

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHESCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ-
BOUIRA



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

BACHIR Mohamed

Lamine

HAMMAL Ahmed Taki

Eddine

En vue de l'obtention du diplôme de **Master** en :

Filière : Génie

Civil Option :

structures

Thème :

**Etude du comportement d'un écran de
soutènement autostable chargé en tête d'une fondation
à des distances variables**

Devant le jury composé de :

Mr. SAOUDI BRAHIM

MCB

UAMOB

Président

Mm. ADJAL

MAA

UAMOB

Encadreur

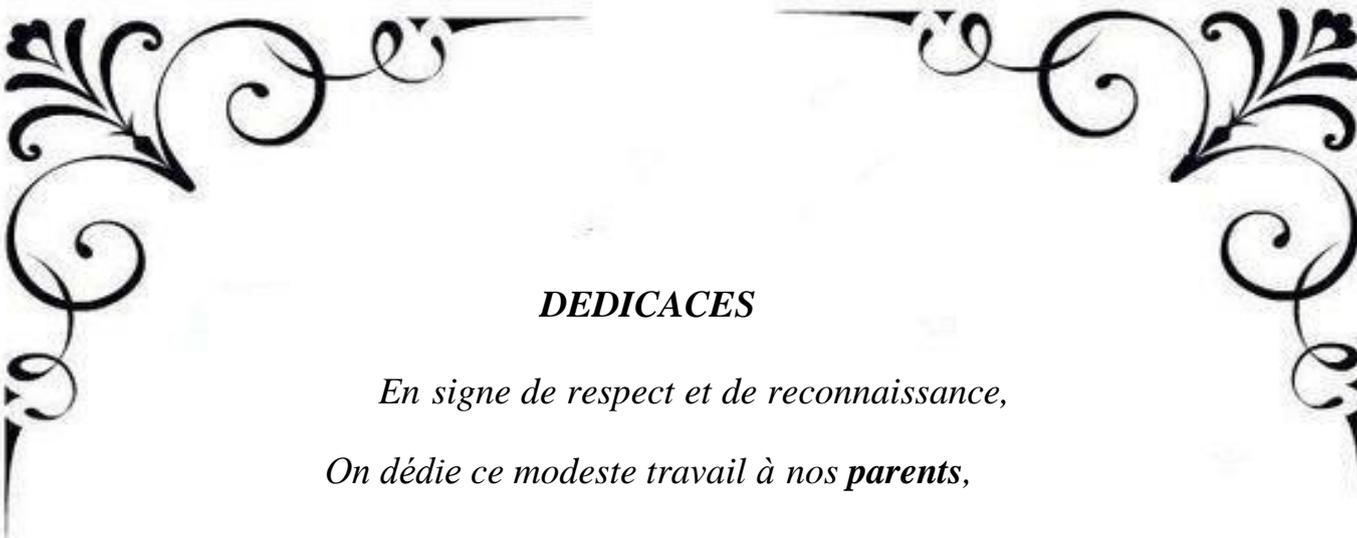
Mr. BELMIHOUB HACENE

MCB

UAMOB

Examinateur

Année Universitaire 2021/2022



DEDICACES

*En signe de respect et de reconnaissance,
On dédie ce modeste travail à nos **parents**,
que Dieu le tout puissant veille sur eux.*

*On dédie ce modeste travail
aussi à Toute nos famille à
nos **frères** et nos **sœurs***

*à Tous nos **amis***

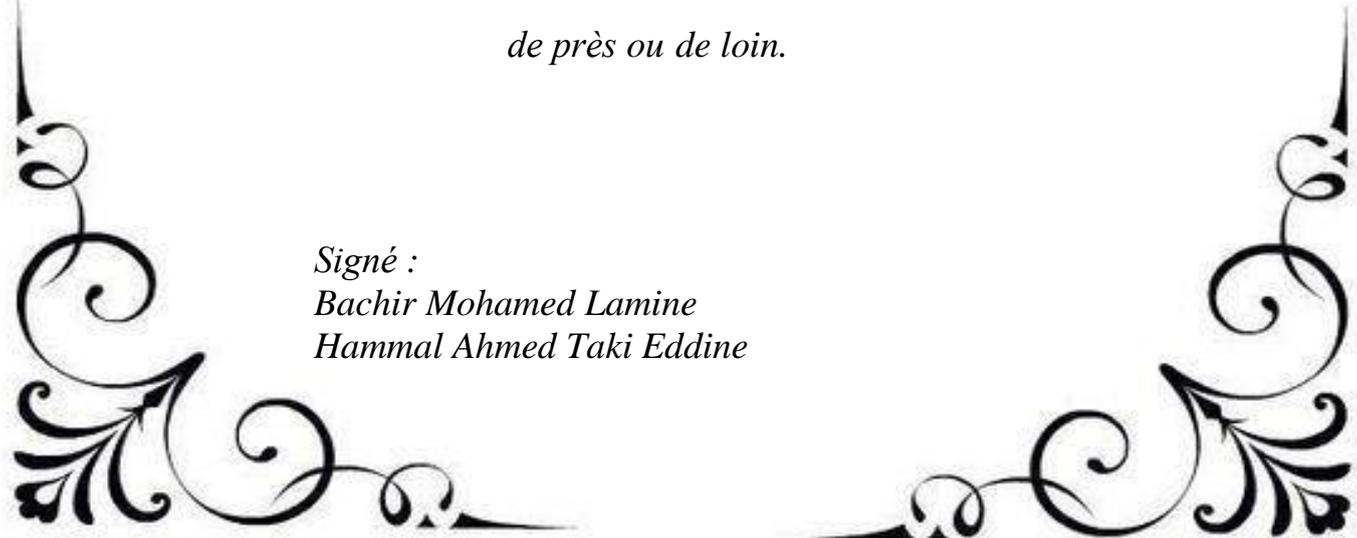
*nos **collègues***

de la

promotion et

*A toute **personne** ayant contribué à ce
travail*

de près ou de loin.



*Signé :
Bachir Mohamed Lamine
Hammal Ahmed Taki Eddine*

REMERCIEMENTS

Avant tout on remercie Dieu le tout puissant de nous avoir donné le

courage, et la santé pour terminer ce travail.

On adresse nos remerciements et notre reconnaissance à notre encadrant Mr BELMIHOUB HACENE de nous avoir dirigé et bénéficié de sa confiance, son encadrement et formation scientifique.

On remercie l'ensemble des membres du jury, pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce travail en acceptant de faire partie du jury pour l'examiner.

On voudrait exprimer notre sympathie et notre magnanimité aux membres du département de génie-civil staff pédagogique et administratif.

On voudrait aussi exprimer notre bienveillance et longanimité à Mr BEN YOUCEF F. et Mr SELMANI R. pour l'orientation et l'aide qu'on a vécu de leur part et de leur bureau d'étude.

On exprime particulièrement toute notre gratitude à nos familles, nos collègues et nos amies sans oublier les personnes qui nous ont beaucoup soutenues et encouragées.

Une mention particulière va à nos chers parents.

Résumé

Les ouvrages de soutènement sont des structures utilisées à grande échelle dans les travaux de génie civil, surtout dans les endroits qui demandent d'introduire ce genre d'ouvrage, ces derniers sont devenus une solution indispensable dans le terrain irrégulier.

Les méthodes de dimensionnement des écrans de soutènement reposent actuellement sur diverses règles de calcul. Les méthodes numériques présentent l'avantage de prendre en compte plus précisément le comportement du sol et de l'interface sol-mur.

Dans ce mémoire on a étudié le comportement du mur gravitaire sous l'effet du chargement en tête, qui est considéré comme l'une des études les plus importantes dans le domaine du génie civil.

Le présent mémoire s'intéresse aussi à la modélisation numérique d'un mur de soutènement chargé en tête et d'une étude de l'influence des différents paramètres sur la capacité portante de la fondation et la stabilité de l'ouvrage de soutènement.

Cette modélisation en éléments finis est effectuée à l'aide du logiciel PLAXIS-V8.2.

Mots clés : ouvrages de soutènement, comportement du sol, mur gravitaire, méthodes, chargement en tête, éléments finis, PLAXIS-V8.2.

Abstract

The retaining structures are structures used on a large scale in civil engineering works, especially in places that require the introduction of this type of structure, the latter have become an indispensable solution in irregular terrain.

The methods of dimensioning of retaining walls are currently based on various rules of calculation. The numerical methods have the advantage of taking more accurately the behavior of the soil and the soil-wall interface.

In this dissertation the behavior of the gravity wall under head loading has been studied, which is considered one of the most important studies in the field of civil engineering.

The present thesis is also interested in the numerical modeling of a head-loaded retaining wall, and a study of the influence of the different parameters on the bearing capacity of the foundation and the stability of the retaining structure.

This finite element modelling is carried out using the PLAXIS-V8.2 software.

Key Words : the Retaining structures, retaining walls, numerical methods, soil, gravity wall, foundation, stability, PLAXIS-V8.2.

ملخص

الجدران الاستنادية هي هياكل تستخدم على نطاق واسع في أعمال الهندسة المدنية، لا سيما في التضاريس التي تتطلب هذا النوع من الهياكل، وقد أصبحت هاته الأخيرة حلاً لا غنى عنه في التضاريس غير المنتظمة.

تعتمد طرق تصميم الجدران الاستنادية حالياً على قواعد حسابية مختلفة، الطرق العددية لديها ميزة لمراعاتها لسلوك التربة وواجهة الجدار مع التربة.

في هذه الأطروحة تمت دراسة سلوك جدار استنادي تحت تأثير تحميل في الرأس ودراسة تأثير العوامل المختلفة على قدرة تحمل واستقرار الجدار الاستنادي، وهاته الدراسة تعتبر أحد أهم الدراسات في مجال الهندسة المدنية.

يتم تنفيذ هاته النمذجة عبر طريقة العناصر المحددة باستخدام برنامج **PLAXIS-V8.2**.

كلمات مفتاحية: الجدران الاستنادية، الطرق العددية، تحميل في الرأس، تحمل، استقرار.

Table des matières

Dédicace

Remerciement

Table des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

LISTE DES SYMBOLES

Introduction générale : 1

Chapitre I: Généralités Sur Les Soutènements

1.	Introduction :.....	4
2.	Historique.....	4
3.	Les ouvrages de soutènement	5
	3.1 Définition des ouvrages de soutènement :.....	5
	3.2 Fonctions :.....	6
	3.3 Différents types des ouvrages de soutènement :	7
4.	Descriptions des principaux types d'ouvrages de soutènement :.....	7
	4.1 Murs poids :.....	7
	4.1.1 Définition :	7
	4.1.2 Les types de mur poids :.....	8
	4.1.3 Fonctions :.....	9
	4.2 Mur en palplanche :.....	9
	4.2.1 Définition :	9
	4.2.2 Exemples d'applications :.....	10
	4.2.3 Caractéristiques pratiques:.....	11
	4.2.4 Mise en œuvre :.....	13

4.2.5 Les avantages et les inconvénients :	14
4.3 Paroi moulée :	14
4.3.1 Définition :	14
4.3.2 Principe de fonction :	15
4.3.3 Mise en œuvre :	17
4.3.4 Domaine d'emploi :	19
4.3.5 Avantages :	19
4.4 Mur cantilever en béton armée :	20
4.4.1 Définitions :	20
4.4.2 Principe de fonction :	20
4.4.3 Dimensionnement :	23
4.4.4 Avantages et Inconvénients :	24
5. Classement des ouvrages de soutènement :	25
5.1 Différents types d'ouvrages de soutènement selon la reprise de la poussée :	28
5.1.1 Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement :	29
5.1.2 Cas où la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement :	29
5.1.3 Cas où la poussée est reprise en totalité ou en partie par des ancrages :	30
6. Dimensionnement des ouvrages de soutènement :	30
6.1 Approche de l'Eurocode 7 :	31
6.2 Modes de rupture des ouvrages de soutènement :	31
6.3 Justification de la stabilité :	32
6.3.1 Stabilité interne :	33
6.3.1 Stabilité externe :	33
6.3.2.1 Stabilité d'ensemble :	33
6.3.3 Rôle de l'eau : stabilité à court terme et stabilité à long terme :	36
7. Conclusion :	38

Chapitre II: Les approches et les méthodes de calculs

1. Introduction.....	40
2. État des sols au repos.....	40
2.1 Définition :	40
2.2 Calcul du coefficient de pression de la terre K_0 :	41
3. FORCE DE POUSSEE ET DE BUTEE DES TERRES :	42
3.1 Notions de poussée / butée :	42
3.2 Équilibres de poussée et de butée	43
3.3 Équilibre de poussée :	44
3.3 Equilibre de butée :	44
4. Méthode de calcul des coefficients et des forces de poussé et de butée:	45
4.1. Méthode de Coulomb :	45
4.2. Méthode de Rankine :	47
4.3. Méthode de Boussinesq :	49
5. Méthode graphique :	51
5.1 Méthodes graphique de Culmann :	51
6. Conclusion :	54

Chapitre III: Présentation de la méthode des éléments finies

1. Introduction :	56
2. Les Méthodes de calcul numérique :	56
2.1 La Méthode des éléments finis :	56
2.2 Calculs par la MEF :	57
2.2.1. L'analyse des déplacements par MEF :	58
2.2.2 La discrétisation des éléments :	59
2.2.3. Les conditions aux limites :	59
3. Les types d'éléments.....	60

3.1 Les éléments unidimensionnels :	60
3.2 Les éléments bidimensionnels :	60
4. L'interpolation des déplacements :	61
4.1 Déformations :	62
4.2 Contraintes :	62
5. Conclusion :	63

Chapitre IV: Etude d'un mur de soutènement chargé en tête

1. Introduction:	65
2. Cas étudié :	66
3. Présentation du modèle :	66
3.1. Dimensions géométriques du modèle numérique :	66
4. Conditions aux limites :	69
5. Validation du modèle :	70
6. Interprétation des résultats du modèle étudié	72
6.1 Déformation du massif de l'ouvrage de soutènement Sous l'effet de chargement de fondation :	72
6.2 Déplacement :	73
6.2.1 Déplacement incrémental total :	73
6.2.2 Déplacement du sol derrière le mur :	75
6.3 Contraintes :	76
6.3.1 Contraintes horizontales et verticales et de cisaillement :	76
6.3.2 Influence de la distance entre la semelle et le sommet du mur sur la distribution des contraintes :	78
6.4 Les zones plastifiées :	81
7. Etude paramétrique :	82
7.1 Paramètres géométriques :	83

7.1.1 Influence de la hauteur du mur :	83
7.2 Paramètres du sol :	84
7.2.1 Influence de la cohésion :	84
7.2.2 Influence de l'angle de frottement :	86
7.2.3 Influence d'angle de dilatance :	88
7.3 Paramètre de modélisation :	90
7.3.1 L'élément :	90
Conclusion générale :	96
Références bibliographiques :	99
ANNEXE :	102

Liste des figures

Figure 1.1 : Exemples des ouvrages de soutènement [2]	5
Figure 1.2 : Exemple réel de soutènement.	6
Figure 1.3 : Mur poids en béton.	8
Figure 1.4 : Batardeau	10
Figure 1.5 : Mur en palplanche	11
<i>Figure 1.6</i> : Rideau HZ.....	12
Figure 1.7 : Rideau tubes / palplanches	12
Figure 1.8 : Machine de battage	13
Figure 1.9 : Construction des parois moulée	15
Figure 1.10 : Fonctionnement des parois	16
Figure 1.11 : Benne hydraulique KS2	18
Figure 1.12 : Mise en place d'une cage d'armature	18
Figure 1.13 : Bétonnage d'un panneau par deux camions.....	19
Figure 1.14 : Fonctionnement d'un mur cantilever	20
Figure 1.15 : Mur en T avec console	22
Figure 1.16 : Mur en T avec contrefort.....	22
Figure 1.17 : Mur en T avec encrage	23
Figure 1.18 : Dimension d'un mur cantilever.....	24
Figure 1.19 : Murs partiellement ou totalement ancré	30
Figure 1.20 : Modes de rupture des ouvrages de soutènement.....	32

Figure 1.21 : Modes de la stabilité interne	33
Figure 1.22 : Stabilité d'ensemble.....	34
Figure 1.23 : Stabilité au poinçonnement	34
Figure 1.24 : Stabilité au glissement	35
Figure 1.25 : Stabilité au renversement	36
Figure 1.26 : Drainage des eaux d'infiltration, éventuellement rabattement de la nappe	37
Figure 2.1 : Etat initial du sol au repos (terre horizontale, $\beta = 0$) a et b.....	40
Figure 2.2 : (a) Butée (b) poussée.	42
Figure 2.3 : Représentation de la poussée et la butée dans le cercle de Mohr [17].....	43
Figure 2.4 : Déplacement nécessaire à la mobilisation des états limite de poussée et butée. ..	43
Figure 2.5 : État limite de poussée du sol a et b.....	44
Figure 2.6 : Etat limite de butée du sol. a et b.....	45
Figure 2.7 : Équilibre du coin coulomb.....	47
Figure 2.8 : Contraintes et dimensions de l'élément pour l'analyse de Rankine.....	48
Figure 2.9 : Equilibre de Boussinesq et de Rankine [10].....	51
Figure 2.10 : Poussée active de Culmann	53
Figure 3.1 : Éléments à une dimension.....	60
Figure 3.2 : Éléments à deux dimensions.....	61
Figure 3.3 : Éléments à trois dimensions	61
Figure 4.1 : Dimensions géométriques du modèle : (30x7) m.....	66
Figure 4.2 : Vue en coupe du projet.....	67

Figure 4.3 : Maillage et conditions aux limites du modèle adopté.....	70
Figure 4.4: Comparaison de capacité portante pour une fondation en tête du mur renforcé et mur poids.....	71
Figure 4.5: Déformation du maillage à la fin de la phase de construction (cas $d/B=1$).....	72
Figure 4. 6: Déplacement incrémental total pour le cas $d/B = 1$	73
Figure 4.7: Déplacement incrémental total pour le cas $d/B = 5$	74
Figure 4.8: Déplacement incrémental total pour le cas $d/B = 10$	75
Figure 4.9: Ligne de coupe des déplacements derrière le mur.....	76
Figure 4.10: Valeurs des contraintes horizontale « S_{xx} ».....	77
Figure 4.11: Valeurs des contraintes verticales « S_{yy} »	77
Figure 4.12: Valeur des contraintes de cisaillement	78
Figure 4.13: Distribution des contraintes horizontales pour le cas $d/B = 1$	79
Figure 4.14: Distribution des contraintes horizontales pour le cas $d/B = 5$	80
Figure 4.15: Distribution des contraintes horizontales pour le cas $d/B = 10$	81
Figure 4.16: La zone plastifiée cas $d/B=1$	81
Figure 4.17: la zone plastifiée cas $d/B=5$	82
Figure 4.18: la zone plastifiée cas $d/B=10$	82
Figure 4.19: Influence de la hauteur du mur sur la capacité portante d'une fondation posée	83
Figure 4.20: Déplacement incrémental total pour le cas $d/B = 1$	84
Figure 4.21: Influence de la cohésion du sol sur la capacité portante d'une fondation à proximité de sommet d'un Mur.....	85
Figure 4.22: Influence de la cohésion sur les déplacements horizontaux	85

Figure 4.23: Influence de la cohésion sur les facteurs de sécurité.....	86
Figure 4.24: Influence d'angle de frottement sur la capacité portante d'une fondation à proximité au sommet de mur.....	87
Figure 4.25: Influence de l'angle de frottement sur les déplacements horizontaux.....	87
Figure 4.26: Influence de l'angle de frottement sur les facteurs de sécurité.....	88
Figure 4.27: Influence d'angle de dilatance sur la capacité portante d'une fondation à proximité au sommet de mur.....	89
Figure 4.28: Influence d'angle de dilatance sur les déplacements horizontaux	90
Figure 4.29: Influence d'angle de dilatance sur les facteurs de sécurité	90
Figure 4.30: Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol	91
Figure 4.31: Influence de nombre des nœuds sur la capacité portante de fondation à proximité du sommet du mur	92
Figure 4.32: Influence de nombre des nœuds sur les déplacements horizontaux	92
Figure 4.33: Influence de nombre des nœuds sur le facteur de sécurité.....	93

Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Ouvrages de soutènement qui reprend la poussée par leur poids. [5].....	25
Tableau 1.2 : Ouvrages de soutènement qui reprend la poussée par le encastrement. [5]	27
Tableau 1.3 : Ouvrages de soutènement qui reprend la poussée par encrage.....	28
Tableau 2.1 : Coefficient de pression latérale des sols au repos d'après Schlosser. [9].....	42
Tableau 4.1 : Les caractéristiques du mur.....	68
Tableau 4.2 : Propriétés des couches de sols et des interfaces	68

LISTE DES SYMBOLES

- σ_h : Contrainte horizontale.
 σ_v : Contrainte verticale.
 σ_a : Contrainte de poussée.
 σ_p : Contrainte de butée.
 σ_1 : Contrainte principale.
 τ : Contrainte tangentielle.
 ε : Déformation.
T : Poids volumique.
 K_0 : Coefficient de pression de terre au repos.
 K_a : Coefficient de poussée.
 K_p : Coefficient de butée.
 K_q : Coefficient de pression due à la surcharge.
K : Matrice de rigidité.
C : La cohésion.
 ν : Coefficient de poisson.
E : Module d'Young.
 φ : Angle de frottement.
 \dagger : Angle de dilatance.
 δ : Angle de frottement sol-écran.
 θ : Angle de rupture.
 λ : Angle de l'écran incliné.
 F_a : Force de poussée.
 F_p : Force de butée.
q : Surcharge uniformément répartie.
 F_r : Coefficient de sécurité au renversement.
 F_g : Coefficient de sécurité au glissement.
 μ : Coefficient de frottement réel.
 U^* : Déplacement relative.
 f_φ :
Coefficient de
frottement. T_d :
Densité sèche.
 T_h : Densité humide.
EA : Rigidité axiale.
EI : Rigidité de flexion.
U : Déplacement total.
 U_h : Déplacement horizontal.
 F_s : Coefficient de sécurité.

Introduction générale

Introduction générale :

La stabilisation des massifs de sol se fait généralement par la construction d'un ouvrage de soutènement.

L'analyse des interactions entre les ouvrages de soutènement et le sol, est la plus forte préoccupation en géotechnique, surtout en milieu urbain lors de la construction de structures souterraines complexes à proximité de bâtiments existants ou de travaux d'excavation près de bâtiments.

La stabilisation des massifs de sol se fait généralement par la construction d'un ouvrage de soutènement, ce procédé rentre dans le domaine de la géotechnique.

Ce problème constitue à l'heure actuelle l'une des préoccupations majeure des ingénieurs chargés de la conception des ouvrages.

L'objet de ce travail de mémoire est donc d'étudier la stabilité d'un mur de soutènement soumis à chargement en tête.

Pour atteindre notre objectif on a entamé une étude bibliographique sur Les ouvrages de soutènement, le calcul des pressions des terres, ainsi que la modélisation numérique.

Cette recherche s'inscrit dans le cadre de l'étude de modélisation du comportement des murs de soutènement par certains paramètres liés au mécanisme de rupture.

Pour ce faire, le présent mémoire est scindé en quatre chapitres :

Dans le premier chapitre, nous présenterons une démarche sur les connaissances des différents types de mur de soutènement, ainsi que leur stabilité et rupture qui peut se produire.

Quant au deuxième chapitre, il présente d'une manière générale les méthodes de modélisation avec les codes de calcul tel que le code Plaxis pour résoudre les problèmes géotechniques et on procède à l'utilisation du logiciel pour introduire le modèle à étudier et faire la simulation et l'analyse du comportement d'un mur de soutènement sous un modèle donné.

INTRODUCTION GENERALE

Dans le troisième chapitre on procèdera à une simulation numérique en éléments finis en utilisant le code de calcul Plaxis 8.2 pour l'étude de la stabilité d'un mur de soutènement chargé en tête (fondation filante) ; puis on fera une comparaison entre la stabilité d'un mur chargé en tête avec renforcement et sans renforcement,

Et on procèdera à une étude paramétrique pour présenter l'influence de différents paramètres de modélisation géotechniques sur le comportement dynamique d'un mur gravitaire chargé en tête par une semelle filante.

CHAPITRE 01

Généralités Sur Les Soutènements

1. Introduction :

Les ouvrages de soutènement sont des structures conçues pour créer un dénivelé entre des terres en leur amont et en leur aval, la conception de ce type d'ouvrage varie considérablement, allant des murs poids en béton ou en maçonnerie aux parois ancrées, en passant par les murs en sol renforcé.

Le domaine des sols renforcés a évolué depuis les années 1970, et fait depuis, l'objet de nombreuses recherches. Ces ouvrages sont formés d'un massif de sol dans lequel sont disposés des éléments de renfort et se caractérisent par un certain degré de flexibilité. [1]

2. Historique

Dans les premiers besoins générant le mur de soutènement se trouve la fabrication de terrasses sur des terrains pierreux en pente pour un usage agricole, terrasses bordées de murs bas en pierres crues (pierres brutes mises sur assise sans mortier et en opus peu élaboré) récupérées par l'érosion des sols : ces murs sont édifiés pour combattre celle-ci (par exemple en Ardèche).

Ensuite, on trouve la construction de terrasses recevant des édifices imposants. Ces murs furent dès l'antiquité des murs massifs constitués en maçonnerie soignée de blocs de pierre (dont l'exemple évocateur est celui des temples en gradins Incas).

Dans sa version initiale de l'époque moderne le mur poids en béton qui succéda au milieu du XX^e siècle à la maçonnerie par appareillage du génie militaire ou civil, se compose d'un voile (mur mince) et d'une semelle. (Cette semelle varie en largeur suivant plusieurs facteurs dont la surcharge sur la partie supérieure, le poids volumique et la qualité des sols de fondation, la pente de talus naturel du matériau retenu par le mur).

Depuis quelques décennies, les parois préfabriquées se sont largement substituées aux murs en béton coulé sur place et aux murs en maçonnerie appareillée, étant donné qu'elles sont meilleur marché, plus rapides et plus faciles à mettre en œuvre, et plus favorables à l'environnement.

3. Les ouvrages de soutènement

Les ouvrages de soutènement sont des structures liées au sol pour lesquelles l'action de celui-ci intervient doublement :

- Le matériau derrière le mur (généralement du remblai) exerce des poussées sur l'ouvrage.
- L'ouvrage à son tour sollicite le sol de fondation et y crée des contraintes et éventuellement des tassements.

Ces ouvrages qui sont considérés généralement comme éléments secondaires par rapport à d'autres ouvrages d'art (ponts,...) restent cependant délicats et demandent un soin particulier depuis la conception jusqu'à la réalisation. [1]

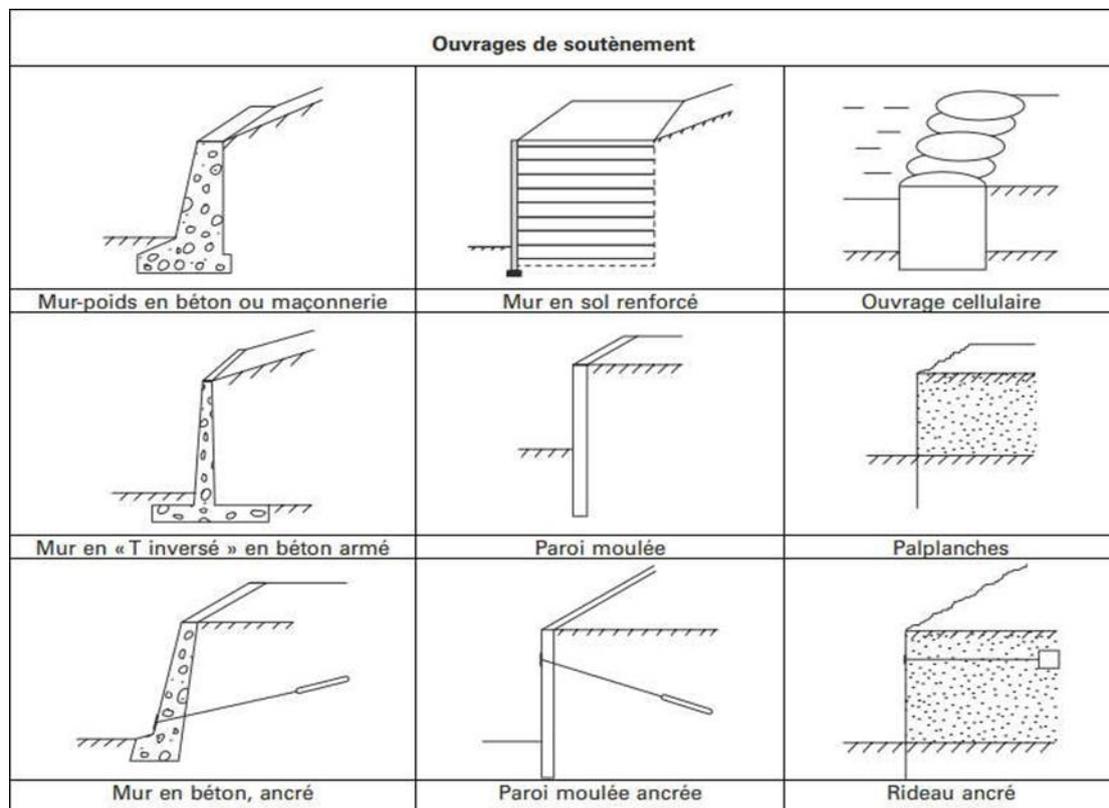


Figure 1.1 : Exemples des ouvrages de soutènement [2]

3.1 Définition des ouvrages de soutènement :

Le mur de soutènement est un mur vertical ou sub-vertical qui permet de contenir des terres (ou tout autre matériau granulaire ou pulvérulent) sur une surface réduite. La retenue des terres par un mur de soutènement répond à des besoins multiples : préserver les routes et chemins des éboulements et glissement de terrain, structurer une berge naturelle en un quai

(ports maritimes et voies navigables), rendre cultivables des zones pentues et limiter l'érosion par ruissellement (culture en terrasses), parer en soubassement les fondations d'édifices de grande hauteur ou de digues, créer des obstacles verticaux de grande hauteur (murs d'escarpe et glacis dans les fortifications), soutenir des fouilles et tranchées de chantier pour travailler à l'abri de l'eau (batardeau), établir des fondations ou créer des parkings souterrains,.etc. [1]



Figure 1.2: Exemple réel de soutènement.

3.2 Fonctions :

Un mur de soutènement est destiné à « soutenir » de la matière pulvérulente ou granulaire, par exemple : de la terre, du sable.

Il est utilisé dès qu'il y a de la terre à retenir, en principe lorsque le terrain est en pente. Le mur de soutènement peut également servir à :

- Protéger une construction de crues ou de l'érosion ;
- Délimiter un terrain comme le ferait un mur de clôture ;
- Constituer un mur anti bruit.

3.3 Différents types des ouvrages de soutènement :

Un ouvrage de soutènement peut retenir soit des terres en remblai, c'est-à-dire rapportées, soit le terrain en place. On dit, dans ce dernier cas, qu'il s'agit d'un ouvrage de soutènement en déblai. Il en existe une grande variété, se caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques. Les systèmes de soutènement peuvent être classés en trois catégories principales :

- Les murs de soutènement (murs-poids en maçonnerie ou béton, murs en béton armé avec semelle, murs à contreforts, murs cellulaires, murs-caissons, etc). Le mur-poids consiste le système de soutènement le plus ancien. La stabilité est assurée par le poids de l'ouvrage et, en partie, par le poids du remblai derrière le mur ;
- Les écrans de soutènement (rideaux de palplanches, parois en béton moulé dans le sol, parois préfabriquées, parois de type berlinois, blindages de fouilles, etc). Les écrans en bois sont les systèmes les plus anciens. Ce type de soutènement est d'épaisseur relativement mince et sa résistance à la flexion joue un rôle prédominant dans la stabilité. Celle-ci est assurée par l'encastrement de l'écran dans le sol et éventuellement, par des ancrages composés de tirants ou par des butons ;
- Les systèmes de soutènement composites (batardeaux composés de plusieurs rideaux de palplanches, murs en sol cloué, murs en terre armée, murs renforcés par des géotextiles ou des géogrilles, etc). Si, par leurs dimensions, ces ouvrages se rapprochent des murs-poids, certains sont néanmoins relativement souples et peuvent tolérer des déformations importantes.

4. Descriptions des principaux types d'ouvrages de soutènement :

4.1 Murs poids :

4.1.1 Définition :

C'est le type d'ouvrage le plus classique et le plus ancien. Ils peuvent être en béton non armé ou en maçonnerie. Ils peuvent être constitués de pierres sèches, de gabions ou d'éléments préfabriqués, avec ou sans béton armé (blocs, caissons ou boîtes remplis de terre,...etc.). Ces murs, relativement étanches, sont souvent pourvus d'un dispositif de drainage. [3]

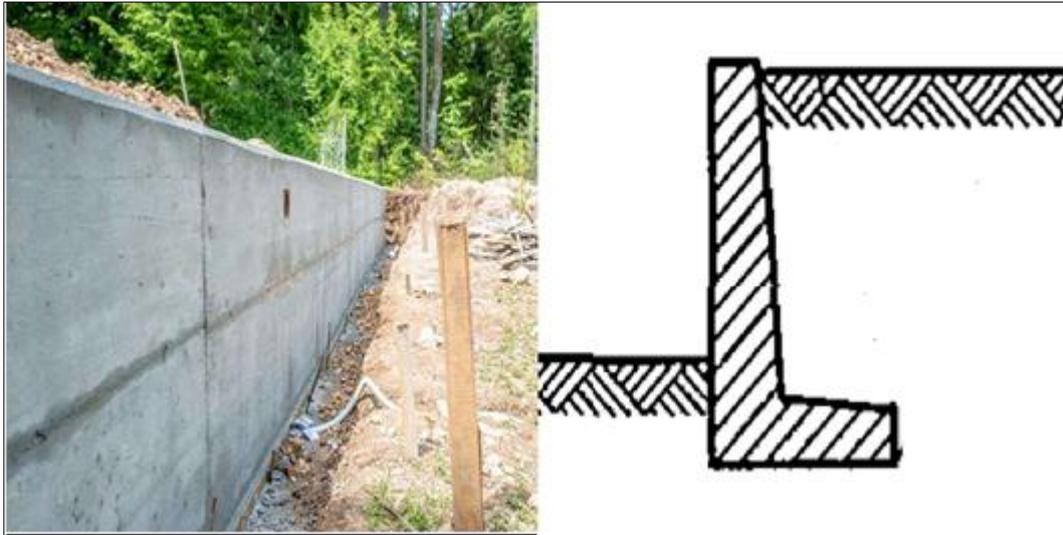
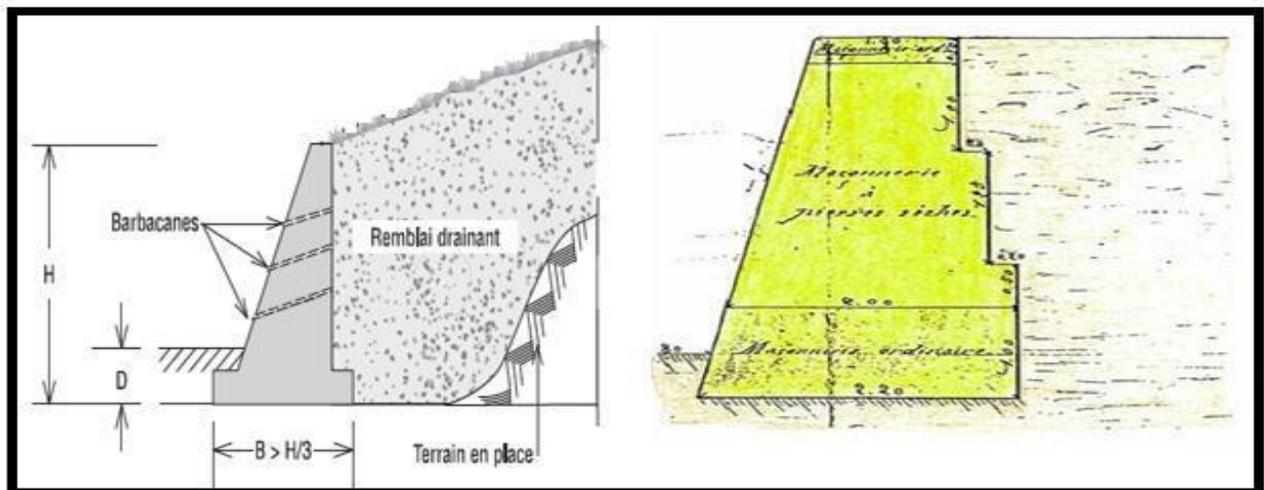


Figure 1.3 : Mur poids en béton.



4.1.2 Les types de mur poids :

a) Murs poids en maçonnerie :

- Utilisables lorsque le sol de fondation est bon ;
- Économiques jusqu'à une hauteur de 4m.

b) Murs poids légèrement armés :

- Utilisables lorsque le sol de fondation est de bonne portance et / ou le patinsemelle peut mobiliser une butée sûre ;
- Économiques pour les hauteurs comprises entre 4 à 7 m ;

- Dépense moindre de matière ;
- Contraintes moindres sur le sol de fondation.

c) **Murs poids en béton :**

- Utilisables lorsque le sol de fondation est bon ;
- Peuvent être envisagés jusqu'à des hauteurs de 7 à 8 m.

4.1.3 Fonctions :

Par définition un quai est un ouvrage intérieur du port qui assure importantes suivantes que sont :

- Se munir d'un dispositif d'appui pour permettre l'accostage et l'amarrage des navires;
- Assurer une liaison ou la connexion entre la terre et le navire qui est assurée par un terre-plein des quais. Le dispositif de liaison supporte donc une partie ou tout le matériel démentent on se rêvant à la réception et au transport des marchandises ou les voyageurs;
- Soutenir les terres à la limite de l'eau, ce soutènement du terrain peut concerner l'ouvrage lui-même ou des ouvrages annexes tels que, un talus d'enrochement, la liaison n'est pas seulement assurée par l'ouvrage d'accostage mais aussi par les terre-pleins situés en arrière de l'ouvrage ;

Donc les quais-poids assurent les trois fonctions d'accostage et l'amarrage des navires, la Liaison avec la terre et le soutient des terres (assure une liaison directe entre le navire et les Infrastructures terrestres du port).

Cependant, les quais-poids présentent un cas particulier en raison de leur propre poids propre et suivant les conditions d'utilisations de ce type de quai.

Les quais-poids se construisent que sur un sol à bonne capacité portante ou sur un sol spécialement traité. Ils ont un poids propre très important.

4.2 Mur en palplanche :

4.2.1 Définition :

Largement utilisées en géotechnique, les palplanches sont des lames métalliques insérées verticalement dans le sol, en raison de leur faible épaisseur et de leur souplesse, leur longueur

est pratiquement limitée à 30 m. [2]

4.2.2 Exemples d'applications :

Les palplanches sont utilisées dans de nombreuses applications et peuvent être temporaires ou permanentes. Par exemple, nous pouvons citer :

- La construction de batardeau (enceinte fermée dans laquelle on construit une pile de pont) ;
- La réalisation de fondations ;
- Le renforcement de berges (quais, protection contre l'érosion ou les crues) ; --la stabilisation de pentes ;
- Le creusement de tranchées ;
- Le soutènement provisoire (fouilles).

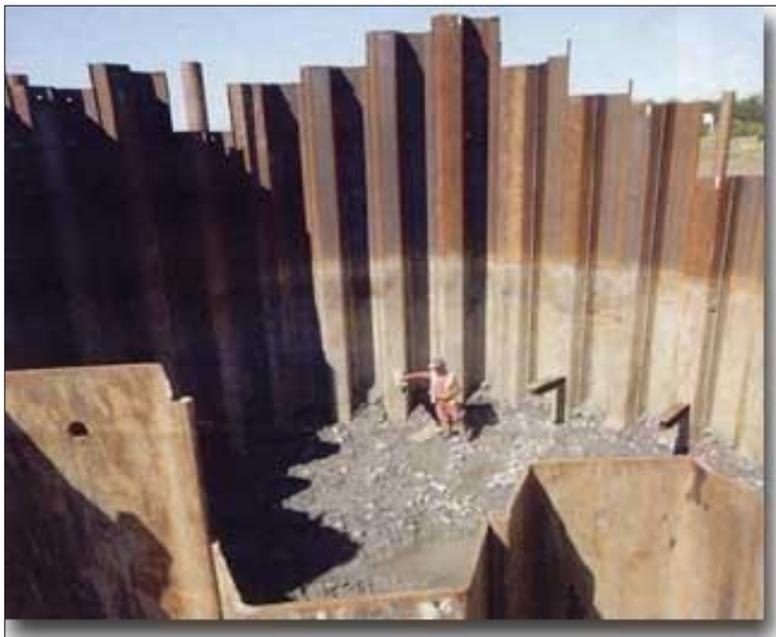


Figure 1.4: Batardeau

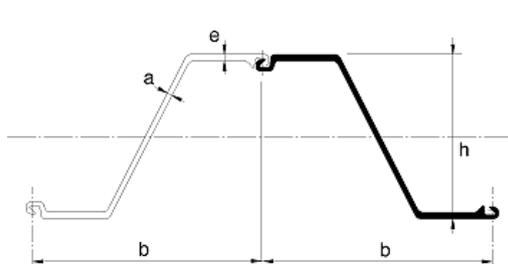


Figure 1.5: Mur en palplanche

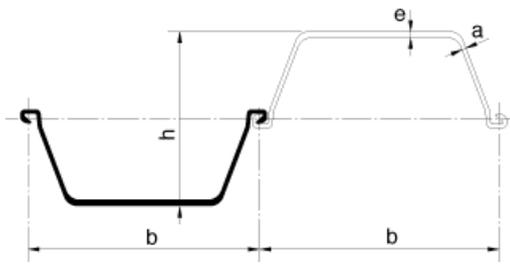
4.2.3 Caractéristiques pratiques:

Il existe sur le marché un choix assez large de produits, chacun adapté à une application différente. La liste suivante comprend les plus courants :

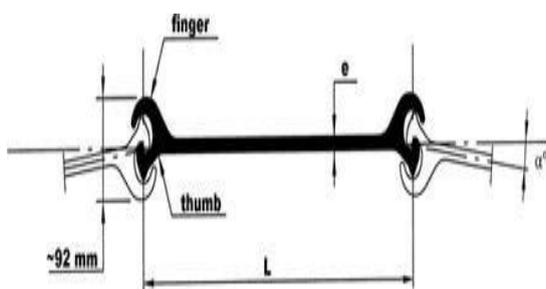
- Les palplanches « en Z » ;Les palplanches « en U » ;Les palplanches plates ; Les rideaux de coffrage ;
- Les rideaux mixtes tubes palplanches ;Les rideaux mixtes HZ ;



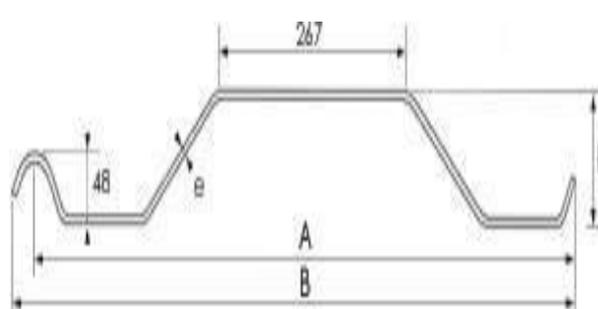
En Z



En U



Plates



rideau de coffrage



Figure 1.6: Rideau HZ



Figure 1.7: Rideau tubes / palplanches

Les profils les plus couramment utilisés sont les formes en U et en Z, car ils présentent une grande inertie et sont donc adaptés aux applications de soutènement.

Les palplanches plates sont un profil à part présentant une faible inertie. Elles sont utilisées dans des situations où le mur est soumis à une traction. Pour un mur travaillant en flexion, on leur préférera des profils de plus forte inertie (en U par exemple).

4.2.4 Mise en œuvre :

Il existe différentes méthodes pour enfoncer les palplanches :

a) **Battage :**

Il s'agit de la méthode la plus directe : un poids est hissé le long d'un axe vertical avant d'être lâché (Figure 2.8). A la fin de sa chute, il percute la palplanche sur laquelle il transmet une partie de son énergie : celle-ci est poussée dans le sol par à-coups.

Des améliorations existent, notamment des systèmes hydrauliques utilisant un vérin pour pousser le poids pendant sa chute. L'énergie cinétique est ainsi augmentée par accroissement de la vitesse.

Le battage provoque une perturbation locale des sols considérables au voisinage des palplanches. [2]



Figure 1.8: Machine de battage

b) Fonçage :

Cette seconde méthode exploite la vibration de deux balourds tournant en sens inverse et en opposition de phase pour générer une vibration verticale transmise au sol à travers la palplanche. On assiste à une perturbation locale du massif au contact de la celle-ci qui peut produire une liquéfaction ou un remoulage selon le type de sol. La progression de la plaque d'acier est alors facilitée et elle s'enfonce d'une façon progressive.

Les vibrations à basse fréquence sont plus susceptibles de se propager aux environs du chantier et d'entraîner des dommages aux bâtiments voisins, le fonçage se fait à haute fréquence (de l'ordre de 3000 tours/minute). Les ondes ainsi produites sont évanescentes dans le sol: elles ont un effet très localisé et s'atténuent rapidement et sans se propager, ne produisant qu'une perturbation locale du sol sans endommager le massif entier. Les machines les plus modernes permettent même de n'excentrer les balourds que lorsque la vitesse de rotation de travail est atteinte : ainsi pendant les phases d'accélération et de décélération, les masses sont centrées et aucune vibration à basse fréquence n'est appliquée. [2]

La vitesse de pénétration est largement dépendante de la nature du sol considéré.

4.2.5 Les avantages et les inconvénients :**a) Avantage :**

- Efficace dans les terrains durs ;
- Un engin met en place et enlève les palplanches.

b) Inconvénient :

- Fortes nuisances sonores pour le voisinage ;
- Rendement moyen (100 à 150m²/jour) ;
- Déchire parfois les palplanches.

4.3 Paroi moulée :**4.3.1 Définition :**

Une paroi moulée est un écran en béton armé moulé dans le sol, la stabilité de la tranchée

pendant les opérations de forage, de ferrailage et de bétonnage est obtenue avec un fluide de perforation appelé boue. La boue est fabriquée avec de la bentonite. Elle forme sur les parois de l'excavation un dépôt étanche appelé cake qui lui permet de ne pas percoler dans le terrain et d'assurer la pression hydrostatique qui s'oppose à l'éboulement des parois. Une boue fabriquée avec des polymères peut être aussi utilisée. [3]

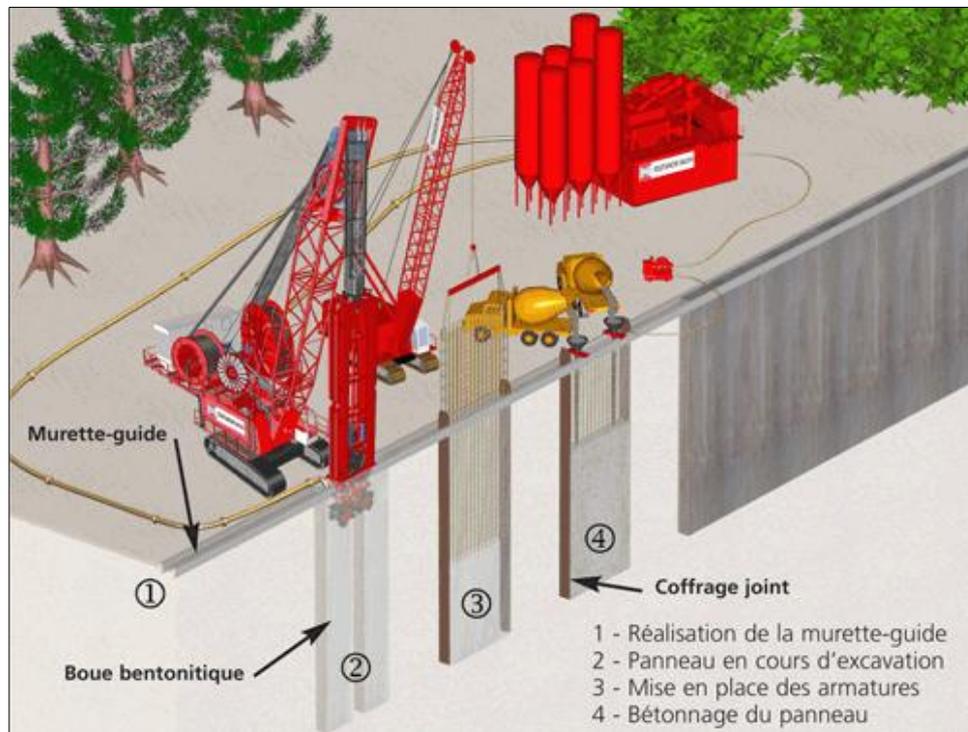


Figure 1.9: Construction des parois moulées

4.3.2 Principe de fonction :

Le fonctionnement des parois est celui d'une structure chargée par la poussée des terres et de l'eau soutenue et résistant en flexion pour mobiliser des appuis constitués, d'une part, par le sol en fiche et d'autre part par des tirants ou butons disposés dans la partie libre de l'écran.

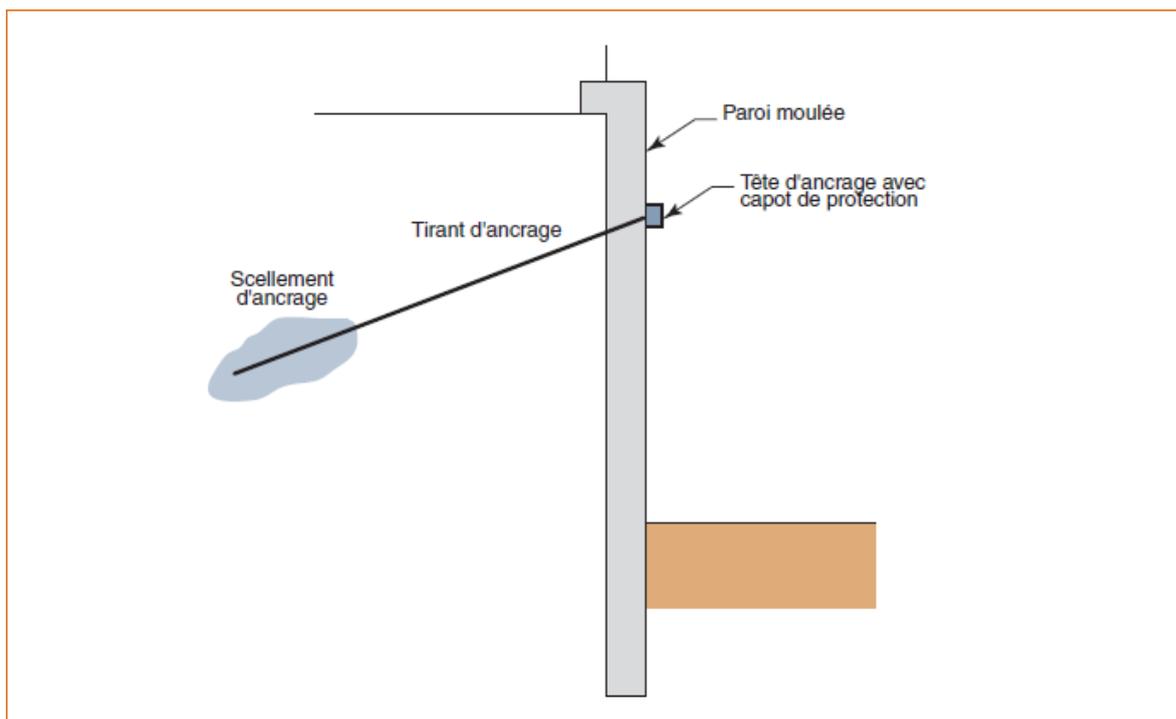


Figure 1.10: Fonctionnement des parois

L'écran est souvent fiché de façon significative dans le terrain : typiquement, la fiche pour une paroi ancrée, varie de 30 à 50 % de la hauteur de fouille. Cette fiche joue un rôle déterminant dans l'équilibre de l'ouvrage en permettant de mobiliser des appuis au sein du terrain. La nature de cet appui varie suivant les caractéristiques du terrain, la longueur en fiche de l'écran et sa rigidité et la distribution des autres appuis, tirants ou butons en partie aérienne elle peut se réduire à un appui simple, pour des écrans très rigides, ancrés en partie supérieure et dont la fiche est courte, et pour des écrans qui ne possédant pas d'appui en partie supérieure, l'encastrement en fiche devra être total. Dans le cas général, l'écran se trouve partiellement encasté dans le terrain dès que la hauteur libre dépasse environ 5 m, des appuis en partie haute de l'écran interviennent pour limiter les déplacements en tête de l'ouvrage et assurer sa stabilité. Il s'agit alors de tirants permettant de renvoyer les efforts d'appui suffisamment loin en arrière de l'écran. Au sein d'une partie stable du massif de sol. Il peut également s'agir de buton, dans le cas où l'effort d'appui peut être renvoyé à une autre structure faisant face à l'écran (cas de tranchées couvertes, par exemples.)

La répartition des appuis pour chaque niveau est variable suivant la nature des appuis et l'intensité des efforts à reprendre. L'espacement horizontal est plus important dans le cas des butons que dans le cas des tirants. [3]

4.3.3 Mise en œuvre :

Le premier ouvrage réalisé est la murette guide : elle est constituée de deux murets en béton armé de 30 cm de large environ et permet de :

- Matérialiser l'ouvrage à exécuter et d'en définir avec précision le tracé ;
- Guider l'outil de forage ;
- Assurer une réserve de boue de forage ;
- Caler les cages d'armatures.

Pour assurer la stabilité de la tranchée pendant les travaux, la perforation se fait par panneaux de longueur limitée, de l'ordre de 7 m, qui varient selon le type de sols et le voisinage.

En présence de mitoyens, la distance minimale entre le nu du mitoyen, y compris ses fondations et le nu extérieur de la paroi à réaliser est égale à l'épaisseur de la murette guide. Une fois l'excavation d'un panneau achevée, la cage d'armatures est mise en place dans la tranchée remplie de boue préalablement traitée afin de limiter les particules de terrain en suspension.

Le bétonnage est ensuite effectué à l'aide d'un tube plongeur.

La jonction entre panneaux adjacents peut se faire :

- Par utilisation d'un coffrage métallique provisoire CWS permettant la mise en place d'un joint d'étanchéité entre les panneaux, et le guidage de l'outil d'excavation.
- En remordant le panneau exécuté en première phase dans le cas de perforation à l'hydrofraise. Les épaisseurs de paroi moulée sont classiquement de : 0,50 m, 0,60 m, 0,80 m, 1,00 m, 1,20 m et 1,50 m.



Figure 1.11 : Benne hydraulique KS2



Figure 1.12: Mise en place d'une cage d'armature



Figure 1.13: Bétonnage d'un panneau par deux camions

4.3.4 Domaine d'emploi :

La paroi moulée offre un large champ d'application dans le domaine routier pour la réalisation d'ouvrage de génie civil.

En tant que soutènement classique, elle intervient pour la réalisation de fouilles en déblai, et notamment pour les fouilles de grande profondeur (usines, centrales,...etc.) et en site urbain.

Elle a également permis la construction de nombreux ouvrages hydrauliques, comme les quais, parfois utilisées pour protéger les sites montagneux.

4.3.5 Avantages :

- Les parois moulées offrent les avantages suivants :
- Grandes profondeurs de parois possibles ;
- Excavations à grande profondeur ;
- Grande capacité portante comme élément de fondation ;
- Reprise de pression des terres et des eaux très importante ;
- Possibilité d'excavation à côté des bâtiments existants ;
- Réalisation sans vibration.

4.4 Mur cantilever en béton armé :

4.4.1 Définitions :

Ces murs fonctionnent sous l'effet du poids du remblai. Un mur cantilever peut être considéré comme ouvrage poids si l'on y inclut compris entre le mur la vertical passant par l'extrémité arrière de la semelle. Les murs cantilever en béton armé sont également des ouvrages rigides. [3]

4.4.2 Principe de fonction :

Comme nous pouvons le voir sur **la figure (1.14)** ci-jointe, le mur cantilever, ou encore appelé mur en T, est doté d'une large semelle (en comparaison avec le mur poids en béton).

Cette particularité lui confère tout son intérêt. En effet, cette semelle encastrée dans les fondations permet l'utilisation du poids du talus pour contribuer à l'action de soutènement.

C'est pourquoi, ce type d'ouvrage peut être considéré comme un mur poids d'épaisseur égale à la largeur du talon de la semelle. Le talon est en fait la partie de la semelle qui se trouve sous le talus à soutenir.

En schématisant le poids du remblai et la poussée par deux charges concentrées, en considérant le sol comme indéformable et en négligeant le poids propre de l'ouvrage (pour mettre en évidence le principe du mur Cantilever), cela donne :

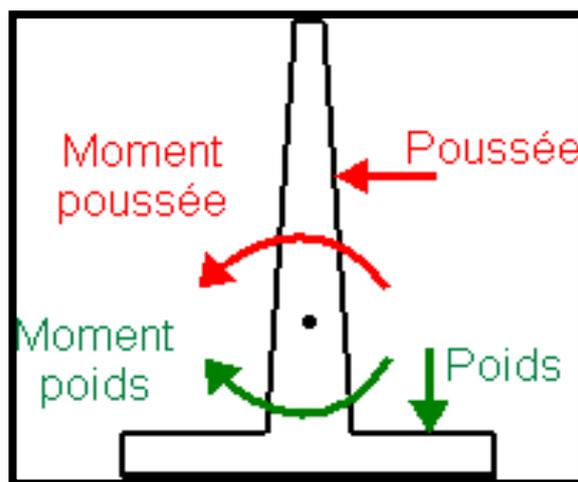


Figure 1.14: Fonctionnement d'un mur cantilever

On peut constater, sur **la figure (1.14)**, que le poids du remblai exercé sur le talon, crée un moment (moment poids en vert) qui s'oppose au moment basculant provoqué par l'effort de poussée (moment poussée en rouge) : c'est le principe du mur Cantilever.

Lors de la conception d'un mur de soutènement et surtout dans le cas d'un mur imperméable (comme celui en béton par exemple), un système de drainage efficace est primordial. En effet, un mur de soutènement constitue, dans ce cas un "barrage" pour les eaux de ruissellement. Si aucun dispositif n'est prévu pour recueillir et évacuer ces eaux, le mur est soumis à une poussée hydrostatique dont l'importance peut devenir supérieure à la poussée des terres.

Lorsque les dimensions du talus à maintenir deviennent trop importantes ou lorsque les propriétés du sol l'exigent, le mur Cantilever peut prendre quelques variantes:

- Mur en T avec console ;
- Mur en T avec contreforts ;
- Mur en T avec ancrages.

a) Mur en T avec console :

Généralement, une console est placée lorsque la hauteur du mur dépasse 6-8m (ordre de grandeur) pour diminuer la flexion du voile en béton et réduire l'effet de poussée. Puisque la flexion du voile est réduite, l'épaisseur du mur est également diminuée. Ce qui est un aspect non négligeable surtout, si le mur présente des dimensions importantes. Le principe de la console est exactement identique à celui du mur Cantilever exposé ci-dessus [3]

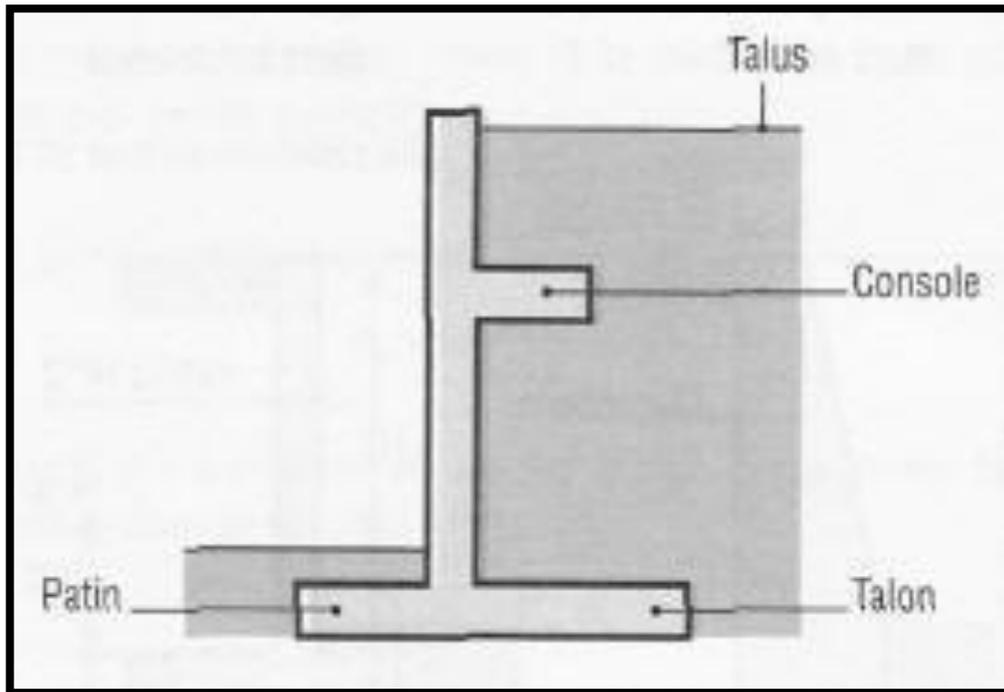


Figure 1.15: Mur en T avec console

b) Mur en T avec contreforts :

Les contreforts, placés à distance égale les uns des autres (variant entre 2.5 à 5 m ordre de grandeur), agissent en tant que raidisseurs du voile du mur (lorsque ce-dernier dépasse environ 6 à 8 m). Ils sont utilisés pour des murs qui ont une longueur considérable. Ces contreforts peuvent être placés aussi bien du côté du talus que de l'autre. Cependant, s'ils sont posés du côté du talus le remblaiement devient moins aisé. C'est pourquoi, la pose se fait généralement du côté opposé au talus avec néanmoins un effet esthétique discutable. [3]

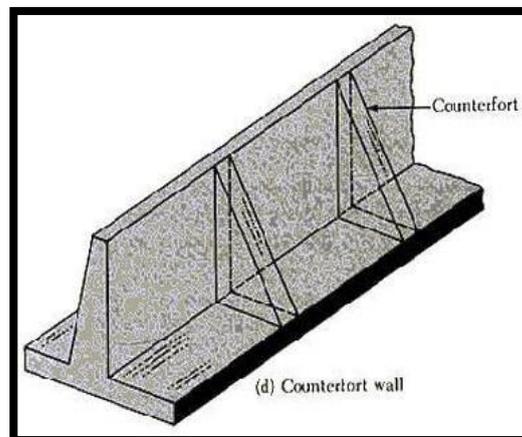


Figure 1.16: Mur en T avec contrefort

c) Mur en T avec ancrages :

Le système de renforcement par ancrages est principalement utilisé en milieux rocheux. En effet, la roche rend possible un ancrage solide et fort ce qui permet de tendre des tirants réduisant la flexion du voile. [3]



Figure 1. 17: Mur en T avec encrage

4.4.3 Dimensionnement :

Titre purement indicatif, voici les ordres de grandeur des dimensions d'un mur Cantilever :

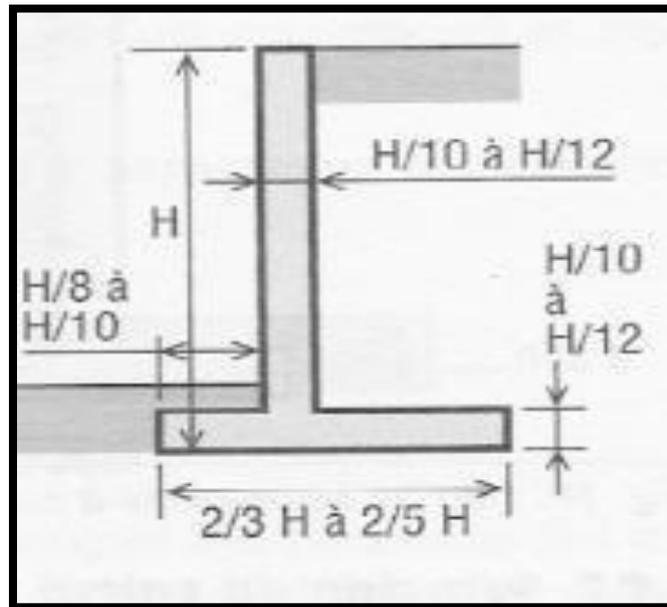


Figure 1. 18: Dimension d'un mur cantilever

4.4.4 Avantages et Inconvénients :

✓ Avantages :

- Son coût (au point de vue quantité de béton en comparaison avec les murs poidsbéton);
- Sa capacité à reprendre des efforts de poussée importants (moyennant console, contreforts) ;
- Sa conception partielle en atelier ;
- Sa facilité de mise en œuvre ;
- Sa capacité à retenir tout type de terrains (contrairement au procédé de la terre armée).

✓ Inconvénients :

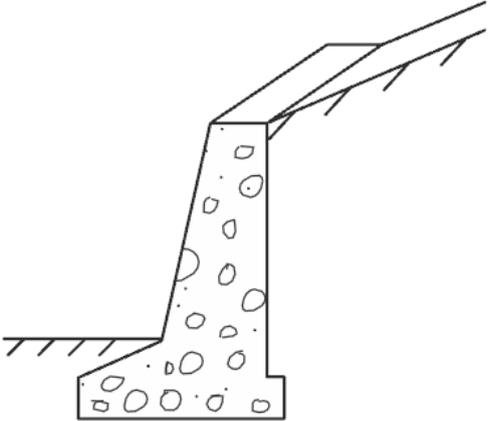
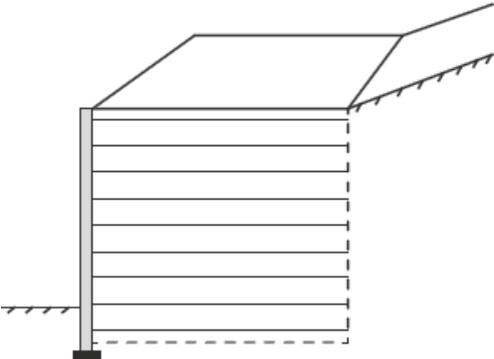
- Ses fondations relativement importantes (qui dépendent de la stabilité du sol) ;
- Le dégagement des terres pour permettre le placement de la semelle ;
- Exécution moins rapide que la terre armée.

5. Classement des ouvrages de soutènement :

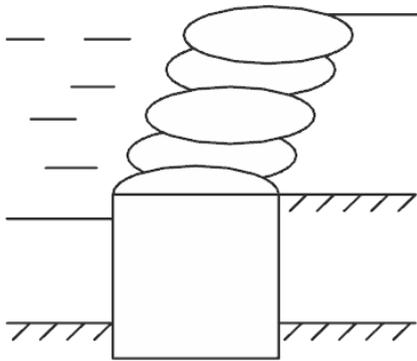
Tous ces ouvrages ont en commun la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Cette force de poussée est généralement reprise soit par le poids de l'ouvrage de Soutènement (tableau 1.1)

Soit par l'encastrement de l'ouvrage de soutènement (tableau 1.2) soit par des ancrages (tableau 1.3)

Tableau 1.1 : Ouvrages de soutènement qui reprend la poussée par leur poids. [5]

Type d'ouvrage	Caractéristique de fonctionnement
<p>Mur-poids en béton ou en maçonnerie</p> 	<p>-Ouvrage rigide qui ne peut supporter sans dommages des tassements différentiels supérieurs à quelques pour mille</p>
<p>Mur en Terre Armée</p> 	<p>-Le sol retenu est renforcé par des inclusions souples résistant à la traction. Ouvrage souple qui supporte les tassements différentiels du sol de fondation.</p>

Mur cellulaire, batardeau en palplanches, caisson en béton



-Mur cellulaire, batardeau en palplanches, caisson en béton

On trouve dans cette catégorie deux types d'ouvrages, les ouvrages de soutènement rigides et les ouvrages de soutènement souples.

a) Ouvrages rigides :

Les murs de soutènement classiques sont les ouvrages les plus courants de cette catégorie. La poussée est reprise par le poids de l'ouvrage (murs poids) ou par encastrement de l'ouvrage dans le sol (murs en béton armé). Dans ce dernier cas, le poids des terres participe à la stabilité de l'ouvrage par l'intermédiaire de la semelle. [4]

b) Ouvrages souples :

L'ouvrage type représentatif de cette catégorie est le rideau de palplanches. Pour ce type de soutènement, la poussée est reprise soit par encastrement de l'ouvrage dans le sol, soit à l'aide d'ancrages. [4]

Tableau 1.2: Ouvrages de soutènement qui reprend la poussée par leur encastrement. [5]

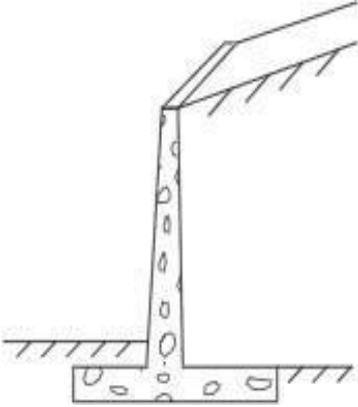
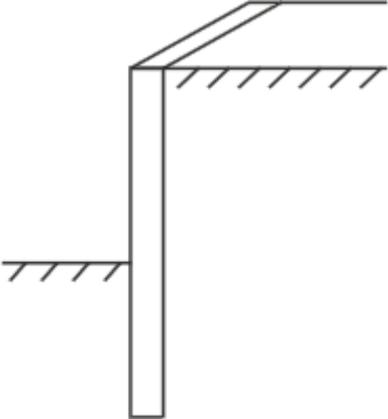
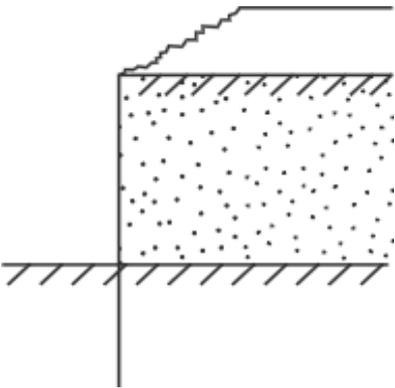
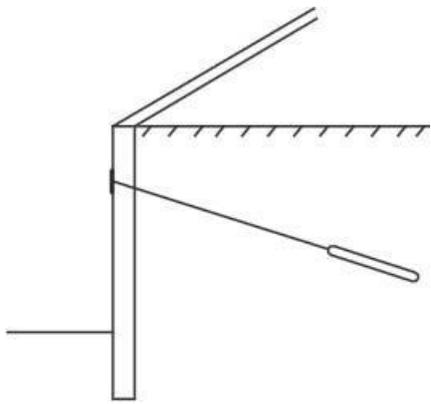
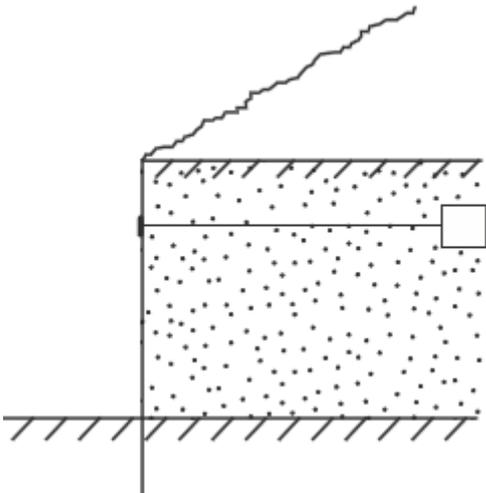
Type d'ouvrage	Caractéristiques de fonctionnement
<p data-bbox="312 333 663 365">Mur cantilever en béton armé</p> 	<p data-bbox="828 445 1382 674">Ouvrage rigide doté d'une base élargie et encastree à la partie supérieure du sol de fondation. Il fonctionne en faisant participer à l'action de soutènement une partie du poids du remblai.</p>
<p data-bbox="352 819 624 851">Mur en parois moulées</p> 	<p data-bbox="820 938 1390 1167">Mur construit dans le sol en place, avant toute excavation, par bétonnage d'une tranchée remplie de boue pour en assurer la stabilité. Il fonctionne par encastrement total ou partiel dans le sol de fondation.</p>
<p data-bbox="209 1317 767 1391">Rideau de palplanches, encastree dans le sol de fondation</p> 	<p data-bbox="820 1460 1390 1644">Ouvrage flexible pour lequel l'interaction structure-sol retenue a une influence prépondérante sur le comportement de l'ouvrage.</p>

Tableau 1.3 Ouvrages de soutènement reprenant en totalité ou en partie la poussée par leur ancrage dans le massif retenu ou dans lesol de fondation. [5]

Type d'ouvrage	Caractéristiques de fonctionnement
<p>Paroi moulée ou rideau de palplanches avec des ancrages</p> 	<p>Ouvrage flexible renforcé par une série d'ancrages dans le sol. Les ancrages sont des armatures métalliques (câbles ou barres) qui sont attachées d'une part à la paroi (ou rideau) et d'autre part dans le massif de sol par un corps d'ancrage ou par un scellement avec un coulis d'injection.</p>
<p>Paroi berlinoise</p> 	<p>Paroi réalisée à partir de poteaux placés préalablement dans le sol en place. Au fur et à mesure de l'excavation, des éléments réfabriqués (poutres, plaques), ou moulés sur place sont placés entre les poteaux. La poussée des terres est reprise par des ancrages fixés sur les poteaux.</p>

5.1 Différents types d'ouvrages de soutènement selon la reprise de la poussée :

Un ouvrage de soutènement peut retenir soit des terres en remblai, c'est-à-dire rapportées, soit le terrain en place. On dit, dans ce dernier cas, qu'il s'agit d'un ouvrage de soutènement en déblai. L'effort de poussée exercé par le massif de terre retenu peut être repris de plusieurs façons. [6]

Trois modes principaux peuvent être distingués :

- La poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement ;
- La poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement ;
- La poussée est reprise par des ancrages.

5.1.1 Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement :

Le type d'ouvrage le plus classique et le plus ancien est le mur poids en béton ou en maçonnerie. Ce sont des ouvrages rigides qui ne peuvent supporter sans dommages des tassements différentiels supérieurs à quelques millièmes. Les murs en Terre Armée dans lesquels le sol est renforcé par des inclusions souples résistant à la traction, sont des ouvrages souples qui supportent les tassements différentiels du sol de fondation. Les ouvrages cellulaires sont très divers et le type le plus ancien est le mur caisson en éléments préfabriqués. Par exemple, en génie maritime on utilise pour la construction des quais de grands batardeaux cellulaires en palplanches métalliques ou de grands caissons en béton armé. Dans un ouvrage cellulaire la cellule est remplie de sol et l'ensemble forme un ouvrage qui peut être, dans certains cas, très souple. Murs en sols renforcés les murs en sols renforcés, dans lesquels le sol est renforcé par des inclusions souples résistant à la traction (gés synthétiques, armatures métalliques), sont des ouvrages souples qui supportent les tassements différentiels du sol de fondation.

5.1.2 Cas où la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement :

Parmi les ouvrages de ce type, on citera : Le mur cantilever en béton armé qui est constitué d'une base élargie (semelle) et encastree à la partie supérieure du sol de fondation, fonctionne en faisant participer à l'action de soutènement une partie du poids du remblai. Un mur cantilever peut également être considéré comme un ouvrage poids si l'on y inclut le poids du remblai compris entre le mur et la verticale qui passe par l'extrémité arrière de la semelle. Les murs cantilevers en béton armé sont également des ouvrages rigides. Les murs en parois moulées, technique qui consiste à construire un mur au sein du sol en place, avant toute excavation, par bétonnage d'une tranchée remplie de boue pour en assurer la stabilité. Cette technique est particulièrement utilisée pour les travaux sous la nappe, en zones urbaine et portuaire. Une paroi moulée fonctionne en étant entièrement ou partiellement encastree dans le sol de fondation. Les rideaux de palplanches, encastres dans le sol de fondation : ce sont des ouvrages de soutènement souples, où l'interaction structure-remblai a une influence prépondérante sur le comportement de l'ouvrage.

5.1.3 Cas où la poussée est reprise en totalité ou en partie par des ancrages :

Dans les ouvrages de soutènement en déblai, l'effort de poussée est souvent repris en partie ou en totalité par des ancrages. C'est le cas notamment des rideaux, des parois moulées et des parois berlinoises. Contrairement à la paroi moulée, une paroi berlinoise est réalisée à partir de poteaux placés préalablement dans le sol en place. Au fur et à mesure de l'excavation, des éléments de soutènement sont placés entre des poteaux préfabriqués (poutres, plaques), soit coulés en place et l'on reprend la poussée des terres par des ancrages précontraints fixés sur les poteaux (**Figure 3**)

Il existe aussi des techniques d'ouvrages en déblai où la poussée des terres est totalement reprise par des ancrages précontraints. C'est le cas des murs épinglés construits par excavations successives de 2 m de hauteur environ avec coulage d'éléments verticaux en béton armé et mise en place d'ancrages précontraints. (**Figure 1.19**).

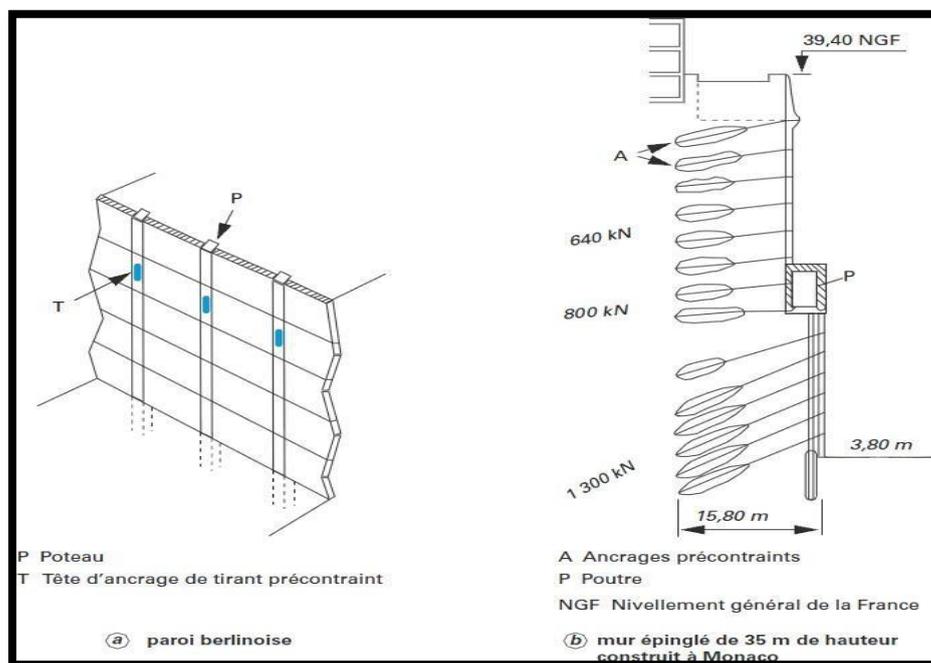


Figure 1.19: Murs partiellement ou totalement ancré

6. Dimensionnement des ouvrages de soutènement :

Le dimensionnement d'un ouvrage de soutènement consiste à déterminer ses éléments géométriques et structuraux de manière à ce qu'il reste stable sous les efforts qui lui sont appliqués et notamment de la poussée des terres qu'il retient.

La plupart des méthodes de dimensionnement sont basées sur des calculs à la rupture avec la prise en compte de coefficients de sécurité. Dans le cas des parois souples ou semi-flexibles ancrées, telles que les rideaux de palplanches et les parois moulées, le dimensionnement de l'ouvrage est généralement effectué par un calcul en déformation à partir de la méthode au module de réaction qui consiste à assimiler la paroi retenant le sol à une poutre sur un appui élastoplastique continu.

6.1 Approche de l'Eurocode 7 :

Le dimensionnement d'un ouvrage de soutènement consiste à déterminer ses éléments géométriques et ses éléments structuraux de manière à ce qu'il reste stable sous l'action des forces qui lui sont appliquées et notamment de la poussée des terres qu'il retient. La plupart des méthodes de dimensionnement sont basées sur des calculs à la rupture avec la prise en compte de coefficients de sécurité. Dans le cas des parois souples ou semi-flexibles ancrées, telles que les rideaux de palplanches et les parois moulées, il est courant de dimensionner l'ouvrage par un calcul en déformation à partir de la méthode aux coefficients de réaction, qui consiste à assimiler la paroi retenant le sol à une poutre sur un appui élastoplastique continu. Avec l'application de l'Eurocode 7, le calcul des ouvrages de soutènements est réalisé en justifiant la résistance structurale l'ouvrage (STR) et la résistance du terrain (GEO) selon l'approche de calcul n₂ définie par l'Eurocode, qui consiste à appliquer les coefficients de sécurité partiels aux actions ou leurs effets et aux résistances (et non pas aux propriétés du terrain). [8]

6.2 Modes de rupture des ouvrages de soutènement :

Cinq modes de rupture, illustrés à **la figure (1.20)** peuvent être rencontrés dans les ouvrages de soutènement :

- Le glissement de l'ouvrage sur sa base (figure 1.20.a) ;
- Le renversement de l'ouvrage (figure 1.20.b) ;
- Le poinçonnement du sol de fondation (figure 1.20.c) ;
- Le grand glissement englobant l'ouvrage (figure 1.20.d) ;
- La rupture des éléments structuraux de l'ouvrage (figure 1.20.e).

Les quatre premiers types de rupture sont liés à l'instabilité externe de l'ouvrage, la rupture des éléments structuraux constituant l'instabilité interne. L'étude de la stabilité externe d'un ouvrage de soutènement fait appel à des concepts et à des méthodes de calcul qui sont

communs à l'ensemble des ouvrages. Par contre, l'étude de la stabilité interne est assez spécifique à chaque type d'ouvrage.

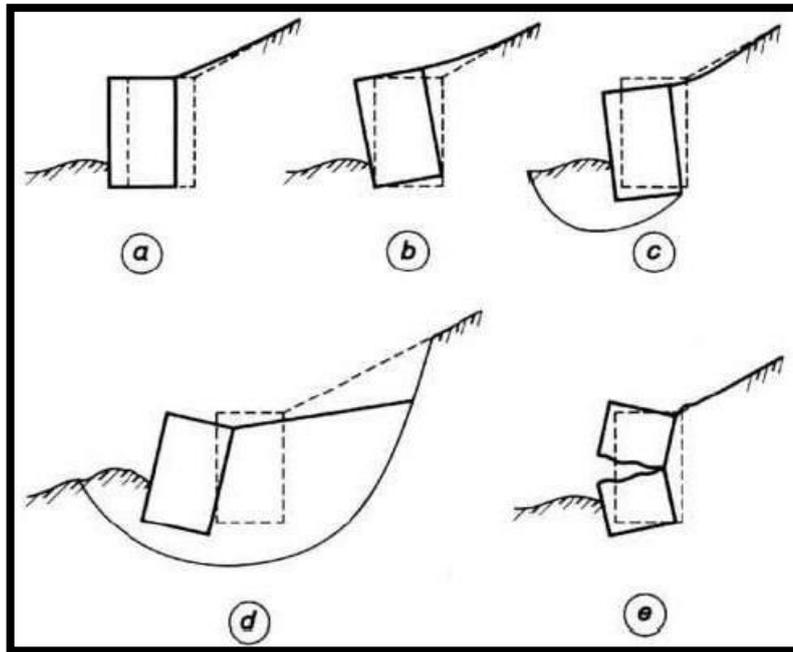


Figure 1.20: Modes de rupture des ouvrages de soutènement.

6.3 Justification de la stabilité :

La stabilité d'un ouvrage de soutènement doit être étudiée à l'état limite ultime.

Plusieurs modes de rupture doivent être envisagés. La vérification doit être conduite pour chacun d'entre eux.

Parmi les modes de rupture possibles, on distingue la stabilité interne (rupture des éléments constitutifs de l'ouvrage sous l'action des forces extérieures) de la stabilité externe (renversement, instabilité d'ensemble, poinçonnement, glissement). [3]

6.3.1 Stabilité interne :

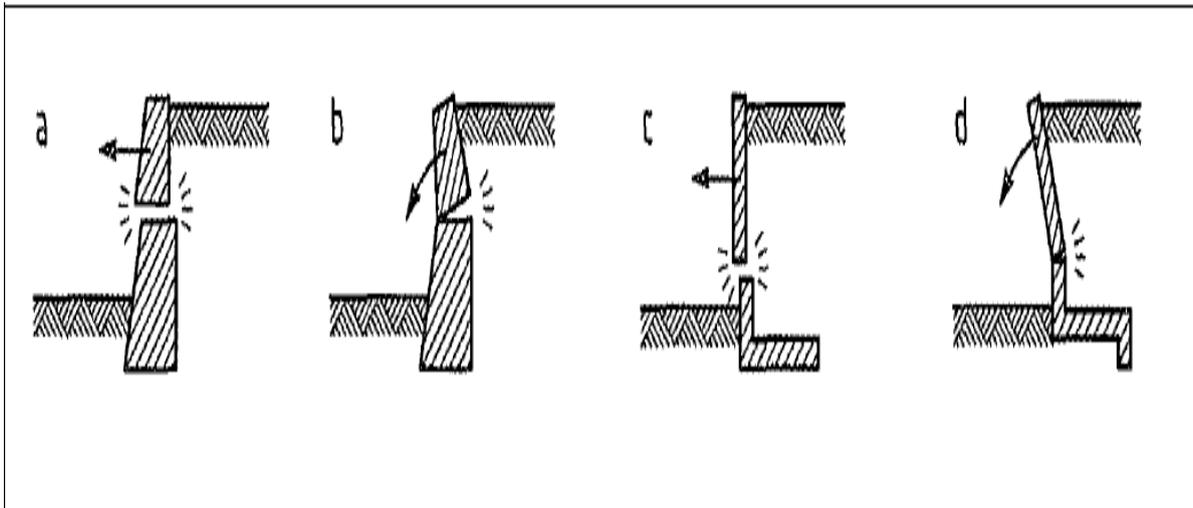


Figure 1.21 : Modes de la stabilité interne

L'étude de la stabilité interne est propre à chaque type d'ouvrage. C'est la résistance propre de la structure qu'il y a lieu de vérifier vis-à-vis des efforts (et déplacements) qui la sollicitent. Dans le cas des murs poids, cette étude relève des calculs classiques de béton. Pour les murs en béton armé (ou murs cantilever), la stabilité interne est vérifiée par le calcul en béton armé.

6.3.1 Stabilité externe :

6.3.2.1 Stabilité d'ensemble :

Il s'agit de la stabilité d'ensemble de l'ouvrage relative à une zone plus étendue de part et d'autre de celui-ci, et susceptible d'entrer en mouvement en l'absence même de toute défaillance de la structure considérée. Celle-ci est, toutefois, la cause initiatrice de ce mouvement d'ensemble, en raison des travaux de déblai ou de remblai qu'impose sa construction. Cette étude appartient au domaine de la stabilité des pentes.

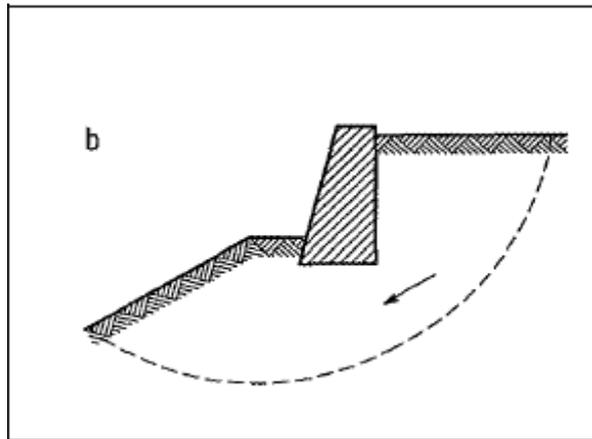


Figure 1.22: Stabilité d'ensemble

a) Stabilité au poinçonnement :

La stabilité au poinçonnement consiste à vérifier qu'on est suffisamment éloigné des conditions de rupture du sol de fondation. Dans son principe, sa justification consiste à vérifier que la contrainte normale appliquée au sol de fondation reste inférieure à une fraction de la contrainte de rupture du sol.

Cette justification relève du calcul des fondations qui n'est pas l'objet de ce cours.

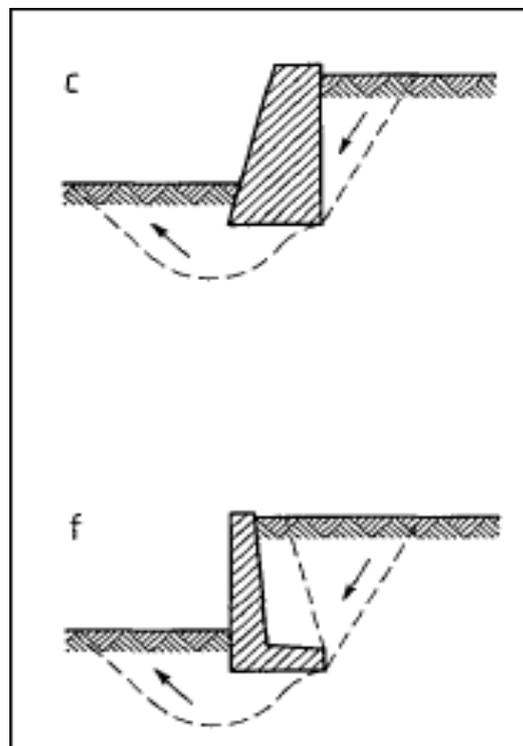


Figure 1.23: Stabilité au poinçonnement

a) Stabilité au glissement :

Cette justification consiste à vérifier que l'ouvrage ne glisse pas sur sa base. On vérifie que le rapport entre les forces résistantes et les forces motrices est supérieur au coefficient de sécurité généralement pris égal à 1,5.

La nature du matériau en contact avec le sol affectera sur le glissement par l'intermédiaire de l'angle de frottement sol-mur. [5]

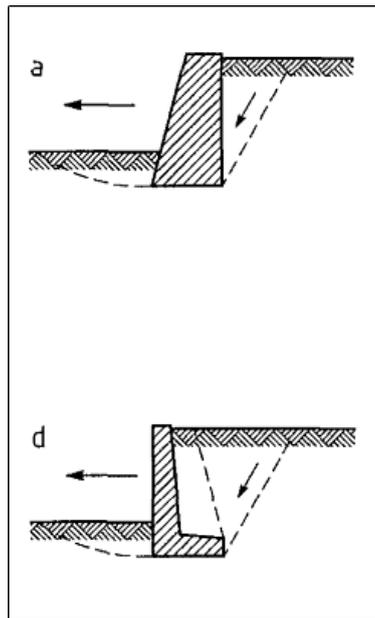


Figure 1.24: Stabilité au glissement

a) Stabilité au renversement :

Cette justification est basée sur une hypothèse de rupture possible du mur par renversement de celui-ci autour de l'arête inférieure aval de sa fondation.

$$\text{Somme des moments résistants} / \text{somme des moments moteurs} > 1.5$$

La justification consiste à s'assurer que :

- Les moments résistants sont induits par :

L'action du poids propre de l'ouvrage ou éventuellement celle du volume de sol qui charge sa fondation.

L'action de la butée, bien que participant à la résistance au renversement est négligée par sécurité.

- Les moments moteur sont ceux induits par :

La poussée des terres éventuellement l'action de l'eau si celle-ci est retenue par l'ouvrage. [5]

Remarque : pour les murs poids, il existe une règle qui consiste à vérifier que la résultante des efforts reste dans le tiers central, c'est à dire que le sol est entièrement comprimé sous la semelle.

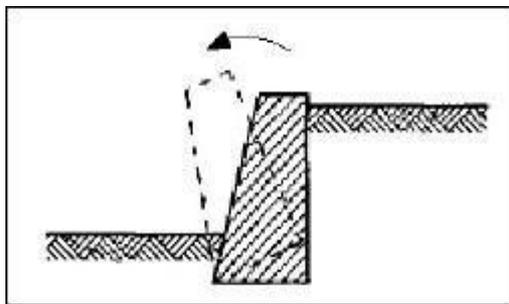


Figure 1.25: Stabilité au renversement

6.3.3 Rôle de l'eau : stabilité à court terme et stabilité à long terme :

La présence d'eau dans le sol conduit à considérer deux comportements :

Le comportement à court terme (non drainé) et le comportement à long terme (drainé).

Ainsi, en présence d'eau, la stabilité de l'ouvrage de soutènement doit être vérifiée à court et à long terme.

Plus généralement, la présence d'eau derrière un ouvrage de soutènement, qu'il s'agisse d'eau d'infiltration ou d'une véritable nappe, est en réalité toujours une situation défavorable. Les pressions hydrostatiques exercées sur un ouvrage sont souvent très défavorables dimensionnellement et conduisent presque toujours à des perturbations lorsqu'elles ne sont pas correctement évaluées.

Pour surmonter ces difficultés lorsque cela est possible un système de drainage efficace et pérenne est mis en place derrière l'ouvrage. Il permet de garantir, en particulier, que la situation de « mise en charge » de celui-ci ne puisse se produire. Ces dispositions doivent être

prévues même en l'absence de nappe derrière l'ouvrage. Dans ce cas, un dispositif constitué simplement de barbacanes peut suffire.

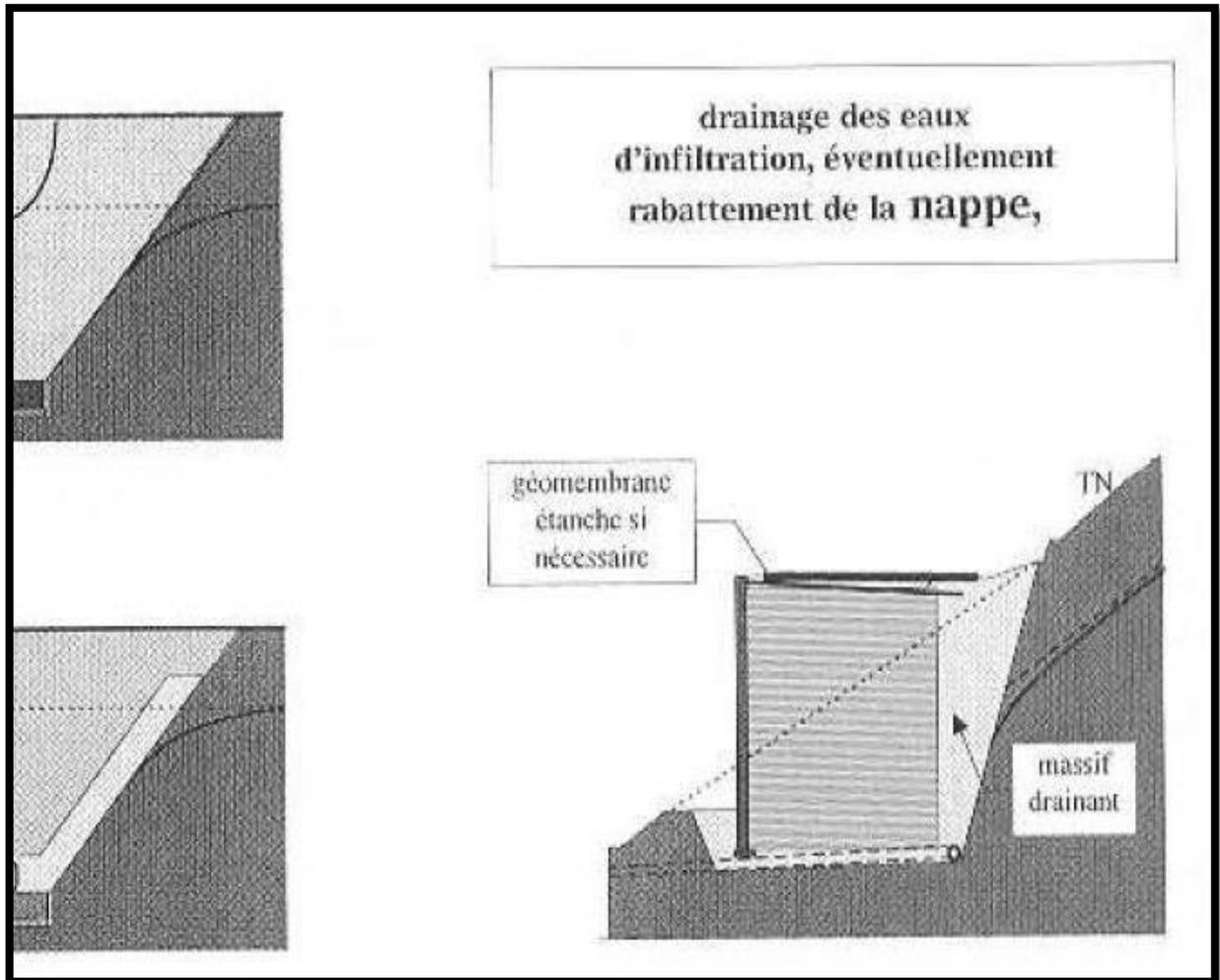


Figure 1.26: Drainage des eaux d'infiltration, éventuellement rabattement de la nappe

7. Conclusion :

Les ouvrages de soutènement sont des constructions destinées à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide.

Ils sont essentiellement employés :

- Soit en site montagneux pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanches ;
- Soit, en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.

CHAPITRE 02

Les approches et les méthodes de calculs

1. Introduction

Tous les ouvrages de soutènement qui doivent résister à la pression latérale des terres nécessitent la détermination de la répartition des contraintes auxquelles ils sont soumis où qu'ils mobilisent. Ces ouvrages de soutènement concernent les murs et les écrans. Suivant le problème traité, on fera un calcul à la rupture ou un calcul en déplacement. [14]

Dans ce chapitre, nous nous intéressent de présenter quelques méthodes de calcul de la poussée et la butée.

2. État des sols au repos

2.1 Définition :

Avant de subir des déplacements le sol se trouve dans un état initial qui dépend de son histoire géologique. On nomme cet état : poussée des terres au repos (sans déplacement). Pour le définir, on relie la contrainte effective horizontale à la contrainte effective verticale par le coefficient des terres au repos K_0 .

$$\sigma'_{h0} = K_0 \cdot \sigma'_{v0} \quad \text{Où :}$$

- σ'_{v0} : est la contrainte effective verticale.
- σ'_{h0} : est la contrainte effective horizontale.

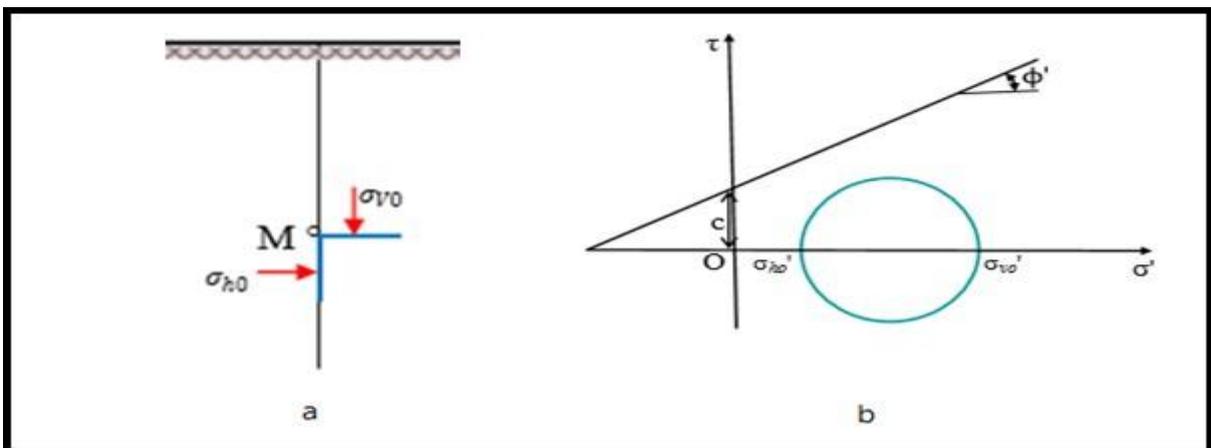


Figure 2.1 : Etat initial du sol au repos (terre horizontale, $\beta = 0$) a et b

2.2 Calcul du coefficient de pression de la terre K_0 :

La valeur de K_0 , est délicate à mesurer, peut être obtenue à l'appareil triaxial au laboratoire et au pressiomètre sur le chantier. La détermination de cette valeur est très importante pour l'analyse de stabilité et la conception des différents ouvrages.

K_0 dépend [14] :

- De la nature du sol.
- De l'histoire du sol.
- De la profondeur considérée.

Avec ν coefficient de poisson du sol, cette valeur théorique s'éloigne trop de la réalité pour être utilisée pratiquement. [14]

- Pour les sables et argiles normalement consolidés, en fonction de l'angle de frottement.

La formule simplifiée de Jacky s'écrit : $K_0 = 1 - \sin \varphi'$

Où : φ' est l'angle de frottement effectif du sol. [16]

- S'il existe un talus de pente β , la valeur de K_0 , avec la même définition sera : $K_{0\beta} = K_0 (1 + \sin \beta)$

Par rapport aux sols normalement consolidés la valeur de K_0 augmente pour les sols sur consolidés, d'autant plus que le coefficient de sur consolidation R_{oc} est important.

$$K_0(SC) = K_0(NC) \sqrt{R_{oc}}$$

Où : R_{oc} est le rapport de sur consolidé égale à :

$$\sigma'_p / \sigma'_{v0}$$

σ'_p est la contrainte de préconsolidation

$K_0(NC)$ Peut être estimé par la formule de Jacky.

(SC : Sur Consolidé, NC : Normalement Consolidé) [16]

Tableau 2.1 : Coefficient de pression latérale des sols au repos d'après Schlosser. [9]

Coefficient K0 pour quelques types de sols	
Type de sol	Valeur de K0
Sable lâche	0.45 à 0.50
Sable compact	0.40 à 0.45
Argile normalement consolidée	0.50
Argile sur consolidée	> 0.50

3. FORCE DE POUSSEE ET DE BUTEE DES TERRES :

3.1 Notions de poussée / butée :

Lorsqu'un massif de sol est limité par un écran, celui-ci peut soit soutenir le massif soit le refouler.

Poussée (Les pressions des terres actives) : Le soutènement s'oppose au mouvement du massif de sol. Dans ce cas, le massif exerce sur chaque élément de surface de l'ouvrage une action appelée pression active ou poussée. [15]

Butée (Les pressions des terres passives) : se développent lorsque le mur de soutènement se déplace vers le sol, produisant ainsi des déformations latérales de compression dans le sol.

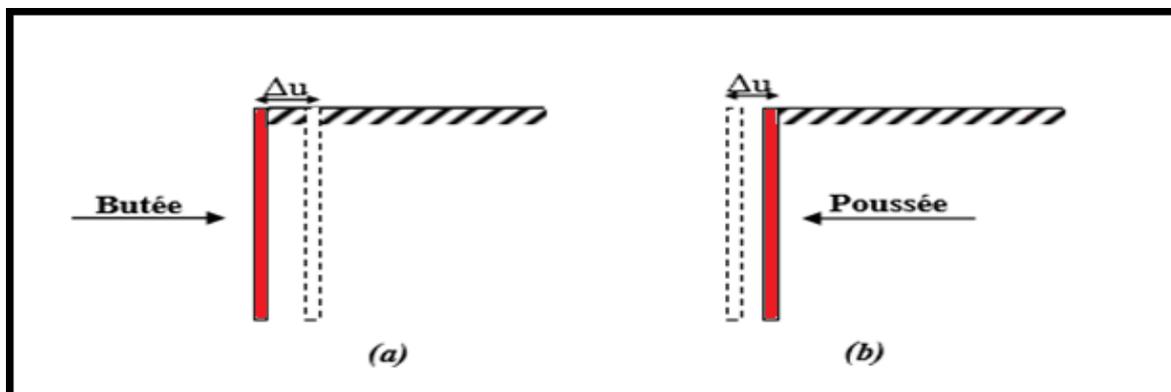


Figure 2.2: (a) Butée (b) poussée.

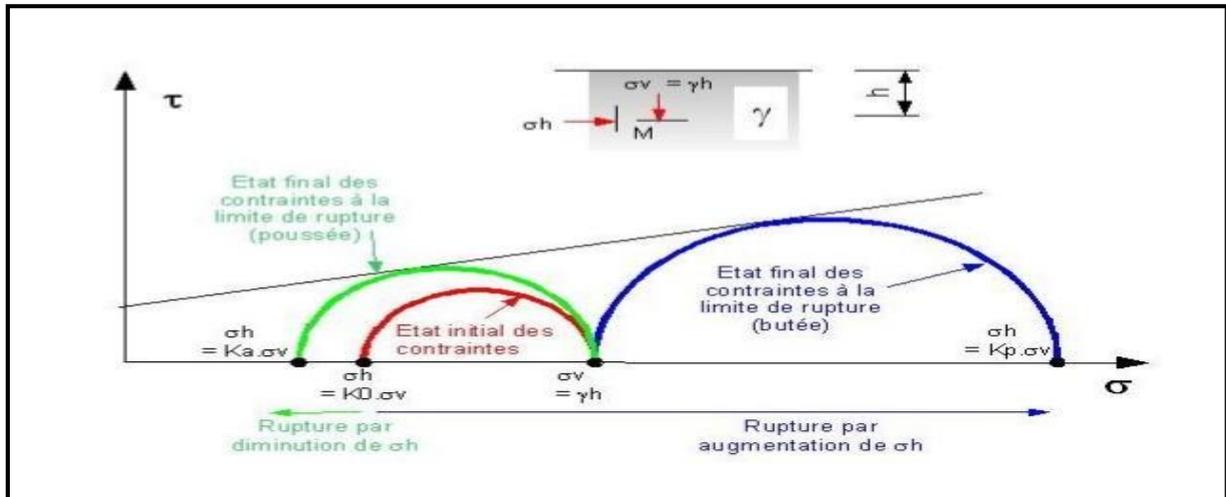


Figure 2.3: Représentation de la poussée et la butée dans le cercle de Mohr [17]

3.2 Équilibres de poussée et de butée

Pour qu'il y ait équilibre de poussée ou de butée, il faut qu'il y ait déplacements grossièrement de l'ordre de $H/1000$ pour mobiliser la poussée et supérieur à $H/100$ pour mobiliser la butée. (Expériences de Terzaghi).

Figure : (a) Etat de butée et (b) Etat de poussée. [14]

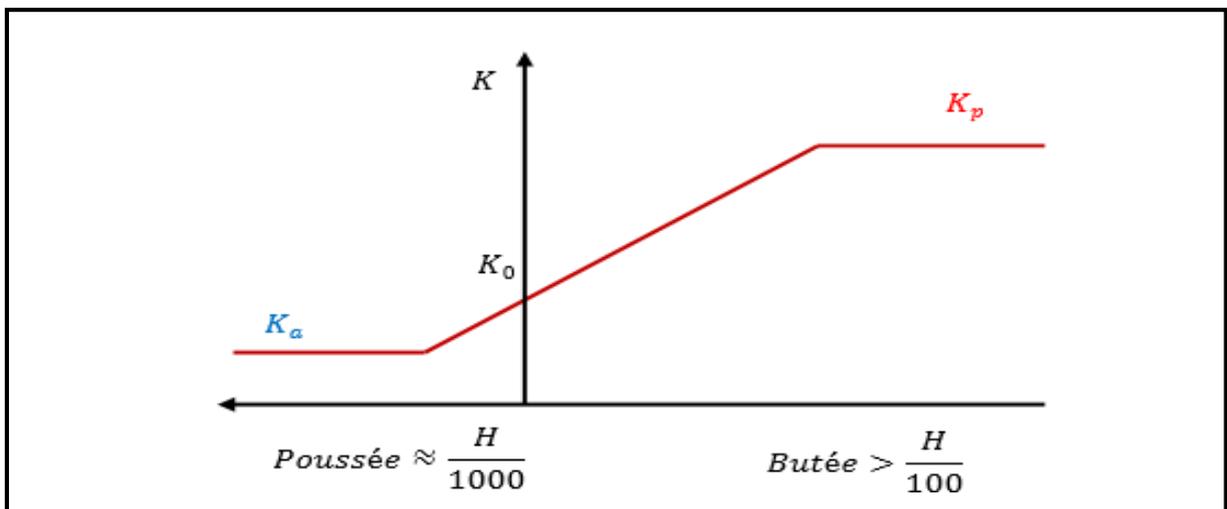


Figure 2.4: Déplacement nécessaire à la mobilisation des états limite de poussée et butée.

3.3 Équilibre de poussée :

Le sol pousse sur l'écran et le met en poussée. Le sol se déplacera jusqu'à ce que la contrainte initiale σ'_{v0} diminue.

Par rapport à l'état initial, la contrainte σ'_{v0} étant constante, la contrainte horizontale σ'_h diminue jusqu'à ce que le cercle de Mohr devienne tangent à la droite de Mohr-Coulomb pour une valeur de $\sigma'_h = \sigma'_a$ le sol est à l'état de poussée ; la contrainte de poussée est reliée à la contrainte verticale σ'_{v0} , dans le cas d'un écran vertical sans frottement sol-écran, par le coefficient de poussée K_a :

$$\sigma'_a = K_a \cdot \sigma'_{v0}$$

Où σ'_a est la contrainte de poussée, σ'_{v0} est la contrainte effective verticale et K_a est le coefficient de poussée. [14]

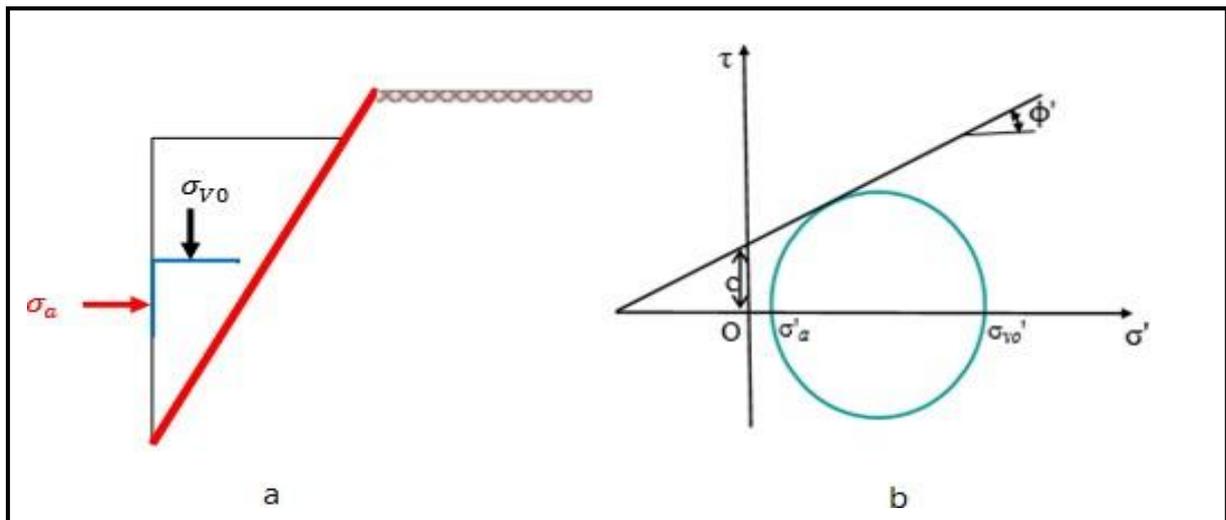


Figure 2.5: État limite de poussée du sol a et b

3.3 Equilibre de butée :

L'écran pousse sur le sol et le met en butée. Le sol se déplacera jusqu'à ce que la contrainte initiale σ'_{v0} augmente, le sol se comprime, pour atteindre une valeur limite σ'_P (équilibre passif ou supérieur) supérieure à σ'_{v0} .

Par rapport à l'état initial, la contrainte σ'_{v0} étant constante, la contrainte horizontale σ'_h augmente jusqu'à ce que le cercle de Mohr devienne tangent à la droite de Mohr-Coulomb

pour une valeur de $\sigma'_h = \sigma'_p$ le sol est à l'état de butée. La contrainte de butée est reliée à la contrainte verticale σ'_{v0} , dans le cas d'un écran vertical sans frottement sol-écran, par le coefficient de butée K_p :

$$\sigma_p = K_p \cdot \sigma'_{v0}$$

Où σ'_p est la contrainte de butée, σ'_{v0} est la contrainte effective verticale et K_p est le coefficient de butée. [14]

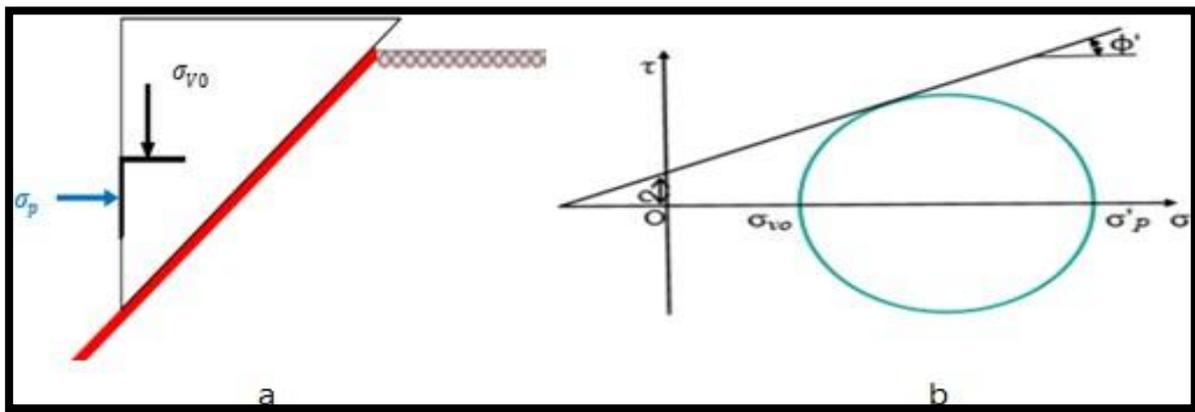


Figure 2.6: Etat limite de butée du sol. a et b

4. Méthode de calcul des coefficients et des forces de poussé et de butée:

Un certain nombre d'approches simplifiées sont disponibles pour évaluer les charges statiques sur les murs de soutènement.

Elles diffèrent par le fait qu'elles considèrent soit une rupture le long d'une surface de rupture (théorie de Coulomb) soit une rupture généralisée du sol (théorie de Rankine, Boussinesq).

Nous allons examiner successivement les particularités de chacune des méthodes.

4.1. Méthode de Coulomb :

Mise au point par Coulomb en 1773, cette méthode permet de déterminer les forces de poussée et de butée limites agissant derrière un écran ou un mur quelconque quel que soit l'état de contrainte agissant sur le sol derrière le mur.

Elle repose sur deux hypothèses :

- Le sol se rompt suivant une surface de rupture plane passant par le pied de l'écran;
- La force agissant sur l'écran a une direction connue. En d'autres termes, cela signifie que l'angle de frottement δ entre l'écran (ou le mur) et le sol est connu.

Ces deux hypothèses faites, la force agissant sur le mur est calculée par de simples considérations d'équilibre statique. [11]

Principe :

Soit un mur soutenant un massif de sol pulvérulent, d'angle de frottement interne φ . On suppose que la surface de rupture est le plan AC faisant l'angle θ avec l'horizontale.

En chaque point M du plan de rupture s'exerce une contrainte faisant l'angle φ avec la normale au plan et située d'un côté ou de l'autre de cette normale, suivant que le massif est en butée ou en poussée. Donc, la réaction totale du sol sur ce plan de rupture fait avec la normale à ce plan l'angle φ . Le principe de calcul consiste à écrire la nullité de la résultante générale des forces agissant sur le coin de sol ABC. [9]

Ces forces sont :

- Le poids ;
- La réaction exercée par le sol sur le plan de rupture AC ;
- La force exercée par le mur et inclinée de l'angle θ sur la normale au parement du mur. Cette force est notée F_+ ou F_R suivant que la force de réaction est inclinée de $+\varphi$ ou de $-\varphi$ sur la normale au plan de rupture (poussée ou butée). On détermine ainsi la valeur de la force en fonction de l'angle θ que fait le plan de rupture avec l'horizontale.

D'après le calcul des charges limites résultant de la théorie de la plasticité, l'expression ainsi obtenue correspond à la méthode cinématique, c'est-à-dire à une approche par l'extérieur de la vraie valeur de F . C'est pourquoi la force de poussée sera obtenue en prenant le maximum de $F_+(\theta)$, alors que la force de butée sera obtenue en prenant le minimum de $F_R(\theta)$.

En application de la méthode de Coulomb, on calcule la poussée en supposant que $\delta=0$.

$$F_a = R \sin(\theta - \varphi')$$

$$W = R \cos(\theta - \varphi')$$

$$F_a = W \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\cos(\theta - \varphi)} = W \tan(\theta - \varphi)$$

La poussée est maximale pour :

$\theta = \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$ et que la force de poussée est égale à :

$$F_a = K_a \times \gamma \frac{h^2}{2}$$

$$\text{Avec : } K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right)$$

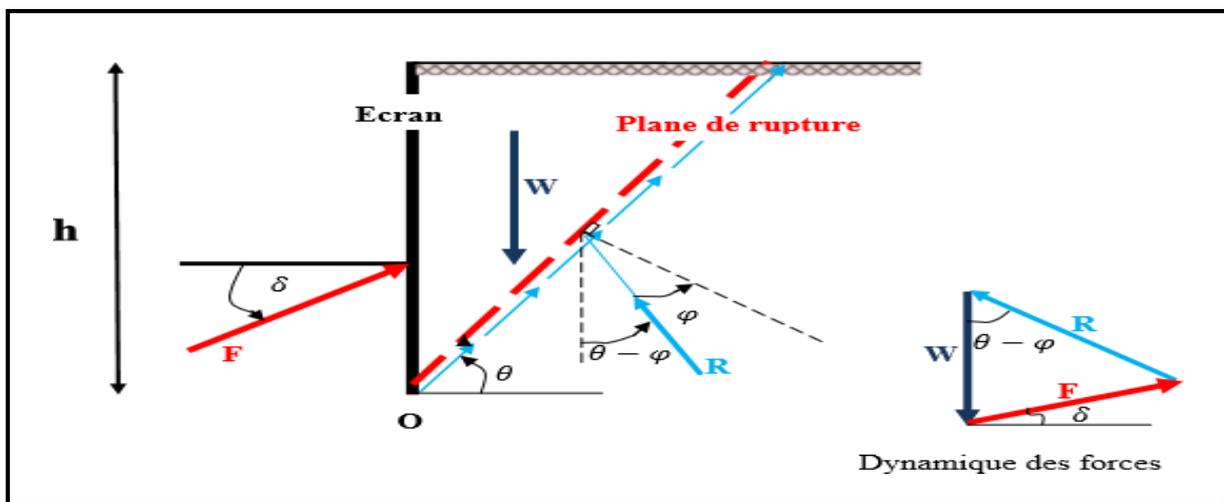


Figure 2.7: Équilibre du coin coulomb

4.2. Méthode de Rankine :

Principe :

La méthode de Rankine consiste à calculer les forces de poussée et de butée à partir d'une approximation de l'état des contraintes dans le sol au contact de l'écran.

La poussée est homogène à une contrainte, inclinée de $d = q$ à une profondeur donnée h sur un écran vertical avec une surface libre du terrain inclinée de q . Le calcul de la force de poussée ou de butée s'effectue en intégrant des contraintes sur la hauteur du mur.

L'inconvénient est que cette méthode on impose la direction de la contrainte qui s'exerce sur le mur en tout point du mur et qu'on ne tient pas compte du frottement entre le sol et le mur.

[10]

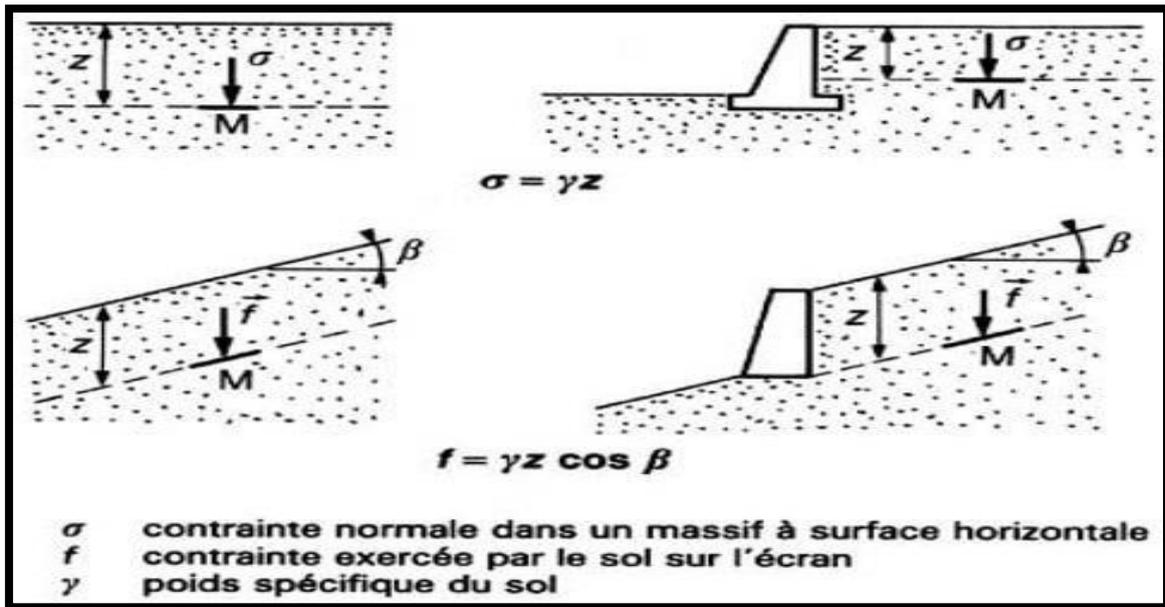


Figure 2.8: Contraintes et dimensions de l'élément pour l'analyse de Rankine

Les contraintes de poussée et de butée qui s'exercent sur le mur sont, pour un sol pulvérulent : $\sigma'a = K_a \cdot \sigma'v$

$$\sigma'p = K_p \cdot \sigma'v$$

K_a et K_p s'appliquent sur les contraintes effectives.

Ces contraintes sont inclinées de $\delta = \theta$ par rapport à l'horizontale.

Cas particuliers :

- Pour un milieu pulvérulent ($c'=0, \varphi'$) , dans le cas d'une surface libre horizontale : $\sigma'h = K_a \cdot \sigma'v$
- Avec coefficient de poussée : $K_a = \text{tg}^2 (\pi/4 - \varphi/2)$; $\sigma'p = K_p \cdot \sigma'v$
- Avec coefficient de butée : $K_p = \text{tg}^2 ((\pi/4 + \varphi/2)$

Dans le cas d'un massif incline, on a $K_a = f(\theta, \varphi)$ et $K_p = g(\theta, \varphi)$

- Prise en compte de la cohésion :

Le théorème des états correspondants permet de prendre en compte la cohésion.

Dans le cas d'un massif à surface horizontale, les contraintes de poussée et de butée sont alors:

$$\sigma'_a = K_a \cdot \sigma'_v - 2c' \cdot K_a^{(1/2)}$$

Avec coefficient de _____ poussée :

$$K_a = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos 2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos 2\beta - \cos^2\phi}}$$

$$\sigma'_p = K_p \cdot \sigma'_v + 2c' \cdot K_p^{(1/2)}$$

Avec coefficient de butée :

$$K_p = \cos\beta \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos 2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos 2\beta - \cos^2\phi}}$$

La théorie de Rankine est relativement simple mais ses applications sont limitées. En effet, les lignes de glissement observées sur site ne sont pas droites. De plus, dans le cas de massifs limités par des parois on constate que la rugosité de l'écran joue un rôle important.

Finalement, l'obliquité des contraintes sur l'écran est une caractéristique du frottement du massif et de l'écran, alors que dans la théorie de Rankine, elle ne dépend que de l'obliquité de la surface libre et de l'angle de frottement interne.

4.3. Méthode de Boussinesq :

La théorie de Rankine ne permet pas de prendre en compte le frottement qui existe entre le sol et le mur.

Ainsi, par exemple dans le cas d'un massif à surface horizontale et d'un mur à paroi verticale, la théorie de Rankine suppose que le frottement entre le mur et le sol est nul, ce qui suppose que le mur est parfaitement lisse.

BOUSSINESQ (1882) a amélioré la théorie de RANKINE en prenant en compte l'interaction réelle entre le sol et l'écran, c'est-à-dire en choisissant la valeur de l'angle de frottement δ sol- écran. Les contraintes appliquées sur le mur de soutènement sont donc inclinées d'un angle δ par rapport à la normale à l'écran.

Dans cet équilibre, BOUSSINESQ considère une première zone où on a l'équilibre de RANKINE se raccordant à une seconde zone où il tient compte des conditions aux limites sur l'écran. [10]

Si BOUSSINESQ avait bien pose le problème, il n'a été résolu qu'en 1948 par CAQUOT et KERISEL.

Les résultats sont fournis dans les tables de Caquot, Kérisel et Absi qui donnent les coefficients de poussée et de butée du sol (pesant) purement frottant : K_a et K_p .

$$P=K \cdot \gamma \cdot x$$

Avec : $K=f(\lambda, \varphi, \beta, \delta)$

Principe

L'interaction réelle entre le sol et l'écran a été prise en considération pour la première fois par Boussinesq en donnant une valeur à l'angle de frottement δ sol-écran.

Cette théorie vient d'améliorer la théorie de Rankine basée sur l'hypothèse simplificatrice de l'écran lisse ($\delta = 0$). Dans cette théorie, Boussinesq considère une première zone à une certaine distance du mur où on est dans un état d'équilibre limite de Rankine, se raccordant à une seconde zone directement derrière le mur il prend en compte des conditions aux limites sur l'écran, cette zone en état d'équilibre limite de Boussinesq est commandée par l'écran.

L'intérêt de cette méthode est apparu progressivement, à mesure que le problème de la butée des terres se posait avec plus d'acuité et que les insuffisances de la méthode de Coulomb se confirmaient.

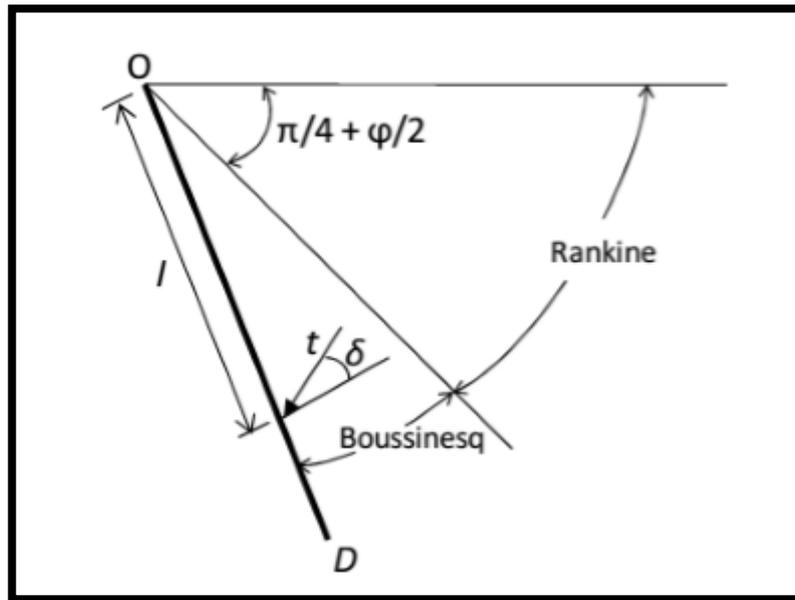


Figure 2.9 : Equilibre de Boussinesq et de Rankine [10]

5. Méthode graphique :

5.1 Méthodes graphique de Culmann :

La méthode graphique de Culmann (1886) peut être utilisée Lorsque les conditions géométriques ou du système de charge ne permettent pas déterminer analytiquement la force de poussée ou de butée. La méthode graphique exposée ci-après a été proposée par le mathématicien Allemand Karl Culmann, fondateur de la statique graphique. Son analyse permet de définir l'amplitude et la position de la résultante des poussées des terres aussi bien active que passive sur un écran de soutènement.

Elle est utilisée pour des remblais horizontaux ou en pente, réguliers ou irréguliers, avec un matériau homogène ou stratifié. La méthode de Culmann prend également en compte les variables tel que : le frottement du mur, le type de sol pulvérulent et avec certaines modifications le sol cohésif et les surcharges concentrées et uniformes. Elle nécessite toutefois un angle de frottement interne constant pour tout le remblai. Les étapes présentées ci-dessous concernent le cas des sols sableux.

1- Tracer le mur de soutènement et le remblai à une échelle appropriée. Celui-ci doit inclure la hauteur et la pente de l'écran de soutènement, la configuration de la surface superficielle du remblai, la position et l'amplitude des surcharges (concentrée, linéaire ou uniforme).

- 2- A partir du point A tracer la ligne AC qui fait un angle φ avec l'horizontal.
- 3- Tracer la ligne AD faisant un angle ψ à partir de la ligne AC. La figure montre que ψ est l'angle formé par la résultante des poussées actives Pa avec la verticale.
- 4- Tracer une série de plans de glissement potentiels AB_1, AB_2, AB_3, \dots . *etc.*
- 5- Déterminer le poids propre de chaque prisme en tenant compte de la variation des densités si le remblai est hétérogène.
- 6- Représenter à l'échelle les valeurs W_i sur la ligne AC. Par exemple la distance à partir de A à W_1 le long de la ligne AC est égale à W_1 , de même la distance de W_1 à W_2 le long de AC est égale à W_2 et ainsi de suite.
- 7- A partir de chaque point obtenu sur la ligne AC, tracer des lignes parallèles à la ligne AD qui coupent le plan de rupture correspondant ; c'est-à-dire la ligne à partir de W_1 intersecté la ligne AB, celle de W_2 intersecté la ligne AB_2 etc.
- 8- Joindre les points d'intersection par une courbe désignée par l'enveloppe de Culmann.
- 9- Tracer une parallèle à la ligne AC tangente à l'enveloppe de Culmann pour obtenir le point (E). Une tangente en plus est possible si la courbe de Culmann est irrégulière.
- 10- A partir du point de tangente, tracer la ligne EF parallèle à la ligne AD. La mesure de la ligne EF à l'échelle déjà choisie représente l'amplitude de la poussée active Pa .

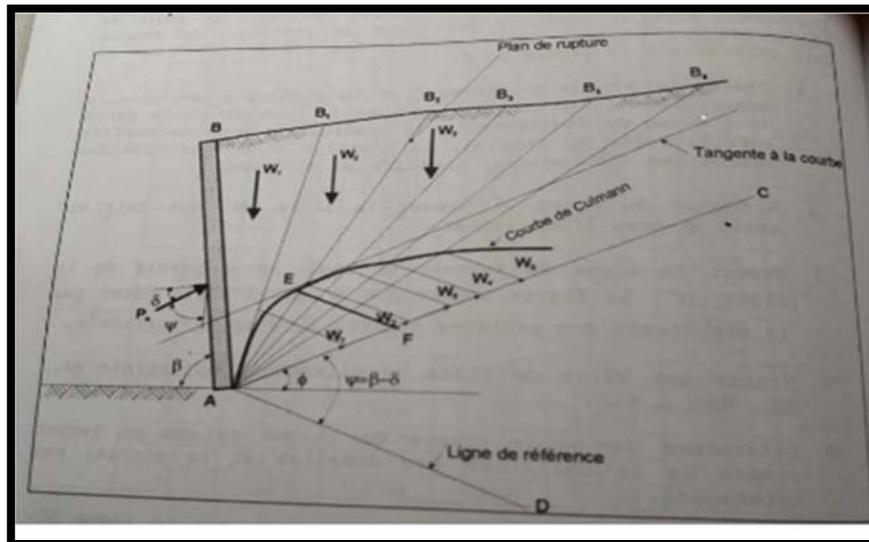


Figure 2.10: Poussée active de Culmann

6. Conclusion :

La connaissance des méthodes de calcul des efforts qui influe sur le mur de soutènement permet de réaliser un bon dimensionnement, et permet de développer un nouveau modèle de calcul.

D'après les méthodes présentées dans ce chapitre, on peut conclure que :

- Les méthodes de calcul aux états limites, ces méthodes sont indépendantes des déformations dans le sol, et fournissent directement les caractéristiques géométriques et mécaniques de l'ouvrage ;
- La méthode graphique, elle est utilisée quand les conditions ne permettent pas de déterminer analytiquement la force de poussée ou de butée.

CHAPITRE 03

**Présentation de la méthode
des éléments finies**

1. Introduction :

La conception et le dimensionnement sont deux tâches fondamentales que l'ingénieur ou le technicien de bureau d'études doit accomplir pour que l'entreprise chargée de réaliser un projet technique puisse le mener à bien, de la planification nécessaire à sa réalisation. A cet effet, une méthode de calcul s'appuyant sur un outil de calcul existe depuis environ deux décennies. Cette méthode est appelé « méthode des éléments finis ».

En outre, cette méthode exploitée par le logiciel PLAXIS implique que les quantités des champs (contraintes, déplacement, et leurs dérivées) varient pour chaque élément selon des fonctions spécifiques contrôlées par des paramètres. [13]

2. Les Méthodes de calcul numérique :

Aujourd'hui, les méthodes de calcul des ouvrages de soutènements sont globalement de trois types :

- Sans interaction avec la structure, le sol est considéré à l'état d'équilibre limite.
- Avec interaction avec la paroi et les tirants ou butons. Le sol est alors modélisé, à l'interface du sol et l'écran, par des ressorts et des patins (méthodes aux coefficients de réaction).
- La Méthode des éléments finis permet d'étudier la paroi (murs de soutènement) comme une partie de l'ensemble constitué par le sol. Le calcul est généralement effectué en déformation plane, cette méthode complète est de plus en plus utilisée dans les grands projets.

Parmi toutes les différentes méthodes de calcul numériques, la méthode des éléments finis nous intéresse d'une façon toute particulière.

2.1 La Méthode des éléments finis :

La Méthode des éléments finis est une technique de calcul numérique qui consiste à discrétiser en sous-ensembles un objet (ou une partie d'un objet) dont on veut étudier certaines de ses propriétés.

Ces sous-ensembles sont appelés éléments, ils sont connectés les uns aux autres par des nœuds. La discrétisation de l'objet s'appelle un maillage, ainsi notre objet est présenté par des fonctions définies sur chaque élément. L'avantage de ces fonctions locales est qu'elles sont plus simples que les fonctions qui pourraient être utilisées pour représenter l'objet entier. Ce sont des particuliers des polynômes ou des fonctions harmoniques. [13]

2.2 Calculs par la MEF :

La méthode des éléments finis est théoriquement la plus satisfaisante car elle permet la modélisation de problèmes géotechniques complexes.

Elle nécessite :

- La définition de la géométrie du problème pour que les frontières du calcul n'influencent pas sur les résultats.
- Le choix d'une loi de comportement du sol de type Mohr-Coulomb, Cam-Clay, etc.
- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques.
- Les caractéristiques des butons ou des tirants d'ancrage.
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

Elle permet :

- D'effectuer les calculs d'écoulement.
- De simuler toutes les phases de travaux.
- De prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, descouches de terrain et des lits de butons ou de tirants.
- De calculer un coefficient de sécurité.
- Les sorties fournies pour les ouvrages sont :
 - Les déplacements des ouvrages.

- Les sollicitations internes des ouvrages.
- Les efforts dans les butons ou tirants.
- Et pour le sol :
 - Les déplacements du sol.
 - Les déformations du sol.
 - Les contraintes totales et effectives dans le sol.
 - Les pressions interstitielles.
 - De calculer un coefficient de sécurité.

2.2.1. L'analyse des déplacements par MEF :

La MEF est une procédure computationnelle qui peut être utilisée pour obtenir une solution approximative à un problème de valeur limite. Des équations mathématiques se sont rapprochées par une série d'équations algébriques impliquant des quantités évaluées à des points discrets dans une région d'intérêt. Les équations des éléments finis sont formulées et ont résolues de manière à minimiser l'erreur dans la solution approximative. Cette partie présente seulement un contour de base de la méthode. Elle est limitée à :

- Elasticité linéaire et élastoplasticité ;
- Déformation plane bidimensionnelle.

La première étape dans aucune analyse par MEF est créer un maillage EF. Le maillage est constitué d'éléments reliés entre eux par des nœuds.

Les nœuds sont les points où les valeurs des variables fondamentales sont calculées. Pour une approximation de la base des déplacements, les variables fondamentales sont des déplacements. Les valeurs de déplacement nodal sont interpolées dans les éléments pour donner des expressions algébriques pour les déplacements, et les déformations, partout dans la maille complète. Une loi constitutive est utilisée alors pour relier les déformations avec les contraintes et cela va conduire au calcul de forces qui agissent aux nœuds de l'élément. Les forces nodales sont en rapport avec les déplacements nodaux par équations qui se sont installées et sont résolu

dans le programme de l'élément fini pour trouver des valeurs des déplacements nodaux. [13]

La méthode des éléments finis s'agit aux étapes suivantes :

2.2.2 La discrétisation des éléments :

C'est le processus de modéliser la géométrie du problème sous une étude par un assemblage de petites régions, appelées éléments finis. Ces éléments ont des nœuds définis sur les limites ou dans les éléments mêmes.

L'approximation des variables fondamentales :

Une valeur fondamentale doit être sélectionnée (par exemple : déplacements) et réglée comme elle doit varier sur un élément fini établi. Cette variation est exprimée par des valeurs nodales.

a) Equations élémentaires:

L'utilisation du principe vibrationnel approprié (par exemple, énergie potentielle minimum) pour dériver les équations de l'élément. [12]

$$\mathbf{K}^e \times \mathbf{U}^e = \mathbf{P}^e$$

b) Equations globales :

L'assemblage des équations élémentaires sous forme d'équations globales. [12]

Avec :

$$\mathbf{K} \times \mathbf{U} = \mathbf{P}$$

K : matrice de rigidité U : déplacement

P : les charges

2.2.3. Les conditions aux limites :

La formulation des conditions aux limites et la modification des équations globales. L'affectation des charges P, lorsque les déplacements affectent U.

Les équations globales sont sous forme d'un système à grand nombre d'équations, qui doivent être résolues pour obtenir les déplacements à tous les nœuds. A partir de ces déplacements nodaux, tel que les contraintes et les déplacements sont évalués.

3. Les types d'éléments

Les types d'éléments utilisés pour diviser toute structure dépend de la géométrie et de la forme de la structure.

Ils peuvent être :

- Des éléments unidimensionnels.
- Des éléments bidimensionnels.
- Des éléments tridimensionnels.

3.1 Les éléments unidimensionnels :

Ce sont des éléments qui discrétisent (subdiviser) les structures unidimensionnelles.

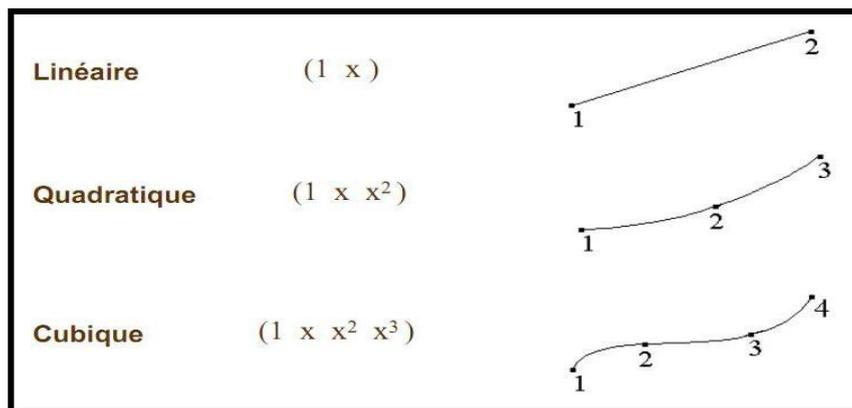


Figure 3.1 : Eléments à une dimension

3.2 Les éléments bidimensionnels :

C'est une structure ayant une dimension plus petite par rapport à deux autres. Eléments bidimensionnels 2D utilisés pour discrétiser les structures bidimensionnelles la forme des éléments bidimensionnel sont généralement triangulaires, rectangulaires ou quadrilatères.

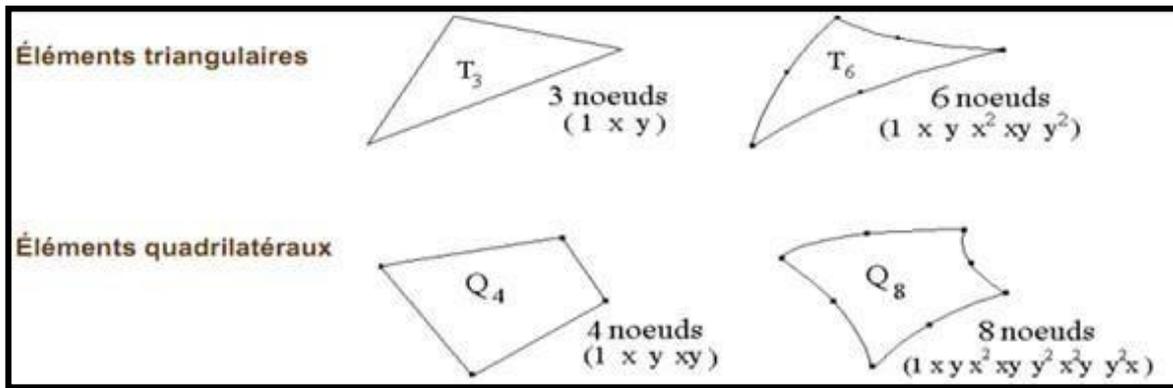


Figure 3.2: Eléments à deux dimensions

1.2. Les éléments tridimensionnels

Les structures tridimensionnelles 3D ayant trois dimensions semblables sont discrétisées par des éléments tridimensionnels.

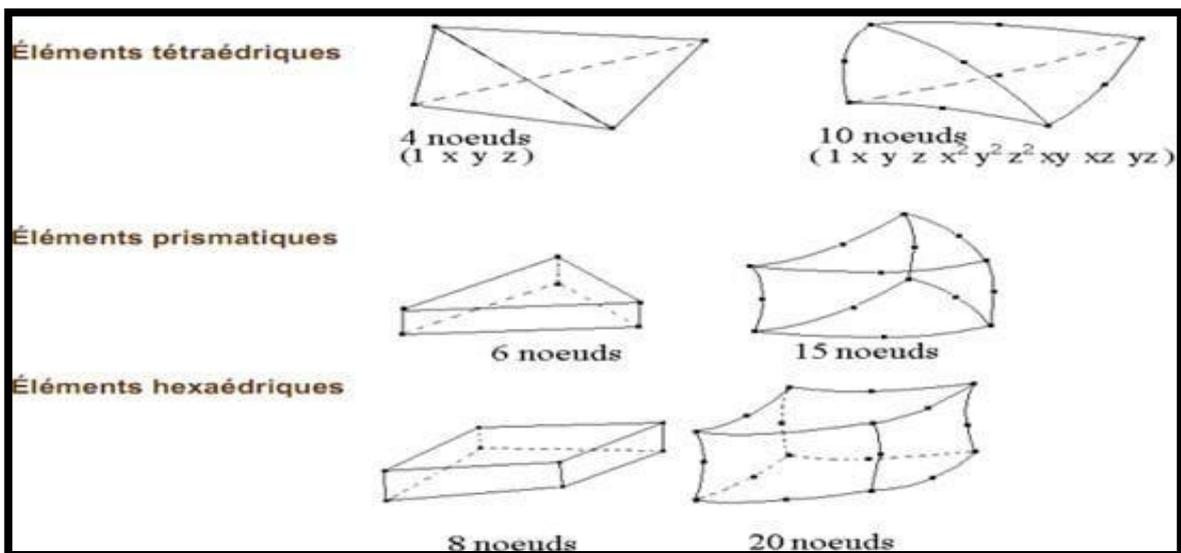


Figure 3.3 : Eléments à trois dimensions

4. L'interpolation des déplacements :

Les déplacements dans l'élément sont exprimés dans le terme des valeurs nodales. Ceci accomplit l'utilisation des fonctions d'interpolation (habituellement, polynômes) Illustration pour le cas d'un élément triangulaire à six-nœuds. [12]

$$U(x, y) = a_0 + a_1x + a_2y + a_3x^2 + a_4xy + a_5y^2 \quad \square \quad \square \quad \square \quad \square \quad \square$$

$$V(x, y) = b_0 + b_1x + b_2y + b_3x^2 + b_4xy + b_5y^2 \quad \square \quad \square \quad \square \quad \square \quad \square$$

Ou les constantes $a_1, a_2, \dots, b_1, b_2, \dots$ dépendent des valeurs nodales.

L'interpolation du second degré implique un total de 12 constantes. Ces constantes peuvent être exprimées en fonction des 12 déplacements nodaux associés avec l'élément.

4.1 Déformations :

Les déformations peuvent être dérivées dans l'élément qui utilise les définitions standard. Dans le cas d'un triangle à six nœuds donné par : [12]

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial U}{\partial X} = a_1 + 2a_3x + a_4y$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{\partial V}{\partial Y} = b_2 + b_4x + 2b_5y$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial U}{\partial X} + \frac{\partial V}{\partial Y} = (a_1 + b_2) + (2a_3 + b_4)x + (a_4 + 2b_5)y$$

Les équations de ce type qui relie des déformations à des déplacements nodaux sont écrites généralement dans une forme d'équation matricielle :

$$\{\varepsilon\} = [B] \times \{U^e\}$$

Où :

[B] : Matrice contenant les dérivées des fonctions des formes.

{U^e} : Déplacement nodaux.

4.2 Contraintes :

En élasticité linéaire isotrope, la loi de Hook permet d'exprimer les contraintes en terme de déformation à travers une matrice de comportement [c].

$$\{\delta\} = [C] \times \{\varepsilon\}$$

$$\{\delta\} = [C] \times ([B] \{U^e\})$$

5. Conclusion :

En conclusion de ce chapitre, nous notons qu'il n'y a pas de différence entre les paramètres géotechniques implémentés dans PLAXIS et celle d'un calcul manuel quand il s'agit de calcul de tassement ou de stabilité. On pourra Grâce aux essais d'arriver à un modèle géotechnique de terrain. En revanche, il existe également un certain nombre de paramètres qui sont différents en expressions mais étroitement liés aux paramètres géotechniques classiques.

Parmi tous les modèles, celui de l'angle de dilatance est le moins courant. Ainsi, afin de choisir un tel ou un tel modèle, il serait important de tenir compte du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel.

D'après la méthode présentée dans ce chapitre, on peut conclure que :

- Les méthodes numériques dont on trouve la méthode des éléments finies, qui dépendent des déformations dans le sol, où les écrans en béton ou en palplanches sont souvent calculés en tenant compte d'une modélisation des déformations du massif de sol

CHAPITRE 04

**Etude numérique d'un mur
de soutènement chargé en
tête**

1. Introduction:

La détermination de la capacité portante des ouvrages géotechniques est basée sur l'estimation des facteurs de portance. Terzaghi (1943) a proposé une expression générale pour la capacité portante. La configuration particulière d'une fondation filante placée au bord d'une pente est un cas fréquemment envisagée dans la pratique. Plusieurs études ont été menées à cet égard pour estimer la capacité portante du sol au voisinage d'une pente (Meyerhof 1957; Maloum et Sieffert 2002 ; Georgiadis 2010 ; Baazouzi et al. 2017 ; Zerguine et al. 2017). Toutes les études effectuées ont montré que la portance du sol diminue considérablement en se rapprochant de la crête du talus. Lorsque la pente dépasse un certain degré d'inclinaison, elle devient instable même sous l'effet de son poids propre seulement. Plusieurs méthodes peuvent être utilisées pour stabiliser les pentes, y compris le cas des murs de soutènement. Les ouvrages de soutènement sont devenus très utilisés dans le domaine de la géotechnique. Dans les cas où une ligne de surcharge verticale agit sur le remblai, solution analytique faisant référence à l'approche de Coulomb (1773), n'est toujours pas disponible dans la littérature. Par conséquent, une approche simplifiée inappropriée est parfois utilisée dans lequel l'incrément de poussée dû à la ligne de surcharge le supplément est calculé selon la théorie de l'élasticité (Boussinesq 1885; Misra 1980) et ajouté à la poussée calculée en utilisant la méthode de Coulomb.

Le travail présenté dans ce chapitre porte sur la modélisation numérique et l'analyse du comportement d'un écran de soutènement autostable du type mur gravitaire, fiché dans le sol soutenu est chargé d'une fondation filante en tête, par la méthode des éléments finies en utilisant le logiciel Plaxis 2D-v8.5. La pratique de cette méthode, vise à étudier l'effet d'interaction écran–fondation en appliquant des actions de surcharges en tenant compte de la distance aussi prise variable entre l'écran et la fondation. L'objectif de cette étude est de déterminer de la distance relative d/B entre le parement du mur et le bord de la fondation de largeur B , suffisante pour la disparition de l'effet du mur.

Cette distance peut être déterminée par plusieurs méthodes, en tenant compte de l'effet des charges verticales appliquées sur la fondation. Les résultats sont comparés à ceux déterminés par les expressions données dans la littérature.

2. Cas étudié :

Nous allons étudier le cas de la stabilité d'un mur gravitaire soutenant un massif du sol à surface horizontale supportant une semelle filante soumise à une charge centrée. L'étude s'est également concentrée sur l'influence de la proximité de la semelle par rapport au sommet du mur, (c'est-à-dire l'interaction entre le mur et la semelle). Le sol de fondation a les mêmes caractéristiques que celles de remblai.

3. Présentation du modèle :

Dans le cadre d'une étude de modélisation et d'analyse du comportement d'un écran de soutènement autostable en présence d'une fondation chargée à des distances variables par rapport à un mur gravitaire, nous avons réalisé plusieurs simulations à l'aide du logiciel Plaxis2D-V8.5. Après une série d'analyses numériques effectuées sur différents modèles, on adopte un modèle d'une hauteur totale de 7 m et d'une largeur de 30 m, avec une hauteur de mur égale à 4.35 m, la largeur au niveau de la base est de 2 m et sa largeur au sommet égale à 0.3 m.

3.1. Dimensions géométriques du modèle numérique :

Le modèle envisagé pour la simulation numérique, calcul et étude de comportement est représenté sur **figure 4.1**.

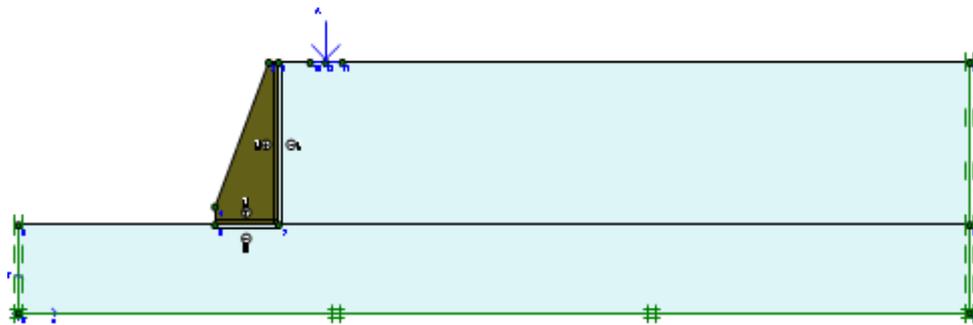


Figure 4.1 : Dimensions géométriques du modèle : (30x7) m.

a) La géométrie du modèle :

Le problème ne présente pas de symétrie pour cette raison la modélisation sera effectuée pour la totalité du modèle géométrique plan (2D) de dimensions 30 m de largeur sur 7 m de profondeur. Le modèle est illustré sur **la figure 4.2**.

Le sol est composé de deux couches sont les suivantes :

- Une couche de remblai en surface de 4.35 m de profondeur.
- Une deuxième couche de sol de fondation 2.65 m de profondeur.

Ce massif est surchargé en tête par une semelle filante (avec une charge centrée) de largeur $B = 1$ m posée sur la surface horizontale à une distance $d = 1$ m de la face du mur

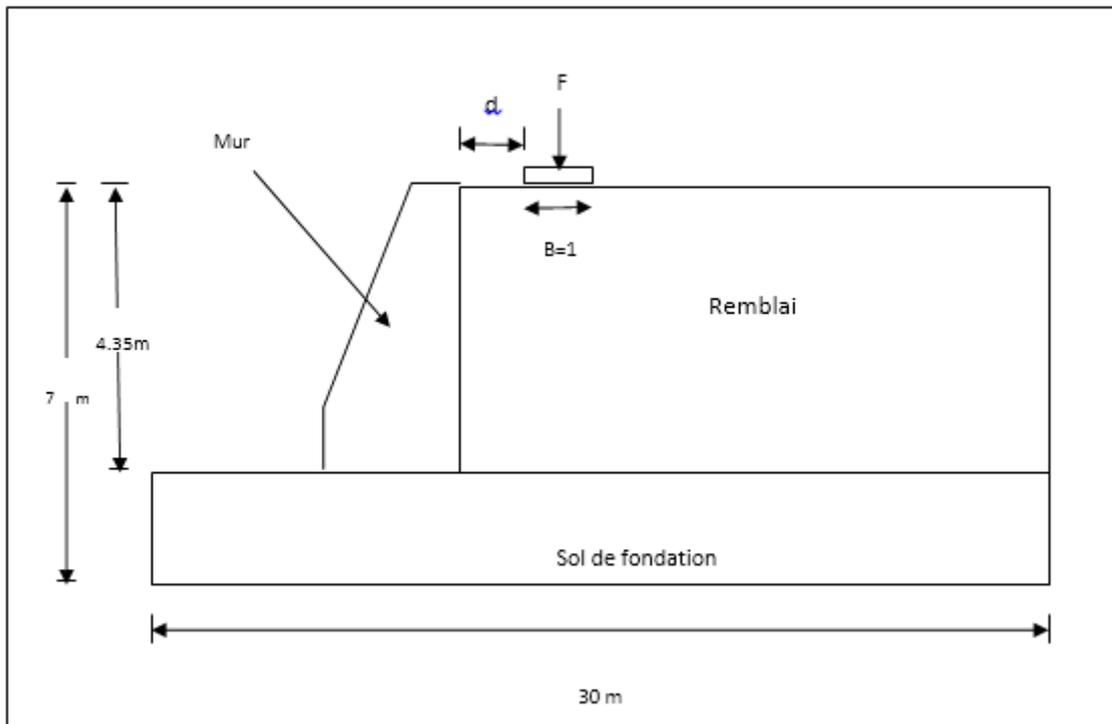


Figure 4.2: Vue en coupe du projet

b) Les caractéristiques des éléments structuraux

Dans ce modèle, le mur est en béton, supposé élastique linéaire avec les caractéristiques suivantes :

Tableau 4.1 : Les caractéristiques du mur

Paramètres	Symbole	Valeur	Unité
Type de comportement	Type de matériaux	Elastique	-
Rigidité normale	EA	5,000E+06	KN/m
Rigidité de flexion	EI	8500,000	KN/m ²
Coefficient de poisson	ν	0.2	-

c) Caractéristiques des matériaux Propriétés des couches de sols :

Le sol est constitué de deux couches, le modèle de comportement est celui de Mohr-Coulomb (MC). Les paramètres E_{ref} , c_{ref} , ψ et R_{inter} sont variables selon le cas simulé comme le montre le tableau suivant :

Tableau 4.2: propriétés des couches de sols et des interfaces

Paramètres	symbole	Remblai	Unité
Modèle dumatériau	Model	Elastique parfaitement plastique	-
Type de comportement	Type	Drainé	-
Poids volumique	γ_{unsat}	19	[kN/m ³]
Poids volumique saturé	γ_{sat}	20	[kN/m ³]
Module d'Young	E_{ref}	3,5E+04	[kN/m ²]
Coefficient de poisson	ν	0.33	-

Cohésion	C_{ref}	4.00	[kN/m ²]
Angle de frottement	φ	36	[°]
Angle de dilatance	ψ	16	[°]
Facteur de rigidité	R_{inter}	0.5	-

4. Conditions aux limites :

Afin de choisir la géométrie de modèle a simulé nous avons réalisé plusieurs tests préliminaires pour localiser les dimensions du modèle le plus convenable qui donne des résultats satisfaisants. Trois modèles de géométries différents ont été testés et nous avons choisi celui présenté sur **la figure 4.1**

Les conditions aux limites appliquées aux frontières consistent à bloquer le déplacement horizontal pour les frontières latérales, tandis que la base du modèle est bloquée dans les deux directions horizontale et verticale. Le modèle de comportement élastique parfaitement plastique est utilisé en adoptant le critère de Mohr-Coulomb. Le maillage dans la zone située au voisinage du mur est raffiné pour obtenir des résultats plus fiables. Le modèle est discrétisé en utilisant des triangles à 15 nœuds. La base de la semelle est considérée parfaitement rugueuse. Un raffinement local du maillage a été effectué dans les zones de forts gradients de contraintes, c'est-à-dire au voisinage de et sous sa base (**figure 4.3**).

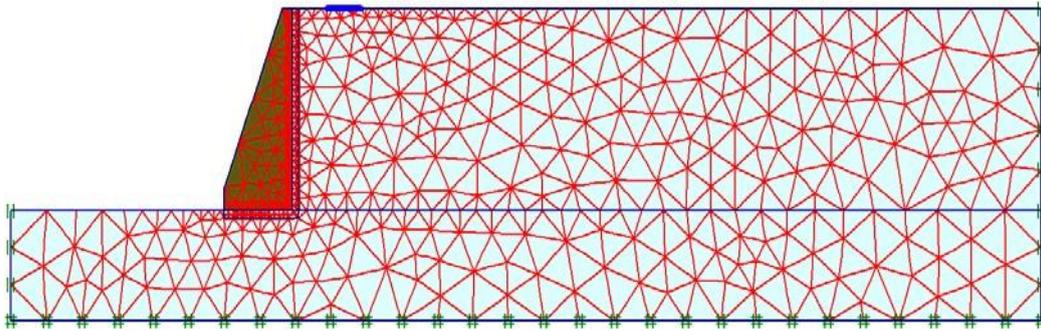


Figure 4.3 : Maillage et conditions aux limites du modèle adopté.

5. Validation du modèle :

Afin de valider les résultats de de cette étude qui porte sur la problématique de capacité portante et de stabilité d'un ouvrage de soutènement chargé par une semelle à proximité de sommet de ce mur, une étude comparative a été réalisée pour valider nos résultats.

Dans cette étude on a utilisé le code Plaxis pour examiner le modèle choisi composé d'un mur de soutènement gravitaire soutenant un massif de sol frottant surchargé par une semelle filante au voisinage du sommet du mur. Les résultats de cette étude ont été comparés à ceux publiés par Zerguine et al. (2018) pour un modèle composé d'un mur en sol renforcé.

Zerguine et al.(2018) ont mené une série d'analyses numériques effectuée sur différents modèles d'ouvrages de soutènement renforcé de hauteur totale égale à 7m et de largeur de 30 m avec une hauteur de mur égale à 4,35m . Le massif est renforcé par des nappes de géosynthétiques de longueurs différentes. Ce massif est surchargé en tête par une semelle rugueuse de largeur $B = 1$ m posée sur la surface horizontale à des distances d variant de $1B$ à $10 B$ du parement du mur.

La **figure 4.4** montre la comparaison entre les courbes de capacité portante, obtenus par cette étude avec celles de Zerguine et al. (2018), après l'application d'une charge verticale centrée sur la semelle filante placée à une distance d du bord de mur.

Les courbes de la **figure 4.4** présentent l'évolution de la capacité portante de la fondation en fonction de la distance entre le sommet de mur et l'extrémité de la semelle. Il convient de noter que le modèle de la présente étude fournis des résultats important. On remarque que:

- La capacité portante d'une fondation filante à proximité de la crête mur renforcé est supérieure à celle de la capacité portante d'une semelle placée à proximité de la tête d'un

mur poids.

- Les valeurs de capacité portante sont proportionnelles avec la distance entre le sommet du mur et l'extrémité de la fondation.
- La capacité portante augmente presque linéairement jusqu'à sa limite ou de la de cette valeur elle présente un palier cette valeur limite correspond à la capacité portante d'une semelle filante posée sur un sol horizontale de dimension infinie.
- On remarque aussi une différence entre les valeurs de capacité d'un mur renforcé et un mur poids, au fur et à mesure que l'on approche de la distance $d/B=7$ au-delà de cette valeur, la différence diminue et devient très faible. Les écarts maximaux et minimaux enregistrés sont de l'ordre de 32 et 7% respectivement. Cette différence est due a la présence des nappes géosynthétiques qui permettent d'augmenter la capacité portante d'une semelle posée sur un mur renforcé.
- Lorsque la distance d est supérieure à $10 B$, les valeurs de la capacité portante deviennent presque constantes, et le mur n'a aucune influence sur la capacité portante de fondation. De cette comparaison, on peut voir que la capacité portante est influencée par la nature du mur.

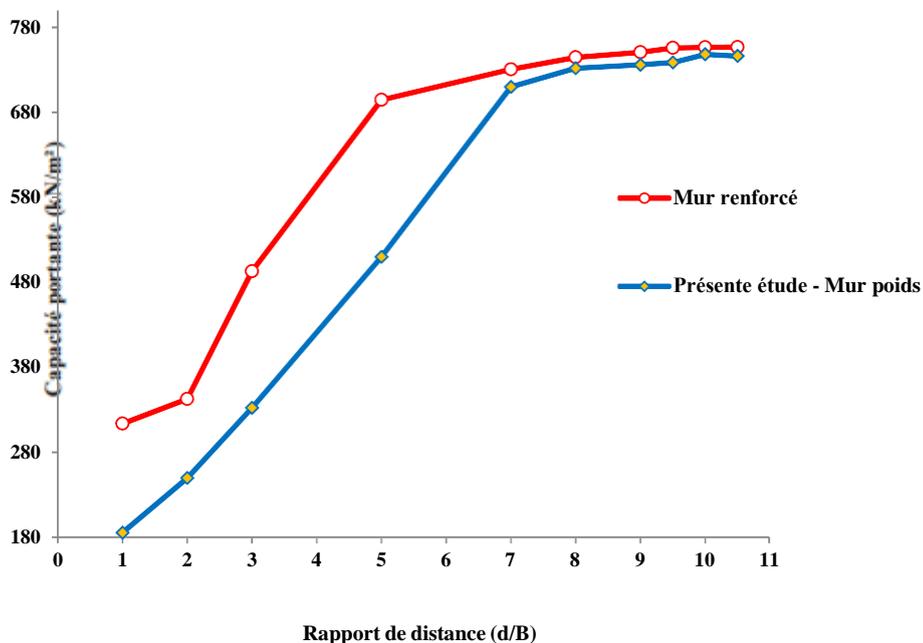


Figure 4.4: Comparaison de capacité portante pour une fondation en tête du mur renforcé et mur poids.

6. Interprétation des résultats du modèle étudié

Les méthodes classiques telles que la méthode d'équilibre limite permettent d'étudier les problèmes de fondation et des ouvrages du soutènement mais elle ne nous donne pas d'indication sur les contraintes et le déplacement et le massif de sol ainsi que la déformation de l'élément structurale. D'autre part, la méthode des éléments finis permet de déterminer les contraintes et les déformations dans tout point de milieu continu nous utilisons donc le code PLAXIS pour analyser les phénomènes d'interaction entre la fondation et le mur de soutènement gravitaire. La présente étude numérique d'un ouvrage du soutènement par la méthode des éléments finis en utilisant le code PLAXIS permet de montrer différents résultats tel que les déformations du massif de sol soutenu, les déplacements incrémentaux total et les contraintes horizontales appliquées sur le mur ainsi que les déformations. Ces résultats permettent également de calculer les facteurs de sécurité vis-à-vis au glissement et au renversement. En fin les résultats seront présentés de la manière suivante :

6.1 Déformation du massif de l'ouvrage de soutènement Sous l'effet de chargement de fondation :

La **figure 4.5** présente le maillage de l'ouvrage de soutènement (mur + massif de sol) à la fin de chargement de la semelle. On peut conclure que le chargement de la semelle provoque une déformation de sol dans les deux directions verticale et horizontale entraînant le déplacement et la rotation de mur gravitaire autour d'un point qui se situe généralement à l'extrémité de la base de mur.

La figure présente un maillage déformé au niveau de la semelle, cette région est raffinée puisqu'elle présente la zone de concentration de contrainte

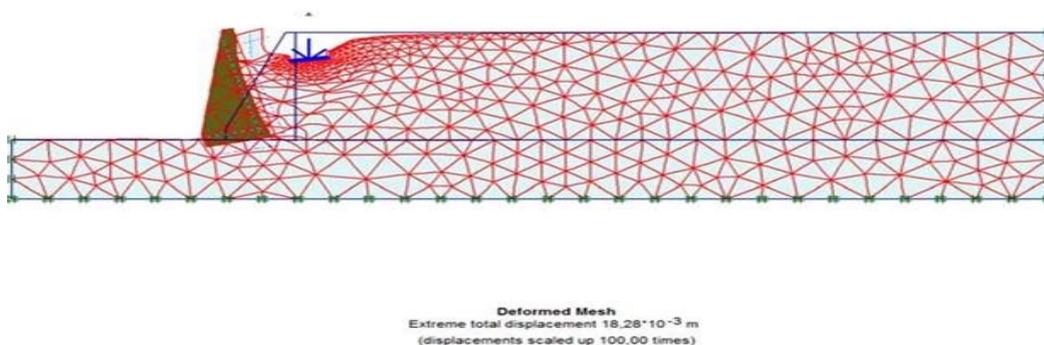


Figure 4.5: Déformation du maillage à la fin de la phase de construction (cas $d/B=1$)

6.2 Déplacement :

6.2.1 Déplacement incrémental total :

- **Cas d'un espacement $d/B=1$**

La **figure 4.6** présente les déplacements incrémentaux total pour le mur soutenant un massif de sol surchargé d'une semelle placée à une distance de $d=1m$. On remarque que les vecteurs de déplacement du sol situé au-dessus de la fondation et la partie de sol au voisinage de mur, sont orientés vers le bas et inclinés en direction du mur. Par contre la partie de sol situé du côté droit de la semelle est déplacé vers le haut c'est-à-dire il y'a un soulèvement au niveau de la surface. Le déplacement du sol vers le mur crée une pression latérale sur le mur qui a provoqué son déplacement horizontale et une rotation autour de l'extrémité gauche de la semelle du mur.

Les déplacements horizontales du mur diminue progressivement en fonction de la profondeur cette distribution qui presque triangulaire à entraîner une rotation autour de l'extrémité du mur. Lorsque la rotation est importante la résultante les force de poussée s'éloigne du tiers central de la semelle provoquant un reversement du sol.

La stabilité du mur est estimée par un facteur de sécurité que nous avons déterminé directement à partir du code Plaxis 2D.

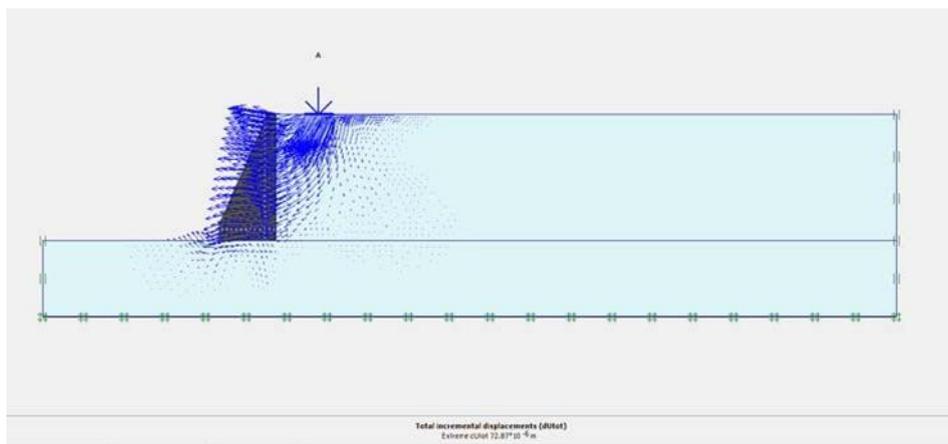


Figure 4. 6: Déplacement incrémental total pour le cas $d/B = 1$

- **Cas d'un espacement $d/B=5$.**

La **figure 4.7** présente Le déplacement incrémentale total pour le cas ou $d/B=5$.

On peut observer que les déplacements verticaux et horizontaux sont concentrés dans la zone située au-dessus et au voisinage de la semelle. Il faut noter que le déplacement de sol au voisinage du mur est très faible par rapport au cas présenté ci-dessus pour $d/B=1m$ c'est-à-dire la distance entre le mur et la fondation a un impact très important sur la variation des déplacements et des contraintes dans le massif de sol. Ce faible déplacement mobilise la contrainte de poussée exercée sur le mur.

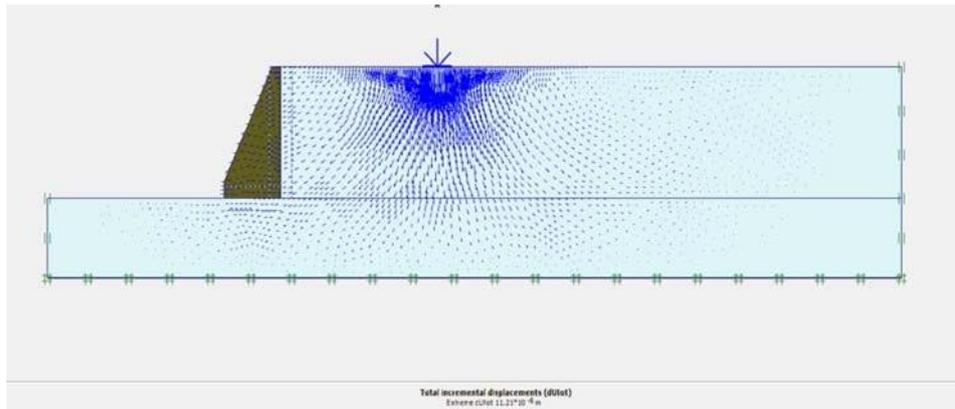


Figure 4.7: Déplacement incrémental total pour le cas $d/B = 5$

- Cas d'un espacement $d/B=10$

La **figure 4.8** présente les vecteurs de déplacements du massif du sol dans le cas d'une semelle placée à une distance $d/B=10$ du haut du mur.

La fondation est relativement éloignée du mur, les vecteurs de déplacement sont presque symétriques mais on peut observer que les vecteurs de déplacements du sol adroit de la fondation sont très légèrement supérieurs aux vecteurs déplacements visualisés au niveau de la zone située à gauche de fondation. Malgré la distance qui sépare entre la fondation et le mur, on observe que la composante horizontale des vecteurs déplacements de la partie du sol comprise entre le mur et la fondation est plus grande de celles visualisés dans la partie gauche de la fondation. Ce résonnement démontre la petite dissymétrie dans les déplacements du sol observé à gauche et à droite de la fondation, ainsi l'effet de fondation sur le mur est très faible.

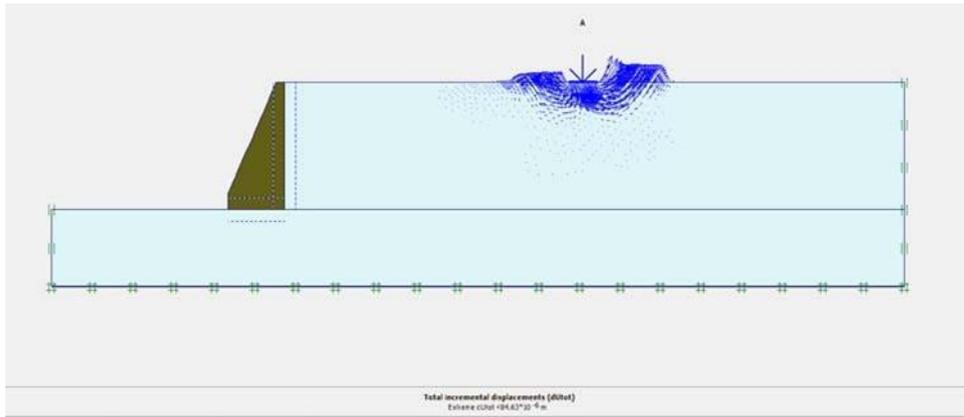


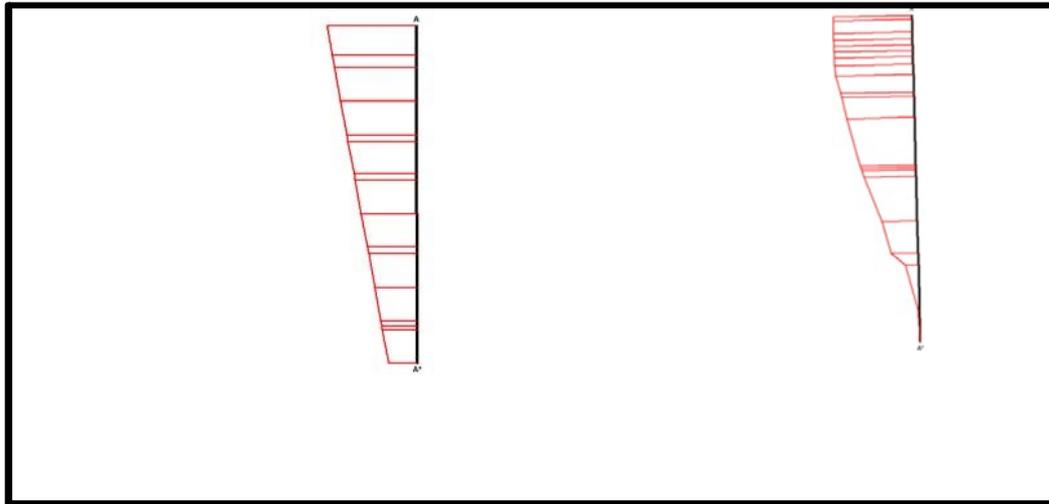
Figure 4.8: Déplacement incrémental total pour le cas $d/B = 10$

6.2.2 Déplacement du sol derrière le mur :

Les déplacements derrière le mur sont calculés suivant une ligne de coupe à la face arrière du mur de bas jusqu'à la surface du terrain, comme illustré sur la **Figure 4.9**

La distribution des déplacements horizontaux derrière le mur ont une forme trapézoïdale, la valeur maximale de déplacement est enregistrée au sommet de mur, ce déplacement diminue en fonction de la profondeur jusqu'à sa valeur minimale enregistrée à la base de mur. De ce diagramme de déplacement on peut constater que le mur subi à des mouvements de translation et de rotation.

La **figure 4.9** présente les déplacements verticaux de sol au voisinage du mur, il est claire que le tassement de sol est important au sommet de mur épais, il diminue progressivement avec la profondeur jusqu'à la valeur zéro à la base du mur.



d) Déplacements horizontaux

b) Déplacements verticaux

Figure 4.9: Ligne de coupe des déplacements derrière le mur.

6.3 Contraintes :

6.3.1 Contraintes horizontales et verticales et de cisaillement :

La distribution des contraintes dans le massif de sol peut être représentée par les valeurs de contraintes horizontales présentées sur La **figure 4.10**. On remarque que les contraintes horizontales augmentent avec l'augmentation de la profondeur. Les contraintes horizontales maximales sont développées dans la zone située sous la base du mur. Ces contraintes peuvent provoquer le glissement ainsi que la rotation du mur. la distribution des contraintes horizontales au voisinage de mur n'est pas triangulaire, les champs de contrainte horizontale seront perturbés par la présence de la fondation. Par conséquent, la distribution des contraintes est irrégulière au voisinage du mur et sous la semelle.

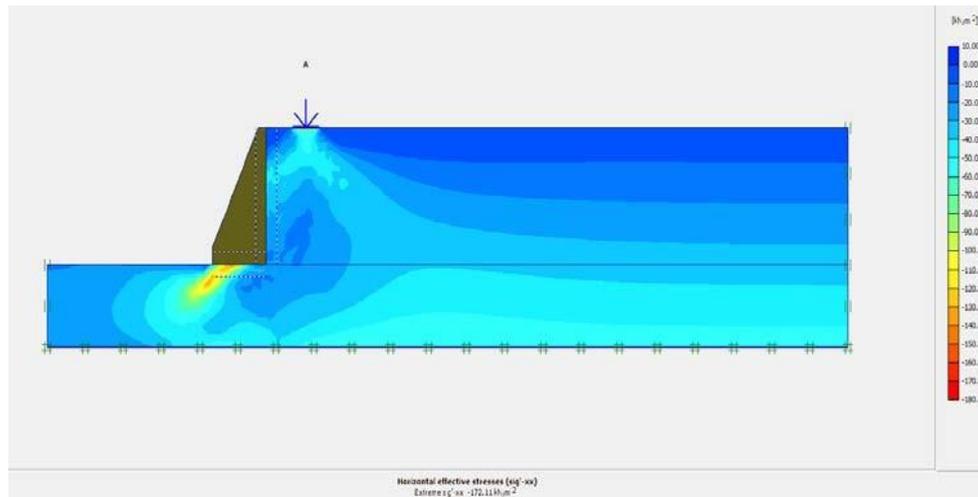


Figure 4.10: Valeurs des contraintes horizontales «Sxx»

La **figure 4.11** présente le champ de contraintes verticales dans le massif de sol.

Il est clair que la distribution des contraintes verticales est régulière dans le massif loin de mur, cette distribution est triangulaire d'après l'équation $\sigma = \gamma \cdot Z$. Aussi, comme le montre les isovaleurs sur la figure ci-dessus, cette distribution est totalement différente au voisinage de mur et sous la fondation.

La figure montre également que la contrainte verticale est importante sous l'extrémité gauche de la base du mur, ce qui provoque un tassement important à son niveau et conduit à une rotation de mur autour de son extrémité gauche.

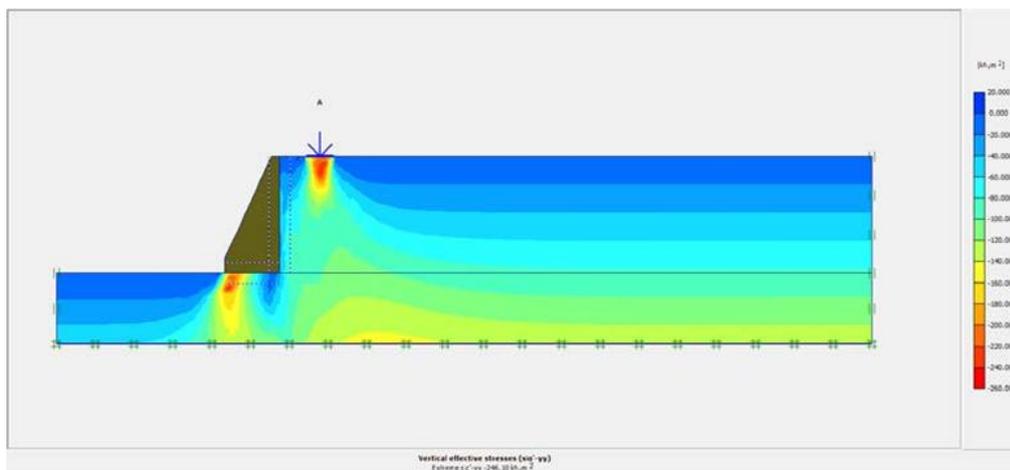


Figure 4.11: Valeurs des contraintes verticales «Syy»

La **figure 4.12** présente les contraintes de cisaillement dans le massif du sol retenu et sous le mur.

On remarque que les contraintes de cisaillement maximales sont développées dans la zone la plus comprimée du sol située sous la partie gauche de la base du mur. Cette concentration est due à l'intensité et l'orientation de moment de renversement. En ce qui concerne le massif retenu, les contraintes de cisaillement sont développées au niveau des surfaces inclinées du coin solidaire à la fondation et se propage à la surface du mur dans les deux sens. Cette zone de concentration de contraintes définit le mécanisme de rupture de sol soutenu et de sol de fondation. La présence de la fondation au voisinage du mur a modifié l'état de contrainte dans le massif de sol et la distribution de contrainte horizontale au voisinage du mur n'est plus triangulaire.

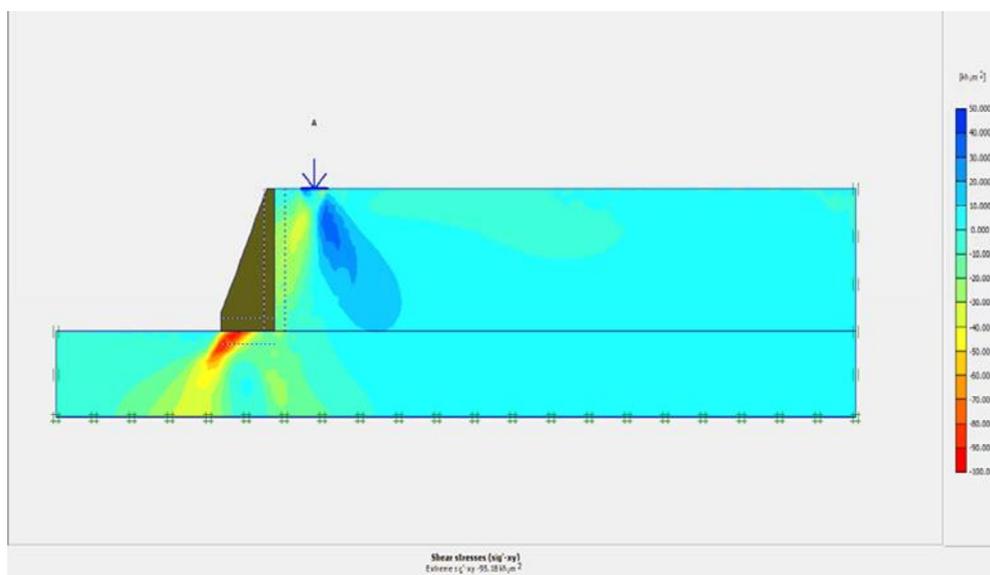


Figure 4.12: Valeur des contraintes de cisaillement

6.3.2 Influence de la distance entre la semelle et le sommet du mur sur la distribution des contraintes :

Les courbes de contraintes présentées aux **Figures 4.13, 4.14 et 4.15** représentent la distribution des contraintes horizontales appliquée sur le mur en fonction de la profondeur.

Les trois figures présentent les diagrammes des contraintes horizontales calculées pour les deux cas, le premier concerne le cas d'un mur soutenant un remblai sans surcharge, le deuxième cas concerne un mur de soutènement avec un remblai surchargé d'une semelle filante. Les résultats des calculs élasto-plastique ont donné des valeurs de contraintes pour différentes distances entre le mur et la semelle, on propose les trois cas suivants :

- Cas de $d/B=1$:

La **figure 4.13** présente la distribution des contraintes horizontales avant et après le chargement de la fondation.

On remarque que la distribution de contraintes horizontales avant le chargement est quasi régulière, elle a une forme triangulaire. De plus, dans le cas où le massif est chargé le diagramme de contrainte est complètement différent de celui de cas non chargé. Les contraintes augmentent jusqu'à une valeur maximale qui est égale à 45.12 KN/m^2 cette valeur est obtenue pour une hauteur de mur égale à 2.36 m à partir de la base. Au-dessus de cette hauteur la contrainte diminue progressivement jusqu'à la base de mur. Nous avons enregistré des contraintes supplémentaires très importantes due au chargement au sommet du mur, la valeur de contrainte supplémentaire $\sigma = 4.13 \text{ KN/m}^2$ au sommet, à une hauteur $h=2.36 \text{ m}$, contrainte supplémentaire $\Delta\sigma = 45.12 \text{ KN/m}^2$.

Au niveau de la base du mur la variation de contrainte est de l'ordre de $\Delta\sigma = 14.12 \text{ KN/m}^2$.

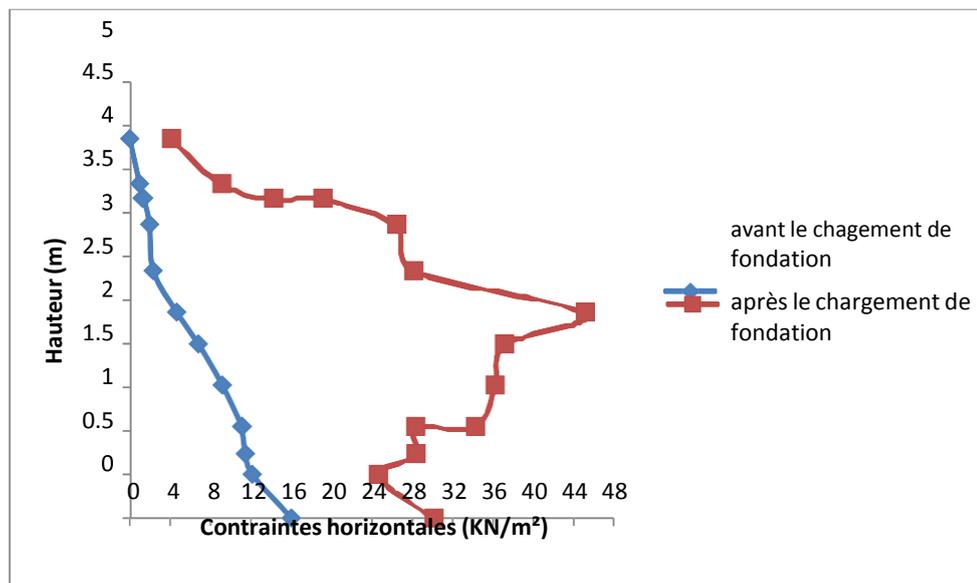


Figure 4.13: Distribution des contraintes horizontales pour le cas $d/B = 1$

- Cas de $d/B=5$:

La **figure 4.14** présente la distribution des contraintes horizontales dans le cas d'un espacement de $d/B=5$ entre la semelle et le sommet de mur.

Dans ce cas, nous avons enregistré une variation de contraintes non uniformes. La contrainte diminue en fonction de la profondeur jusqu'à une hauteur de 3.36 puis augmente progressivement jusqu'à sa valeur maximale $\sigma = 64.78 \text{ KN/m}^2$ qui correspond une hauteur $h = 0.73 \text{ m}$ au-dessus de cette hauteur la contrainte diminue jusqu'à la base du mur ou la contrainte horizontale égale $\sigma = 49.89 \text{ KN/m}$.

On conclut que la présence de surcharge cette distance entraîne une distribution irrégulière des contraintes horizontales.

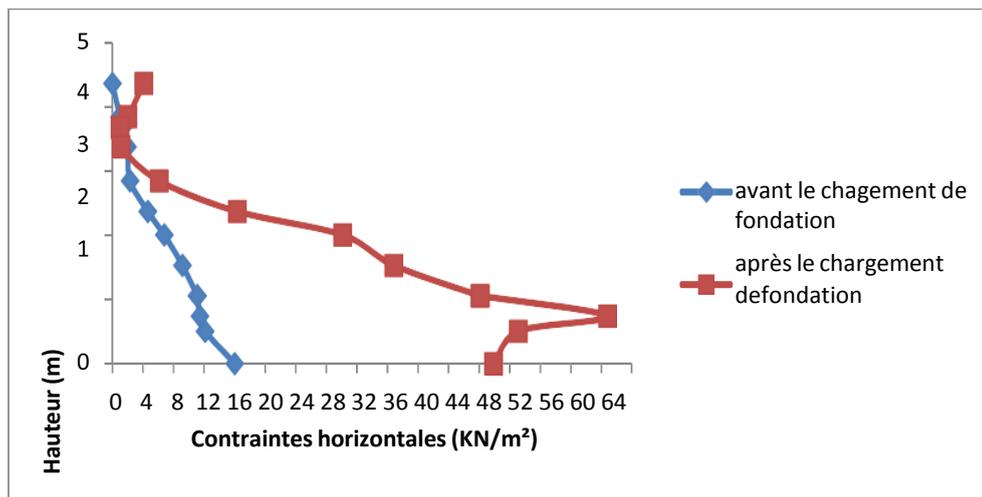


Figure 4.14: Distribution des contraintes horizontales pour le cas $d/B = 5$

- Cas de $d/B=10$:

La **figure 4.15** présente la distribution des contraintes horizontales dans le cas d'un espacement de $d/B=10$ entre la semelle et le sommet de mur.

Pour ce cas, on observe que la forme des courbes est la même et la distribution est triangulaire. Par ailleurs, on a remarqué que dans le cas d'une surface surchargé les contraintes sont légèrement supérieures de celles du cas non surchargé, à l'exception de la valeur enregistré au niveau de la base du mur qui est inférieure à celles enregistré dans le cas non surchargé. La différence maximale entre les valeurs calculées pour le cas d'une surface non surchargé et le cas d'une surface surchargé est de l'ordre de 3 KN/

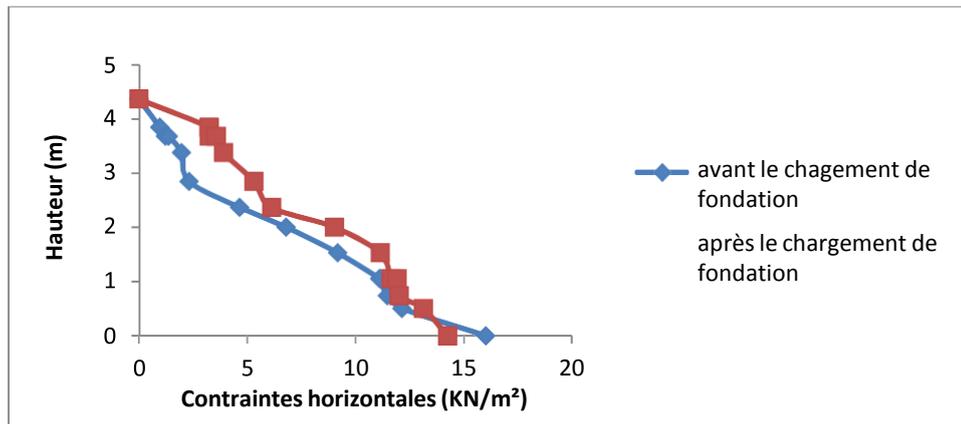


Figure 4.15: Distribution des contraintes horizontales pour le cas $d/B = 10$

6.4 Les zones plastifiées :

La **figure 4.16** présente la zone plastifiée (cas $d/B=1$) est située au-dessus de la semelle, et la plastification se propage vers le mur puisque les contraintes au niveau du mur sont faible par rapport les contraintes initiales situé à droite et on observe également que le sol est plastifié au-dessus de la fondation c'est-à-dire les zone affectées par les contraintes horizontales et verticales. On remarque un petit coin où il reste élastique au-dessus de la semelle, et c'est la partie qui reste élastique même pour la partie supérieure du sol.

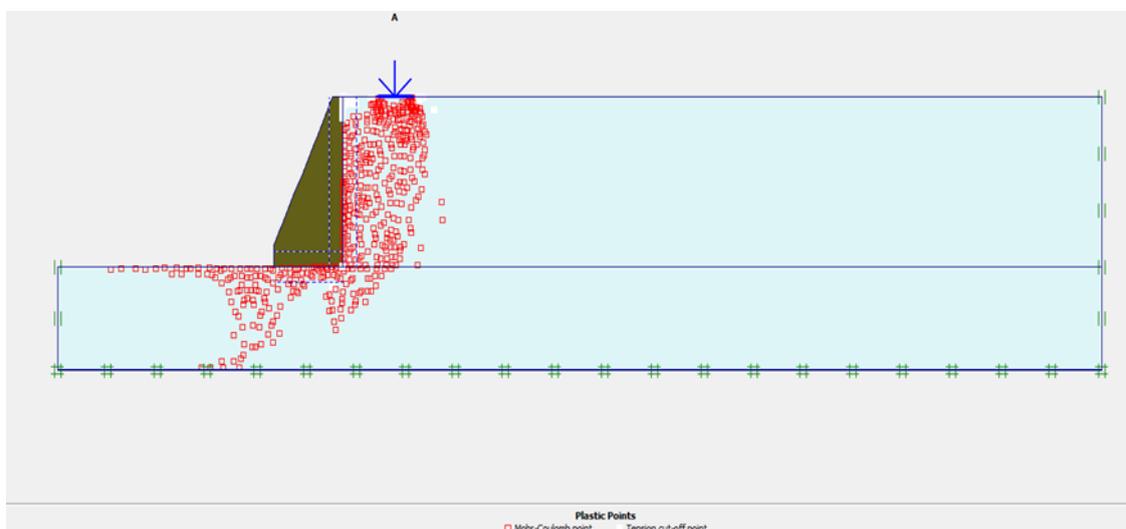


Figure 4.16: La zone plastifiée cas $d/B=1$

La **figure 4.17** présente les zones plastifiées pour le cas où $d/B=5$. On observe que la partie du massif de sol plastifiée est penchée vers la base du mur. Cette zone définie donne une indication sur la forme de la surface de rupture ou du mécanisme de rupture. Par ailleurs pour la partie située à droite de la semelle le sol est en état d'équilibre élastique et loin d'être cisailé.

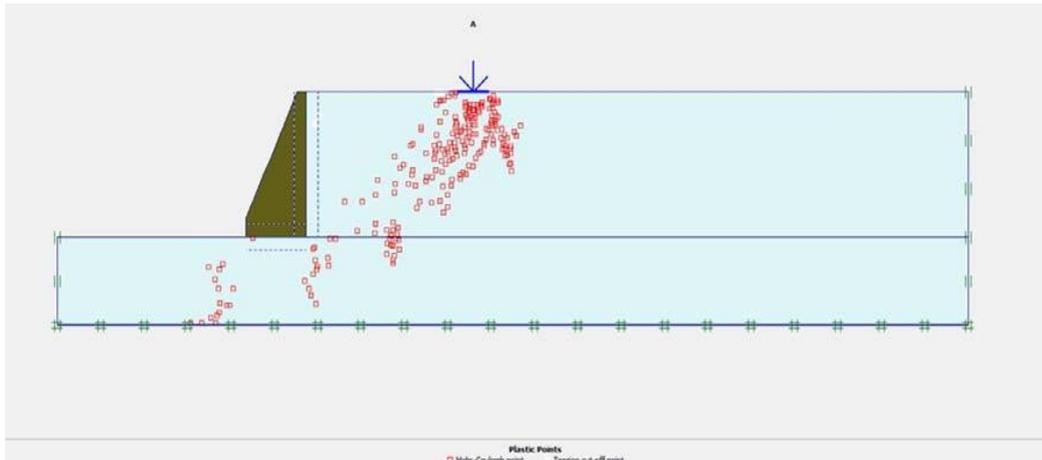


Figure 4.17: la zone plastifiée cas $d/B=5$

La **figure 4.18** présente la zone plastifiée dans le cas où le rapport de distance $d/B=10$, on remarque que la zone plastifiée dans ce cas est quasi sémitique par rapport à l'axe verticale passant par le centre de la fondation, sauf pour quelques points plastifiés dans le massif situé à côté du mur.

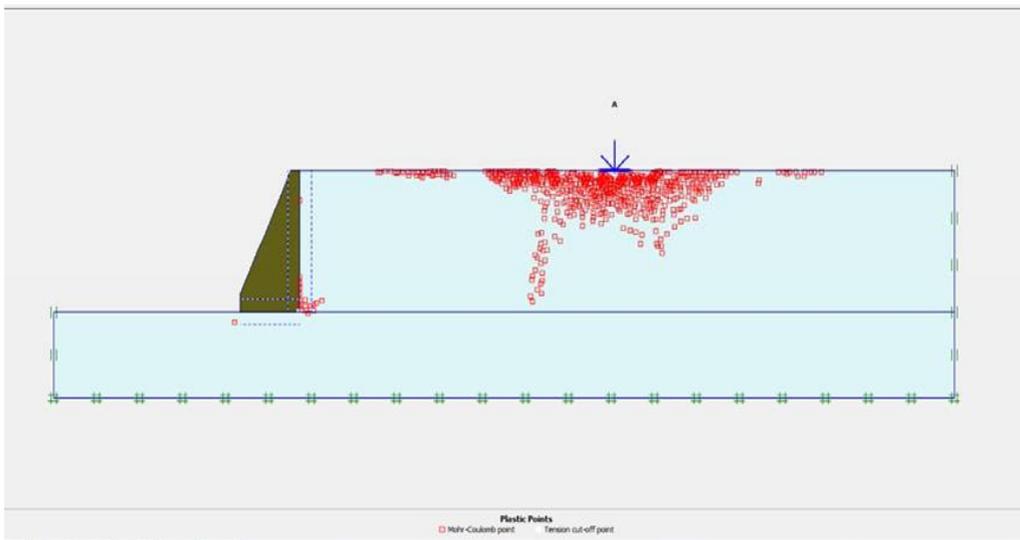


Figure 4.18: la zone plastifiée cas $d/B=10$

7. Etude paramétrique :

Cette partie de travail présente une étude paramétrique visant à déterminer l'effet de certains paramètres sur les résultats des simulations numériques concernant un mur de soutènement chargé en tête par une fondation filante. On utilise la même procédure que celle adoptée pour la partie précédente, et on changeant à chaque fois le paramètre en question, c'est-à-dire on étudie l'influence de chaque paramètre séparément en fixant les autres pour avoir une étude raisonnable. Les paramètres pris en considération sont les suivants: paramètre

géométrique (la hauteur de mur), la non associativité du sol, les caractéristiques mécanique du sol et élément de maillage.

7.1 Paramètres géométriques :

7.1.1 Influence de la hauteur du mur :

Pour étudier l'influence de la hauteur du mur, nous avons utilisé deux géométries différentes de mur. Le premier mur à une hauteur de 4.35m et le deuxième de 4.85 m de hauteur ces modèles ont été simulés et les résultats sont présentés ci-dessus.

a) Influence de la hauteur du mur sur la capacité portante de fondation :

La **figure 4.19** Présente les courbes de comparaison entre deux murs de hauteurs différentes, on remarque que les valeurs de capacité portante dans le cas d'un mur de hauteur $h=4.35\text{m}$ sont plus élevées que celles enregistré pour le mur de hauteur 4.85m. Dans les deux cas la capacité portante varie progressivement jusqu'à une valeur limites correspond à une surface semi infini. Les courbes sont composées de deux parties la première partie est une variation presque linéaire et la deuxième partie présente un palier horizontales parallèle à l'axe des abscisses qui représente la distance entre le mur et la fondation. Les valeurs limites de la capacité portante sont enregistrées pour les rapports de distance $d/B=7$ et $d/B=9$ pour les murs de hauteur $h=4.35\text{m}$ et $h=4.85\text{m}$ respectivement.

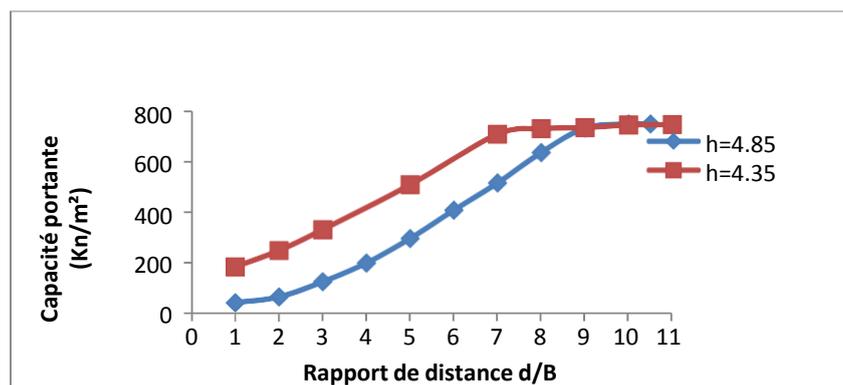


Figure 4.19: Influence de la hauteur du mur sur la capacité portante d'une fondation posée

b) Influence de la hauteur du mur sur le déplacement incrémental :

La distribution de déplacement incrémental total pour le cas $d/B = 1$ est illustrée sur la **figure 4.20**.

On remarque que les vecteurs déplacements pour un mur d'une hauteur $h=4.85\text{m}$ sont plus grand par rapport au mur de hauteur 4.35m , cette différence entre le déplacement est due à la poussée développée derrière le mur. La poussée est en fonction de la hauteur de mur elle augmente avec l'augmentation de cette hauteur. Ce raisonnement explique la différence entre le déplacement représenté sur les deux figures a et b présentée sur la **figure 4.20**.

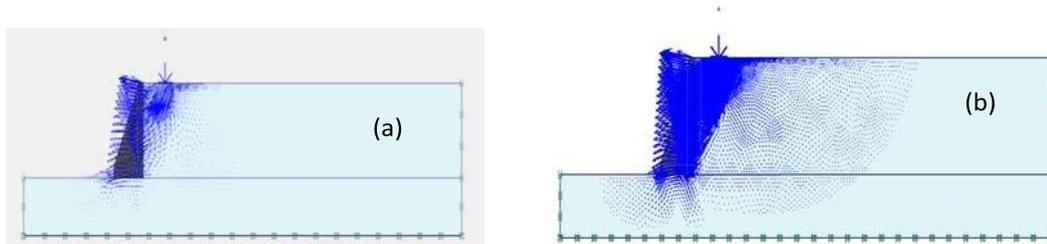


Figure 4.20: Déplacement incrémental total pour le cas $d/B = 1$

7.2 Paramètres du sol :

7.2.1 Influence de la cohésion :

Les matériaux de remblai préconisés pour la construction des ouvrages manquent a priori de cohésion. Cependant, l'introduction d'une cohésion non nulle est nécessaire pour des raisons pratiques et réalisation de calcul. Elle peut améliorer la convergence numérique. Par conséquent, il est nécessaire d'évaluer le biais que cela apporte aux résultats. On se propose de comparer les résultats pour trois valeurs 4 – 16 et 36 Kpa.

a) Influence de cohésion sur la capacité portante de la fondation :

La capacité portante augmente avec l'augmentation des valeurs de cohésion, car la détermination de la capacité portante d'une fondation superficielle reposant sur un sol horizontal est basée sur l'estimation des facteurs de portance. Terzaghi (1943) a proposé une expression générale de la capacité portante des fondations filantes comme suit :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N + q N_q + c N_c$$

La **figure 4.21** présente l'influence de la cohésion sur la capacité portante d'une fondation au voisinage du sommet de mur. Trois valeurs de cohésion ($c=4$, $c=20$ et $c=36$) ont été testées pour trois rapports de distance entre l'extrémité de la fondation et le sommet du mur. Pour le cas d'une semelle placée à une distance $d/B=1$, on remarque que la capacité portante

augment avec l'augmentation de la cohésion, lorsque la cohésion passe de 4 à 20 KPa enregistre une augmentation de l'ordre de 91%. La capacité augmente de 46% à mesure que la cohésion augmente de 20 à 36 KPa côté du mur. Les mêmes remarques ont été enregistrées pour les distances $d/B=5$ et $d/B=10$.

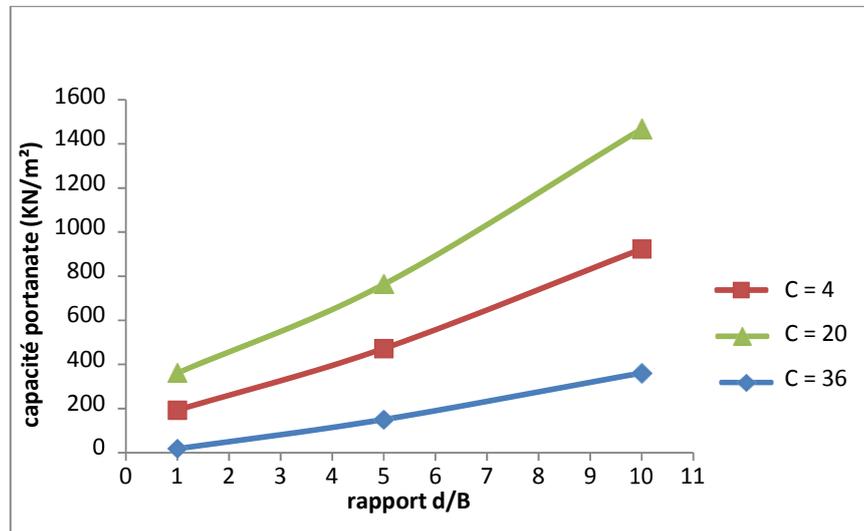


Figure 4.21: Influence de la cohésion du sol sur la capacité portante d'une fondation à proximité de sommet d'un Mur

b) Influence de la cohésion sur les déplacements horizontaux :

L'influence de la cohésion est très importante sur les déplacements horizontaux de mur, ces déplacements sont inversement promotionnelles avec la cohésion. La diminution de déplacement dans le cas de $d/B=1$ est linéaire par contre pour $d/B=5$ et $d/B=10$ les courbes des déplacements en fonction de la cohésion ont une forme curviligne. La **figure 4.22** montre également que les valeurs de déplacement diminuent à mesure que la distance entre le mur et l'extrémité de la fondation augmente.

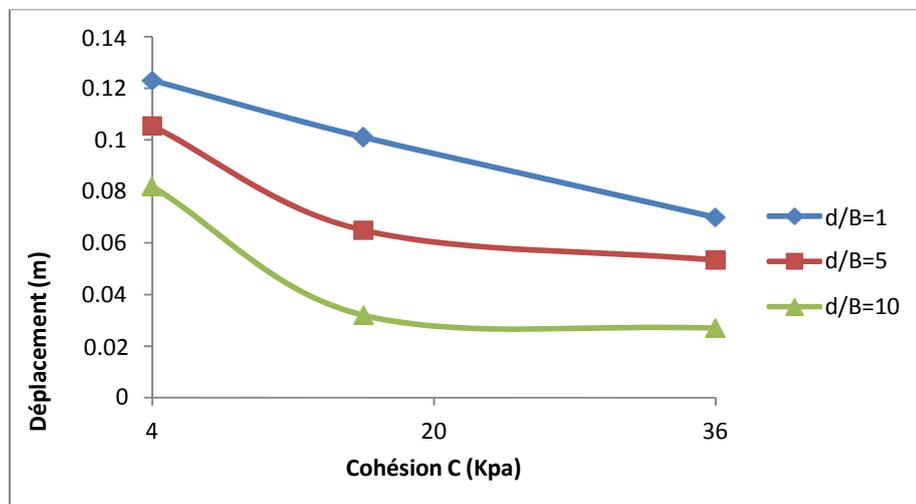


Figure 4.22: Influence de la cohésion sur les déplacements horizontaux

c) Influence de la cohésion sur les facteurs de sécurité :

La **figure 4.23** montre l'évolution du coefficient de sécurité en fonction de la cohésion et de la distance entre le mur et la semelle. On remarque que pour une cohésion $c=4$ les coefficients de sécurité pour une distance $d/B=1$ et $d/B=5$ ont les mêmes valeurs, par contre pour $d/B=10$ la valeur de coefficient de sécurité est largement supérieure de celle de premier cas. Pour $c=20$ et 36 on remarque une augmentation linéaire de ce coefficient de sécurité.

Lorsque la semelle est placée loin du sommet, le mur devient plus stable vis-à-vis au renversement et au glissement. D'après cette figure on remarque que le mur est pratiquement stable lorsque la cohésion = 36 et la distance $d/B=10$ sachant que le coefficient de sécurité a pour valeur maximale $F_s= 1,51$.

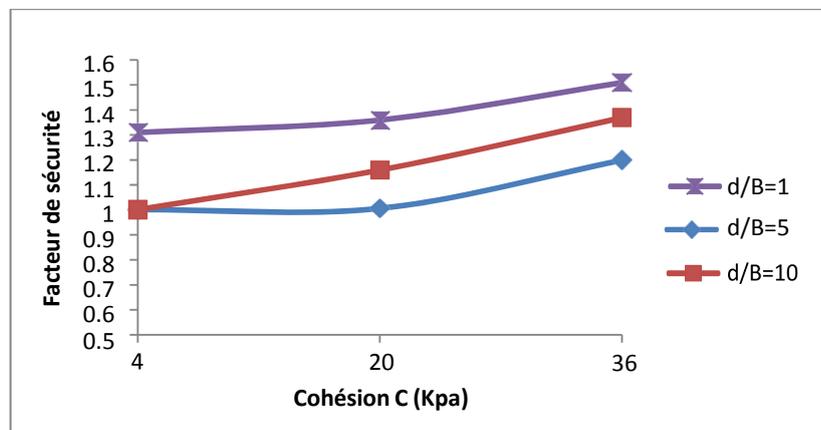


Figure 4.23: Influence de la cohésion sur les facteurs de sécurité

7.2.2 Influence de l'angle de frottement :

L'influence de l'angle de frottement a été étudiée en exécutant les calculs avec les valeurs suivantes de l'angle de frottement interne du remblai : 25° - 30° - 40° .

a) Influence de l'angle de frottement sur la capacité de fondation filante:

Comme nous savons, le mur affecté par la présence d'une fondation posée sur la surface d'un massif à proximité du sommet du mur. La **figure 4.24** représente les courbes de capacité portante en fonction de l'angle de frottement et de rapport d/B . Il est clair que la capacité portante c est évoluée rapidement en fonction de l'angle de frottement et de la distance d/B . Pour une distance $d/B=1$ la variation de capacité portante est très faible par rapport aux autres cas $d/B=5$ et $d/B=10$. Dans le cas où la distance $d/B=1$ la valeur de capacité portante enregistrée pour $\phi=35$ est presque de triple de celles enregistrées pour $\phi=30$, par ailleurs la valeur enregistrée

pour $\phi=40$ est le double de celles enregistrée pour $\phi=35$. Dans le cas ou $d/B=5$ et $d/B=10$ la variation de l'angle de frottement de 30 à 40 avec un pas de 50 conduit à une contrainte égale au double de la valeur initiale.

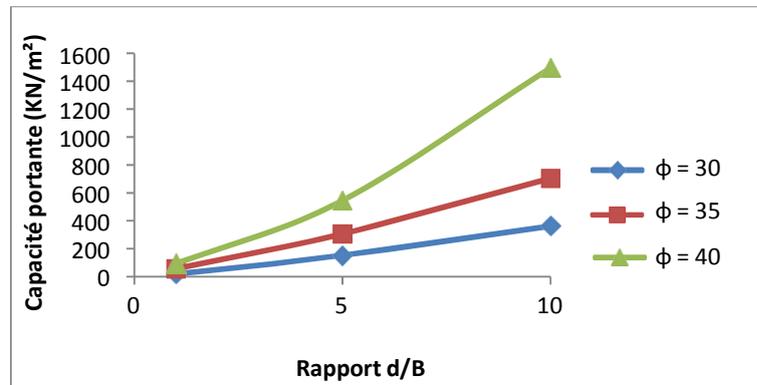


Figure 4.24: Influence d'angle de frottement sur la capacité portante d'une fondation à proximité au sommet de mur

b) Influence de l'angle de frottement sur les déplacements horizontaux :

La **figure 4.25** présente l'influence d'un angle de frottement interne du sol sur le déplacement horizontale dans trois distances différents ($d/B=1$, $d/B=5$ et $d/B=10$). Dans les trois cas, le déplacement horizontal diminuait significativement à mesure que l'angle de frottement augmentait. Pour la distance $d/B=1$, le déplacement enregistré pour $\phi=40$ est d'environ 15% du déplacement enregistré pour $\phi=30$. Pour une distance $d/B=5$ le déplacement dans le cas de $\phi=40$ est d'environ de 10% de déplacement enregistrée pour $\phi=30$. A la distance $d/B=10$ le déplacement enregistré pour $\phi=40$ est de d'environ de 8% de déplacement enregistré pour $\phi=30$.

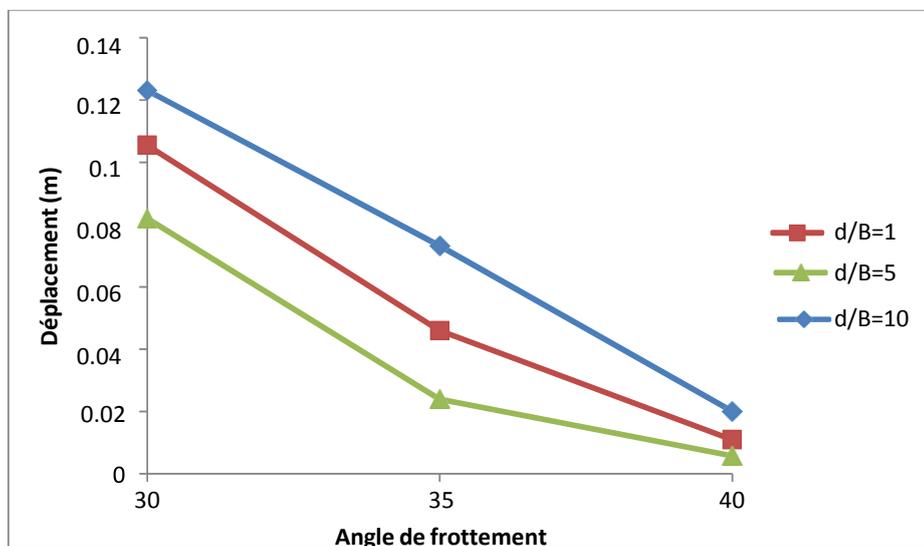


Figure 4.25: Influence de l'angle de frottement sur les déplacements horizontaux

c) Influence de l'angle de frottement sur les facteurs de sécurité :

La **figure 4.26** présente l'influence de l'angle de frottement sur le facteur de sécurité du mur.

On remarque que les valeurs des facteurs augmentent avec l'augmentation des angles de frottement.

- Dans le premier cas $d/B=1$: les valeurs du facteur de sécurité augmentent légèrement, en fait de la présence de fondation chargée près du sommet du mur.
- Le deuxième cas $d/B=5$: les valeurs du coefficient de sécurité augmentent considérablement par rapport au premier cas, car la fondation est placée à une distance loin du sommet du mur.
- Le troisième cas $d/B=10$: Le coefficient de sécurité atteint ses valeurs maximales en raison de l'absence de l'influence de fondation à proximité du mur gravitaire.

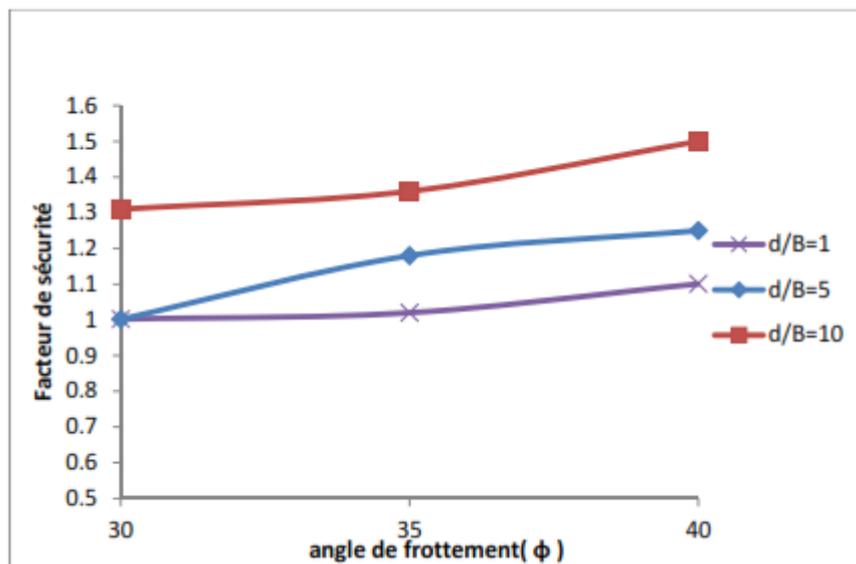


Figure 4.26: Influence de l'angle de frottement sur les facteurs de sécurité

7.2.3 Influence d'angle de dilataance :

L'étude de l'influence de la dilataance sur le comportement du sol soutenu a un mur gravitaire et surchargé a donné des résultats pertinents et nous a conduit à des conclusions très importantes. Nous avons utilisé un massif de remblai d'angle de frottement $\phi=30^\circ$ et l'angle de dilataance a été fixé pour trois valeurs $\psi=0^\circ, 15^\circ$ et 30° et cela pour considérer un sol non associé, un sol relativement associé et en fin un sol associé.

a) Influence d'angle de dilatance sur la capacité portante de fondation filante :

La **figure 4.27** montre l'effet de dilatance sur la capacité de fondation à proximité du sommet du mur.

Dans tous les cas considérés la capacité portante augment avec l'augmentation de l'angle de dilatance et la distance d entre la semelle et la tête de mur. La différence entre la capacité portante des cas du sol associé et non associé est presque le double pour une distance $d/B=1$. Pour $d/B=5$ et $d/B=10$ cette différence est de l'ordre de 30% et 20% respectivement.

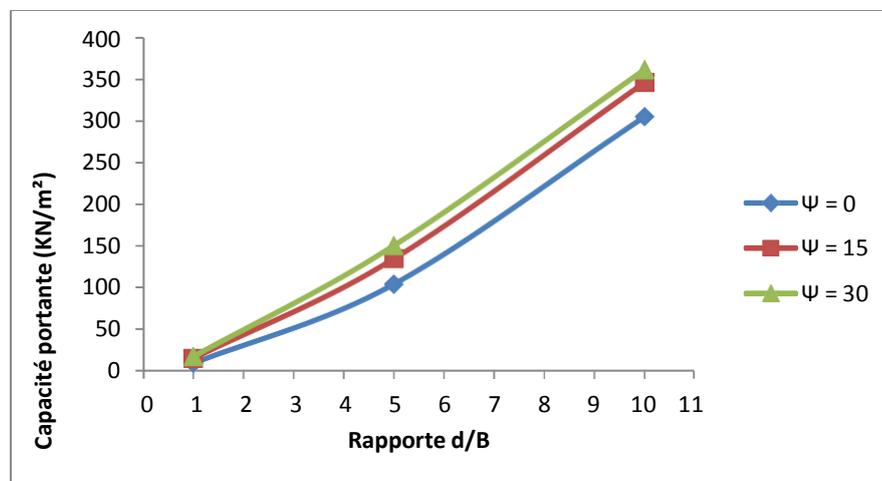
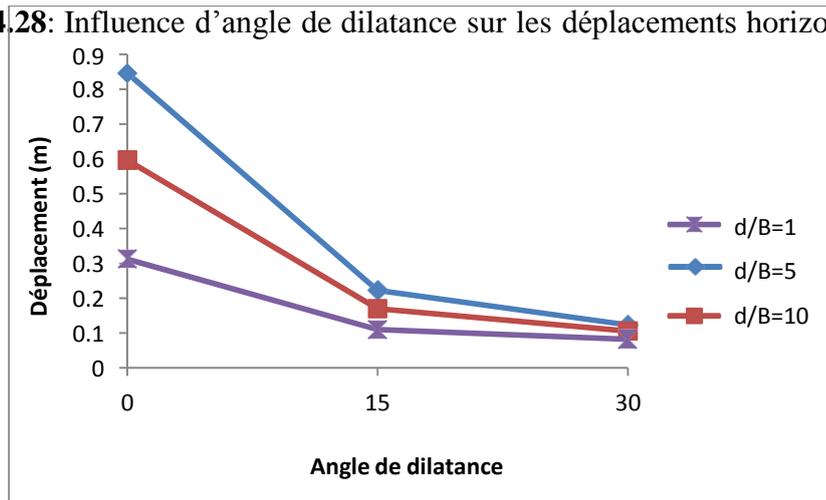


Figure 4.27: Influence d'angle de dilatance sur la capacité portante d'une fondation à proximité au sommet de mur

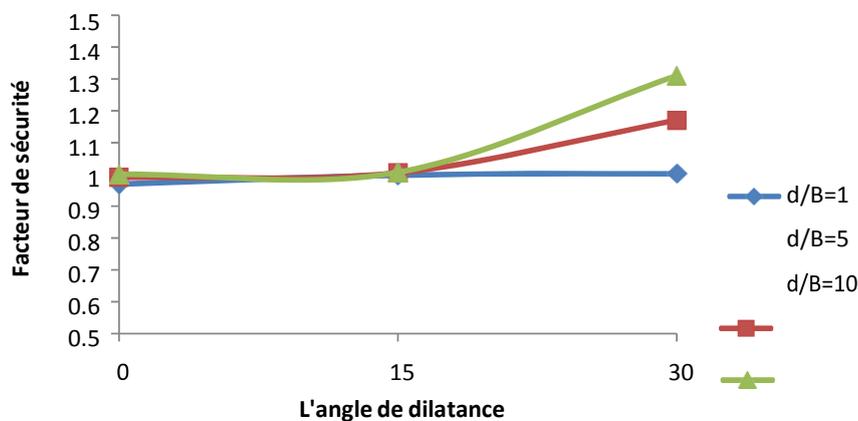
b) Influence d'angle de dilatance sur les déplacements :

La **figure 4.28** présente l'étude de l'influence de l'angle de dilatance sur les déplacements horizontaux pour un mur soutenu un massif de sol chargé par une semelle filante. La valeur maximale de déplacement enregistrée dans le premier cas est égale à $\Delta_{xx} = 0,85$ m pour le cas non associé et une distance $d/B=1$. Pour $d/B=5$ et $d/B=10$ la valeur de déplacement enregistrée est respectivement de l'ordre de $2/3$ et $1/3$. Pour le sol associé les déplacements calculés sont très petits par rapport à ceux calculés dans le cas de sol non associé.

Figure 4.28: Influence d'angle de dilatance sur les déplacements horizontaux

c) Influence d'angle de dilatance sur les facteurs de sécurité :

La **figure 4.29** présente l'effet de l'angle de dilatance sur le facteur de sécurité vis-à-vis au renversement et au glissement. On remarque que l'influence de la dilatance sur la sécurité est pratiquement négligeable pour l'angle de dilatance $\psi = 00$ et $\psi = 150$ par contre pour le cas d'un sol associé on remarque une légère évolution de coefficient de sécurité pour $d/B=5$ et $d/B=10$.

**Figure 4.29:** Influence d'angle de dilatance sur les facteurs de sécurité

7.3 Paramètre de modélisation :

7.3.1 L'élément :

L'utilisateur doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément par défaut est le triangle à 15 nœuds. Il fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et l'intégration numérique est effectuée sur douze points de Gauss (points de contrainte). Pour le triangle à 6 nœuds

l'interpolation est du second ordre, l'intégration numérique se fait sur trois points de Gauss.

Le type d'élément pour les éléments de structure est automatiquement compatible avec le type d'éléments de sol choisi.

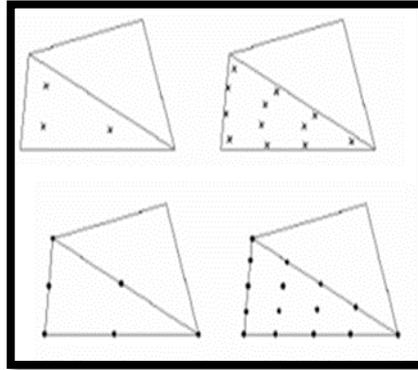
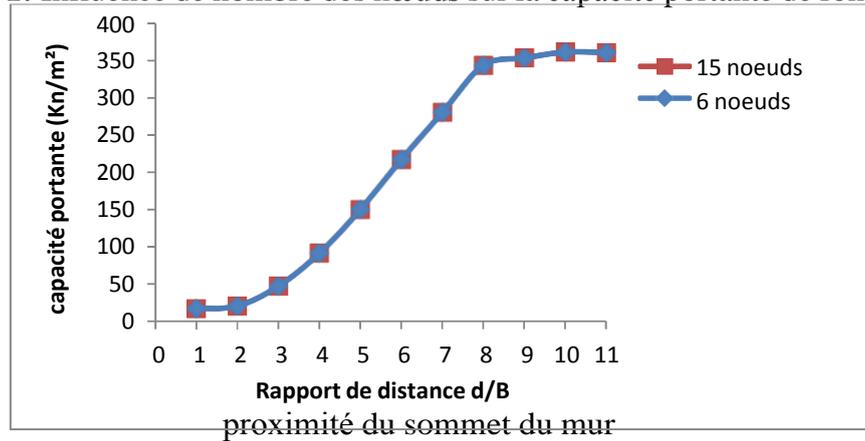
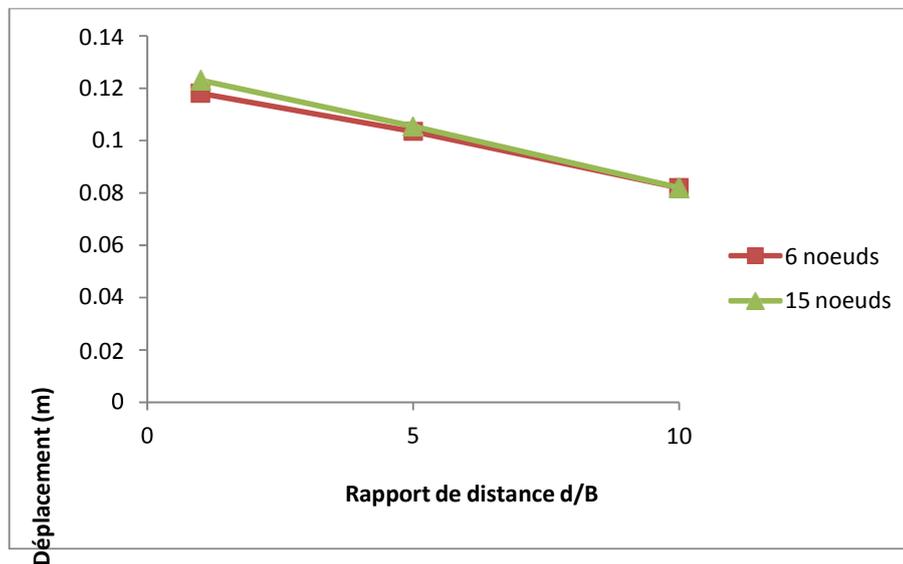


Figure 4.30: Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol

Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur une variété de problèmes, tels que le calcul de la rupture de sols incompressibles. L'utilisation des triangles à 15 nœuds implique une consommation de mémoire assez élevée, et les calculs et la manipulation sont donc un peu ralentis. C'est pour cela qu'un type d'éléments plus simple est également disponible. Le triangle à 6 nœuds est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses standard en déformation, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments. On change les éléments de 6 nœuds à 15 nœuds et on compare les résultats obtenus aux résultats du modèle de référence.

a) Influence de nombre des nœuds sur la capacité portante de fondation :

Pour les modèles à 6 et 15 nœuds semble n'avoir aucune influence sur le développement des déplacements horizontaux et la capacité portante d'une fondation après chargement (**figures 4.31, 4.32**), ainsi que le facteur de sécurité. Comme le montre la **Figure 4.33**.

Figure 4.31: Influence de nombre des nœuds sur la capacité portante de fondation à**b) Influence de nombre des nœuds sur les déplacements horizontaux :****Figure 4.32:** Influence de nombre des nœuds sur les déplacements horizontaux

c) Influence de nombre des nœuds sur le facteur de sécurité :

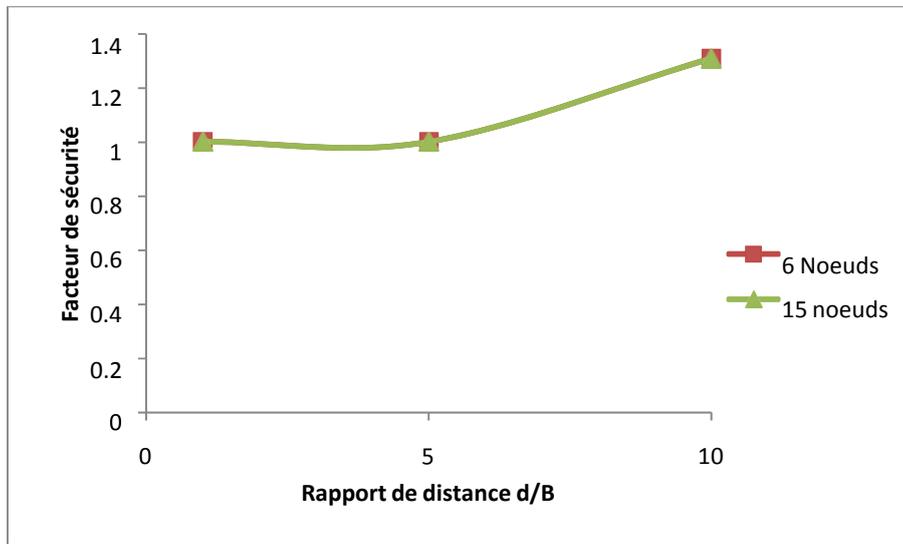


Figure 4.33: Influence de nombre des nœuds sur le facteur de sécurité

3.8 Conclusion

Cette étude numérique effectuée a permis de déduire quelques résultats importants :

- L'influence de la hauteur de mur sur sa stabilité est très importante car sa hauteur est liée à la force de poussée développée derrière lui qui tend à le déstabiliser soit par le glissement ou par renversement. Les différences au début entre les valeurs de capacité portante augmentent à 91% jusqu'à une distance $d/B=7$, mais après cette distance les valeurs relevées sont quasiment les mêmes pour un mur avec une hauteur égale à 4.35m ou un mur d'une hauteur de 4.85m.
- Concernant les paramètres du sol, la cohésion et l'angle de frottement ont un effet très important sur la stabilité et la déformation du sol soutenu ainsi que le déplacement de mur :
 - Pour les valeurs de cohésion égales à 4, 20 et 36 les valeurs de capacité portante augmentent au double respectivement. Pour le déplacement, les valeurs diminuent au fur et à mesure que la distance passe de 1 à 10 et enregistrée au dernier moment où la plus petite valeur est estimée à 0.022 m, mais pour le facteur de sécurité les valeurs l'augmentation est de l'ordre de 23% et de 21% respectivement.
 - Pour les valeurs d'angle de frottement égales à 30° , 35° et 40° par rapport à la capacité portante dans le cas où $d/B=1$ les valeurs enregistrées pour $\varphi=35$ est presque triple de celles enregistrées pour $\varphi=30$ par ailleurs la valeur enregistrée pour $\varphi=40$ est le double de celles enregistrées pour $\varphi=35$. Mais en ce qui concerne le déplacement et la valeur enregistrée pour $\varphi=40$ est de l'ordre de 15% de déplacement enregistré pour $\varphi=30$ pour le cas où la distance $d/B=1$. Pour une distance $d/B=5$ le déplacement dans le cas $\varphi=40$ est de l'ordre de 10% de déplacement enregistrée pour $\varphi=30$. Dans le cas où la distance $d/B=10$ le déplacement enregistré pour $\varphi=40$ est de l'ordre de 8% de déplacement enregistré pour $\varphi=30$.
- La comparaison entre les résultats obtenus en utilisant les éléments triangulaires à 6 nœuds et à 15 nœuds montre que la différence entre les résultats de ce modèle concernant la capacité portante, les déplacements horizontaux et le coefficient de sécurité est presque négligeable.
- La stabilité de mur vis-à-vis le renversement et le glissement n'est pas vérifiée en présence de la surcharge surtout si cette surcharge est très proche du sommet du mur.

Conclusion générale

Conclusion générale :

Cette étude nous a permis de rassembler plusieurs connaissances sur les ouvrages de soutènement, leur comportement et les différentes approches de calcul sous l'action de chargement. Les simulations numériques qui ont été mises en œuvre sont utilisées pour analyser l'influence de chaque composant de paramètres sur le comportement d'un ouvrage de soutènement chargé en tête.

L'élaboration du modèle numérique est basée sur une étude précise ce qui nous a permis de valider avant de réaliser l'étude paramétrique. Les résultats obtenus sont très satisfaisants et les courbes de contraintes et déplacements sont similaires à ce publié dans la littérature.

L'étude paramétrique qui présente un intérêt particulier pour les ingénieurs géotechniciens, car elle permet d'évaluer l'influence des paramètres sur la fiabilité des résultats de modélisations. Cette étude nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

- La hauteur du mur influe sur les valeurs de la capacité portante d'une fondation posée à proximité du sommet de mur. Cette capacité portante est inversement proportionnelle avec la hauteur. Le déplacement du mur augmente avec l'augmentation de la pression active des terres, cette pression est fonction de la hauteur, ainsi il se produit une rotation de mur qui provoque l'augmentation de l'excentricité de la charge ou de la poussée et la déstabilisation de mur.
- La capacité portante de la fondation dépend du rapport de distance entre la semelle et le sommet du mur, elle augmente avec l'augmentation du rapport de distance jusqu'à sa valeur limite représentée par un palier, cette valeur correspond à une semelle posée sur une surface horizontale semi-infinie.
- La cohésion est un paramètre essentiel dans le calcul de la capacité portante, celle-ci augmente de 91% au maximum avec l'augmentation de la cohésion dans le cas où $d/B=1$. Par ailleurs, le déplacement horizontal du mur est inversement proportionnel avec la cohésion.
- Le coefficient de sécurité du mur est lié directement à la cohésion et au rapport de distance entre la semelle et le mur, ce dernier devient plus stable vis-à-vis d'inversement et de glissement lorsque la cohésion augmente et la semelle est placée loin du mur.

- Il est très claire que la capacité portante c'est évolué rapidement avec l'évolution de l'angle de frottement, dans la zone plus loin du sommet du mur, elle atteint le triple deca valeur par contre au voisinage du mur on à remarquer une faible augmentation de la capacité portante cela est due au mécanisme de la rupture intercepté par le mur ce qui conduit à une diminution de la résistance de cisaillement. Les déplacements horizontaux du mur enregistré pour des grandes valeurs d'angle de frottement sont trèsfaibles pour des raisons de l'enchevêtrement des garnis.
- L'effet de l'angle de dilatance est très importe sur la capacité portante de fondation etles déplacements horizontaux du mur sur tout lorsque l'angle de frottement interne dusol est supérieur à 30° . Pour le sol associé les déplacements calculés sont très petits par rapport à ceux calculés dans le cas de sol non associé.
- L'utilisation des éléments à 6 nœuds et à 15 nœuds dans la modélisation d'une semelle au voisinage du mur de soutènement a donner des résultats presque identique ce qui montre que la performance des éléments à 15 nœuds n'est pas bien exploitée dans certain problème.

Références bibliographiques

Références bibliographiques :

- [1] PROFRACTAL (Engineering & Consulting). (2000). La conception des murs de soutènement.
- [2] Schlosser, F., Juillie, Y. Murs et écrans de soutènement, Techniques de l'Ingénieur, traité de construction C244.
- [3] BIETH Emmanuel, M. (2009-2010). Murs de soutènement : Cours de Mécanique des sols appliqués.
- [4] Baziz, S.E. (2012). Modélisation numérique des ouvrages de soutènement en sol renforcé. Mémoire de Magistère, Université De Biskra.
- [5] Chebira, H., Mekki, A. Etude d'un tronçon de Mur de soutènement a hauteur variable. Mémoire Master. Université de Tlemcen.
- [6] Fabrice Rojat. (2011-2012). Support numérique, Cours de mécanique des sols II, ouvrages de soutènement –ENTPE, France.
- [7] Schlosser, F., Unterreiner, P. Renforcement des sols par inclusions. Technique de l'ingénieur c245.
- [8] Clément Desodt, Sébastien Burlon. (2017) Calcul des ouvrages géotechniques selon l'Eurocode 7
- [9] Schlosser, F. Ouvrages de soutènement, poussée et butée, Techniques de l'ingénieur, Construction, C242.17p.
- [10] Chogueur, A. (2013). Modélisation numérique d'un écran de soutènement cas de l'interaction écran-fondation. Mémoire de magistère. Université de Tlemcen.
- [11] Gueye, I. Equilibre limite et ouvrages de soutènement. Géotechnique 1 - Ouvrages de soutènement.
- [12] Brinkgereve, R.B.J. and Vermeer, P.A. (2003). PLAXIS Version 8, material model manual, DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas.

- [13] Guler, E., M. Hamderi et M. Demirkan (2007). Numerical analysis of reinforced soil retaining wall structures with cohesive and granular backfills. *Geosynthetics International*, 14, No. 6, p330 -345.
- [14] A. Annane, « MUR DE SOUTÈNEMENT EN ZON SISMIQUE », MAGISTER, D2PARTEMENT DE GENIE CIVIL, Université Hadj Lakhdar, Batna ,22/12/2013.
- [15] BAAZIZ Salah Eddine « Modélisation numérique des ouvrages de soutènement en sol renforcé » Magister en Génie civil, Université Mohamed Khider – Biskra, 02/05/2012.
- [16] « actions du sol sur un mur de soutènement, » Technique de l'ingénieur, France, paris, 01/09/2015.
- [17] M. BIETH Emmanuel, ENTPE cours de Mécanique des sols appliquée, Edition, 2009-2010.

Annexe

ANNEXE :

- **Présentation du logiciel PLAXIS**

1. I- Introduction

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan où Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows. Pour se familiariser rapidement avec l'utilisation de cette interface et avec les caractéristiques principales du programme, L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (*Input, Calculations, Output* et *Curves*). Le présent manuel de référence est organisé en quatre parties correspondant à ces quatre sous-programmes.

2. I-1- Etapes de modélisation**a) L'entrée des données de pré-traitement** (Le menu d'entrée des données (Input))

Au début du programme Input, une boîte de dialogue apparaît, on peut y choisir d'ouvrir un projet existant ou d'en créer un nouveau. Si "nouveau projet" (*New project*) est sélectionné, la fenêtre des réglages généraux (*General settings*) apparaît ; tous les paramètres de base du nouveau projet peuvent être saisis. Si l'utilisateur choisit d'ouvrir un projet existant (*Existing project*) la boîte de dialogue permet une sélection rapide de l'un des quatre projets les plus récents. Si le projet voulu n'apparaît pas dans la liste, l'option <<<*More files*>>> peut être utilisée.

Le gestionnaire de fichiers apparaît alors, ce qui permet à l'utilisateur d'avoir un aperçu de tous les répertoires accessibles et de sélectionner le fichier de projet PLAXIS souhaité (*.plx). Après le choix d'un projet existant, le modèle géométrique correspondant est présenté dans la fenêtre principale.

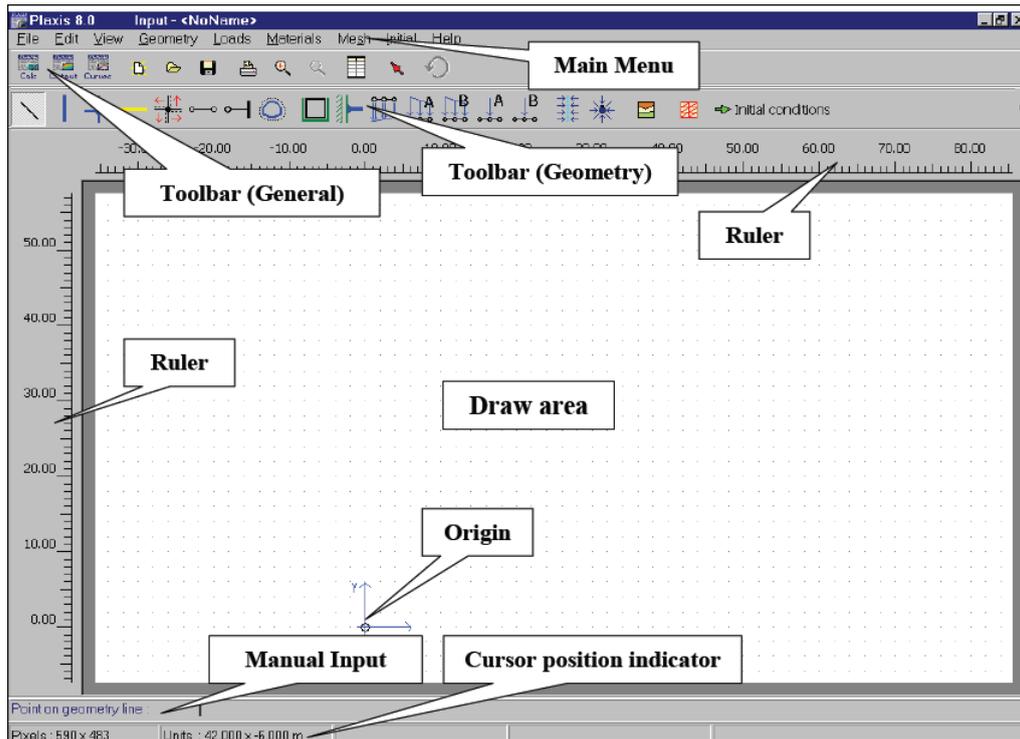


Figure 01 Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input) (mode deCréation géométrique).

- **La barre d'outils générale (Tool bar (general))**

La barre d'outils contient les icônes relatives aux actions générales comme les opérations sur le disque, l'impression, les zooms ou le choix d'objets. Elle contient aussi les icônes qui servent à lancer les autres modules de PLAXIS (*Calculation, Output et Curve*).

- **La barre d'outils de géométrie (Tool bar (geometry))**

Cette barre d'outils contient les icônes pour les actions relatives à la création du modèle géométrique. Ces icônes sont placées dans un ordre tel qu'il permet en général de définir entièrement le modèle en suivant les boutons de la barre d'outils de la gauche vers la droite.

- **Les règles (Rulers)**

Sur la gauche et la partie supérieure de la planche à dessin, des règles indiquent les coordonnées physiques x et y du modèle géométrique. Ceci permet d'avoir un aperçu immédiat des dimensions. Les règles peuvent être supprimées depuis le menu *View*. Un clic sur les règles

permet d'activer la fenêtre *General settings*, et donc de modifier les dimensions du modèle.

- **La planche à dessin (Draw area)**

La planche à dessin est la page sur laquelle le modèle géométrique va être créé et modifié. La création et la modification du modèle géométrique sont principalement effectuées à l'aide de la souris, mais pour certaines options, la saisie des données à l'aide du clavier est possible (voir ci-dessous, Entrée manuelle des données). La planche à dessin peut être utilisée de la même manière que les programmes de dessin classiques. Les nœuds de la grille peuvent servir de points d'ancrage.

- **Axes**

Si l'origine physique se trouve dans l'intervalle des dimensions définies par l'utilisateur, elle est représentée par un petit cercle dans lequel les axes x et y sont indiqués par des flèches.

- **Le menu File**

Tableau I-01 : Illustration du menu File.

New	Permet de créer un nouveau projet. La fenêtre des réglages généraux (<i>General settings</i>) apparaît.
Open	Permet d'ouvrir un projet existant. Le gestionnaire de fichiers apparaît.
Save	Permet de sauver le projet en cours sous le nom existant. Si aucun nom n'a été donné, le gestionnaire de fichiers apparaît.
Save as	Permet de sauver le projet sous un nouveau nom. Le gestionnaire de fichiers apparaît.
Print	Permet d'imprimer le modèle géométrique sur une imprimante choisie. La fenêtre d'impression apparaît.
Work directory	Permet de voir le répertoire où les fichiers du projet PLAXIS seront stockés par défaut.

Import	Permet d'importer des données géométriques à partir d'autres.
General settings	Permet de régler divers paramètres de base du modèle.

➤ **Le menu Edit**

Tableau I-02 : Illustration du menu Edit.

Undo	Permet de restaurer l'état précédent du modèle géométrique (à la suite d'une erreur de saisie de donnée). L'utilisation à répétition de l'option Undo est limitée aux 10 dernières actions.
Copy	Permet de copier le modèle géométrique dans le presse-papiers de Windows

3.

➤ **Le menu View**

Tableau I-03 : Illustration du menu View.

Zoom in	Permet de zoomer sur une zone rectangulaire. Après sélection,
Zoom out	Permet de restaurer la vue précédant l'agrandissement le plus récent.
Reset view	Permet de restaurer la planche à dessin totale.
Rulers	Permet de montrer ou de cacher les règles situées le long de la planche à dessin.

➤ **. Le menu Mesh**

Le menu Mesh contient les options permettant de définir le type d'éléments

(6 ou 15 noeuds), générer un maillage d'éléments finis ou appliquer un raffinement local ou global du maillage.

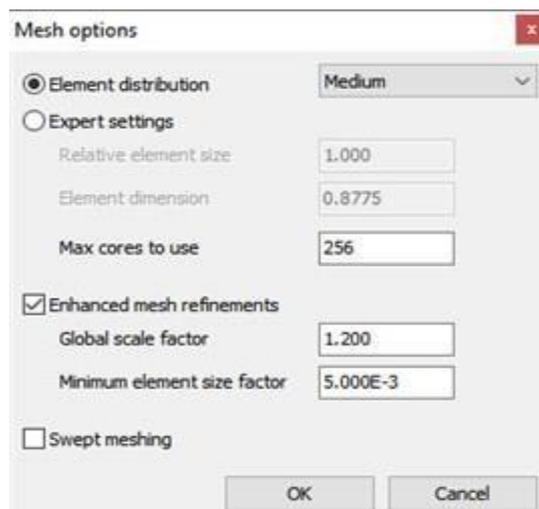


Figure 02 Option maillage

4. RÈGLAGES GÉNÉRAUX

La fenêtre des réglages généraux (*General settings*) apparaît lors de la création d'un nouveau projet et peut ensuite être ouverte depuis le menu *File*. Cette fenêtre contient les onglets de projet (*Project*) et de dimensions (*Dimension*). L'onglet *Project* contient le nom du projet, une description, le type de projet et les données d'accélération. L'onglet *Dimensions* contient les unités fondamentales de longueur, de force et de temps et les dimensions de la table à dessin.

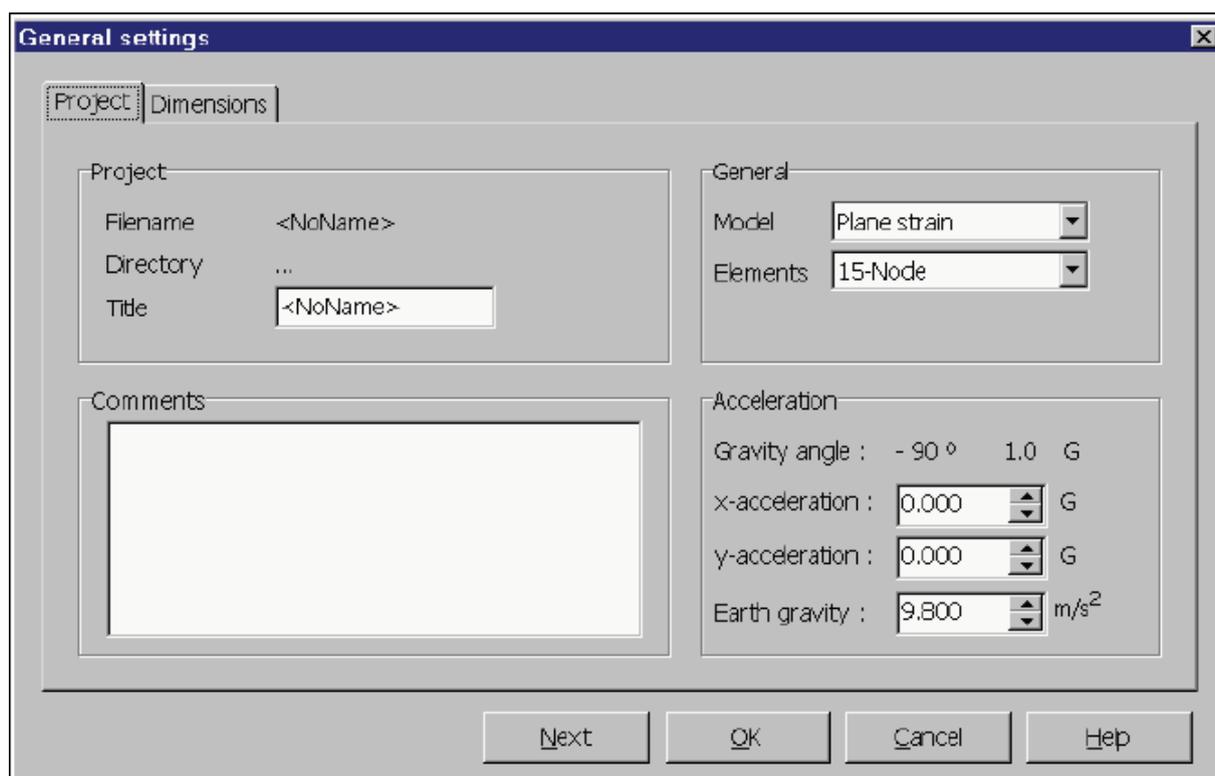


Figure 03 : Fenêtre de réglages généraux (onglet *Project*)

b) calcul

PLAXIS permet d'effectuer différents types de calculs aux éléments finis. Le calcul des écoulements a été abordé au chapitre précédent en relation avec le programme d'entrée des données, puisqu'il est employé pour générer la distribution des pressions interstitielles qui constitue une donnée initiale d'une analyse en déformations. Le programme de calcul ne traite que de l'analyse des déformations et permet de réaliser un calcul plastique (*Plastic calculation*), une analyse de consolidation (*Consolidation analysis*), un calcul de coefficients de sécurité (*Phi-c reduction*) ou un calcul dynamique (*Dynamic calculation*). Cette dernière option requiert le module dynamique de PLAXIS (*PLAXIS Dynamic module*). Les trois premiers types de calcul (*plastique, consolidation, Phi-c réduction*) permettent en option de prendre en compte les effets des grands déplacements.

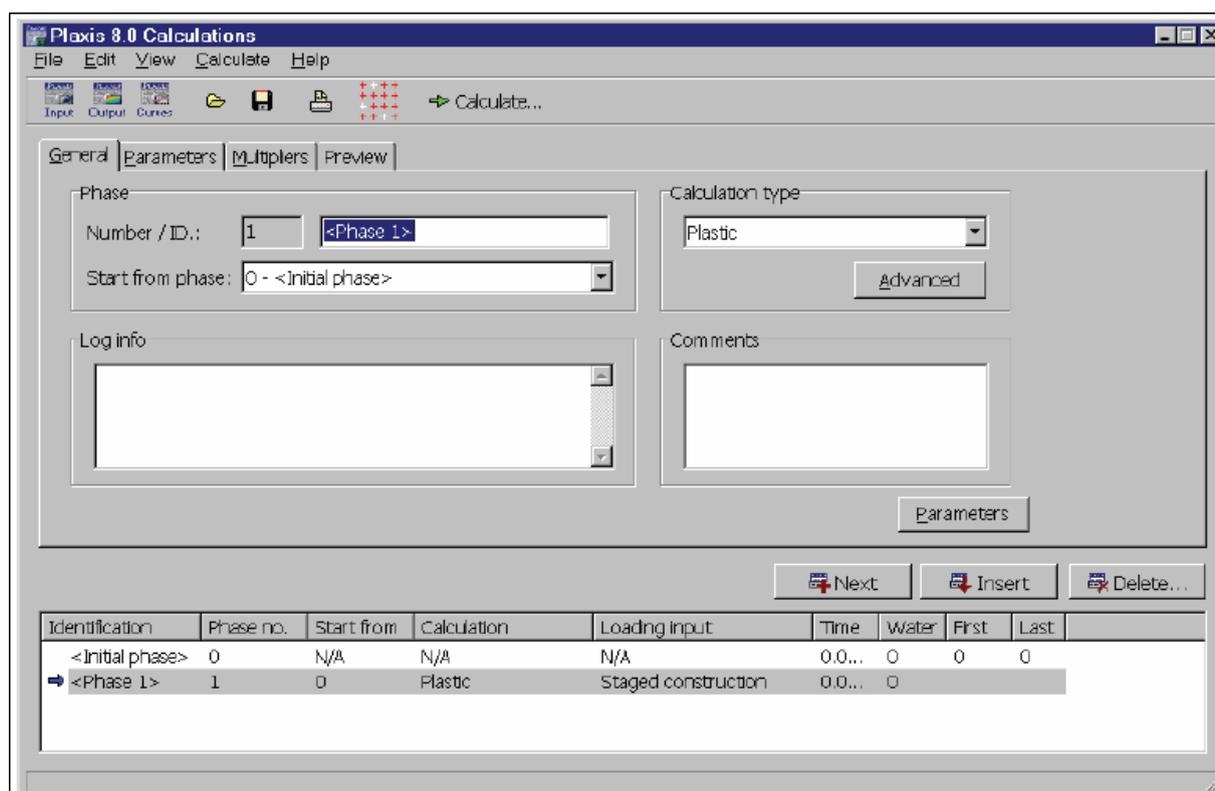


Figure 04 Fenêtre principale du programme de calcul.

- **Le menu de calcul**

Le menu de calcul permet l'accès à toutes les options du programme de calcul. La plupart des options sont également accessibles par des icônes situées dans la barre d'outils.

- **La barre d'outils:**

La barre d'outils contient les icônes qui peuvent être utilisées comme raccourci pour les options du menu. La fonction associée à chaque icône est affichée dès que le pointeur de la souris est placé sur celle-ci.

- **Les onglets (partie supérieure de la fenêtre):**

Les onglets permettent de définir et prévisualiser une phase de calcul.

- **Liste des phases de calcul (partie inférieure de la fenêtre):**

Cette liste donne une vue d'ensemble de toutes les phases de calcul d'un projet.

c) RÉSULTATS

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les déplacements aux nœuds et les contraintes aux points de contraintes. De plus, lorsqu'un modèle d'éléments finis inclut des éléments de structure, des efforts sont calculés dans ces éléments. Une vaste gamme d'outils est offerte par PLAXIS pour afficher les résultats d'une analyse aux éléments finis.



Figure 05 : Barre d'outils de la fenêtre principale du program *output*