

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence : 2021 /2022



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية والري
المرجع: 2022/2021

Mémoire de Master

Filière : Génie civil

Spécialité : Géotechnique

Thème :

**Etude De La stabilité d'un ouvrage de soutènement par la
méthode de l'analyse limite**

- Etudiante :

- Almi Fatma Zohra

- Encadreur:

- Dr. Benmeddour Djamel

Année universitaire : 2021 - 2022

Remerciements

Avant tout Je dois tout d'abord remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie à:

Mon encadreur Dr. **BENMEDDOUR Djamel**, pour son soutien, son conseil judicieux et sa grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet.

Je tiens à remercier tous les membres du jury pour l'intérêt qu'ils portent à ce travail en acceptant de faire partie du jury d'examen. Je pense également chaleureusement à tous les membres de ma famille, en particulier à mes chers parents, ma grand-mère, que Dieu la bénisse longue vie, et mon frères et mon sœurs "**Muhammad, Youssef, Halima, Ibrahim, Aïcha, Othman Rokaya**" et mon fiancé Ali, qui n'ont cessé de m'encourager et de me pousser vers l'avant et qui être toujours de mes côtés. Et tous mes oncles et tantes et leurs fils jeunes et vieux.

Je remercie également mes amis, en particulier **Fériel, Nahla, chaima, charifa, Samia et dJihan** pour leurs conseils, leurs orientations et leur grande aide. Enfin, je n'oublie pas non plus de remercier tous mes professeurs et collègues du Département de Génie Civil de l'Université de Biskra et toute personne ayant un contact direct ou à distance pour la réalisation de ce travail.

Résumé

Les Murs de soutènement sont des ouvrages importants dans le domaine du génie civil, sont des constructions destinées à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide, Il est fortement recommandé de les protéger car les dommages qu'ils peuvent causer s'ils basculent ou glissent sont énormes.

De nombreux auteurs ont développé différentes méthodes pour calculer la butée des terres.

Notre étude concerne le calcul de la butée et le coefficient de butée par deux méthodes. Afin d'évaluer ces deux paramètres nous avons utilisé la méthode de la borne supérieure de la théorie de l'analyse limite et la méthode des différences finies implantée dans le code FLAC2D (numérique).

Les résultats de cette étude ont été comparés entre eux pour valider la procédure numérique.

Mots clés :

Mur de soutènement, Modélisation numérique, Force de butée, écran rigide, FLAC2D, analyse limite, borne supérieure.

ملخص

تعتبر الجدران الاستناد من الأعمال الهامة في مجال الهندسة المدنية، وهي إنشاءات تهدف إلى منع انهيار أو انزلاق جسر شديد الانحدار، ويوصى بشدة بحمايتها لأن الأضرار التي يمكن أن تسببها لانقلابها أو انزلاقها ضخمة.

طور العديد من المؤلفين طرقاً مختلفة لحساب دعامة الأرض.

تتعلق دراستنا بحساب معامل التوقف والإيقاف بطريقتين. من أجل تقييم هاتين المعلمتين ، استخدمنا طريقة الحد الأعلى لنظرية تحليل الحد وطريقة الفروق المحدودة المطبقة في رمز FLAC2D (رقمي).

تمت مقارنة نتائج هذه الدراسة مع بعضها البعض للتحقق من صحة الإجراء العددي.

الكلمات البحث:

الجدار الاستنادي ، النمذجة العددية ، الضغط السلبي ، الشاشة الصلبة ، برنامج FLAC2D ، طريقة تحليل الحد، الحد الاعلى، الحد الادنى.

Table des matières

Remerciements	II
Résumé :	III
تلخيص.....	III
Liste des symboles.....	IV
Liste des figures.....	V
Liste des tables.....	VII
Introduction Générale.....	VIII
Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur les ouvrages de soutènement	
1.1 Introduction :	2
1.2 Généralités sur les murs de soutènement :	2
1.2.1 Historique de murs de soutènement :	2
1.2.2 Définition de murs de soutènement :	3
1.3 Différents types des ouvrages de soutènement :	4
1.3. 1 Murs de soutènement :	4
1.3.1.1 Murs poids :	4
Mur formé de gabions :	5
1.3. 2 Écrans de soutènement :	5
1.3.2.1 Murs en béton armé ou mur cantilever :	6
1.3.3 Systèmes de soutènement composites :	6
1.3.3.1 Massifs en sol renforcent :	6
1.5 Classification des ouvrages de soutènement :	7
1.5. 1 Ouvrages Rigides :	7
1.5. 2 Ouvrages Souples :	7
1.6 Notions de poussée et de butée :	7
1.6.1 Poussée :	8
1.6.2 Butée :	8
I.7. Etat d'équilibre limite :	9
I.7.1 Etat des sols au repos:	10
1.7.2 Equilibre de poussée :	11
1.7.3 Equilibre de butée :	12
1.8. Stabilité d'un ouvrage de soutènement :	13

1.8.1. Stabilité interne :	14
1.8.2 Stabilité externe :	14
Stabilité au renversement :	14
Stabilité au glissement :	15
Stabilité au poinçonnement :	15
1.9 Conclusion :	16
chapitre 2: Méthodes du calcul	
2.1 Introduction :	18
2.3 Les méthodes de calcul :	18
2.3.1 Méthode d'équilibre limite.	18
2.3.1.1 Théorie Coulomb :	18
2.3.1.2 Cas d'une surface horizontale.	20
2.3.1.3 Cas d'une surface inclinée.	21
2.3.1.4 Cas d'une surcharge uniforme.	22
2.3.2 Méthode des lignes de glissement :	22
2.3.2.1 Théorie de Rankine :	22
2.3.2.2 Théorie de Boussinesq (1882) :	23
2.3.2.3 Méthode Sokolovsky (1960):	25
2.3.3 Méthode graphique :	27
2.3.3.1 Construction de Culmann (courbe de Culmann) :	27
2.3.4 Méthode numériques :	27
2.3.4.1 Analyse des éléments finis :	28
2.3.4.2 Analyse des différences finies :	28
2.3.5 Méthode d'analyse limite :	28
2.3.5.1 Le théorème de la borne inférieure :	31
2.3.5.2 Le théorème de la borne supérieure :	32
2.3.5.3 Calcul d'un mur de soutènement par la méthode d'analyse limite	33
1. Introduction :	33
2. Présentation du modèle de calcul :	33
3. Calcul de la poussée et butée :	34
2.4 Conclusion:	38
chapitre 3: Présentation de programme FLAC	
3.1 Introduction :	40
3.2. Méthode des différences finies (MDF) :	40
3.3. Aperçu sur les techniques de modélisation des ouvrages en géotechnique :	41

3.4. Présentation des codes FLAC et FLAC ^{2D}	41
3.4.1 Méthodologie de simulation avec FLAC :	43
3.4.2. Principe de calcul :	43
3.4.3. Modèles de comportement de l'interface :	44
3.5 Lois de comportement :	45
3.5.1. Loi de comportement élastique linéaire isotrope ou loi de Hooke :	45
3.5.2. Comportement élasto-plastique	47
3.6 Conclusion :	49
chapitre 4 : Modélisation numérique	
4.1 Introduction :	50
4.2 Modélisation numérique :	50
4.3 Présentation du problème :	51
4.4 Procédure de modélisation :	53
4.5 Résultats et discussions :	54
4.6 Cas de la butée	55
4.7 Comparaison des Résultats	57
4.8 Conclusion :	58
Conclusion Générale :	59
Références	60

Liste des symboles

- ϕ : L'angle de frottement effectif du sol
- λ : Inclinaison du mur
- c : Cohésion du sol
- H : Hauteur verticale d'un ouvrage de soutènement
- E : Module d'Young
- q_u : Capacité portante de la fondation
- α : Angle d'inclinaison d'un talus par rapport à l'horizontale
- β : Angle d'inclinaison de la surface superficielle du remblai
- γ : Poids volumique du sol
- γ' : Poids volumique déjaugé
- δ : Angle d'interface
- ϵ : Déformation
- ν : Module de Poisson
- σ : Contrainte, horizontale (σ_h), verticale (σ_v)
- ψ : Angle de dilatance du sol
- θ : L'inclinaison de la face du mur sur l'horizontale
- K_0 : Coefficient des terres au repos
- K : coefficient de la pression des terres
- K_p : Le coefficient des pressions des terres passives
- K_a : Coefficient des butées des terres actives
- F_p : Force de butée
- σ'_p : La pression de pré consolidation du sol déterminé à l'essai oedométrique
- σ'_{v0} : La contrainte effective en place
- Z : Profondeur dans le sol
- W' : Poids des terres
- $\gamma'_{1'}$: Poids volumique effectif submergé du sol
- Q : Charge concentrée.
- H : Hauteur du mur.

Liste des figures

Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur les ouvrages de soutènement

Figure 1.1 : Exemples des ouvrages de soutènement.....	3
Figure 1.2 Exemple de mur poids en béton.....	5
Figure 1.3 : Exemple de mur formé de gabion	5
Figure 1.4 : Mur en béton armé.	6
Figure 1.5 : Exemple de mur renforcé par géo synthétique.....	7
Figure 1.6:(a) Etat de butée et (b) Etat de poussée.	9
Figure 1.7: Développement des pressions actives et passives de la terre	9
Figure 1.8 :Contrainte au repos	10
Figure 1.9 : Contrainte au repos	10
Figure 1.10 : - Etat limite de poussée du sol	12
Figure 1.11 : Etat limite de butée du sol	13
Figure 1.12 : Trois types de stabilité externe.	14
Figure 1.13 : Influence de renversement sur le mur.	15
Figure 1.14 : Influence de glissement sur le mur	15
Figure 1.15 : Influence de poinçonnement sur le mur.....	16
Chapitre 2: Méthodes du calcul	
Figure 2.1 : Coin de Coulomb.	19
Figure 2.2:Équilibre du coin coulomb	20
Figure 2.3 :Hypothèses de Coulomb	21
Figure 2. 4 : Murs de soutènement avec une surcharge uniforme	22
Figure 2. 5 : Rupture zonale de Rankine.	23
Figure 2.6 : équilibre Rankine et Boussinesq.....	24
Figure 2.7 : Lignes caractéristiques des zones de rupture.....	26
Figure. 2. 8 : Schéma du mécanisme de rupture en cas d'une surface horizontale ($\beta=0$)	26

Figure 2. 9 :Coefficient de poussée latérale des terres contre un mur vertical et position du point d'application de la résultante (selon Terzaghi 1936a). Distinction du mode de déplacement du mur [tiré de Clayton et al (2014)].....	Erreur ! Signet non défini.
Figure. 2. 10 : progrès réalise par Rankine et Terzaghi.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure. 2. 11 :Poussée active de Culmann	27
Figure. 2. 12. Mécanisme de rupture d'un mur de soutènement - solution par la borne supérieure .	34
figure 2.13 : Hodographe de vitesse pour la Figure 3.1 – cas passif.....	35
Figure 2.14 : Hodographe de vitesse pour la figure 3.1 - cas actif.	36
Figure 2. 15 : Effet de frottement d'interface sol-mur sur le problème du mur de soutènement.	36
Figure 2. 16 : Un mécanisme d'effondrement plus complexe pour le problème du mur de soutènement.	37
Chapitre 3: Présentation de programme FLAC	
Figure 3.1 ; Exemples des modèles étudiés par de FLAC	42
Figure 3.2 : Méthodologie de modélisation numérique avec FLAC (ITASCA Manuel).....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 3.3 : Séquence de calcul explicite par différences finies, pour un pas de temps Δt , d'après Billiaux et Cundall (1993).....	44
Figure 3.4 : Etapes de la création d'une interface par FLAC	45
Chapitre 4: Modélisation numérique	
Figure 4.1: Géométrie du modèle numérique.....	52
Figure 4.2 :Maillage et conditions aux limites	52
Figure 4.3 : Evolution de la force de butée en fonction du déplacement horizontal du mur	55
Figure 4.4 : Zones plastifiés dans le massif de sol	56
Figure 4.5 : Mécanisme de rupture dans le cas de $\Phi=20$, $\beta=0$, $\delta=0$ (déformation au cisaillement)	56

Liste des tables

Tableau1.1 : Déplacement du mur nécessaire pour une poussée.....	8
Tableau1.2 : Déplacement du mur nécessaire pour une pression passive.....	8
Tableau1.3 : Les valeurs ci-après peuvent être retenues à titre d'ordre de grandeur.....	11
Tableau 2.1. Les valeurs représentatives de ka , d'après Caquot & Kerisel (1948).....	25
Tableau 2.2. Des valeurs représentatives de KA par la méthode des lignes de glissement, d'après Sokolovski (1965).....	26
Tableau 3.1 Relations entre les paramètres de l'élasticité linéaire isotrope (d'après Leipholz, 1974).....	46
Tableau 3.2 Valeurs du module d'Young et du coefficient de Poisson pour quelques types de sables, d'après Mestat (1993).....	46
Tableau 4.1 - 1:Les caractéristiques géotechniques du sol.....	53

Introduction Générale

Les ouvrages de soutènement sont un travail standard en génie civil. Ils sont construits en grand nombre à des fins diverses, telles que des fosses de construction pour la construction de structures souterraines (parkings, routes, fondations de bâtiments, etc.). La détermination des forces agissant entre le sous-sol et la structure porteuse est une étape importante de l'ingénierie géotechnique. La conception sûre et économique des chicanes nécessite une compréhension approfondie de la pression de terre passive et active. Le but de ce travail est d'estimer numériquement l'effet de l'angle de frottement, de l'angle d'expansion et de l'angle d'inclinaison de la pente sur le coefficient de pression passive des terres. Le travail présenté dans cet article aborde le problème de l'amélioration de la prédiction des distributions de pression agissant sur les murs de soutènement rigides.

De plus, ces méthodes traditionnelles basées sur des calculs de rupture ne peuvent pas fournir d'informations fiables sur le déplacement structurel ; de plus, la terre est considérée comme un matériau corrélé, ce qui n'est pas le cas du vrai sol. Pour cela, certains chercheurs ont développé plusieurs programmes de recherche expérimentaux, théoriques ou numériques pour combler les lacunes des méthodes traditionnelles et estimer plus précisément la pression active terrestre. Cet article s'adapte à cette situation en étudiant le problème de la poussée active des terres des ouvrages de soutènement dans des conditions particulières.

L'objectif de ce mémoire de fin d'études est donc d'étudier la stabilité des murs de soutènement sous la pression des terres. Pour atteindre nos objectifs, nous avons lancé une étude bibliographique sur les ouvrages de soutènement, les calculs de pression des terres et la modélisation numérique. Cette recherche fait partie d'une étude visant à simuler le comportement des murs de soutènement avec des paramètres spécifiques liés au mécanisme de rupture. Utiliser l'analyse des limites pour déterminer les forces d'appui afin de vérifier la stabilité du mur de soutènement.

Le présent mémoire est divisé en deux parties :

- 1) Une première partie consacrée à la recherche bibliographique comprenant trois chapitres :

Le premier chapitre comporte des notions Synthèse bibliographique sur les ouvrages de soutènement : différents types et classement, les modes de rupture pour les ouvrages de soutènement.

Le deuxième chapitre : Ce chapitre est consacré à la présentation des méthodes de calcul des pressions passives et actives des terres.

Le troisième chapitre présente le code de calcul utilisé dans ce travail FLAC 2D basé sur la méthode des différences finies.

- 2) Une deuxième partie consacrée à la modélisation numérique :

Le quatrième chapitre traite de l'évaluation numérique des paramètres de pression au sol passive à l'aide du code numérique FLAC.

Chapitre 1

Recherche bibliographique sur
les ouvrages de soutènement

1.1 Introduction :

Le rôle des ouvrages de soutènement est de retenir les massifs de terre.

Il en existe une grande variété se caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques.

Tous ces ouvrages ont en commun la poussée exercée par le massif de sol ou de roche retenu. Par contre, c'est principalement la manière dont est reprise cette force de poussée qui différencie les différents types d'ouvrage.

Après avoir donné une classification des divers ouvrages de soutènement, on indique pour chaque type les étapes principales de la méthode d'étude de dimensionnement.

1.2 Généralités sur les murs de soutènement :

1.2.1 Historique de murs de soutènement :

Les murs de soutènement sont une caractéristique de l'histoire de l'architecture, dès l'origine ils étaient en pierre sèche, puis en maçonnerie, et enfin en béton armé. Dans le premier procédé qui nécessite la génération de murs de soutènement, des terrasses peuvent être construites sur des pentes pierreuses à des fins agricoles, délimitées par des murets, la pierre d'origine (posée sur une fondation sans mortier) est restaurée par l'érosion du sol la pierre d'origine). Puis nous avons constaté que la construction des terrasses prenait le pas sur les imposantes bâtisses. Ces murs sont dérivés d'anciens murs monumentaux faits de blocs de pierre soignés (des exemples évocateurs sont les temples à marches incas).

Dans la version initiale moderne, le mur-poids en béton, qui a été construit avec succès par des engins de génie civil au milieu du XXe siècle, était composé d'un voile (paroi mince) et d'une semelle. (La largeur de cette fondation varie en fonction de plusieurs facteurs, dont la surcharge de la partie supérieure, le poids volumétrique et la masse du sol de fondation, et la pente naturelle du matériau de soutènement des murs). Au cours des dernières décennies, les murs préfabriqués ont largement remplacé les murs en béton coulé sur place et les murs en maçonnerie collée parce qu'ils sont moins chers, plus rapides et plus faciles à installer, et plus respectueux de l'environnement.

1.2.2 Définition de murs 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 conception de ce type d'ouvrage peut être très variée, allant des murs poids en béton ou en maçonnerie aux parois ancrées, en passant par les murs en sol renforcé 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.

Le choix d'un ouvrage de soutènement dépend notamment de son implantation (en remblai, en déblai), du site (aquatique ou terrestre), du sol de fondation (caractéristiques mécaniques, hydrologie) et des contraintes d'intégration ans l'environnement (nuisance, traitement architectural) [1]

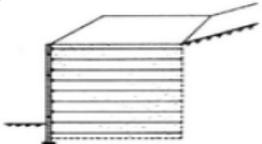
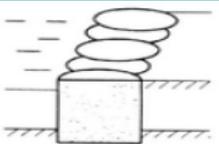
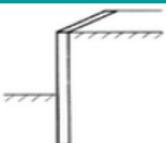
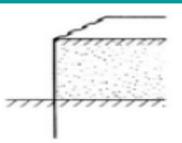
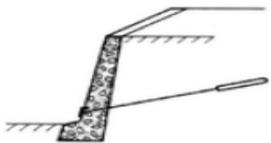
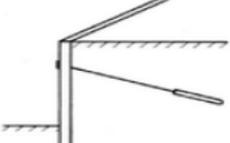
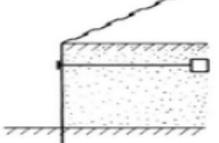
Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l'ouvrage			
	Mur poids en béton ou maçonnerie	Mur en Terre Armée	Ouvrage cellulaire
Encastrement			
	Mur cantilever en béton armé	Paroi moulée	Rideau de palplanches
Ancrage			
	Mur en béton, ancré	Paroi moulée ancrée	Rideau ancré

Figure 1.1 : Exemples des ouvrages de soutènement.

1.3 Différents types des ouvrages de soutènement :

Il existe une grande variété d'ouvrages de soutènement, se caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques.

Distinguons trois grandes classes d'ouvrages de soutènement :

1.3.1 Murs de soutènement :

Ce sont généralement des structures construites en surface dont le poids (y compris parfois la masse de sol partiellement retenue) joue un rôle majeur. Il est constitué de murs résistants et de semelles de base, tels que des murs en béton armé (T ou L inversé) ou des murs à contrepoids, qu'ils soient en maçonnerie (briques, pierres) ou en éléments spéciaux (gabions métalliques).

1.3.1.1 Murs poids :

C'est le type de soutènement le plus classique, le plus anciens et le plus couramment mise en œuvre. C'est leur poids propre extrêmement importante qui leur permet de s'opposer à la poussée des terres .Ils peuvent être réalisés en béton non armé, en maçonnerie. Ils peuvent être constitués d'un assemblage de pierres sèches, de gabions ou d'éléments préfabriqués, en béton armé ou non (blocs, caissons ou boîtes remplis de terre,). Ces murs, relativement étanches, sont la plupart du temps pourvus d'un dispositif de drainage.

Ils sont employés habituellement pour soutenir des matériaux en déblai.

Selon l'Eurocode7, la caractéristique déterminante d'un mur poids est que "le poids du mur lui-même...joue un rôle important dans le soutien matériel retenu.

Les murs de gravité peuvent être en pierre, en parpaings, ou simples ou renforcés béton, et peut comporter une semelle de base (avec ou sans talon), une bordure ou contrefort. Le poids du mur peut être renforcé par celui du sol, de la roche ou remblai posé sur sa semelle. Un avantage clé des murs gravitaires est leur robustesse construction, mais ils ne sont pas économiques pour les grandes hauteurs retenues (Teng1962).



Figure 1.2 Exemple de mur poids en béton.

Mur formé de gabions : C'est-à-dire des cubes réticulés remplis de blocs de carrière ou de blocs alluvionnaires. Ils ont créé un bloc de culée auto-drainant au pied du glissement de terrain (et le bloc de culée en enrochement). À l'origine, le gabion était un cylindre, tissé à partir de branches remplies de terre et utilisé pour les fortifications. [3]



Figure 1.3 : Exemple de mur formé de gabion

1.3. 2 Écrans de soutènement :

Ce sont des ouvrages minces (acier, béton armé ou bois), retenus ou soutenus par des ancrages, des butons ou la butée des terres. Leur résistance à la flexion joue un rôle important, alors que leur poids est insignifiant [2]. Qui sont constitués uniquement d'une paroi résistante comme les rideaux de palplanches, les parois moulées en béton armé.

1.3.2.1 Murs en béton armé ou mur cantilever :

Les murs en béton armé sont probablement le type d'ouvrage de soutènement le plus couramment employé. [3]

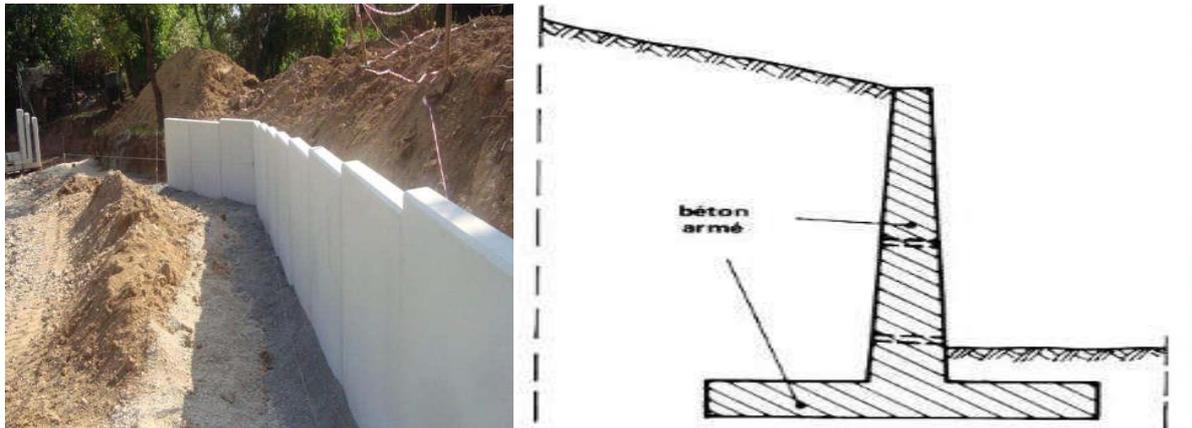


Figure 1.4 : Mur en béton armé.

1.3.3 Systèmes de soutènement composites :

Ce sont des ouvrages qui comportent des rangées sensiblement horizontales de renforcements, interposés entre des couches successives du remblai au fur et à mesure de la construction de l'ouvrage [2]. (Batardeaux composés de plusieurs rideaux de palplanches, murs en sol cloué, murs en Terre Armée, murs renforcés par des géotextiles ou des géo grilles, etc.). Si, par leurs dimensions, ces ouvrages se rapprochent des murs-poids, certains sont néanmoins relativement souples et peuvent tolérer des déformations importantes.

1.3.3.1 Massifs en sol renforcé :

La principale caractéristique de ces ouvrages est que c'est le volume de sol associé aux éléments de renforcement qui participe directement à la stabilité. Ces ouvrages sont constitués d'un massif de remblai mis en place par couches successives compactées, entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement (ou armatures) souples et résistants (géotextiles par exemple), généralement reliés à un parement. [3]

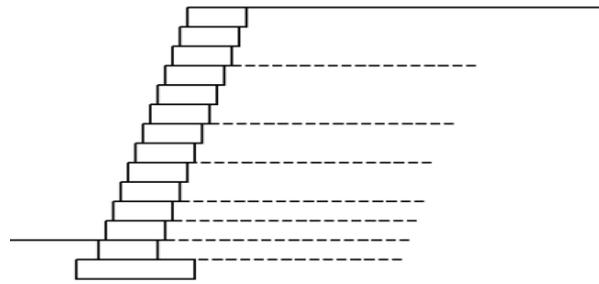


Figure 1.5 : Exemple de mur renforcé par géo synthétique.

1.5 Classification des ouvrages de soutènement :

Toutes ces structures ont une poussée exercée par la masse de sol retenue. Cette poussée est généralement supportée. Il existe deux types d'ouvrages dans cette catégorie, les ouvrages de soutènement rigides et les ouvrages de soutènement souples. [5]

1.5. 1 Ouvrages Rigides :

Les murs de soutènement conventionnels sont les structures les plus courantes de ce type. La poussée est portée par le poids de la structure (murs poids) ou par l'encastrement de la structure dans le sol (murs en béton armé). Dans ce dernier cas, le poids de la terre contribue à la stabilité de la structure à travers la fondation. [5]

1.5. 2 Ouvrages Souples :

Un représentant structurel standard de cette catégorie est un mur de palplanches. Pour ce type de support, la poussée est compensée par l'encastrement de la structure dans le sol ou l'utilisation d'ancrages. [4]

1.6 Notions de poussée et de butée :

Pour lesquels la surface de contact est déformable : Les contraintes dépendent non seulement des déplacements de l'écran de soutènement mais aussi de ses déformations propres (interaction sol/structure).

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. [5]

1.6.1 Poussée :

Les études expérimentales montrent que cette pression active est fonction de la densité, Le soutènement s'oppose au mouvement du massif de sol. Pour que la pression des terres sur le soutènement coïncide avec le niveau de la poussée, il est nécessaire qu'un certain déplacement puisse se produire.

Type de sol	Déplacement du mur
Sables	(0.001)H à (0.004) H
Argiles	(0.01)H à (0.04) H

Tableau1.1 : Déplacement du mur nécessaire pour une poussée

1.6.2 Butée :

Dans ce cas, le massif oppose sur chaque élément de surface de l'ouvrage une pression passive ou butée. Le tableau donne les déplacements nécessaires pour produire une butée. La butée maximale dépend des mêmes paramètres que la poussée. La poussée et la butée correspondent à deux états extrêmes d'équilibre de rupture du massif d'un sol.

Type de sol	Déplacement du mur
Sable dense	(0.005)H
Sable meuble	(0.01)H
Argile tendre	(0.01)H
Argile molle	(0.05)H

Tableau1.2 : Déplacement du mur nécessaire pour une pression passive

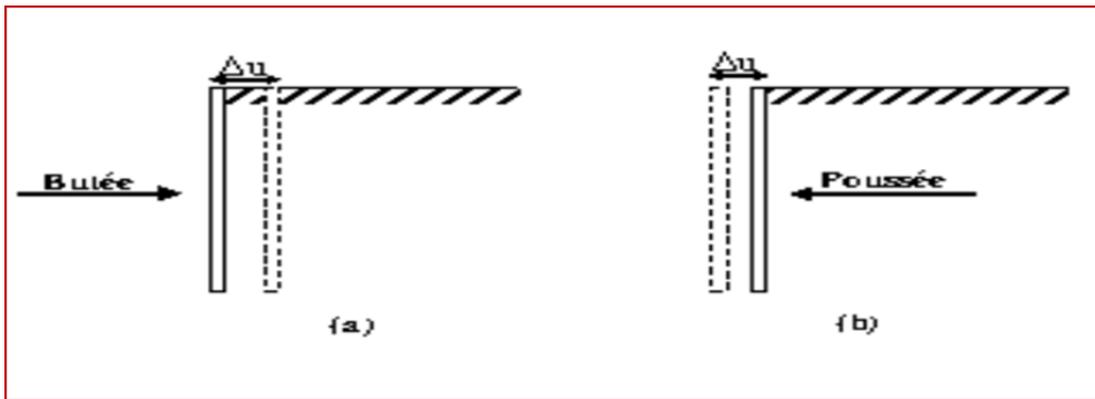


Figure 1.6: (a) Etat de butée et (b) Etat de poussée.

I.7. Etat d'équilibre limite :

Pour résoudre les problèmes géotechniques liés aux écrans de soutènement, il est souvent nécessaire que les états de contraintes dans le sol doivent être connus. On distingue trois différentes catégories d'équilibre qui peuvent être envisagés et chacune dépend du mouvement éprouvé par le mur vertical sur lequel la pression agit:

- Etat de repos du sol.
- Etat de butée du sol (pression passive de la terre).
- Etat de poussée du sol (pression active de la terre)

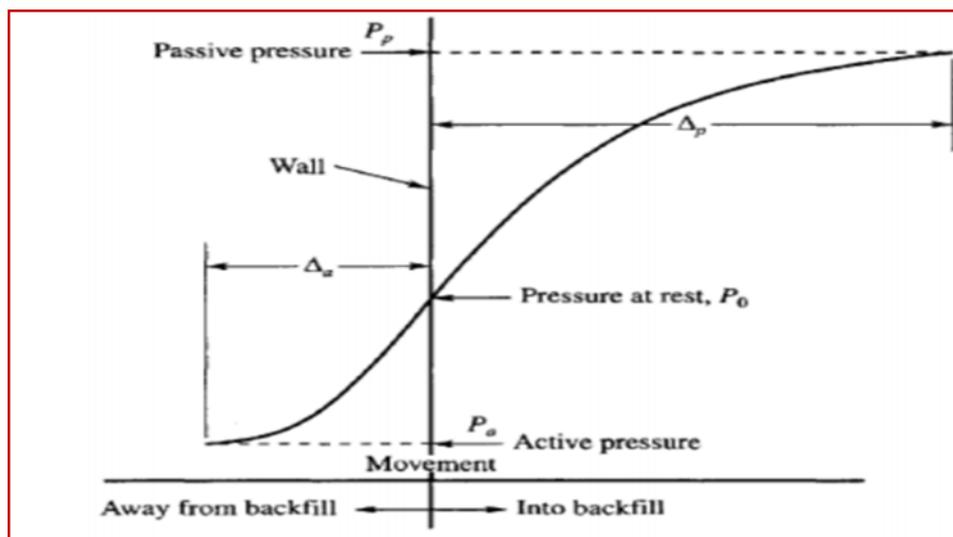


Figure 1.7: Développement des pressions actives et passives de la terre

I.7.1 Etat des sols au repos:

L'état de contrainte dans le sol n'est pas la pression hydrostatique : la contrainte horizontale ou latérale n'est pas égale à la contrainte verticale. En mécanique des sols,

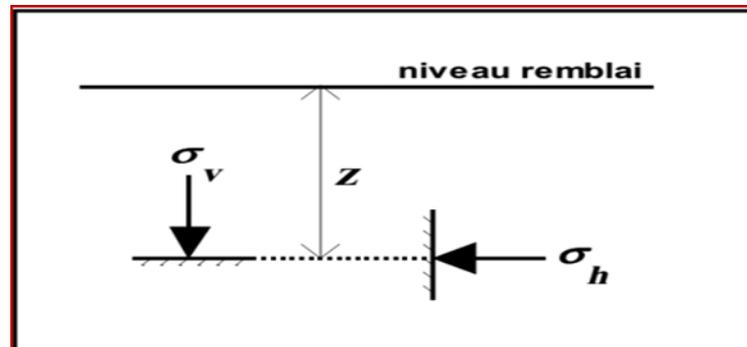


Figure1.8 : Contrainte au repos

- Par définition, σ_h et σ_v sont liées par la formule suivant :
La contrainte verticale (sur une facette horizontale) est:

$$\sigma_v = \gamma z$$

- γ : Le poids volumique du sols

$$1. \sigma_h = K \sigma_v$$

- σ_h : la contrainte horizontale totale.
- σ_v : la contrainte Verticale totale.
- K : coefficient de la pression des terres

$$2. \sigma'_h = K_0 \sigma'_v$$

- σ'_h : la contrainte horizontale effective
- σ'_v : la contrainte verticale effective
- K_0 : le coefficient des terres au repos

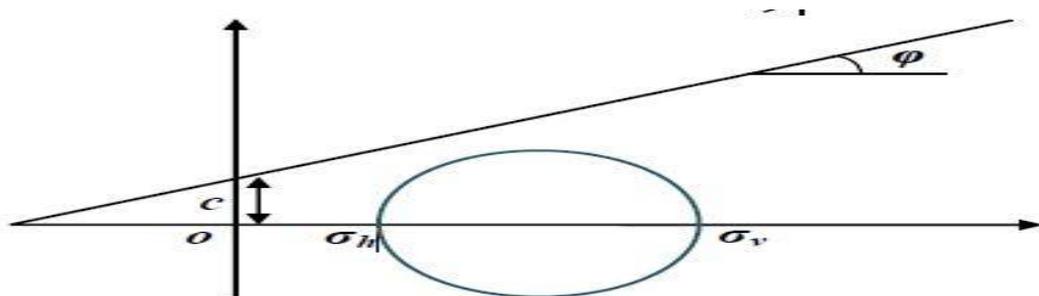


Figure1.9 : Contrainte au repos

En supposant que le sol est un matériau élastique isotrope, le coefficient de pression des terres au repos s'écrit :

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

ν : le coefficient de poisson

Puisque le coefficient de poisson varie entre 0 et 0.5, K_0 varie entre 0 et 1.

K_0 dépend:

- de la nature du sol,
- de l'histoire du sol,
- de la profondeur considérée.

Les Sols	K_0
sable	$\approx 0.5,$
argile :	$\approx 0.7,$
argile très molle, vase	≈ 1
roche à très grande profondeur	≥ 1

Tableau 1.3 : Les valeurs ci-après peuvent être retenues à titre d'ordre de grandeur

Jaky (1944) a proposé une formulation de K_0 pour les sables et argiles normalement consolidés, en fonction de l'angle de frottement. La formule simplifiée de Jaky s'écrit :

$$K_0 = 1 - \sin \phi.$$

1.7.2 Equilibre de poussée :

Le sol pousse sur l'écran et le met en poussée. Le sol se déplacera jusqu'à ce que la contrainte initiale $\sigma_{h0'}$ diminue, le sol se décomprime, pour atteindre une valeur limite $\sigma_{a'}$ (équilibre actif ou inférieur) inférieure à $\sigma_{h0'}$.

Par rapport à l'état initial, la contrainte $\sigma_{v0'}$ étant constante, la contrainte horizontale $\sigma_{h0'}$ 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

K_a est le coefficient de poussée

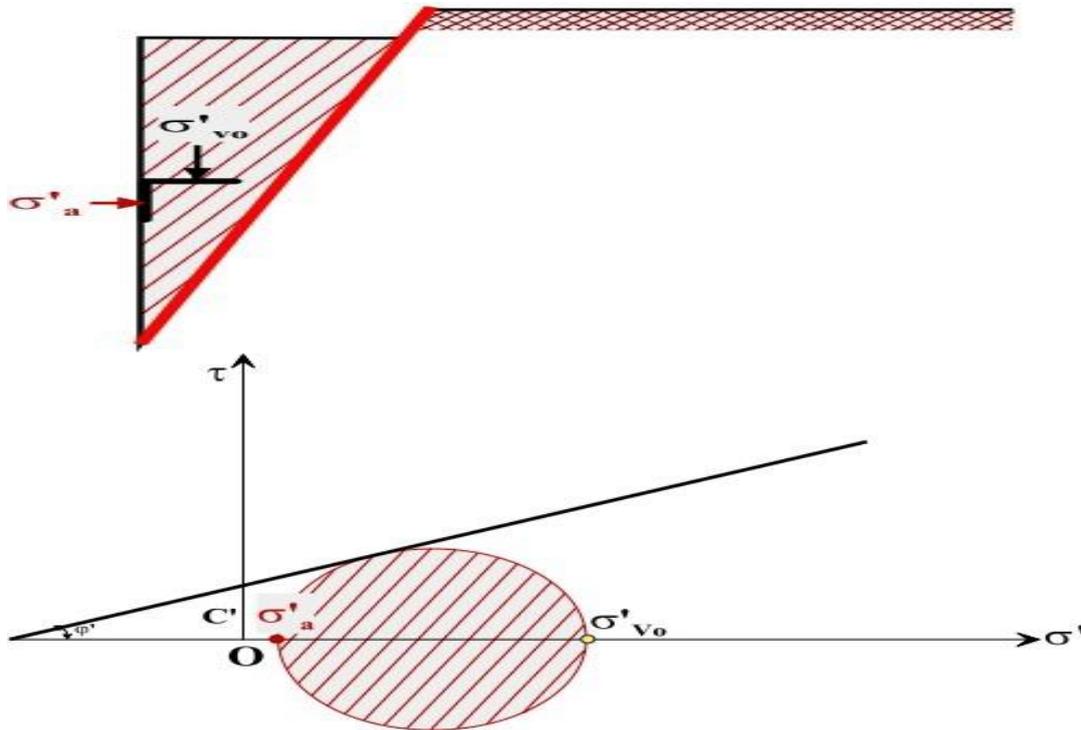


Figure 1.10 : - Etat limite de poussée du sol

1.7.3 Equilibre de butée :

L'écran pousse le sol et le pose sur la culée. Le sol se déplacera jusqu'à ce que la contrainte horizontale initiale σ'_h0 augmente et que le sol se comprime jusqu'à une valeur limite σ'_p supérieure à σ'_h0 (équilibre passif ou supérieur). Par rapport à l'état initial, la contrainte σ'_{v0} est constante et la contrainte horizontale σ'_h0 augmente jusqu'à ce que le cercle de Mohr soit tangent à la droite de Mohr-Coulomb, $\sigma'_h = \sigma'_p$ fig. Le sol est à l'état de butée, la contrainte de butée est liée à la contrainte verticale σ'_v , et dans le cas d'un écran vertical sans frottement au sol, le coefficient de butée K_p

$$- \sigma'_p = K_p \cdot \sigma'_{vo}$$

Où : σ'_p est la contrainte de butée,

- σ'_{vo} est la contrainte effective verticale

K_p est le coefficient de butée.

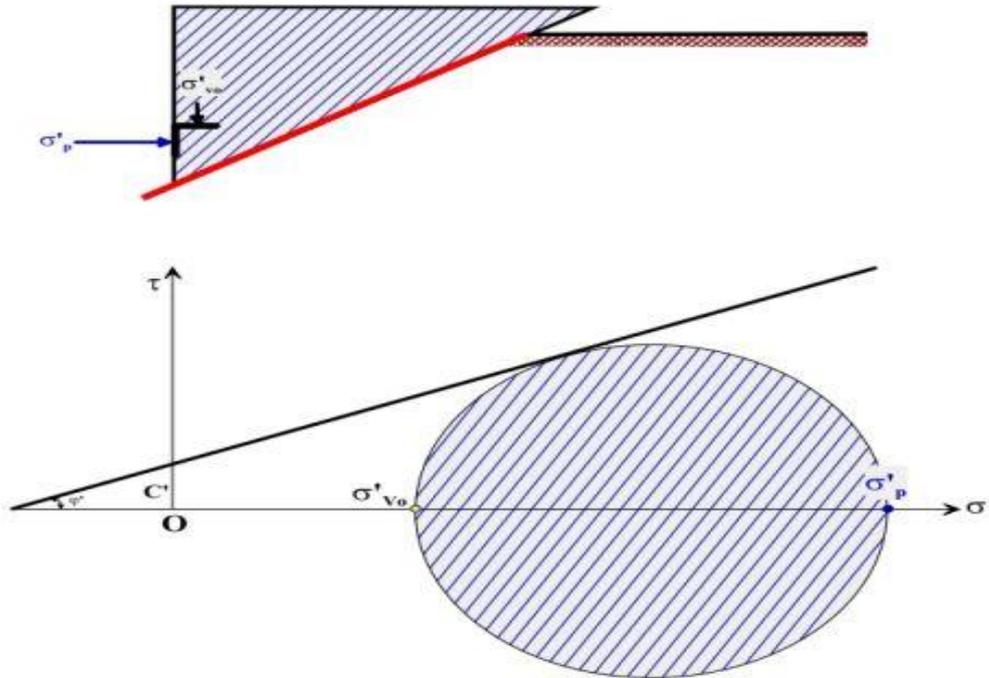


Figure 1.11 : Etat limite de butée du sol

1.8. Stabilité d'un ouvrage de soutènement :

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).

1.8.1. Stabilité interne :

L'étude de la stabilité interne est propre à chaque structure. C'est la résistance spécifique de la structure et il faut la comparer à l'effort (et au déplacement) qui lui est demandé.

Eurocode 7.

La stabilité interne du mur-poids doit être vérifiée lorsque les conditions suivantes sont remplies :

- Toutes les sections horizontales sont comprimées (pour ne pas dépasser la résistance inhérente de l'élément, dans le cas d'un mur en nid d'abeille)
- La contrainte de cisaillement ne dépasse pas la résistance au cisaillement du matériau (dans le cas de murs en nid d'abeilles, les éléments ne doivent pas glisser entre eux).

1.8.2 Stabilité externe :

Il existe trois types de stabilité externe :

- La stabilité au renversement
- La stabilité au glissement.
- La stabilité au poinçonnement [4]

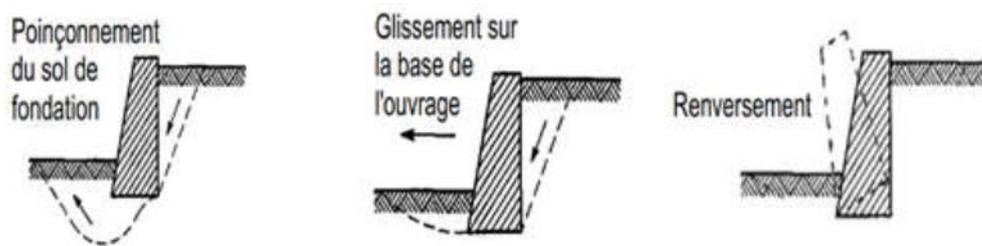


Figure 1.12 : Trois types de stabilité externe.

- **Stabilité au renversement :**

Un ouvrage de soutènement est soumis à des moments qui sont de nature à le faire tourner par rapport à sa base et le faire renverser. La conception du soutènement doit tenir compte de la valeur du moment moteur produit par les poussées des terres et des surcharges pour

l'équilibrer à l'aide d'un moment résistant apporté par le poids du soutènement et celui des terres qu'il déplacerait dès qu'il se met à tourner. [4]

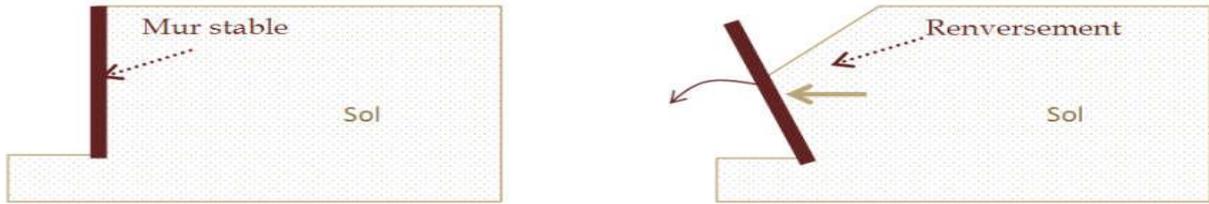


Figure 1.13 : Influence de renversement sur le mur.

- **Stabilité au glissement :**

Un ouvrage de soutènement peut glisser sur sa base. La poussée des terres et celles des surcharges doit être reprise par le frottement mobilisé à la sous-face de la semelle du mur. A défaut la semelle est munie d'une bêche permettant d'améliorer la résistance au glissement.

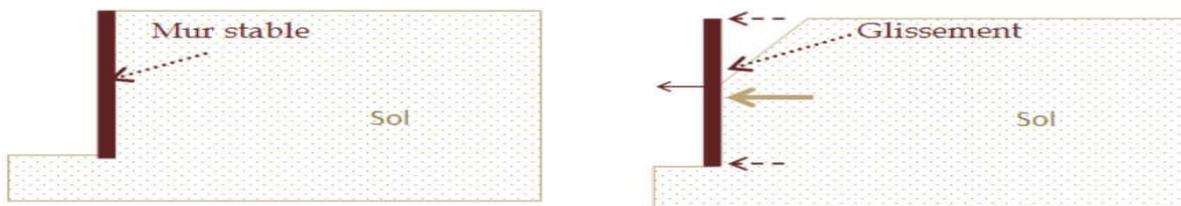


Figure 1.14 : Influence de glissement sur le mur

- **Stabilité au poinçonnement :**

Un ouvrage de soutènement peut poinçonner par un excès de charges verticales. La conception de la semelle du mur doit tenir compte de ce risque d'instabilité

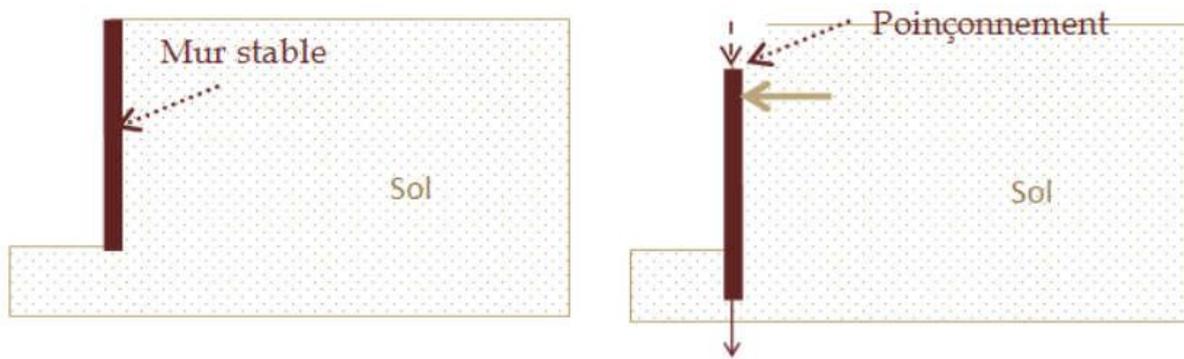


Fig. 1.15 : Influence de poinçonnement sur le mur

1.9 Conclusion :

Les ouvrages de soutènement sont des ouvrages destinés à empêcher l'effondrement ou le glissement sur des pentes raides ou verticales ; leur mise en place peut être temporaire ou permanente. La construction d'ouvrages de soutènement est nécessaire pour protéger les chaussées des risques de glissements de terrain ou d'avalanches en zone montagneuse, ou pour réduire l'impact des remblais naturels sur les sites urbains lors de la construction de routes, de bâtiments ou d'ouvrages d'art.

Chapitre 2

Méthodes du calcul

2.1 Introduction :

Les dimensions du mur de soutènement sont requises dans un premier temps déterminé la pression de terre agissant sur la surface de contact du mur et bloc de terre. L'ancienne méthode consiste à déterminer l'équilibre limite entre les deux forces de poussée et de butée dépendent de la géométrie et des propriétés de la structure de sol. Dans ces méthodes, l'écran est calculé par la méthode de l'état limite de la poussée, en fournissant une compréhension directe des propriétés géométriques et mécaniques du problème. Ces méthodes de calcul numérique sont basées sur les éléments finis, les différences finies.

Le mur de soutènement permet de contenir des terres sur une surface réduite. Dans ce chapitre, nous présentons les différentes méthodes publiées dans la littérature, pour le calcul de la poussée et la butée sur les écrans de soutènement.

2.3 Les méthodes de calcul :

2.3.1 Méthode d'équilibre limite.

2.3.1.1 Théorie Coulomb :

La théorie classique de la pression des terres a été développée par Coulomb en 1776, a été le premier qui a étudié le problème des poussées latérales des terres sur les structures de soutènement. Il se concentre sur l'équilibre de l'angle au sol entre l'écran et une surface de glissement critique. Les forces agissant sur le sol sont évaluées à l'état de l'équilibre limite. Dans cette théorie, le frottement entre l'écran et le sol est pris en compte. L'angle de contact entre le sol et l'écran est δ .

Pour les écrans soutenant des massifs de sols à surfaces horizontales, et pour $\delta = 0$, les théories de Rankine et de Coulomb donnent les mêmes coefficients de poussée et de butée. [6]

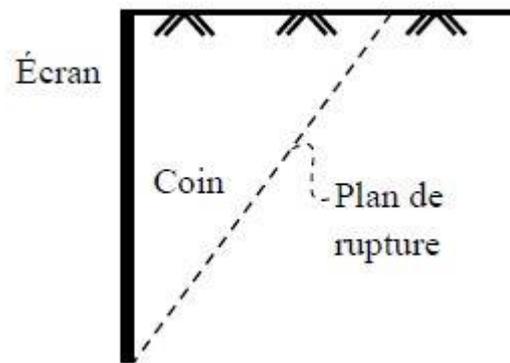


Figure 2.1 : Coin de Coulomb.

La théorie de Coulomb repose sur deux hypothèses :

- ✓ Le mécanisme de rupture est un plan passant par le bas de l'ouvrage de soutènement, défini par son angle α avec l'horizontale. La motivation de cette hypothèse est l'observation de structures réelles qui ont chaviré ;
- ✓ La force agissant sur le mur a une direction connue. En d'autres termes, cela signifie que l'angle de frottement δ entre l'écran et la paroi est connu. [7]

Compte tenu de la structure de rétention illustrée sur Figure 2.1, le coin de sol était sous l'équilibre des forces suivantes :

La réaction totale de la terre sur laquelle glisse le coin de Coulomb d'un angle ν dans le plan normal au plan de la rupture ;

- ✓ La force $F = -P$ (poussée du sol) est inclinée de δ par rapport à la position normale de l'écran. δ est supposé connu ;
- ✓ W le poids du poteau coulissant qui a tendance à glisser.

Le principe consiste simplement à écrire l'équilibre des forces qui s'applique à l'angle de la Terre (R , F et W), et donc on définit P en fonction de l'angle α . La méthode de Coulomb consiste à prendre le maximum de P pour calculer la poussée P_a , ce sera l'inverse pour la butée ; Minimum. [7]

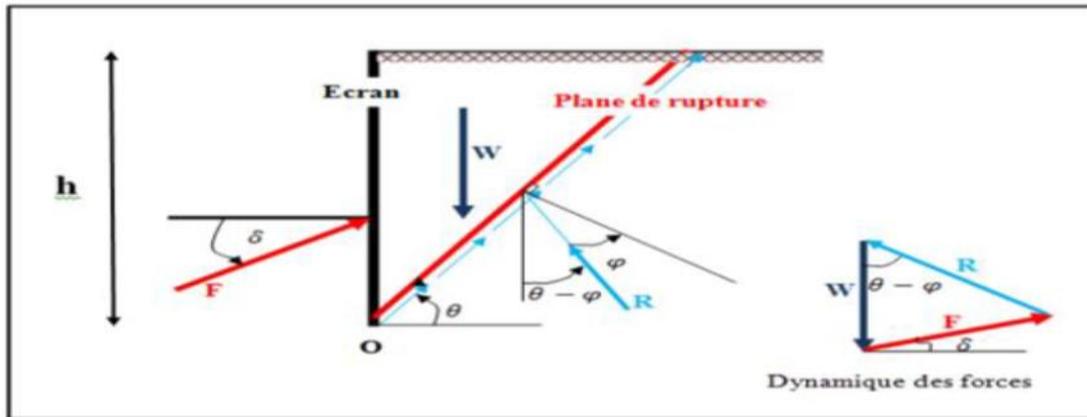


Figure 2.2:Équilibre du coin coulomb

Principe de la méthode :

2.3.1.2 Cas d'une surface horizontale

Les forces appliquées :

- Le poids W.
- La force de poussée et buté de Coulomb Fcp.
- La force de réaction R exercée par le sol sur la surface de rupture R est inclinée de -φ (poussée) et +φ (arrêt), et l'angle de frottement φ. En supposant que l'angle de frottement entre le mur et le sol est δ (la force résultante F sur l'écran est inclinée de δ par rapport à la normale de l'écran. Coulomb traite le cas de δ=0), équilibrer la pesanteur et le frottement sur la surface de glissement inclinée dans le sens horizontal. La relation conduit à l'expression suivante pour F : “

,Pour la poussée (le coin monte le long de la surface de glissement, la résistance au glissement s'oppose au mouvement).

- ✓ Pour les butées (le coin descend le long de la surface de glissement et la résistance au glissement s'oppose au mouvement).

$$F_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad \text{Avec :} \left[K_p = \frac{\sin(\alpha - \theta)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\theta + \delta) \sin(\theta + \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha - \beta)}} \right]^2} \right] \quad (2.1)$$

2.3.1.3 Cas d'une surface inclinée

La méthode de Coulomb (1773) est certainement l'une des méthodes les plus utiles utilisées pour le calcul des poussées actives sur les murs de soutènement, tel que rapporté par l'article de V.R. Greco (2006).

La solution générale dans le cas d'un écran incliné d'un angle α par rapport à l'horizontale, avec une surface du sol inclinée de β a été établie sous la forme suivante pour le cas de la poussée :

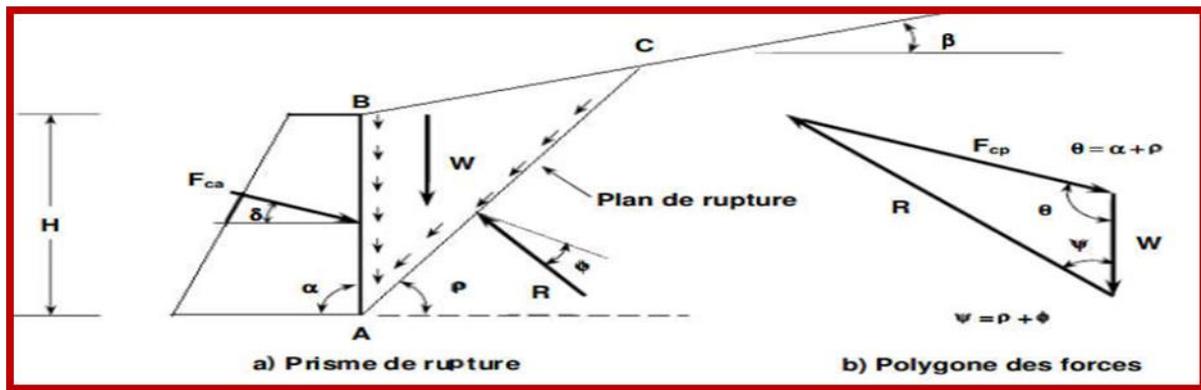


Figure 2.3 : Hypothèses de Coulomb

Dans le cas de la butée la force F_p a pour expression :

$$F_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \text{ Avec : } \left[K_p = \frac{\sin(\alpha - \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\theta + \delta) \sin(\theta + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \right] \quad (2.2)$$

$$\text{Donc : } F_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot \frac{\sin(\alpha - \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\theta + \delta) \sin(\theta + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.3)$$

2.3.1.4 Cas d'une surcharge uniforme

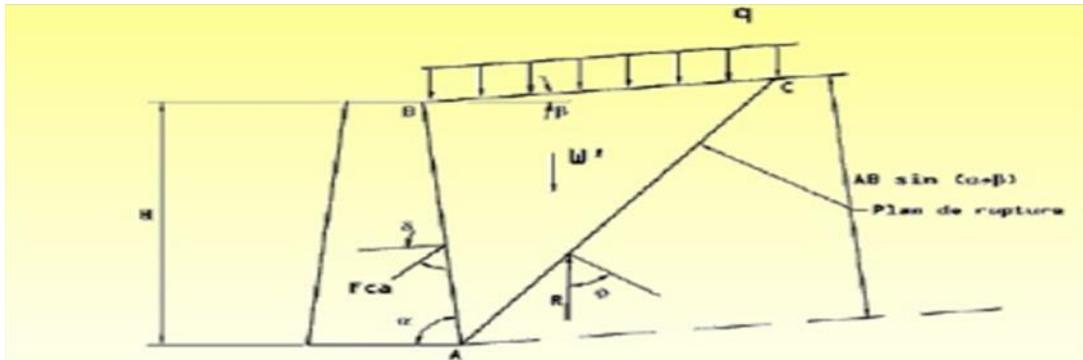


Fig. 2. 4 : Murs de soutènement avec une surcharge uniforme

-Le poids des terres (W') et la surcharge ($q \cdot BC$) :

$$W = W' + q \cdot BC$$

$$W = \gamma_1 \times \text{volume coin } ABC$$

$$\text{Avec : } \gamma_1 = \gamma + \frac{2q}{AB \sin(\alpha + \beta)}$$

Pour la force de butée de Coulomb :

$$\diamond F_{cp} = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 K_{CP} \quad (2.4)$$

$$\diamond F_{cp} = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 K_{CP} + q \cdot H \cdot k_{cp} \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)} \quad (2.5)$$

2.3.2 Méthode des lignes de glissement :

2.3.2.1 Théorie de Rankine :

La théorie de Rankine est basée sur la détermination de l'état de contrainte dans le sol derrière la structure de soutènement. Contrairement à la théorie de Coulomb (1776), Rankine (1860) a étudié l'équilibre de rupture de chaque volume élémentaire du coin glissant, plutôt que l'équilibre de rupture global ; de plus, il croyait que le coin glissant était complètement dans l'état limite d'équilibre.

Rankine (1857) a ajouté l'hypothèse que la présence d'écrans ne modifie pas la répartition des contraintes dans le massif.

La figure III.9 montre trois types de remblai ; frottant ($c = 0, \varphi > 0$), cohérent ($c > 0, \varphi = 0$), ou une combinaison des deux ($c > 0, \varphi > 0$). Des méthodes de contraintes effectives et totales, sont employées dans l'analyse de stabilité des écrans de soutènement. Dans une analyse des contraintes effectives, la relation de la résistance au cisaillement de Mohr-Coulomb, définit la résistance au cisaillement finale τ_f , du remblai est comme suit :

$$\tau_f = c + \sigma'_n \tan \varphi$$

Où C : est la cohésion effective, σ'_n est la contrainte normale effective sur le plan de rupture, et φ est l'angle de frottement interne effectif. La contrainte effective σ' est donnée par :

$$\sigma' = \sigma - u$$

Dans la méthode de Rankine la rupture est une rupture zonale, signifie que tout le volume délimité par l'écran et la ligne limite de rupture est en rupture

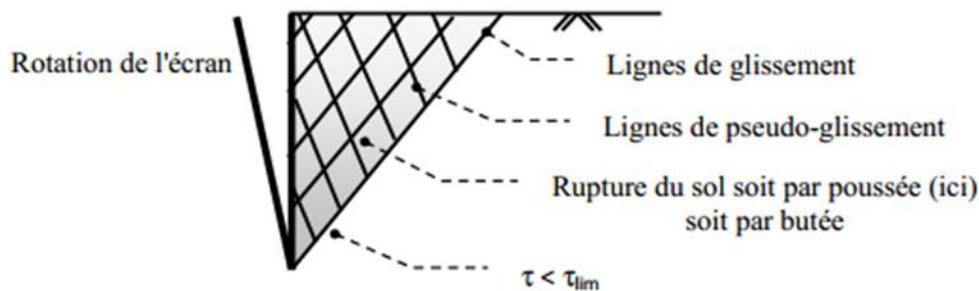


Figure 2.5 : Rupture zonale de Rankine.

2.3.2.2 Théorie de Boussinesq (1882) :

Cette méthode prend en compte le frottement sol-mur. Il en résulte une modification de la direction de la ligne de glissement. Elle est donc plus stricte que la méthode de Rankine. L'angle d'inclinaison de l'action limite de mur est une référence mécanique, qui dépend de l'angle de frottement de l'écran de sol et du déplacement relatif de l'écran de sol. Cet angle de frottement est souvent appelé « rugosité » et est généralement considéré comme égal aux 2/3 (valeur absolue) de l'angle de frottement du sol.

Le principe de la méthode Boussinesq et ses avantages et inconvénients sont les suivants :

- Compte tenu de la rugosité de l'écran, tenir compte de l'interaction de l'écran au sol.
- Tenir compte des conditions aux limites à une certaine distance de l'écran.
- Le déplacement relatif de l'écran et du sol est pris en compte, donc l'inclinaison de la contrainte sur l'écran est introduite.
- Le milieu est dense, pulvérulent et non surchargé.
- Supposons que la surface est libre, inclinée et plane.

La répartition des contraintes sur l'écran est supposée triangulaire.

- Le problème devient un système d'équations différentielles non intégrables.
- Les résultats sont donnés sous forme de tableaux de poussée et de butée
- Influence de l'inclinaison du remblai sur la valeur de poussée et la valeur butée
- Présentation

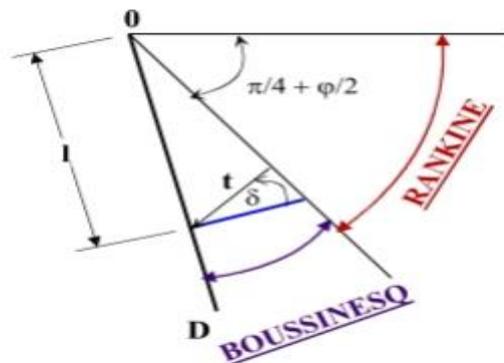


Figure2.6 : équilibre Rankine et Boussinesq

Une surface de rupture spirale logarithmique, peut être employée pour déterminer les pressions actives et passives agissant sur les écrans de soutènement, quand le frottement d'interface agit le long du parement intérieur du mur. Des valeurs des coefficients de poussée active des terres, sont présentées sur le tableau 2.1 données par Caquot & Kerisel (1948). Kerisel & Absi (1990), ont également assemblés des tables de poussée et de butée basées sur la méthode spirale logarithmique. [9]

K_A								
δ	β	θ	φ					
			20°	25°	30°	35°	40°	45°
0°	-15°	-10°	0.37	0.30	0.24	0.19	0.14	0.11
		0°	0.42	0.35	0.29	0.24	0.19	0.16
		10°	0.45	0.39	0.34	0.29	0.24	0.21
	0°	-10°	0.42	0.34	0.27	0.21	0.16	0.12
		0°	0.49	0.41	0.33	0.27	0.22	0.17
		10°	0.55	0.47	0.40	0.34	0.28	0.24
	+15°	-10°	0.55	0.41	0.32	0.23	0.17	0.13
		0°	0.65	0.51	0.41	0.32	0.25	0.20
		10°	0.75	0.60	0.49	0.41	0.34	0.28

φ	-15°	-10°	0.31	0.26	0.21	0.17	0.14	0.11
		0°	0.37	0.31	0.26	0.23	0.19	0.17
		10°	0.41	0.36	0.31	0.27	0.25	0.23
	0°	-10°	0.37	0.30	0.24	0.19	0.15	0.12
		0°	0.44	0.37	0.30	0.26	0.22	0.19
		10°	0.50	0.43	0.38	0.33	0.30	0.26
	+15°	-10°	0.50	0.37	0.29	0.22	0.17	0.14
		0°	0.61	0.48	0.37	0.32	0.25	0.21
		10°	0.72	0.58	0.46	0.42	0.35	0.31

Tableau 2.1. Les valeurs représentatives de ka , d'après Caquot & Kerisel (1948)

2.3.2.3 Méthode Sokolovsky (1960):

- Sokolovski a développé une méthode générale de calcul de la zone plastique, qui permet de résoudre de manière rigoureuse des problèmes en milieu pulvérulent ou visqueux. La méthode consiste uniquement à résoudre les équations d'équilibre différentiel du milieu considéré. Mais l'utilité de cette méthode est encore limitée car elle nécessite des calculs longs et fastidieux qui ne peuvent être effectués que par un ordinateur pour chaque situation particulière. De plus, la répartition des contraintes n'est pas linéaire, ce qui n'est pas propice à l'exploitation des résultats. Son seul intérêt semble être de permettre l'appréciation des erreurs causées par l'application d'autres méthodes.
- Le procédé est adapté aux milieux pulvérulents ou visqueux ;
- la méthode est basée sur une équation d'équilibre général ;
- L'intégration numérique se fait au moyen de caractéristiques ;
- Les résultats sont présentés sous forme de graphiques de différents scénarios ;
- la solution est déterminée sous la forme d'une zone plastique ;

- la possibilité d'évaluer la marge d'erreur introduite par les méthodes d'approximation ci-dessus ;
- Les calculs numériques sont longs pour chaque cas coché ;
- La méthode a une utilité limitée. [10]

β	φ	10°			20°			30°			40°			
		δ	0°	5°	10°	0°	10°	20°	0°	15°	30°	0°	20°	40°
-30°	K_A		0.72	0.68	0.68	0.60	0.57	0.57	0.50	0.47	0.50	0.42	0.40	0.46
-20°			0.73	0.70	0.70	0.58	0.54	0.54	0.46	0.43	0.45	0.35	0.34	0.38
-10°			0.72	0.70	0.68	0.54	0.50	0.50	0.40	0.37	0.38	0.29	0.27	0.29
0			0.70	0.67	0.65	0.49	0.54	0.44	0.33	0.30	0.31	0.22	0.20	0.22
10°			0.65	0.61	0.59	0.42	0.38	0.37	0.26	0.24	0.24	0.16	0.14	0.15
20°			0.58	0.54	0.52	0.35	0.31	0.30	0.20	0.18	0.17	0.11	0.09	0.10
30°			0.49	0.45	0.44	0.27	0.24	0.23	0.13	0.12	0.11	0.06	0.05	0.05

Tableau 2.2. Des valeurs représentatives de K_A par la méthode des lignes de glissement, d'après Sokolovski (1965)

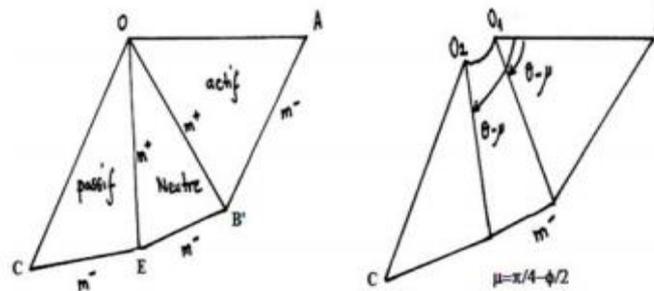


Figure 2. 7 : Lignes caractéristiques des zones de rupture

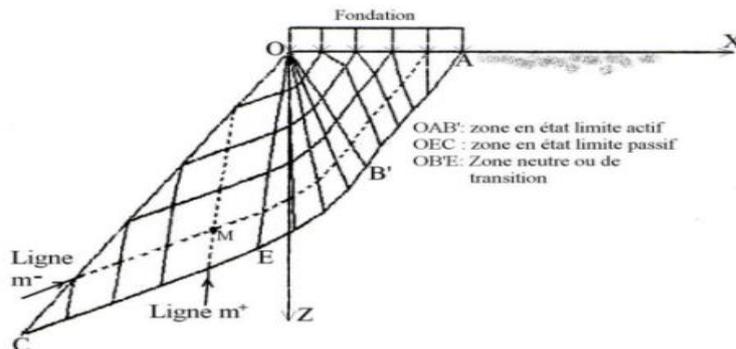


Figure 2. 8 : Schéma du mécanisme de rupture en cas d'une surface horizontale ($\beta=0$)

2.3.3 Méthode graphique :

3.3.1. Construction de Culmann (courbe de Culmann) :

L'analyse de Culmann 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 nécessite toutefois un angle de frottement interne constant pour tout le remblai. Le mur de soutènement et le remblai a 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.

Partir du point A tracer la ligne AC qui fait un angle ψ avec horizontal. La ligne AD faisant un angle ϕ à partir de la ligne AC. Le poids propre de chaque prisme en tenant compte de la variation des densités si le remblai est hétérogène.

A l'échelle les valeurs sur la ligne AC. Par exemple la distance à partir de A a le long de la ligne AC est égale a, de même la distance de a le long de AC est égale a et ainsi de suite. Les points d'intersection par une courbe désignée par l'enveloppe de Culmann.

Une tangente en plus est possible si la courbe de Culmann est irrégulière

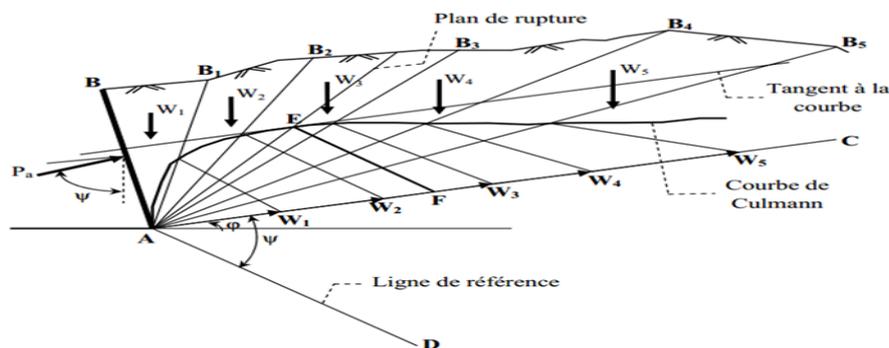


Fig. 2. 11 : Poussée active de Culmann

2.3.4 Méthode numériques :

Avec une technique de modélisation numérique, le domaine est divisé en de nombreux éléments, et l'analyse se poursuit en tenant compte de leur interaction et de la condition à la limite du domaine. Harris, par exemple, fournit des détails sur les méthodes numériques utilisées pour analyser les structures de sol renforcées. Les méthodes numériques peuvent faire tout et plus que les trois autres méthodes. Alors que toutes les méthodes peuvent être utilisées pour évaluer les états limites d'effondrement d'une structure, une analyse peut également

évaluer la déformation probable d'une structure pendant sa construction et en réponse à des charges en service.

2.3.4.1 Analyse des éléments finis :

La méthode des éléments finis est une méthode de calcul approchée, qui consiste à transformer les équations différentielles de la mécanique du continuum en un système d'équations algébriques linéaires finies, qui sont résolues par des techniques numériques traditionnelles. Ce milieu équivalent est ensuite découpé en sous-domaines réguliers, appelés éléments finis. Une collection d'éléments finis s'appelle un maillage. La mise en œuvre du calcul par éléments finis suppose que la géométrie du milieu à modéliser, les contraintes entre les différents matériaux en présence, les charges, les conditions aux limites, la connaissance de l'état initial, les lois de comportement des matériaux, etc. soient connues. .

2.3.4.2 Analyse des différences finies :

L'analyse des différences finies est similaire à l'analyse par éléments finis en ce sens que le domaine est divisé en plusieurs éléments. Cependant, alors que FEA dérive des solutions continues, les différences finies calculent des solutions pour des points de domaine spécifiques. Cela présente certains avantages lorsque les équations différentielles sont complexes voire impossibles à résoudre, mais un inconvénient est qu'il est difficile de modéliser des problèmes géométriques complexes à l'aide de cette méthode.

2.3.5 Méthode d'analyse limite :

L'application de la théorie de la plasticité à la géo mécanique a une longue histoire. Une approche plus rigoureuse a été développée qui consiste à considérer la relation contrainte-déformation du sol de manière idéalisée. Cette méthode, appelée analyse limite, repose sur les notions de travail virtuel et d'équilibre statique (Lagrange, 1788) et sur le principe du travail plastique local maximum (Kazinczy, 1914 ; Kist, 1917 ; Gvozdev, 1938, 1948 ; Markov, 1947 ; Hill, 1948, 1950 ; Drucker, 1951, 1962 ; Drucker et Prager, 1952). La plus grande différence entre l'analyse limite et l'analyse d'équilibre limite est la prise en compte de la cinématique de déformation dans l'analyse des fractures. D'une part, l'analyse de déformation peut faire des inférences basées sur le travail des forces internes et externes, pas seulement l'équilibre des forces, et d'autre part, elle peut directement considérer les conditions aux limites du déplacement. L'analyse limite suppose un comportement plastique-élastique (ou rigide) parfait des sols et autres matériaux, avec les lois associées d'écoulement plastique. A noter que cette loi d'écoulement plastique associée n'est réellement utilisée que pour calculer la puissance

virtuelle du matériau se déformant à l'état limite de contrainte, qui est aussi la base des calculs de rupture (Salençon, 1996). Pour les problèmes de stabilité en mécanique des sols, on peut simplement utiliser le théorème limite plastique pour obtenir les valeurs supérieure et inférieure de la charge limite ultime. Théorème 1 (limite inférieure) : si nous trouvons une distribution de contraintes qui vérifie les équations d'équilibre, les conditions aux limites et ne viole en aucun cas les critères de rupture, y compris la cohésion c et l'angle de frottement interne φ , le sol ne se fissurera pas ou ne se rompra pas lorsque ce sera juste quand ça casse. Théorème 2 (limite supérieure) : S'il existe des modes de déformation plastique compatibles, le sol échouera si la puissance de la force extérieure dépasse la partie dissipée dans le système. Cette approche, appelée cinématique, consiste donc à construire des cinématiques ou mécanismes de rupture pour respecter les conditions aux limites du déplacement, et pour chacune d'elles trouver une force ou une combinaison de forces trop importante pour la résistance du sol. Par un choix approprié des champs de contrainte et de vitesse, les deux théorèmes ci-dessus permettent ainsi d'identifier la charge de rupture nécessaire au plus près qui paraît nécessaire pour le problème étudié. La charge ultime est déterminée si les bornes supérieure et inférieure fournies par la vitesse et les champs de contrainte coïncident avec la valeur exacte. La vraie difficulté de la méthode d'analyse limite se trouve dans la définition du mécanisme de rupture puis la détermination de la charge limite de rupture qui le provoque. Or, pour les ouvrages géotechniques plus complexes, il est très difficile pour l'ingénieur géotechnicien d'imposer un mécanisme de rupture réaliste qui présente fidèlement le comportement de l'ouvrage à la rupture.

Analyse de la limite supérieure par éléments fins et programmation linéaire

S.W. SLOAN

Sloan (1988) décrit dans son article, une technique pour le calcul de la limite supérieure sur les charges limites dans les conditions de déformation plane. La méthode assume un modèle de sol parfaitement plastique, qui est soit purement cohésif soit cohésif-frottant et emploie des éléments fins dans la conjonction avec le théorème de la borne supérieur de théorie de l'analyse limite.

La procédure informatique emploie des éléments triangulaires à trois nœuds avec les vitesses inconnues comme les variables nodales. Un jeu complémentaire d'inconnus, les taux de multiplicateur en plastique, est associé à chaque élément. Des discontinuités cinématiquement admissibles de vitesse permettent le long des plans indiqués dans le réseau. La formulation

d'élément finie du théorème de la borne supérieur mène à un problème de programmation classique linéaire où la fonction objective, qui doit être réduite au minimum, correspond à la puissance dissipée et est exprimée en termes des vitesses et des taux de multiplicateur en plastique. Les inconnus sont soumis à un jeu de contraintes linéaires résultant de l'imposition de la règle d'écoulement et des conditions de vitesse de frontière. On montre que le problème d'optimisation de la borne supérieur peut être résolu efficacement en appliquant un algorithme de jeu actif au problème de programmation dual linéaire.

Puisque le champ de vitesse calculé satisfait toutes les conditions du théorème de la borne supérieur, la charge limite correspondante représente la vraie charge limite supérieure. D'autres avantages incluent la capacité de traiter avec le chargement compliqué, la géométrie complexe et une variété de conditions de frontière. On donne plusieurs exemples pour illustrer l'efficacité de la procédure.

Coefficients de pression des terres actives et passives par une approche cinématique A.-H. Soubra and B. Macuh (2001)

Soubra et Macuh (2001) ont proposé une méthode simple pour calculer les coefficients de pression actifs et passifs des terres dans le cas général d'un mur incliné et un remblai à surface inclinée. L'approche employée est basée sur des mécanismes de rupture rotatifs en spirale de logarithmique dans la structure du théorème de la borne supérieure d'analyse de limite. Ils ont montré que l'équation d'équilibre d'énergie d'un mécanisme rotatif en spirale logarithmique est équivalente de l'équation d'équilibre de moment du centre de la spirale. L'optimisation numérique des coefficients de pression actifs et passifs des terres est exécutée automatiquement par un outil d'optimisation de tableau. La mise en œuvre de la méthode proposée est illustrée employant un exemple. Les prédictions par la méthode présentée sont comparées avec ceux donnés par d'autres auteurs.

Solutions de limite supérieure des pressions de terre passives tridimensionnelles

S. Škrabl et B. Macuh

Dans cet article **Škrabl et Macuh (2005)** présentent une nouvelle approche pour la détermination des butées du sol selon la méthode de la borne supérieure dans le cadre de la théorie de l'analyse limite. Elle est basée sur le mécanisme de rupture 3D hyperbolique par rotation cinématiquement admissible. Le mécanisme de rupture est composé d'un corps

central et de deux corps latéraux qui sont reliés par un champ commun de vitesse. Cette approche est similaire aux analyses de stabilité 2D dans lesquelles on considère la surface de rupture potentielle en log spirale. La surface frontale du corps central interagit avec le mur de soutènement; la surface supérieure peut être soumise à une surcharge, alors que le segment de la spirale définit la surface de rupture courbée de la partie centrale. Les sections en travers des corps latéraux concordent avec la section en travers du corps central. Sur le côté extérieur, leurs frontières latérales sont constituées d'une surface hyperbolique cinématiquement admissible qui est définie par une enveloppe de demi-cônes hyperboliques et une partie de la surface-enveloppe du demi-cône d'attaque. Les résultats donnent des valeurs pour les coefficients de butée du sol qui sont pour la plupart des cas plus petites que les valeurs déterminées par la méthode de la borne supérieure de l'analyse limite pour un mécanisme de rupture par translation, comme publiées dans la littérature.

Etude de la butée sur un écran de largeur limitée en sol frottant

Pierre Regenass, Mohamed Meksaouine , Richard Kastner , Abdul-Hamid Soubra & Yvan Bourdeau 2000

De nombreux ouvrages mobilisent la résistance passive du sol de manière tridimensionnelle. L'objectif de cet article est de quantifier la butée des terres sur un écran de largeur limitée. Une campagne d'essais sur model réduit a permis de mettre en évidence différents modes de rupture suivant l'élanement de l'écran. Les schémas de rupture obtenus ont permis d'élaborer un modèle de calcul de la butée tridimensionnelle dans le cas des écrans peu élancés. L'outil théorique retenu est l'approche cinématique de l'analyse limite.

Trois mécanismes de rupture de type transrationnel sont envisagés. Les résultats obtenus ont permis de dégager le meilleur majorant de l'effort de butée.

2.3.5.1 Le théorème de la borne inférieure :

Commençons par revoir les règles du théorème suivant. Comme décrit dans le théorème borné ci-dessous, un corps stable composé d'un matériau plastique parfaitement élastique peut supporter la charge appliquée sans s'effondrer si un état d'équilibre à faible limite d'élasticité satisfaisant aux conditions aux limites de contrainte peut être trouvé. Par conséquent, ce

champ de contrainte fournit une sécurité ou une limite inférieure pour l'effondrement ou la charge ultime. Le champ de contraintes satisfaisant à toutes ces conditions est appelé champ de contraintes statiques admissibles. Les conditions requises pour établir une telle solution de borne inférieure sont essentiellement les suivantes :

- ✓ La distribution ou le champ complet des contraintes doit être trouvé partout où les équations d'équilibre différentiel sont satisfaites.
- ✓ Le champ de contraintes aux limites doit satisfaire les conditions de contraintes aux limites.
- ✓ Le champ de contrainte ne doit pas violer les conditions de performance

Ainsi, comme on peut le voir à partir de ces règles, la technique de la borne inférieure est entièrement basée sur les conditions d'équilibre et de rendement, mais ne doit pas être confondue avec les méthodes d'équilibre limite ou les champs de glissement donnant des solutions de borne inférieure. Encore une fois, il convient de souligner ici que dans l'approche d'équilibre limite ou de champ de glissement, l'état de contrainte spécifie uniquement la région de contrainte plastique locale le long de la ligne de glissement ou autour de la charge, et non n'importe où sur la masse du plancher, comme requis au point 1, donc Les balances extrêmes ou les solutions antidérapantes ne fournissent pas une solution d'équilibre complète. De plus, même si une solution d'équilibre complète s'étendant du champ de glissement dans la région rigide peut être trouvée, il reste à montrer que cette distribution de contraintes ne viole pas la condition d'élasticité de la région rigide, comme requis au point 3. Par conséquent, la solution du champ glissant ne peut être considérée que comme strictement supérieure, bien que dans de nombreux cas, elle semble susceptible d'être réalisée. Il convient également de noter que la distribution des contraintes associée au mécanisme d'effondrement supposé dans les calculs de limite supérieure n'a pas besoin d'être en équilibre et n'est définie que dans la région déformée du mode d'effondrement

2.3.5.2 Le théorème de la borne supérieure :

La théorie ci-dessus. Pour tout plastique compatible avec la déformation, l'effondrement doit se produire si la puissance de la force externe agissant sur l'objet est égale ou supérieure au taux de dissipation d'énergie interne. Discontinuités de contrainte et de déformation : Il convient de rappeler que les deux théorèmes ont une grande liberté dans le choix des champs

de contrainte (borne inférieure) ou de déformation (borne supérieure) que nous pouvons invoquer. En ce qui concerne la contrainte, il suffit de satisfaire l'équation d'homéostasie et d'adapter la tension appliquée à la frontière. Cela nous permet de considérer des champs de contraintes qui ne sont pas physiquement plausibles dans des circonstances normales. Par exemple, considérons le problème illustré pour les contraintes discontinues dans la moitié d'une zone avec des charges de surface. Notez que les champs de pression et de vitesse discontinus peuvent être utilisés pour appliquer des théorèmes de borne minimale et supérieure. En fait, les champs de contraintes discontinues sont très utiles pour dériver des minima. Il est clair que des surfaces avec des discontinuités de contraintes sont possibles à condition que les équations d'équilibre soient satisfaites en tout point de ces surfaces. Les surfaces d'interruption de vitesse peuvent également être supprimées, à condition que la dissipation de puissance soit correctement calculée. Un exemple bien connu est le glissement d'un objet solide d'une partie du corps à une autre. Cette la surface discontinue doit être considérée comme le cas limite de la vitesse continue champs, dans lesquels une ou plusieurs composantes de vitesse changent très rapidement à travers une couche de transition étroite, qui est remplacée par une surface de discontinuité commodité. Les champs de vitesse discontinus non seulement s'avèrent pratiques mais sont souvent contenu en mode ou mécanisme d'effondrement réel. Ceci est en contraste frappant avec les situations de stress où les discontinuités sont utiles et permises mais ressemblent rarement à l'état réel. Cependant, avant qu'une solution pour un mécanisme spécifique puisse être trouvée, l'équation de succès doit être formée en assimilant la puissance externe due aux charges appliquées de l'extérieur et au poids du sol avec la dissipation d'énergie interne dans la région de déformation plastique. Le travail ou l'énergie de ces deux grandeurs devant être calculés séparément avant l'équilibre, les méthodes de calcul de ces grandeurs doivent être introduites séparément ci-dessous. Certaines zones de déformation familières, qui peuvent être utilisées comme blocs de construction de base pour divers mécanismes appliqués ultérieurement, seront d'abord introduites sous forme d'exemples schématiques, puis les techniques seront introduites séparément. Ces résultats sont adéquats dans le cadre d'applications ultérieures.

2.3.5.3 Calcul d'un mur de soutènement par la méthode d'analyse limite

1. Introduction :

L'un des aspects les plus puissants de la théorie de la plasticité réside dans sa capacité à prévoir facilement des valeurs approximatives pour la charge de rupture dans une très large gamme d'applications. Cela passe par deux théorèmes appelés théorème de la borne supérieure et le théorème de la borne inférieure. Comme leur nom l'indique, les théorèmes fournissent des limites, ou des valeurs limites, pour la charge de rupture. Souvent, toute utilisation du théorème est appelée analyse limite.

2. Présentation du modèle de calcul :

Un mur de soutènement à surface verticale de hauteur H supporte un remblai de cohésion c et d'angle de frottement φ . Comme Coulomb, nous supposerons un mécanisme rupture basé sur un plan de rupture faisant un angle indéterminé β mesuré depuis l'arrière du mur. Cela isole un coin de défaillance derrière le mur.

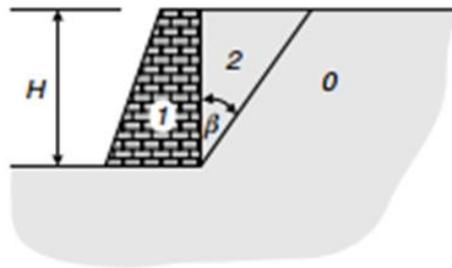


Figure 2. 12. Mécanisme de rupture d'un mur de soutènement - solution par la borne supérieure

3. Calcul de la poussée et butée :

Nous identifierons la parcelle stationnaire à l'extérieur du coin de faille comme zone 0, le mur lui-même sera la zone 1 et la zone de coin de faille 2. Tout d'abord, nous supposons d'abord que le dos du mur est lisse, de sorte que malgré le mouvement relatif entre le mur et le coin de rupture, il n'y a pas de dissipation à cet endroit. La vitesse du mur par rapport à la masse au repos est stationnaire est v_{01} , les autres vitesses ont des grandeurs.

$$v_{02} = v_{01} \csc(\beta - \varphi) \quad v_{12} = v_{01} \cot(\beta - \varphi)$$

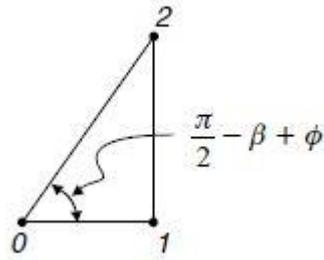


figure 2.13 : Hodographe de vitesse pour la Figure 3.1 – cas passif.

De la figure 2.12, nous voyons que la longueur de la surface de glissement est :

$$L = H \sec \beta$$

Le poids du coin de rupture se révèle alors être :

$$W = \frac{\rho g H^2}{2} \tan(\beta)$$

Le taux de dissipation est :

$$D = cL v_{02} \cos \varphi = cH v_{01} \sec \beta \csc(\beta - \varphi) \cos \varphi$$

La puissance des forces extérieures est :

$$R = P_P v_{01} - W v_{01} \cot(\beta - \varphi)$$

Effondrement des théorèmes de charge

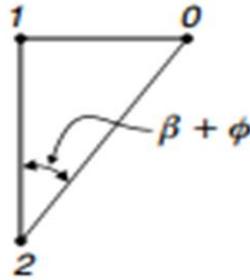


Figure 2.14 : Hodographe de vitesse pour la figure 3.1 - cas actif.

Résultat. Si nous fixons $\varphi = 20^\circ$, l'estimation de la borne supérieure devient

$$\frac{P_p}{cH} = 2.04 \frac{\rho g H}{2c} + 2.856$$

Pour le cas actif, les orientations des vitesses relatives changent. Le mur se déplace vers la gauche dans la figure 2.12 et le coin de rupture se déplace vers le bas et vers la gauche. L'hodographe est illustré à la figure 2.14 Les grandeurs relatives de vitesse sont maintenant données par :

$$v_{02} = v_{01} \csc(\beta + \varphi) \quad v_{12} = v_{01} \cot(\beta + \varphi)$$

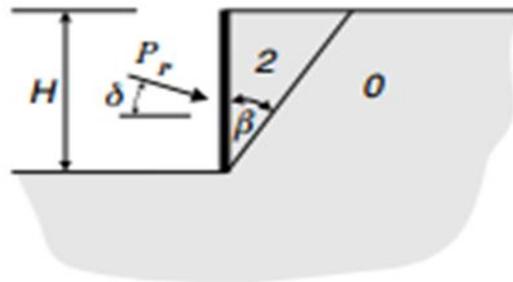


Figure 2.15 : Effet de frottement d'interface sol-mur sur le problème du mur de soutènement.

Il existe de nombreuses variantes à ce problème. Un exemple utile est la situation où la surface arrière du mur est rugueuse. La rugosité est quantifiée par un angle appelé angle de frottement de la paroi, généralement désigné par δ . Dans ce cas, la poussée ne sera plus horizontale. La figure 3.4 illustre le problème passif. Sur la figure, le mur est représenté par la ligne verticale épaisse. Nous avons maintenant h avec la condition où la translation

horizontale du mur produit l'hodographe sur la figure 2.13, mais il y a une source supplémentaire de dissipation interne due au glissement sur la face arrière du mur. Cela introduit un terme proportionnel à la verticale composante de la poussée, $P_p \sin \delta$, dans le taux de dissipation.

$$D = cL\nu_{02} \cos \varphi + P_p \nu_{12} \sin \delta$$

Le travail extérieur est le même que (5.40) sauf que nous devons utiliser la composante horizontale de la poussée du mur, $P_p \cos \delta$.

$$R = P_p \nu_{01} \cos \delta - W \nu_{01} \cot(\beta - \varphi)$$

Le bilan énergétique donne alors :

$$\frac{P_p}{cH} = \frac{\frac{\rho g H}{2c} \tan \beta \cot(\beta - \varphi) + \sec \beta \csc(\beta - \varphi) \cos \varphi}{\cos \delta - \sin \delta \cot(\beta - \varphi)}$$

Maintenant, lorsque nous minimisons P_p , nous constatons que le résultat dépend de δ . Par exemple, si $\varphi = 20^\circ$ et $\delta = 15^\circ$, la valeur critique de β est d'environ 65° , ce qui est considérablement supérieur au cas de la paroi lisse où $\beta = \pi / 4 + \varphi / 2 = 55^\circ$. La borne supérieure révisée, avec $\varphi = 20^\circ$ est:

$$\frac{P_p}{cH} = 3.03 \frac{\rho g H}{2c} + 4.45$$

La comparaison avec notre résultat pour la paroi lisse (5.41) indique que le frottement de la paroi peut avoir un effet significatif sur la poussée calculée.

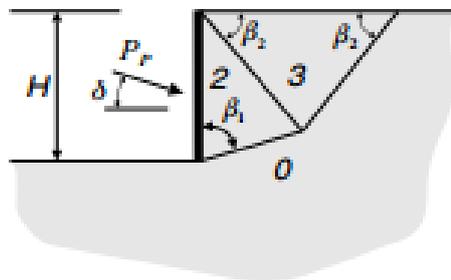


Figure 2. 16 : Un mécanisme d'effondrement plus complexe pour le problème du mur de soutènement.

Bien entendu, des mécanismes de pliage plus complexes peuvent également être utilisés. Par exemple, au lieu du simple biseau de faille de la Figure 2.15, nous pourrions étudier le mécanisme illustré à la Figure 2.16. Nous avons maintenant deux régions triangulaires qui dépendent de deux angles β_1 et β_2 . Ce problème devient plus difficile parce que β_1 et β_2 doivent être changés pour minimiser PP. Heureusement, il existe de nombreux packages d'optimisation multi variée dans de nombreux codes informatiques de manipulation symbolique qui peuvent aider à résoudre de tels problèmes. Une plus grande complexité se produit lorsque la surface de remplissage n'est plus horizontale ou que l'arrière du mur n'est pas vertical. Les solutions à bon nombre de ces situations sont répertoriées dans plusieurs manuels. Voir, par exemple, le livre de W.-F. Lister.

2.4 Conclusion:

La rétention de la structure nécessite une bonne étude du stress et de ses effets. Ce chapitre est consacré aux méthodes de calcul des pressions des terres passives et actives. Les conclusions suivantes peuvent être tirées des méthodes étudiées dans ce chapitre : Apprendre à calculer les forces agissant sur un mur de soutènement Il permet d'atteindre de bonnes dimensions et de développer de nouveaux modèles de calculs, tels que la modélisation numérique par des méthodes d'éléments finis.

Chapitre 3

Présentation de programme FLAC

3.1 Introduction :

Le comportement mécanique des sols est très complexe, il n'est pas linéaire et irréversible; il est donc clair que les lois mathématiques complexes sont capables de reproduire tous les aspects du comportement mécanique du sol. La distribution de la pression du sol sur l'ouvrage de soutènement et modélisation numérique sont des principales étapes pour la conception et le dimensionnements de telles structures. Ces méthodes numériques fournissent les champs de déformations et des contraintes ainsi que les mécanismes de rupture.

Les calculs élasto-plastiques utilisant les méthodes numériques, telles que la méthode des éléments finis et la méthode des différences finies sont de plus en plus utilisées dans l'analyse de la stabilité des sols. Le premier avantage de ces méthodes par rapport aux calculs à la rupture est que les hypothèses avancées sur la forme et l'emplacement de la surface de rupture, et sur les directions et la magnitude des forces ne sont pas nécessaires ; ainsi, le recours aux outils numériques devient indispensable.

Ce chapitre présente les modèles de comportement élasto-plastiques, ainsi que les notions de base des calculs élasto-plastiques. Egalement, ce chapitre est consacré à la présentation des codes FLAC^{2D} utilisés dans ce mémoire, pour étudier les pressions passives et actives.

3.2. Méthode des différences finies (MDF) :

Billiaux (1993) a rappelé que la méthode des différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique de systèmes d'équations différentielles avec conditions initiales et aux limites (Desai et Christian (1977), dont la solution est la seule méthode la plus discrétisée) rectangle parfait Fini Méthode de différence pour les médias dans les éléments La méthode des différences finies utilisée dans FLAC est basée sur la méthode de Wilkins (1964) qui permet de formuler une équation aux différences finies pour n'importe quel élément, n'importe quelle forme dans les contraintes et les propriétés qui peuvent varier d'un élément à l'autre .De ce point de vue, elle est donc aussi efficace que la méthode des éléments finis. Dans cette approche, chaque dérivée présente dans le système d'équations est directement remplacée par une expression algébrique écrite en termes de variables de champ (c'est-à-dire la contrainte ou le déplacement) définies uniquement en des points de l'espace. De plus, la principale caractéristique du code Flac est son schéma d'analyse explicite, qui peut augmenter considérablement l'espace de stockage sans combiner les matrices fondamentales. En fait,

seules les variables à la fin de chaque pas de temps sont stockées, pas la matrice de rigidité, comme c'est le cas avec la méthode des éléments finis.

3.3. Aperçu sur les techniques de modélisation des ouvrages en géotechnique :

Les méthodes numériques, telles que la méthode des éléments finis et la méthode des différences finies sont de plus en plus utilisées dans l'analyse de la stabilité de sol. Le premier avantage de ces méthodes par rapport aux méthodes d'équilibre limite est que les hypothèses avancées sur la forme et l'emplacement de la surface de rupture, ainsi que sur les directions et la magnitude des forces ne sont pas nécessaires. Aujourd'hui la majorité des codes numériques, conçu pour faire des analyses bidimensionnelles (déformation plane ou axisymétrie) et tridimensionnelles. Les calculs tridimensionnels sont plus lourds que les calculs bidimensionnels, l'art de l'ingénieur réside essentiellement dans son aptitude à choisir judicieusement des modèles aussi simples que possibles. À côté de ces avantages et de ces inconvénients, il convient de signaler que les calculs bidimensionnels sont généralement du côté de la sécurité en exagérant les déformations et en surestimant les contraintes. L'utilisation de modèles bidimensionnels permet bien sûr de réduire considérablement les temps de calcul, mais rend possible surtout le raffinement géométrique des systèmes étudiés. En effet, pour de nombreux problèmes tridimensionnels, les maillages raffinés sont difficiles, voire impossibles à réaliser, car la taille des systèmes matriciels peut très vite dépasser la capacité des ordinateurs utilisés, notamment pour des calculs non- linéaires complexes.

3.4. Présentation des codes FLAC

FLAC^{2D} (FastLagrangianAnalysis of Continua en2 Dimensions) est un code en différences finies développé par la société américaine ITASCA Consulting Group. Il permet de simuler le comportement des géo matériaux (sol, roche ou autres matériaux qui se plastifient quand leur surface de charge est atteinte). Les matériaux sont représentés par des éléments ou des zones qui forment le maillage ajusté par l'utilisateur pour avoir la forme de l'objet à modéliser. Chaque élément se comporte selon sa description, par une loi contrainte/déformation linéaire ou non linéaire aux chargements appliqués ou aux conditions aux limites imposées. Le

matériau peut se plastifier et s'écouler, et le maillage peut se déformer (en mode grande déformation) et se déplacer avec le matériau qu'il représente.

Une des spécificités de FLAC^{2D} (et de tous les logiciels ITASCA) est le macro-langage FISH, qui permet à l'utilisateur de définir de nouvelles variables, procédures, sorties graphiques, et même d'écrire sa propre loi de comportement. La formulation FLAC^{2D} est parfaitement adaptée à la modélisation des problèmes de géo mécanique en plusieurs phases, comme une séquence excavation – construction – chargement.

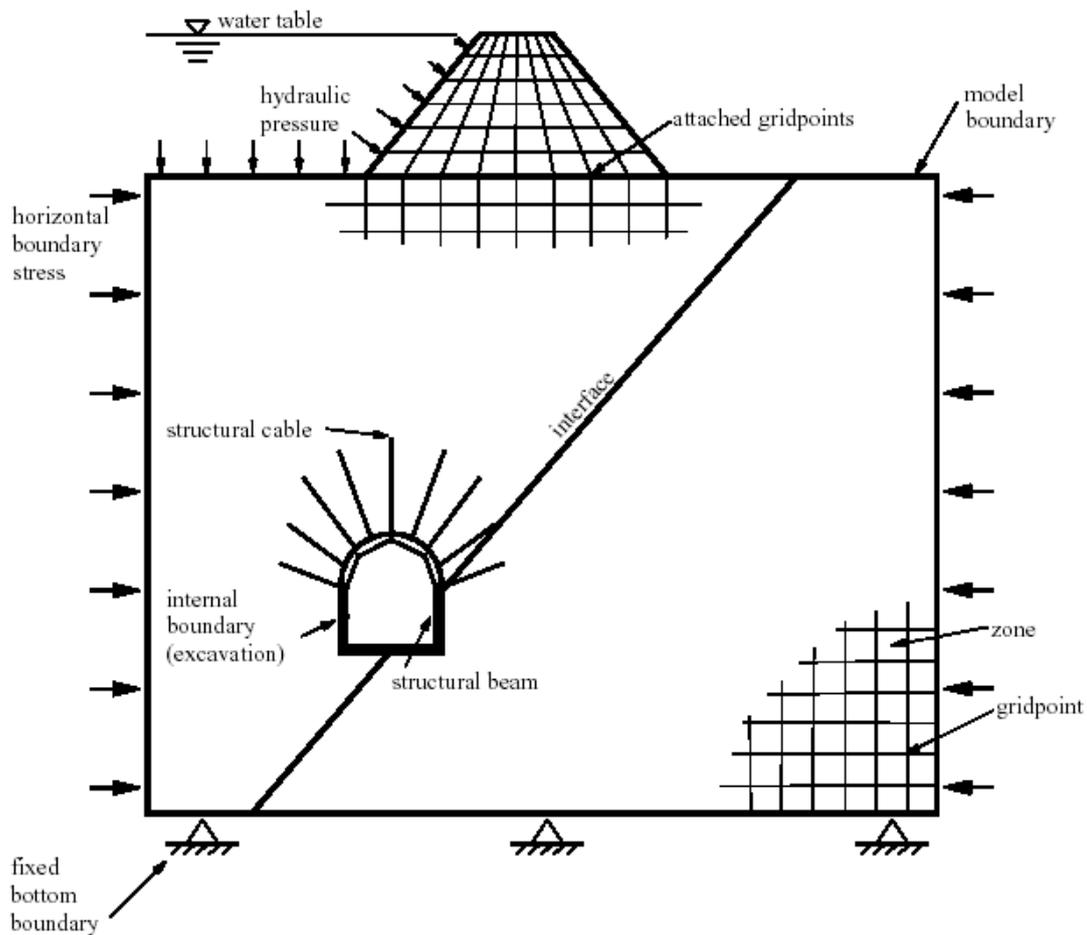


Figure 3.1 : Exemples des modèles étudiés par de FLAC

3.4.1 Méthodologie de simulation avec FLAC :

Afin de modéliser une simulation à l'aide de trois composants de base du problème doivent être indiqués :

1. Génération de réseau.
2. Déterminez les paramètres du composant.
3. Appliquer les conditions initiales et les limites.

3.4.2. Principe de calcul :

La méthode de résolution explicite s'inspire du principe de propagation et de dissipation de l'énergie cinétique au sein d'un corps déformable en mouvement. En effet, le schéma de résolution explicite intègre ce phénomène physique en considérant les équations de la dynamique du mouvement.

FLAC et FLAC^{2D} appliquent le schéma de résolution explicite. Billaux et Cundall (1993) ont expliqué la séquence de calcul générale de la méthode, qui est illustrée sur la Figure 3.15. Les équations du mouvement sont utilisées pour calculer de nouvelles vitesses et donc de nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces appliquées. Ensuite, les taux de déformation sont déduits des vitesses et la loi de comportement du matériau est utilisée pour déduire de nouvelles contraintes et forces nodales. Chaque parcours de cette boucle représente un pas de temps, Δt .

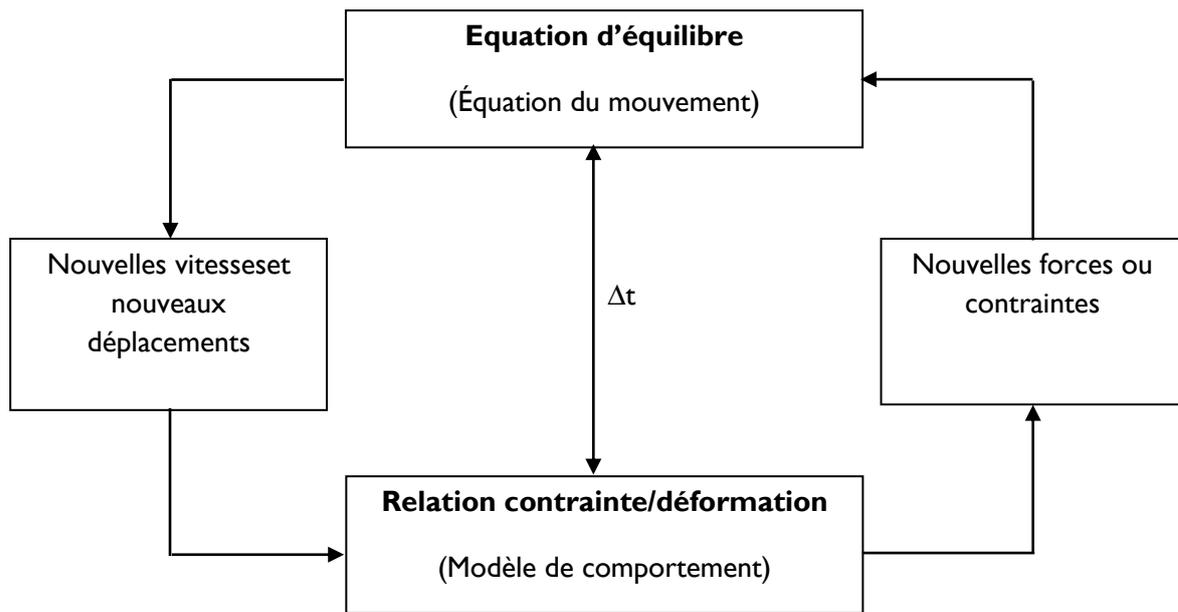


Figure 3.2 : Séquence de calcul explicite par différences finies, pour un pas de temps Δt , d'après Billiaux et Cundall (1993)

3.4.3. Modèles de comportement de l'interface :

Les éléments d'interface permettent de représenter de manière simplifiée le comportement des nœuds ou nappes, et les interactions sol-structure. Les interfaces sont des objets géométriques et mécaniques qui se produisent dans un maillage et ont des propriétés de frottement (représentant le critère de rupture de Mohr-Coulomb) qui déterminent leur comportement non linéaire. En FLAC, la création de l'interface passe par plusieurs étapes successives, permettant l'insertion de ce nouvel élément de part et d'autre du maillage. La figure 3.4 décrit le flux de ce processus, les principales étapes sont :

1. la détermination, dans la grille initiale, du chemin suivi par la future interface ;
2. la création d'une tranchée, parallèle à l'interface, et d'épaisseur au moins égale à une maille ;
3. l'effacement des mailles devenues inutiles, à l'intérieur de la tranchée ;
4. le rapprochement des deux côtés de l'interface, par translation de l'un ou des deux demi-espaces ;
5. l'homogénéisation des mailles bordant l'interface, afin de limiter l'apparition de particularités géométriques dans la grille.

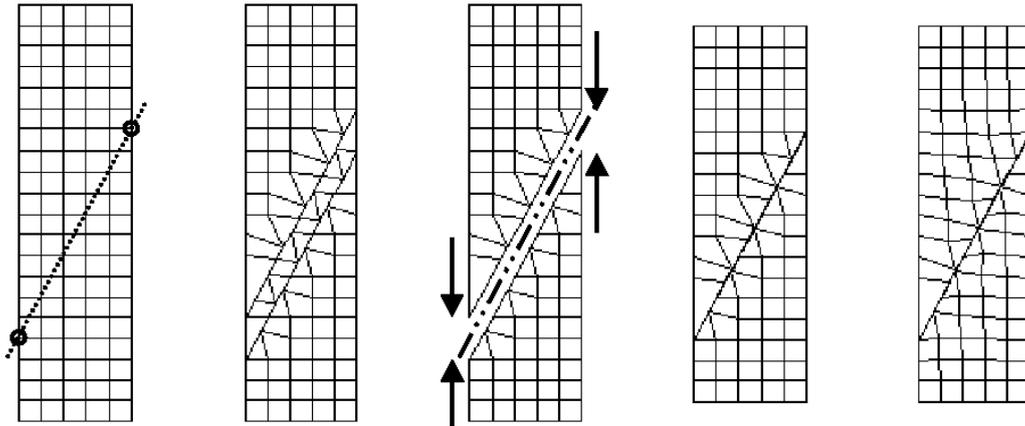


Figure 3.4 : Etapes de la création d'une interface par FLAC

3.5 Lois de comportement :

3.5.1. Loi de comportement élastique linéaire isotrope ou loi de Hooke :

La loi de comportement exprime la relation qui existe entre la contrainte (contrainte effective dans le cas d'un sol saturé) et la déformation de petits éléments dans le volume macroscopique du matériau. Le cas élastique linéaire correspond au cas où il existe une relation linéaire entre le tenseur de contrainte σ_{ij} et le tenseur de déformation élastique ε_{ij} . Ce n'est généralement pas le cas pour les sols à comportement élastique non linéaire même avec de petites déformations. Dans le cas de l'élasticité linéaire isotrope, le tenseur de déformation est lié au tenseur de contrainte, l'expression la plus courante étant la relation de Hooke, qui prend la forme établie dans l'équation (3.1) et l'équation (3.2), qui dépend d'autres constantes : Module d'Young E et coefficient de Poisson ν .

$$\varepsilon_{ij} = \frac{(1+\nu)}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (3.1)$$

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{(1+\nu)} \varepsilon_{ij} - \frac{\nu \cdot E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (3.2)$$

Avec δ_{ij} l'indice de Kronecker

Dans les codes FLAC l'écriture des relations de comportement utilise le module volumique et le module de cisaillement plutôt que le module d'Young et le coefficient de poisson, les relations entre ces divers paramètres sont résumées dans le tableau 3.1.

Couple de paramètres utilisés	Expression des paramètres			
	Module de cisaillement G	Module d'Young E	Module volumique K	Coefficient de Poisson ν
G, E	G	E	$\frac{G \cdot E}{9G - 3E}$	$\frac{E - 2G}{2G}$
G, K	G	$\frac{9GK}{3K + G}$	K	$\frac{3K - 2G}{2(3K + G)}$
G, ν	G	$2G(1 + \nu)$	$\frac{3G(1 + \nu)}{3(1 - 2\nu)}$	ν
E, K	$\frac{3KE}{9K - E}$	E	K	$\frac{3K - E}{6K}$
E, ν	$\frac{E}{2(1 + \nu)}$	E	$\frac{E}{3(1 - 2\nu)}$	ν
K, ν	$\frac{3K(1 - 2\nu)}{2(1 + \nu)}$	$3K(1 - 2\nu)$	K	ν

Tableau 3.1 Relations entre les paramètres de l'élasticité linéaire isotrope (d'après Leipholz, 1974)

La valeur $\nu = 0,5$ correspond à $G = E/3$ et $1/K = 0$, c'est-à-dire à l'incompressibilité.

La détermination du module d'Young et du coefficient de Poisson du matériau est réalisée en estimant la tangente initiale à la courbe de comportement obtenue avec des essais triaxiaux axisymétriques. Le **tableau 3.2** donne des valeurs typiques du module d'Young et du coefficient de Poisson pour certains types de sable. Le comportement élastique linéaire isotrope ne peut être utilisé qu'avec la première méthode car il ne peut pas tenir compte des déformations irréversibles. Cette hypothèse inclut la division de la déformation totale en parties élastiques et plastiques, ce qui simplifie grandement l'identification expérimentale du comportement des matériaux ainsi que la modélisation numérique ; elle conduit à l'équation (3.3).

Matériau	Module d'Young E (MPa)	Coefficient de Poisson ν
Sable limoneux	7 - 20	0,15 - 0,25
Sable lâche	7 - 20	0,30 - 0,35
Sable dense	7 - 20 - 50 - 80	0,30 - 0,35
Sable dense et gravier	100 - 200	0,30

Tableau 3.2 Valeurs du module d'Young et du coefficient de Poisson pour quelques types de sables, d'après Mestat (1993).

3.5.2. Comportement élasto-plastique

Le comportement élastique linéaire isotrope ne peut être utilisé qu'avec la première méthode car il ne peut pas tenir compte des déformations irréversibles. Cette hypothèse inclut la division de la déformation totale en parties élastiques et plastiques, ce qui simplifie grandement l'identification expérimentale du comportement des matériaux ainsi que la modélisation numérique ; elle conduit à l'équation (3.3).

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (3.3)$$

Avec ε : les déformations totales, ε^e : les déformations élastiques et ε^p : les déformations plastiques.

Le schéma élasto-plastique est caractérisé par les concepts fondamentaux suivants :

- la partition des déformations, qui décompose le tenseur des déformations totales (ε_{ij}) en la somme du tenseur des déformations élastiques (ε_{ij}^e) et du tenseur des déformations plastiques (ε_{ij}^p) ;
- la surface de charge ou critère de plasticité, qui définit le seuil de contrainte au-delà duquel le comportement d'un matériau est irréversible (plastique) ;
- le domaine d'élasticité, qui correspond à l'intérieur de la surface de charge et dans lequel les déformations sont réversibles ;
- la règle d'écoulement plastique, qui décrit la manière dont évoluent les déformations plastiques ;
- l'écrouissage, qui permet de faire évoluer la surface de charge dans l'espace des contraintes en fonction de l'intensité des sollicitations (et des déformations plastiques).
- le critère de rupture, qui caractérise la rupture du matériau, lorsque le seuil de contrainte n'évolue plus et que les déformations continuent de croître.

3.6 Conclusion :

Ce chapitre a été consacré à la présentation de différents principes du code de calcul FLAC. Plusieurs groupes de recherche en mécanique des sols et des roches ont proposé des lois complexes de comportement élasto-plastique contenant de nombreux paramètres reflétant le véritable comportement des sols. Le critère de Mohr-Coulomb, largement utilisé pour modéliser les structures géotechniques, a été utilisé pour étudier les pressions passives et actives ; le critère fournit une description satisfaisante du comportement des sols, et il est simple dans son concept et sa transformation mathématique, et Seul un petit nombre de paramètres doivent être déterminés. Un outil de modélisation numérique ne doit pas être une boîte noire qui ne fournit que des solutions aux données d'entrée. Les codes de modélisation numérique doivent être capables de développer et d'examiner des modèles de comportement. Les Code FLAC et FLAC^{2D} respecte cette particularité en offrant la possibilité à l'utilisateur de tester les idées, d'introduire ses propres modèles de comportement et de modéliser les séquences de construction.

Chapitre 4

Modélisation numérique

4.1 Introduction :

L'étude de la stabilité des ouvrages de soutènement est un sujet important dans le domaine de géotechnique. De nombreuses méthodes ont été développées dans ce sens pour l'étude des ouvrages de soutènement en faisant des hypothèses différentes sur la forme et l'emplacement de la surface de rupture. . On trouve la méthode d'équilibre limite, la méthode des lignes de glisse, la méthode des caractéristiques et les méthodes numériques. Coulomb (1776) et Rankine (1857) ont proposé des approches de base pour l'analyse des contraintes terrestres passives et actives, et concentrent ces deux approches sur le calcul à rupture qui supposent que le sol est dans un état d'équilibre limite. Boussinesq (1882) a proposé une méthode des lignes de glissement basée sur la théorie de l'élasticité en mettant en œuvre un schéma général de prise en compte du frottement de l'interface sol-l'écran.

La modélisation par éléments finis ou différences finies a été utilisée par de nombreux chercheurs tel que Hazarika et Matsuzawa et Shiau et Smith pour étudier la pression latérale exercée sur un mur de soutènement qui dépend de plusieurs facteurs tels que les propriétés mécaniques et géométriques le remblai, le frottement d'interface sol-mur ; également la diffusion des pressions de terre sur le mur dépend du mouvement de celui-ci.

Dans ce chapitre, une série de calculs numériques est effectuée en utilisant le code aux différences finies FLAC^{2D} pour évaluer la poussée et la butée des terres pour une configuration géométrique sur un sol frottant. Les résultats sont comparés avec ceux obtenus par la méthode d'analyse limite.

4.2 Modélisation numérique :

La modélisation numérique d'un ouvrage de soutènement par le code FLAC2D, permet de déterminer les forces de butée et la poussée des terres appliquée sur le mur, ainsi que les coefficients de pression des terres passive et active. Trois éléments essentiels sont à considérer dans cette modélisation Le mur en Béton armé, le massif de sol et l'interface sol béton. Le choix de la loi qui régit le comportement du sol et le critère de rupture dépendent de la nature du sol. Ce critère est caractérisé par les paramètres physiques et mécaniques tel que : le poids volumique γ , le module d'Young E , coefficient de Poisson ν , la cohésion c , l'angle de frottement interne des sols ϕ et l'angle de dilataance $\psi = \phi$ (associativité).

Pratiquement, les coefficients de pression des terres passives ($K_{p\gamma}$) et active ($K_{a\gamma}$) utilisés par la géotechnique d'ingénieur, sont déterminés à partir de l'une des méthodes existant dans la littérature. P_p et P_a représentent les résultantes des pressions de terre passives et actives agissant respectivement sur un mur de hauteur h ; pour les sols frottant et cohésifs, ces forces peut être calculé pour une unité de longueur de mur de soutènement comme suit :

$$P_{p\gamma} = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_{p\gamma}$$

$$P_{a\gamma} = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_{a\gamma}$$

$$K_{p\gamma} = \frac{2P_{p\gamma}}{\gamma h^2}$$

$$K_{a\gamma} = \frac{2P_{a\gamma}}{\gamma h^2}$$

4.3 Présentation du problème :

Le problème étudié considère une paroi verticale rigide, de hauteur $h = 1$ m, soumis à une charge horizontale, qui mobilise les pressions des terres active le passive. Le massif de sol soutenu par le mur est purement frottant d'angle de frottement $\varphi=20^\circ$ et 30° , sa surface libre est horizontale $\beta=0$ et sans surcharge. Divers angles d'interface sol-paroi δ ont été considérés. Les forces de poussée et de butée sont mobilisées respectivement par le déplacement horizontal du mur loin ou contre le massif de sol.

La figure 4.1 montre la géométrie du massif étudié. La surface libre du sol est une surface horizontale ce qui montre que l'angle d'inclinaison $\beta=0$. La largeur du modèle est supérieure de trois fois la hauteur du mur. Le maillage du modèle numérique, les conditions aux limites et le mur de soutènement sont tous présentés sur figure 4.2. Cette figure montre aussi que le maillage est bien raffiné dans les zones de concentration de contraintes c'est-à-dire les zones situés au voisinage du mur de soutènement. De plus, les déplacements verticaux et horizontaux sont bloqués à la base du modèle et les déplacements horizontaux sont bloqués sur les limites verticales du modèle.

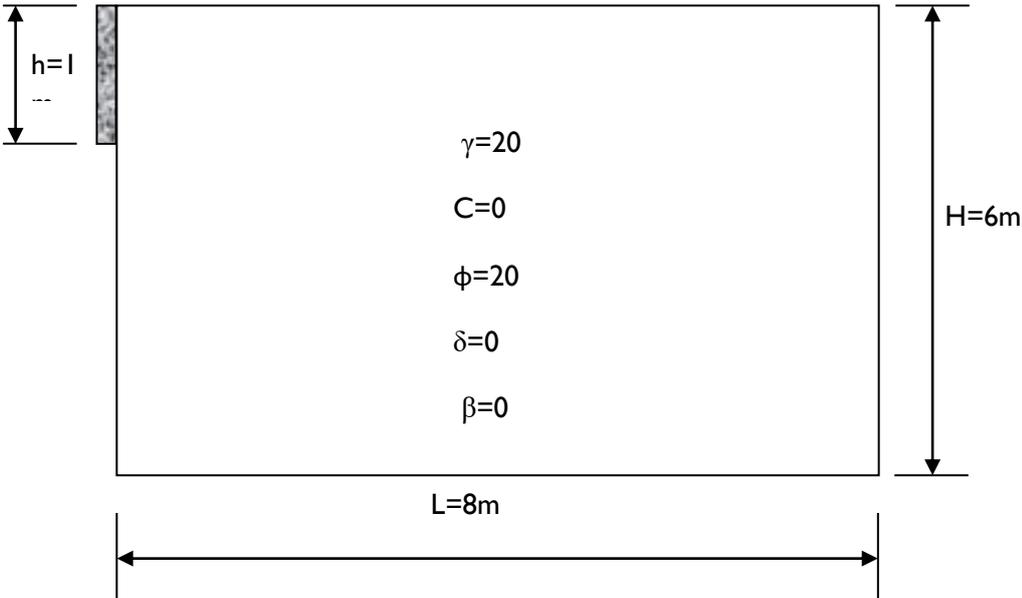


Figure 4.1: Géométrie du modèle numérique

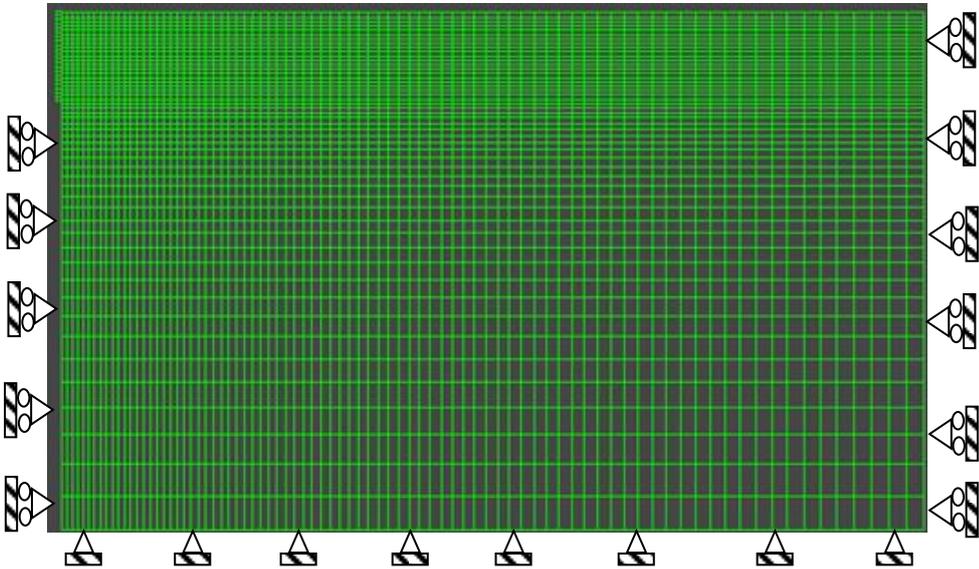


Figure 4.2: Maillage et conditions aux limites

4.4 Procédure de modélisation :

Le code en différences finies FLAC est utilisé pour évaluer l'influence du remblai à surface horizontale sur les pressions de terre passives et actives contre le mur rigide. Afin d'induire une rupture dans le massif de sol que ce soit à l'état actif ou passif, le mur de soutènement rigide est déplacé horizontalement loin de ou vers le massif de sol homogène respectivement. Il convient de noter que, comme prévu, le déplacement du mur nécessaire pour mobiliser la pression passive est supérieur à celui nécessaire pour mobiliser la pression active des terres.

D'après les études publiées dans la littérature, le déplacement nécessaire pour atteindre la pression passive maximale est d'environ 1 % de la hauteur du mur, par contre, pour l'état actif la rupture se produit pour un petit déplacement, de l'ordre de 0,1% de la hauteur du mur. Les dimensions du modèle dans les deux directions x et y sont choisies de manière à ce que les mécanismes de rupture n'interceptent pas les frontières latérales et la base du modèle.

Le mur de soutènement est modélisé par des zones ayant un comportement linéaire élastique, connectées au sol via des éléments d'interface obéissant au critère de Mohr-Coulomb ; Les modules d'élasticité utilisés sont les modules de cisaillement $G = 10$ MPa et le module de masse $K = 30$ MPa.

Paramètres	Désignations	Sable
Modèle et type de comportement	Drainé	Mohr-Coulomb
Poids volumique apparent	γ' (kN/m ³)	20
Poids volumique saturé	γ' (kN/m ³)	20
Module d'Young	E' (kN/m ²)	27000
Coefficient de Poisson	ν'	0,35
Cohésion	c' (kN/m ²)	0
Angle de frottement interne	ϕ' (°)	varie de 20 à 40
Angle de dilatance	ψ' (°)	Variable ($\psi' = \phi'$ ou $\psi' = 0$)

Tableau 4.1 - 1: Les caractéristiques géotechniques du sol

Les valeurs des paramètres élastiques ont eu un petit effet sur la limite pressions de terre passive et active. Les valeurs de $K_{p\gamma}$ et $K_{a\gamma}$ étaient calculée dans cette étude numérique pour un sol purement frottant par en considérant un sol sans cohésion sans surcharge ($\gamma = 20$ kN/m³, $c = 0$, $q = 0$); la grandeur du poids γ n'affecte pas la valeur des coefficients de pression des terres $K_{p\gamma}$ et $K_{a\gamma}$. L'angle de frottement interne ϕ égale 20 et 30°; pour chaque valeur de l'angle de frottement ϕ , l'angle de dilatance $\psi = \phi$. Pour approcher l'effet d'une règle d'écoulement non associé sur les pressions de terre passives, certaines analyses numériques ont également été effectuées avec l'angle de dilatation fixé à $\psi = 0$. La paroi rigide est reliée au sol par des éléments d'interface définis par le critère de résistance au cisaillement de Coulomb. Dans la présente étude, l'interface a un angle de frottement $\delta = 0, \phi/3, \phi/2$ et $2\phi/3$, a cohésion $c = 0$, la rigidité normale $K_n = 109$ Pa/m, et une rigidité au cisaillement $K_s = 109$ Pa/m. Le manuel FLAC, donne une règle reliant les deux paramètres est que K_n et K_s soient réglés sur dix fois la rigidité équivalente de l'élément voisin le plus rigide. Le chargement de la paroi rigide est simulé en imposant des vitesses horizontales aux nœuds représentant le mur. Le mouvement progressif de la paroi rigide induit par l'application de la vitesse horizontale.

Les valeurs des forces incrémentales sont fixées de manière à ce que la composante de déplacement horizontale soit égale à une valeur positive pour la butée des terres (déplacement du mur vers le sol), ou à une valeur négative pour la poussée des terres (déplacement du sol vers le mur), et que la composante verticale soit libre.

4.5 Résultats et discussions :

Pendant les calculs, les forces de réaction correspondantes aux déplacements imposés selon les directions x et y sont calculés et stockées comme des résultats de calcul (Force-X, Force-Y). Dans notre cas, la force de réaction selon la direction y est toujours nulle (Force Y=0), et la force selon la direction x Force-X représente la force de butée F_{px} . Par conséquent, les coefficients passifs des terres K_p sont calculés à partir des relations suivantes :

$$K_p = 2F/\gamma h^2 \cos\delta$$

Avec :

F_{px} : Résultante de la butée du terrain ;

γ : Poids volumiques du sol ;

h : la hauteur du mur ;

δ : Angle de frottement de l'interface. ($\delta = 0$ pour un écran lisse)

Pour bien exploiter les résultats de calcul, ils sont présentés sous forme de graphes qui montrent l'évolution de la butée en fonction du déplacement ainsi que l'influence de certains paramètres (l'angle de frottement interne du sol, la règle d'écoulement) sur les coefficients passifs des terres K_p .

Les résultats obtenus sont comparés avec des résultats obtenus par la méthode d'équilibre limite de Coulomb qui a été utilisée pour étudier le même problème dans les mêmes conditions et avec les mêmes caractéristiques du sol.

4.6 Cas de la butée

Figure 4.3 présente l'évolution progressive de la force de butée en fonction du déplacement horizontal du mur jusqu'à une certaine valeur puis elle se stabilise c'est-à-dire le sol résiste au cisaillement jusqu'à sa plastification puis il se rompt. Cette courbe est composée de deux parties, la première est une courbe dont sa pente dépend de la rigidité du sol, par contre la deuxième partie est une droite horizontale parallèle à l'axe des déplacements, elle correspond à la limite de force de butée. La valeur de la force de butée obtenue pour un déplacement du mur $1,4 \cdot 10^{-4}$ m est égale à $2,027 \cdot 10^4$ N.

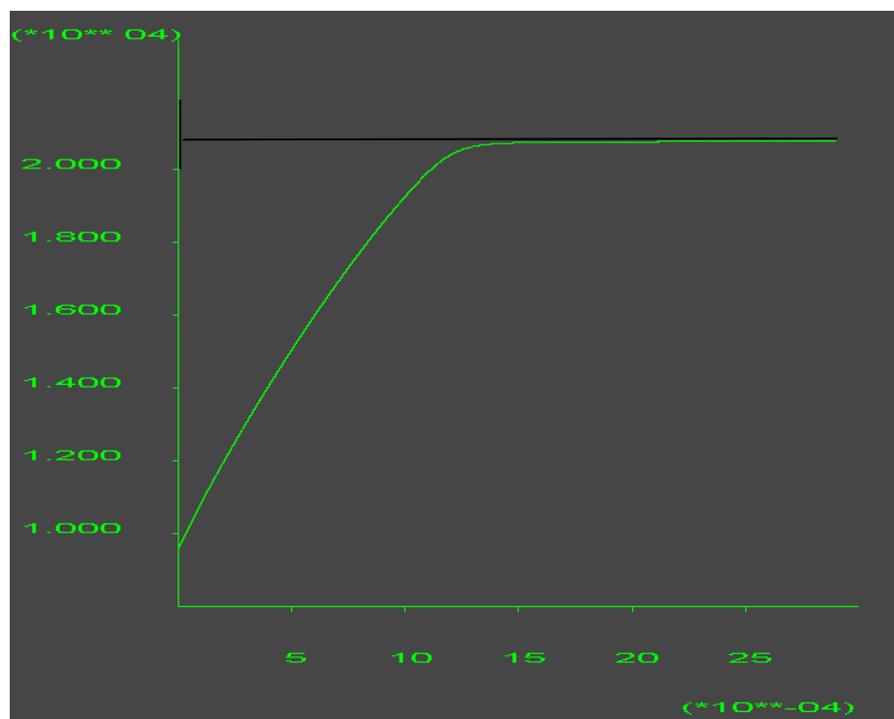


Figure 4.3 : Evolution de la force de butée en fonction du déplacement horizontal du mur

Figure 4.4 : montre les zones plastifiées de couleur rouge dans le massif de sol après le déplacement du mur, le coin triangulaire derrière le mur reste en état élastique il se glisse sur un plan incliné d'angle $\pi/4 + \varphi/2$.

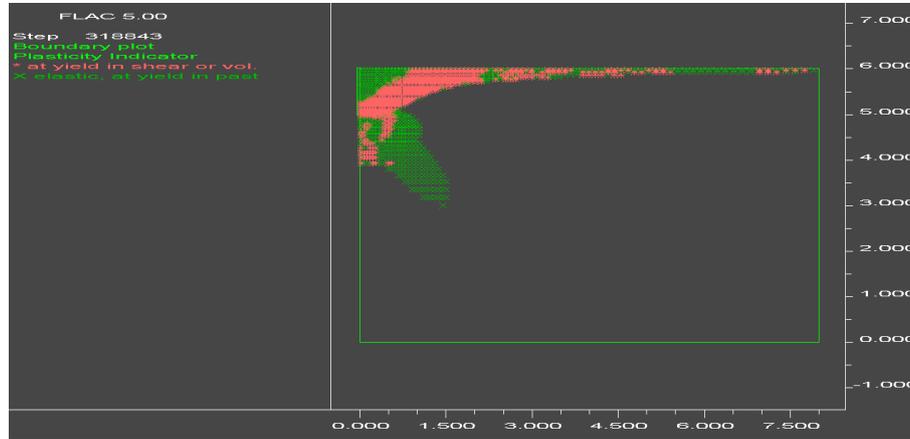


Figure 4.4 : Zones plastifiées dans le massif de sol

La figure 4.5 : montre le mécanisme de rupture dans le cas des paramètres $\varphi=20$, $\beta=0$, $\delta=0$ (déformation au cisaillement), ce mécanisme est identique à celui présenté par Coulomb c'est-à-dire la surface de rupture est inclinée d'un angle $(\pi/4 + \varphi/2)$ par rapport à la surface verticale du mur dans le cas de $\beta=0$, $\delta=0$ (surface libre horizontale et mur lisse).

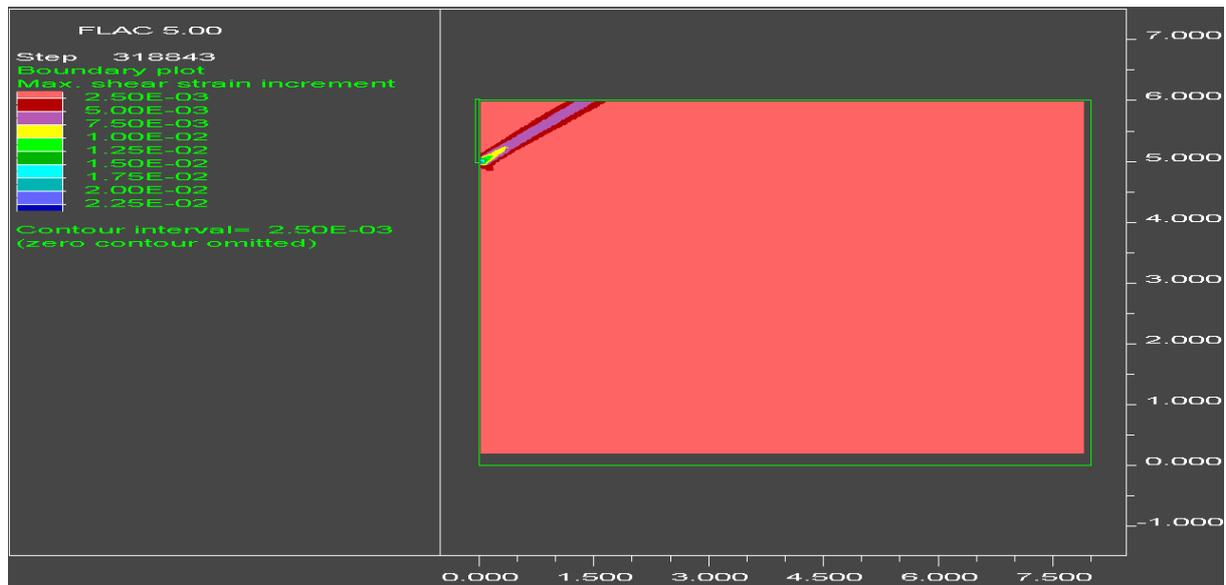


Figure 4.5 : Mécanisme de rupture dans le cas de $\Phi=20$, $\beta=0$, $\delta=0$ (déformation au cisaillement)

4.7 Comparaison des Résultats

Le calcul numérique effectué en utilisant le code FLAC^{2D} a permis d'obtenir la valeur de la force de butée P_{py} qui est égale à $2,079 \times 10^4$ N kp = 2,079 cette valeur est obtenue pour un déplacement du mur de l'ordre de $1,4 \times 10^{-4}$ m. Lorsqu'on utilise la méthode d'équilibre limite Coulomb ou la méthode de Rankine on trouve les valeurs suivantes :

$$P_{py} = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_{py} = 2,079 \times 10^4 \text{ N} = 20,79 \text{ kN}$$

$$K_{py} = \frac{2P_{py}}{\gamma h^2} = \frac{2 \times 2,079 \times 10^4}{2000 \times 10 \times 1^2} = 2,079$$

Méthode d'analyse limite :

$$\frac{P_p}{cH} = 2.04 \frac{\rho g H}{2c} + 2.856$$

$$P_p = 2.04 \frac{\rho g H^2}{2} + 2.856 c H$$

Pour un sol purement frottant la cohésion du sol $C=0$, l'équation de la force de butée s'écrit sous la forme suivante

$$P_p = 2.04 \frac{\rho g H^2}{2}$$

Application numérique

$$P_p = 2.04 \frac{\rho g H^2}{2} = 2.04 \frac{20 \times 1^2}{2} = 20.4 \text{ kN/m}^2$$

$$k_{py} = \frac{2P_p}{\rho g H^2} = 2.04$$

$$P_{py} = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_{py} = \frac{1}{2} 20 \times 1^2 \times 2,040 = 20,40 \text{ kN}$$

$$Err = \frac{P_{py}(FLAC2D) - P_{py}(Analyse limite)}{P_{py}(Analyse limite)} \times 100 = \frac{20,79 - 20,40}{20,40} \times 100 = 1,91\%$$

$$Err = 1,91\%$$

4.8 Conclusion :

Le code FLAC en différences finies a été utilisée pour évaluer la force de butée et le coefficient de butée des terres, Le modèle étudié numériquement est composé d'un mur de soutènement en béton, d'un massif remblai pulvérulent et d'une interface reliant les élément du mur avec ceux du remblai ayant une surface libre horizontale. Après la compilation du programme, nous avons obtenu la force de butée $P_p = 20,79$ kN et le coefficient de pression des terres passive $K_p = 2,079$ Par contre l'utilisation de la théorie de la borne supérieurs de la méthode d'analyse limite de pour le même cas et les mêmes conditions a permet d'obtenir une résultante de butée égale à 20,40 kN et un coefficient de butée des terres k_{py} égale à 2,040. Cette étude confirme que les résultats trouvés par les deux méthodes sont en excellent accord.

Conclusion Générale :

Cette recherche nous permet de recueillir des informations sur l'ouvrage de soutènements support, son comportement et les différentes méthodes de calcul sous l'influence de la charge. Effectuez des simulations numériques pour analyser l'influence chaque composant de paramètres sur le comportement d'un ouvrage de soutènement. L'élaboration du modèle numérique repose sur une étude subtile qui permet d'effectuer une vérification avant la réalisation des études paramétriques. Les résultats obtenus sont très satisfaisants et les résultats obtenus sont bons et similaires à ceux publiés dans la littérature.

La rétention de la structure nécessite une bonne étude du stress et de ses effets. Les conclusions suivantes peuvent être tirées des méthodes étudiées dans ce recherche : Apprendre à calculer les forces agissant sur un mur de soutènement Il permet d'atteindre de bonnes dimensions et de développer de nouveaux modèles de calculs, tels que calcul par la méthode analyse limite et la modélisation numérique par des méthodes d'éléments finis.

Le code FLAC en différences finies a été utilisée pour évaluer la force de butée et le coefficient de butée des terres, et les coefficients passifs des terres $K_p = 2,079$, ont été calculés pour plusieurs configurations géo-mécaniques. A été étudiée par la méthode d'analyse limite.

L'angle de frottement interne du sol entraîne une augmentation du coefficient K_p .

L'angle de frottement interne du sol semble avoir une influence significative sur la valeur du module négatif du sol. Les paramètres géométriques ont également une forte influence sur la valeur de K_p .

Références

- 1) [1] PROFRACTAL (Engineering & Consulting). (2000). La conception des murs de soutènement.
- 2) [2] Schlosser, F., Juillie, Y. Murs et écrans de soutènement, Techniques de l'Ingénieur, traité de construction C244.
- 3) [3] BIETH Emmanuel, M. (2009-2010). Murs de soutènement : Cours de Mécanique des sols appliqués.
- 4) [4] Gahmous Souhaib Étude de la stabilité d'un ouvrage de soutènement renforcé par géosynthétique
- 5) [5] Mr. CHEBIRA HOUCINE Mr. MEKKI ABDELKRIM Étude d'un tronçon de mur de soutènement a hauteur variable UNIVERSITE ABOUBEKR BELKAID, TLEMCEM
- 6) [6] Rouabeh Aicha, Comportement d'un mur de soutènement sous chargement sismique,
- 7) Mémoire de Magister, Université M'Hamed Bougara – Boumardes, Alger, 2013.
- 8) [7] BOUGUERRA AMAR MAGROUD BRAHIM Conception et calcul de mur de soutènement en zone sismique Université 08 Mai 1945 de Guelma
- 9) [8] Abdedaim kamel Application de la méthode d'analyse limite pour l'étude de la poussée des terres sur les ouvrages de soutènement Université Mohamed khider – Biskra
- 10) [9] Zeroual Farida, Etude du comortement d'un mur de soutènement soumis à des sollicitations dynamiques, Mémoire de Magister, université Hadj Lakhdar –Batna, Alger
- 11) [10] Djoudi Sarah Etude de la butée des terres par la méthode d'analyse limite Université Mohamed khider –Biskra
- 12) [11] Khater Ibtissem Estimation des pressions de terre passive et active en présence d'écoulement dans les fouilles de largeur limitée Université Mohamed khider –Biskra
- 13) [12] ANNANE Abdallah .Mur de soutènement en zone sismique. Université Hadj Lakhdar-Batna.
- 14) [13] BAAZIZ Salah Eddine .Modélisation numérique des ouvrages de soutènement en sol renforcé. Université Mohamed khider –Biskra.
- 15) [14] Benmeddour, D. Mabrouki, A. Mellas, M. (2010). Etude numérique des pressions passives appliquées sur un bloc d'ancrage rigide. Courier du Savoir, périodique de l'Université de Biskra, n° 10, 43–49.
- 16) [15] BOUGUERRA AMAR .MAGROUD BRAHIM .Conception et calcul de mur de soutènement en zone sismique Université 08 Mai 1945 de Guelma
- 17) [16] Chen WF, Liu XL. (1990). Limit analysis in soil mechanics. New York: Elsevier.
- 18) [17] DJIREB Samir .Contribution à l'étude numérique de l'interaction sol-structure Application à l'analyse du comportement des ouvrages de soutènement. Université Mohamed khider –Biskra.

- 19) [18] FLAC-Fast Lagrangian Analysis of Continua, version 5.0. (2005). Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis.
- 20) [19] Hicham MOKHBI .ETUDE NUMERIQUE DES PRESSIONS PASSIVES DES TERRES. Doctorate en sciences Génie Civil. Université Mohamed khider –Biskra.
- 21) [20] KIYYOUR SAMI. Analyse dynamique des soutènements de grande hauteur renforcés par clouage. Doctorat en Sciences Géotechnique. Université Batna 2 – Mostefa Ben Boulaïd
- 22) [21] Mr. CHEBIRA HOUCINE Mr. MEKKI ABDELKRIM Etude d'un tronçon de mur de soutènement a hauteur variable UNIVERSITE ABOUBEKR BELKAID, TLEMCEM
- 23) [22] Pierre Regenass, Mohamed Meksaouine, Richard Kastner, Abdul-Hamid Soubra & Yvan Bourdeau 2000, Etude de la butée sur un écran de largeur limitée en sol frottant
- 24) [23] R. O. Davis, A. P. S. Selvadurai - Plasticity and Geomechanics (2002) .
- 25) [24] S. W. SLOAN. Upper bound limit analysis using finite elements and linear programming . International journal for numerical and analytical methods in geomechanics ., VOL. 13, 263-282 (1989)
- 26) [25] Škrabl, S., Macuh, B. (2005). Upper-bound solutions of three-dimensional passive earth pressures. Canadian Geotechnical Journal, 42:1449–1460.
- 27) [26] Soubra AH, Macuh B. (2002). Active and passive earth pressure coefficients by a kinematical approach, Proc Inst Civil Eng Geotech Eng ; 155(2):119–131.
- 28) [27] Taibaoui Zian .Modélisation numérique d'un mur de soutènement renforcé par géosynthétique. Université Mohamed khider –Biskra.
- 29) [29] ROUABEH Aïcha, « comportement d'un mur de soutènement sous charge sismique », MAGISTER, département de génie civile, université M'HAMED BOUGARA, BOUMERDES, 2013.
- 30) [30] Saoula Hana, Modalisation numérique d'un mur de soutènement chargé en tête. Université Mohamed khider –Biskra.