

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Echahid Hamma Lakhdar – El Oued



Faculté de Technologie

Département d'Hydraulique
et de Génie Civil

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme du Master en Hydraulique

Option: *ouvrage hydraulique*

THEME :

Etude de l'influence du milieu sur les pressions des terres passives et actives en présence d'écoulement pour les fouilles larges

Dirigé par :

Dr KHATER Ibtissem

Présenté par :

↪ Mr NESBA Abderrahmane

↪ Mr GUENDOUZ Ahmed

Promotion :2019/2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Nous tiens à remercier, tout particulièrement, et avec une profonde gratitude le Docteur KHATER Ibtissem qui a assuré la direction de ce modeste travail en faisant preuve d'une rigueur, gentillesse et disponibilité remarquables.

Nous remercions également tous nos professeurs qui ont travaillé dur et qui sont restés éveillés la nuit pour notre succès dans ce parcours académique, ainsi que tous les travailleurs et administrateurs de l'Université de El Oued.

Nous remercions également le comité de discussion et le chef du service hydraulique pour leurs efforts dans la révision de la note de fin d'études.

Nous remercions mes parents, mes frères et sœurs et tous mes proches de m'avoir encouragée à continuer et à ne jamais baisser les bras.

ملخص

التجارب على نماذج في المخبر بينت بوضوح أن عدم استقرار قعر الحفر بوجود جريان للماء يمكن أن يحدث ليس فقط بسبب ظاهرة الارتفاع لكتلة من التربة أو عدم التوازن بل أيضا من تناقص قوة الدفع العكسي. تحديد القوى الفعالة بين الأرض وهياكل ألواح الإسناد هي مرحلة مهمة في الهندسة الجيوتقنية. إن التصورات الأمنية والاقتصادية للوح الإسناد يتطلب إذن معرفة عميقة لقوى الضغط السلبية و الفعالة للتربة. فيما يخص، آليات الانكسار بوجود المياه فهي جد معقدة و متعددة و تتعلق بالشكل الهندسي. هذه الآليات جد صعبة، لا بل مستحيلة الوصف بوجود السيلان بالطرق التقليدية. إن الهدف من هذه الأطروحة هو التحليل العددي لتأثير الخصائص الميكانيكية للتربة و للحد المشترك بين التربة و الهيكل على توزيع ضغوط التربة و التقييم العددي لمعاملات ضغوط التربة السلبية و الفعالة باستعمال البرنامج Flac^{2D} في تواجد السيلان.

الكلمات المفتاحية: نمذجة رقمية، قوة الدفع العكسي، قوة الضغط، الحفريات العميقة، الاستقرار، حاجز، ترشح.

Abstract

On the observations of laboratory model tests that have showed that the instability of the retaining wall in presence of seepage flow is not only due to the heaving phenomenon but may also occur due to the reduction passive earth pressures in front of the wall.

The determination of forces between the ground and the structures of retaining is an important step in the geotechnical engineering. A secure and economic conception of retaining screen structure requires a deep knowledge of the passive and active earth pressures. In fact, the failure mechanisms, in the presence of flow are complex and multiple, and depend on the geometric configuration. These mechanisms are very difficult, seem Impossible to describe in the presence of flow by the classical methods on (passive pressures decrease-active pressures increase).

This work is interested in numerical modelling of the influence of mechanical characteristics of the soil and the interface soil-wall and the pressures distribution of the soil, and the numerical evaluation of coefficient of active and passive pressures using the Flac^{2D} program in the presence of flow.

Keywords: numerical meddelling, passive pressure, active pressures, deep excavation, stability, screen, seepage.

RESUME

Des observations faites sur des essais au laboratoire mettent en évidence que l'instabilité du fond de fouille en présence d'écoulement peut être causée non seulement par le phénomène de soulèvement ou de boullance mais aussi par la réduction de la butée.

La détermination des forces agissantes entre le sol et les structures de soutènement est une étape importante dans l'ingénierie géotechnique. Une conception sécuritaire et économique d'un écran de soutènement nécessite alors une connaissance profonde des pressions des terres passive et active. En fait, les mécanismes de rupture, en présence d'écoulement, sont complexes et multiples, et dépendent de leur configuration géométrique. Ces mécanismes sont très difficiles, voire impossible à décrire en présence d'écoulement par les méthodes classiques en (poussée-butée).

Ce travail s'intéresse à la modélisation numérique de l'influence des caractéristiques mécaniques du sol et de l'interface sol-structure sur la distribution des pressions des terres et l'évaluation numérique des coefficients des pressions des terres active et passive à l'aide du logiciel FLAC^{2d} en présence d'écoulement.

MOTS CLES : Modélisation numérique, butée, poussée, excavation profonde, stabilité, écran, buton, infiltration.

. Liste des tableaux

Tableau II.1	Angle du frottement sol mur en fonction de l'état de surface de la parementure	26
Tableau IV.1	Comparaison du présent coefficient de butée K_p avec les solutions existantes quand $\delta/\varphi=1$	58
Tableau IV.2	Tableau4.2 : Coefficients K_a et K_p pour différentes valeurs de f/e et H/f pour $\varphi=\psi$ quand $\delta=0$	60
Tableau IV.3	Coefficients K_a et K_p pour différentes valeurs de f/e et H/f pour $\varphi=\psi$ quand $\delta=1/3$	60
Tableau IV.4	Coefficients K_a et K_p pour différentes valeurs de f/e et H/f pour $\varphi=\psi$ quand $\delta=2/3$	61
Tableau IV.5	Coefficients K_a et K_p pour différentes valeurs de f/e et H/f pour $\varphi=\psi$ quand $\delta=0$	61
Tableau IV.6	Coefficients K_a et K_p pour différentes valeurs de f/e et H/f pour $\varphi=\psi$ quand $\delta=1/3$	62
Tableau IV.7	Coefficients K_a et K_p pour différentes valeurs de f/e et H/f pour $\varphi=\psi$ quand $\delta=2/3$	62
Tableau IV.8	Coefficients K_a et K_p pour différentes valeurs de f/e et H/f pour $\varphi=\psi$ quand $\delta=0$	63
Tableau IV.9	Coefficients K_a et K_p pour différentes valeurs de f/e et H/f pour $\varphi=\psi$ quand $\delta=1/3$	63
Tableau IV.10	Coefficients K_a et K_p pour différentes valeurs de f/e et H/f pour $\varphi=\psi$ quand $\delta=2/3$	64
Tableau IV.11	Coefficients K_a et K_p pour différentes valeurs de f/e et H/f pour $\varphi=\psi$ quand $\delta=0$	64
Tableau IV.12	Coefficients K_a et K_p pour différentes valeurs de f/e et H/f pour $\varphi=\psi$ quand $\delta=1/3$	65
Tableau IV.13	Coefficients K_a et K_p pour différentes valeurs de f/e et H/f pour $\varphi=\psi$ quand $\delta=2/3$	65
Tableau IV.14	Coefficients K_a et K_p pour différentes valeurs de f/e et H/f pour $\varphi=\psi$ quand $\delta=0$	66

Tableau IV.15	Coefficients Ka et Kp pour différentes valeurs de f/e et H/f pour $\varphi=\psi$ quand $\delta = 1/3$	66
Tableau IV.16	Coefficients Ka et Kp pour différentes valeurs de f/e et H/f pour $\varphi=\psi$ quand $\delta = 2/3$	67

Liste des Photo

Photo I.1	Murs poids en maçonnerie de pierres sèches	4
Photo I.2	Murs poids en maçonnerie jointoyée	5
Photo I.3	Murs poids en béton	6
Photo I.4	Murs poids en gabions	6
Photo I.5	Murs poids en éléments préfabriqués en béton empilés	7
Photo I.6	Murs en béton armé encastré sur semelle	8
Photo I.7	Rideaux de palplanches métalliques	8
Photo I.8	La paroi moulée	9
Photo I.9	Parois préfabriquées	10
Photo I.10	parois composites	11
Photo I.11	Procédé Terratrel	12
Photo I.12	Parement d'un remblai renforcé du procédé Terre Armée	12
Photo I.13	Procédé Freyssisol : lit d'armatures en bandes géosynthétiques	13
Photo I.14	Procédé Ebal-Géotextiles : parement préfabriqué devant le massif en géotextile	13
Photo I.15	Parois clouées	14
Photo I.16	Voile ancrés	15
Photo I.17	Poutres ancrées en phase de construction	15

Liste des figures

Figure I.1	Sollicitations exercées sur un mur de soutènement	16
Figure I.2	Etat de repos du sol	18
Figure I.3	Expérience de poussée-butée	19
Figure I.4	Principe de la poussée et de la butée	20
Figure I.5	déplacement nécessaire à la mobilisation des états limite de poussée et butée.	20
Figure I.6	État limite de poussée du sol	21
Figure I.7	Etat limite de butée du sol	22
Figure II -1	Cas du mur avec frottement	26
Figure II -2	Equilibre du coin de Coulomb	27
Figure II -3	Hypothèse de Rankine	29
Figure II -4	Equilibres de Boussinesq et de Rankine	29
Figure II -5	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	31
Figure II -6	Diagramme des pressions s'exerçant sur un rideau encastré non encre	33
Figure II -7	Diagramme de pression d'exerçant sur un rideau ancré simplement butée.	34
Figure II -8	Réduction du moment fléchissant maximal avec la flexibilité du rideau d'après Rowe	35
Figure II -9	Schéma de calcul proposé par Rowe.	36
Figure II -10	Schéma trapézoïdal de Terzaghi.	36
Figure II -11	δp en fonction du déplacement de l'écran	37
Figure II -12	Rideau ancré et encastré.	37
Figure II -13	Méthode de Blum.	38
Figure III.1	Méthodologie de modélisation numérique avec FLAC (ITASCA Manuel).	45
Figure III.2	Critère de rupture de Mohr-Coulomb.	48
Figure III.3	Détail des composants d'un élément d'interface (Itasca Manuel)	50

	(1994)).	
Figure IV.1	Cas étudié	54
Figure IV.2	Maillage utilisé pour la simulation de la poussée et de la butée cas d'un batardeau de largeur $B = 50$ m	55
Figure IV.3	Conditions aux limites hydrauliques	56
Figure IV.4	Interface sol – écran.	57
Figure IV.5	Distribution de la pression effective passive des terres pour un batardeau de largeur $B = 18$ m, $\delta/\varphi = 1/3$, $\varphi = 30^\circ$, $\psi = 30^\circ$ et pour $f/e = 0.2, 0.33$ et 0.5	68
Figure IV.6	Distribution de la pression interstitielle de l'eau pour $B= 6$ m $\delta/\varphi = 2/3$, $H/f = 1$ $\varphi = 35$, $\psi = 35$, $f/e = 0.2, 0.33$ et 0.5 coté amont.	69
Figure IV.7	Distribution de la pression interstitielle de l'eau pour $B= 6$ m $\delta/\varphi = 2/3$, $H/f = 1$ $\varphi = 35$, $\psi = 35$, $f/e = 0.2, 0.33$ et 0.5 coté amont.	69
Figure IV.8	Distribution des déformations maximales de cisaillement pour un batardeau de largeur $B = 18$ m et trois valeur de f/e .	70

Sommaire

Remerciement	
resume	
Liste des tableaux	
Liste des Photo	
Liste des figures	
sommaire	
Introduction générale	
<u>CHAPITRE 01</u>	
<i>DIFFERENTS TYPES DE MURS DE SOUTÈNEMENT</i>	
I-1 Introduction	3
I-2 Principe de soutènement	3
I-3 Différents types de murs de soutènement	4
1.3.1. Murs poids en maçonnerie de pierres sèches	4
1.3.2. Murs poids en maçonnerie jointoyée	5
1.3.3. Murs poids en béton	5
1.3.4. Murs poids en gabions	6
1.3.5. Murs poids en éléments préfabriqués en béton empilés	7
1.3.6. Murs en béton armé encastré sur semelle	7
1.3.7. Rideaux de palplanches métalliques	8
1.3.8. Parois moulées ou préfabriquées	9
1.3.8.1 La paroi moulée	9
1.3.8.2 Parois préfabriquées	10
1.3.9. parois composites	10
1.3.10. Le mur en terre armée	11
1.3.10.1. Murs en remblai renforcé par des éléments métalliques	11
1.3.10.2. Murs en remblai renforcé par des éléments géosynthétiques	12
1.3.11. Parois clouées	14

1.3.12. Voiles et poutres ancrés	14
1.3.13. Murs divers	16
I-4 Notion de poussée et de butée	16
1.4.1. catégories de pression latérale de la terre	17
1.4.2. Etat de repos du sol	17
1.4.3. Etat de poussée et butée	18
1.4.4. Équilibres de poussée et de butée	19
1.4.4.1. Équilibre de poussée	20
1.4.4.2. Équilibre de butée	21
I.5. Facteurs intervenant dans la distribution de la pression des terres	22
I.6. Conclusion	23
<u>Chapitre 2</u>	
<i>LES METHODES DE DIMENSIONNEMENT DES ECRANS DE SOUTÈNEMENT</i>	
II.1 INTRODUCTION	25
II.2. Choix de l'angle de frottement sol-écran	25
II.3. Influence du frottement	26
II.4. Méthodes de calcul de la poussée et de la butée sur un écran	27
2.4.1. Méthode de Coulomb	27
2.4.2. Méthode de Rankine	28
2.4.3. Méthode de Boussinesq	29
2.4.4. Terzaghi (1936)	30
II.5. Dimensionnement d'écran de soutènement	32
2.5.1. Méthodes de calcul classique	33
2.5.1.1 Rideau de palplanche non ancré, encastré en pied	33
2.5.1.2. Rideau ancré simplement buté en pied	34

2.5.1.3. Rideau ancré et encastré	37
a. Méthode de la ligne élastique	37
b. Méthode de Blum	38
c. Méthode de Blum modifiée	38
d. Méthodes élasto-plastiques utilisant le module de réaction	38
II.6 Calcul par les méthodes en continuum	39
II.7 Conclusion	40
<u>CHAPITRE 3</u>	
<i>PRESENTATION DE L'OUTIL NUMERIQUE UTILISÉ</i>	
III.1 Introduction	42
III.2 Généralité	42
III.3 Méthode des différences finies (MDF)	43
III.4 Présentation du code bidimensionnel (FLAC^{2D})	43
III.5 Méthodologie de simulation avec FLAC	44
III.6 Modélisation de l'écoulement en FLAC	46
III.7 Modèles de comportement	47
3.7.1 Loi de comportement élasto-plastique	47
3.7.2 Modèle élastique linéaire parfaitement plastique suivant Mohr-Coulomb	48
3.7.2.1 Paramètres du modèle	49
3.7.3 Modèle de comportement de l'interface	49
3.7.3.1 Paramètres du modèle	50
3.7.4 Modèle de comportement des structures	51
3.7.4.1 Paramètres du modèle	51
III.8 Conclusion	51
<u>Chapitre 4</u>	
<i>MODELISATION NUMERIQUE DES PRESSIONS DES</i>	

<i>TERRES PASSIVES ET ACTIVES EN PRESENCE D'ÉCOULEMENT</i>	
IV.1. Introduction	54
IV.2 Simulation des pressions de poussée et butée	54
4.2.1 Présentation du cas étudié	54
4.2.2 Maillage et conditions aux limites	55
4.2.3 Modèle de comportement	56
4.2.4 Procédure de simulation	57
IV.3. Validation de la procédure de simulation	58
IV.4. Résultats de l'expérimentation numérique	59
4.4.1 Coefficients des pressions passive et active des terres en présence d'écoulement	59
a. Distribution de la pression passive sur l'écran pour différentes épaisseurs de la couche	67
b. Distribution de la pression interstitielle sur l'écran pour différentes profondeurs de la fiche	68
IV.5. Conclusion	71
Conclusion général	
References bibliographiques	

INTRODUCTION GENERALE

La modélisation est cet art de la simplification qui permet aux ingénieurs de prévoir le comportement de ce qui est trop complexe pour être appréhendé complètement. Or les ouvrages de génie civil ont un comportement complexe. Cela est dû essentiellement au fait qu'ils sont ancrés dans le milieu naturel. Ils y sont bien sûr par leurs fondations dans le substratum géologique mais aussi par les actions qu'ils subissent eau, vent, séisme,...etc. et par les matériaux qui les constituent.

Les ouvrages de soutènements sont des constructions qui permettent de retenir le massif de sol en place ou de sol rapporté, deux types de forces agissent sur les écrans, la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Cette force de poussée est généralement reprise soit par le poids de l'ouvrage de soutènement, soit par l'encastrement de l'ouvrage de soutènement soit par des ancrages et la force de butée exercée par l'écran sur le sol.

Des observations faites sur des essais au laboratoire mettent en évidence que l'instabilité du fond de fouille en présence d'écoulement peut être causée non seulement par le phénomène de soulèvement ou de boulangerie mais aussi par la réduction de la butée.

Donc la détermination des forces agissantes entre le sol et les structures de soutènement est une étape importante dans l'ingénierie géotechnique. Une conception sécuritaire et économique d'un écran de soutènement nécessite une connaissance profonde de pressions des terres passive et active.

Face à cette problématique générale, notre travail s'intéresse à la modélisation numérique des pressions de terre pour une fouille large en présence d'écoulement.

En pratique, ce mémoire s'articule en quatre chapitres :

Le premier chapitre présente brièvement les différents types de murs de soutènement

Le second chapitre récapitule brièvement les méthodes de dimensionnement des ouvrages de soutènement, leurs hypothèses et leurs limites.

Nous présentons dans le chapitre 3 une description des outils numériques (FLAC 2D) et des modèles de comportement utilisés dans la présente analyse.

Le chapitre 04 s'intéresse à l'évaluation numérique des coefficients des pressions des terres passive et active sous l'effet de l'écoulement.

CHAPITRE 01

DIFFERENTS TYPES DE MURS

DE SOUTÈNEMENT

CHAPITRE 01 : DIFFÉRENTS TYPES DE MURS DE SOUTÈNEMENT

I-1 Introduction :

Un ouvrage de soutènement est une construction qui permet de retenir un massif de sol en place ou de sol rapporté. Il en existe une grande variété, se caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques. Les systèmes de soutènement peuvent être classés en trois grandes catégories :

- **Les murs de soutènement** : murs poids en maçonnerie ou en béton, murs en béton armé avec semelle, murs à contreforts, murs cellulaires, murs caissons ...etc.

Le mur poids en maçonnerie constitue le soutènement le plus ancien. La stabilité est assurée par le poids de l'ouvrage et, en partie, par le poids du remblai derrière le mur.

- **Les écrans plans de soutènement** : rideaux de palplanches, parois en béton moulé dans le sol, parois préfabriquées, parois de type berlinoise, blindages de fouilles...etc. Les écrans en bois sont les systèmes les plus anciens.

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

- **Les systèmes de soutènement composites** : batardeaux composés de plusieurs rideaux de palplanches, murs en terre armée, murs renforcés par des géotextiles...etc.

Si par leurs dimensions, ces ouvrages se rapprochent des murs poids certains sont néanmoins relativement souples et peuvent tolérer des déformations importantes.

Tous ces ouvrages ont en commun la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Cette force de poussée est généralement reprise soit par le poids de l'ouvrage de soutènement, soit par l'encastrement de l'ouvrage de soutènement soit par des ancrages.

I-2 Principe de soutènement :

La principale considération dans le dimensionnement des soutènements, quel que soit leur type, est la correcte estimation de la poussée des terres ou du matériau retenu par cette paroi. Dans leur état naturel, les terres tendent à se conformer en un tas pyramidal conique à la façon d'un tas de sable présentant une pente de talus naturel. L'interposition d'un écran de soutènement dans un massif de terre se substitue à la partie manquante à la base et reçoit une partie du poids des terres restantes en une composante biaise de poussée qui tend à faire basculer et en même temps glisser le mur de soutènement disposé. Pour combattre cette poussée des terres, le mur peut être constitué de différentes façons :

- Opposer un poids supérieur à la partie remplacée en contrebalancement de la poussée telle est les murs-poids
- Etre ancré dans un corps mort fournissant une inertie ou ancré plus loin dans le sol à proximité qui ne fait pas partie de l'ensemble susceptible de glissement ou à une meilleure composition afin que la poussée soit contenue, éviter le glissement et annuler le moment de basculement: ce sont les parois ancrées ;
- Résister au basculement par une semelle insérée sous les terres, semelle de surface de base en rapport avec la hauteur fournissant le moment de renversement ;
- Réduire la poussée par un épaulement des terres retenues entre deux contreforts murs à redans Les murs de soutènement, quel que soit leur type, doivent en principe être drainés, car la pression de l'eau retenue derrière un mur sans interstices d'évacuation augmente d'autant la poussée sur l'ouvrage et modifie la "consistance" du matériau en le fluidifiant ce qui apporte une transmission de poussée d'une partie plus importante, la friction (phénomène de s'agripper) en résistance au glissement ayant partiellement disparu, la pente naturelle du tas diminue.

I-3 Différents types de murs de soutènement:

1.3.1. Murs poids en maçonnerie de pierres sèches:

La maçonnerie à pierres sèches est une technique de construction consistant à assembler, sans aucun mortier à liant, des moellons, des plaquettes, des blocs, des dalles, bruts ou ébauchés, pour monter un mur, une voûte



Photo I.1 : Murs poids en maçonnerie de pierres sèches(lycee-cherioux.fr 2017)

1.3.2. Murs poids en maçonnerie jointoyée:

La mise en œuvre du mur en Maçonnerie jointoyé est la même que celle du mur en pierre sèche mais il a besoin d'adhésifs pour lier les composants du mur . Les éléments constitutifs du mur dépendent de la forme ou de l'esthétique voulue



Photo I.2 : . Murs poids en maçonnerie jointoyée (lycee-cherioux.fr/2017)

1.3.3. Murs poids en béton :

Les murs de soutènement en béton armé, également appelés murs cantilever, sont très couramment employés. Ils sont constitués d'un voile résistant en béton armé encastré dans une semelle de fondation, en béton armé également. Celle-ci comprend le patin, situé à l'avant du voile, et le talon, situé à l'arrière. Quand les conditions de sol l'exigent, le mur sera projeté sur pieux.

Les murs en béton armé sont bien adaptés pour la réalisation d'ouvrages en remblai comme en déblai, même si l'exécution d'ouvrages en déblai peut nécessiter toutefois des emprises importantes ou la réalisation d'ouvrages de soutènement provisoires. Ils s'avèrent souvent économiques pour des hauteurs qui atteignent jusqu'à 6 à 8 mètres, voire une dizaine de mètres. Ils sont plus rarement employés pour de fortes hauteurs, pour des raisons économiques ou d'emprise, bien que leur réalisation soit, en principe, tout à fait possible si les conditions de fondation s'y prêtent



Photo I.3 : Murs poids en béton (Jérôme Saliba 2017)

1.3.4. Murs poids en gabions :

Les murs en gabions sont constitués de cages en treillis, cloisonnées, de taille variable, comportant éventuellement des compartiments et remplies de pierres afin de former des structures monolithiques, perméables et souples.



Photo I.4 : Murs poids en gabions (Adrien Lafond 2012)

1.3.5. Murs poids en éléments préfabriqués en béton empilés :

La paroi préfabriquée est constituée d'éléments (généralement en béton armé ou en bois) , mis en place à l'avancement et liaisonnés entre eux par des pieux ou par des joints en béton. Il en existe différents types, dont l'un des plus anciens est la paroi généralement appelée berlinoise, composée de panneaux de bois ou de béton empilés entre deux éléments fonnés dans le sol à profil en H (poutres laminées en acier ou pieu en béton).



Photo I.5 : Murs poids en éléments préfabriqués en béton empilés (chris 2009)

1.3.6. Murs en béton armé encastré sur semelle :

C'est la forme fréquente pour un mur en béton armé dite encore cantilever du fait du voile encastré dans la semelle. Sans contreforts, il est économique pour des hauteurs jusqu'à 5 à 6 mètres et peut être érigé sur un sol de qualités mécaniques peu élevées. Par rapport au mur-poids de même hauteur, à largeur égale de semelle il engendre des contraintes plus faibles sur le sol.

Mode de fonctionnement :

Ouvrages en béton armé constitués d'un voile encastré sur semelle En coupe, ils ont une forme de L ou de T renversé. Certaines variantes de conception existent:

- avec contreforts avant ou arrière
- avec console
- sur pieux...

Ces murs peuvent être coulés en place, totalement ou partiellement préfabriqués (voile ou parement du voile)



Photo I.6 : Murs en béton armé encastré sur semelle(Al Kashi 2011)

1.3.7. Rideaux de palplanches métalliques :

Les rideaux de palplanches Sont constitués de palplanches métalliques en général, emboîtées les unes dans les autres et battues dans le sol de fondation, pour former un écran vertical, le plus souvent rectiligne, servant de soutènement à un massif de sol.



Photo I.7 : Rideaux de palplanches métalliques(Al Kashi 2011)

1.3.8. Parois moulées ou préfabriquées :

Les parois moulées sont des parois en béton armé moulées dans le sol. Elles font généralement office de barrière d'étanchéité à l'eau ou de soutènement des terres pour des fouilles assez profondes (6 m), voire très profondes (20 m)

1.3.8.1 La paroi moulée :

La technique de la paroi moulée est largement utilisée dans les milieux urbains, elle permet d'atteindre des profondeurs de l'ordre de 100 mètres. Une paroi moulée fonctionne par encastrement total ou partiel dans le sol de fondation ou les déformations liées aux interactions sol-structure doivent être soigneusement analysées, afin de s'assurer que les déplacements horizontaux et verticaux du sol ne risquent pas d'endommager les constructions existant à proximité.



Photo I.8 : La paroi moulée (Khemoum 2017)

1.3.8.2 Parois préfabriquées :

Ce mur est constitué de panneaux préfabriqués qui ont la même fonction et fonctionnent de la même manière que le mur dans lequel le mur la paroi moulée



Photo I.9 : Parois préfabriquées (Al Kashi 2011)

1.3.9. parois composites :

Cette technique consiste en l'association de pieux en acier ou en béton (préfabriqués ou coulés en place), associés à des éléments de blindage, installés entre les pieux au fur et à mesure de l'excavation.

Il en existe plusieurs types, notamment :

1. Paroi composite berlinoise
2. Paroi composite parisienne

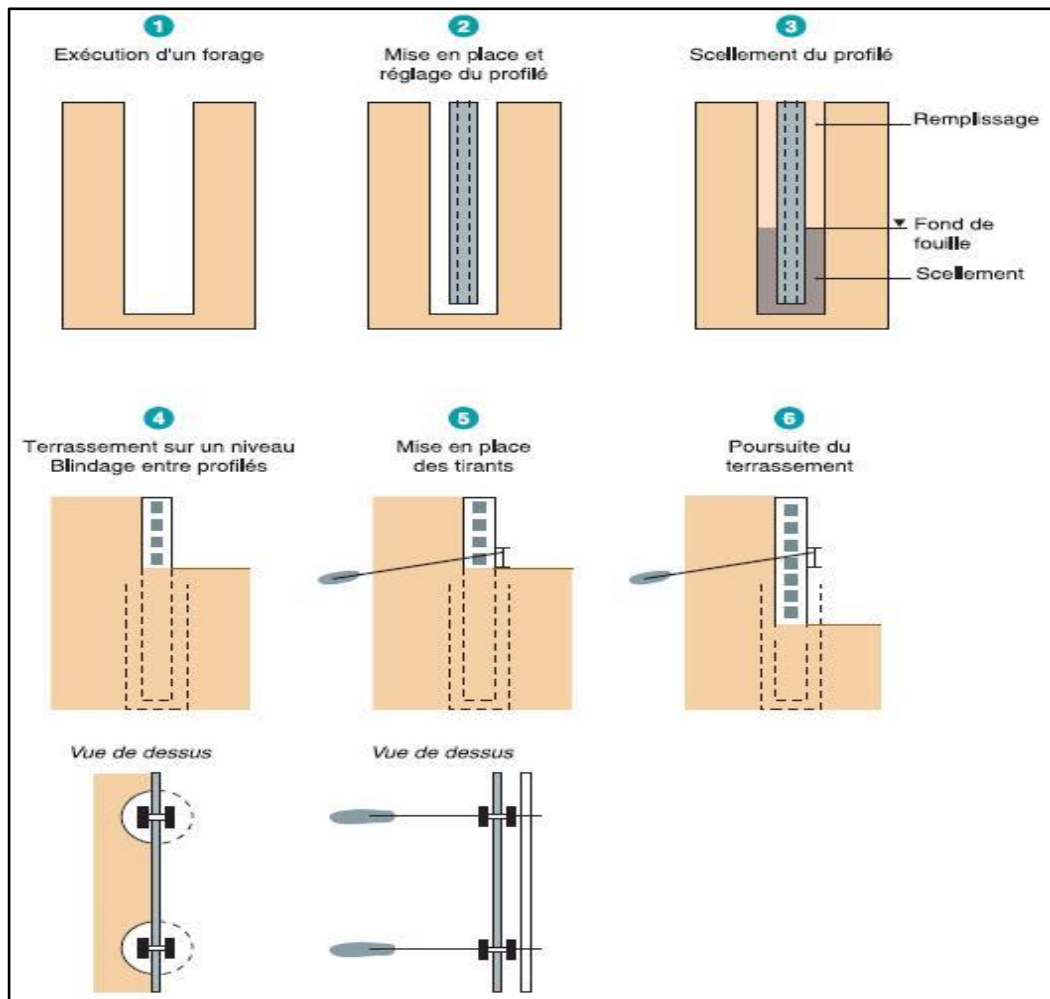


Photo I.10 : parois composites (M. chazallonm2016)

1.3.10. Le mur en terre armée :

Les massifs de Terre Armée sont utilisés dans le cas de remblais routiers, de culées de ponts et d'ouvrages de soutènement. L'avantage de ce matériau est une grande déformabilité, qui permet aux ouvrages de s'adapter sans trop de risques à des mouvements importants du sol de fondation..

1.3.10.1. Murs en remblai renforcé par des éléments métalliques :

les armatures se présentent généralement sous forme de lanières en aluminium, acier inoxydable ou galvanisé, ou sous forme de treillis soudés.



Photo I.11 : Procédé Terratrel (Al Kashi 2011)



Photo I.12 : Parement d'un remblai renforcé du procédé Terre Armée (Al Kashi 2011)

1.3.10.2. Murs en remblai renforcé par des éléments géosynthétiques :

Renforcement de sol par géosynthétiques est un des dérivés de la « terre armée ». Les Géosynthétiques apparaissent de manière générale sous la forme de longues bandes ou nappes et sont des matériaux fabriqués à partir de granules de polymères (polyéthylène,

polypropylène, polyester, fibres de verre, fibres végétales...). Parmi les géosynthétiques voues au renforcement des sols, on distingue les géotextiles : tissés, non-tissés, tricotes composés de fibres, des geogrilles réalisées à partir de plaques de polymère. Le mode d'assemblage des fils entre eux permettra d'obtenir différents types de nappes géotextiles..



Photo I.13 : Procédé Freyssisol : lit d'armatures en bandes géosynthétiques (Al Kashi 2011)



Photo I.14 : Procédé Ebal-Géotextiles : parement préfabriqué devant le massif en géotextile (Al Kashi 2011)

1.3.11. Parois clouées :

Les parois clouées répondent à la plupart des problématiques de stabilisation et de confortement de terrain, notamment pour des soutènements de grande hauteur ou devant supporter de fortes poussées. Elles sont réalisées par passes successives de hauteur modérée, alternant la mise en place de clous autoforants et le blindage (grillages, nappes de treillis soudées revêtues de béton projeté...). Le béton projeté est quant à lui utilisé dans de nombreux domaines, comme les travaux souterrains, les protections de talus et blindages de fouilles, les réfections de parois endommagées par les incendies...



Photo I.15 : Parois clouées

1.3.12. Voiles et poutres ancrés :

Le système de stabilisation des murs en parois ancrées est similaire à celui des murs en parois clouées ; sauf que pour celle-ci, les clous sont des qualifiés d'armatures inactives. Aussi, des similitudes sont à noter pour les terres armées sauf que les murs en terre armée sont édifiés en remblai.

Le choix d'un mur en paroi ancrée est très avantageux, car il n'exige pas beaucoup de matériaux ; en revanche sa mise en œuvre demande l'utilisation de nombreuses machines

Il existe 2 types de paroi ancrée :

- Voile ancrés
- Poutres ancrés

La différence entre les voiles ancrées et les poutres ancrées est leurs dispositions et leurs formes, en effet les poutres sont plus épaisses avec une faible hauteur qui peut être disposée sans inclinaison. Tandis que pour les voiles ancrées, elles sont généralement inclinées.



Photo I.16 : Voile ancrés (Al Kashi 2011)



Photo I.17 : Poutres ancrées en phase de construction (Al Kashi 2011)

1.3.13. Murs divers :

On peut encore adopter d'autres solutions pour limiter les poussées des terres sur le voile des murs, mais elles sont d'un emploi peu fréquent. Ces solutions, certes astucieuses et séduisantes, ont l'inconvénient d'être d'une exécution difficile et de grever le coût du mur, même si l'on économise par ailleurs sur la matière.

I-4 Notion de poussée et de butée :

Pour un ouvrage de soutènement simple, de type mur en béton retenant un massif de sol, les types de sollicitations qui s'exercent sur ce mur sont :

la force de pesanteur W , poids du mur, qui s'exerce sur la face du mur en contact avec le sol ;
les trois forces de mécanique des sols :

- la force de poussée (ou encore poussée) et on la note F_a , l'indice a précisant qu'il s'agit d'une force active. C'est la force du massif de sol s'exerçant sur la face amont du mur et qui a tendance soit à renverser le mur, soit à le déplacer horizontalement,
- la force de butée (ou encore butée) et on la note F_p , l'indice p précisant qu'il s'agit d'une force passive (qui ne s'exerce qu'en réaction à un déplacement effectif). C'est la force qu'exerce le sol sur la face aval du mur, et qui a tendance à retenir le mur,
- la force portante N ou R_b , verticale, et la force de résistance au glissement, T ou R_h , qui s'oppose au glissement du mur sur sa base sous l'action de la poussée.

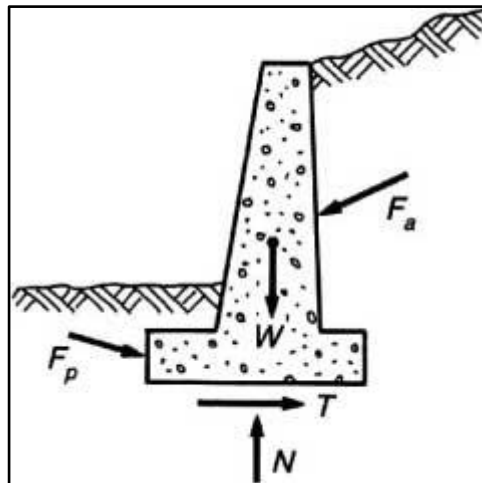


Figure I.1 :Sollicitations exercées sur un mur de soutènement

1.4.1. catégories de pression latérale de la terre :

Il y a trois catégories de pression latérale de la terre et chacune dépend du mouvement éprouvé par le mur vertical sur lequel la pression agit. Les trois catégories sont :

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

1.4.2. Etat de repos du sol :

On considérant le sol comme un massif de dimensions horizontales infinies ne se déforme pas latéralement. Seulement le tassement est possible pour ce type de sol. Si le sol est supposé un matériau pesant, homogène, les contraintes horizontales et verticales à une profondeur donnée sont proportionnelles et on peut écrire :

$$\sigma_h = K \cdot \sigma_v \quad (1.1)$$

Où σ_h est la contrainte effective horizontale, σ_v est la contrainte effective verticale et K_0 le coefficient des terres au repos.

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

K_0 dépend:

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

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 :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (1.2)$$

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

- sable : $K_0 \approx 0.5$.
- argile : $K_0 \approx 0.7$.
- argile très molle, vase : $K_0 \approx 1$.
- roche à très grande profondeur : $K_0 \geq 1$.

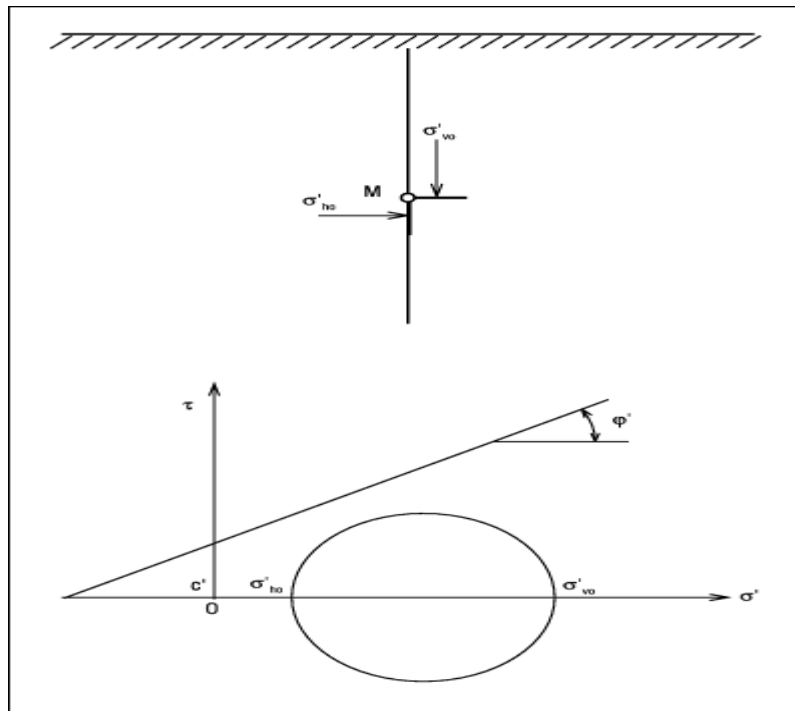


Figure I.2 :Etat de repos du sol

1.4.3. Etat de poussée et butée :

Ce sujet ayant été traité dans le cours de mécanique des sols I, il ne s'agit pas ici de le reprendre entièrement, mais plutôt de préciser certains résultats.

Imaginons qu'un écran vertical soit encastré à la surface d'un massif de sable. Si l'on procède à un remblayage par dépôt successif de couches horizontales minces d'un côté du mur, tout en appliquant une résultante F du côté opposé de façon à empêcher tout déplacement, on exerce à la fin du remplissage une force F_0 horizontale (du fait de l'absence de frottements entre la paroi et le sol) appelée poussée au repos telle que représentée sur la Fig1.3. a.

Si à présent on réalise une translation horizontale du mur, deux cas sont possibles :

- si d'une part le déplacement est imposé vers l'intérieur du remblais (à droite), la force F croît jusqu'à une valeur maximale F_p qui correspond à la mobilisation totale de la **butée**.
- si d'autre part, partant d'une situation initiale identique, le déplacement se fait en éloignant la paroi du remblai, alors F décroît jusqu'à une valeur F_a inférieure à F_0 et qui traduit l'établissement de l'état de **poussée**.

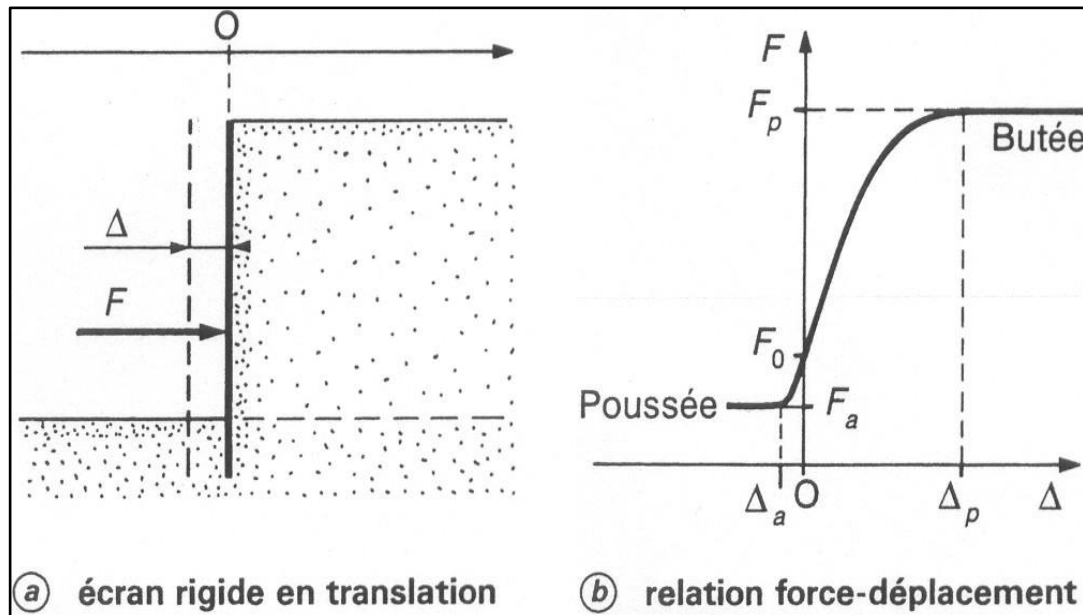


Figure I.3 : Expérience de poussée-butée (Schlosser)

On notera en particulier que le déplacement Δ_p nécessaire à la mobilisation totale de l'état de butée est beaucoup plus important que celui Δ_a causant la situation de poussée. Si H est la hauteur hors fiche du mur, on admettra les ordres de grandeur suivants :

$$\Delta_p \approx H/100 \text{ et } \Delta_a \approx H/1000$$

Dans ces deux cas extrêmes, on parle de **poussée et butée limites** correspondant à la rupture du massif de sol. On oublie cependant dans l'usage courant de mentionner l'adjectif « limite », les termes poussée et butée revoyant implicitement à l'état de rupture.

1.4.4. Équilibres de poussée et de butée :

Les sollicitations dites de poussée et de butée se rencontrent dans tous les cas où un ouvrage comprend une surface subverticale en contact avec le sol.

Et pour qu'il y ait équilibre de poussée ou de butée, il faut qu'il y ait déplacements (Fig.1.5). grossièrement de l'ordre de $H/1000$ pour mobiliser la poussée et supérieur à $H/100$ pour mobiliser la butée.

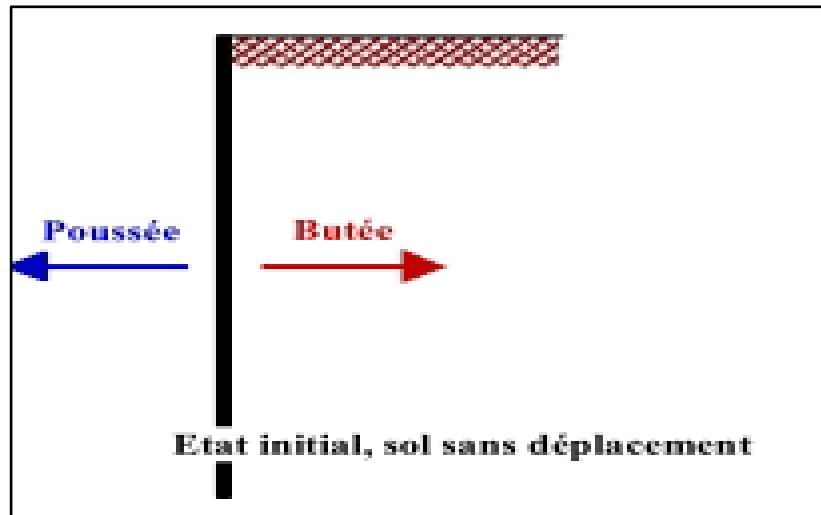


Figure I.4 : Principe de la poussée et de la butée

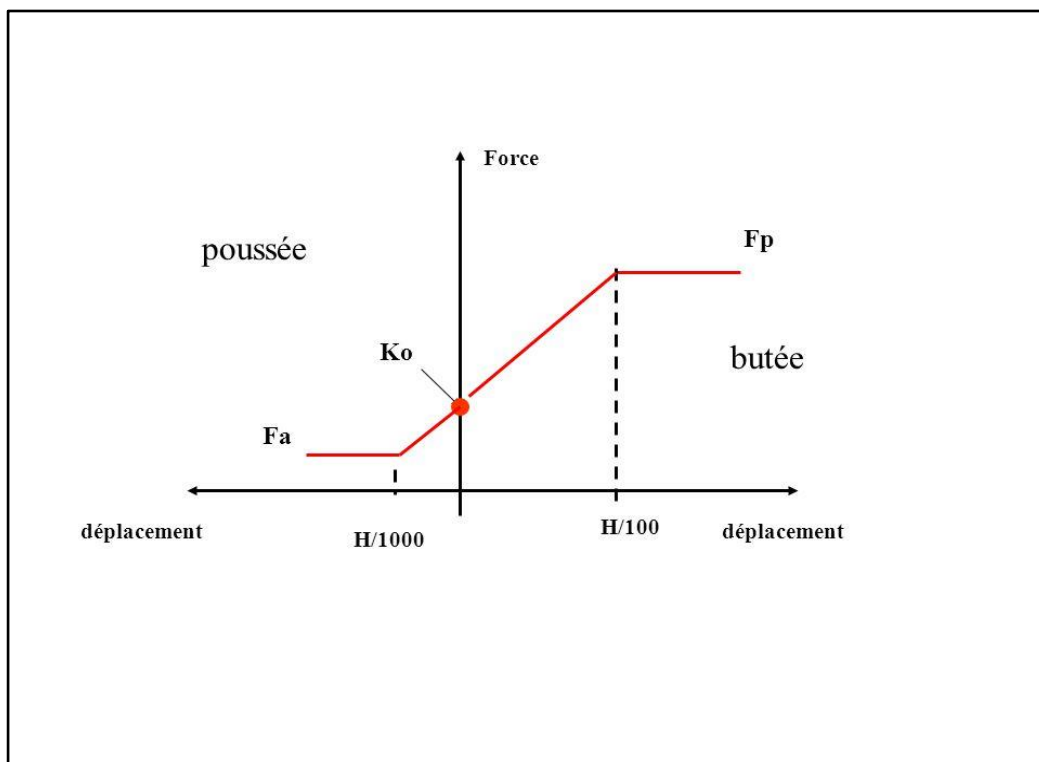


Figure I.5 : déplacement nécessaire à la mobilisation des états limite de poussée et butée.

1.4.4.1. Équilibre de poussée :

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

Par rapport à l'état initial, la contrainte σ'_{vo} étant constante, la contrainte horizontale σ'_{ho} diminue jusqu'à ce que le cercle de Mohr devienne tangent à la droite de Mohr-Coulomb pour une valeur de $\sigma'_h = \sigma'_a$ (Figure I.6) le sol est à l'état de poussée ; la contrainte de poussée est reliée à la contrainte verticale σ'_{vo} , dans le cas d'un écran vertical sans frottement sol-écran, par le coefficient de poussée K_a :

$$\sigma'_a = K_a * \sigma'_{vo}$$

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

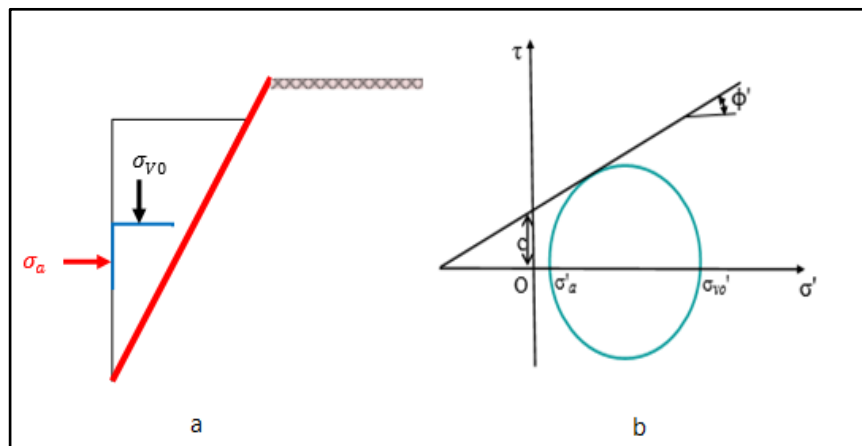


Figure I.6 :État limite de poussée du sol

1.4.4.2. Équilibre de butée :

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

Par rapport à l'état initial, la contrainte σ'_{vo} étant constante, la contrainte horizontale σ'_{ho} augmente jusqu'à ce que le cercle de Mohr devienne tangent à la droite de Mohr-Coulomb pour une valeur de $\sigma'_h = \sigma'_p$ (Figure I.7) le sol est à l'état de butée. La contrainte de butée est reliée à la contrainte verticale σ'_{vo} , dans le cas d'un écran vertical sans frottement sol-écran, par le coefficient de butée K_p :

$$\sigma'_p = K_p * \sigma'_{vo} \quad (3)$$

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

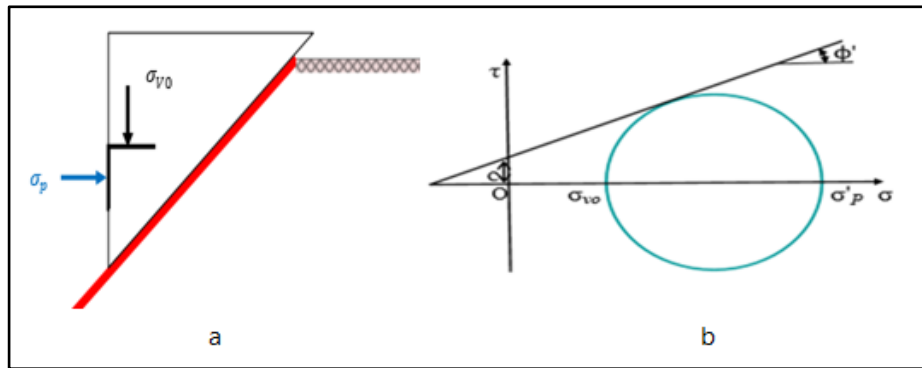


Figure I.7 .Etat limite de butée du sol

I.5.Facteurs intervenant dans la distribution de la pression des terres:

Les études de différents auteurs (Rowe (1952-55), Blum (1931), Terzaghi (1953)) montrent que Les facteurs intervenant dans la distribution de la pression des terres sur l'écran sont :

1. La densité du massif, nature du sol et stratification.
2. L'angle de frottement interne du sol.
3. La cohésion C.
4. Angle de frottement sol-écran δ .
5. La flexibilité de l'écran.
6. L'inclinaison de l'écran.
7. Le mode de son déplacement et de sa déformation possible.
8. La rigidité de système d'étais.
9. L'histoire des contraintes subies par le sol.
10. L'intensité de la surcharge.
11. Les conditions aux limites.
12. Les conditions cinématiques.

I.6.Conclusion :

Le choix du soutènement n'est pas seulement lié aux exigences du terrain, mais aussi au souci de protection du personnel travaillant sur chantier.

Dans le cas des soutènements flexibles, le report des efforts de poussée se fait en profondeur par un élément vertical (la fiche) auquel on adjoint le plus souvent des dispositifs stabilisateurs complémentaires (butons, ancrages, ...). De plus, pour le calcul de ces ouvrages, il est nécessaire de tenir compte de la distorsion des diagrammes de pression active et passive du sol à la déformation des rideaux.

Pour les parois flexibles, la répartition des contraintes peut être modifiée par l'effet de voûte : les contraintes augmentent aux points les plus rigides et diminuent le long des éléments les plus souples. La répartition des contraintes est fonction de la nature et de l'amplitude des déformations et déplacements de l'écran.

Chapitre2

LES METHODES DE DIMENSIONNEMENT DES ECRANS DE SOUTENEMENT

Chapitre2 : Les Methodes De Dimensionnement Des Ecrans De Soutenement

II.1 INTRODUCTION :

Le domaine d'utilisation des écrans de soutènement est très large. Si les murs de soutènement de type poids sont bien adaptés au soutènement de remblais, le domaine d'emploi privilégié des écrans de soutènement est le soutènement des excavations, dont ils accompagnent le développement tout au long du vingtième siècle. Le développement et la diversification de la technique des écrans de soutènement, des rideaux de palplanches aux parois moulées, des parois berlinoises aux lutéciennes et parisiennes et aux rideaux de pieux, et celle de la technique associée des appuis, des butons aux ancrages précontraints, rendront possible la construction d'ouvrages enterrés toujours plus nombreux : infrastructures de transport, réseaux divers, soubassements d'immeubles, parkings souterrains, des tranches de métro ou autres infrastructures enterrées ou encore des murs de quai, etc. (Delattre, 2000).

La construction du soutènement lui-même, le creusement de la fouille, l'installation des éléments d'appui et la gestion d'une éventuelle nappe phréatique présente dans le sol ont une influence importante sur l'état des contraintes dans les terrains avoisinants. Les modifications de l'état de contraintes conduisent à des déformations de la structure et du terrain avoisinant, et donc à des déplacements, tant horizontaux que verticaux, de la surface du sol soutenu.

Ce développement des technologies et de leurs applications a suscité un développement important des méthodes de calcul. En effet, cette forme d'ouvrage nécessite une diversification des schémas de calcul de la poussée des terres car leur cinématique diffère de celle des murs-poids, ouvrages de soutènement les plus connus jusqu'alors.

II.2.Choix de l'angle de frottement sol-écran δ :

L'angle de frottement δ entre le sol et le parement arrière du mur dépend des facteurs suivants :

- La rugosité du parement.
- L'angle de frottement interne du sol φ .
- Le tassement relatif entre le mur et le sol.
- L'inclinaison de la surface.

En première approximation on peut déterminer cet angle de frottement en fonction de l'état de surface du parement, comme il est indiqué dans le tableau (II-1).

Dans tous les cas courants de murs rugueux en béton ou en maçonnerie, la valeur de $\frac{2}{3}\varphi$ est celle à retenir.

Tableau II.1: Angle du frottement sol mur en fonction de l'état de surface de la parementure

Angle de l'interface en fonction de l'état de surface du parement	
Etat de surface du parement	Angle de frottement sol-mur
Surfaces très lisses ou lubrifiées	$\delta = 0$
Surface peu rugueuse (béton lisse, béton traité)	$\delta = \frac{1}{3} \varphi$
Surface rugueuse (béton, béton projeté, maçonnerie, acier.)	$\delta = \frac{2}{3} \varphi$
Murs caissons	$\delta \geq \frac{2}{3} \varphi$
Parements fictifs inclinés des murs cantilevers	$\delta = \varphi$

II.3. Influence du frottement:

Si on prend en compte le frottement du mur avec le sol, on observe une inclinaison des efforts de poussée et de butée figure II-1.

Soit δ l'angle de frottement du mur avec le sol :

- En poussée, le sol a tendance à « descendre » : la force est inclinée vers le bas et $\sigma_h = K_a \sigma_v \cos \delta_a$
- En butée au contraire, le sol est poussé vers le haut : la force est inclinée vers le haut et $\sigma_h = K_p \sigma_v \cos \delta_p$

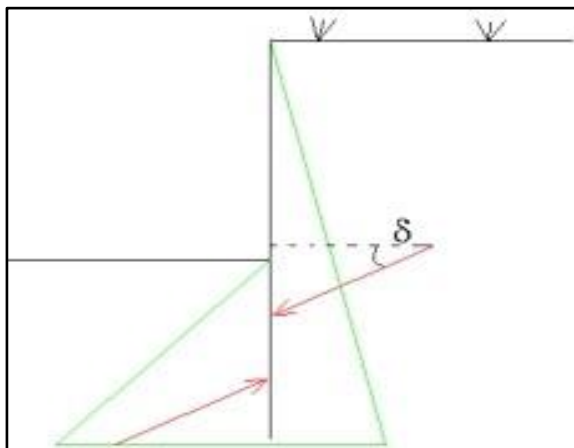


Figure II -1 : Cas du mur avec frottement

II.4. Méthodes de calcul de la poussée et de la butée sur un écran :

2.4.1. Méthode de Coulomb :

Coulomb (1776) qui, le premier, a mis au point une méthode de calcul des murs de soutènement. A l'heure actuelle, la méthode de Coulomb est universellement employée, principalement aux Etats-Unis, en raison de sa simplicité théorique et pratique.

La théorie de Coulomb repose sur deux hypothèses :

- Le sol se rompt suivant une surface de rupture plane mais souling bien (Figure II-2)
- La force agissant sur le mur a une direction connue. En d'autre terme cela signifie que l'angle de frottement δ entre l'écran et le mur est connu ; Ces deux hypothèses faites, la force agissante sur le mur est calculée par de simples considérations d'équilibre statiques à partir d'une règle d'extremum.

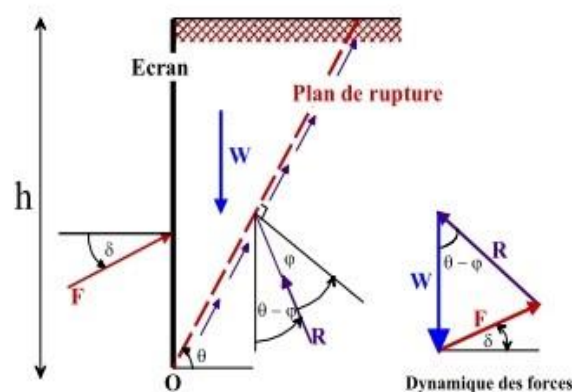


Figure II-2 : Equilibre du coin de Coulomb (CHAPITRE 02 thesis.univ-biskra.dz)

On suppose que la **surface de rupture** est un **plan (coin de Coulomb)** passant par le pied de l'écran et faisant un angle θ avec l'horizontale.

La réaction totale du sol R sur lequel glisse le coin de Coulomb est donc inclinée de l'angle φ sur la normale au plan de rupture.

En application de la méthode de Coulomb, on calcule la poussée en supposant que $\delta = 0^\circ$ Coulomb a défini les coefficients de pression de terre actifs et passifs respectivement par les expressions :

$$K_a = \left[\frac{\sin(\alpha - \varphi) / \sin \alpha}{\sqrt{[\sin(\alpha + \delta)]} - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \beta)}}} \right]^2 \quad 2-1$$

$$K_p = \left[\frac{\sin(\alpha + \varphi) / \sin \alpha}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta)]} - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\sin(\alpha - \beta)}}} \right]^2 \quad 2-2$$

Où :

φ : Angle de frottement interne du sol.

δ : Angle de frottement sol – écran.

α : Inclinaison du mur avec l'horizontale. β : inclinaison de la surface du sol avec l'horizontale.

La théorie de *Coulomb* suppose des lignes de glissement droites. Dans le cas de poussée active, la courbure est faible, ce qui fait que l'erreur de l'approximation est négligeable. Ceci est aussi correct dans le cas d'une poussée passive lorsque $\delta < \varphi/3$, mais quand $\delta > \varphi/3$, l'erreur devient plus grande.

2.4.2. Méthode de Rankine:

La méthode de Rankine consiste à calculer les forces de poussée et de butée à partir d'une hypothèse sur l'état des contraintes dans le sol au contact de l'ouvrage de soutènement : la présence de discontinuités dans le massif de sol ne modifie pas la répartition des contraintes verticales dans le sol. Sur un plan parallèle à la surface, la contrainte reste verticale et égale à γz ($\gamma z \cos \alpha$ dans le cas d'un sol à surface inclinée) (Figure 2.3).

L'inconvénient d'une pareille hypothèse est qu'on impose la direction de la contrainte qui s'exerce sur le mur en tout point du mur et qu'on ne tient compte de la valeur du frottement entre le mur et le sol. Ainsi, dans le cas d'un sol à surface horizontale et d'un mur à paroi verticale, la théorie de Rankine suppose que le frottement entre le mur et le sol est nul, puisque la contrainte est horizontale.

Rankine définit les facteurs K_a et K_p pour le cas d'un terrain plat par les expressions :

$$K_a = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.3)$$

$$K_p = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.4)$$

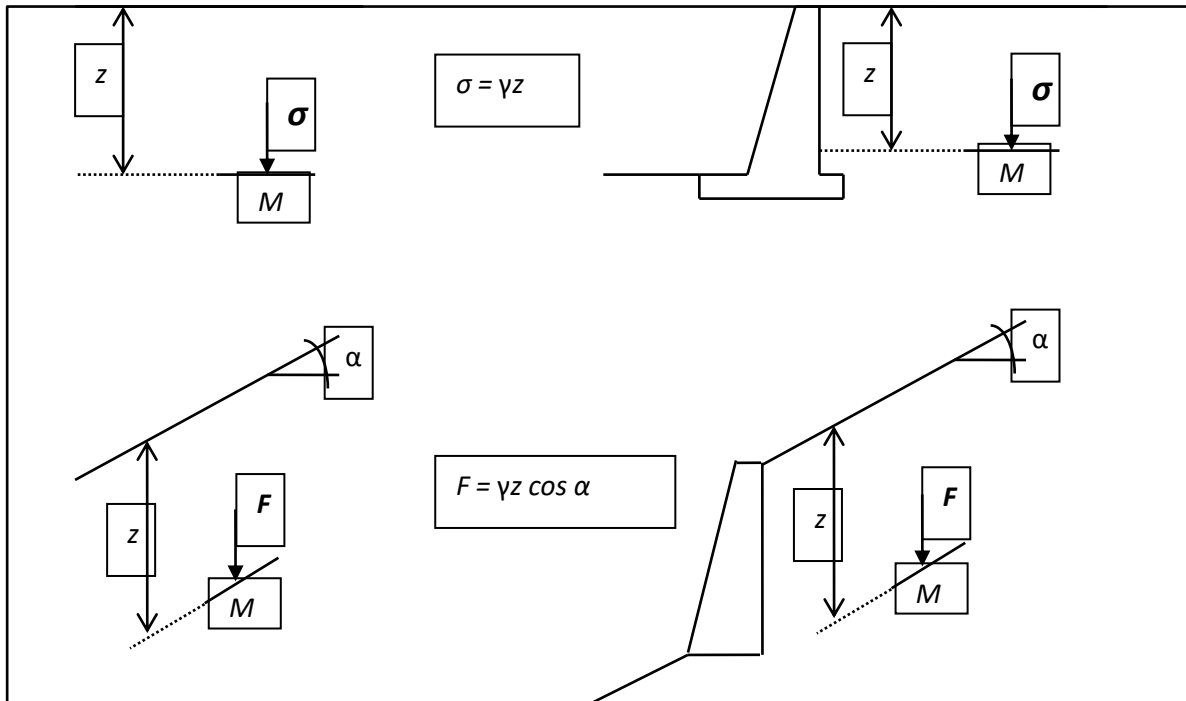


Figure II.3: Hypothèse de Rankine

2.4.3. Méthode de Boussinesq:

Boussinesq (1882) a amélioré la théorie de Rankine en prenant l'interaction réelle entre le sol et l'écran, c'est-à-dire en choisissant la valeur de l'angle de frottement δ sol-écran. Dans cet équilibre, Boussinesq considère une première zone où on a l'équilibre de Rankine se raccordant à une seconde zone où il tient compte des conditions aux limites sur l'écran figure 2-4

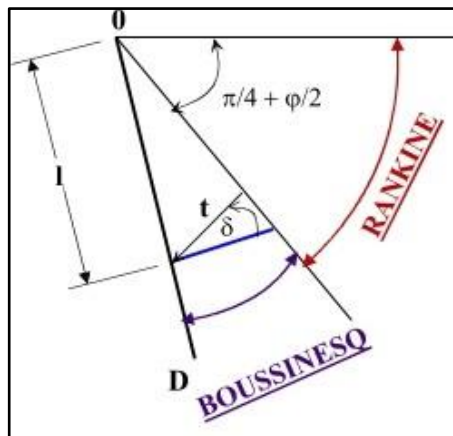


Figure II.4- Equilibres de Boussinesq et de Rankine (CHAPITRE 02 thesis.univ-biskra.dz)

Boussinesq garde les résultats de *Rankine* concernant la répartition des contraintes sur l'écran, les contraintes croissant linéairement avec la profondeur.

- L'obliquité des contraintes est constante le long de l'écran *OD*, elle est choisie et fixée à δ ;
- La répartition des contraintes sur l'écran est triangulaire :

$$P_a = K_a \cdot \gamma \cdot l \quad (2.5)$$

Boussinesq avait bien posé le problème, mais la résolution de ces équations a retardé son application, il n'a été résolu dans le cas de la butée, qu'avec les travaux de *Caquot* (1934).

Le système des équations différentielles a été intégrée par *Caquot* et *Kerisel*, 1948 étant améliorées par *Absi* au cas des massifs surchargés (poussée et butée en milieu pulvérulent non pesant, *L'Herminier* et *Absi*, 1962a, 1962b, 1965, 1969) pour donner des tables complètes de poussée et butée donnant les coefficients K_a et K_p (*Kerisel* et *Absi*, 1990) [*Delattre* (2001)].

2.4.4. **Terzaghi (1936) :**

Terzaghi en 1936. Selon lui, le fait d'admettre qu'un déplacement négligeable suffise à atteindre un état de rupture actif ou passif (comportement rigide-plastique du sol) va contre toutes les observations in situ qui mettent en évidence la présence d'un état intermédiaire, appelé état au repos. D'après lui, des déformations qui dépendent des propriétés élastiques du sol sont nécessaires pour atteindre les états de rupture. En particulier, les déformations nécessaires pour atteindre un état passif ne sont pas envisageables dans les conditions réelles.

Terzaghi critique également la théorie de *Coulomb*, la généralisation de son utilisation, l'hypothèse de surface de rupture plane

Terzaghi a pris en considération l'interaction sol-structure la figure 2.5, tiré de son article, présente l'évolution de l'intensité et de la position de la résultante de la poussée des terres agissant contre un mur de soutènement, s'il est en rotation par rapport à sa base, et translation [*Plumey* (2007)].

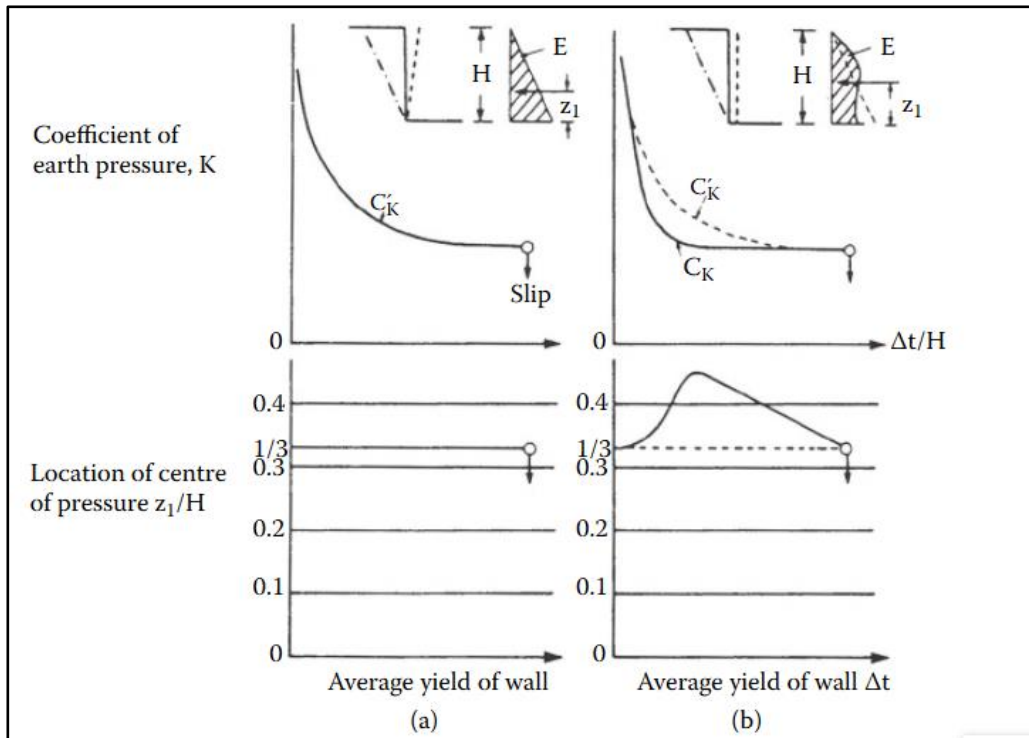


Figure II.5- Coefficient de poussée latérale des terres contre un mur vertical et position du point d'application de la résultante (selon Terzaghi 1936a). Distinction du mode de déplacement du mur

Selon lui, la poussée des terres dépend de l'intensité et du mode de déplacement du mur de soutènement. Lorsque le mur se déplace, la poussée diminue depuis la poussée au repos pour atteindre progressivement un plateau. La courbe exprimant l'intensité de la poussée en fonction du déplacement varie selon le mode de déplacement admis pour le mur mais la valeur finale est identique pour les deux modes et correspond à la poussée active de Rankine. La position de la résultante varie également en fonction du mode de déplacement [Plumey (2007)].

Terzaghi cité dans Plumey (2007) introduit donc deux notions nouvelles. La poussée des terres varie entre ces deux valeurs en fonction d'un déplacement du mur. Il mentionne aussi que l'état actif est obtenu pour des déplacements relativement faibles alors que l'état passif nécessite des déplacements importants. Deuxièmement, le mode de déplacement du mur a une influence sur l'intensité et la distribution des poussées. A ce sujet, il évoque aussi qu'il existe une différence entre un mur de soutènement en maçonnerie rigide et une paroi étayée souple. La rigidité du sol et la rigidité et les conditions d'appui de la structure ont une influence sur les poussées des terres contre la structure.

a- Soubra et Kastner (1999) ont développé une méthode cinématique en analyse limite en adoptant un mécanisme de rupture rotationnel permettant de calculer le coefficient de butée en présence d'écoulement. Ils ont montré que la butée disponible devant la fiche de l'écran de soutènement étanche diminue avec l'augmentation de la perte de charge relative. Le cas limite d'une butée nulle, insensiblement à l'angle de frottement de l'interface sol – rideau, représente la rupture par soulèvement généralisé d'un prisme de sol devant la fiche.

b- Benmebarek N (2003) a étudiée le coefficient de la pression passive et active des terres à l'écoulement (perte de charge totale) pour différentes valeurs de l'angle de frottement ϕ , de l'angle de l'interface δ et de l'angle de dilatance ψ dans le cas d'un batardeau large. Elle a montré la réduction du coefficient de butée avec l'augmentation de la perte de charge totale, cette réduction qui est plus significative pour les faibles valeurs de l'angle de frottement interne. Pour la poussée active, les forces d'écoulement augmentant significativement ce coefficient qui augmente avec la diminution de l'angle de dilatance.

II.5. Dimensionnement d'écran de soutènement:

Le dimensionnement des écrans de soutènement pour résister à la poussée des terres qu'ils doivent retenir est un problème classique de l'ingénierie civile et militaire qui a intéressé de nombreux scientifiques dès le début du XVIII^e siècle. Une discussion des premiers travaux sur ce sujet (dont Bullet 1691, Gautier 1717, Couplet 1726 et 1727, Bélidor 1729, Gadroy 1746, Rondelet, 1767) est présentée par Heyman (Heyman 1972). Verdeyen donne également quelques repères historiques concernant le développement de la mécanique des sols, dans lequel les écrans de soutènement prennent une place importante (Verdeyen 1959). Les modèles de calcul cités par exemple par l'Eurocode 7-1 (2004) sont les modèles analytiques, semi-empiriques ou numériques. S'il n'existe pas de modèle de calcul fiable pour un état limite particulier, on peut aussi se servir d'essais de chargement ou de la méthode observationnelle. Le choix de la méthode reste alors assez libre.

Delattre (2001) distingue cinq familles de méthodes de calcul des écrans de soutènement

- 1- Les méthodes dites « classiques », faisant appel à des calculs analytiques de la poussée et de la butée des terres,
- 2- La méthode du coefficient de réaction, prenant en compte une certaine interaction sol-structure,
- 3- La méthode des éléments finis, développée à partir des années 1970,
- 4- Les méthodes empiriques et semi-empiriques, s'appuyant sur un référentiel qui tient compte du comportement observé des ouvrages,

5- Les méthodes de calcul de l'état limite ultime, fondées sur des théories de plasticité.

2.5.1. Méthodes de calcul classique :

Le dimensionnement d'un ouvrage de soutènement a pour objectif d'obtenir l'équilibre des forces de poussée et de butée en fonction de la géométrie de l'ouvrage et de celle du massif retenu, des caractéristiques mécaniques du sol et des déplacements relatifs du mur par rapport au sol.

2.5.1.1 Rideau de palplanche non ancré, encastré en pied :

La poussée exercée par le sol sur la partie libre de la palplanche n'est pas équilibrée que par les réactions du terrain sur la fiche : le rideau est nécessairement « encastré ». Le diagramme des contraintes adopté pour le calcul est indiqué sur la Figure 2.6.

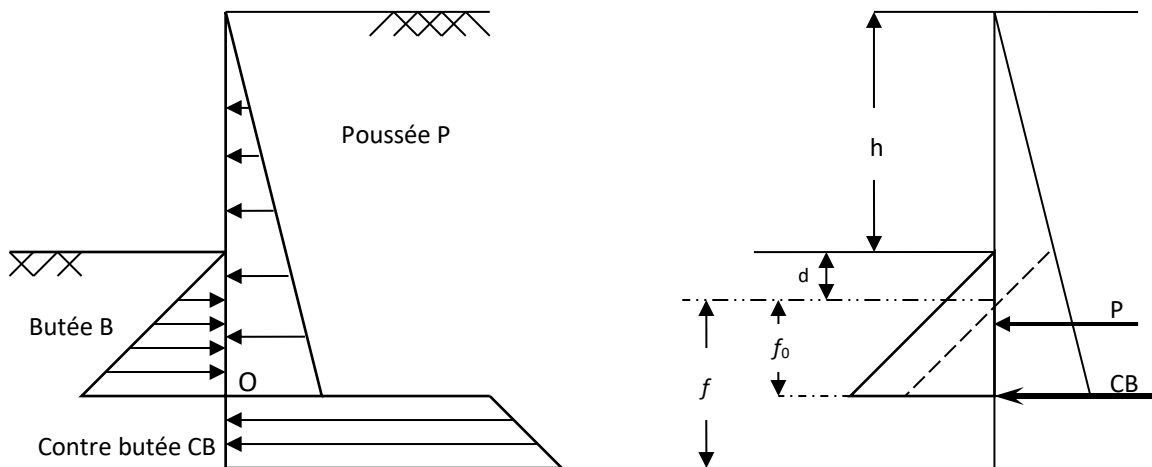


Figure II.6 : Diagramme des pressions s'exerçant sur un rideau encastré non encre

Pour simplifier le calcul on admet généralement que la contrainte est une force concentrée au point « O ». Le diagramme correspondant au déclenchement de la rupture par déversement. Pour dimensionner les ouvrages en service, on divise les contraintes de butée par un coefficient de sécurité égal à deux.

Le dimensionnement consiste à déterminer la fiche et le moment fléchissant maximum dans le rideau. Pour déterminer les inconnues du problème f et f_0 , on utilisera deux équations de la statique :

- Somme des moments de ces forces par rapport à un point quelconque (généralement la base) égale à zéro.
- Somme des forces horizontales égale à zéro.

2.5.1.2. Rideau ancré simplement buté en pied :

La fiche des rideaux ancrés simplement butée en pied est en principe juste suffisante pour assurer la stabilité de l'ouvrage. Dans ces conditions, l'ensemble du rideau est susceptible de pivoter autour du point d'attache des tirants et chaque face ne supporte que des contraintes de butée ou des contraintes de poussée, il n'y a pas de contre-butée car la fiche est assez courte (Figure II.7). La poussée s'exerce sur toute la face amont du rideau, la butée est mobilisée devant la fiche coté fouille.

Le problème est isostatique et comporte deux inconnues ; la fiche f est l'effort d'ancrage A .

On ne considère que la composante horizontale des forces :

- $\sum M = 0$ permet de déterminer la fiche f .
- $\sum F_H = 0$ permet de déterminer la traction A .

La fiche calculée correspond à l'équilibre limite (rupture du rideau).

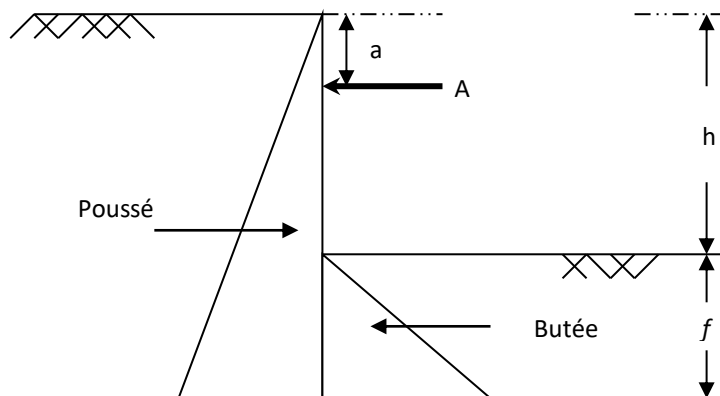


Figure II.7 : Diagramme de pression d'exercant sur un rideau ancré simplement butée

Josseum (1974) résume les procédures couramment utilisées, pour arriver au dimensionnement de l'ouvrage en service :

- Soit, on adopte une longueur de fiche égale à $f' = 1.4 f$ pour un sol pulvérulent et à $2 f$ pour un sol purement cohérent, et l'on utilise les valeurs de M et de A à l'équilibre limite pour le choix du module de palplanches et le dimensionnement du système d'ancrage.
- Soit, les valeurs de f et de A sont déterminées en tenant compte d'une valeur minorée du coefficient de butée limites. Les calculs sont alors souvent effectués :
 - 1- Soit, en divisant par 2 les contraintes de butée limite ;

2- Soit, en considérant la butée correspond à $\delta = 0$ (le coefficient minorateur de la butée limite est alors fonction de l'angle φ).

Rowe (1952) propose une méthode de calcul tenant compte des résultats de son expérimentation sur l'influence de la flexibilité de la palplanche. Sa méthode comprend deux phases :

a- calcul en simplement buté (Figure II.8) avec les hypothèses suivantes ; la poussée P_a calculée par la théorie de Coulomb avec un angle de frottement sol rideau égale à $\delta=2/3\varphi$. La butée pression passive P_p calculée par la méthode de Coulomb avec $\delta = 0$ et affectée du coefficient de sécurité $F = 1.5$.

Une force de cisaillement horizontal T_s appliquée en pied de rideau et ayant pour intensité :

$$T_s = \text{tag } \delta [(P_a - P_p) \tan g\delta + W_s H] / 1.5 \quad (\text{II.1})$$

Où :

W_s : poids propre du rideau et $\delta=2/3\varphi$.

La résultante des forces P_p et T_s est supposée appliquée au tiers inférieur de la partie en fiche.

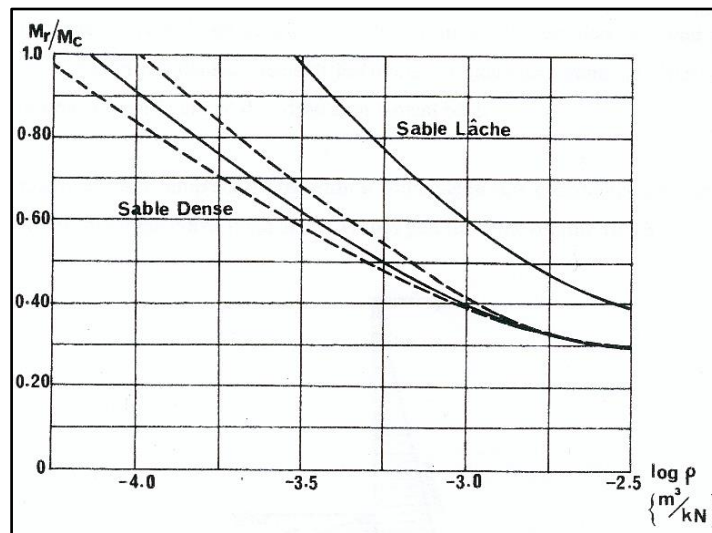


Figure II.8 : Réduction du moment fléchissant maximal avec la flexibilité du rideau d'après Rowe

M_r : moment réel ;

M_c : moment calculé suivant le schéma de calcul proposé par Rowe.

- b- Le moment fléchissant ainsi obtenu est multiplié par un coefficient minorateur qui dépend de la flexibilité du rideau et l'état de densité du sol, dont la valeur est donnée par la Figure 2.8.

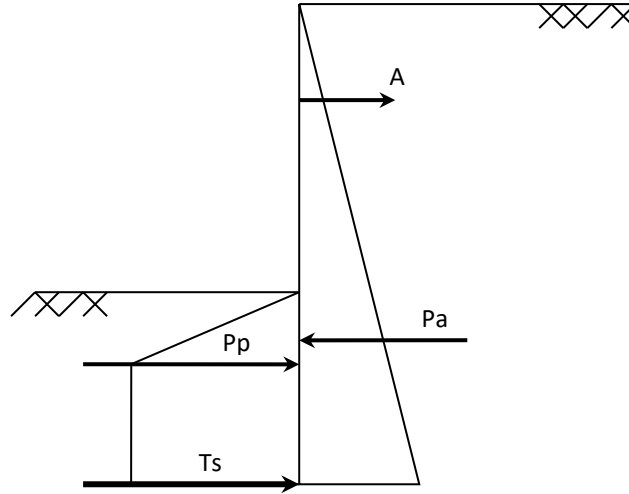


Figure II.9 : Schéma de calcul proposé par Rowe.

L'influence favorable de la flexibilité du rideau sur l'effort dans le tirant peut être compensée par l'effet des déplacements différentiels des ancrages : donc cet effort est voisin de la valeur obtenue par le calcul du rideau simplement butée.

Terzaghi (1953) remplace la répartition triangulaire des contraintes de butée par un diagramme trapézoïdale qui correspond aux ouvrages peu flexible (Figure 2.10).

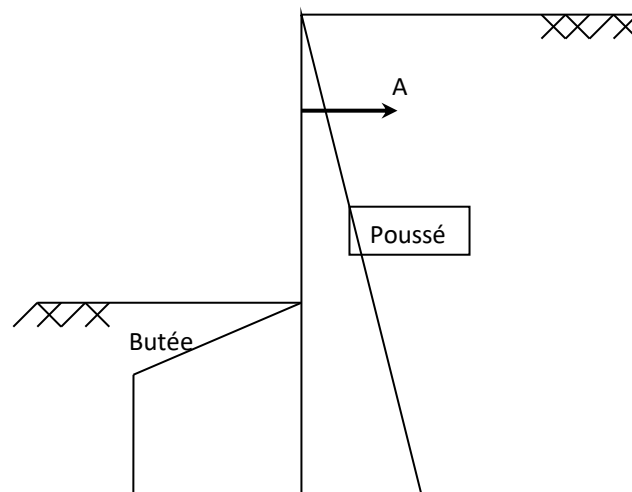


Figure II.10 : Schéma trapézoïdal de Terzaghi.

Houy (1980) démontre que l'utilisation des théories basées sur l'état plastique ou sur l'état de rupture laisse libre le choix de δa ou δp . Il propose d'adopter en poussée ($0 < \delta a < 2/3\phi$) et en butée comme indiqué sur la Figure 2.11.

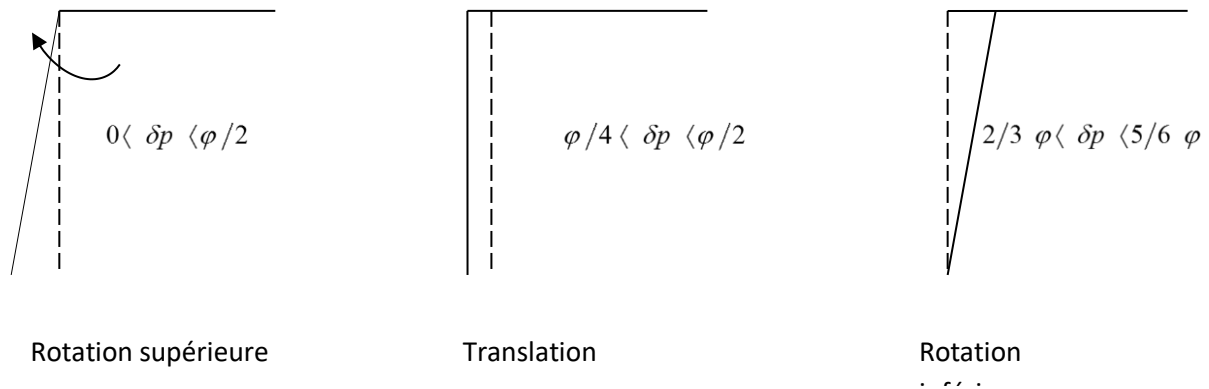


Figure II.11: δp en fonction du déplacement de l'écran

2.5.1.3. Rideau ancré et encastré :

Le calcul des rideaux encastrés en pied a quelque analogie avec celui des rideaux sans ancrages. On utilise pour le calcul des rideaux ancrés la même distribution des contraintes que les rideaux sans ancrages avec les mêmes simplifications.

a. Méthode de la ligne élastique :

On se trouve maintenant en face d'un problème hyperstatique puisqu'il y a trois inconnues : la profondeur f_0 , l'effort d'ancrage A et la contre-butée C (Figure 2.12).

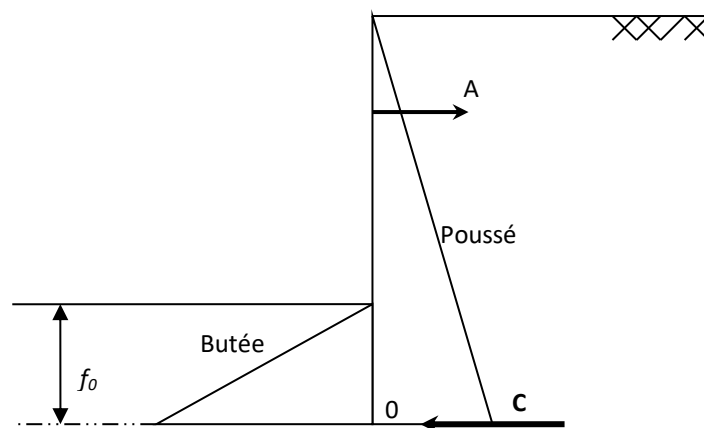


Figure II.12 : Rideau ancré et encastré.

L'étude de la déformation de la palplanche permet de lever l'indétermination. On s'impose en effet que la déformée de la palplanche ou « ligne élastique » satisfasse à certaines conditions : le pied de la palplanche au niveau de la contre-butée est immobile la ligne élastique passe par l'extrémité du tirant d'ancrage. Cette méthode est extrêmement longue.

b. Méthode de Blum :

Blum (1951) établit une relation pour les sols pulvérulents et homogènes entre la position du point de moment fléchissant nul (a), et l'angle de frottement interne du sol. Le niveau peut être alors considéré comme la juxtaposition de deux poutres isostatiques (Figure 2.13).

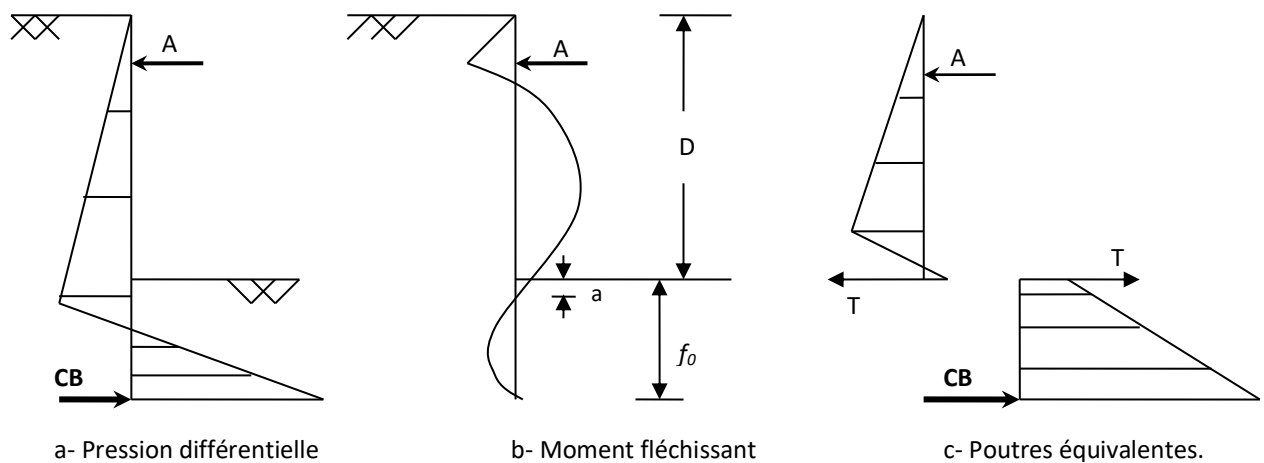


Figure II.13 : Méthode de Blum.

c. Méthode de Blum modifiée :

Cette méthode consiste à confondre le point de pression nul et le point de moment nul. Dans les calculs en rideau encastré, les contraintes de butée qui s'exercent au-dessus du point O ne sont pas affectées d'un coefficient de sécurité. La fiche déterminée à partir d'un calcul en rideau encastré est en effet largement supérieure à la fiche limite.

d. Méthodes élasto-plastiques utilisant le module de réaction :

En 1867, Winkler a introduit l'hypothèse du coefficient de réaction sur le comportement du sol. Il considère le sol équivalent en une infinité de ressorts non linéaires (limites plastiques) et non couplés. La variation de la pression de contact, en un point de l'interface sol structure, selon lui, ne dépend que du déplacement de ce point suivant la direction normal de l'interface ($K=\Delta P/y$).

C'est la difficulté de l'intégration nécessitant l'emploi de méthodes numériques qui a longtemps retardé l'utilisation pratique de ces méthodes de calcul. Dans un premier temps, elles n'ont d'ailleurs servi que comme outil de recherche destiné à l'élaboration d'abaques. Ce n'est que récemment que sont apparus des programmes de calcul sur ordinateur basée sur cette hypothèse et utilisables pratiquement par les bureaux d'études

II.6 Calcul par les méthodes en continuum :

Le comportement des ouvrages de soutènement flexibles est le résultat d'une succession de plusieurs étapes depuis la mise en place dans le sol jusqu'à la mise en service (fonçage ou battage de palplanches, mise en place des parois, excavation par étape, installation des butons ou des tirants,

rabattement de nappe). Avec les méthodes en continuum représentées par la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finies, l'évolution des contraintes et des déformations dans l'ensemble du modèle (massif et structures) peuvent être analysées au cours des différentes phases de construction à la différence des méthodes précédentes en tenant compte des particularités de ce type d'ouvrage notamment :

- Un comportement plus réaliste du sol en utilisant des modèles de comportement généralement élastoplastiques avec ou sans écrouissage,
- Prise en compte des différentes étapes d'excavation et de construction par désactivation et activation des éléments de massif et de structures,
- Description par des éléments d'interface les interactions multiples entre le sol et l'écran, et le sol et les tirants,
- L'interaction hydraulique et numérique en particulier pour les gradients important causés par le rabattement de nappe au fond de fouille.

Des analyses complexe des rideaux, particulièrement lorsque les déplacements et les déformations au voisinage de l'excavation sont critiques, sont devenues possible sur micro-ordinateur grâce à l'apparition des code en éléments finis (ABAQUS, PLAXIS, CESAR, ...) ou en différences finies (FLAC^{2D} et FLAC^{3D}) spécialisés et commercialisés à l'échelle internationale.

II.7 Conclusion :

L'expérience a montré que le dimensionnement de ces rideaux par les méthodes classiques est sûr, voir surabondant, par contre, elles ne permettent pas de prévoir le déplacement du rideau, facteur important pour les fouilles exécutées à proximité d'ouvrages existants.

Le développement de l'outil informatique et des méthodes de calcul numérique permet de résoudre ces problèmes en faisant appel aux codes numériques. Notre choix s'est porté sur le code aux différences finies Flac2D dont la description et la présentation feront l'objet du chapitre _____ qui _____ suit.

CHAPITRE 3

PRESENTATION DE L'OUTIL

NUMERIQUE UTILISÉ

Chapitre 3 :Presentation De L'outil Numerique Utilisé

III.1 Introduction :

La modélisation numérique des géomatériaux est une étape indispensable pour le dimensionnement des ouvrages. Ces méthodes numériques fournissent les champs de déformations et des contraintes ainsi que les mécanismes de rupture.

Le code de calcul FLAC^{2D} utilisé dans nos modélisations est basé sur la méthode des différences finie. Les créateurs de ce code ont utilisé un concept appelé « méthode des éléments Lagrangiens ». Il consiste en une application non traditionnelle de la méthode des différences finies explicites. Une description de cette méthode et du logiciel FLAC^{2D} est représentée au début de ce chapitre.

La loi élastoplastique nommée Mohr – Coulomb, développée au cours de ce travail à été implantée dans le code de calcul FLAC^{2D}.

III.2 Généralité :

FLAC (Fast Lagrangien Analysis of Continua), c'est un code en différences finies développé par la société américaine ITASCA Consulting Group. Il simule le comportement des structures en sols, en roches ou autres matériaux qui se plastifient quand leur surface de charge est atteinte. Les matériaux sont représentés par des éléments ou des mailles 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 (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 de Flac est parfaitement adaptée à la modélisation des problèmes de géomécanique en plusieurs phases, comme une séquence excavation-construction-charge.

Starfield et Cundel (1988), fondateurs du Code Flac, ont insisté que la méthodologie des modélisations numériques en géomécanique doit être différentes de celle de l'ingénierie de structure. Ils ont signalé qu'il est impossible d'obtenir des données complètes sur les sols ou les roches du site ; par exemple : l'état des contraintes initiales, les propriétés et les discontinuités ne peuvent être que partiellement bien connues. Cette situation est incompatible avec la conception suivie dans les logiciels populaires utilisés pour la conception (boite noire

qui accepte uniquement d'un côté l'introduction des données et de l'autre côté donne les résultats de prédiction du comportement).

Au contraire, les logiciels en géomécanique doivent être conçus et utilisés pour découvrir les mécanismes en absence des données nécessaires pour la prédiction. Quand le comportement du système est défini, il est approprié d'utiliser des calculs simples de la conception du processus.

D'une autre manière, les logiciels en géomécanique ne doivent être utilisés uniquement dans la conception, mais aussi comme un outil d'expérimentation numérique qui aide et donne au concepteur un aperçu sur les mécanismes possibles.

Avant de discuter les particularités du code FLAC il est nécessaire de donner un aperçu rapide sur la méthode de différences finies adoptée dans le code FLAC.

III.3 Méthode des différences finies (MDF) :

Billaux (1993) rappelle que la méthode de différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équation différentielles avec conditions initiales et, conditions aux limites (Desai et Christian (1977), la solution est unique.

La plupart des méthodes utilisant cette technique adoptent une discrétisation du milieu en mailles rectangulaires exclusivement.

L'approche en différences finies utilisée dans FLAC est basée sur la méthode de Wilkins (1964), qui permet de formuler les équations des différences finies pour des éléments quelconques. On peut leur donner n'importe quelle forme aux limites et, faire varier les propriétés d'un élément à l'autre. De ce point de vue, elle est donc aussi performante que la méthode des éléments finis.

Dans cette méthode, chaque dérivée présente dans le système d'équation est remplacée directement par une expression algébrique écrite en fonction des variables de champs (c'est-à-dire les contraintes ou les déplacements) uniquement définis au niveau de points dans l'espace.

De plus, le code Flac se distingue essentiellement par son schéma de résolution explicite, qui permet de ne combiner les matrices élémentaires, ainsi un gain substantiel de place mémoire. En effet, seules les variables à la fin de chaque pas de temps sont stockées et non la matrice de rigidité, comme cela est le cas pour la méthode des éléments finis.

III.4 Présentation du code bidimensionnel (FLAC^{2D}) :

FLAC^{2D} a été conçu pour opérer dans un espace *bidimensionnel*. Bien souvent, il est possible de tirer parti des symétries du système étudié, afin de réduire la complexité du

modèle, et donc les temps de calcul. Ainsi, un maillage d'éléments finis de massif n'est pas systématiquement à trois dimensions. En effet, si l'une des dimensions de l'ouvrage est prépondérante (remblai de grande largeur, section courante d'un tunnel, etc.) et toutes les autres caractéristiques du modèle (chargement, conditions aux limites, interfaces) le permettent, il est possible d'analyser l'ouvrage dans un *plan*. Cette analyse, dite en déformations *planes*, suppose que la composante du déplacement perpendiculaire au plan considéré est uniformément nulle.

L'utilisateur construit alors son maillage dans un plan, mais admet implicitement qu'il bénéficie d'une profondeur égale à l'unité. Les forces appliquées sur ce type de modèle ne s'expriment pas en Newton, mais en Newton par mètre (force par unité de longueur).

L'utilisation de modèles *bidimensionnels* permet bien sûr de réduire considérablement les temps de calcul, mais rend surtout possible 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. Par conséquent, les maillages sont fréquemment plus grossiers dans le cas *tridimensionnel* que dans le cas *bidimensionnel* et la modélisation est plus approximative.

Le code Flac2D intègre de nombreux modèles constitutifs, adaptables à un grand nombre de matériaux, géologiques ou non. Chacun d'entre eux nécessite l'apport de paramètres mécaniques spécifiques, descriptifs de la rhéologie du matériau.

Les modèles disponibles dans Flac2D sont : modèle nul (pour les sols retirés ou excavés), élasticité isotrope ou anisotrope, élasto-plasticité (Cam-Clay modifié, Druker-Prager, Mohr-coulomb standard ou avec écrouissage positif (ou négatif) et écrouissage et changement de volume, élasto-plasticité (Mohr-Coulomb) avec plan de discontinuité localisé (faille, etc.))

III.5 Méthodologie de simulation avec FLAC :

Afin d'installer un modèle pour réaliser une simulation avec Flac, trois composants fondamentaux d'un problème doivent être indiqués :

1. Générer le maillage ;
2. Définir les paramètres constitutifs ; et
3. Appliquer les conditions initiales et aux limites.

La Figure III.1 (adoptée du manuel Flac) présente les grandes lignes de la stratégie utilisée pour modéliser un problème en Flac. La simulation se fait par phase et la réponse du système

est systématiquement examinée après chacune des phases de calcul pour s'assurer de la validité des résultats.

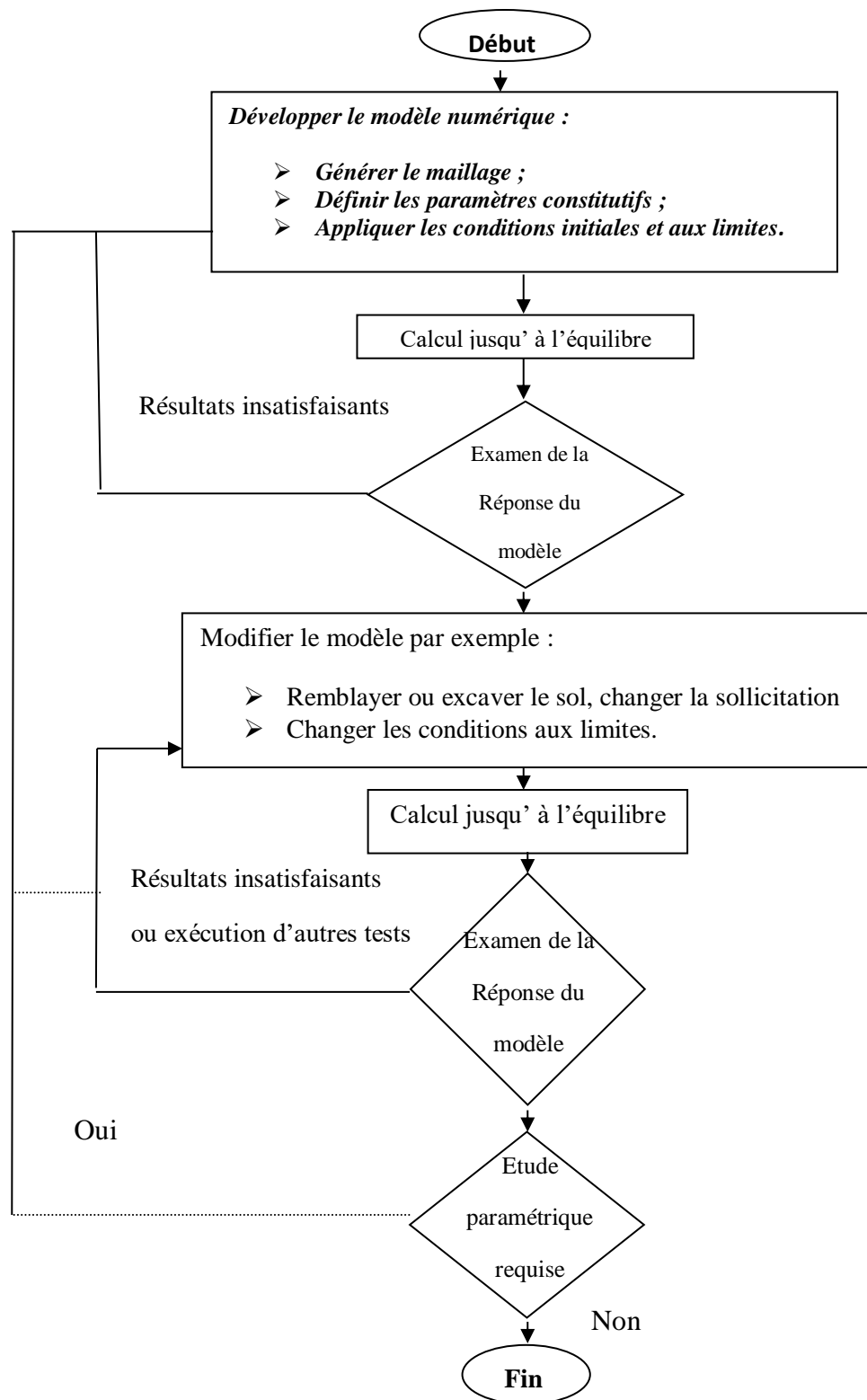


Figure III.1 : Méthodologie de modélisation numérique avec FLAC (ITASCA Manuel).

III.6 Modélisation de l'écoulement en FLAC :

Dans le cas général, les terrains sont en partie baignés par des nappes d'eau en équilibre hydrostatique ou en écoulement. La présence de cette eau dans les espaces interstitiels entre les grains induit des effets mécaniques sur le sol : forces d'écoulement appliquées aux grains, poids déjaugé et consolidation.

Si la perméabilité du sol est élevée, le mouvement de l'eau est instantané et la pression interstitielle n'est pas modifiée. Ainsi, dans le cas d'un remblai construit sur un sol perméable, la pression interstitielle est constamment égale à la pression interstitielle initiale.

En revanche, si la perméabilité du sol est faible par rapport à la vitesse de variation des contraintes, l'eau interstitielle ne peut s'écouler de manière instantanée et se met en surpression qui se dissipe dans le temps (*le sol se consolide*).

Le comportement d'un sol perméable est toujours un comportement à long terme (*condition drainée*). Alors que le comportement d'un sol peu perméable évolue entre deux comportements extrêmes :

- Un comportement à court terme lorsque le sol vient d'être chargé ou déchargé. Aucune variation de volume n'a encore pu se produire et les variations des contraintes normales sont reportées totalement ou en partie sur l'eau interstitielle (*condition non drainée*) ;
- Un comportement à long terme lorsque la surpression interstitielle due au chargement du sol s'est dissipée et que le régime d'écoulement de l'eau est devenu permanent (*condition drainée*).

Duncan (1996) a indiqué que, pour les problèmes faisant intervenir des chargements non exceptionnels, les sols dont le coefficient de perméabilité est supérieur à 10^{-6} m/s peuvent être analysés en conditions drainées et les sols de coefficient de perméabilité inférieur à 10^{-9} m/s en condition non drainée.

Flac modélise l'écoulement de l'eau dans le milieu poreux tel que le sol, soit indépendamment de l'effet mécanique (calcul hydromécanique découplé), soit en tenant compte de l'interaction sol-fluide (hydromécanique couplé). Ce dernier type de comportement induit deux effets mécaniques.

Dans le premier, le changement de la pression interstitielle génère un changement en contraintes effectives qui peuvent affecter la réponse du solide. A titre d'exemple, une réduction des contraintes effectives peut induire un écoulement plastique. Dans le deuxième, le fluide réagit par un changement de pressions interstitielles à la variation mécanique du volume.

La formulation de l'écoulement de Flac est basée sur des relations simples, en utilisant la loi de Darcy pour un milieu poreux anisotrope. L'effet de gravité est incorporé dans la formulation afin de permettre à l'eau de migrer en toute zone non totalement saturée.

Avec cette formulation, une surface libre apparaît naturellement dans un calcul d'écoulement.

Dans le cas des problèmes couplés drainés, la convergence au régime statique peut être très lente (plusieurs pas de calcul mécanique sont nécessaires pour garder l'équilibre quasi statique) quand le module volumique de l'eau est très grand par rapport au module de confinement du sol $K + (4/3) G$.

Plusieurs stratégies de modélisation sont disponibles en Flac pour approcher les différents processus couplés. L'une consiste à supposer que les pressions interstitielles nodales soient fixes. Cette approche ne nécessite pas de mémoire supplémentaire dans le calcul. Elle peut être représentative dans le cas des sols grossiers baignés par une nappe statique sans écoulement. Les pressions interstitielles se dissipent au fur et à mesure, que le changement est appliqué et que l'on peut considérer que le champ de pressions d'eau est invariant. Ce champ de pression d'eau se traduit par des actions simples sur le sol et les éléments de structure. Ainsi, le sol se trouve simplement déjaugé tandis que les éléments de structure se trouvent soumis à des champs de pressions simples.

Les autres stratégies de Flac utilisent la configuration **Ground water** (Config GW) pour l'analyse de l'interaction sol - fluide. Les plus élaborées nécessitent plus de temps et de mémoire.

III.7 Modèles de comportement :

Après avoir présenté le code de calcul, nous allons maintenant décrire les modèles de comportement de sol, et les éléments d'interface permettant d'introduire des non-linéarités géométriques qui peuvent être rencontrées au cours de la résolution des problèmes.

3.7.1 Loi de comportement élasto-plastique :

Les déformations totales peuvent se décomposer en déformations élastiques réversibles et en déformations plastiques irréversibles. D'un point de vue microstructural, les déformations élastiques correspondent à une simple variation de distances inter – atomique alors que les déformations plastiques induisent une modification du milieu continu.

L'hypothèse, qui consiste à partager les déformations totales en une part élastique et une part plastique, simplifie considérablement l'identification expérimentale du comportement du matériau ainsi que la modélisation numérique qui s'en suit. Elle se traduit par l'équation suivante :

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (\text{III.1})$$

Avec

ε les déformations totales ;

ε^e les déformations élastiques ;

ε^p les déformations plastiques.

3.7.2 Modèle élastique linéaire parfaitement plastique suivant Mohr-Coulomb :

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle souvent utilisé pour représenter la rupture par cisaillement dans les sols et les roches tendres.

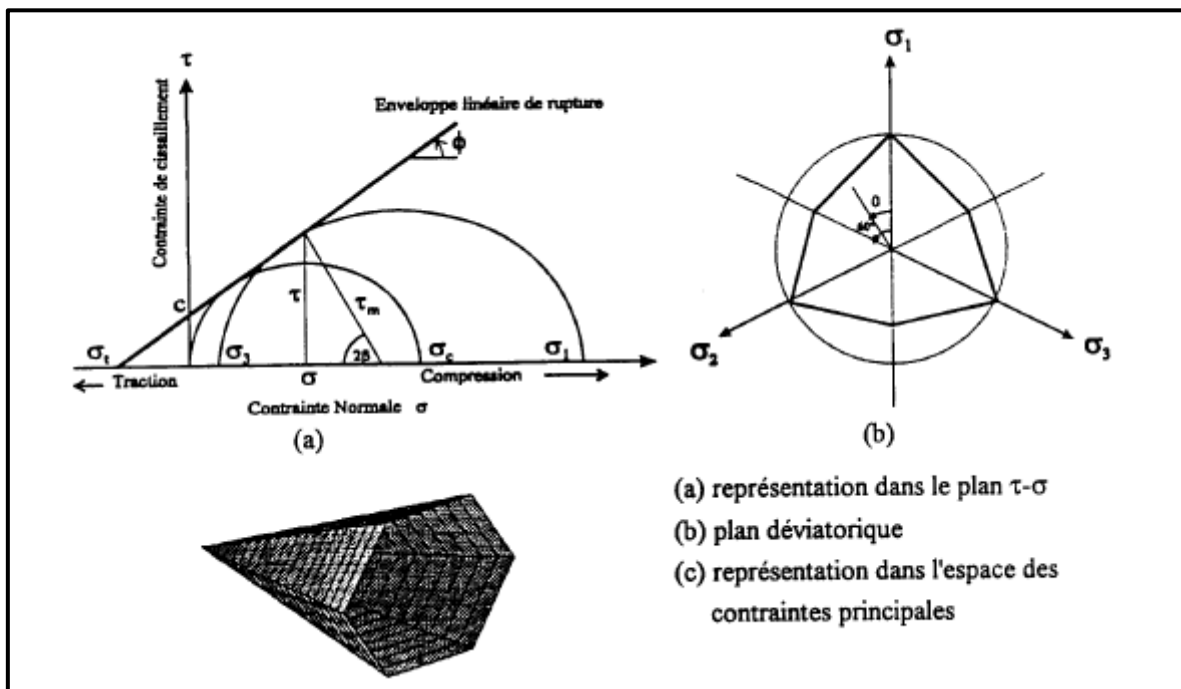


Figure III.2 : Critère de rupture de Mohr-Coulomb.

La surface de charge pour ce modèle correspond à un critère Mohr-Coulomb (rupture en cisaillement) avec critère supplémentaire de rupture par traction.. Tout champs de contraintes peut être exprimé en termes de contraintes principales $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ et déformations principales $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ et ε_3 .

Le critère de rupture dans le modèle FLAC^{2D} est Mohr-Coulomb composée avec critère de rupture en traction. Les contraintes principales sont ordonnées de la manière suivante :

$$\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3$$

(III.2)

3.7.2.1 Paramètres du modèle :

Ce modèle est appelé par la commande **Mod M**, les paramètres sont donnés par la commande **prop** comme suit :

1. **density** : densité du sol ;
2. **bulk** : module du volume, K ;
3. **shear** : module de cisaillement, G ;
4. **cohesion** : cohésion du sol ;
5. **friction** : angle de frottement interne ;
6. **dilation** : angle de dilatance, ψ ;
7. **tension** : contrainte limite de traction.

3.7.3 Modèle de comportement de l'interface :

Les éléments d'interface sont utilisés pour représenter de manière simplifiée le comportement des zones de localisation des déformations soit en cisaillement (surface de glissement) soit en traction (fissures).

Pour les caractéristiques de frottement, cohésion, dilatance et traction limite, on prend généralement celles du matériau le moins résistant, éventuellement réduites en cas d'interface « lisse » (frottement sol/acier par exemple). Les raideurs k_n et k_s sont plus difficiles à estimer.

La relation fondamentale de contact est définie entre le nœud d'interface et une face de surface de zone, également connus sous le nom de *face de cible*. La direction normale de la force d'interface est déterminée par l'orientation de la face de cible.

Le modèle constitutif est défini par un critère de résistance au cisaillement de Coulomb qui limite la force de cisaillement agissante à un nœud d'interface, des rigidités normales et de cisaillement, contraintes de traction et cisaillement, et un angle de dilatance qui cause une augmentation de la force normale effective sur la facette cible après que la limite de résistance de cisaillement soit atteinte. **La Figure III.3** illustre les composantes du modèle constitutif agissant au nœud d'interface (**P**).

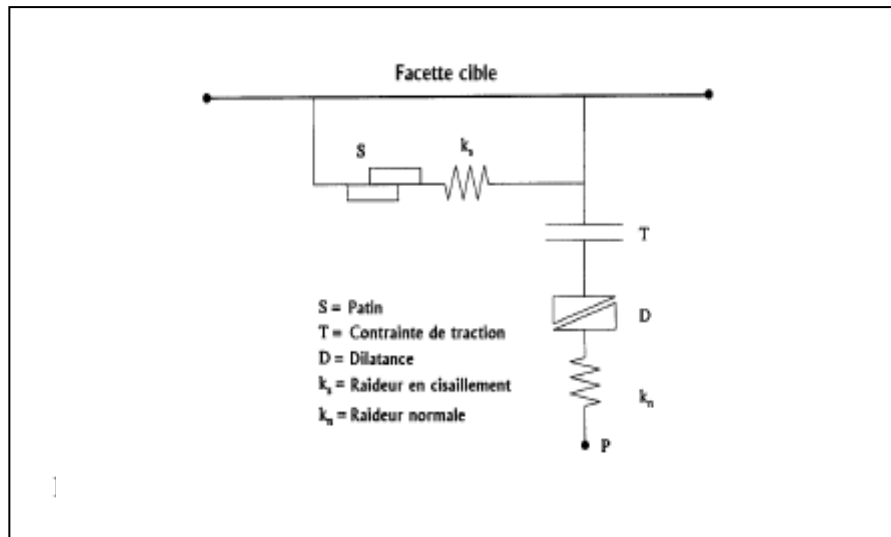


Figure III.3 : Détail des composants d'un élément d'interface (Itasca Manuel (1994)).

Les contacts d'interface sont détectés seulement aux nœuds d'interface et les forces de contact sont transférées seulement aux nœuds d'interface. L'état de contraintes associé à un nœud est assumé pour être uniformément distribué au secteur entier représentatif du nœud. Les propriétés d'interface sont associées à chaque nœud ; les propriétés peuvent varier du nœud au nœud.

Par défaut, l'effet de pression interstitielle est inclus dans le calcul d'interface en employant la contrainte effective comme la base pour la condition de glissement.

3.7.3.1 Paramètres du modèle :

Les paramètres à définir sont :

1. **cohesion** : cohésion de l'interface ;
2. **dilation** : angle de dilatance de l'interface ;
3. **friction** : angle de frottement de l'interface ;
4. **Kn** : rigidité normale ;

5. **Ks** : rigidité de cisaillement;
6. **tension** : contrainte limite de traction.

3.7.4 Modèle de comportement des structures :

L'écran peut être décrit par des éléments massifs ou des éléments poutres. Le premier respecte bien la géométrie de l'ouvrage et offre uniquement les déplacements nœudaux et les contraintes au centre de l'élément. Les sollicitations de la structure ne sont pas explicites. Ils peuvent être déterminés par la programmation des relations contraintes – sollicitation. Alors que l'élément poutre viole la géométrie de la structure mais fournit les sollicitations de manière explicite.

Les butons, éléments de structure conçus pour limiter la convergence des parois et de leurs transmettre uniquement l'effort de compression, peuvent être décrits par des éléments poutre avec des rotules aux points d'assemblage aux parois.

3.7.4.1 Paramètres du modèle :

Les paramètres à définir sont :

1. **e** : module d'élasticité ;
2. **a** : section transversale ;
3. **I** : moment d'inertie de la section ;
4. **d** : densité ;
5. **pmom** : moment plastique optionnel (par défaut, la capacité du moment est supposée infinie).

III.8 Conclusion :

La modélisation numérique de l'écoulement autour d'un écran étanche à l'aide d'un code de calcul par différences finies ou, par éléments finis nécessite une modélisation nécessairement approchée d'une réalité complexe. Cela conduit à faire un certain nombre de choix qui concernent aussi bien les paramètres de l'outil numérique que le modèle de comportement utilisé.

Pour simuler l'écoulement autour d'un écran étanche, nous avons retenu le code de calcul Flac. La discrétisation en différences finies suivant l'approche de Wilkins [1964] et, la résolution explicite en éléments lagrangiens lui permettent de simuler des problèmes

fortement non linéaire (modules de sols, interfaces), de géométrie complexe (tunnels non circulaires, éléments de soutènement représentés par des coques) avec une bonne stabilité numérique.

E raison de la non linéarité, le modèle de sol élastique linéaire avec critère de plasticité de Mohr-Coulomb a été retenu.

Les non linéarités géométriques quant à elles ont été simulées par l'intermédiaire d'interfaces dont le comportement mécanique est présenté.

Chapitre 4

MODELISATION NUMERIQUE DES PRESSIONS DES TERRES PASSIVES ET ACTIVES EN PRESENCE D'ECOULEMENT

Chapitre 4 : Modelisation Numerique Des Pressions Des Terres Passives Et Actives En Presence D'écoulement

IV.1. Introduction :

Le problème de la poussée et de la butée des terres est un sujet courant dans l'ingénierie géotechnique, il se manifeste dans la conception de plusieurs ouvrages géotechniques tels que les murs de soutènement, les palplanches et autres structure géotechnique qui nécessitent la détermination des pressions de terre passive et active. Aussi une conception sécuritaire et économique d'un écran de soutènement nécessite une connaissance profonde de ces pressions de terre passive et active.

Ce présent chapitre est consacré à l'estimation numérique des coefficients de pression de terre passive et active en présence d'écoulement derrière un écran de soutènement rigide à l'aide du logiciel FLAC. Et l'influence de l'enfoncement de la fiche sur les pressions des terres passive et active.

IV.2 Simulation des pressions de poussée et butée :

4.2.1 Présentation du cas étudié :

Dans la présente étude, on considère un écran étanche en palplanche ayant une profondeur d'encastrement f où f est la fiche du l'écran dans un milieu de sol homogène isotrope sans cohésion. Cet écran est soumis à une charge hydraulique H comme indiqué sur la figure IV.1.

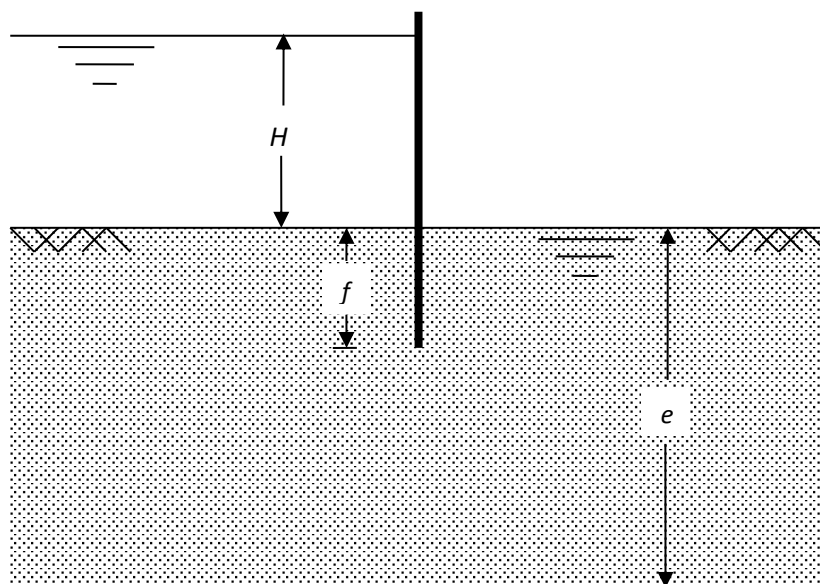


Figure IV.1 : Cas étudié

4.2.2 Maillage et conditions aux limites :

La Figure IV.2 montre le maillage retenu pour la simulation dans le cas de la poussée et de la butée.

Puisque on a cinq largeurs du batardeau, on a adopté pour chaque largeur son propre maillage pour la simulation de la poussée et de la butée, afin d'obtenir des résultats plus précis.

Ce maillage est raffiné au voisinage de la paroi. A cause de la symétrie hydraulique et mécanique, uniquement la moitié du massif de sol est considérée dans le calcul.

Les conditions aux limites mécaniques sont la nullité des déplacements verticaux et horizontaux à la base du maillage et le blocage du déplacement horizontal sur les frontières verticales.

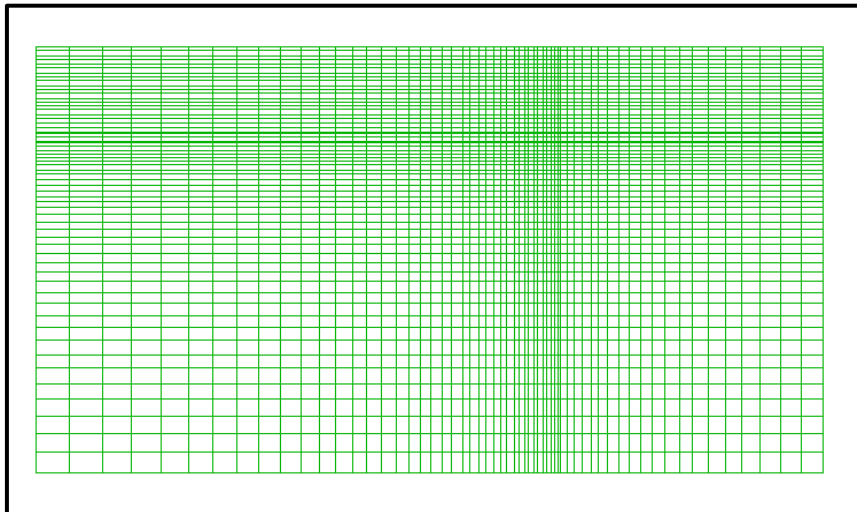


Figure IV.2 : Maillage utilisé pour la simulation de la poussée et de la butée cas d'un batardeau de largeur $B = 50$ m

La Figure IV.3, où ϕ est le potentiel, indique les conditions aux limites hydrauliques considérées dans le calcul où :

AD : ligne de courant (limite imperméable) ;

DE : ligne de courant (limite imperméable) ;

EC : ligne de courant (limite imperméable) ;

AB : ligne équipotentiel de charge H ;

BC : ligne équipotentiel de charge 0 ;

BF : ligne de courant (écran imperméable).

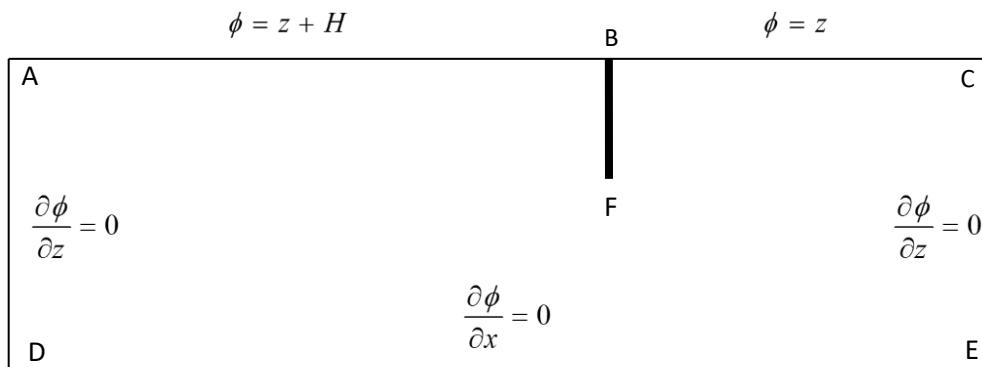


Figure IV.3 : Conditions aux limites hydrauliques

Dans le code Flac les limites non déclarées sont considérées comme des limites imperméables (lignes de courant). Par contre, on fixe la pression à l'amont à $P = \rho g H_1$, avec H_1 la charge appliquée en amont (Figure 4.1), et puis on fixe la pression à $P = 0$ (où $H_2 = 0$, avec H_2 la charge appliquée dans le coté aval).

4.2.3 Modèle de comportement :

Les observations expérimentales montrent que les sols ont un comportement non associé quantifié par l'angle de dilatance ψ . En conséquence, le modèle élastique parfaitement plastique non associé de Mohr – Coulomb inclus dans le code FLAC est adopté.

Ce modèle est caractérisé par un poids volumique $\gamma_{sat} = 20 \text{ kK/m}^3$, un module volumique $K=60\text{MPa}$, un module de cisaillement $G = 25 \text{ MPa}$, une cohésion nulle, un angle de frottement φ et un angle de dilatance ψ . On note que le coefficient de butée et de poussée sont indépendants de γ , G et K .

L'écran rigide est modélisé par des éléments poutres. Il est connecté au sol via des éléments d'interface de type Mohr – Coulomb (Figure 4.4). L'interface est caractérisée par un angle de frottement δ , une cohésion nulle, une rigidité normale $K_n = 10^9 \text{ Pa/m}$ et une rigidité de cisaillement $K_s = 10^9 \text{ Pa/m}$. les valeurs de rigidité de l'interface sont choisies de manière à simuler un contact rigide entre le sol et le rideau.

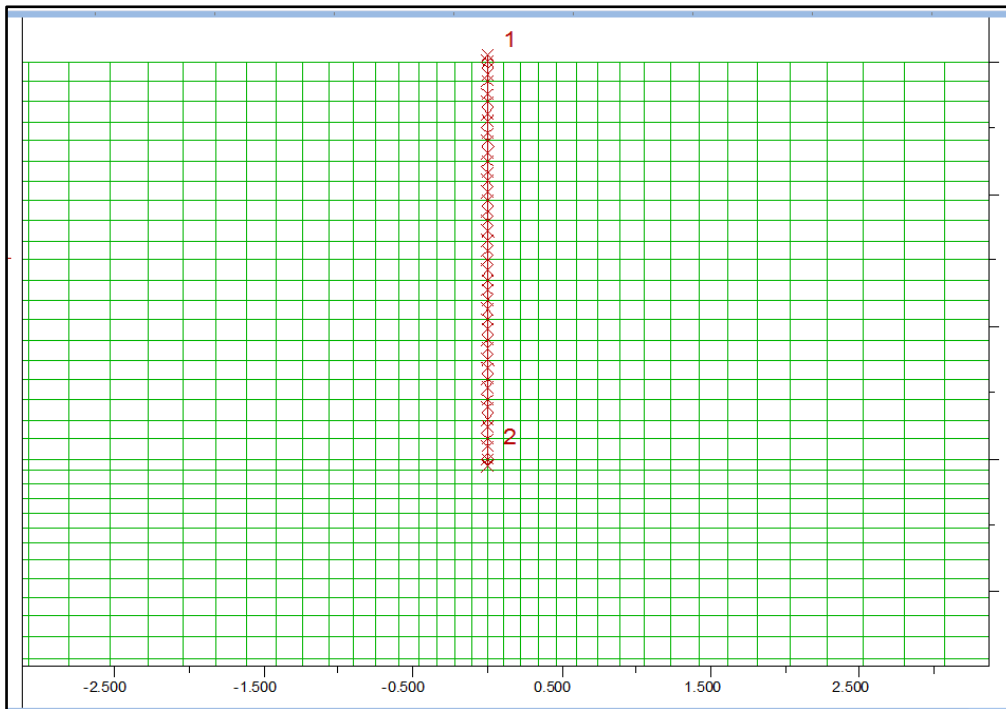


Figure IV.4 : Interface sol – écran.

Quatre valeurs de l'angle de frottement interne $\varphi = 20^\circ, 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ$ et trois valeurs de l'angle de frottement de l'interface $\delta/\varphi = 0, 1/2, 2/3$ avec trois valeurs de dilatance $\psi/\varphi = 0, 1/2, 1$ sont considérées dans la présente analyse.

4.2.4 Procédure de simulation :

La procédure de simulation de la butée ou de la poussée du terrain adoptée dans la présente analyse est basée sur les trois étapes suivantes :

- 1- Un calcul mécanique afin d'établir l'état de contrainte initiale. L'effet de l'installation de l'écran dans le sol sur les contraintes est négligé.
- 2- Un calcul d'écoulement afin d'établir la distribution des pressions interstitielles de l'écoulement permanent correspondant à la charge hydraulique H/f .
- 3- Un calcul mécanique de l'effet de la butée ou de la poussée du terrain sur l'écran avec les pressions interstitielles de l'équilibre hydraulique précédent. Dans cette étape, on impose à l'écran une vitesse de déplacement très faible vers le sol dans le cas de la butée et vers la fouille dans le cas de la poussée, la résistance maximale à la butée ou à la poussée du terrain est générée en imposant une vitesse de déplacement des nœuds des éléments qui discrétisent l'écran. Le déplacement des nœuds du sol en contact avec l'écran obéit à la loi de

comportement de l'interface sol – écran. Au cours du déplacement de l'écran, on enregistre la butée ou la poussée à travers la résultante des contraintes normales sur l'écran.

Les coefficients de butée et de poussée sont exprimés respectivement par :

$$K_p = 2P_p / \gamma' f^2 = 2P_x / \gamma' f^2 \cos \delta \quad (4.1)$$

$$K_a = 2P_a / \gamma' f^2 = 2P_x / \gamma' f^2 \cos \delta \quad (4.2)$$

Avec :

P_p : Résultante de la butée du terrain ;

P_a : Résultante de la poussée du terrain ;

P_x : Résultante des contraintes normales sur l'écran ;

γ' : Poids déjàugé du sol ;

f : La fiche de l'écran ;

δ : Angle de frottement de l'interface.

IV.3. Validation de la procédure de simulation :

Cette procédure de modélisation numérique a d'abord été validée pour le problème de butée dans le cas d'un seul écran. Le tableau 4.1 montre une comparaison des présents résultats pour $\psi = \varphi$ avec ceux de Caquot & Kérisel (1948), Soubra (2000) et Soubra & Macuh (2002) quand $\delta/\varphi = 1$.

Tableau IV.1 : Comparaison du présent coefficient de butée K_p avec les solutions existantes quand $\delta/\varphi=1$

$(^\circ)\varphi$	Présente solution $\psi = \varphi$	CAQUOT et KÉRISSEL (1948)	SOUBRA (2000)	SOUBRA et MACUH (2002)
20	3.01	3.10	3.12	3.13
30	6.33	6.5	6.86	6.93
35	10.10	10.5	11.13	11.3
40	17.95*	18	19.62	20.01

* $\psi = 0.9\varphi$

Les résultats de la présente simulation sont très proches à ceux de Caquot et Kerisel ainsi qu'à ceux de la borne supérieure obtenus par Soubra (2000) utilisant un mécanisme transationnel de rupture et Soubra et Macuh (2002) utilisant un mécanisme rotationnel.

IV.4. Résultats de l'expérimentation numérique :

L'écoulement de l'eau autour des écrans étanches a un effet défavorable en augmentant la poussée et en diminuant la butée des terres. Cet effet a une importance significative pratique dans la conception de la plupart des excavations profondes. Les résultats numériques obtenus dans les deux cas de pressions active et passive des terres sur l'écran sont présentés et discutés.

4.4.1 Coefficients des pressions passives et actives des terres en présence d'écoulement :

Dans le but de déterminer l'influence de l'enfoncement de la fiche de l'écran dans le sol sur les coefficients des pressions active et passive des terres.

Les tableaux IV.16-30 donnent les coefficients des pressions passive et active des terres pour cinq largeurs du batardeau $B = 50, 36, 18, 12$ et 6 m.

Pour chaque largeur, les pressions des terres passive et active sont données pour trois valeurs de l'angle de l'interface $\delta/\varphi = 0, 1/2, 2/3$. Dans chaque tableau, la poussée et la butée sont données pour trois valeur de l'épaisseur de la couche $f/e = 0.2, 0.33, 0.5$, trois valeurs de l'angle de frottement interne $\varphi = 20^\circ, 30^\circ, 35^\circ$, pour une valeur de l'angle de dilatance $\psi/\varphi = 1$ et pour quatre valeurs de la perte de charge totale $H/f = 0, 1, 2, 2.5$.

Largeur du batardeau $B = 50$

Tableau IV.2 : Coefficients K_a et K_p pour différentes valeurs de f/e et H/f pour $\phi=\psi$ quand $\delta=0$

ϕ	ψ	f/e	H/f							
			0		1		2		2.5	
			K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p
20	20	0.2	0.48	2.06	0.67	1.37	0.87	0.63	-	-
		0.33	0.48	2.06	0.66	1.37	0.87	0.65	-	-
		0.5	0.48	2.06	0.66	1.39	0.87	0.68	-	-
20	30	0.2	0.32	3.08	0.45	2.11	0.58	1.07	0.65	0.53
		0.33	0.32	3.08	0.45	2.12	0.58	1.10	0.65	0.56
		0.5	0.32	3.08	0.45	2.15	0.58	1.16	0.65	0.64
35	35	0.2	0.26	3.80	0.37	2.65	0.48	1.41	0.52	0.74
		0.33	0.26	3.80	0.37	2.66	0.48	1.45	0.52	0.80
		0.5	0.26	3.80	0.37	2.71	0.48	1.54	0.52	0.91

Tableau IV.3 : Coefficients K_a et K_p pour différentes valeurs de f/e et H/f pour $\phi=\psi$ quand $\delta=1/3$

ϕ	ψ	f/e	H/f							
			0		1		2		2.5	
			K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p
20	20	0.2	0.45	2.39	0.63	1.61	0.83	0.78	-	-
		0.33	0.45	2.39	0.63	1.62	0.83	0.79	-	-
		0.5	0.45	2.39	0.63	1.65	0.83	0.84	-	-
20	30	0.2	0.30	4.05	0.42	2.84	0.55	1.54	0.62	0.86
		0.33	0.30	4.05	0.42	2.86	0.55	1.58	0.62	0.89
		0.5	0.30	4.05	0.42	2.91	0.55	1.68	0.62	1.02
35	35	0.2	0.24	5.46	0.35	3.91	0.45	2.25	0.50	1.36
		0.33	0.24	5.46	0.35	3.95	0.45	2.32	0.50	1.44
		0.5	0.24	5.46	0.35	4.02	0.45	2.46	0.50	1.61

Tableau IV.4 : Coefficients K_a et K_p pour différentes valeurs de f/e et H/f pour $\phi=\psi$ quand $\delta=2/3$

ϕ	ψ	f/e	H/f							
			0		1		2		2.5	
			K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p
20	20	0.2	0.43	2.73	0.61	1.87	0.80	0.94	-	-
		0.33	0.43	2.73	0.61	1.88	0.80	0.95	-	-
		0.5	0.43	2.73	0.61	1.90	0.80	1.01	-	-
20	30	0.2	0.29	5.22	0.41	3.76	0.56	2.15	0.60	1.30
		0.33	0.29	5.22	0.43	3.77	0.56	2.20	0.62	1.35
		0.5	0.29	5.22	0.43	3.85	0.56	2.34	0.62	1.51
35	35	0.2	0.23	7.60	0.34	5.71	0.45	3.49	0.57	2.27
			0.23	7.60	0.41	5.75	0.50	3.59	0.58	2.39
		0.5	0.23	7.60	0.41	5.86	0.50	3.82	0.58	2.68

Largeur du batardeau $B = 36$

Tableau IV.5 : Coefficients K_a et K_p pour différentes valeurs de f/e et H/f pour $\phi=\psi$ quand $\delta=0$

ϕ	ψ	f/e	H/f							
			0		1		2		2.5	
			K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p
20	20	0.2	0.48	2.06	0.68	1.37	0.88	0.63	-	-
		0.33	0.48	2.06	0.68	1.37	0.89	0.65	-	-
		0.5	0.48	2.06	0.68	1.37	0.89	0.68	-	-
20	30	0.2	0.32	3.08	0.45	2.10	0.58	1.07	0.65	0.53
		0.33	0.32	3.08	0.46	2.11	0.58	1.10	0.68	0.59
		0.5	0.32	3.08	0.46	2.14	0.58	1.17	0.68	0.62
35	35	0.2	0.26	3.80	0.37	2.64	0.48	1.41	0.53	0.75
		0.33	0.26	3.80	0.37	2.66	0.48	1.45	0.55	0.81
		0.5	0.26	3.80	0.37	2.70	0.48	1.54	0.55	0.92

Tableau IV.6 : Coefficients K_a et K_p pour différentes valeurs de f/e et H/f pour $\varphi=\psi$ quand $\delta = 1/3$

φ	ψ	f/e	H/f							
			0		1		2		2.5	
			K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p
20	20	0.2	0.45	2.39	0.63	1.61	0.83	0.77	-	-
		0.33	0.45	2.39	0.63	1.62	0.83	0.84	-	-
		0.5	0.45	2.39	0.63	1.64	0.85	0.84	-	-
20	30	0.2	0.30	4.05	0.42	2.82	0.55	1.53	0.61	0.83
		0.33	0.30	4.05	0.42	2.84	0.56	1.58	0.63	0.90
		0.5	0.30	4.05	0.42	2.89	0.56	1.67	0.63	1.02
35	35	0.2	0.24	5.46	0.35	3.90	0.45	2.23	0.51	1.34
		0.33	0.24	5.46	0.35	3.93	0.45	2.31	0.51	1.43
		0.5	0.24	5.46	0.35	4.00	0.45	2.46	0.51	1.61

Tableau IV.7 : Coefficients K_a et K_p pour différentes valeurs de f/e et H/f pour $\varphi=\psi$ quand $\delta = 2/3$

φ	ψ	e/f	H/f							
			0		1		2		2.5	
			K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p
20	20	0.2	0.43	2.73	0.61	1.85	0.80	0.93	-	-
		0.33	0.43	2.73	0.61	1.87	0.80	0.95	-	-
		0.5	0.43	2.73	0.61	1.89	0.80	1.01	-	-
20	30	0.2	0.29	5.22	0.43	3.70	0.54	2.12	0.60	1.25
		0.33	0.29	5.22	0.43	3.76	0.56	2.19	0.62	1.34
		0.5	0.29	5.22	0.43	3.81	0.56	2.34	0.62	1.52
35	35	0.2	0.23	7.60	0.34	5.62	0.47	3.43	0.58	2.22
		0.33	0.23	7.60	0.41	5.68	0.51	3.55	0.58	2.37
		0.5	0.23	7.60	0.41	5.79	0.51	3.78	0.58	2.66

Largeur du batardeau $B = 18$ m

Tableau IV.8 : Coefficients K_a et K_p pour différentes valeurs de f/e et H/f pour $\varphi=\psi$ quand $\delta = 0$

φ	ψ	f/e	H/f							
			0		1		2		2.5	
			K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p
20	20	0.2	0.48	2.06	0.67	1.32	0.87	0.49	-	-
		0.33	0.48	2.06	0.67	1.35	0.87	0.57	-	-
		0.5	0.48	2.06	0.67	1.39	0.87	0.67	-	-
20	30	0.2	0.32	3.08	0.45	2.01	0.57	0.89	0.64	0.28
		0.33	0.32	3.08	0.45	2.07	0.58	1.01	0.64	0.42
		0.5	0.32	3.08	0.45	2.13	0.58	1.15	0.65	0.61
35	35	0.2	0.26	3.80	0.37	2.52	0.47	1.18	0.51	0.44
		0.33	0.26	3.80	0.38	2.59	0.47	1.33	0.52	0.64
		0.5	0.26	3.80	0.38	2.68	0.48	1.51	0.53	0.88

Tableau IV.9 : Coefficients K_a et K_p pour différentes valeurs de f/e et H/f pour $\varphi=\psi$ quand $\delta = 1/3$

φ	ψ	f/e	H/f							
			0		1		2		2.5	
			K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p
20	20	0.2	0.45	2.39	0.63	1.53	0.82	0.62	-	-
		0.33	0.45	2.39	0.63	1.58	0.82	0.70	-	-
		0.5	0.45	2.39	0.63	1.63	0.82	0.81	-	-
20	30	0.2	0.30	4.05	0.42	2.68	0.54	1.27	0.60	0.49
		0.33	0.30	4.05	0.43	2.76	0.55	1.43	0.61	0.70
		0.5	0.30	4.05	0.43	2.85	0.56	1.62	0.61	0.95
35	35	0.2	0.24	5.46	0.34	3.68	0.44	1.86	0.49	0.84
		0.33	0.24	5.46	0.36	3.79	0.45	2.09	0.50	1.15
		0.5	0.24	5.46	0.37	3.92	0.46	2.36	0.51	1.51

Tableau IV.10 : Coefficients K_a et K_p pour différentes valeurs de f/e et H/f pour $\varphi=\psi$ quand $\delta=2/3$

φ	ψ	f/e	H/f							
			0		1		2		2.5	
			K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p
20	20	0.2	0.43	2.73	0.61	1.76	0.80	0.74	-	-
		0.33	0.43	2.73	0.61	1.81	0.80	0.84	-	-
		0.5	0.43	2.73	0.61	1.87	0.80	0.97	-	-
20	30	0.2	0.29	5.22	0.42	3.49	0.54	1.76	0.61	0.83
		0.33	0.29	5.22	0.44	3.60	0.57	1.96	0.62	1.06
		0.5	0.29	5.22	0.44	3.72	0.57	2.24	0.63	1.41
35	35	0.2	0.23	7.60	0.33	5.22	0.52	2.86	0.50	1.51
		0.33	0.23	7.60	0.39	5.38	0.52	3.17	0.58	1.95
		0.5	0.23	7.60	0.41	5.59	0.52	3.57	0.58	2.47

Largeur du batardeau $B = 12$ m

Tableau IV.11 : Coefficients K_a et K_p pour différentes valeurs de f/e et H/f pour $\varphi=\psi$ quand $\delta = 0$

φ	ψ	f/e	H/f							
			0		1		2		2.5	
			K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p
20	20	0.2	0.48	2.06	0.66	1.25	0.88	0.33	-	-
		0.33	0.48	2.06	0.66	1.29	0.88	0.42	-	-
		0.5	0.48	2.06	0.67	1.36	0.88	0.58	-	-
20	30	0.2	0.32	3.08	0.45	1.90	0.55	0.67	-	-
		0.33	0.32	3.08	0.45	1.97	0.56	0.81	-	-
		0.5	0.32	3.08	0.45	2.07	0.58	1.02	-	-
35	35	0.2	0.26	3.80	0.36	2.38	0.45	0.90	-	-
		0.33	0.26	3.80	0.37	2.47	0.46	1.08	-	-
		0.5	0.26	3.80	0.38	2.60	0.47	1.34	-	-

**Tableau IV.12 : Coefficients K_a et K_p pour différentes valeurs de f/e et H/f pour $\phi=\psi$
quand $\delta = 1/3$**

ϕ	ψ	f/e	H/f							
			0		1		2		2.5	
			K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p
20	20	0.2	0.45	2.39	0.62	1.45	0.84	0.45	-	-
		0.33	0.45	2.39	0.62	1.50	0.83	0.53	-	-
		0.5	0.45	2.39	0.63	1.58	0.83	0.71	-	-
20	30	0.2	0.30	4.05	0.42	2.52	0.53	0.96	-	-
		0.33	0.30	4.05	0.43	2.61	0.54	1.15	-	-
		0.5	0.30	4.05	0.43	2.75	0.54	1.44	-	-
35	35	0.2	0.24	5.46	0.34	3.45	0.43	1.43	-	-
		0.33	0.24	5.46	0.36	3.57	0.45	1.68	-	-
		0.5	0.24	5.46	0.36	3.77	0.46	2.08	-	-

**Tableau IV.13 : Coefficients K_a et K_p pour différentes valeurs de f/e et H/f pour $\phi=\psi$
quand $\delta = 2/3$**

ϕ	ψ	f/e	H/f							
			0		1		2		2.5	
			K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p
20	20	0.2	0.43	2.73	0.60	1.66	0.80	0.55	-	-
		0.33	0.43	2.73	0.61	1.71	0.80	0.65	-	-
		0.5	0.43	2.73	0.61	1.81	0.80	0.85	-	-
20	30	0.2	0.29	5.22	0.40	3.26	0.53	1.36	-	-
		0.33	0.29	5.22	0.43	3.38	0.56	1.60	-	-
		0.5	0.29	5.22	0.44	3.57	0.57	1.96	-	-
35	35	0.2	0.23	7.60	0.34	4.83	0.44	2.21	-	-
		0.33	0.23	7.60	0.39	5.00	0.52	2.20	-	-
		0.5	0.23	7.60	0.40	5.29	0.46	2.22	-	-

Largeur du batardeau $B = 6$ m

**Tableau IV.14: Coefficients K_a et K_p pour différentes valeurs de f/e et H/f pour $\varphi=\psi$
quand $\delta = 0$**

φ	ψ	f/e	H/f							
			0		1		2		2.5	
			K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p
20	20	0.2	0.48	2.06	0.62	1.05	-	-	-	-
		0.33	0.48	2.06	0.62	1.09	-	-	-	-
		0.5	0.48	2.06	0.64	1.15	-	-	-	-
20	30	0.2	0.32	3.08	0.42	1.59	-	-	-	-
		0.33	0.32	3.08	0.43	1.63	-	-	-	-
		0.5	0.32	3.08	0.43	1.74	-	-	-	-
35	35	0.2	0.26	3.80	0.34	1.97	-	-	-	-
		0.33	0.26	3.80	0.35	2.02	-	-	-	-
		0.5	0.26	3.80	0.36	2.16	-	-	-	-

**Tableau IV.15 : Coefficients K_a et K_p pour différentes valeurs de f/e et H/f pour $\varphi=\psi$
quand $\delta = 1/3$**

φ	ψ	f/e	H/f							
			0		1		2		2.5	
			K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p
20	20	0.2	0.45	2.39	0.58	1.22	-	-	-	-
		0.33	0.45	2.39	0.59	1.25	-	-	-	-
		0.5	0.45	2.39	0.60	1.33	-	-	-	-
20	30	0.2	0.30	4.05	0.40	2.07	-	-	-	-
		0.33	0.30	4.05	0.40	2.14	-	-	-	-
		0.5	0.30	4.05	0.41	2.28	-	-	-	-
35	35	0.2	0.24	5.46	0.32	2.84	-	-	-	-
		0.33	0.24	5.46	0.34	2.93	-	-	-	-
		0.5	0.24	5.46	0.35	3.12	-	-	-	-

Tableau IV.16 : Coefficients K_a et K_p pour différentes valeurs de f/e et H/f pour $\varphi=\psi$ quand $\delta = 2/3$

φ	ψ	f/e	H/f							
			0		1		2		2.5	
			K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p
20	20	0.2	0.43	2.73	0.56	1.38	-	-	-	-
		0.33	0.43	2.73	0.58	1.42	-	-	-	-
		0.5	0.43	2.73	0.59	1.52	-	-	-	-
20	30	0.2	0.29	5.22	0.38	2.69	-	-	-	-
		0.33	0.29	5.22	0.47	2.78	-	-	-	-
		0.5	0.29	5.22	0.42	2.97	-	-	-	-
35	35	0.2	0.23	7.60	0.30	4.04	-	-	-	-
		0.33	0.23	7.60	0.36	4.15	-	-	-	-
		0.5	0.23	7.60	0.37	4.48	-	-	-	-

a. Distribution de la pression passive sur l'écran pour différentes épaisseurs de la couche :

Sur la figure 4.5 la pression normale active des terres le long de l'écran est représentée, pour un batardeau de largeur $B = 18$ m, $H/f = 1/3$, $\varphi = 30^\circ$, $\psi = 30^\circ$ et pour trois valeurs f/e .

On remarque que l'enfoncement de la fiche de l'écran dans la couche du sol augmente progressivement le coefficient de butée des terres. Cette augmentation est plus significative pour les forts angles de frottement interne $\varphi > 35^\circ$ et les batardeaux étroits.

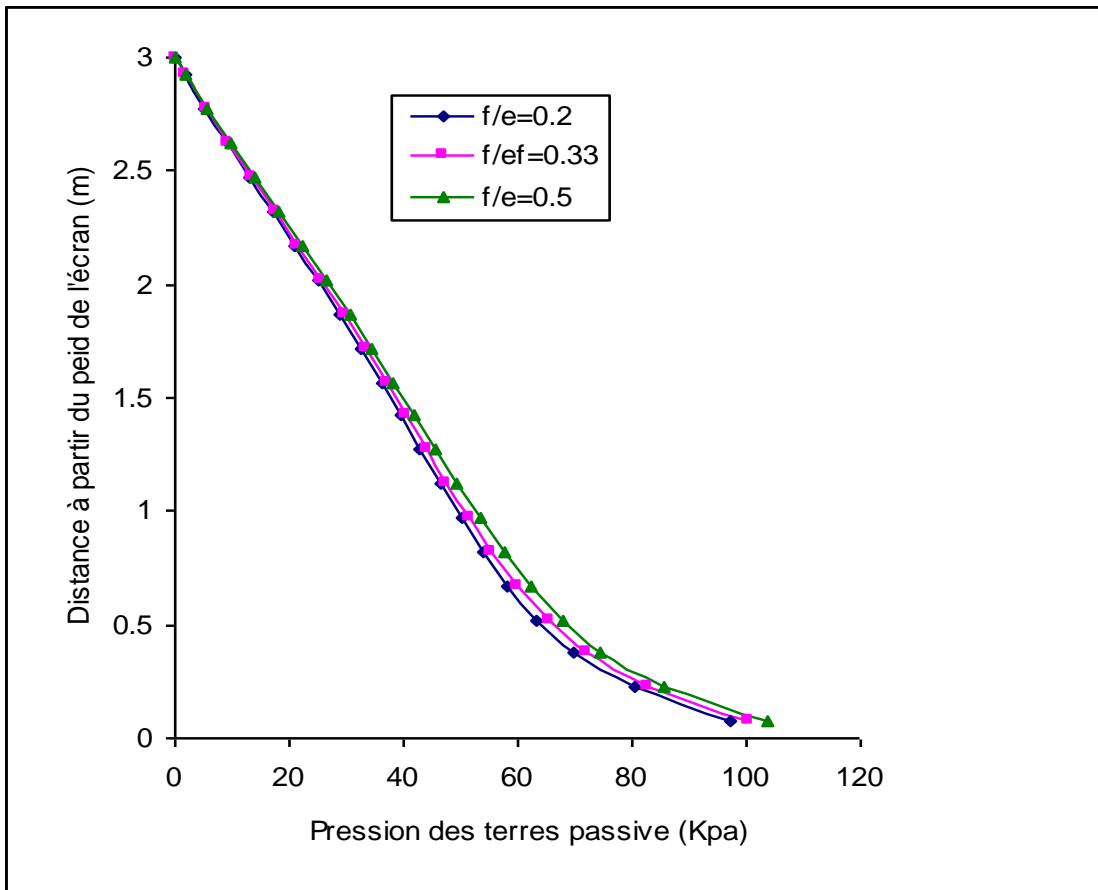


Figure IV.5: Distribution de la pression effective passive des terres pour un batardeau de largeur $B = 18$ m, $\delta/\varphi = 1/3$, $\varphi = 30^\circ$, $\psi = 30^\circ$ et pour $f/e = 0.2, 0.33$ et 0.5

b. **Distribution de la pression interstitielle sur l'écran pour différentes profondeurs de la fiche :**

La figure 4.5, 4.6 présentent la distribution de la pression interstitielle le long de l'écran coté aval et amont. Pour $\delta/\varphi = 2/3$, $H/f = 1$, $\varphi = 30^\circ$, $\psi = 15^\circ$, et pour les cinq largeur du batardeau.

On remarque que l'enfoncement de la fiche de l'écran dans la couche du terrain n'a qu'un effet faible sur la pression interstitielle coté aval car la profondeur de la fiche ne dépasse pas la moitié du milieu dans nos travaux. Cet effet est pratiquement négligeable dans le coté amont.

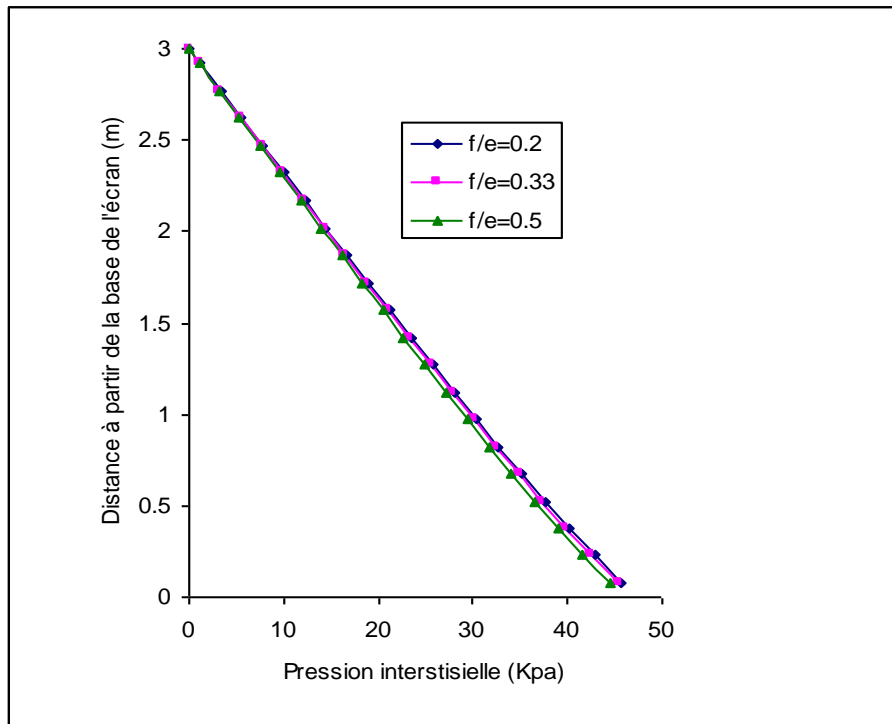


Figure IV.6 : Distribution de la pression interstitielle de l'eau pour $B= 6\text{ m}$ $\delta/\varphi = 2/3$, $H/f = 1$ $\varphi = 35^\circ$, $\psi = 35$, $f/e = 0.2, 0.33$ et 0.5 coté aval.

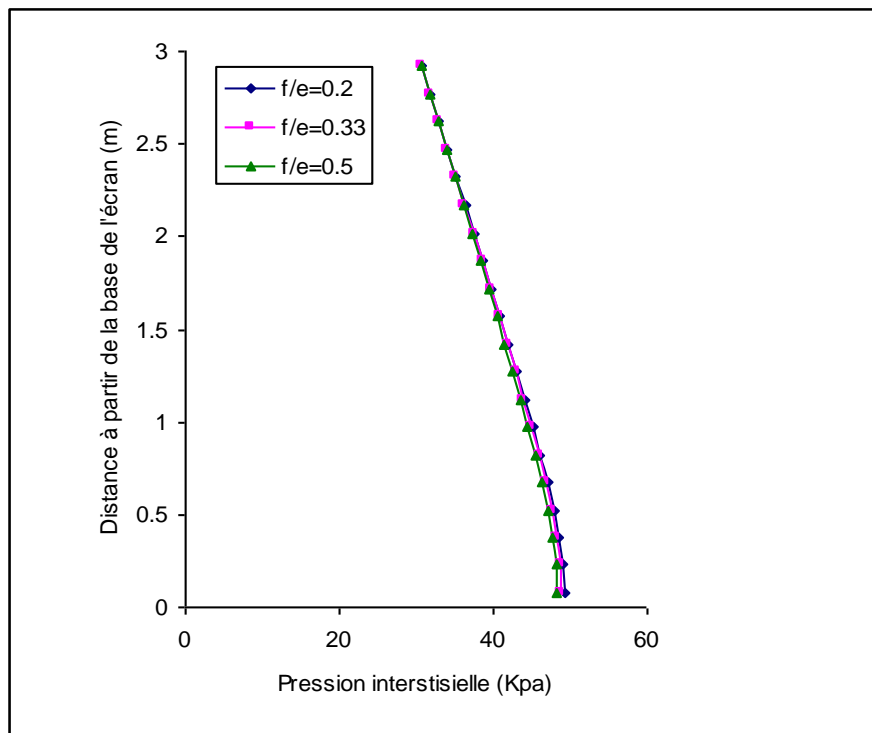
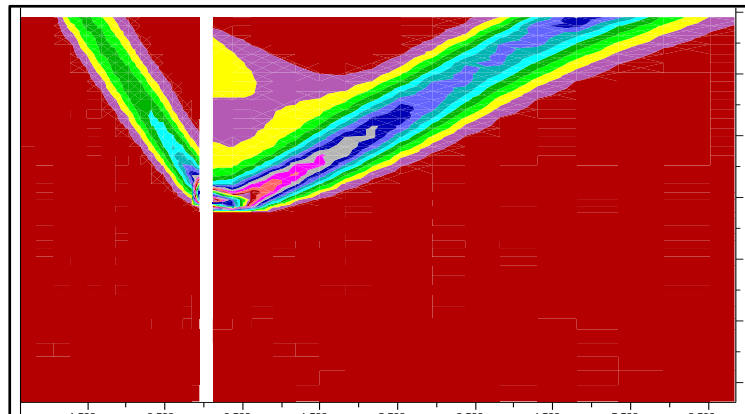
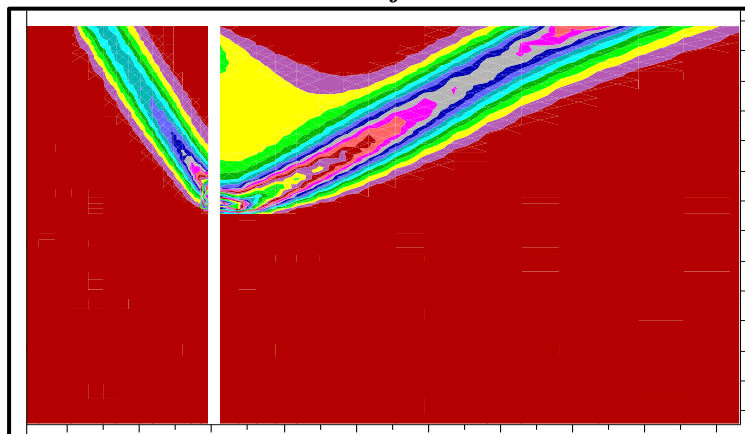


Figure IV.7: Distribution de la pression interstitielle de l'eau pour $B= 6\text{ m}$ $\delta/\varphi = 2/3$, $H/f = 1$ $\varphi = 35$, $\psi = 35$, $f/e = 0.2, 0.33$ et 0.5 coté amont.

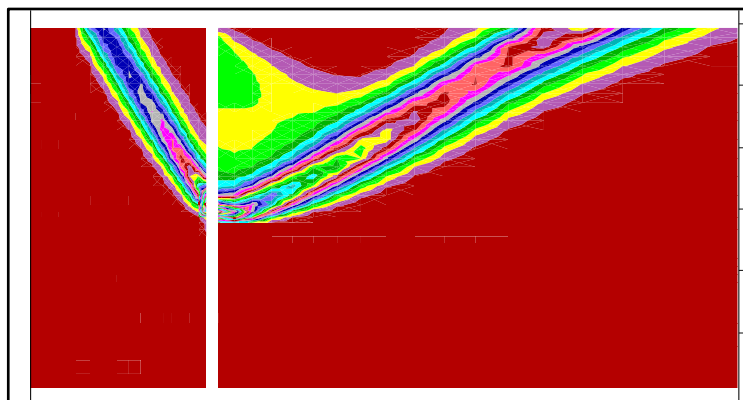
La figure 4.7 montre l'augmentation de la zone mobilisée par la butée avec l'enfoncement de la fiche dans la couche de sol pour la largeur du batardeau $B = 18\text{m}$.



$B = 18\text{m} \quad f/e = 0.2$



$B = 18\text{m} \quad f/e = 0.33$



$B = 18\text{m} \quad f/e = 0.5$

Figure IV.8 : Distribution des déformations maximales de cisaillement pour un batardeau de largeur $B = 18\text{ m}$ et trois valeur de f/e .

La sensibilité des pressions des terres active et passive à la charge hydraulique relative est similaire à celle des pressions interstitielles.

IV.5. Conclusion

Le calcul numérique des pressions passive et active en présence d'écoulement a été effectué à l'aide du logiciel FLAC^{2D}. Les solutions présentées sont données pour des sols associés et non associés.

- ✓ L'augmentation de l'angle de frottement interne du sol augmente significativement la pression des terres passive, Par contre elle diminue la pression des terres active
- ✓ Le coefficient de butée est sensible à la dilatance uniquement pour les sols fortement frottant ($\varphi \geq 35^\circ$). Le coefficient de poussée augmente avec la diminution de l'angle de dilatance.
- ✓ Les forces d'écoulement augmentent significativement le coefficient de la pression active des terres et diminuent le coefficient de butée, la réduction est plus significative pour les faibles valeurs de l'angle de frottement interne φ .
- ✓ Le coefficient de la pression passive des terres augmente avec l'augmentation de l'angle de l'interface δ . L'augmentation est plus significative pour les fortes valeurs de l'angle de frottement interne φ .
- ✓ L'enfoncement de la fiche de l'écran n'a pratiquement aucun effet sur le coefficient de poussée des terres.
- ✓ L'enfoncement de la fiche de l'écran dans la couche du sol augmente progressivement le coefficient de butée des terres. Cette augmentation est plus significative pour les forts angles de frottement interne $\varphi > 35^\circ$ et les batardeaux étroits.
- ✓ L'augmentation de la zone mobilisée par la butée avec l'enfoncement de la fiche dans la couche de sol.

CONCLUSION GENERALE

Les contraintes liées à l'aménagement des grandes agglomérations et la saturation de l'espace urbain conduisent à une occupation sans cesse croissante du sous-sol. On multiplie ainsi les excavations profondes pour la réalisation des trémies routières, de parcs de stationnement souterrains, de tunnels routiers ou de métros construits suivant la technique de la tranchée couverte. Ce développement a été facilité par l'utilisation des soutènements minces classiques (palplanches métalliques) et la technique du procédé de la paroi moulée et ses dérivés permettant l'exécution à très faible distance d'ouvrages existants.

En site urbain, le déplacement du rideau et le mouvement du sol sont nuisibles et doivent rester inférieurs à une valeur acceptable. On essaye de limiter au maximum possible les déformations et déplacements. Ainsi, l'état de ruine ne concerne pas précisément la rupture du rideau lui-même, il peut aussi survenir à la suite de déplacements excessifs du soutènement se traduisant par l'apparition de désordres sur les immeubles voisins.

Les excavations profondes dans la nappe phréatique au sein d'aquifères nécessitent la mise des écrans de soutènement pour retenir le massif de sol en place ou de sol rapporté. La détermination des forces agissant sur l'écran étanche est une étape importante du fait que l'instabilité du fond de fouille est causée non seulement par le phénomène de soulèvement ou de boullance mais aussi par la réduction de la butée.

Ce travail a visé la prévision numérique, à l'aide du logiciel FLAC^{2D} en différences finies explicites, des pressions des terres passive et active en présence d'écoulement

Les expérimentations numériques ont permis de tirer les conclusions suivantes :

La simulation numérique des coefficients des pressions des terres passive et active pour des sols associés montre que :

- ✓ Les résultats de simulation du coefficient de butée et de poussée dans le cas sans écoulement sont très proches de ceux donnés par les tables de CAQUOT et KERIZEL, l'écart ne dépasse pas de 5%. Cela confirme le bon choix de la procédure de simulation et le type de l'élément de l'interface sol-écran. En présence d'écoulement et pour un sol associé, les solutions présentées de la butée confirment les résultats publiés par SOUBRA et KASTNER (1999).

- ✓ L'augmentation de l'angle de frottement interne du sol augmente significativement la pression des terres passive, cette augmentation atteint 79.67 % quand φ augmente de 20^0 à 40^0 pour $B = 50$ m, $\delta/\varphi = 2/3$, $H/f = 1$ et $\psi/\varphi = 1$. Par contre elle diminue la pression des terres active, cette diminution est de 54.09 % quand φ augmente de 20^0 à 40^0 pour $B = 50$ m, $\delta/\varphi = 2/3$, $H/f = 1$ et $\psi/\varphi = 1$.
- ✓ Le coefficient de butée est sensible à la dilatance uniquement pour les sols fortement frottants ($\varphi \geq 35^0$). Le coefficient de poussée augmente avec la diminution de l'angle de dilatance.
- ✓ Les forces d'écoulement augmentent significativement le coefficient de la pression active des terres et diminuent le coefficient de butée, la réduction est plus significative pour les faibles valeurs de l'angle de frottement interne φ .
- ✓ L'enfoncement de la fiche de l'écran n'a pratiquement aucun effet sur le coefficient de poussée des terres.
- ✓ L'enfoncement de la fiche de l'écran dans la couche du sol augmente progressivement le coefficient de butée des terres. Cette augmentation est plus significative pour les forts angles de frottement interne $\varphi > 35^0$ et les batardeaux étroits.
- ✓ La zone mobilisée par la butée augmente avec l'enfoncement de la fiche dans la couche de sol.
- ✓ Pour les faibles valeurs de la largeur relative, les pertes de charges dues à l'écoulement sont très fortes.

References bibliographiques

- ADRIEN LAFOND** . Avant de construire votre mur de soutènement... 8 Règles 11/2012
- AL KASHI** . Typologie des ouvrages de soutènement présentation générale et murs de liste I et II 20/03/2011
- ALLIA Z.** *Prévision numérique du débit d'exhaure des fouilles protégées par un écran étanche et risque de renard.* Mémoire de Magister Hydraulique, Université de Biskra, Algérie, 2004.
- BENMEBAREK N** *contribution à la modélisation numérique de l'effet de l'écoulement sur la stabilité des écrans;* Thèse de Doctorat, Université de Biskra 2002, 210p.
- BILLAUX D & CUNDALL P.A.** *Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments lagrangiens.* Revue Française de Géotechnique 63, Avril 1993, pp 9-21.
- BLANCHARD C** *caractérisation de la mobilisation potentielle des polluants inorganiques dans les sols pollués .*thèse de Doctorat Institut National Des Sciences Appliquées de Lyon, 2000.
- BLUM H.** *Beitrag zur berechnung von bohlwerken.* Wilh. Ernst, Berlin 1951.
- BOIDY E** *Modélisation numérique du comportement différé des cavités souterraines.* Thèse de Doctorat, Université de Joseph Fourier – Grenobei, 2002.
- BOUMAH RAT M & Gourdin A.** *Méthodes numériques appliquées.* Office des Publications Universitaires. Alger, 1993. pp 422, 424.
- BROS B.** The influence of retaining wall displacements on active and passive earth pressures in sand. V^{ème} congrès Européen de Mécanique des sols et des Fondations, Vol. 1, Madrid 1972, pp 241 – 249.
- CAQUOT A., & Kérisel J.** *Traité de mécanique de sol.* Gautier - Villars, Paris 1966.
- CARLIER M.** *Hydraulique Générale et Appliquée.* Edition Luis Jean, 1980.
- M. CHAZALLON M. REGENASS** . Etude des différents types de blindage de fouille rencontrés sur les projets de construction au Luxembourg 9/2016

CHAPITRE 02 thesis.univ-biskra.dz . Les methode des dimensionnement des ecrans de soutènement

CHRISR LENOBLE. pinterest chrisr lenoble . mur soutènement . 7/01/2009

COSTET J., & SANGLERAT G. *Cours pratique de mécanique des sols. Tome 2 : Calcul des ouvrages.* 3ème Edition, Dunod, Paris 1983.

COULOMB C. A. *Essais sur une application des règles des maximum et minimum à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture.* Mémoires de Mathématiques et de Physiques présentés à l'académie Royale des Sciences par divers savants, Vol. 7, Paris 1773. pp.343 – 382.

DARCY H. *Les fontaines publiques de la ville de Dijon.* Victor Dalmont, Paris 1856, p. 647.

DEGOUTTE G & ROYET P *Aide-mémoire de mécanique des sols.* Edition 2005.

DUNCUN J. M. start of the art: Limit equilibrium and finite-element analysis of slopes. J. of Geotech. Engrg, Vol. 122m N° 7, 1996, pp 577 – 596.

ENTREPRISE BTP LYON - ELTS foundation Parois Clouées

HABIB P., *Génie Géotechnique. Application de la mécanique des sols et des roches.* Edition MARKETING / ELLIPSES, 1997, pp 15, 26.

HARR M.E. *Groundwater and seepage.* McGraw-Hill publishing Co. Inc, New York, 1962.

HOUY A. *Elément de calcul des rideaux de palplanches.* Metz: Imp. Gueblez, 1980.

ITASCA CONSULTING GROUP, Inc. *FLAC^{2D} Manual version 4.00.* Minneapolis, Minnesota, 2002.

JAKY J. *The coefficient of earth pressure at rest.* Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers, 78 (22), 1944, pp 355 – 358.

JEROME SALIBA . Le Pont Ouvrages de soutènement 1/04/2017

JOSSEAUME H. *Méthode de calcul des rideaux de palplanche – Etude bibliographique.* Bull de liaison des lab. Des ponts et chaussées, N° 72, Juillet – Août 1974, pp 107 – 124.

KASTNER R. *ouvrages de soutènement flexible, comportement, dimensionnement.* Institut National des sciences Appliquées de Lyon

KASTNER R. *comportement mécanique des sols, poussée et butée des terres.* Institut National des sciences Appliquées de Lyon

KHEMOUM IMAD ET GUIDOUM NEDJEM EDDIN. Etude paramétrique du comportement d'un mur de soutènement renforcée par la géogrid P 25 / 2017

KHENNANE A. *Méthode des éléments finis.* Office des publications universitaires ; Alger, pp 1-2.

LAREAL P. *Mécanique de sol- L'eau dans le sol.* Département de Génie Civil et Urbanisme, I.N.S.A, Service Géotechnique, Lyon 1975.

LYCEE ADOLPHE CHERIOUX . Les ouvrages de soutènement apparents . (Gard) (image Didier Rieux) 22/01/2017

MAURICE CASSAN. *Aide mémoire d'Hydraulique Souterraine.* 2^{ème} Edition, 1993, presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

MUNI BUDHU. *Soil Mechanics and foundations.* John Wiley & SONS.INC. NewYork. Editions 2000.

PRAT M., & MESTAT P. *Ouvrages en interaction.* HERMES Science Publications, Paris, 1999.

PRAT M., & MESTAT P. *La modélisation des ouvrages.* HERMES Science Publications, Paris, 1999, pp 463-485.

RANKINE W. J. M. On the stability of loose earth. Trans. R. Soc. Vol 147, London 1857.

RODTS S *Etude du passage micro-macro pour le transport par diffusion en milieu poreux Application aux expériences de RMN-GCP.* Thèse pour l'obtenir le grade de Doctor de L'école des Ponts et Chaussées, 2002.

ROWE P. W. *Anchored sheet pile Walls*. Institution of Civil Engineers, Proc. Vol. 1, London, Jan. 1952, pp 27 – 70.

SOUBRA A & KASTNER R & BENMANSOUR A. *Etude de la butée des terres en présence d'écoulement*, Revue Française de génie civil, Vol 2, N⁰⁶, 1998, pp 691-707.

SCHLOSSER, François. Murs de soutènement. In *Techniques de l'ingénieur : traité construction*. Paris : Techniques de l'ingénieur, pp. C244-1 – C244-22.

SCHNEEBELI G. *Hydraulique souterraine*. Eyrolle, Paris, 1966.

SCHNEEBELI G. *Hydraulique souterraine*. 12^{ème} Edition Eyrolle, Paris, 1987.

TERZAGHI K. *Anchored bulkheads*. ASCE Proceeding, Separate 262, 39 p, 1953.

TSCHEBOTARIOFF G. P. *Foundations, retaining and earth structures*. 2nd edition, Mac Graw Hill Book Company, 1973, pp 415 – 457.

WINKLER E. *Die lehre von elastizitat und festigkeit*. Prague 1867, 182 p.

WILKIN M.L. *Fundamental methods in hydrodynamics*. Methods in Computational physics, Alder et al. Eds. New York, Academic Press, Vol. 3m 1964m pp 211 – 263.

WIENKIEZICW O.C *the finite element method in engineering science*. Mc Graw – Hill, London 1971.