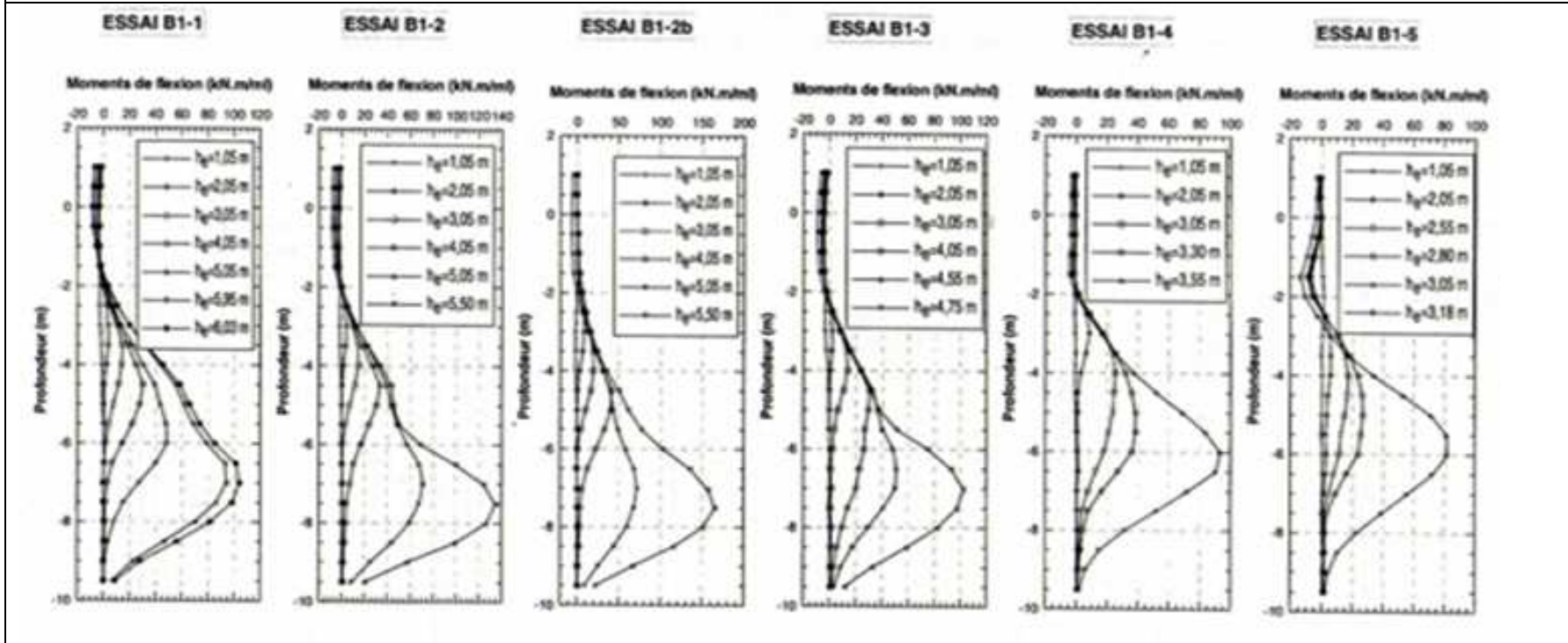


a)-Profils des moments de flexion

b)-Profils de déplacements horizontaux

Figure A1.4- Profils de moments de flexion et de déplacements horizontaux pour différentes hauteurs d'excavation

Essais sur parois autostables avec chargement du sol soutenu



a)- $X=4,00m$

b)- $X=2,50m$

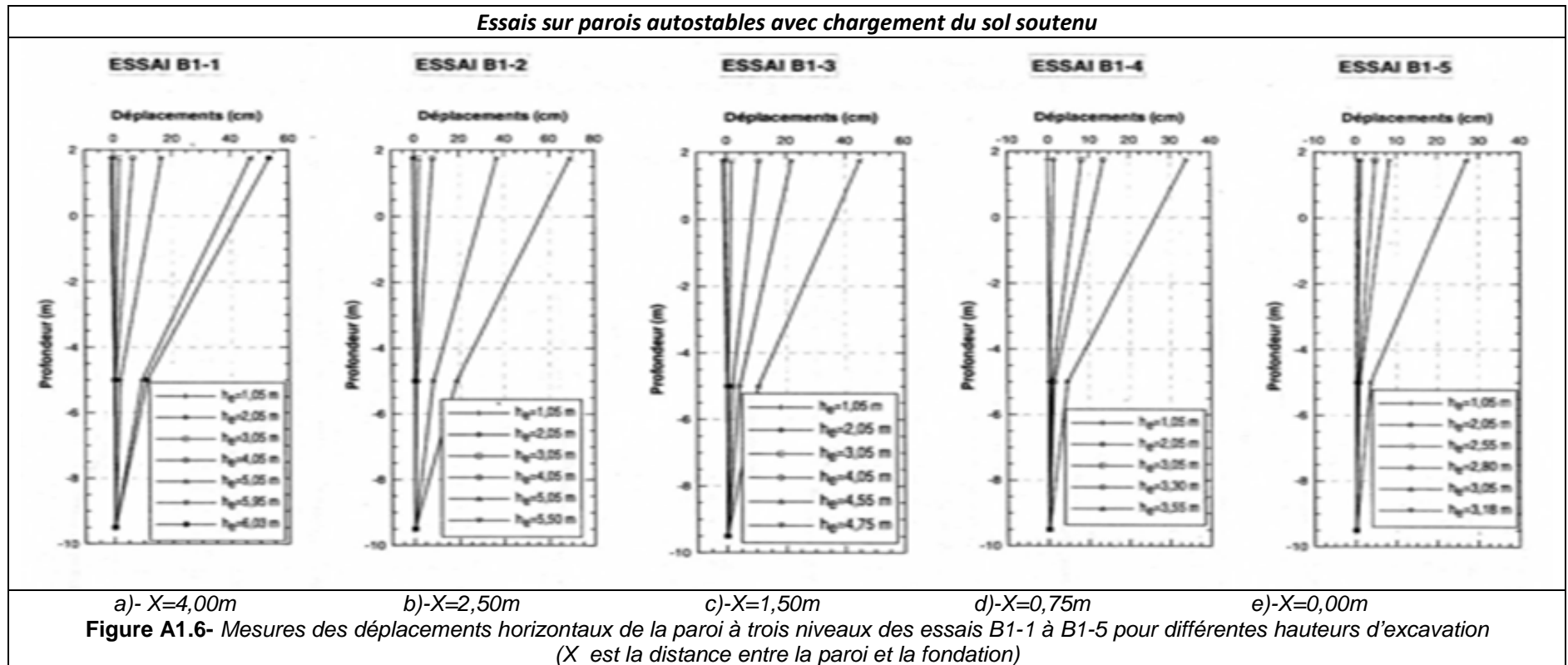
c)- $X=2,50m$

d)- $X=1,50m$

e)- $X=0,75m$

f)- $X=0,00m$

Figure A1.5- Profils de moments de flexion des essais B1-1 à B1-5 pour différentes hauteurs d'excavation (X est la distance entre la paroi et la fondation)

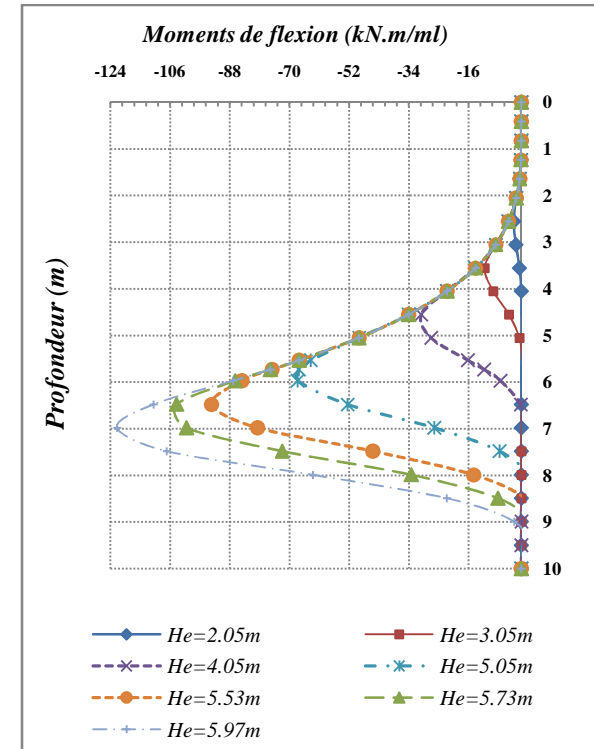
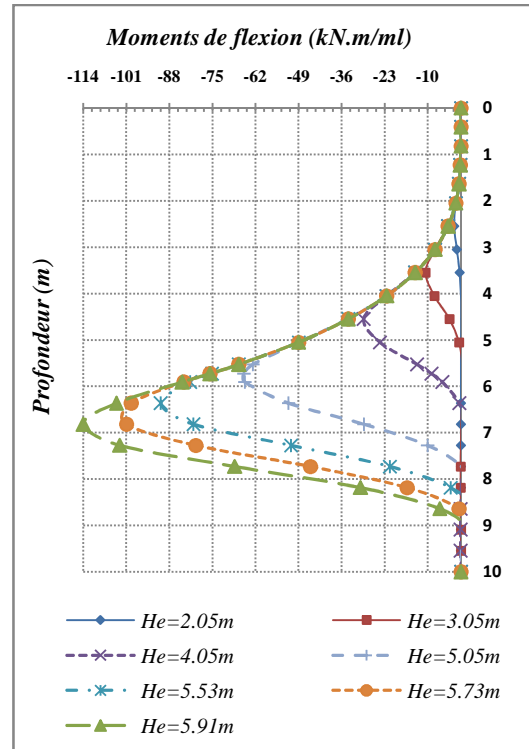
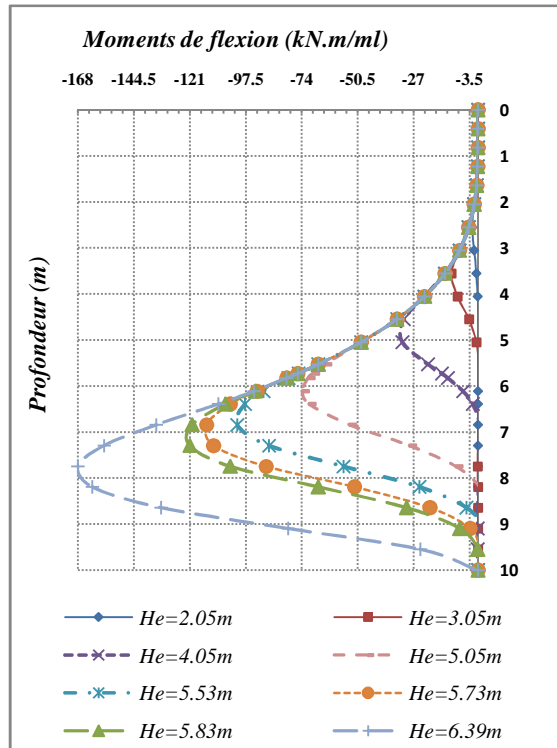


ANNEXE (IV)

Calculs aux coefficients de réaction

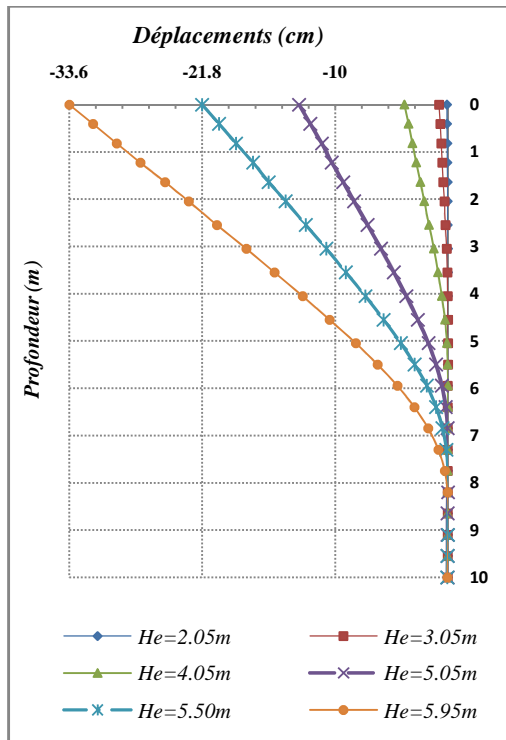
1/- Ecran de soutènement sans fondation

2/- Ecran de soutènement avec fondation

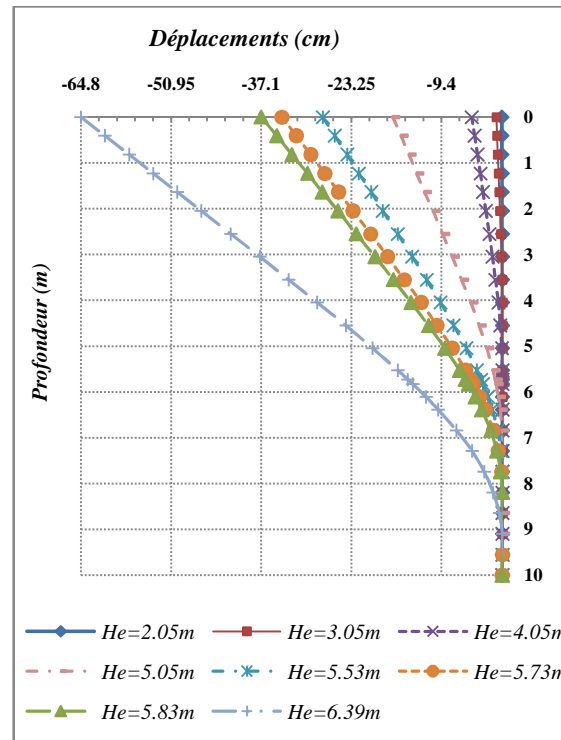


a)- K_a et K_p calculés par méthode de Coulomb
 b)- K_a et K_p calculés par méthode de Rankine
 c)- K_a et K_p calculés par Tables de J.-Kerisel et Absi
Figure A 4.1- Profils de moments de flexion dans la paroi n°01 avec coefficient de réaction K_h par les abaques de Chadeisson pour différentes hauteurs d'excavation limites.

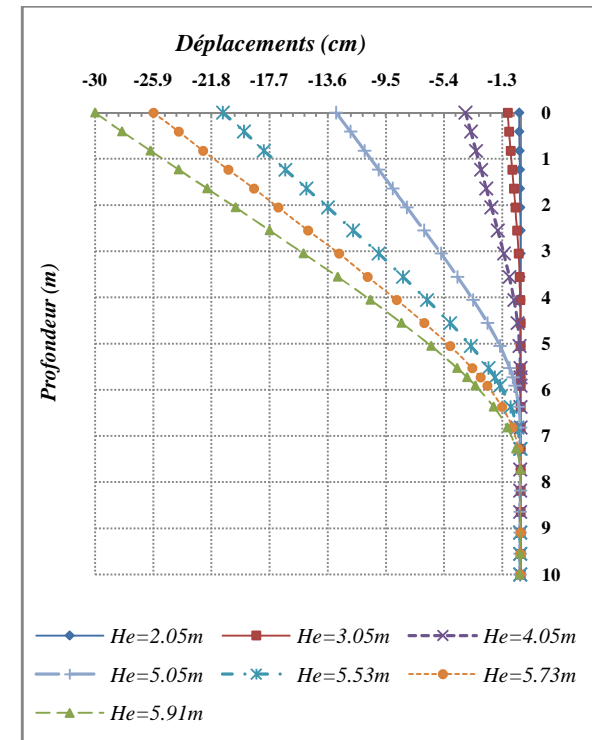
- Ecran sans Fondation -



a)-Ka et Kp calculés par méthode de Coulomb



b)-Ka et Kp calculés par méthode de Rankine



c)-Ka et Kp calculés par Tables de Caquot-Kerisel

Figure A 4.2- Profils de déplacements horizontaux en tête de la paroi n°01 avec coefficient de réaction K_h par les abaques de Chadeisson pour différentes hauteurs d'excavation.

- Ecran sans Fondation -

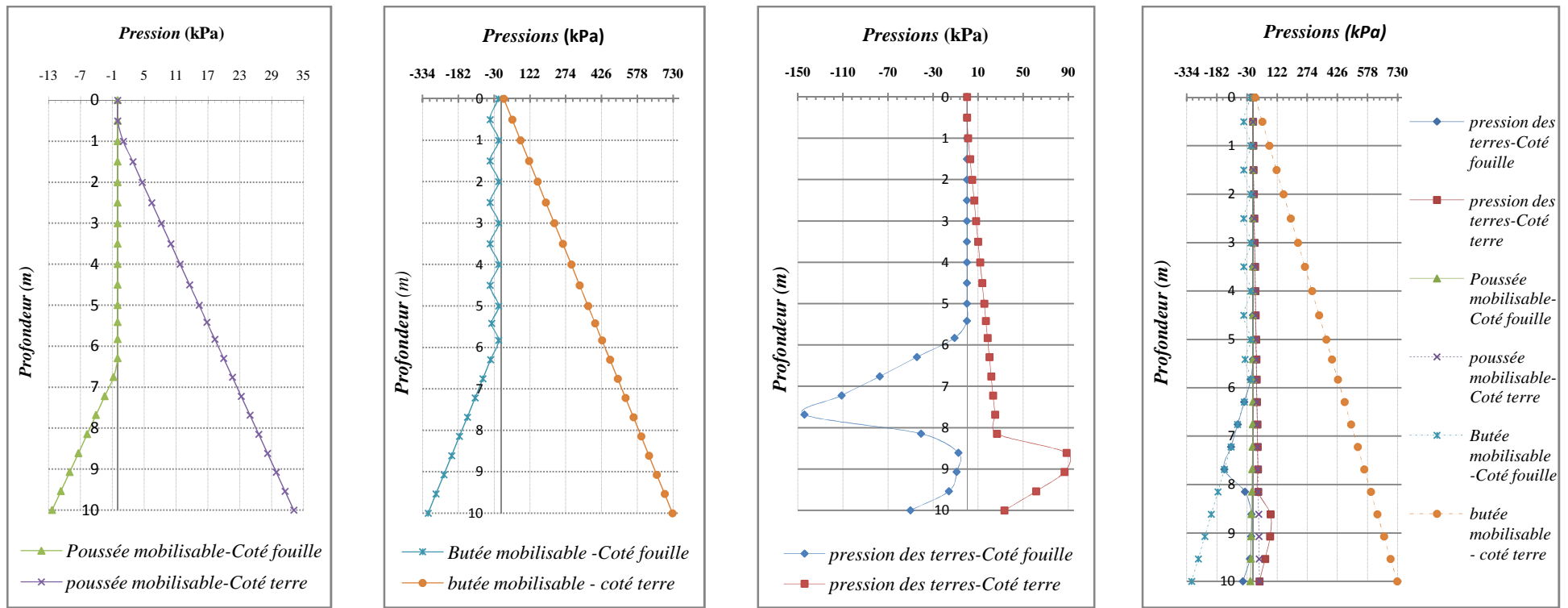
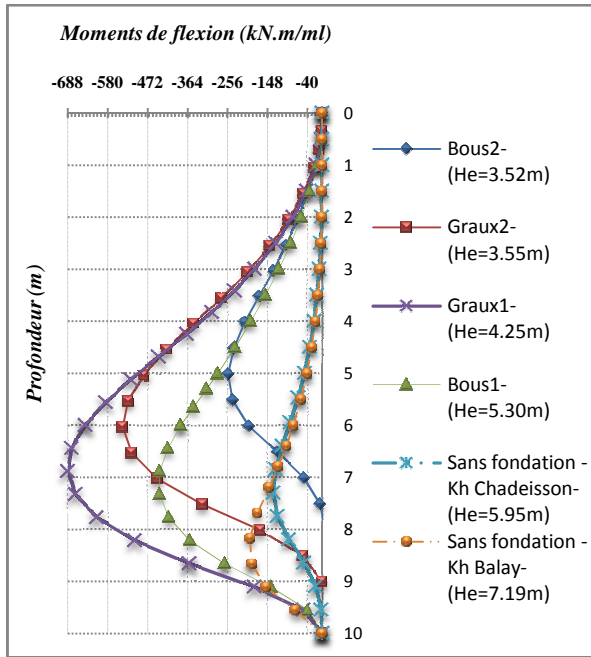
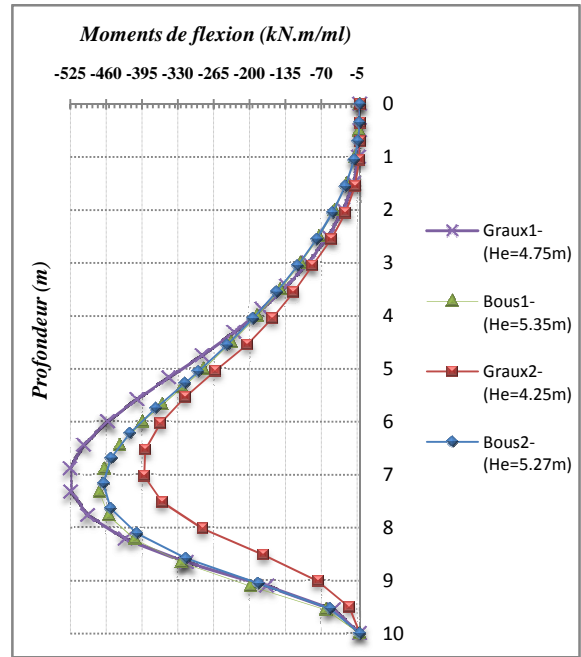


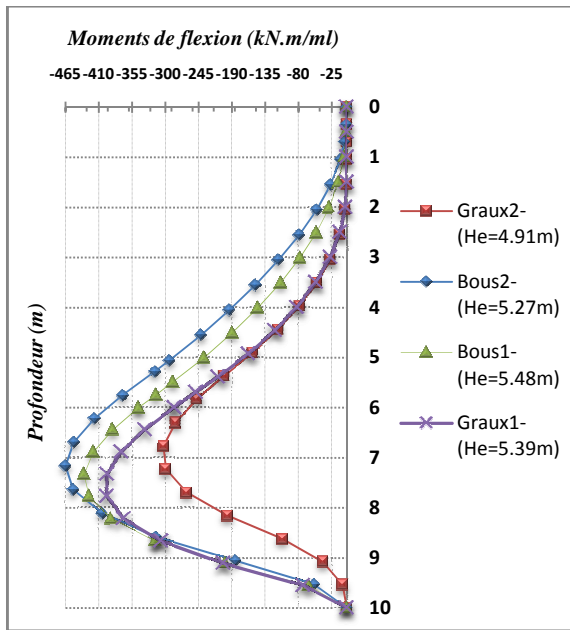
Figure A 4.3- Etats de pressions des terres sur les deux cotés de la paroi n°01 pour la hauteur d'excavation $H_e=5,83m$ -*-Ecran sans Fondation -*



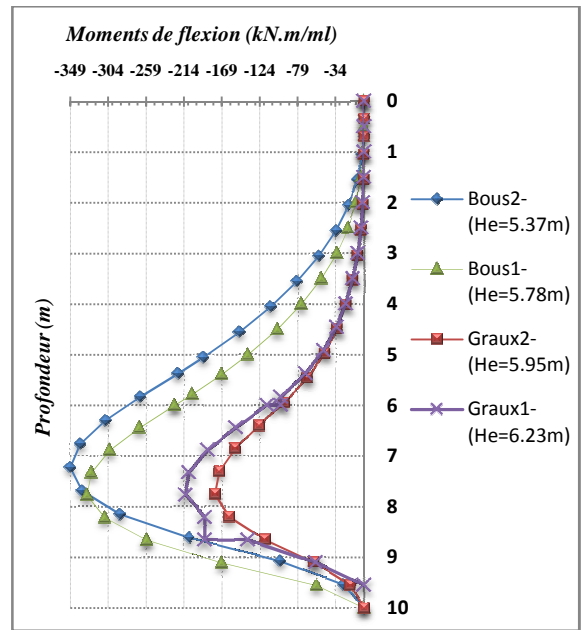
a)- $X=0,00\text{ m}$



b)- $X=0,75\text{ m}$



c)- $X=1,50\text{ m}$

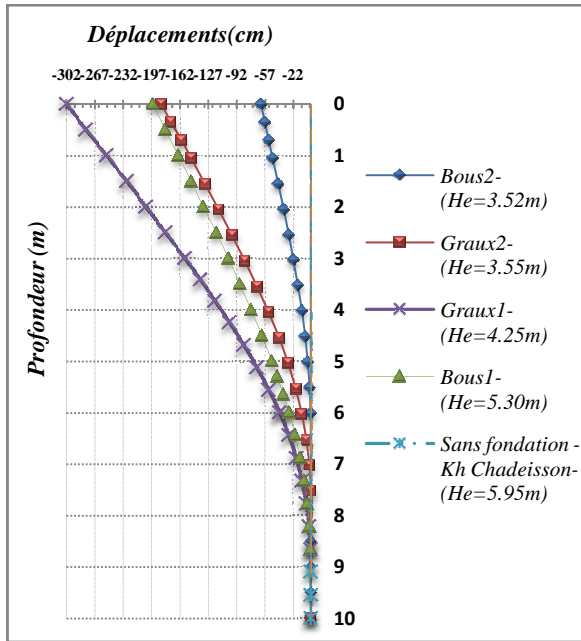


d)- $X=4,00\text{ m}$

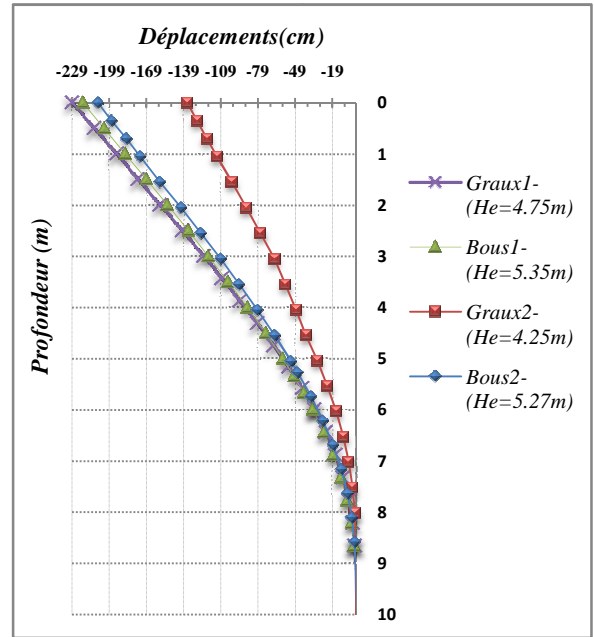
Figure A 4.4- Influence du coefficient de réaction et le type de charges sur les moments de flexion
 -Cas de sol soutenu chargé de $q=300\text{kPa}$ à distance X de la paroi n°01*- Ecran avec Fondation -*

Bous1 : Charge type de Boussinesq et calcul avec Kh selon la méthode de Balay.

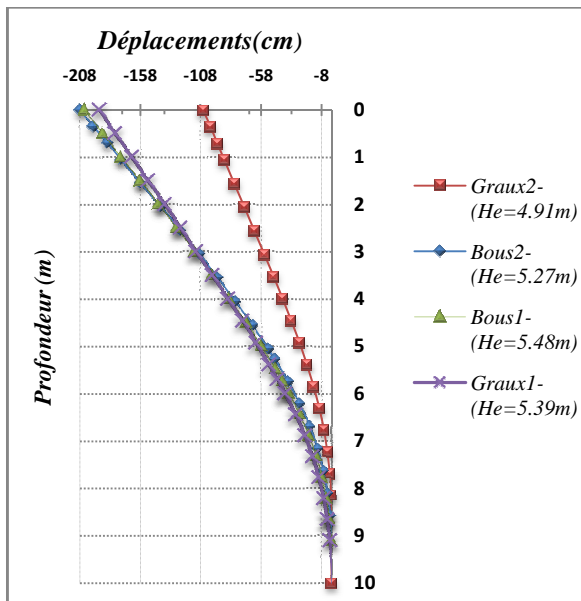
-Graux1 : Charge type de Graux et calcul avec Kh selon la méthode de Balay.



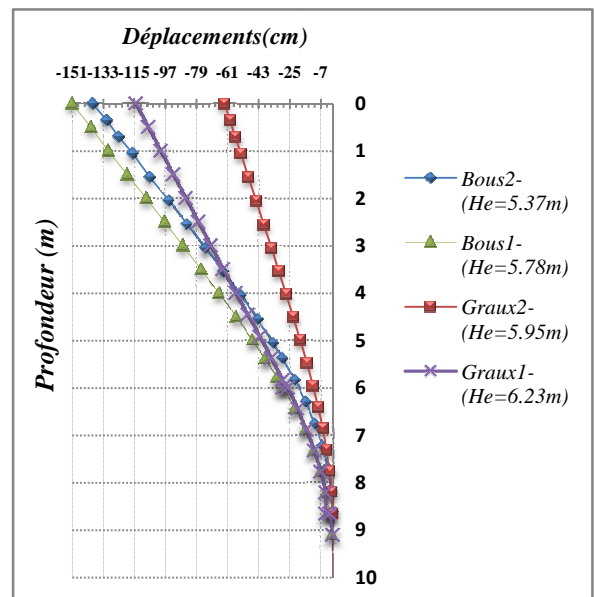
a)- X=0,00 m



b)- X=0,75m



c)- X=1,50m



d)- X=4,00m

Figure A 4.5- Influence du coefficient de réaction et le type de charges sur les déplacements horizontaux en tête de l'écran -Cas de sol soutenu chargé de $q=300kPa$ à distance X de la paroi n°01*- Ecran avec Fondation -*

- Bous1 : Charge type de Boussinesq et calcul avec Kh selon la formule de Balay.
- Graux1 : Charge type de Graux et calcul avec Kh selon la formule de Balay.
- Bous2 : Charge type Boussinesq et calcul avec Kh selon les abaques de chadeisson
- Graux2 : Charge type Graux et calcul avec Kh selon les abaques de chadeisson

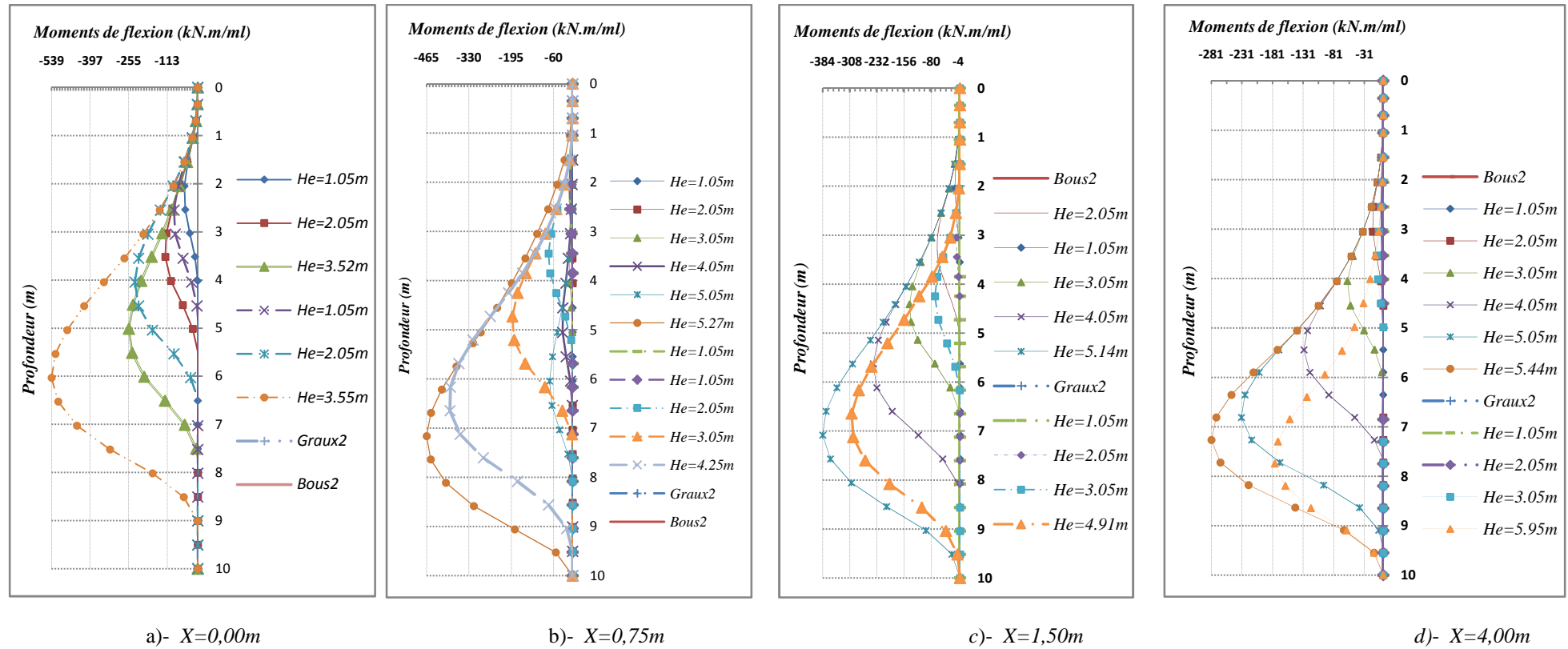


Figure A 4.6- Influence du coefficient de réaction et le type de charges sur les moments de flexion par hauteur d'excavation

-Cas de sol soutenu chargé de $q=300\text{kPa}$ à distance X de la paroi n°01*- Ecran avec Fondation -*

-Bous2 : Charge type Boussinesq et calcul avec Kh selon les abaques de chadeisson

-Graux2 : Charge type Graux et calcul avec Kh selon les abaques de chadeisson

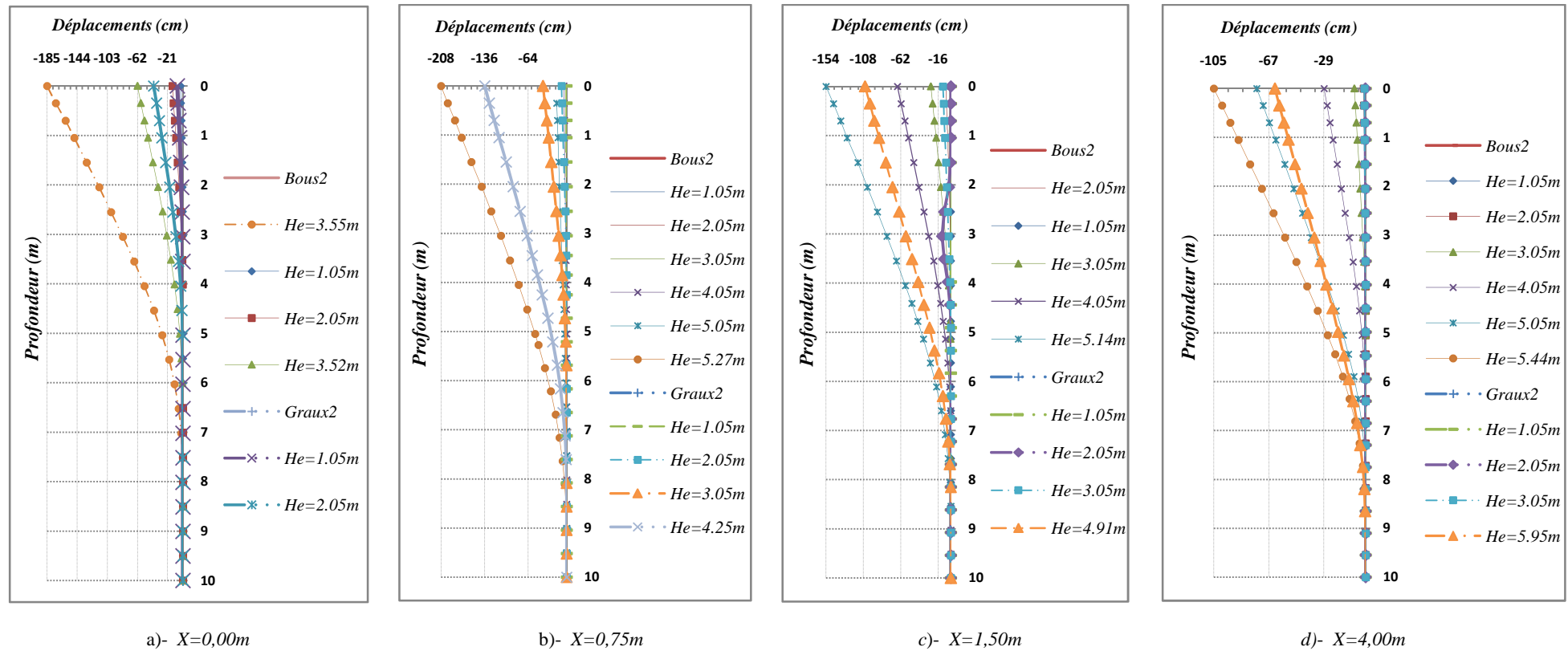


Figure A 4.7- Influence du coefficient de réaction et le type de charges sur les déplacements horizontaux en tête de l'écran par hauteur d'excavation

-Cas de sol soutenu chargé de $q=300kPa$ à distance X de la paroi n°01*- Ecran avec Fondation -*

-**Bous2** : Charge type Boussinesq et calcul avec K_h selon les abaques de chadeisson

-**Graux2** : Charge type Graux et calcul avec K_h selon les abaques de chadeisson

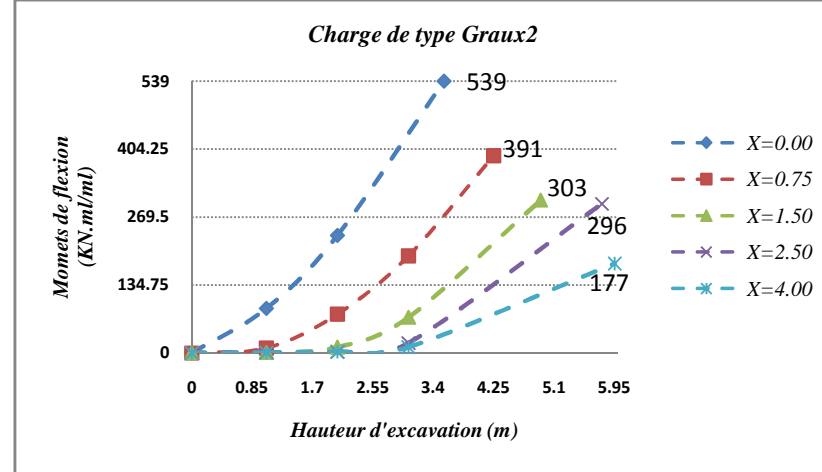
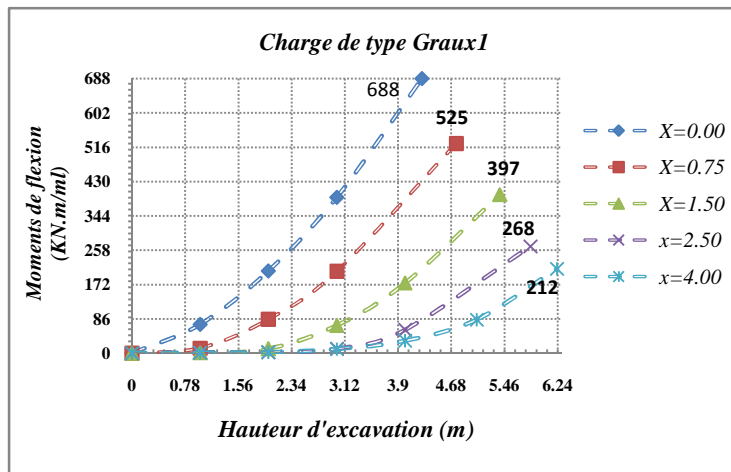
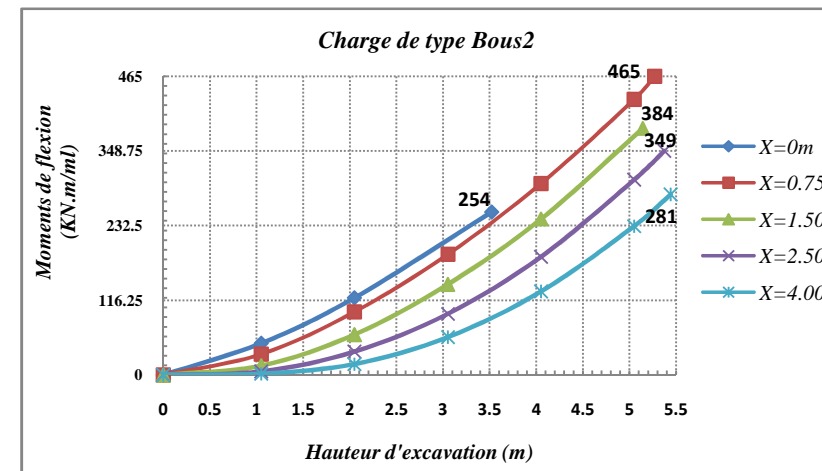
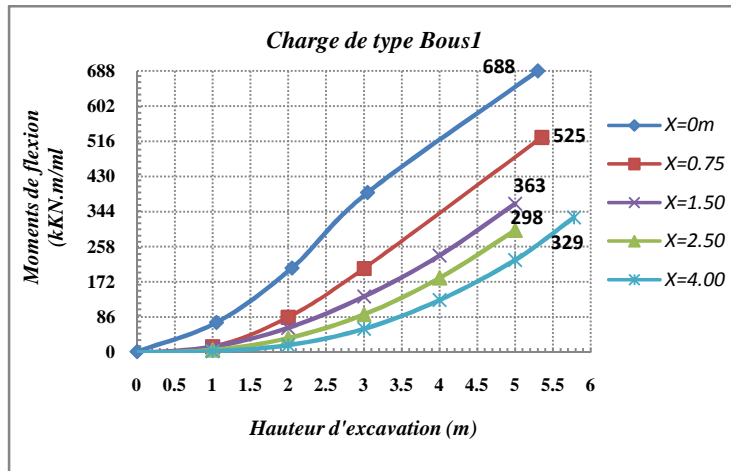


Figure A 4.8- Evolution des moments de flexion au cours de l'excavation par type de charge.

-Cas de $q=300kPa$ à distance X de la paroi n°01-*-Ecran + Fondation -*

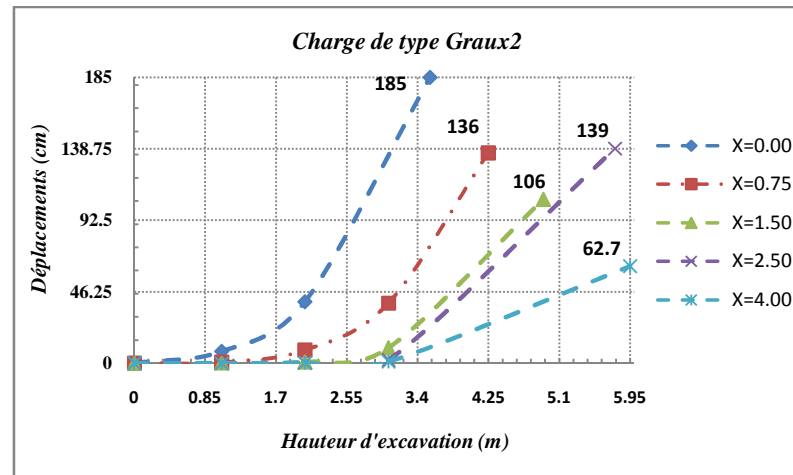
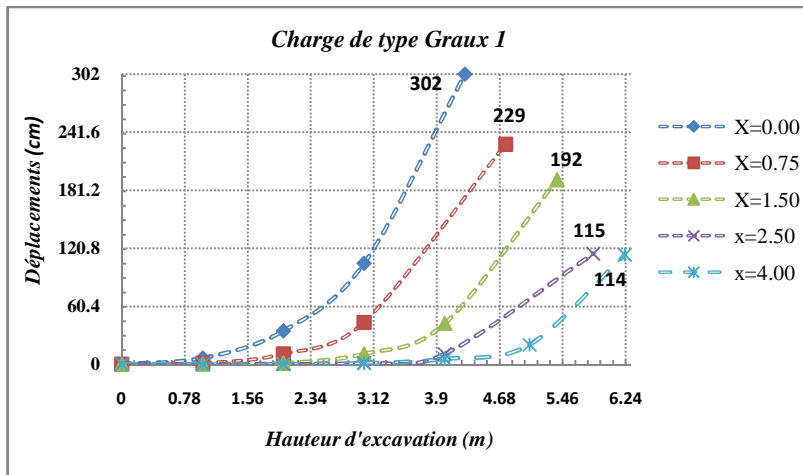
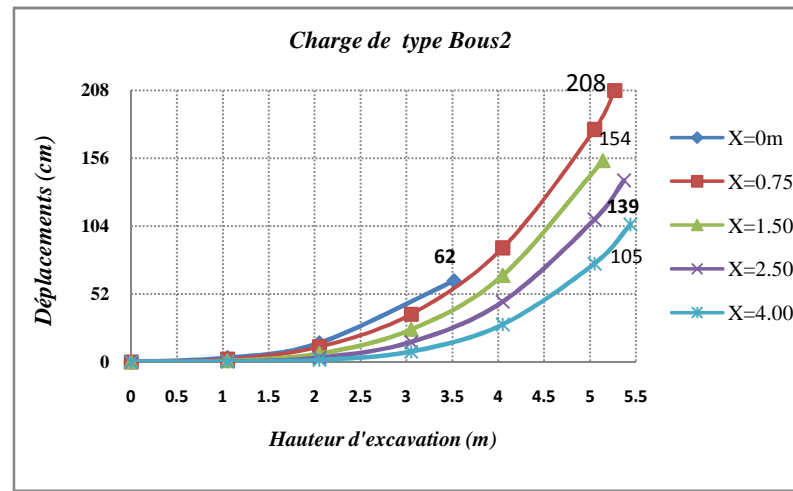
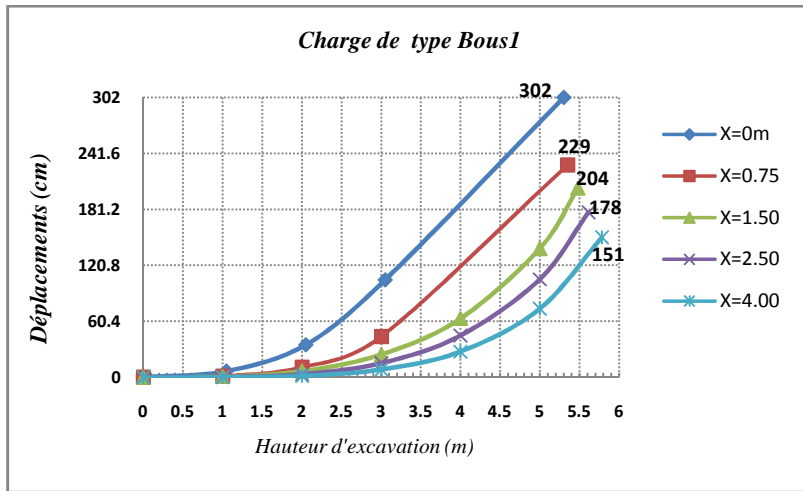
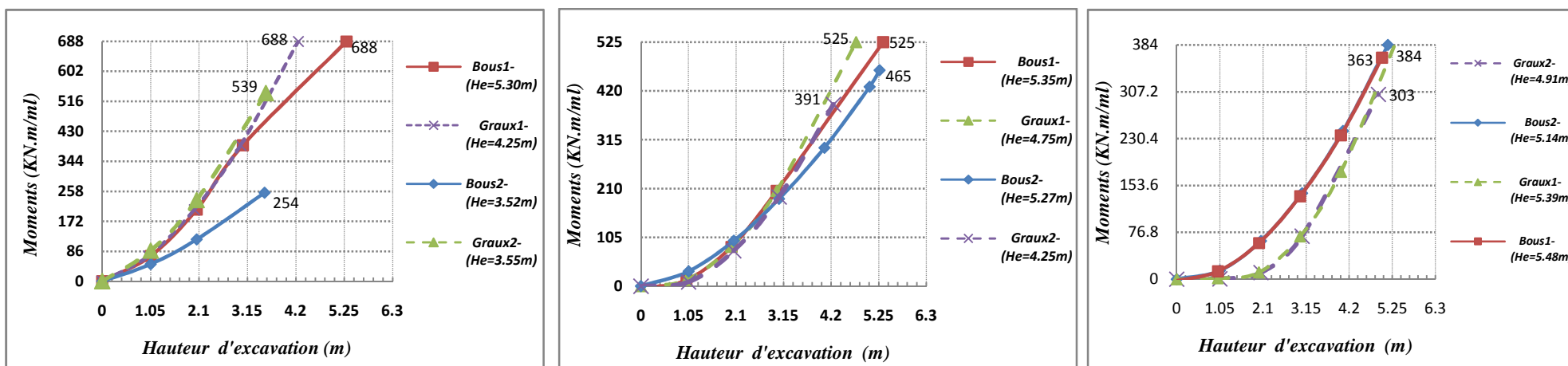


Figure A 4.9- Evolution des déplacements horizontaux en tête de l'écran au cours de l'excavation par type de charge.

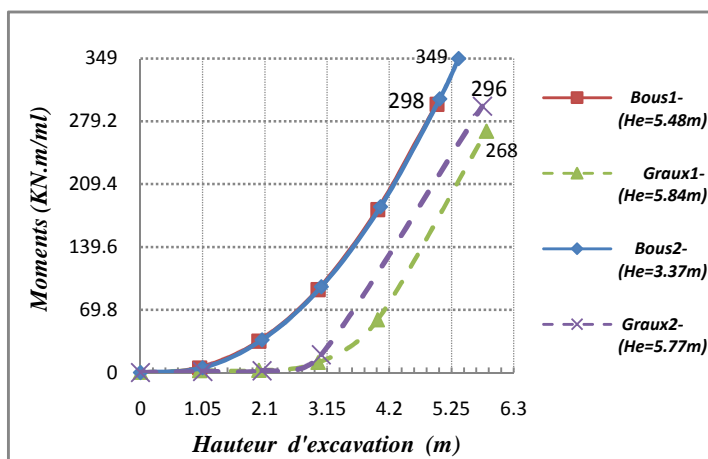
-Cas de $Q=300\text{Kpa}$ à distance X de la paroi n°01-*-Ecran + Fondation -*



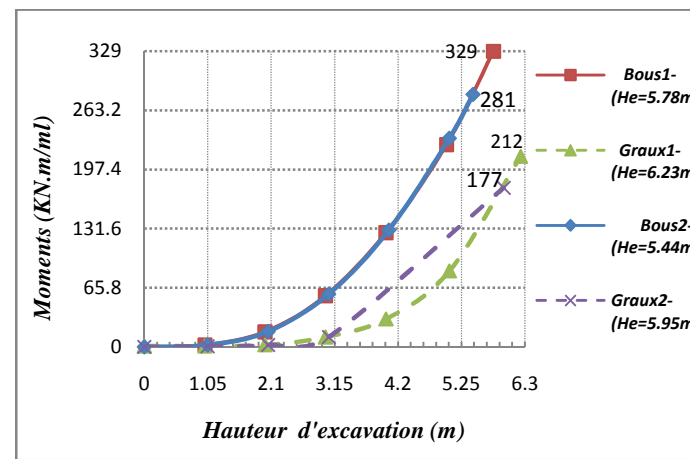
a)-X=0.00m

b)-X=0.75m

c)-X=1.50m



d)-X=2.50m



e)-X=4.00m

Figure A 4.10- Evolution des moments de flexion au cours de l'excavation pour différents types de charges

-Cas de $Q=300\text{Kpa}$ à distance X de la paroi n°01-*. Ecran + Fondation -*

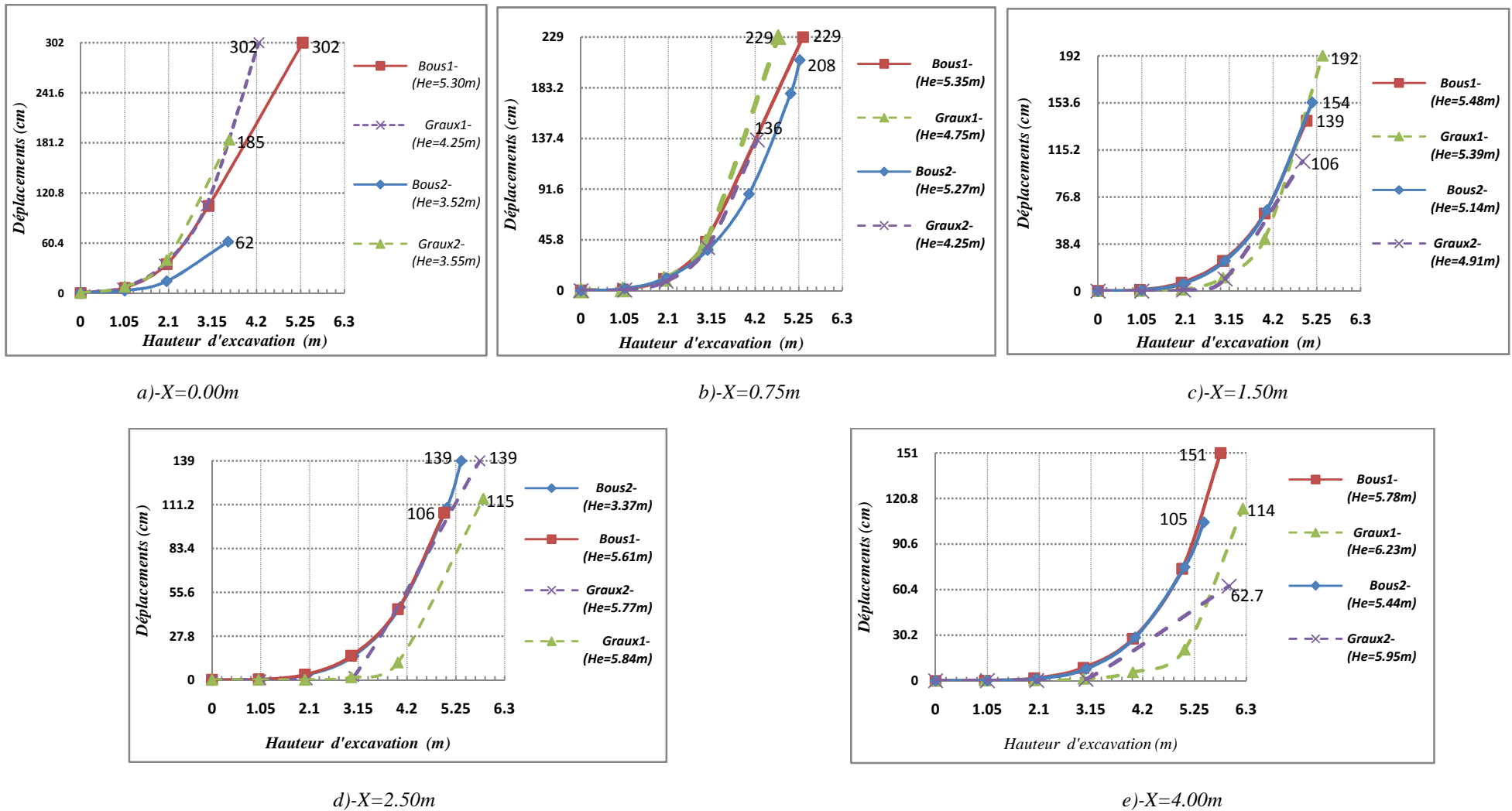
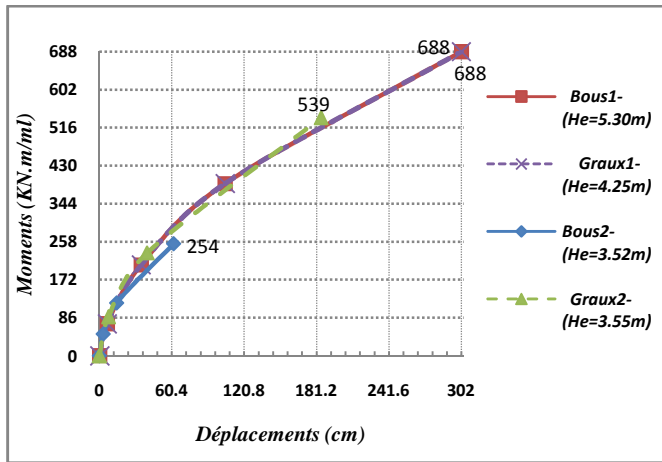
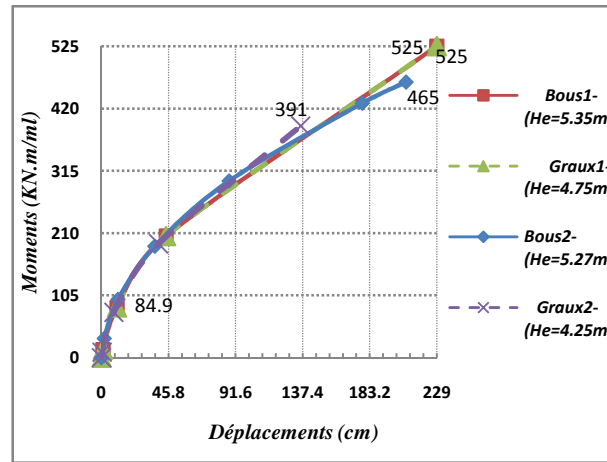


Figure A 4.11- Evolution des déplacements horizontaux au cours de l'excavation pour différents types de charges.

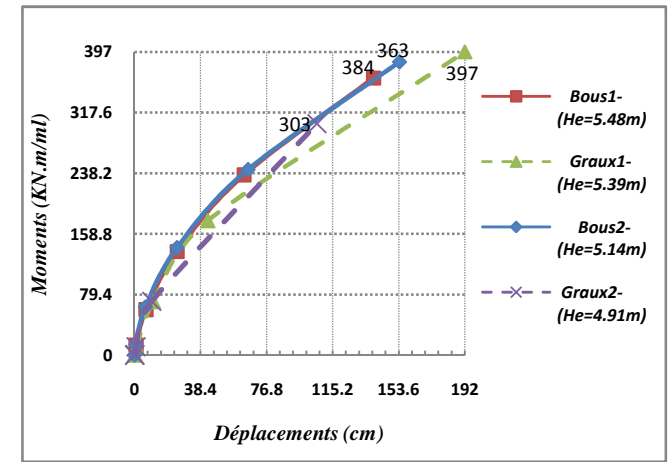
-Cas de $Q=300Kpa$ à distance X de la paroi n°01-* - Ecran + Fondation - *



a) -X=0.00m



b) -X=0.75m



c) -X=1.50m

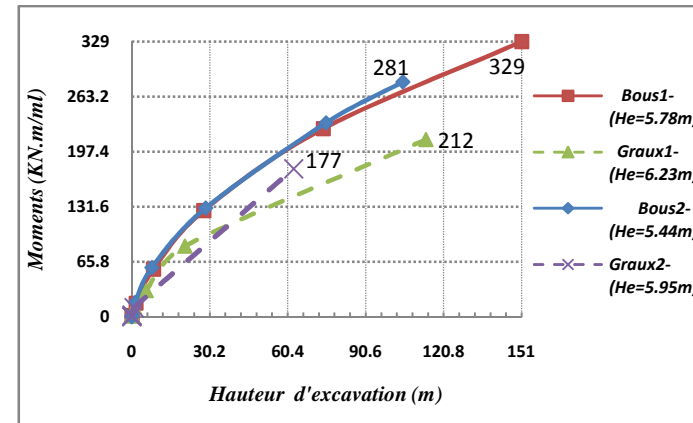
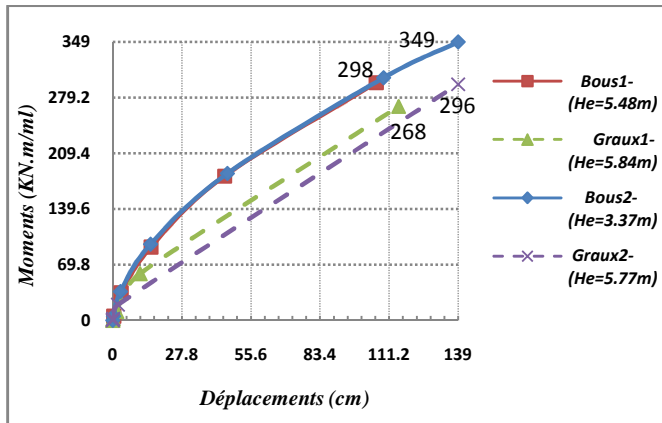
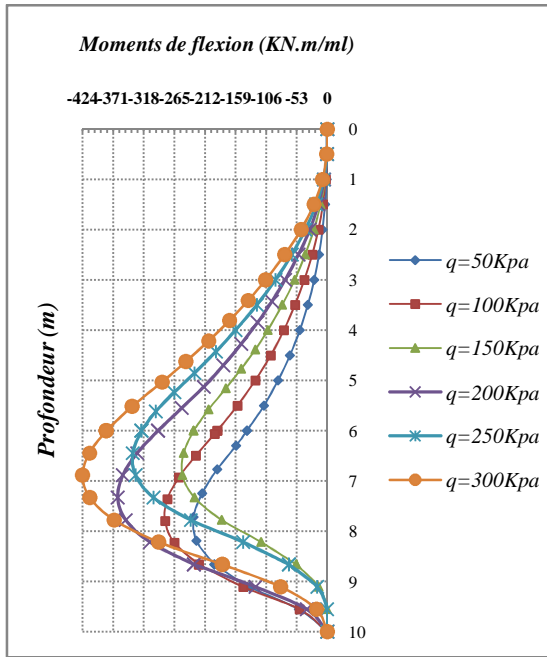
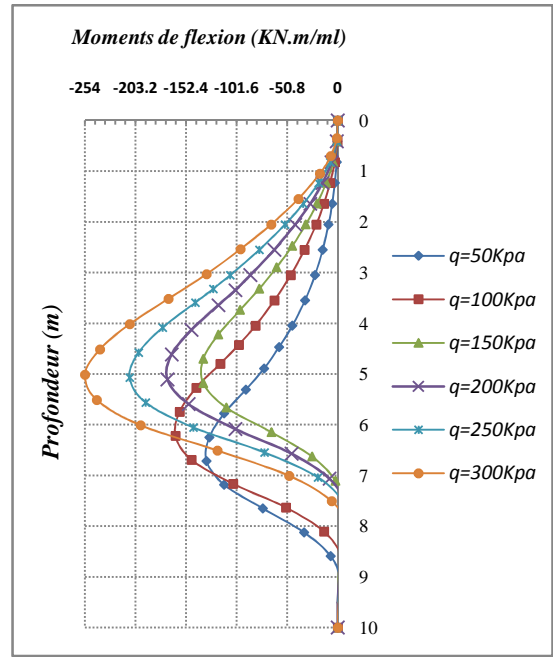


Figure A 4.12- Evolution de moments de flexion avec les déplacements horizontaux au cours de l'excavation pour différents types de charges.

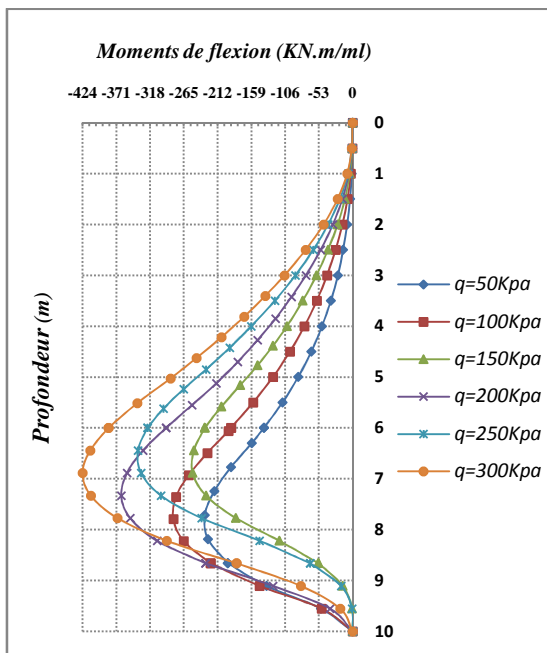
-Cas de $Q=300Kpa$ à distance X de la paroi n°01-*. Ecran + Fondation -*



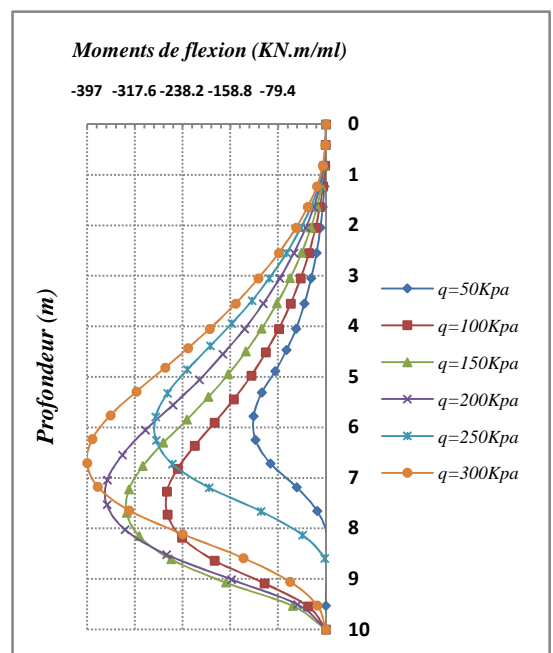
a)- Charge type **Bous1** à $X=0.00m$



b)- Charge type **Bous2** à $X=0.00m$

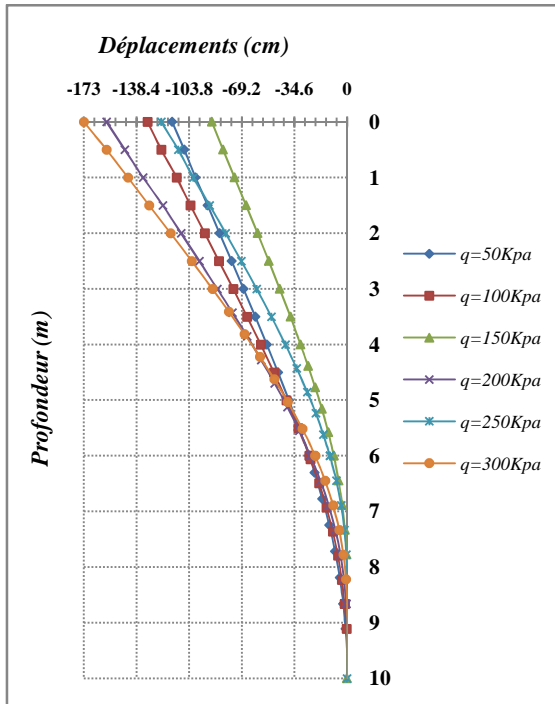


c)- Charge type **Bous1** à $X=0.75m$

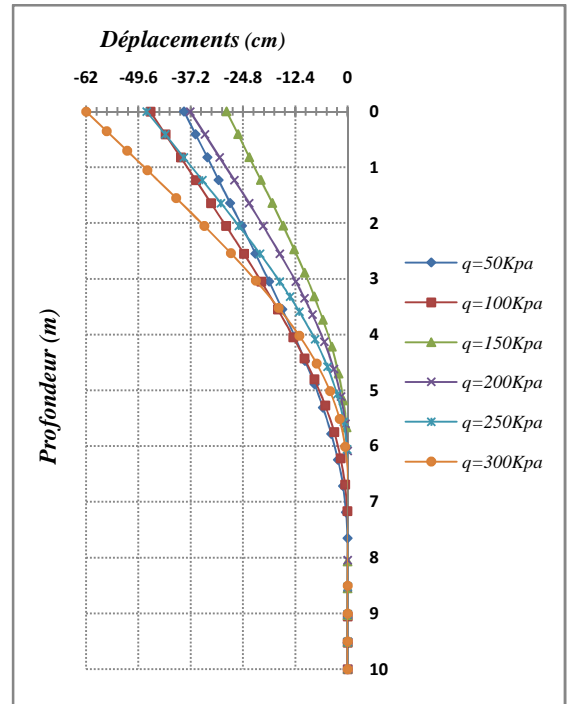


d)- Charge type **Bous2** à $X=0.75m$

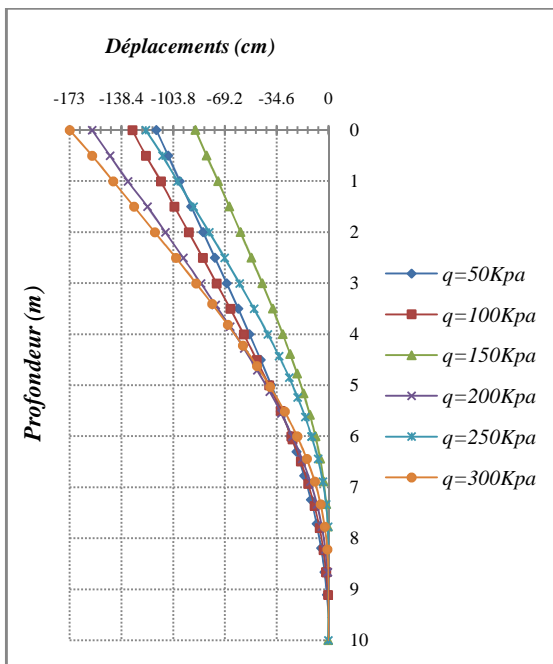
Figure A 4.13- Profils de moments de flexion relatifs à la variation de la charge en type et en valeurs, appliquée à X de la paroi n°01 et correspondant à la dernière phase-*Ecran + Fondation* -*



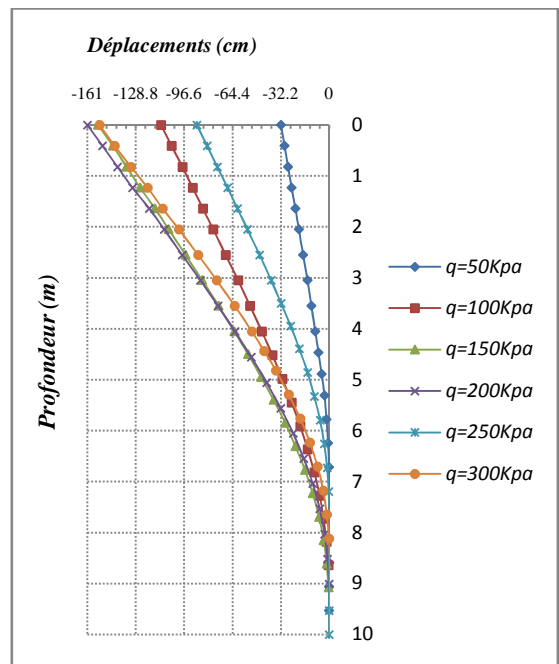
a)- Charge type **Bous1** à X=0.00m



b)- Charge type **Bous2** à X=0.00m



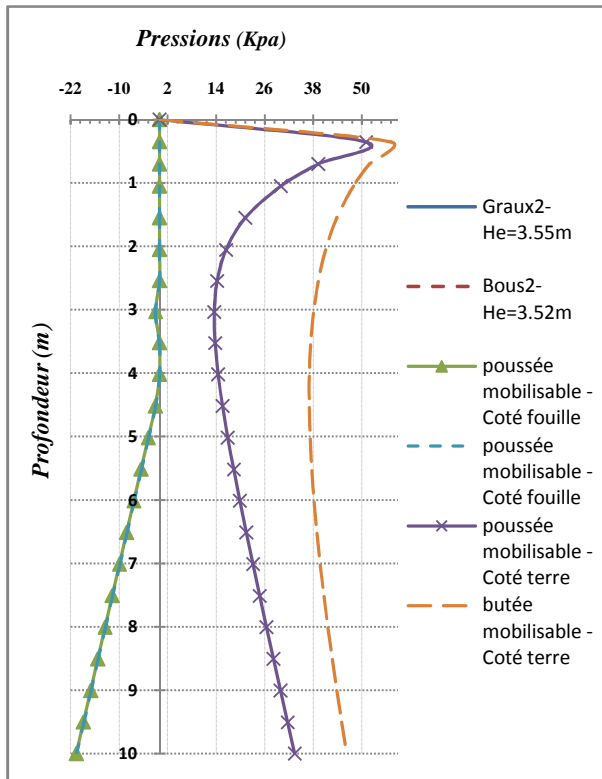
c)- Charge type **Bous1** à X=0.75m



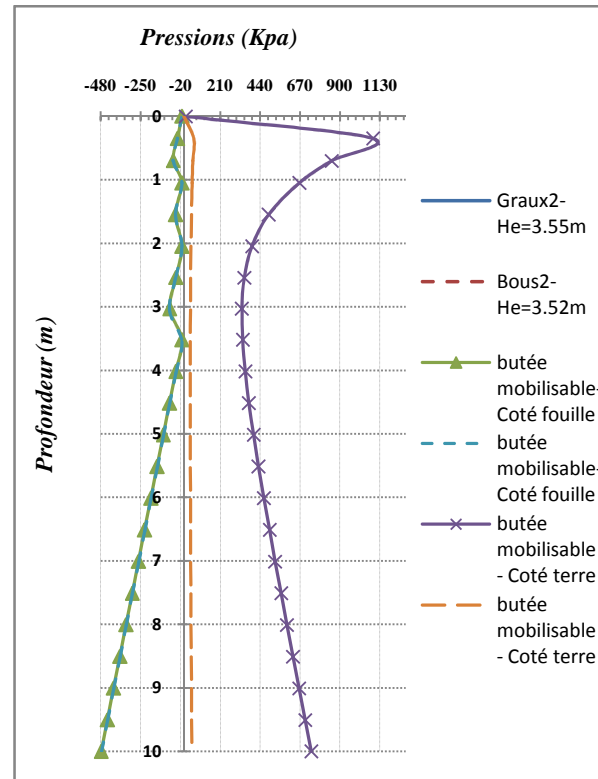
d)- Charge type **Bous2** à X=0.75m

Figure A 4.14- Profils de déplacements horizontaux en tête de l'écran relatifs à la variation de la charge en type et en valeurs, appliquée à la distance X de la paroi n°01 et correspondant à la dernière phase.

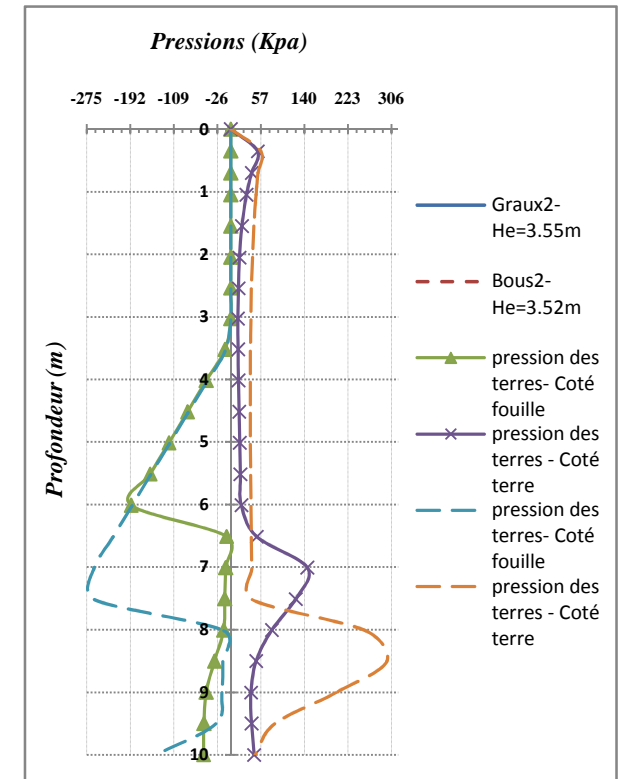
- Ecran + Fondation -



a)-Pressions de poussée mobilisable

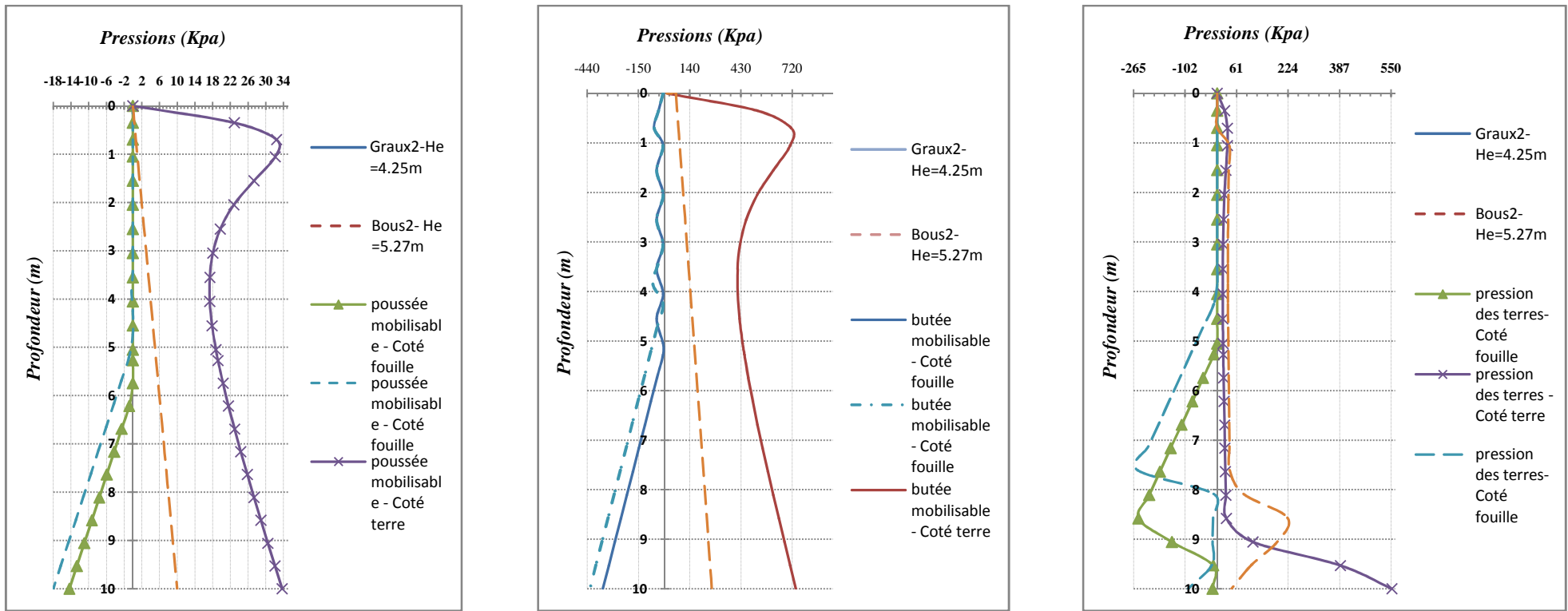


b)-Pressions de butée mobilisable



c)-Pressions de terre

Figure A 4.15- Etats de pressions des terres sur les deux cotés de la paroi n°01, cas de sol soutenu chargé de Q de types (Bous2 et Graux2)=300 kPa à $X=0.00m$ de la paroi.



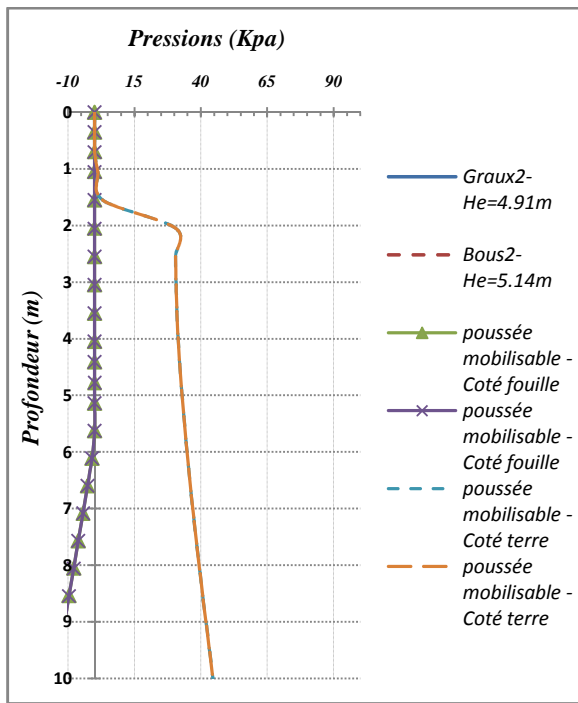
a)-Pressions de poussée mobilisable

b)-Pressions de butée mobilisable

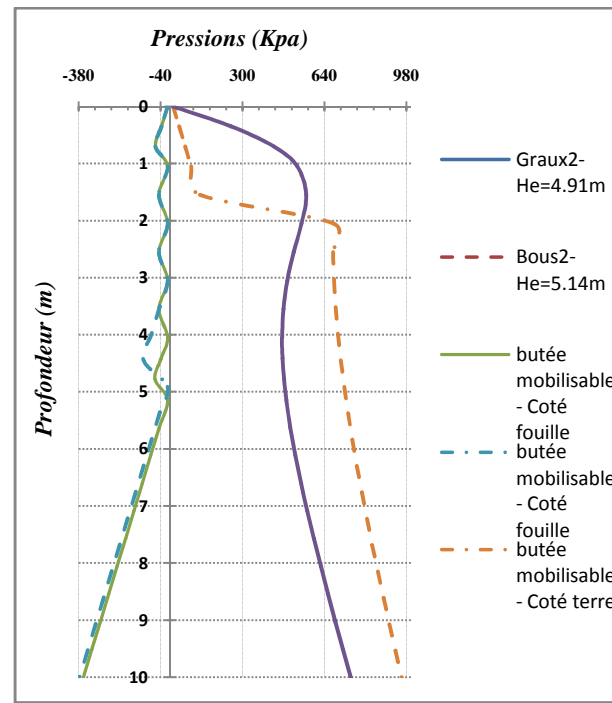
c)-Pressions de terre

Figure A 4.16- Etats de pressions des terres sur les deux cotés de la paroi n°01, cas de sol soutenu chargé de Q

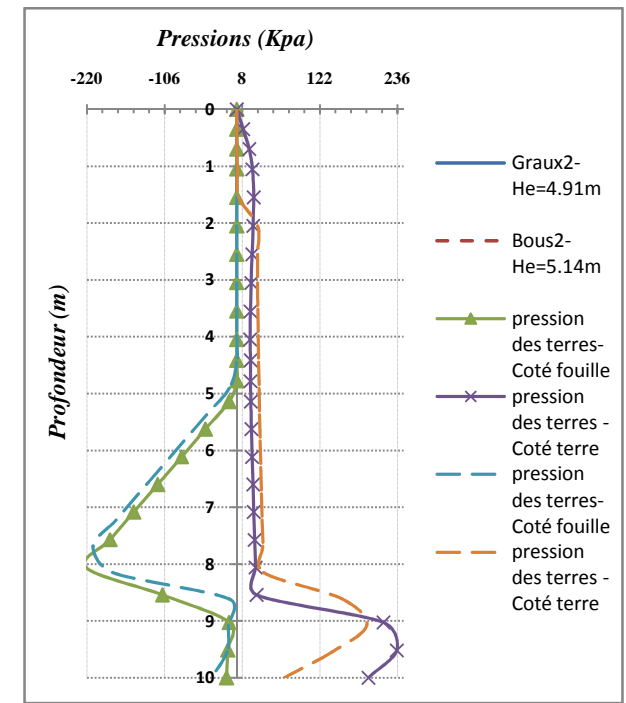
de types (Bous2 et Graux2)=300 kPa à $X=0.75m$ de la paroi.



a)-Pressions de poussée mobilisable

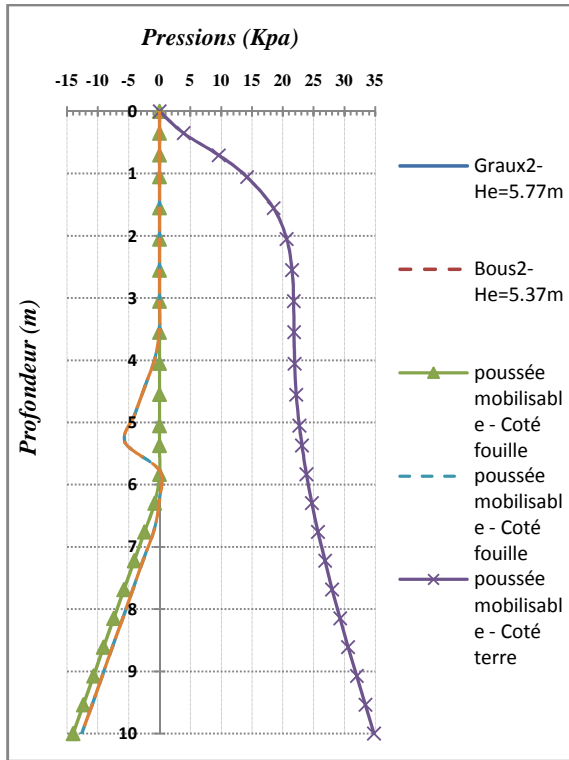


b)-Pressions de butée mobilisable

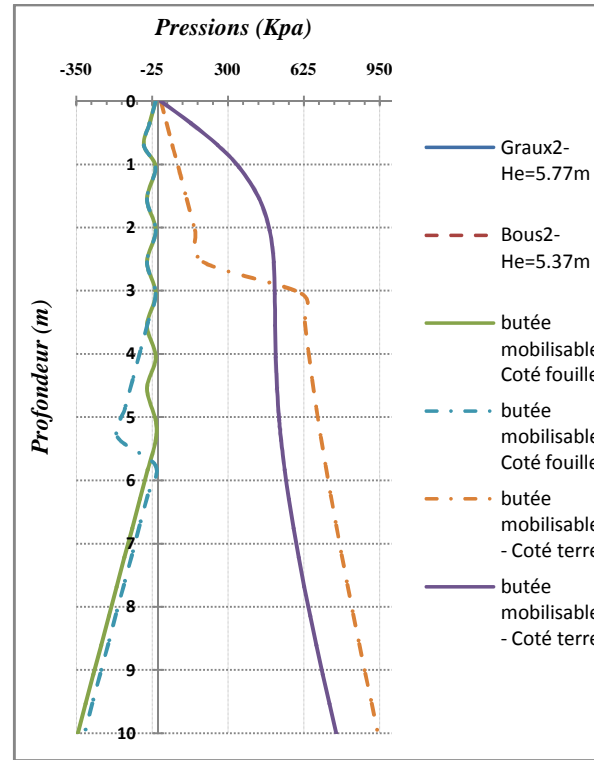


c)-Pressions de terre

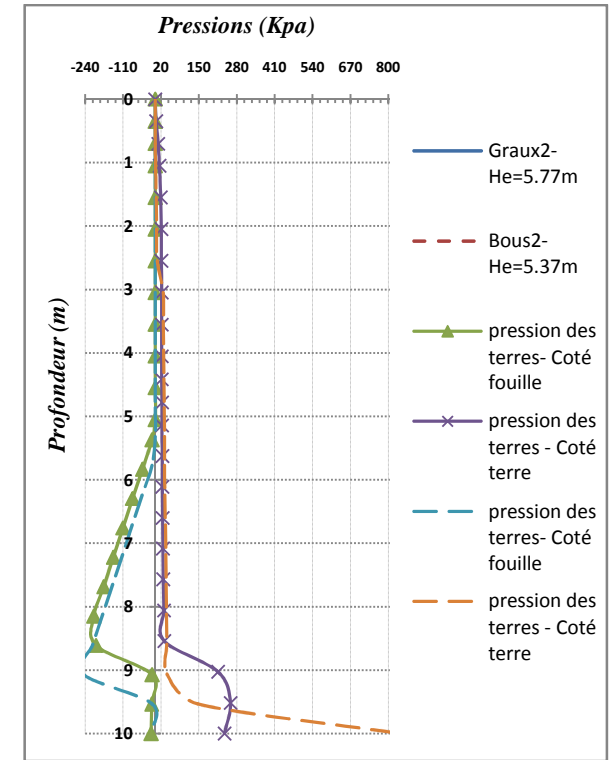
Figure A 4.17- Etats de pressions des terres sur les deux cotés de la paroi n°01, cas de sol soutenu chargé de Q de types (Bous2 et Graux2)=300 kPa à $X=1.50m$ de la paroi.



a)-Pressions de poussée mobilisable

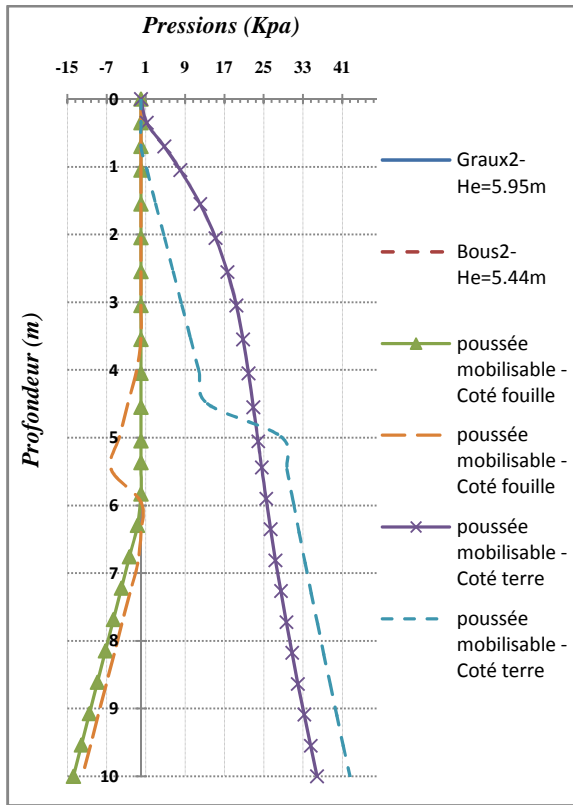


b)-Pressions de butée mobilisable

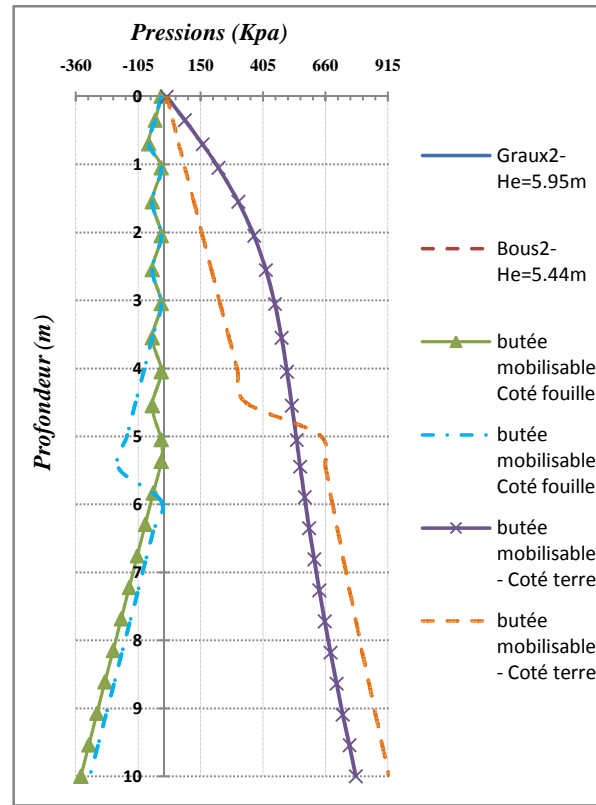


c)-Pressions de terre

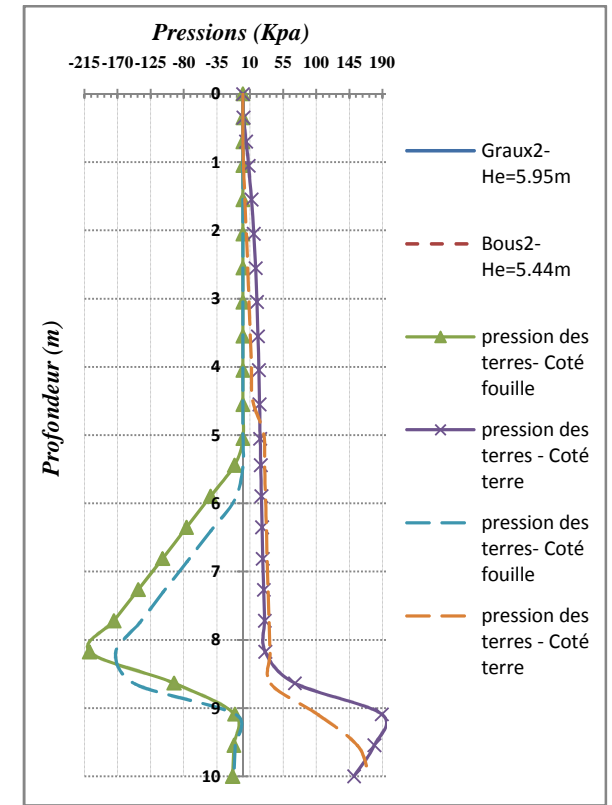
Figure A 4.18- Etats de pressions des terres sur les deux cotés de la paroi n°01, cas de sol soutenu chargé de Q de types (Bous2 et Graux2)=300 kPa à $X=2.50m$ de la paroi.



a)-Pressions de poussée mobilisable



b)-Pressions de butée mobilisable



c)-Pressions de terre

Figure A 4.19- Etats de pressions des terres sur les deux cotés de la paroi n°01 ,cas de sol soutenu chargé de Q de types (Bous2 et Graux2)=300 kPa à $X=4.00m$ de la paroi.

ANNEXE (V)

Calculs par la méthode des éléments finis (M.E.F)

1/- Ecran de soutènement sans fondation

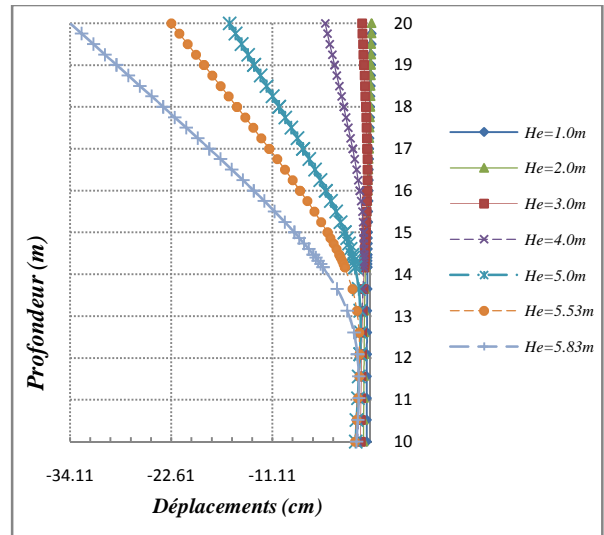
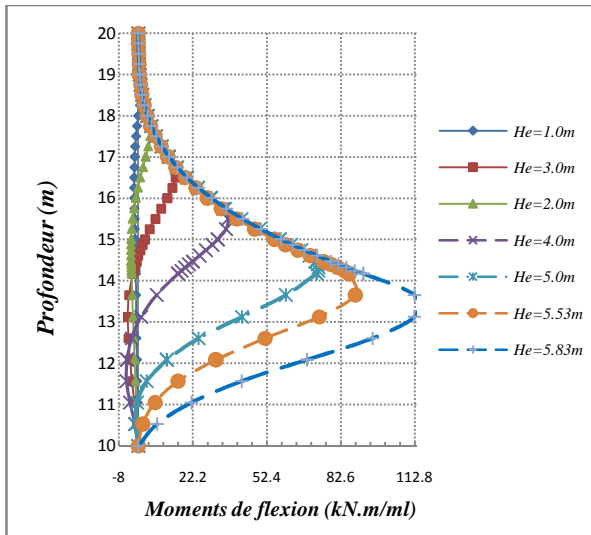
2/- Ecran de soutènement avec fondation

3/- Comparaison de résultats expérimentaux avec calculs numériques

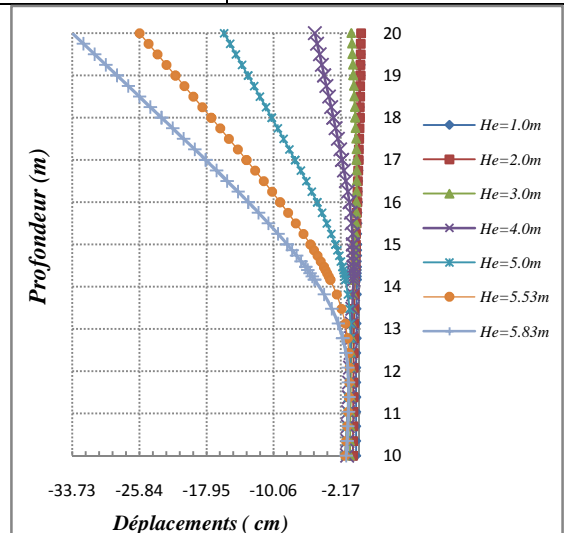
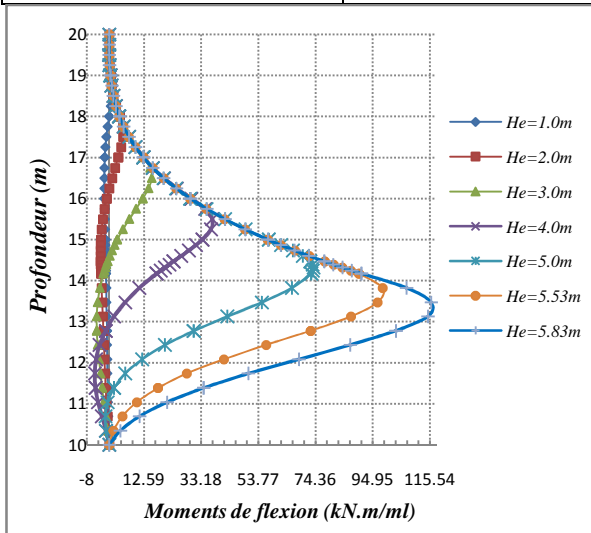
Paroi Elasticité linéaire		Sol - Modèle Mohr-Coulomb		Contact	
E (MPa)	22350	E (kPa)	10000	R _{inter}	1
ν	0.3	ν	0.275	c(kPa)	0
		c(kPa)	0	$\varphi(^{\circ})$	39.40
		$\varphi(^{\circ})$	39.40		
		$\psi (^{\circ})$	16.7		

Simulation N°	01		
Nom de fichier	Sans fondation\Essai 01 (H=5.83m)- SOL E=10MPA\Csol nul C=0\E10MAILCOARSE.plx		
Maillage	Coarse		
Nombre d'éléments	233	Nombre d'éléments	2019

A5.1/- Ecran sans fondation

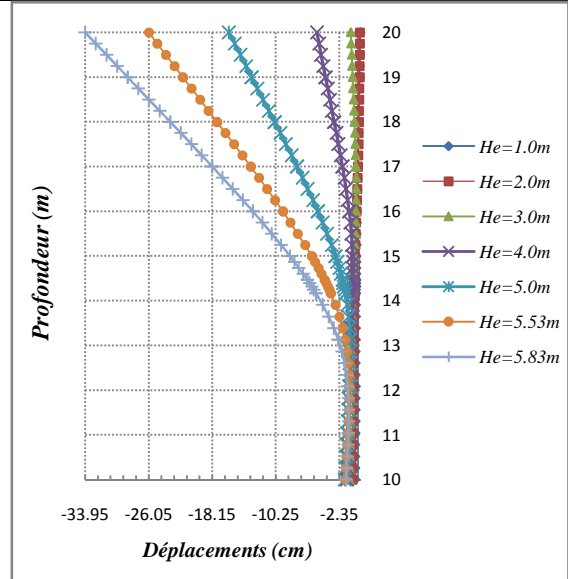
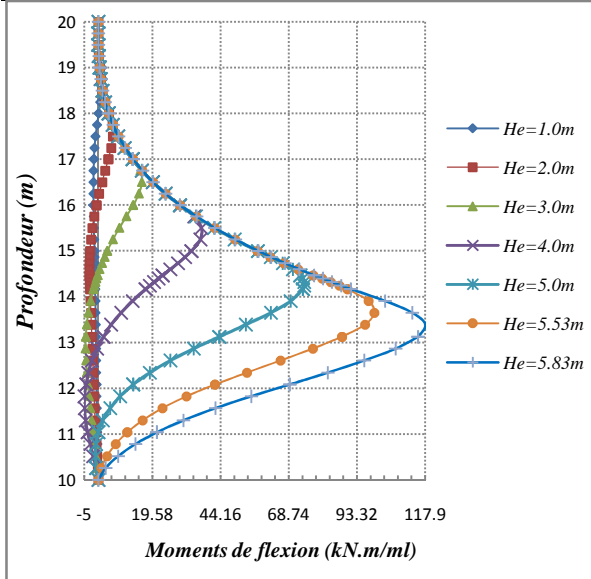


Simulation N°	02		
Nom de fichier	Sans fondation\Essai 01 (H=5.83m)- SOL E=10MPA\Csol nul C=0\E10MAILmedium.plx		
Maillage	Medium		
Nombre d'éléments	383	Nombre d'éléments	3255

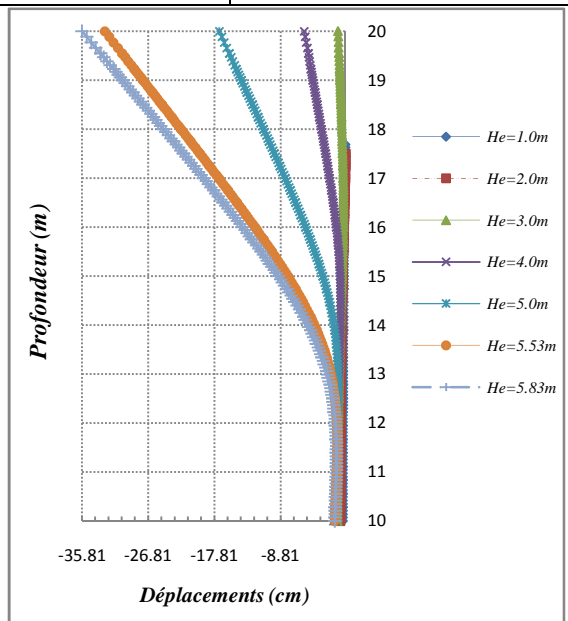
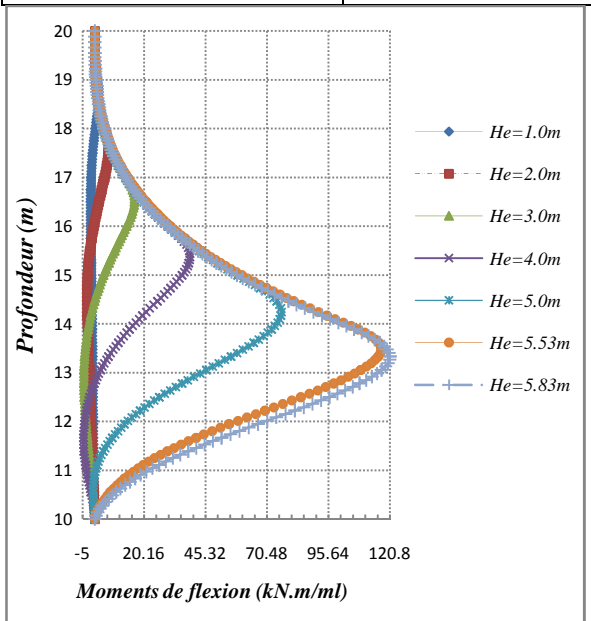


Paroi Elasticité linéaire		Sol - Modèle Mohr-Coulomb		Contact	
E (MPa)	22350	E (kPa)	10000	R_{inter}	1
ν	0.3	ν	0.275	c(kPa)	0
		c(kPa)	0	$\varphi(^{\circ})$	39.40
		$\varphi(^{\circ})$	39.40		
		$\psi(^{\circ})$	16.7		

Simulation N°	03		
Nom de fichier	Sans fondation\Essai 01 (H=5.83m)- SOL E=10MPA\Csol nul C=0\E10mail fine.plx		
Maillage	Fine		
Nombre d'éléments	699	Nombre d'éléments	5835

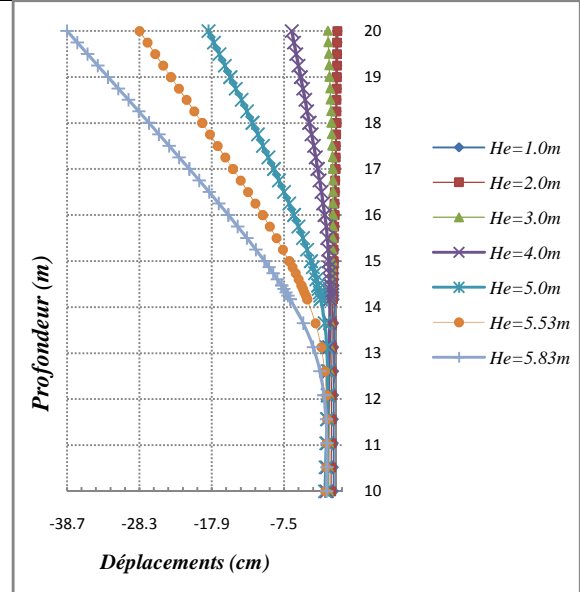
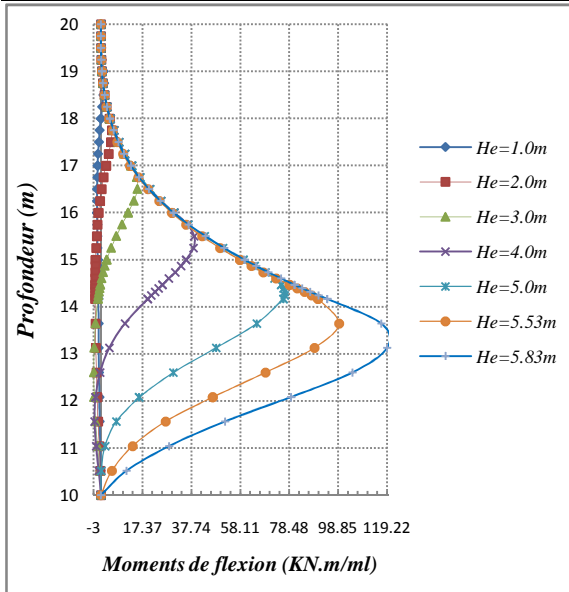


Simulation N°	04		
Nom de fichier	Sans fondation\Essai 01 (H=5.83m)- SOL E=10MPA\Csol nul C=0\EcranE10mail04.plx		
Maillage	Dense mail04		
Nombre d'éléments	2920	Nombre d'éléments	23933

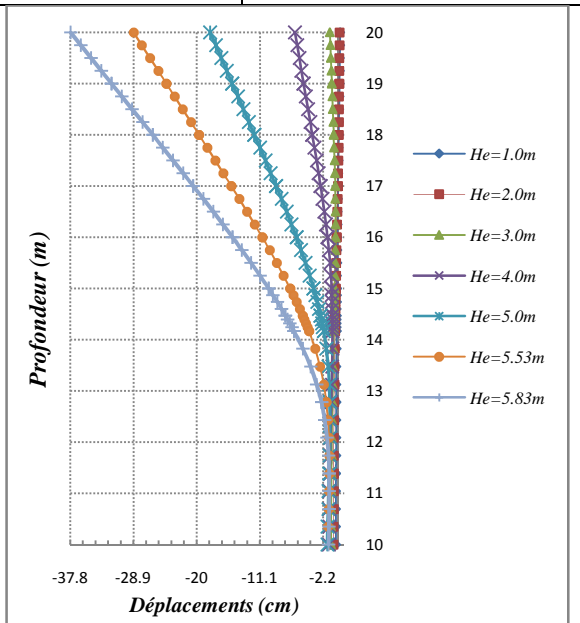
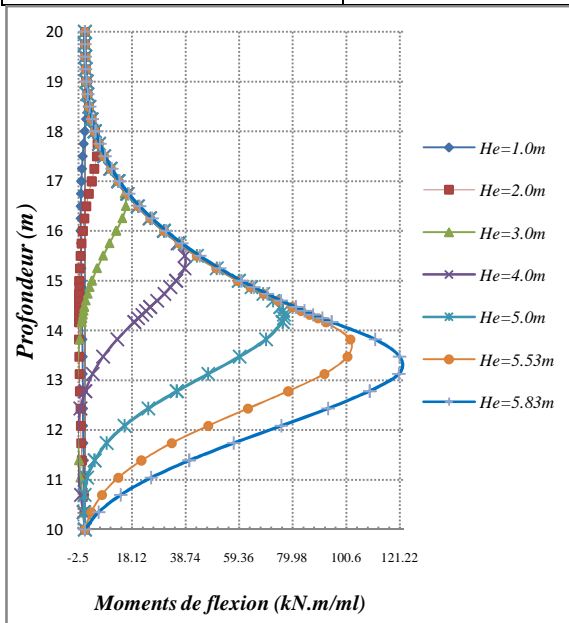


Paroi Elasticité linéaire		Sol - Modèle Mohr-Coulomb		Contact	
E (MPa)	22350	E (kPa)	10000	R _{inter}	0.88
ν	0.3	ν	0.275	c(kPa)	0
		c(kPa)	0	$\varphi(^{\circ})$	35.86
		$\varphi(^{\circ})$	39.40		
		Psi ($^{\circ}$)	16.7		

Simulation N°	05		
Nom de fichier	Sans fondation\Essai 01 (H=5.83m)- SOL E=10MPA\Csol nul C=0\E10MAILCOARSE.plx		
Maillage	Coarse		
Nombre d'éléments	233	Nombre d'éléments	2019

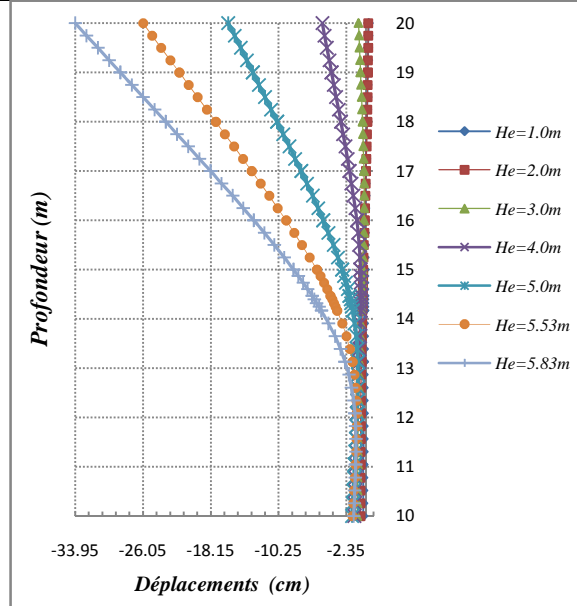
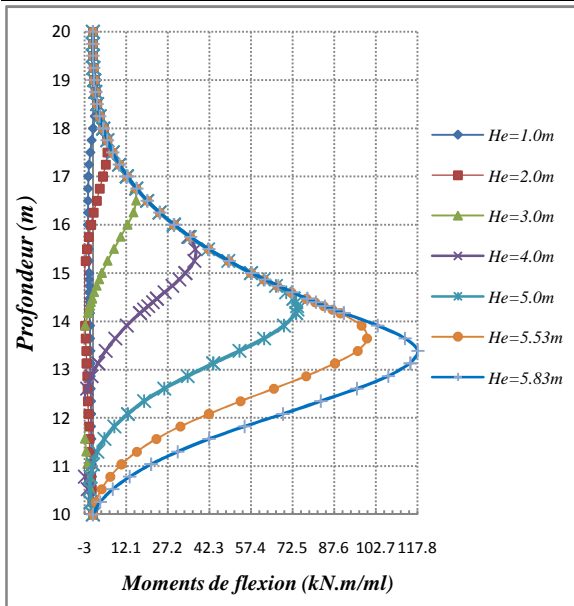


Simulation N°	06		
Nom de fichier	Sans fondation\Essai 01 (H=5.83m)- SOL E=10MPA\Csol nul C=0\E10MAILmedium.plx		
Maillage	Medium		
Nombre d'éléments	383	Nombre d'éléments	3255

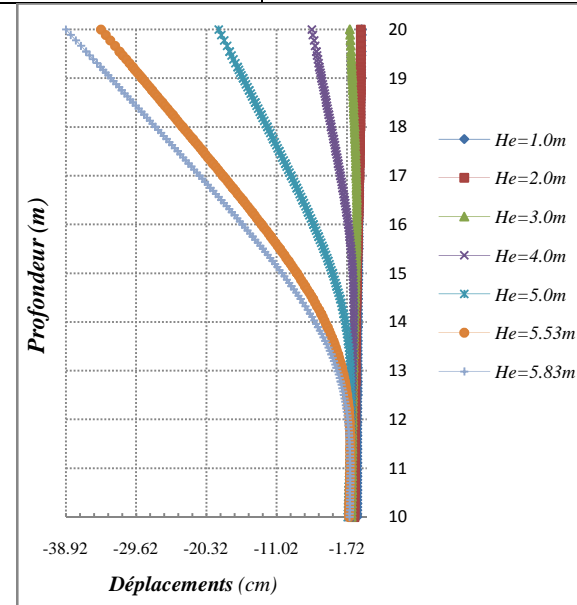
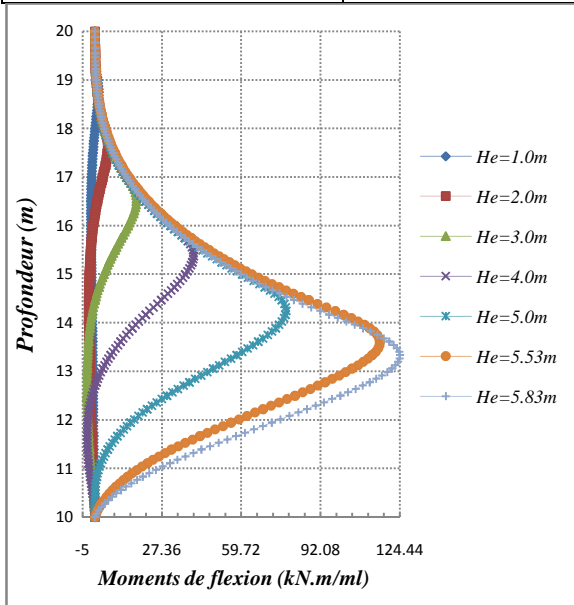


Paroi Elasticité linéaire		Sol - Modèle Mohr-Coulomb		Contact	
E (MPa)	22350	E (kPa)	10000	R_{inter}	0.88
ν	0.3	ν	0.275	c(kPa)	0
		c(kPa)	0	$\varphi(^{\circ})$	35?86
		$\varphi(^{\circ})$	39.40		
		$\psi(^{\circ})$	16.7		

Simulation N°	07
Nom de fichier	Sans fondation\Essai 01 (H=5.83m)- SOL E=10MPA\Csol nul C=0\E10MAIL Fine.plx
Maillage	Fine
Nombre d'éléments	699
Nombre d'éléments	5835

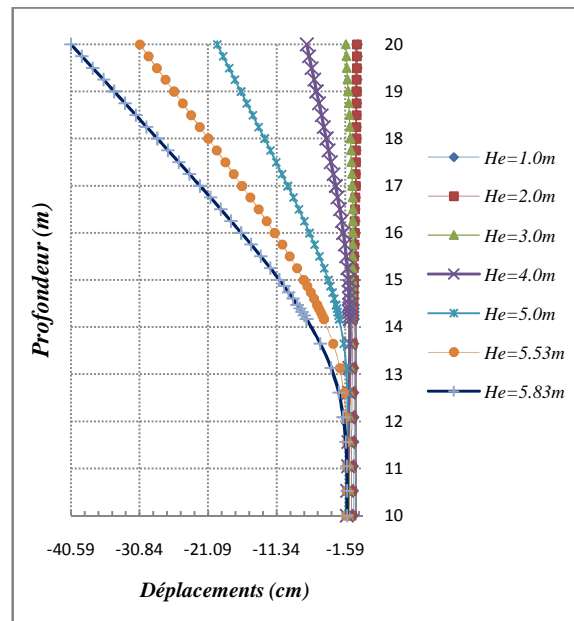
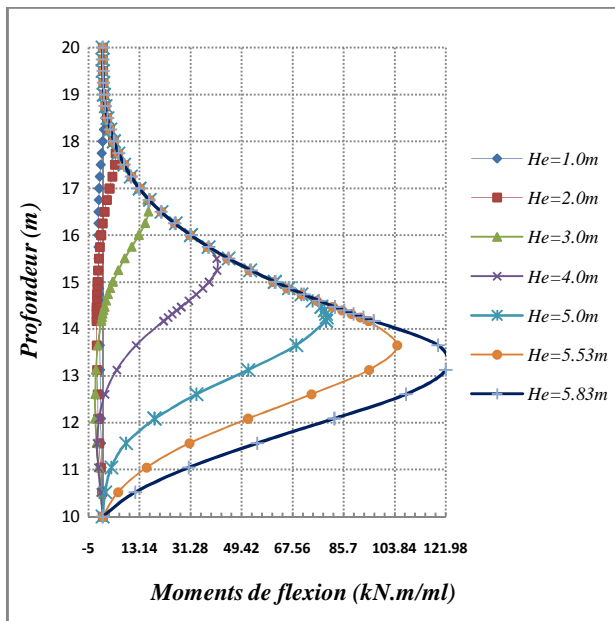


Simulation N°	08
Nom de fichier	Sans fondation\Essai 01 (H=5.83m)- SOL E=10MPA\Csol nul C=0\EcranE10mail04.plx
Maillage	Fine
Nombre d'éléments	2920
Nombre de nœuds	23933



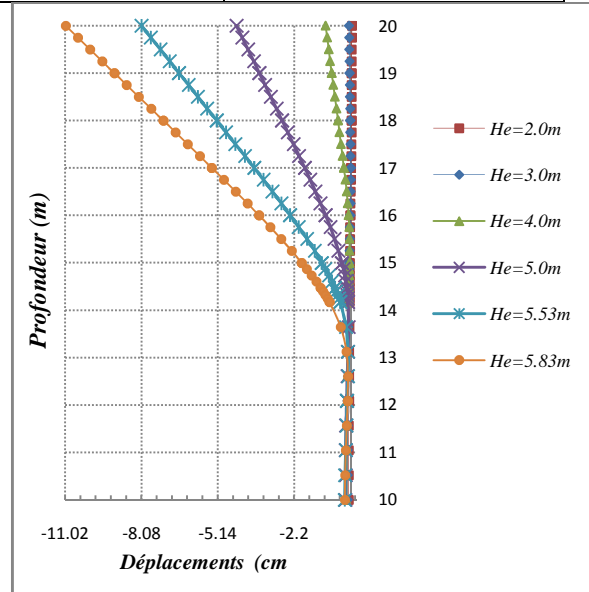
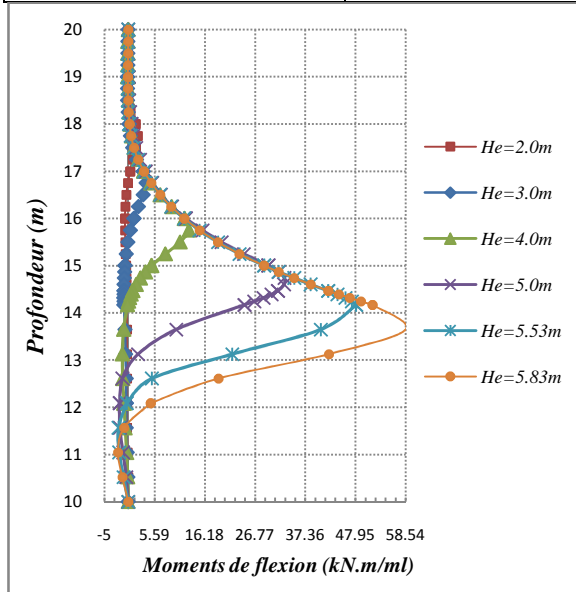
Paroi Elasticité linéaire		Sol - Modèle Mohr-Coulomb		Contact	
E (MPa)	22350	E (kPa)	10000	R _{inter}	0.80
ν	0.3	ν	0.275	c(kPa)	0
		c(kPa)	0	$\varphi(^{\circ})$	33.31
		$\varphi(^{\circ})$	39.40		
		$\psi(^{\circ})$	16.7		

Simulation N°	09		
Nom de fichier	Sans fondation\Essai 01 (H=5.83m)- SOL E=10MPA\Csol nul C=0\E10MAIL FINE.plx		
Maillage	Fine		
Nombre d'éléments	699	Nombre d'éléments	5835

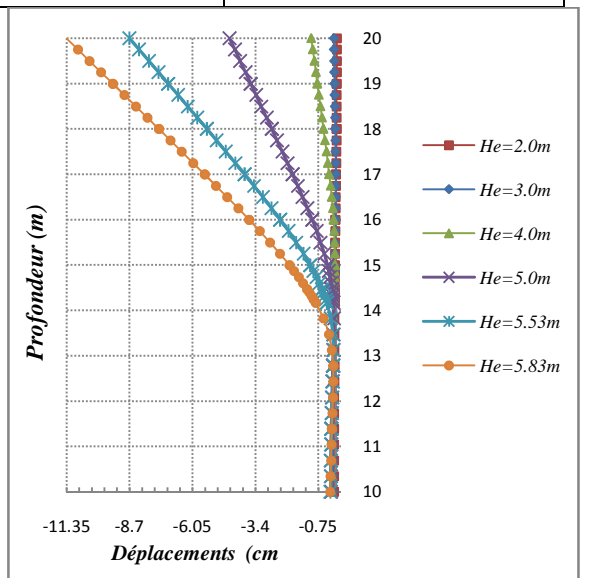
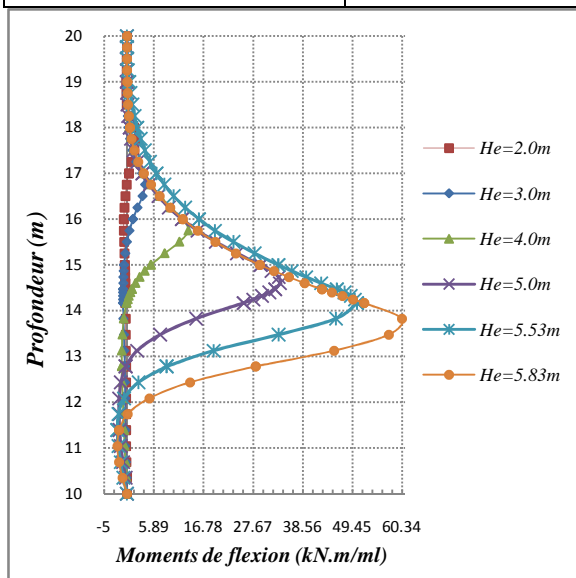


Paroi Elasticité linéaire		Sol - Modèle Mohr-Coulomb		Contact	
E (MPa)	22350	E (kPa)	10000	R _{inter}	1
ν	0.3	ν	0.275	c(kPa)	2.6
		c(kPa)	2.6	$\varphi(^{\circ})$	39.40
		$\varphi(^{\circ})$	39.40		
		$\psi(^{\circ})$	16.7		

Simulation N°	10
Nom de fichier	Sans fondation\Essai 01 (H=5.83m)- SOL E=10MPA\Csol non nul C=2.6 \E10MAILCOARSE.plx
Maillage	Coarse
Nombre d'éléments	233
Nombre d'éléments	2019

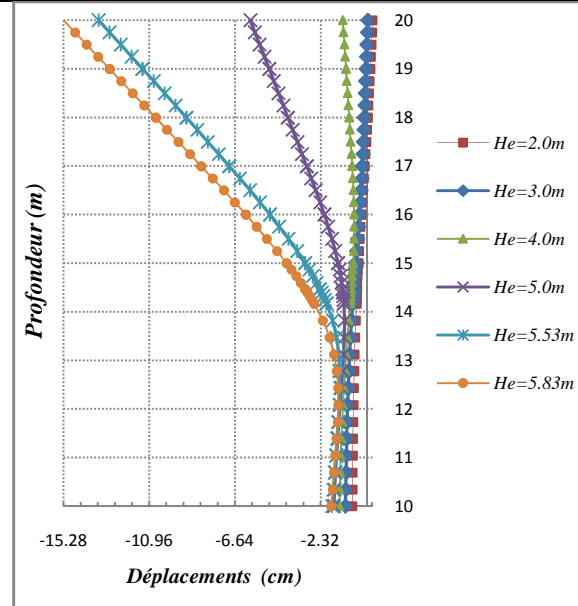
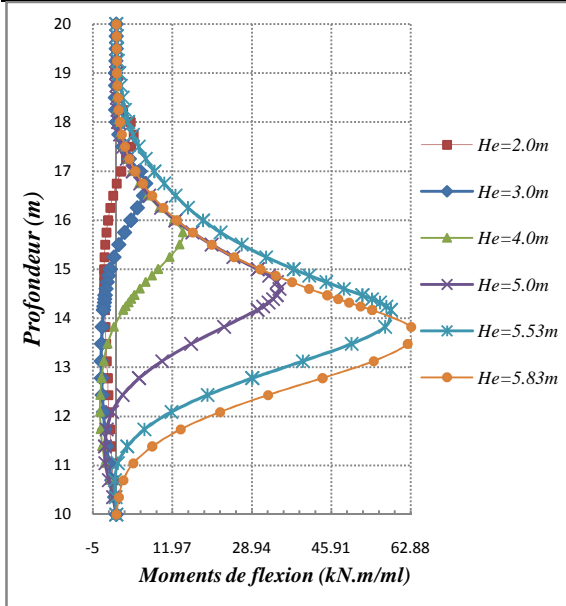


Simulation N°	11
Nom de fichier	Sans fondation\Essai 01 (H=5.83m)- SOL E=10MPA\Csol nul C=0\E10maillage MEDIUM.plx
Maillage	Medium
Nombre d'éléments	383
Nombre d'éléments	3255

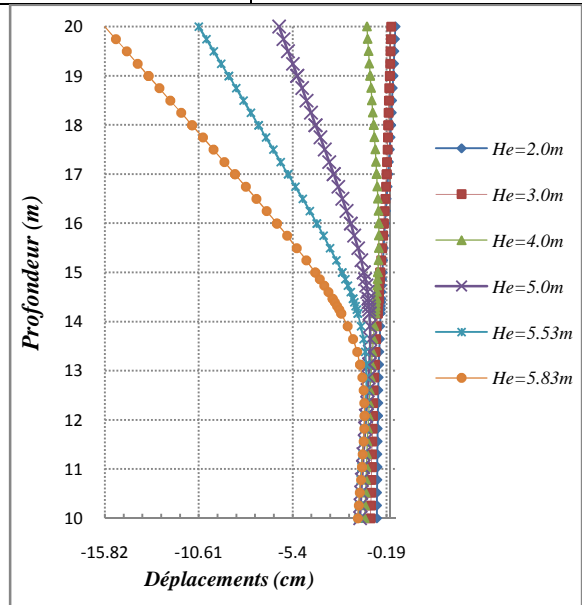
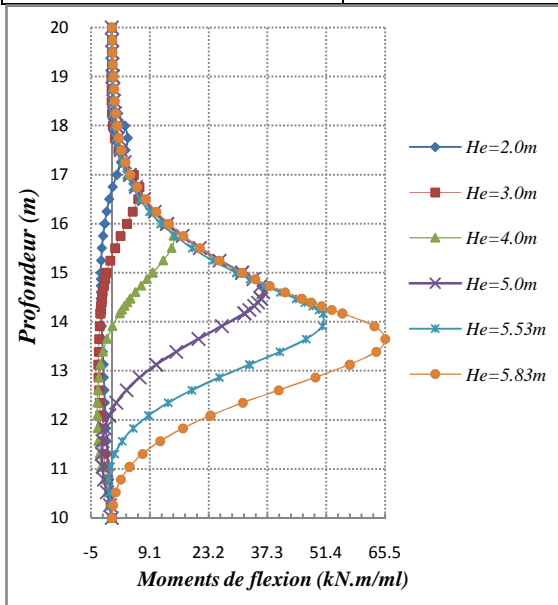


Paroi Elasticité linéaire		Sol - Modèle Mohr-Coulomb		Contact	
E (MPa)	22350	E (kPa)	10000	R_{inter}	0.88
ν	0.3	ν	0.275	c(kPa)	2.30
		c(kPa)	2.6	$\varphi(^{\circ})$	35.86
		$\varphi(^{\circ})$	39.40		
		$\psi(^{\circ})$	16.7		

Simulation N°	12		
Nom de fichier	Sans fondation\Essai 01 (H=5.83m)- SOL E=10MPA\Csol nul C=0\E10maillage MEDIUM.plx		
Maillage	Medium		
Nombre d'éléments	383	Nombre d'éléments	3255

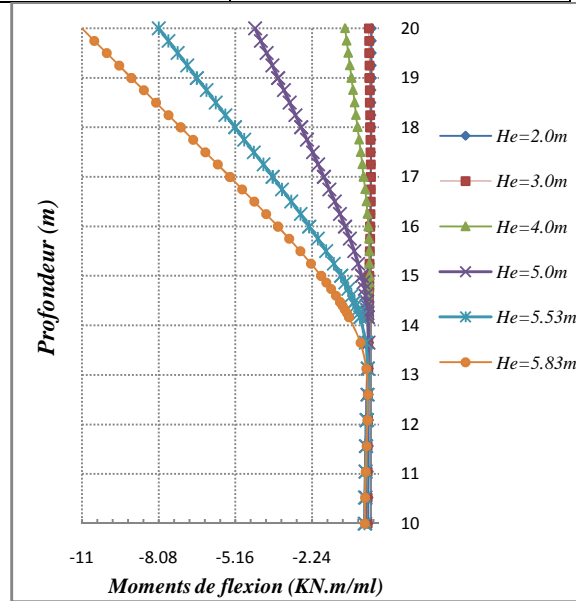
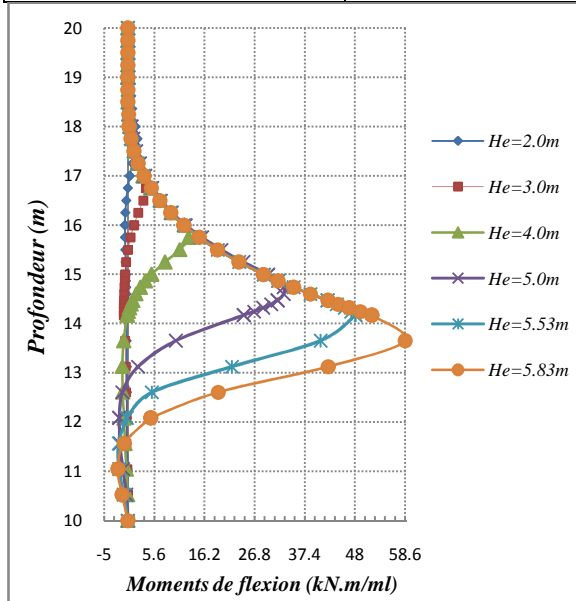


Simulation N°	13		
Nom de fichier	Sans fondation\Essai 01 (H=5.83m)- SOL E=10MPA\Csol nul C=0\E10maill fine.plx		
Maillage	Fine		
Nombre d'éléments	699	Nombre d'éléments	5835

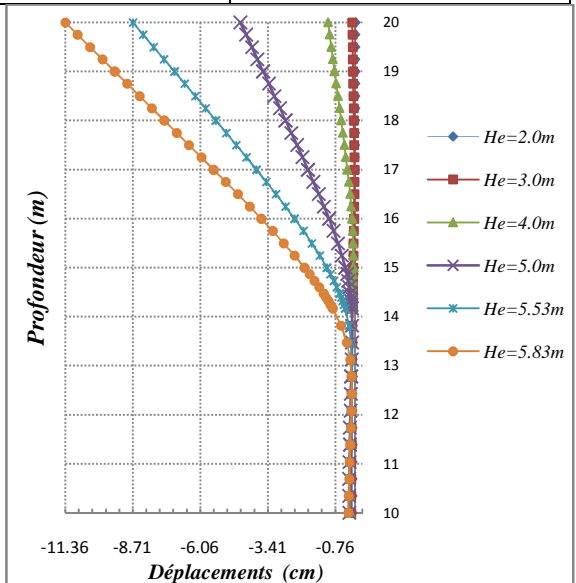
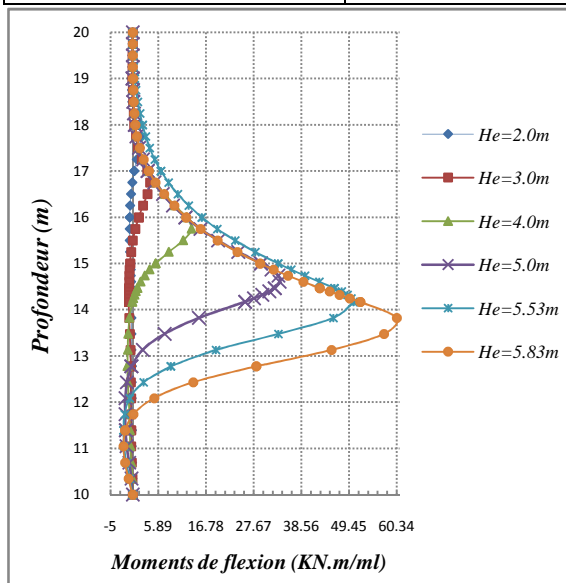


Paroi Elasticité linéaire		Sol - Modèle Mohr-Coulomb		Contact	
E (MPa)	22350	E (kPa)	75000	R _{inter}	1
ν	0.3	ν	0.275	c(kPa)	2.60
		c(kPa)	2.6	$\varphi(^{\circ})$	39.40
		$\varphi(^{\circ})$	39.40		
		$\psi(^{\circ})$	16.7		

Simulation N°	14
Nom de fichier	Sans fondation\Essai 01 (H=5.83m)- SOL E=75MPa\Csolnon nul C=2.60\E10MAILCOARSE.plx
Maillage	Coarse
Nombre d'éléments	233
Nombre d'éléments	2019

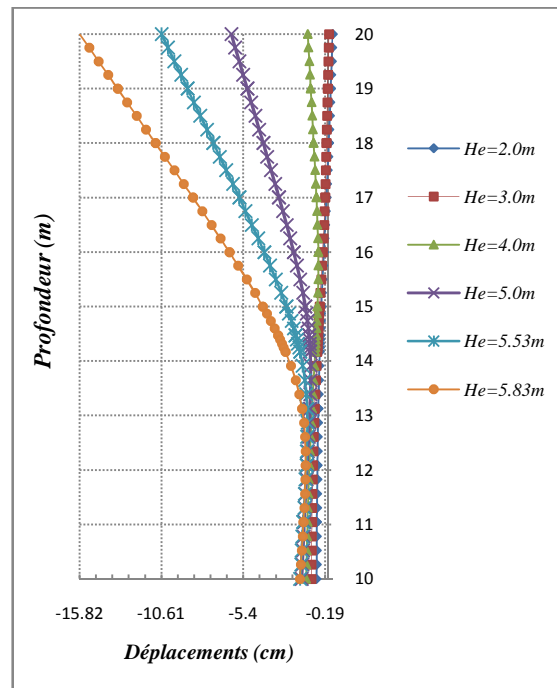
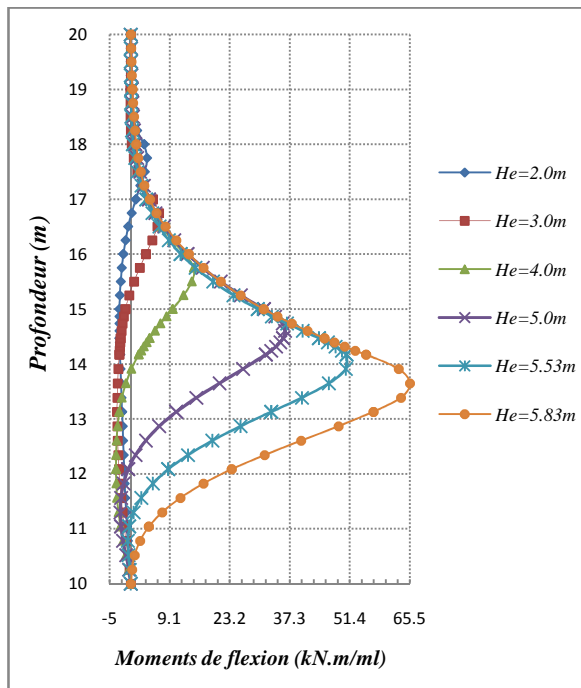


Simulation N°	15
Nom de fichier	Sans fondation\Essai 01 (H=5.83m)- SOL E=75MPa\Csolnon nul C=2.60\E10maillage MEDIUM.plx
Maillage	Medium
Nombre d'éléments	383
Nombre d'éléments	3255



Paroi Elasticité linéaire		Sol - Modèle Mohr-Coulomb		Contact	
E (MPa)	22350	E (kPa)	75000	R_{inter}	0.88
ν	0.3	ν	0.275	c(kPa)	2.30
		c(kPa)	2.6	$\varphi(^{\circ})$	35.86
		$\varphi(^{\circ})$	39.40		
		$\psi(^{\circ})$	16.7		

Simulation N°	16				
Nom de fichier	Sans fondation\Essai 01 (H=5.83m)- SOL E=75MPA\Csolnon nul C=2.60\E10maill fine.plx				
Maillage	fine				
Nombre d'éléments	699	Nombre d'éléments	5835		

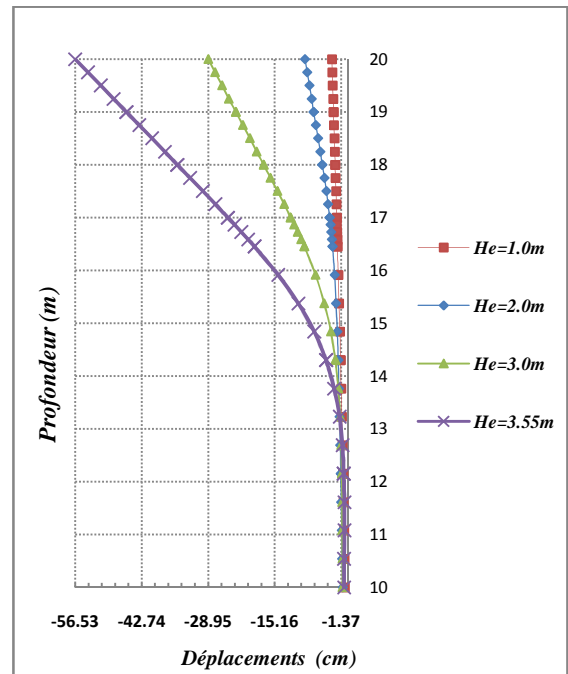
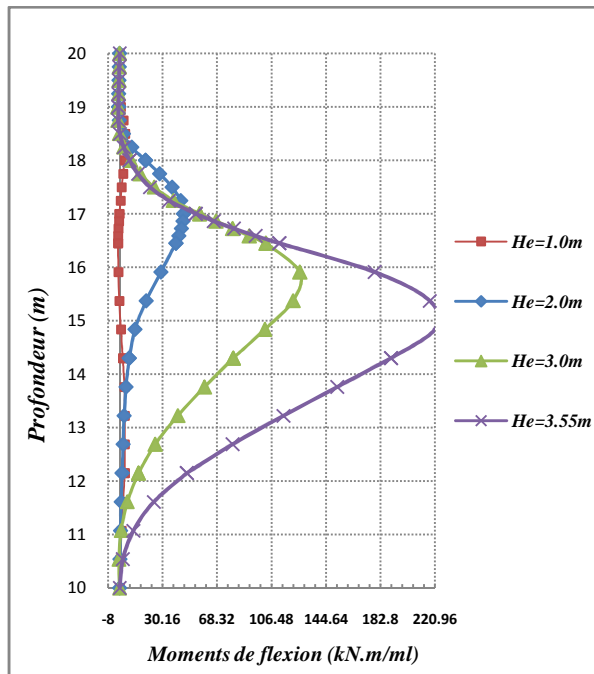


A5.2/- Ecran avec fondation chargée de Q=300Kpa

I/- A une distance X=0.75m de la paroi

Paroi Elasticité linéaire		Sol - Modèle Mohr-Coulomb		Contact	
E (MPa)	22350	E (kPa)	10000	R _{inter}	0.88
ν	0.3	ν	0.275	c(kPa)	2.30
		c(kPa)	2.6	$\varphi(^{\circ})$	35.86
		$\varphi(^{\circ})$	39.40		
		$\psi (^{\circ})$	16.7		

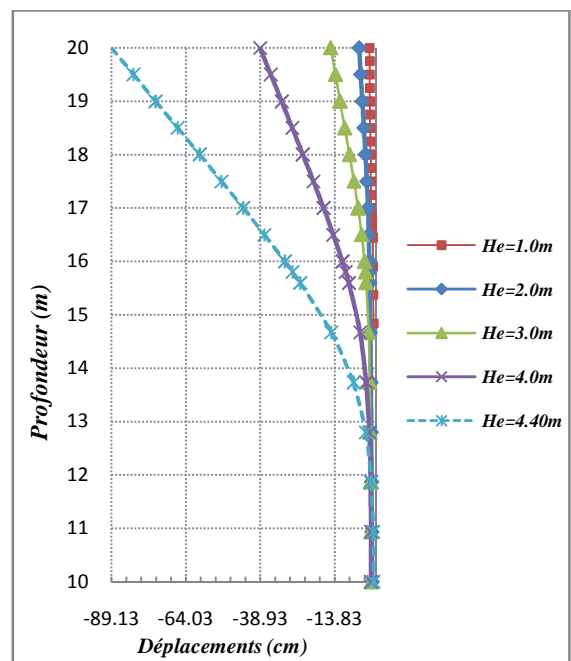
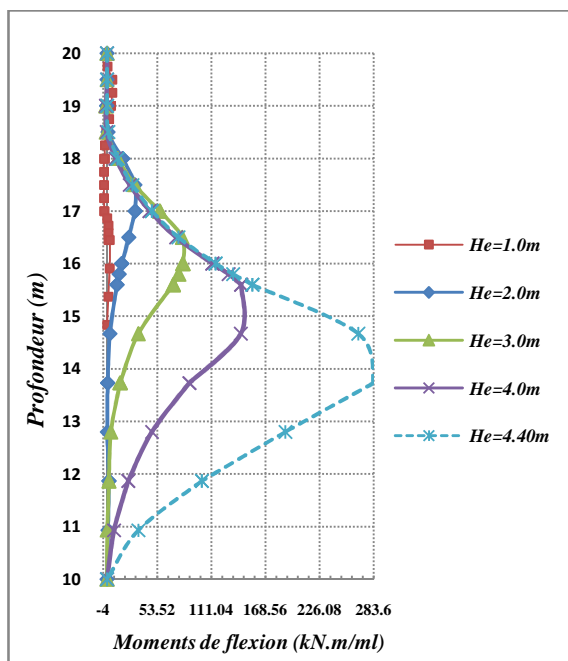
Simulation N°	17		
Nom de fichier	Ecran+fondation -E=10MPa\Fondation à X=0.75m		
Maillage	Coarse		
Nombre d'éléments	192	Nombre d'éléments	1673



II/- A une distance X=0.75m de la paroi

Paroi Elasticité linéaire		Sol - Modèle Mohr-Coulomb		Contact	
E (MPa)	22350	E (kPa)	10000	R_{inter}	0.88
ν	0.3	ν	0.275	c(kPa)	2.30
		c(kPa)	2.6	$\varphi(^{\circ})$	35.86
		$\varphi(^{\circ})$	39.40		
		$\psi (^{\circ})$	16.7		

Simulation N°	18		
Nom de fichier	Ecran+fondation -E=10MPa\Fondation à X=1.50m		
Maillage	Coarse		
Nombre d'éléments	192	Nombre d'éléments	1673



A5.3/- Etat de comparaison des résultats expérimentaux avec les calculs numériques

A5.3.1/- Ecran sans fondation

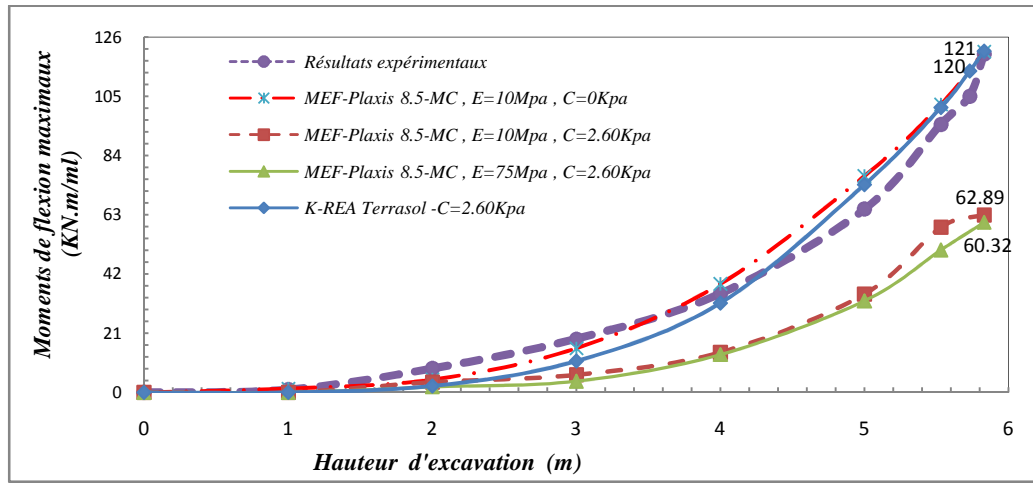


Figure A5.2- Evolution de moments de flexion maximaux au cours de l'excavation
 Comparaison des résultats expérimentaux avec les calculs numériques-*-Ecran sans fondation-**

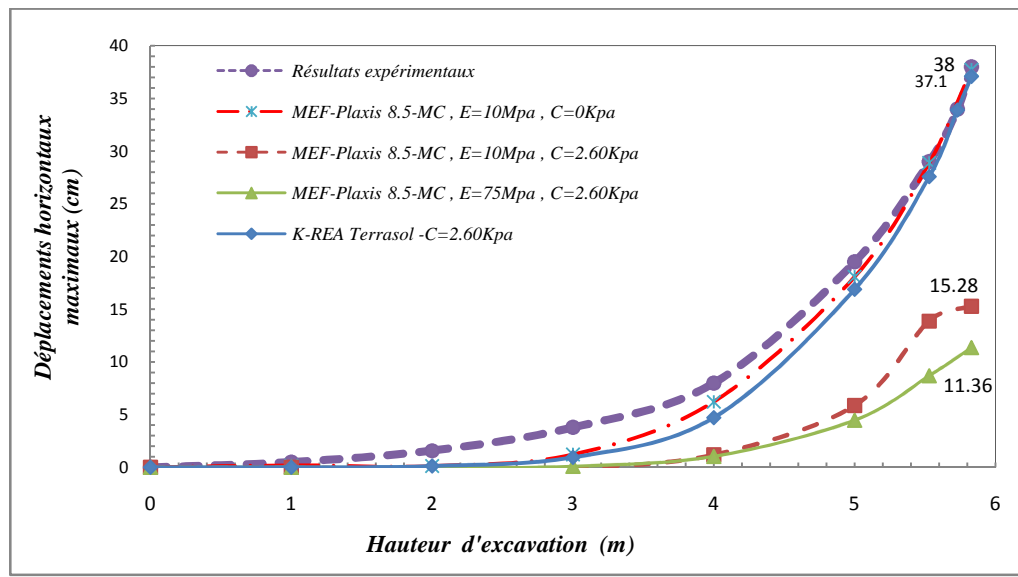


Figure A5.3- Evolution de déplacements horizontaux maximaux au cours de l'excavation
 Comparaison des résultats expérimentaux avec les calculs numériques-*-Ecran sans fondation-**

A5.3.2/- Ecran avec fondation

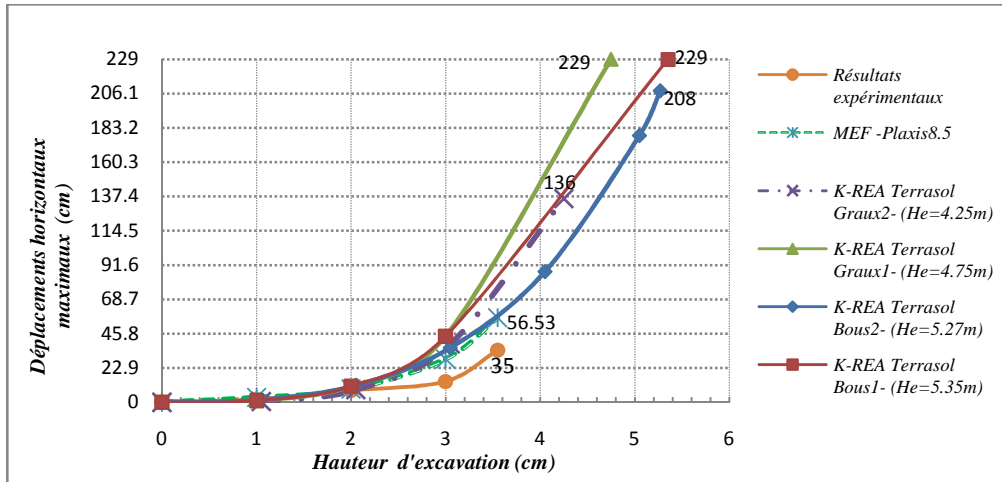


Figure A5.4- Evolution de déplacements horizontaux maximaux au cours de l'excavation
Comparaison des résultats expérimentaux avec les calculs numériques- *-Ecran avec fondation-*

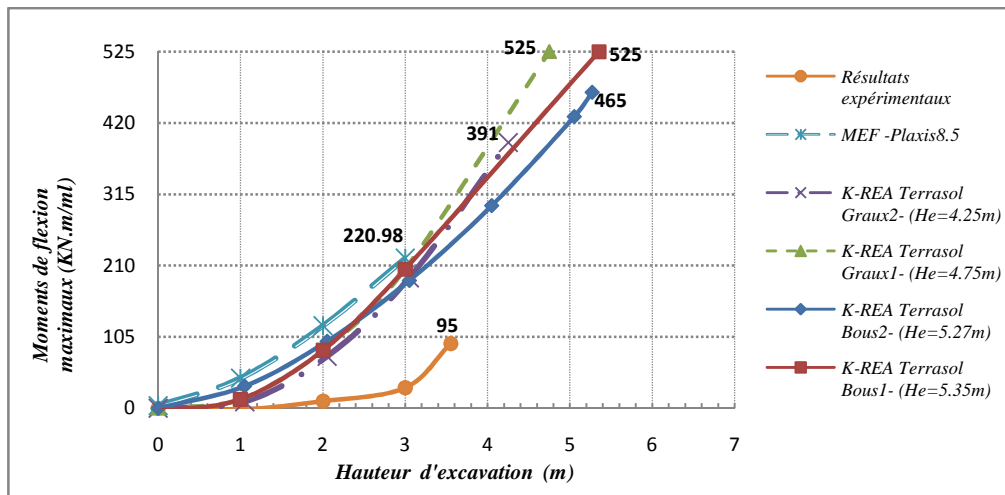


Figure A5.5- Evolution de moments de flexion maximaux au cours de l'excavation
Comparaison des résultats expérimentaux avec les calculs numériques- *-Ecran avec fondation-*

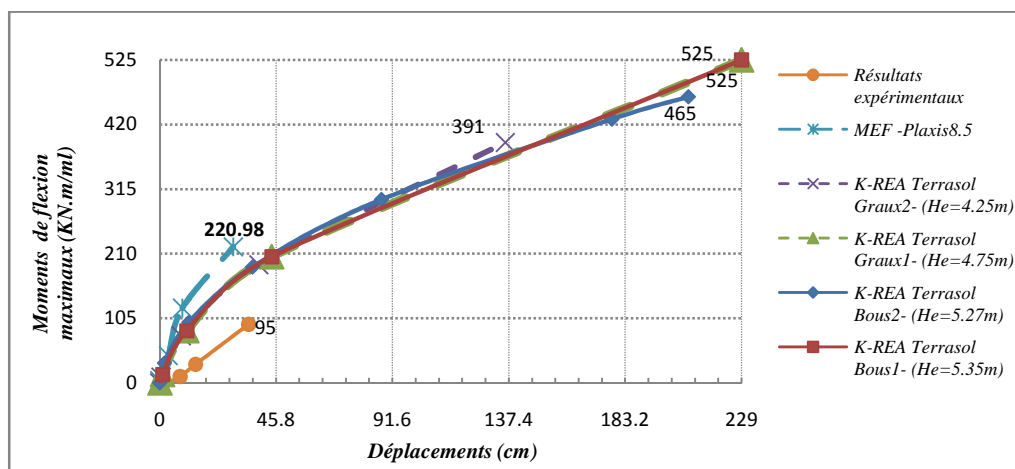


Figure A5.6- Evolution de moments de flexion maximaux au cours de l'excavation
Comparaison des résultats expérimentaux avec les calculs numériques- *-Ecran avec fondation-*