

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de
la Technologie Département de Génie civil
et d'Hydraulique Référence : .2020/2021



جامعة محمد خيضر - بسكرة

كلية العلوم و التكنولوجيا

قسم الهندسة المدنية و الري.

المرجع : .0202/.2120

Mémoire de Master

Filière : Génie civil

Spécialité : Géotechnique

Thème

Etude de la butée des terres par la méthode d'analyse limite

L'étudiante :

Djouidi Sarah

Encadreur : Benmeddour Djamel

Co-Encadreur : Bouaicha Alaoua

Année universitaire : 2019 - 2020





Remerciements

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

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

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

Je remercie chaleureusement **BOUAICHA ALAOUA** de m'avoir aidé, orienter, diriger et conseillé. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde gratitude.

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

Je réserve aussi une pensée chaleureuse à toute ma famille surtout mes parents chères, mes grand-parents, mes frères, mes sœurs, **Assma, Elias, Rima, Isslam, Taher, hamada, Roua, Wassim** et mes oncles, qui n'ont cessé de m'encourager et de me pousser vers l'avant et qui être toujours de mes côtés.

Je remercie pareillement mes amis surtout **Nadjlaa, Imane, mhammed, Soumia, Mereim, Amel, Hadjer, mounira** leurs orientations, leurs nombreux conseils et aides.

Enfin, Je n'oublie pas de remercier aussi l'ensemble mes professeurs et les collègues de département de Génie Civil de l'université de Biskra, et toute personne ayant un lien de près ou de loin à accomplir ce travail.

Résumé

Les Murs de soutènement sont des ouvrages importants dans le domaine du génie civil au vu de leur coût et de leur fonction. Leur protection est très recommandée car les dégâts qu'ils peuvent occasionner sont énormes en cas de renversement ou de glissement. En zone sismique les risques sont amplifiés et la préservation de ces ouvrages commence par une bonne conception et donc un bon calcul.

La conception d'un ouvrage de soutènement nécessite l'application des théories de butée aux calculs des sollicitations exercées à l'ouvrage.

De nombreux auteurs ont développé différentes méthodes pour calculer la butée des terres, en faisant des hypothèses différentes sur la rugosité de l'écran et la forme de la zone en équilibre limite.

La présente étude s'intéresse au calcul numérique des coefficients de butée des terres K_p , par la méthode d'analyse limite en utilisant la version bidimensionnelle du logiciel optumG2. En faisant varier plusieurs paramètres géométriques et mécaniques, afin d'évaluer la butée des terres pour un écran vertical, rigide et lisse. L'effet d'inclinaison de la surface du massif du sol et de la proximité d'une pente a été étudié.

Les résultats de cette étude ont été comparés avec ceux disponibles dans la littérature.

Mots clés :

Mur de soutènement, Modélisation numérique, pression passive, écran rigide, logiciel OptumG2, analyse limite, borne supérieure, borne inférieure.

Abstract

Retaining walls are important structures in the field of civil engineering in view of their cost and their function. Their protection is highly recommended as the damage they can cause is enormous in the event of an overturn or slip. In seismic zones, the risks are amplified and the preservation of these structures begins with a good design and therefore a good calculation.

The design of a retaining structure requires the application of abutment theories to the calculations of the stresses exerted on the structure.

Many authors have developed different methods for calculating the earth stop, making different assumptions about the roughness of the screen and the shape of the zone in limit equilibrium.

The present study is interested in the numerical calculation of the earth stop coefficients K_p , by the limit analysis method using the two-dimensional version of the optumG2 software. By varying several geometric and mechanical parameters, in order to evaluate the earth stop for a vertical, rigid and smooth screen. The effect of inclination of the surface of the soil mass and the proximity of a slope was studied.

The results of this study were compared with those available in the literature.

Keywords:

Retaining wall, Numerical modeling, passive pressure, rigid screen, Optum G2 software, limit analysis method, upper bound, lower bound.

تلخيص

تعتبر الجدران الاستنادية هياكل مهمة في مجال الهندسة المدنية نظرًا لتكلفتها ووظيفتها. يوصى بشدة بحمايتها لأن الضرر الذي يمكن أن تسببه يكون هائلًا في حالة الانقلاب أو الانزلاق. في المناطق الزلزالية ، تتضخم المخاطر ويبدأ الحفاظ على هذه الهياكل بتصميم جيد وبالتالي حساب جيد.

يتطلب تصميم الهيكل الاستنادي تطبيق نظريات الدعامات على حسابات الضغوط التي تمارس على الهيكل.

طور العديد من المؤلفين طرقًا مختلفة لحساب توقف الأرض، مع وضع افتراضات مختلفة حول خشونة الشاشة وشكل المنطقة في توازن الحد.

تهتم الدراسة الحالية بالحساب العددي لمعاملات التوقف الأرضي K_p ، بطريقة تحليل الحدود باستخدام النسخة ثنائية الأبعاد من برنامج optumG2. من خلال تغيير العديد من المعلمات الهندسية والميكانيكية ، من أجل تقييم توقف الأرض لشاشة رأسية وصلبة وسلسة. تمت دراسة تأثير ميل سطح كتلة التربة وقرب منحدر. تمت قمنًا بمقارنة بينالنتائج المتحصل عليها و تلك الموجودة في المراجع.

الكلمات البحث:

الجدار الاستنادي ، النمذجة العددية ، الضغط السليبي ، الشاشة الصلبة ، برنامج Optum G2 ، طريقة تحليل الحد ، الحد الاعلى، الحد الادنى.

Table des matières

Résumé.....	I
Abstract.....	II
تلخيص.....	III
LISTE DES NOTATIONS PRINCIPALES.....	IX
Liste des figures	XII
Liste des tableaux	XIV
INTRODUCTION GENERALE.....	15
Chapitre I: Synthèse bibliographique sur les ouvrages de soutènement	
I.1-Introduction	3
I.2.Historique:.....	3
I.3-Définition.....	4
I.4-Différents types des ouvrages de soutènement:	5
I.4.1. Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement:	5
I.4.1.1.Mur poids:	6
I.4.1.2. Mur en gabion:	6
I.4.1.3. Les ouvrages cellulaires:.....	6
I.4.1.4. Les murs en sol renforcée:	7
I.4.1.5. Les murs en terres armée:	7
I.4.1.6 Les murs en béton armé:	8
I.4.1.6.1 Mur en « T renversé » classique en béton armé:	8
I.4.1.6.2 Mur à contreforts:	9
I.4.2. Cas où la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement:	9
I.4.2.1. Les parois moulées:.....	9

LISTE DES NOTATIONS PRINCIPALES

I. 4.2.2. Les murs en parois berlinoises:	10
I.4.2.3. Les rideaux de palplanches:	11
I.4.3. Cas où la poussée est reprise par des ancrages :.....	12
I.4.3.1. Les murs ancrés:.....	12
I.4.3.2. Les parois moulées ancrées.....	13
I.4.3.3. Les palplanches ancrées:.....	13
I.4.4. Les pneus sol:	13
I.5.5 .geosynthétiques:	14
I.5. Classement des ouvrages de soutènement :	16
I.5. 1. Ouvrages Rigides :.....	16
I.5. 2. Ouvrages Souples :	16
I.6. Notions de poussée et butée:	16
I.6.1Poussée :	17
I.6.2-butée:.....	17
I.7. Etat d'équilibre limite :	18
I.7.1 Etat des sols au repos:.....	19
I.7.2. Equilibre de butée:.....	20
I.7.3.Équilibre de poussée :.....	21
I.8. Modes de rupture des ouvrages de soutènement	22
I.8.1. Stabilité interne	23
I. 8.2. Stabilité externe :.....	23
I.9.Conclusion:.....	26
Chapitre II: METHODE DU CALCUL DES PASSIVES DES TERRES	
II.1. Introduction	28
II.2. Théorie de l'équilibre limite :.....	28

II.2.1. Méthodes de Coulomb (1776) :	28
II.2.1.1. Principe de la méthode	29
II.2.1.2. Cas d'une surface horizontale	29
II.2.1.3 Cas d'une surface inclinée	30
II.2.1.4 Cas d'une surcharge uniforme	31
II.3. Théorie des lignes de glissement.....	32
II.3.1. Méthode de Rankine	32
II.3.1.1 Force de butée pour un massif pulvérulent à surface inclinée :	32
II.3.1.2 Pour les sols purement cohérents ($\emptyset = 0, C_u \neq 0$) :	33
II.3.1.3 Pour les sols cohérents et frottant ($\varphi' \neq 0, C'u \neq 0$) :	33
II.3. 2 Méthode de Boussinesq (1882) :	34
II.3.3 Méthode de Sokolovski.....	36
II.3.3.1 Cas d'une surcharge uniforme :	36
II.3.4 Caquot et Kérisel.....	37
II. 4 Méthode graphique.....	39
II.4.1. Méthodes graphique de Cullman.....	39
II.5 Méthodes numériques.....	40
II.5.1 Méthodes des éléments finis (MEF) :	40
II.5.2 Méthodes des différences finies	41
II.6. Méthode d'analyse limite.....	42
II.6.1 Le théorème de la borne supérieure.....	43
II.6.2. Limiter l'analyse par la méthode de liaison inférieure	45
II.6.2.1 Le théorème de la borne inférieure	45
II.7 Un exemple de mur de soutènement par méthode analyse limite	46
II.7 .1 Murs de soutènement	46

II.7 .2Effondrement des théorèmes de charge	47
II.8Conclusion:	49
Chapitre III :SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LOGICIEL OPTUMG2	
III.1. Introduction	51
III.2 L’histoire	52
III.3. Présentation du logiciel OptumG2	52
III.3.1. Définition optumG2	52
III.3.2ce qui fait optum G2différent?	53
III.3.2.1Robustesse et efficacité	53
III.3.2.2. Réponses directes aux questions directes.....	53
III.3.2.3. Limites supérieure et inférieure	53
III.3.2.4 Amélioration automatique du maillage adaptatif	54
III.3.2.5. Types d'analyses intégrées.....	54
III.3.2.6Compatibilité Eurocode 7.....	54
III.3.2.7. Interface utilisateur graphique moderne.....	54
III.3.2.8. Analyse stochastique.....	54
III.3.2.9Version en ligne de commande	55
III.3.3. Théorie	55
III.3.3. 1.Théorie de plasticité	55
III.3.3.2. Pressions des pores et stress efficace	56
III.3.3.3principes variationnels	56
III.3.3.4 plasticités rigides.....	56
III.3.3.5. Analyse limite	57
III.3.3.6. Élasticité	59
III.3.3.7.Elastoplasticité	59

III.3.3.8 Règles de débit non associées.....	60
III.3.3.9 Seepage	60
III.3.3.10 Consolidation.....	60
III.3.3.11 Analyse stochastique.....	61
III.3.3.12 Technologie des éléments finis.....	61
III.3.3.13. Optimisation numérique	61
III.3.3.14. Vérification et validation.....	62
III.3.4. Matériaux.....	62
III.3.4.1. Mohr-coulomb	62
III.3.4.2 Drucker-prager.....	63
3.3.4.3. Tresca.....	63
III.3.4.4 Cisaille non drainée anisotrope (AUS)	63
III.3.4.5 Hoek-Brown	63
III.3.4.6 GSK.....	64
III.3.4.7 Bolton.....	64
III.3.4.8 Argile cam modifiée	64
III.3.4.9 Durcissement du Mohr-coulomb (HMC).....	65
III.3.4.11 Rigide	65
III.3.4.12 Fluides	65
III.3.4.13 Assiettes.....	65
III.3.4.14 Géogrides.....	66
III.3.4.15 Connecteurs	66
III.3.4.16 Charnières.....	66
III.3.4.17 Rangées de piles.....	66
III.3.4.18 rangées de clous.....	67

Chapitre IV: CALCUL NUMERIQUE DES PRESSIONS PASSIVES DES TERRES POUR UN ECRAN RIGIDE VERTICAL EN UTILISANT OPTUM G2

IV. 1 Introduction:	69
IV. 2 Présentation du problème :	69
IV. 3 Résultats et discussions	73
IV.3.1 Cas de la butée	73
IV.3.1.1 L'effet de la variation de l'angle de frottement interne et l'angle d'inclinaison de la surface du sol	73
IV.3.2 Influence de la règle d'écoulement sur les pressions des terres	76
IV.3 Conclusion :	77
Conclusions générales et perspectives	78
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE	79
Annexe	82

LISTE DES NOTATIONS PRINCIPALES

F_R : le coefficient de sécurité au renversement

φ : L'angle de frottement effectif du sol

λ : Inclinaison du mur

B : Largeur de la fondation

c : Cohésion du sol

e : Excentricité de la résultante de la charge verticale

H : Hauteur verticale d'un ouvrage de soutènement

E : Module d'Young

q_u : Capacité portante de la fondation

α : Angle d'inclinaison d'un talus par rapport à l'horizontale

β : Angle d'inclinaison de la surface superficielle du remblai

γ : Poids volumique du sol

γ' : Poids volumique déjaugé

δ : Angle d'interface

ε : Déformation

ν : Module de Poisson

σ : Contrainte, horizontale (σ_h), verticale (σ_v)

ψ : Angle de dilatance du sol

θ : L'inclinaison de la face du mur sur l'horizontale

K_0 : Coefficient des terres au repos

K : coefficient de la pression des terres

k_{pq} : Le coefficient des pressions des terres passives dues à la surcharge.

K_a : Coefficient des butées des terres actives

F_p : Force de butée

F_R : Facteur de renversement

σ'_p : La pression de préconsolidation du sol déterminé à l'essai oedométrique

σ'_{v0} : La contrainte effective en place

LISTE DES NOTATIONS PRINCIPALES

Z : Profondeur dans le sol

W' : Poids des terres

γ_1' : Poids volumique effectif submergé du sol

Q : Charge concentrée

σ_r : Contrainte normale radiale

σ_θ : Contrainte normale orthoradial

ζ : coefficient d'amortissement.

F_{cp} : la force de butée

Liste des figures

Chapitre I : Synthèse bibliographique sur les ouvrages de soutènement

Figure I - 1: Poussée -Butée.....	4
Figure I - 2:Exemple de mur poids en béton.....	6
Figure I - 3:Mur en gabion.....	6
Figure I - 5:Les murs en sol renforcé	7
Figure I - 4:Les ouvrages cellulaires	7
Figure I - 6:Murs en terre armée	7
Figure I - 7:Domaines d'utilisation de la terre armée.....	8
Figure I - 8:Mur en « T renversé » classique	9
Figure I - 9:Mur à contreforts	9
Figure I - 10:Les parois moulées.....	10
Figure I - 11:Les parois berlinoises	11
Figure I - 12:Les rideaux de palplanches.....	11
Figure I - 13: mur ancré	12
Figure I - 14:Paroi moulée ancrée	13
Figure I - 15:palplanches ancrées.....	13
Figure I - 16:Mur en pneu sol	14
Figure I - 17:(a) Etat de butée et (b) Etat de poussée.	18
Figure I - 18:Développement des pressions actives et passives de la terre.	19
Figure I - 19:Contraintes au repos.....	20
Figure I - 20:Etat limite de butée du sol. A et b	21
Figure I - 21:État limite de poussée du sol a et b	21
Figure I - 22:Modes de rupture des ouvrages de soutènement	22
Figure I - 23:Modes de rupture des ouvrages de soutènement.	23
Figure I - 24:(a)Stabilité au renversement d'un mur, (b) Calcul de la stabilité au renversement par rapport à O	24
FigureI - 25:Influence de glissement sur le mur	25
Figure I - 26:Influence de poinçonnement sur le mur	25
Chapitre II : Méthodes du calcul des passives des terres	
Figure II - 1:Équilibre du coin coulomb	29

Figure II - 2:Hypothèses de Coulomb	29
Figure II - 3:Etat de butée de COULOMB	31
Figure II - 4:murs de soutènement avec une surcharge uniforme	31
Figure II - 5:Force de butée pour un massif pulvérulent à surface incliné	32
Figure II - 6:Cercles de Mohr de poussée et butée pour un sol purement cohérent.	33
Figure II - 7:Cercles de Mohr de poussée et butée pour un sol cohérent et frottant	34
Figure II - 8:Coin de Boussinesq	35
Figure II - 9:Lignes caractéristiques des zones de rupture	36
Figure II - 10:Schéma du mécanisme de rupture en cas d'une surface horizontale ($\beta=0$)	37
Figure II - 11:Poussée Passive de Culmann.....	40
Figure II.12. Mécanisme de repli pour un mur de soutènement - solution à limite supérieure. ..	47
Figure II.13 Hodographe de vitesse pour la figure II.12 - cas passif.	47

Chapitre III : Synthèse bibliographique sur logiciel optumG2

Figure III - 1:Aperçu d'écran du logiciel OptumG2	51
Figure III - 2:Surface de rupture	55
Figure III - 3:Solide de volume V avec limite $S = S_u \cup S_\sigma$ soumis à des tractions αt sur S_σ et encastré en S_u	57

ChapitreIV : Calcul numérique des pressions passives et actives des terres pour un écran rigide vertical en utilisant OPTUM G2

Figure IV - 1:Présentation du problème	70
Figure IV -2 Modèle géométrique et conditions aux limites pour $\beta = 0$	71
Figure IV -3Maillage du modèle pour $\beta = 0$	71
Figure IV -4Maillage du modèle pour $\beta = 0$	74
Figure IV -5Variation de K_p en fonction de ϕ' pour $\beta/\phi' = -1/3$	75
Figure IV -6Variation de K_p en fonction de ϕ' pour $\beta/\phi' = -1/2$	75
Figure IV -7Variation de K_p en fonction de ϕ' pour $\beta/\phi' = -2/3$	76

Liste des tableaux

Chapitre I : Synthèse bibliographique sur les ouvrages de soutènement

Tableau I - 1:Les divers types d'ouvrages de soutènement classés d'après la distinction précédente.	5
Tableau I - 2:Avantages et inconvénients des parois	10
Tableau I - 3:Avantages et inconvénients des rideaux palplanches	12
Tableau I - 4:Différents Classes de géosynthétique	16
Tableau I - 5:Déplacement du mur nécessaire pour une poussée.	17
Tableau I - 6:Déplacement du mur nécessaire pour une pression passive.	18

Chapitre II : Méthodes du calcul des passives des terres

Tableau II - 1:Formules de répartition des contraintes.....	34
Tableau II - 2:Les tables de Caquot et Kérisel.....	38
Tableau II - 3:coefficient de réduction ψ pour $ \delta < \varphi$	39

Chapitre IV:Calcul numérique des pressions passives et actives des terres pour un écran rigide vertical en utilisant OPTUM G2

tableau IV - 1: Les caractéristiques géotechniques du sol.....	72
Tableau IV -2 Influence de la règle d'écoulement sur K_p	77

INTRODUCTION GENERALE

Les ouvrages de soutènement sont des ouvrages courants de génie civil. Ils sont construits en nombre pour des usages aussi variés que le blindage de fouille pour la construction d'ouvrages souterrains (parking, voirie, soubassement d'immeubles...). 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 des pressions de terre passive et active. Ce travail vise l'estimation numérique de l'influence de l'angle de frottement, l'angle de dilatance et de l'inclinaison de la pente sur les coefficients de pression des terres passives. Le travail présenté dans ce mémoire aborde la problématique d'améliorer la prévision de la distribution des pressions agissantes sur un écran de soutènement rigide.

L'objet de ce travail de mémoire est donc d'étudier la stabilité d'un mur de soutènement soumis à des pressions des terres. Pour atteindre notre objectif on a entamé une étude bibliographique sur les ouvrages de soutènement, le calcul des pressions des terres, ainsi que la modélisation numérique. Cette recherche s'inscrit dans le cadre de l'étude de modélisation du comportement des murs de soutènement par certains paramètres liés au mécanisme de rupture. Déterminer la force de butée par la méthode d'analyse limite et d'étudier ainsi, la stabilité d'un mur de soutènement

Le présent mémoire est divisé en deux parties :

1- Une première partie consacrée à la recherche bibliographique comprenant deux chapitres : Le premier chapitre comporte des notions générales sur le comportement des ouvrages de soutènement : différents types et classement, les modes de rupture pour les ouvrages de soutènement. Le deuxième chapitre est consacré à la présentation des méthodes de calcul des pressions passives et actives des terres.

2- Une deuxième partie consacrée à la modélisation numérique :

Dans Le troisième chapitre on présente une série d'analyses bidimensionnelles en d'analyse limite pour calculer les pressions passives et actives des terres pour un écran rigide verticale en utilisant le code de calcul Optum G2. L'influence des paramètres géotechniques (l'angle de frottement interne du sol et la règle d'écoulement) et géométriques (l'inclinaison de la surface du sol et la

proximité d'une pente) a été examinée et discutée dans ce chapitre.

CHAPITRE:

I

**SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES OUVRAGES DE
SOUTÈNEMENT**

I.1-Introduction

Dans le monde de génie civil, l'usage des murs de soutènement est très intéressant. Car, ils sont réalisés dans le but de prévenir les mouvements des talus, protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou aussi employé dans la stabilité des plusieurs structures telles que (les ports, les ponts, les infrastructures). Ces ouvrages de soutènement sont des structures liées au sol pour lesquelles l'action de celui-ci intervient doublement.

Dans ce chapitre, nous commençons par définir les murs de soutènement. Ensuite, nous présentons l'historique et le principe du soutènement, après ça, nous essayons de déterminer les types, Classement et Modes de rupture des ouvrages de soutènement, et aussi Notions de poussée et butée. Enfin, nous présentons l'état d'équilibre limite.

I.2.Historique:

Les murs de soutènement sont reconnus depuis plusieurs années à cause de différents besoin, les premiers ont été réalisés pour la fabrication de terrasses sur des terrains pierreux en pente pour un usage agricole, terrasses bordées de murs bas en pierres crues (pierres brutes mises sur assise sans mortier et en opus peu élaboré) récupérées par l'érosion des sols : ces murs sont édifiés pour combattre celle-ci (par exemple en Ardèche). Puis on trouve la construction de terrasses recevant des édifices imposants. Ces murs furent dès l'antiquité des murs massifs constitués en maçonnerie soignée de blocs de pierre (dont l'exemple évocateur est celui des temples en gradins Incas).

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

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

I.3-Définition

Un ouvrage de soutènement est une construction destinée à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide. Les ouvrages de soutènement sont essentiellement employés en deux sites, soit en montagneux ou bien en urbain, le premier pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanches, et le deuxième site pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.

Il existe deux grandes classes d'ouvrages de soutènement: un est composé d'une paroi résistante et d'une semelle de fondation et l'autre classe est composée d'une paroi (palplanches).

Il y a deux efforts principaux exercés sur le mur (Figure. I-0-I): un effort de poussée sur l'écran qui est effectuée par Les terres retenues et le terrain situé devant le mur effectue un effort de butée.

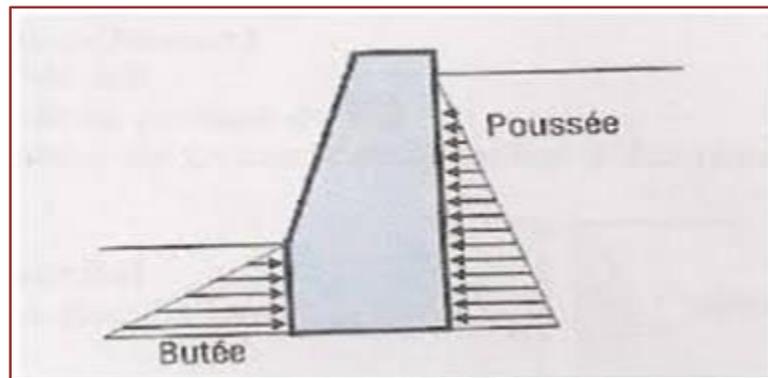


Figure I-1: Poussée -Butée.

I.4-Différents types d’ouvrages de soutènement:

Un ouvrage de soutènement est employé soit pour retenir un sol excavé, qu’il s’agit de soutènement en déblai, soit pour retenir un sol artificiel construit par couches compactées qu’il s’agit de soutènement en remblai.

Il existe diverses classifications des ouvrages de soutènement basées sur le mode de fonctionnement d’ouvrage, leur matériau de construction, la rigidité du système mur -sol, ou par la durée de vie de l’ouvrage.

La reprise des efforts de poussée ou de butée peut s’assurer par différents modes de fonctionnement. Citons les trois modes suivants(Le tableau ci-dessous):

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

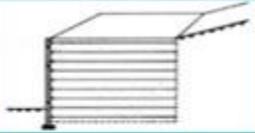
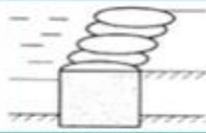
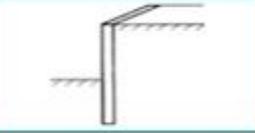
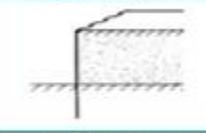
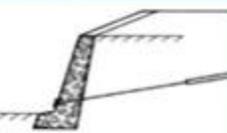
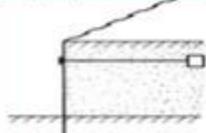
Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l’ouvrage	 Mur poids en béton ou maçonnerie	 Mur en Terre Armée	 Ouvrage cellulaire
Encastrement	 Mur cantilever en béton armé	 Paroi moulée	 Rideau de palplanches
Ancrage	 Mur en béton, ancré	 Paroi moulée ancrée	 Rideau ancré

Tableau I-1: Les divers types d’ouvrages de soutènement classés d’après la distinction précédente.

I.4.1. Cas où la poussée est reprise par le poids de l’ouvrage de soutènement:

Le poids de mur contribue essentiellement à la stabilité et la reprise des poussées, sans subir des déplacements pouvant rompre le sol derrière.

On distingue quatre familles principales d’ouvrages basée sur le poids:

I.4.1.1. Mur poids:

Le type d'ouvrage le plus ancien est le mur poids en béton ou en maçonnerie (figure I-2). Ce sont des ouvrages rigides qui ne peuvent supporter sans dommages des tassements différentiels. C'est le genre de murs qui convient le mieux pour résister par son propre poids.



Figure I-2: Exemple de mur poids en béton.

I.4.1.2. Mur en gabion:

C'est un mur dérivé du mur poids, il a la forme d'une caisse chargée par sa partie haute. Quant aux murs gabions, ils peuvent être assimilés à des murs poids ou caissons.

A l'origine, le gabion est un cylindre en tressage de branches que l'on remplissait de terre et utilisait dans les fortifications.



Figure I-3: Mur en gabion.

I.4.1.3. Les ouvrages cellulaires:

Les ouvrages cellulaires sont très variés et le type le plus ancien est le mur caisson. Ce sont des murs en béton armé préfabriqué ou en métal constitués d'éléments superposés. Dans un ouvrage cellulaire, la cellule est remplie de sol et l'ensemble forme un ouvrage qui peut être, dans certains cas, très souple, on utilise généralement dans les travaux maritimes.

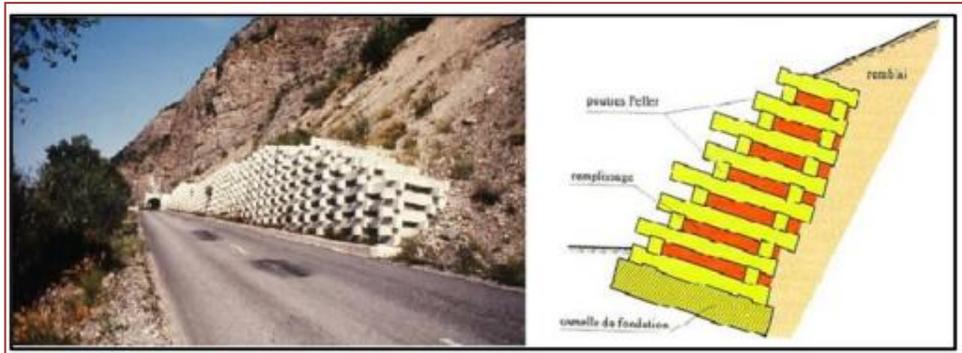


Figure I-4: Les ouvrages cellulaires.

I.4.1.4. Les murs en sol renforcé:

La principale caractéristique de ces ouvrages est que c'est le volume de sol associé aux éléments de renforcement qui participe directement à la stabilité. Dans ce mur le sol est renforcé par des inclusions souples résistant à la traction, sont des ouvrages souples qui supportent les tassements différentiels du sol de fondation.

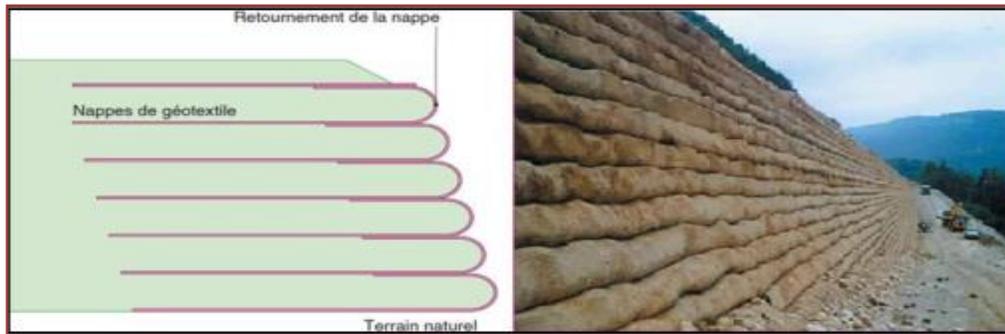


Figure I-5: Les murs en sol renforcé.

I.4.1.5. Les murs en terres armée:

Ce sont des ouvrages souples constitués de remblai armé par des bandes d'aciers, Le principe consiste à associer à un sol pulvérulent et un renforcement (armatures) résistant à la traction. L'ouvrage est terminé sur sa face vue par un parement destiné à retenir les grains de sol entre les lits d'armatures.



Figure I-6: Murs en terre armée.

**A: ouvrages ferroviaires****B: ouvrages routiers****C: ouvrages hydrauliques****D: ouvrages industriels****Figure I-7: Domaines d'utilisation de la terre armée.**

➤ **Les avantages et limitation de la terre armée:**

- Rapidité d'exécution.
- Murs souples pouvant supporter sans dommage des tassements différentiels importants.
- Construction ne nécessitant qu'un matériel très léger
- Coût compétitif la principale limitation de cette technique est la qualité du remblai, qui doit être frottant **Ed**

I.4.1.6 Les murs en béton armé:

Les murs en béton armé sont bien adaptés pour la réalisation d'ouvrages en remblai comme en déblai. Les murs en béton armé peuvent avoir des formes diverses et être réalisés de façons multiples. Ci-dessous on distingue deux principales catégories:

I.4.1.6.1 Mur en « T renversé » classique en béton armé:

Le mur en T renversé est la forme classique pour un mur en béton armé. Il se forme d'une base élargie (semelle) et encadrée à la partie supérieure du sol de fondation.

Il fonctionne en faisant participer à l'action de soutènement une partie du poids du remblai. Il est projeté sans contreforts, tant que sa hauteur n'excède pas 5 à 6 mètres, et peut être réalisé sur un sol de caractéristique mécaniques peu élevées (voir la figure I-8).

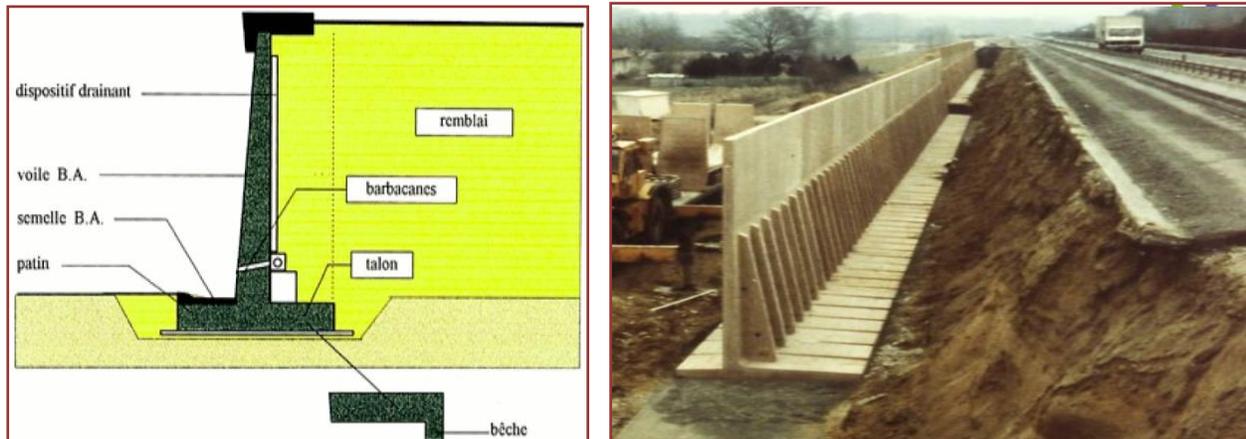


Figure I-8: Mur en « T renversé » classique.

I.4.1.6.2 Mur à contreforts:

Les contreforts, placés à distance égale les uns des autres (variant entre 2.5m à 5m ordre de grandeur), lorsque la hauteur du mur devient importante ou que les coefficients de poussée sont élevés, le moment d'encastrement du voile sur la semelle devient grand si pour ça on consiste à disposer des contreforts dont le but est de raidir le voile du mur.

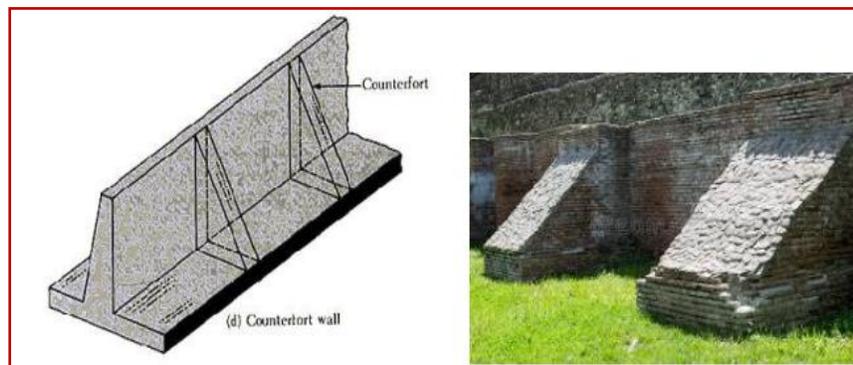


Figure I-9: Mur à contreforts.

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

1.4.2.1. Les parois moulées:

Les murs en parois moulées, technique qui consiste à construire un mur au sein du sol en place, avant toute excavation d'un dépôt étanche appelé cake qui lui permet de ne pas percoler

dans le terrain et d'assurer la pression hydrostatique qui s'oppose à l'éboulement des parois, par bétonnage d'une tranchée remplie de boue pour en assurer la stabilité. Cette technique est particulièrement utilisée pour les travaux sous la nappe, en zones urbaine et portuaire. Une paroi moulée fonctionne par encastrement total ou partiel dans le sol de fondation.



Figure I-10: Les parois moulées.

Type/ soutènement	Parois moulées
Domaines d'emploi	- Soutènement permanent
Nature de terrain Condition hydrau	- Adaptable à tous les terrains sauf roches. - Possibilité de travailler dans la nappe.
Avantages	- Pas de décompression des terrains, pas de limitation en profondeur. - Possibilité d'intégrer le soutènement dans la structure définitive. - Permet de réaliser la couverture avant les gros travaux.
Inconvénients	- Nécessite une plate forme de travail horizontale. - Matériel lourd. - Raccordement des radiers. - Ne permet pas une étanchéité extérieure.

Tableau I -2: Avantages et inconvénients des parois.

I. 4.2.2. Les murs en parois berlinoises:

La paroi berlinoise est généralement un ouvrage provisoire, mais peut devenir définitif selon l'utilité. Ce type du mur est nécessaire lors des constructions dans des emplacements restreints.

La paroi est réalisée à partir de poteaux placés préalablement dans le sol en place. Au fur et à mesure de l'excavation, des éléments préfabriqués (poutres, plaques), ou moulés sur place sont placés entre les poteaux. La poussée des terres est reprise par des ancrages fixés sur les poteaux. Les avantages principaux sont la rapidité d'exécution et son retour sur investissement.



Figure I-11: Les parois berlinoises.

I.4.2.3. Les rideaux de palplanches:

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. Leur caractéristique essentielle est que le soutènement ainsi formé est souple, ce qui nécessite une méthode spécifique de dimensionnement et aussi flexibles, où l'interaction structure-remblai a une influence prépondérante sur le comportement de l'ouvrage.

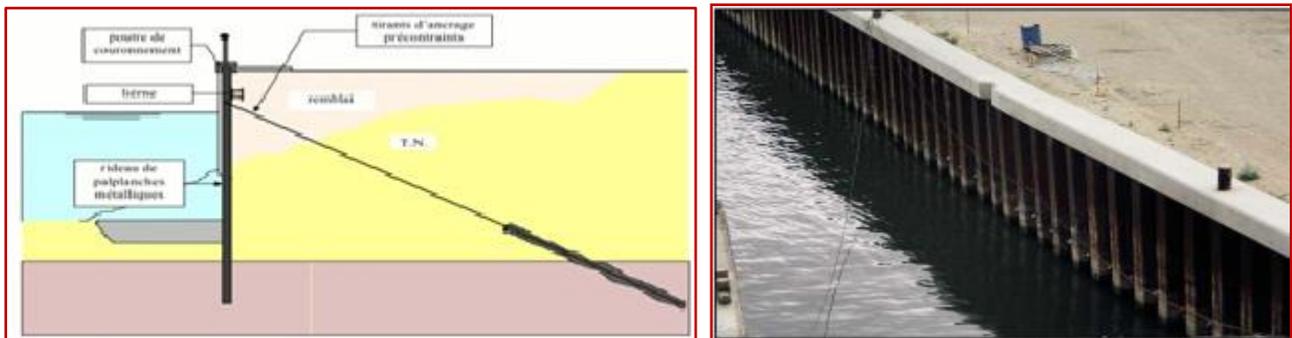


Figure I-12: Les rideaux de palplanches.

Type/ soutènement	Rideaux de palplanches
Domaines d'emploi	- Soutènement Provisoire ou permanent
Nature de terrain Conditions hydrau	- Terrains meubles
Avantages	- Pas de décompression des terrains - Ecran semi-étanche.
Inconvénients	- Nuisances pour les riverains (bruit-vibrations) - limitation de battage : terrain dur vestiges d'ouvrage souterrains - En règle générale palplanches non récupérables

TableauI-3: Avantages et inconvénients des rideaux palplanches.

I.4.3. Cas où la poussée est reprise par des ancrages :

Dans les deux cas cités précédemment (poussée reprise par le poids ou l'encastrement), Il est possible d'ancrer le mur dans le sol par des tirants d'ancrage permettant la reprise des forces de poussées. La stabilité des murs ancrés est assurée par la mise en butée, mais aussi la mise en contrebutée du terrain sur la hauteur ancrée de la paroi. Les ouvrages ancrés rencontrés sont donc:

I.4.3.1. Les murs ancrés:

Le principe consiste à réduire les force actives du glissement et a accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture.

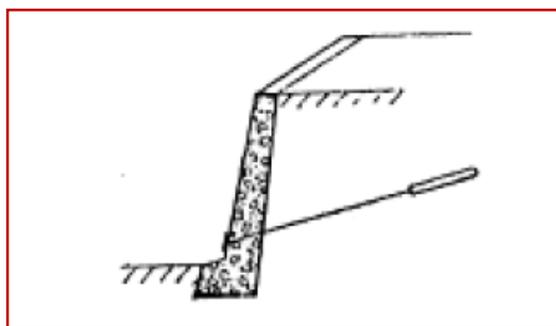


Figure I-13: mur ancré.

I.4.3.2. Les parois moulées ancrées.

Dans le cas où les massifs de terre à retenir ne peuvent être équilibrés par les forces de butée mobilisées dans la partie en fiche qui exerce les pressions, si la hauteur hors fiche est importante on a souvent recours à un système d'ancrage en tête au moyen de tirants.

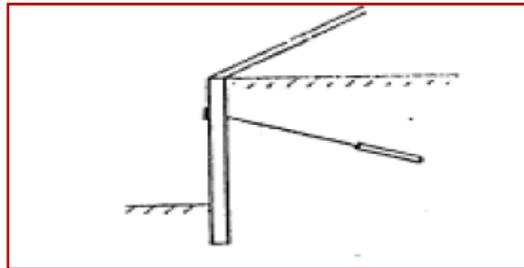


Figure I-14: Paroi moulée ancrée.

I.4.3.3. Les palplanches ancrées:

Paroi réalisée à partir de poteaux placés préalablement dans le sol en place. Au fur et à mesure de l'excavation, des éléments préfabriqués (poutres, plaques), ou moulés sur place sont placés entre les poteaux. La poussée des terres est reprise par des ancrages fixés sur les poteaux.

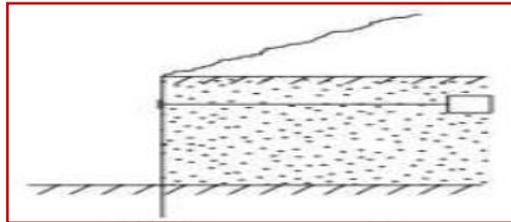


Figure I-15: palplanches ancrées.

I.4.4. Les pneus sol:

Un mur de soutènement en pneu sol est constitué:

- De pneus: pneumatiques ou éléments de pneumatique qu'ils sont disposés linéairement ou en nappes selon des lits horizontaux.
- De remblai remplissant les vides laissés et séparant les lits de pneus.
- De parements préfabriqués en béton protégeant les Pneus vus, empêchant le remblai de s'écrouler entre les lits de pneus et pouvant jouer un rôle architectural: s'il n'y a pas de parements en béton comme dans le cas des raidissements de pente (pente 1/2 ou 1/3), les pneus vus ne jouent aucun rôle mécanique.



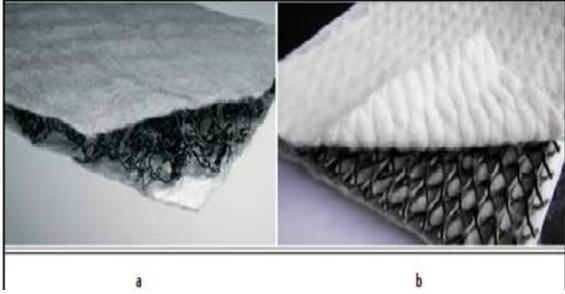
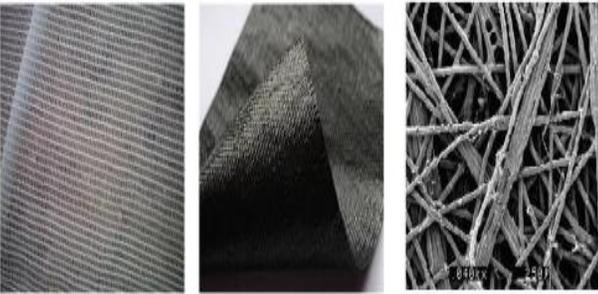
Figure I-16: Mur en pneu sol.

I.5.5 .geosynthétiques:

Les géosynthétiques sont des produits dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil.

Les centaines de produits géosynthétique existant actuellement sur le marché peuvent être classé en 6 groupes, d'après les matières premières utilisées

Classes de géosynthétique	Définition et Principe	Figure illustrée
Géomembranes	Sont des géosynthétiques de faible perméabilité, manufacturés sous la forme de feuilles, qui peuvent être synthétiques, bitumineuses ou composées de bentonite. La principale application des géomembranes est donc constituer une barrière étanche entre un sol et un fluide.	

<p>Géocomposites</p>	<p>Est une structure fabriquée à partir de deux ou plusieurs types des géosynthétiques. (Produits créés par la combinaison de plus d'un géosynthétique).</p>	 <p>a b</p>
<p>Géotextiles</p>	<p>Sont des produits tissés, non tissés, ou tricotés, perméables, fabriqués à base de polymère (et utilisés dans les domaines de la géotechnique et du génie civil.)</p>	 <p>Tricoté Tissée Non tissée</p>
<p>Géoespaceur</p>	<p>Structure tridimensionnelle à base de polymère, conçue pour créer un espace d'air dans le sol et/ou dans d'autres matériaux.</p>	 <p>a b</p>
<p>Géoconteneur</p>	<p>Structure tridimensionnelle permettant le confinement, la stabilité et le renforcement d'un matériau de remplissage.</p>	 <p>a b</p>

Géogrille	Géogrille est une structure plane à base de polymère, constituée par un réseau ouvert et régulier d'éléments résistants à la traction et pouvant être assemblés par extrusion, par collage ou par entrelacement, dont les ouvertures ont des dimensions supérieures à celles des constituants et permettant le confinement du sol.	
-----------	--	--

Tableau I- 1: Différents Classes de géosynthétique

I.5. Classement des ouvrages de soutènement :

Tous ces ouvrages ont en commun la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Cette force de poussée est généralement reprise, On trouve dans cette catégorie deux types d'ouvrages, les ouvrages de soutènement rigides et les ouvrages de soutènement souples.

I.5. 1. Ouvrages Rigides :

Les murs de soutènement classiques sont les ouvrages les plus courants de cette catégorie. On dit un mur rigide si la surface de contact sol/mur reste plan après chargement des murs courants en béton armé. La poussée est reprise par le poids de l'ouvrage (murs poids) ou par encastrement de l'ouvrage dans le sol (murs en béton armé).

I.5. 2. Ouvrages Souples :

Un mur est dit souple (ou flexible) si la surface de contact sol/mur est déformable. L'ouvrage type représentatif de cette catégorie est le rideau de palplanches. Pour ce type de soutènement, la poussée est reprise soit par encastrement de l'ouvrage dans le sol, soit à l'aide d'ancrages.

I.6. Notions de poussée et butée:

Les pressions statiques des terres sur les structures de soutènement sont fortement influencées par le déplacement relatif entre le mur et le sol. Suivant ce déplacement, le sol se trouvera en équilibre de poussée (état actif) ou de butée (état passif):

I.6.1 Poussée :

Le soutènement s'oppose au mouvement du massif de sol. Dans ce cas, le massif exerce sur chaque élément de surface de l'ouvrage une action appelée pression active à la poussée. 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 (Figure I-17.b).

Les études expérimentales montrent que cette pression active est fonction de :

- la densité,
- l'angle de frottement interne,
- la cohésion,
- Le coefficient de frottement massif de sol sur le mur,
- la rigidité de l'ouvrage de soutènement
- mode de son déplacement possible,
- la forme de la surface libre du massif
- et l'inclinaison de l'écran sur la verticale.

Pour que la pression des terres sur le soutènement coïncide avec le niveau de la poussée, il est nécessaire qu'un certain déplacement puisse se produire. Le tableau I-5 donne les déplacements nécessaires pour le développement de la poussée dans les sables et les argiles.

Lorsque la poussée minimale s'établit, une partie du massif se déplace légèrement et se sépare du reste par une faible bande dite ligne de glissement, le long de laquelle la rupture s'est produite par cisaillement.

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

Tableau I- 2: Déplacement du mur nécessaire pour une poussée.

I.6.2-butée:

Le soutènement exerce un effort sur le massif. Dans ce cas, le massif oppose sur chaque élément de surface de l'ouvrage une pression passive ou butée. C'est la force qu'exerce le sol sur la face aval du mur, et qui a tendance à retenir le mur (Figure I-17.a).

Des déplacements importants de l'ordre de 1 à 1/3 de la hauteur du mur selon la nature et la compacité des sols sont indispensables pour mobiliser la résistance maximale, bien supérieure à

celui qui conduit à la poussée minimale. Le tableau I-6 donne les déplacements nécessaires pour produire une butée.

La butée maximale dépend des mêmes paramètres que la poussée. La ligne de rupture par cisaillement délimite une zone de massif en mouvement beaucoup plus importante que la poussée.

La poussée et la butée correspondent à deux états extrêmes d'équilibre de rupture du massif d'un sol.

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

Tableau I- 3: Déplacement du mur nécessaire pour une pression passive.

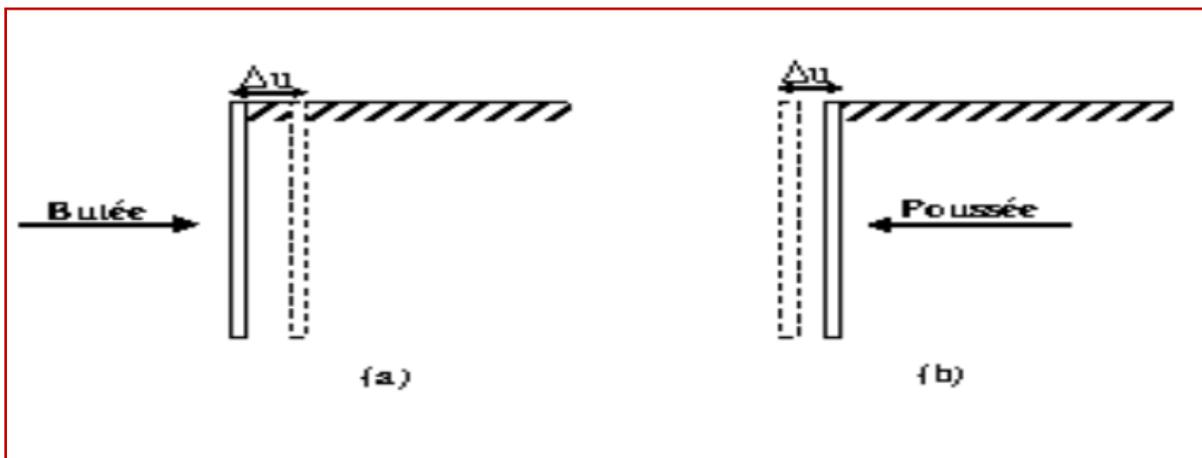


Figure I- 1:(a) Etat de butée et (b) Etat de poussée.

I.7. Etat d'équilibre limite :

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

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

- Etat de poussée du sol (pression active de la terre)

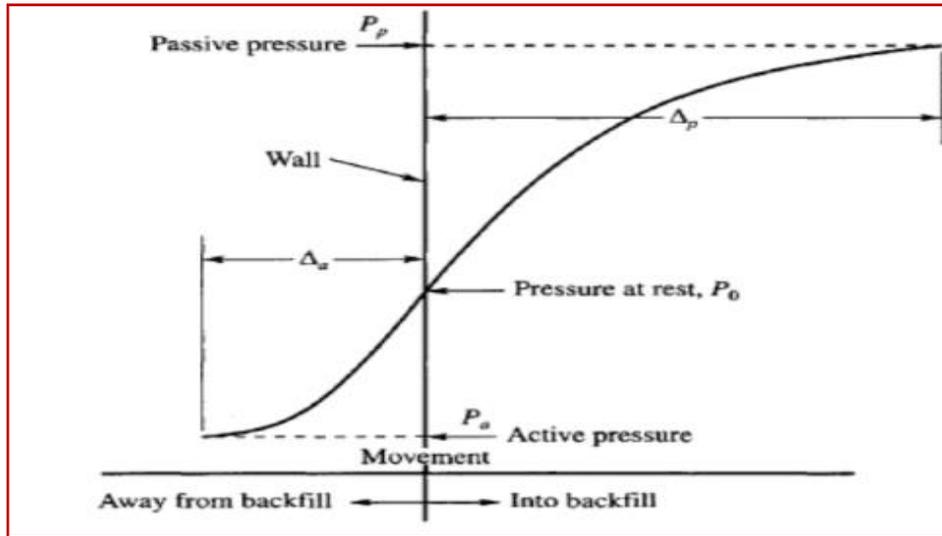


Figure I- 2: Développement des pressions actives et passives de la terre.

1.7.1 Etat des sols au repos:

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

✓ La contrainte horizontale totale est définie en fonction de la contrainte Verticale totale par la relation:

$$\sigma_h = K \sigma_v$$

K : coefficient de la pression des terres

✓ La contrainte horizontale effective est définie en fonction de la contrainte verticale effective par la relation :

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

K_0 : le coefficient des terres au repos.

A la profondeur z sous un remblai indéfini:

✓ La contrainte verticale (sur une facette horizontale) est:

$$\sigma_v = \gamma z$$

γ : Le poids volumique du sol

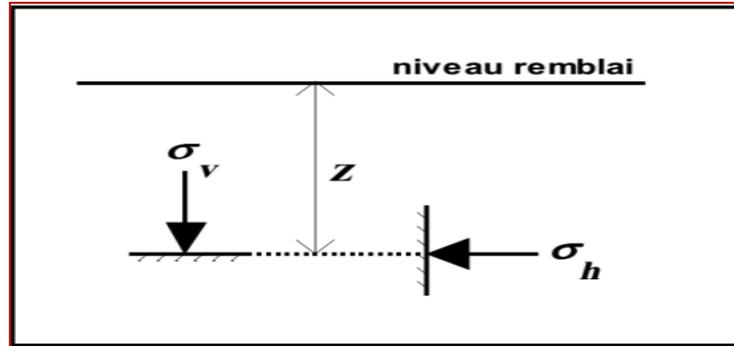


Figure I- 3: Contraintes au repos.

On peut trouver des relations analytiques donnant K_0 en fonction des propriétés du sol.

✓ Pour un sable, Jaky (1944) a montré expérimentalement que

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

✓ Pour les argiles molles et les vases $K_0 = 1$

✓ Pour les argiles normalement consolidées, $K_0 \approx 5,0$

1.7.2. Equilibre de butée:

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

Par rapport à l'état initial, la contrainte σ'_v étant constante, la contrainte horizontale σ'_h augmente jusqu'à ce que le cercle de Mohr devienne tangent à la droite de Mohr-Coulomb pour une valeur de $\sigma'_h = \sigma'_P$ le sol est à l'état de butée. La contrainte de butée est liée à la contrainte verticale σ'_v , dans le cas d'un écran vertical sans frottement sol-écran, par le coefficient de butée K_p :

$$\sigma'_P = K_p \cdot \sigma'_v$$

Où σ'_P est la contrainte de butée, σ'_v est la contrainte effective verticale et K_p est le coefficient de butée.

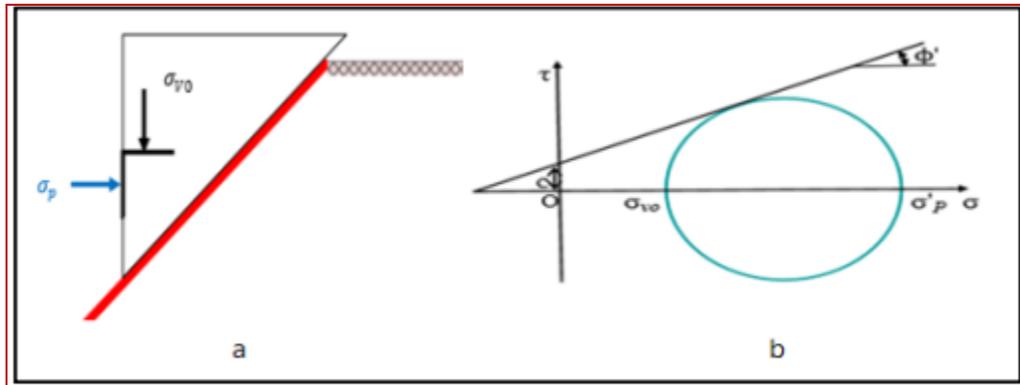


Figure I- 4:Etat limite de butée du sol. A et b

1.7.3.Équilibre de poussée :

Le sol pousse sur l'écran et le met en poussée. Le sol se déplacera jusqu'à ce que la contrainte initiale σ'_{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 $\sigma'_h = \sigma'_a$ le sol est à l'état de poussée ; la contrainte de poussée est liée à la contrainte verticale σ'_{vo} , dans le cas d'un écran vertical sans frottement sol-écran, par le coefficient de poussée K_a :

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

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

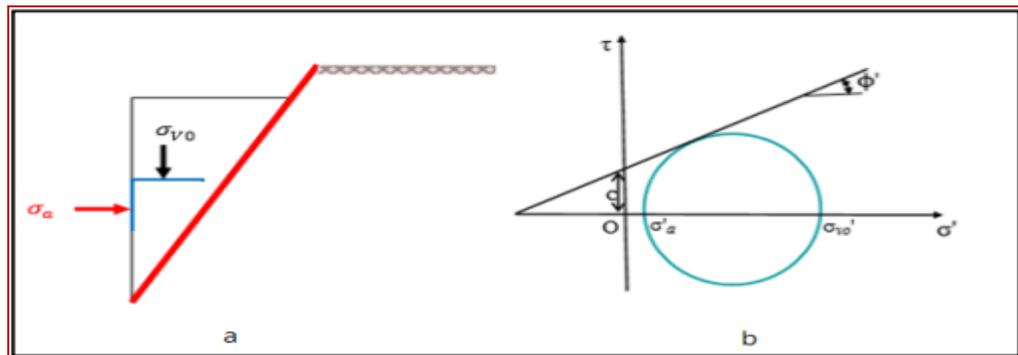


Figure I - 5:État limite de poussée du sol a et b

I.8. Modes de rupture des ouvrages de soutènement

Pour la conception des murs de soutènement, il est nécessaire de définir «la rupture» et de savoir comment les murs peuvent s'effondrer.

Dans des conditions statiques, les murs de soutènement sont soumis à des forces liées à la masse de la paroi, des pressions du sol et des forces extérieures telles que celles transmises par les butons.

Un mur de soutènement bien conçu permettra d'atteindre l'équilibre de ces forces sans induire de contraintes de cisaillement qui s'approchent de la résistance au cisaillement du sol. Pendant un tremblement de terre, cependant, les forces d'inertie et les variations de résistance du sol peuvent constituer une perte de l'équilibre et de provoquer une déformation permanente de la paroi.

Plusieurs modes de rupture peuvent être envisagés pour les ouvrages de soutènement, et qui sont variables selon le type de l'ouvrage. En principe cinq modes de rupture peuvent être rencontrés dans les ouvrages de soutènement:

- Le glissement de l'ouvrage sur sa base (Fig. I.22a).
- Le renversement de l'ouvrage (Fig. I.22b).
- Le poinçonnement du sol de fondation (Fig. I.22c).
- Le grand glissement englobant l'ouvrage (Fig. I.22d).
- La rupture des éléments structuraux de l'ouvrage (Fig. I.22e).

Les quatre premiers types de rupture sont relatifs à l'instabilité externe de l'ouvrage, la rupture des éléments structuraux constituant l'instabilité interne.

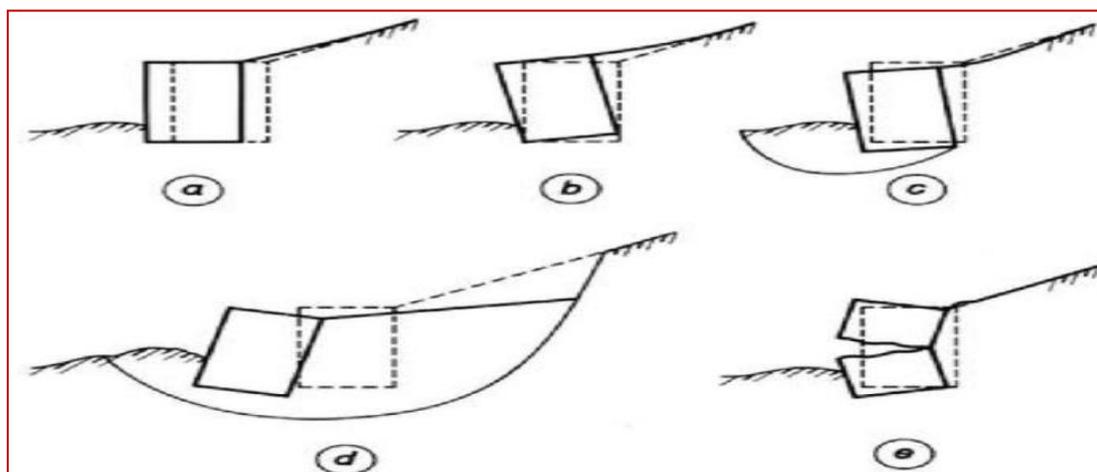
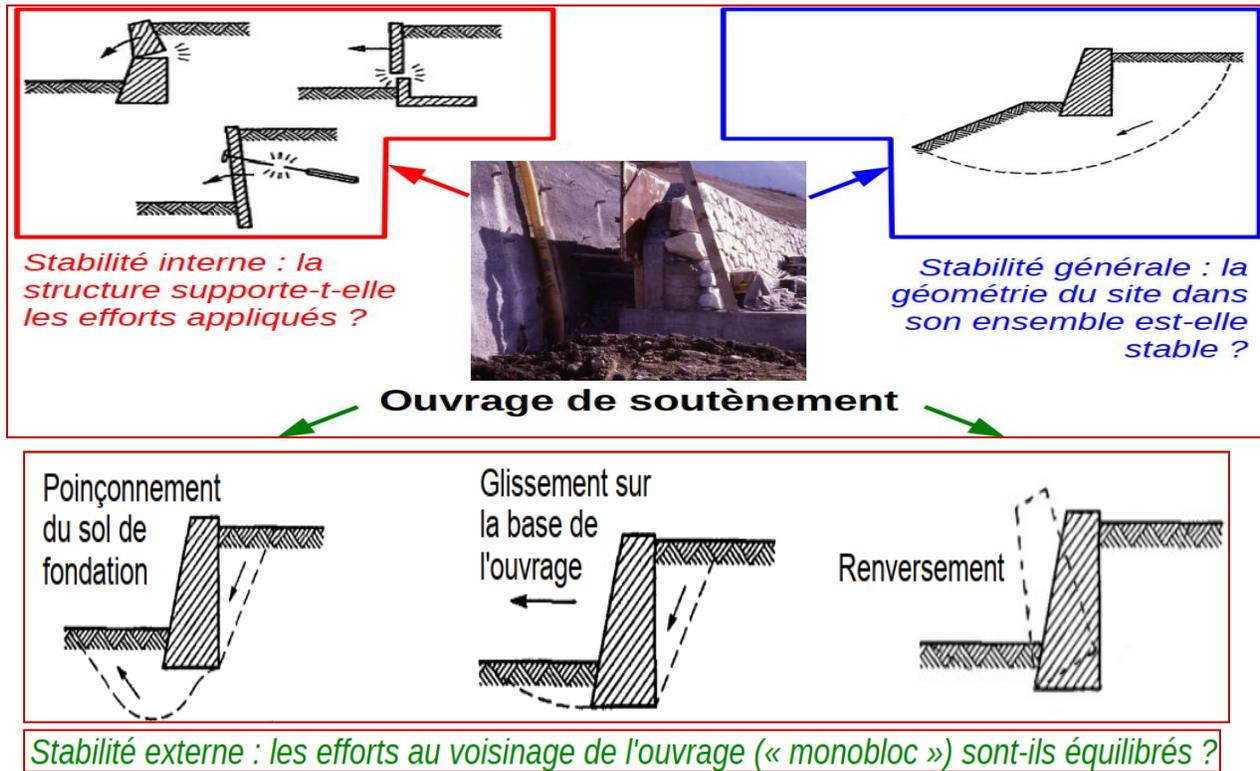


Figure I- 6: Modes de rupture des ouvrages de soutènement



I.8.1. Stabilité interne

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

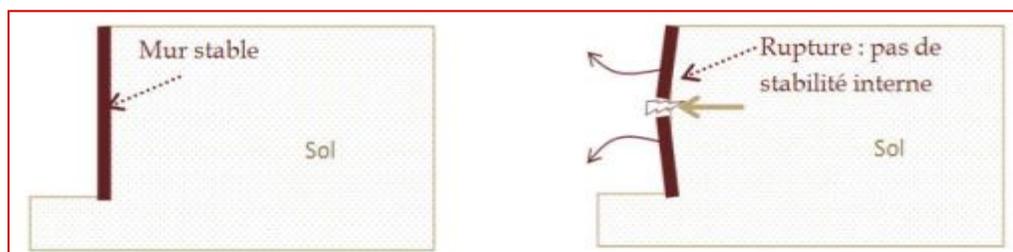


Figure I- 7: Modes de rupture des ouvrages de soutènement.

I. 8.2. Stabilité externe :

Pour la stabilité externe, il convient de vérifier les trois types suivants :

I.8.2.1 Stabilité au renversement :

La stabilité au renversement d'un mur traduit son équilibre statique par rapport au moment des forces exercées. Le coefficient de stabilité est calculé en considérant l'équilibre limite.

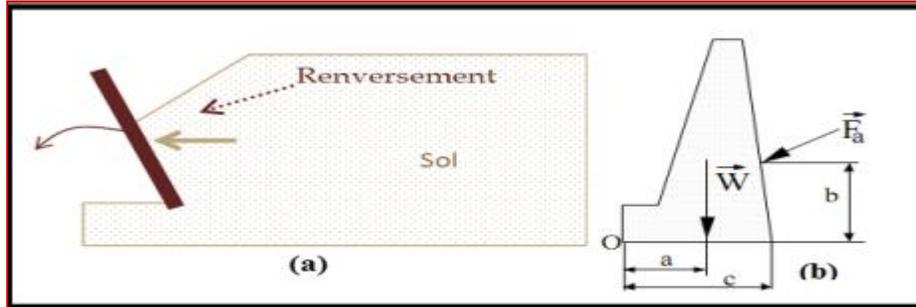


Figure I- 8:(a)Stabilité au renversement d'un mur, (b) Calcul de la stabilité au renversement par rapport à O

Au-dessus de la base, le mur est sollicité par deux types de forces (figure I.24.b) :

- des forces qui tendent à renverser le mur autour de son arête extérieure ; principalement la force de poussée;
- des forces qui tendent à stabiliser le mur autour de cette arête ; principalement le poids du mur.

Si M_1 et M_2 sont les moments de ces forces autour O, on définit le coefficient de sécurité au

renversement F_R par:
$$F_R = \frac{M_1}{M_2} = \frac{W a + F_v c}{F_h b}$$

La valeur de F_R doit être supérieure ou égale à 1,5 ; où F_v et F_h sont les composantes verticale et horizontale de F_a respectivement.

I.8.2.2. Stabilité au glissement :

Les ouvrages de soutènement peut glisser sur sa base. La vérification de cette stabilité est nécessaire pour les murs poids. Le rapport de la force résistante de cisaillement à la composante tangentielle de la réaction exercée sur la base définit le coefficient de sécurité au glissement F_G qui doit être supérieur ou égal à 1,5.

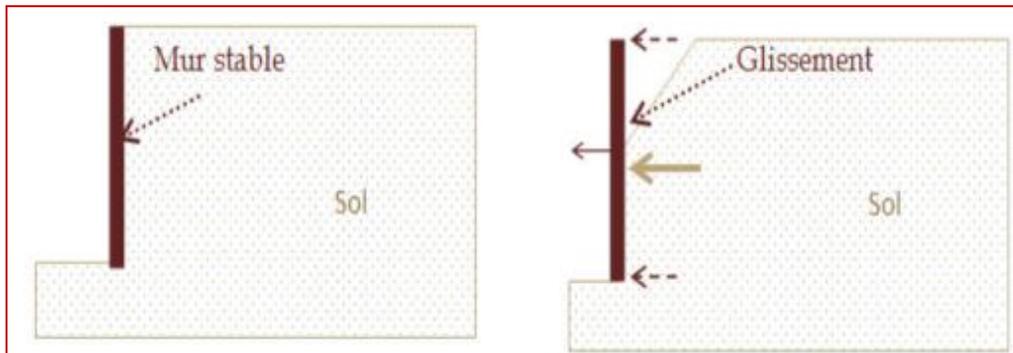


Figure I - 9: Influence de glissement sur le mur

I.8.2.3. Stabilité au poinçonnement :

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

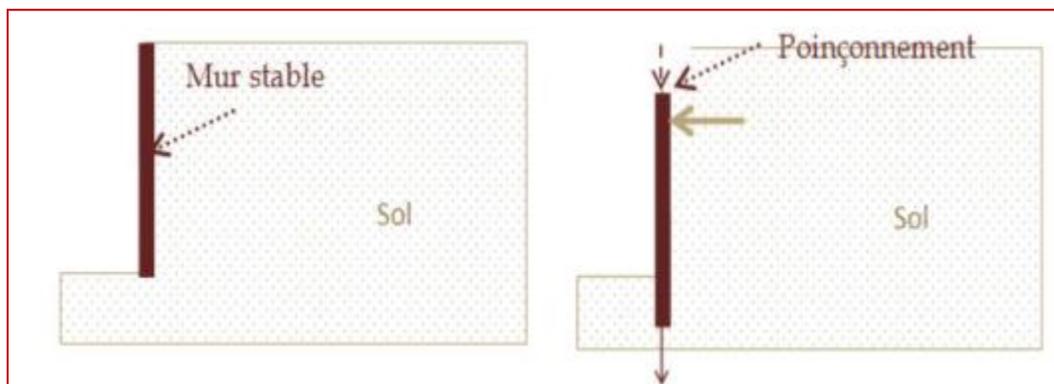


Figure I - 10: Influence de poinçonnement sur le mur.

I.9. Conclusion:

Le premier chapitre est consacré à la présentation des différentes définitions et classifications des ouvrages des soutènements ainsi que leur comportement lié d'une part aux caractéristiques géométriques et mécaniques de l'ouvrage et d'autre part aux sollicitations dues aux pressions des terres auxquelles il est soumis.

La compréhension du comportement mécanique de l'interaction sol écran est capitale pour la modélisation d'un grand nombre de problèmes géotechniques. 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.

Dans leur déplacement relatif, le massif et le soutènement développent un frottement qui dépend des caractéristiques du parement (inclinaison, rugosité, matériau, ...etc.) et de la nature du sol. L'intensité des efforts de cisaillement croît alors avec l'amplitude du déplacement relatif et le frottement est décrit par le critère de Coulomb.

Le poids propre important et le frottement de la base sur le terrain de fondation sont des éléments prédominants de la stabilité des ouvrages gravitaires.

Dans ce chapitre on a également exposé quelques notions de base de l'interaction sol-écran.

CHAPITRE: ***II***

**METHODE DU CALCUL DES PRESSIONS PASSIVES DES
TERRES**

II.1. Introduction

Le dimensionnement d'un mur de soutènement nécessite en première étape la détermination Des pressions des terres agissant sur la surface de contact du mur et du massif de sol. Plusieurs chercheurs ont réalisé des travaux pour évaluer les pressions passives des terres. Les anciennes méthodes consistent à déterminer l'équilibre limite entre la force de butées en fonction de la géométrie de l'ouvrage et les propriétés du sol. Donc, le mur de soutènement est très important. Et pour cela il est nécessaire de savoir les Méthodes de calcul des forces qui l'affectent pour le bon dimensionnement pour cela il existe des méthodes pour les chargements statiques et des autres pour les chargements dynamiques. Dans ce chapitre, nous présentons les différentes méthodes Trouvées dans la littérature, pour le calcul de la butée sur les écrans de soutènement, en zone maintenant des structures soumises à des chargements statiques.

II.2. Théorie de l'équilibre limite :

II.2.1. Méthodes de Coulomb (1776) :

La théorie de Coulomb (1776) a été le premier qui a étudié le problème des poussées latérales des terres sur les structures de soutènement. A l'heure actuelle, la méthode de Coulomb est universellement employée, principalement aux États-Unis. Elle est basée sur l'équilibre d'un coin de sol situé entre l'écran et une surface quelconque (figure. II.1). Les forces agissant sur le sol, sont évaluées à l'état d'équilibre limite. Dans cette théorie, le frottement entre l'écran et le sol est pris en compte. L'angle de frottement écran-sol est noté δ . Dans le cas d'un sol cohérent, une caractéristique d'adhérence écran-sol, peut être aussi prise en compte. Vu le phénomène de frottement, la ligne de glissement est courbe au voisinage de la base du mur, mais la théorie de Coulomb suppose des lignes de glissement droites.

- ✓ 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. Pour un sol horizontal, et un écran vertical, et pour $\delta = 0$, les théories de Rankine et de Coulomb coïncident
- ✓ Dans la théorie de Coulomb le massif de sol est semi infini avec une surface horizontale et l'écran est vertical et lisse.

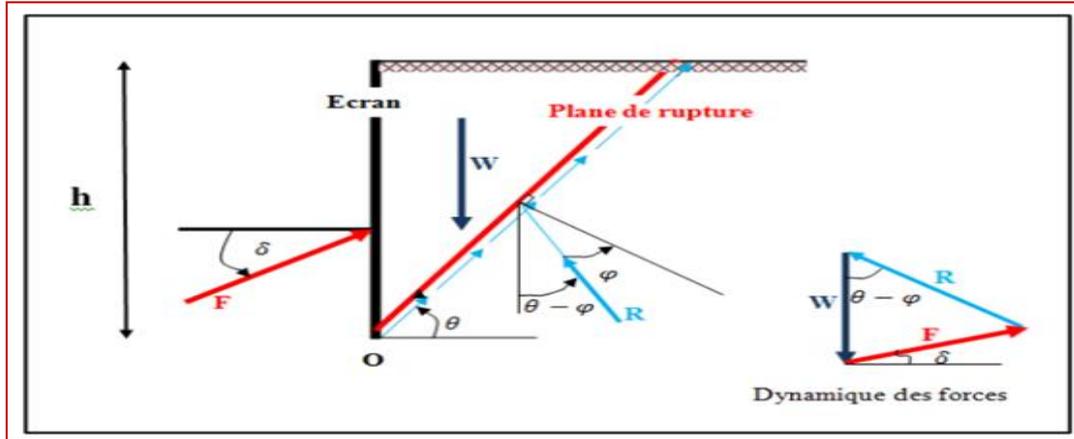


Figure II - 1:Équilibre du coin coulomb

II.2.1.1. Principe de la méthode

Le principe consiste à écrire l'équilibre statique du coin de sol entraîné vers la rupture sous l'action des forces qui lui sont appliquées.

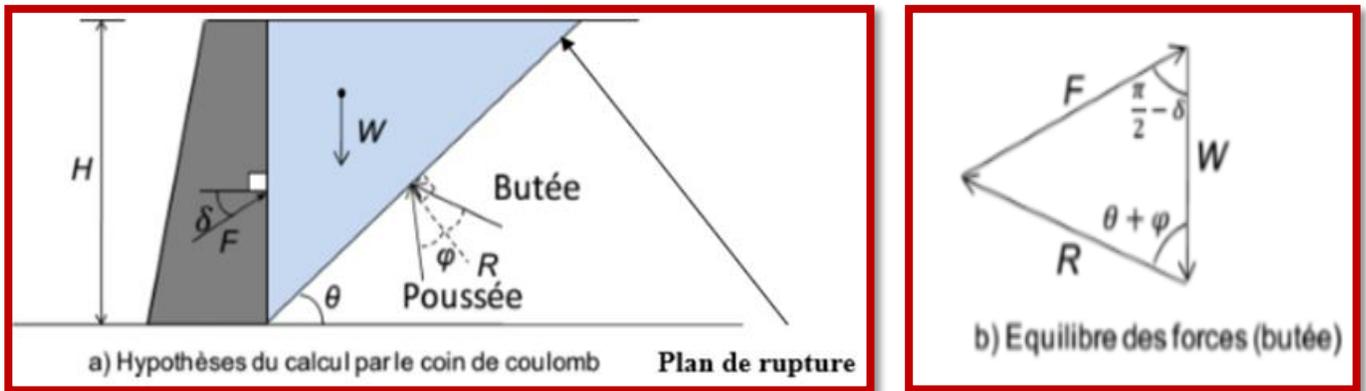


Figure II - 2:Hypothèses de Coulomb

II.2.1.2. Cas d'une surface horizontale

Les forces appliquées :

- ❖ Le poids W .
- ❖ La force de buté de Coulomb F_{cp} .
- ❖ La réaction R exercée par le sol sur le plan de rupture R inclinée de $-\varphi$ (poussée) et $+\varphi$ (butée)

Considérant l'ouvrage de soutènement représenté sur la Figure II.2 de hauteur H soutenant un massif de sol sans cohésion et ayant un poids volumique, et un angle de frottement φ . En admettant que l'angle de frottement entre le mur et le sol est δ (la résultante F des efforts sur l'écran est inclinée de δ par rapport à la normale à l'écran. Coulomb avait traité le cas où $\delta=0$),

l'équilibre des forces de pesanteur et de frottement sur une surface de glissement inclinée de θ sur l'horizontale conduit à l'expression suivante de F :

— Pour la butée (le coin remonte le long de la surface de glissement et la résistance au glissement s'oppose au mouvement)

$$F_p = w \cdot \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin(\frac{\pi}{2} + \delta - \varphi - \theta)} = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot \text{Cot } \theta \cdot \frac{\sin(\theta + \varphi)}{\sin(\frac{\pi}{2} + \delta + \varphi - \theta)}$$

Pour trouver l'inclinaison du plan de rupture, il faut déterminer le maximum de F par rapport à θ . On recherche ce maximum en annulant la dérivée de F par rapport à θ . Dans le cas particulier où $\delta = 0$, on trouve :

Le cas de la butée :

$$\frac{\partial F}{\partial \theta} = 0 \text{ pour } \theta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$$

$$\text{D'où: } F_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan 2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

II.2.1.3 Cas d'une surface inclinée

Mise au point par COULOMB en 1773, cette méthode permet de déterminer la force de butée s'exerçant derrière un écran ou un mur quelconque sans considération de l'état des contraintes exerçant dans le sol derrière le mur.

Elle repose sur deux (2) hypothèses :

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

Ces deux (2) hypothèses faites:

- la force agissant sur le mur est calculée par simples considérations d'équilibre statique.
- Le calcul sera d'abord conduit dans le cas des sols pulvérulents, puis étendu au cas des sols cohérents. [20]

Dans le cas de la butée la force F_{cp} a pour expression : (voir aussi figure II.3)

$$f_{cp} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{CP} \text{ Avec : } \left[K_{cp} = \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha + \delta) \left[1 - \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + \beta)} \right]^2} \right]$$

Donc : $f_{cp} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{CP} \cdot \frac{\sin(\alpha - \theta)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha + \delta) \left[1 - \frac{\sin(\theta + \delta) \sin(\alpha + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + \beta)} \right]^2}$

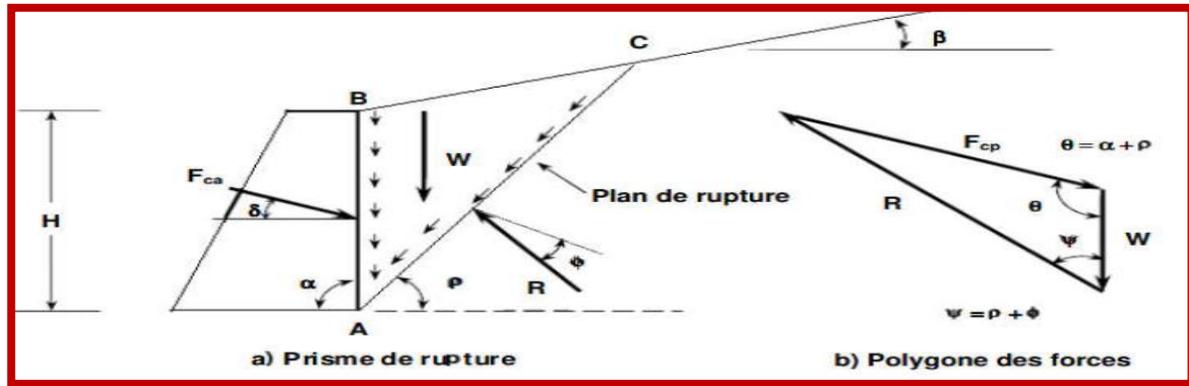


Figure II - 3:Etat de butée de COULOMB

Dans le cas de la butée, la force F_{cp} correspond au maximum de la résistante du sol. La répartition est assumée aussi triangulaire et au point d'application de la résultante se situe au tiers de la hauteur à partir de la base. [20]

II.2.1.4 Cas d'une surcharge uniforme

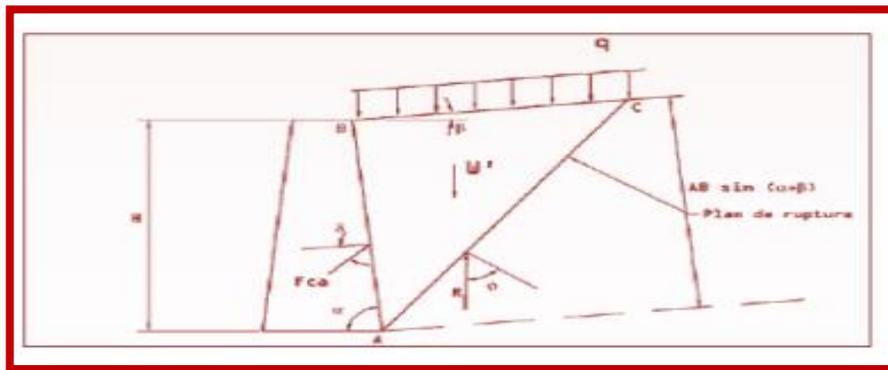


Figure II - 4:murs de soutènement avec une surcharge uniforme

- La force de butée de coulomb F_{cp}
- La réaction R exercé par le sol sur le plan de rupture AC .
- Le poids des terres (W') et de la surcharge ($q \cdot BC$) :

$W = W' + q \cdot BC$

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

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

❖ Pour la force de butée de Coulomb :

❖ $F_{cp} = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 K_{CP}$

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

II.3. Théorie des lignes de glissement

II.3.1. Méthode de Rankine

Rankine (1857) a développé le procédé le plus simple pour le calcul de pression de terre passive. Il pouvait rendre le problème des pressions latérales des terres déterministe et calculer directement la pression statique agissant sur les murs de soutènement.

En faisant les hypothèses suivantes :

- Sol semi-infini, homogène, isotrope.
- Condition de déformation plane.
- Courbe intrinsèque de MOHR-COULOMB.
- Massif à surface libre plane.

Cette méthode conduit à une répartition triangulaire des contraintes, et permet d'obtenir le point d'application de la force correspondante

II.3.1.1 Force de butée pour un massif pulvérulent à surface inclinée :

Soit un écran vertical appliqué sur un massif pulvérulent dont la surface est inclinée d'un angle β sur l'horizontale (figure 2.5)

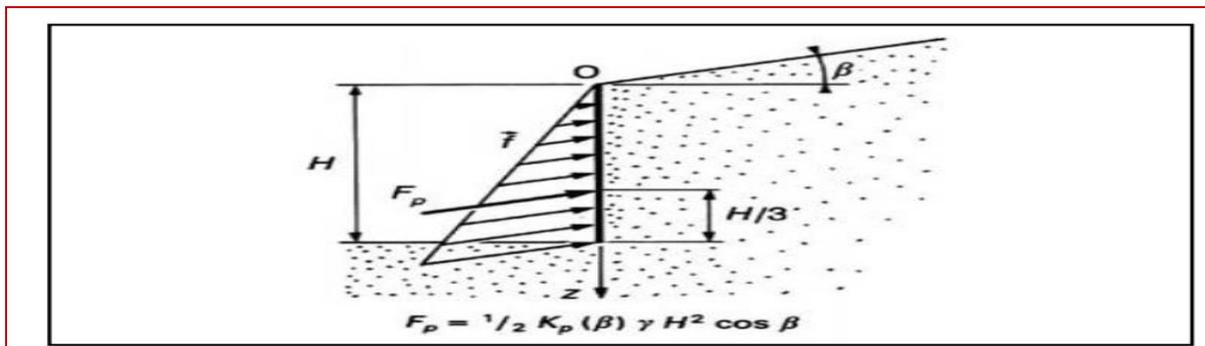


Figure II - 5: Force de butée pour un massif pulvérulent à surface incliné

Si l'on met le sol en rupture de butée, la force de butée exercée est donné par :

$$\overline{Fp} = \int_0^h \overline{f} dz$$

La contrainte \overline{f} exercée sur le sol est inclinée de l'angle β sur l'horizontale et a pour valeur : $\mathbf{F} = \mathbf{Kp}(\beta) \gamma z \cos \beta$

$$D'où : F_p = \frac{1}{2} K_p (\beta) \gamma H^2 \cos \beta$$

Cette force est inclinée de l'angle et appliquée au tiers de la hauteur à partir de la base

II.3.1.2 Pour les sols purement cohérents ($\phi = 0, C_u \neq 0$) :

C'est le cas d'un sol fin saturé en comportement à court terme. Le calcul s'effectue donc en contraintes totales comme argile ou limon saturés non drainés.

On a immédiatement d'après la (figure II.6) La contrainte de butée : $\sigma_p = \sigma_v + 2C_u$

$$\text{Avec : } K_p = 1 + 2 \frac{C_u}{\gamma \cdot H}$$

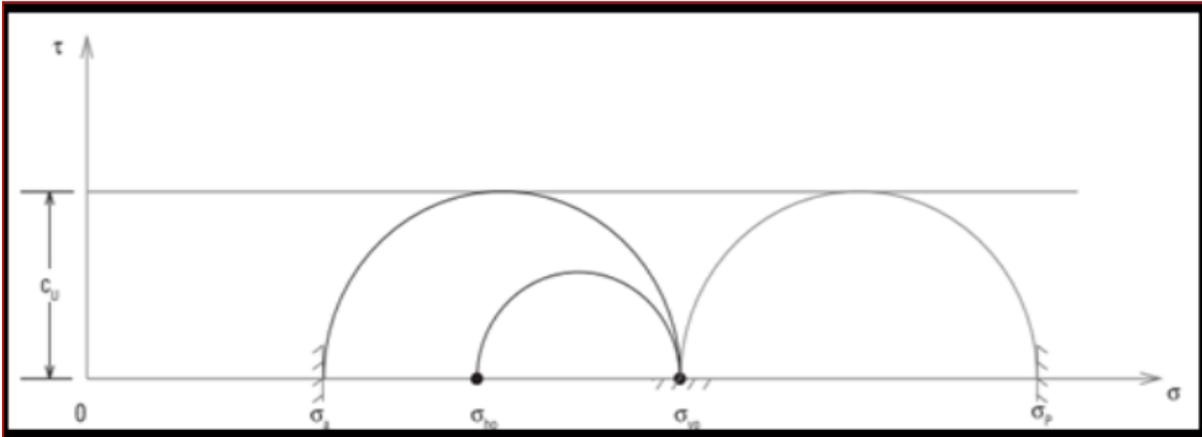


Figure II - 6: Cercles de Mohr de poussée et butée pour un sol purement cohérent.

II.3.1.3 Pour les sols cohérents et frottant ($\phi' \neq 0, C'u \neq 0$) :

Sols argileux ou limoneux non saturés à court terme, ou sol argileux ou limoneux saturés cisailés dans le domaine sur consolidé.

Dans le cas des sols frottant et cohérents, le problème est un peu plus complexe. Sur le plan de rupture, les contraintes ; tangentielle τ et normales σ , sont en effet liées par la relation de MohrCoulomb : $\tau = c + \sigma \tan \phi$

$$\text{La contrainte de Butée : } \sigma'_p = K_p \sigma'_v + 2c' \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) = K_p \sigma'_v + 2 C' \sqrt{K_p}$$

La force de butée : $F_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 + 2C'H$

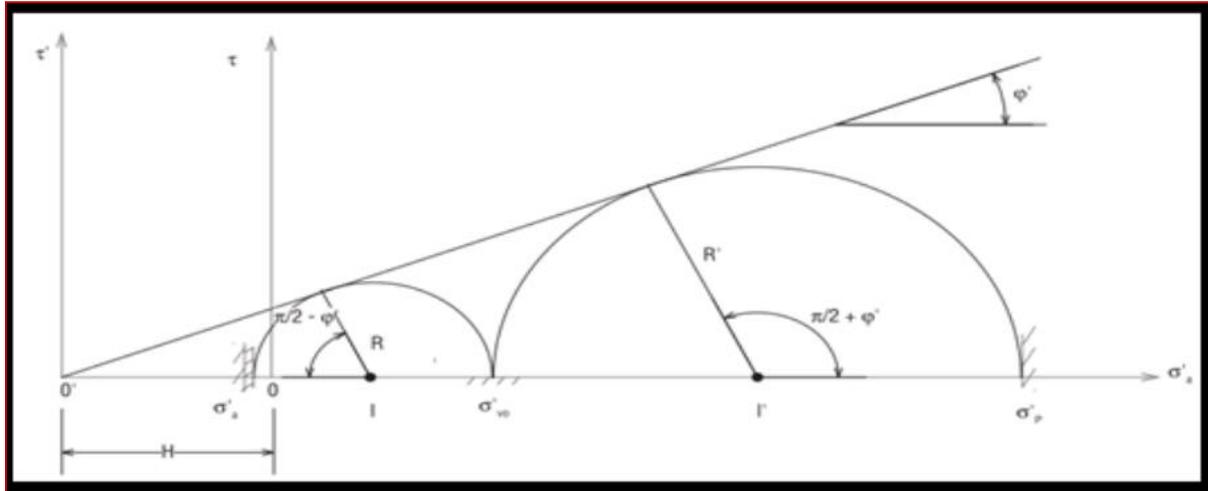


Figure II - 7: Cercles de Mohr de poussée et butée pour un sol cohérent et frottant

Type de sol	Butée
Sol frottant $\phi' \neq 0, c' = 0$ Calculs en contraintes effectives	$\sigma'_p = K_p \cdot \sigma_v$
Sol cohérent $\phi = 0, Cu \neq 0$ Calculs en contraintes totales.	$\sigma_p = \sigma_v + 2Cu$
Sol frottant et cohérent $\phi' \neq 0, c' \neq 0$ Calculs en contraintes effectives.	$\sigma'_p = K_p \sigma'_v + 2 C' \sqrt{K_p}$

Tableau II - 1: Formules de répartition des contraintes

II.3. 2 Méthode de Boussinesq (1882) :

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

Les principes de la méthode de Boussinesq ainsi que ses avantages et ses inconvénients sont les suivantes :

- ✓ La rugosité de l'écran est prise en compte.

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

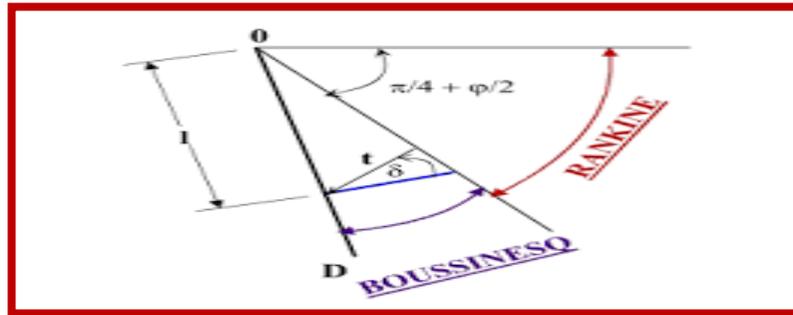


Figure II - 8:Coin de Boussinesq

le coefficient de butée respectivement (k_p) ont été calculés en fonction de l'angle du mur (λ), de l'angle du talus derrière le mur (β), du frottement sol/mur ou rugosité (δ) et de l'angle de frottement interne du sol (φ). Les tables donnent directement le coefficient de de butée k_p à la profondeur z .

Le contrainte de butée due au sol pesant agissant sur la paroi à une distance L du sommet O est donnée par :

$$\sigma_p = K_p \cdot \gamma_1$$

Remarque :

- En butée l'angle δ est orienté négativement.
- Si δ (mur lisse) et le mur vertical ; les coefficients de Boussinesq, Caquot Kerisel sont identiques à ceux de Rankine.

II.3.3 Méthode de Sokolovski

Sokolovski a mis au point une méthode générale de calcul des zones plastiques en milieu Pulvérulent ou cohérent permettant de traiter les problèmes dont la solution peut être présentée sous forme d'une zone plastique. Il donne des équations générales de l'équilibre qui se prêtent fort bien à l'intégration numérique par la méthode des lignes de glissement. Mais cette méthode nécessite pour chaque cas examiné des calculs numériques assez longs. De plus, la non-linéarité de la distribution des contraintes sur l'écran ne facilite pas l'exploitation des résultats.

Sokolovski :

- La méthode est applicable en milieu pulvérulent ou cohérent ;
- La méthode est basée sur des équations générales de l'équilibre ;
- L'intégration numérique se fait par la méthode des caractéristiques ;
- Les résultats existent sous forme d'abaques pour divers cas de figures ;
- La solution se détermine sous forme d'une zone plastique ;
- Il ya la possibilité d'apprécier la marge d'erreur introduite par les méthodes approchées évoquées précédemment ;
- Pour chaque cas examiné, les calculs numériques sont assez longs ;
- La méthode a une utilisation limitée.

II.3.3.1 Cas d'une surcharge uniforme :

La pression ultime P_q sur le mur provenant d'une surcharge uniforme q , agissant à la surface d'un sol non cohérent ($C=0$) et non pesant ($\gamma = 0$) qui représentés sur la (Figure II -10). a été déterminée par Sokolovsky (1961) par la biais de la méthode des caractéristique (figure II.9) de contraintes comme suit : $P_q = K_{qp}$

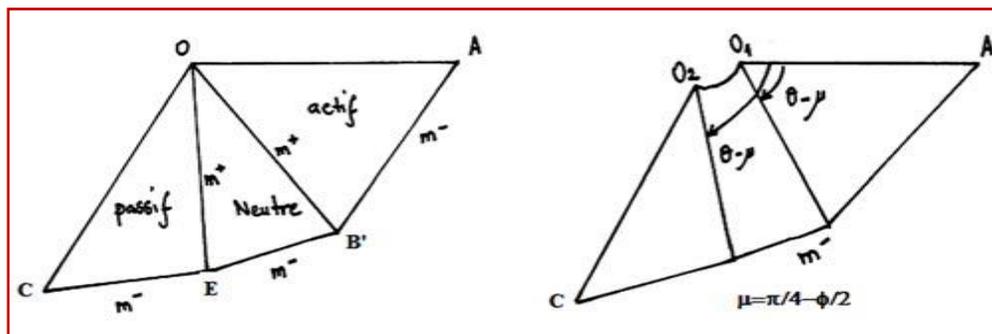


Figure II - 9: Lignes caractéristiques des zones de rupture

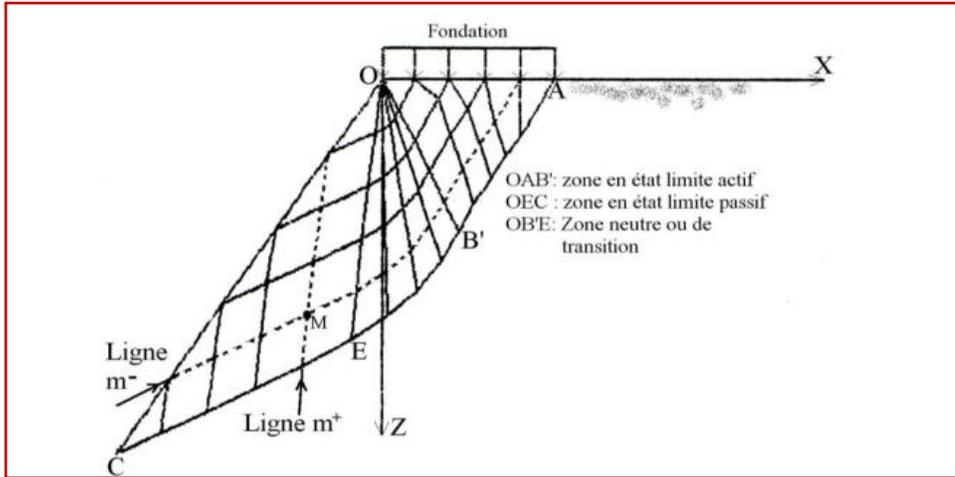


Figure II - 10: Schéma du mécanisme de rupture en cas d'une surface horizontale ($\beta=0$)

K_q est un coefficient de butée, fonction de l'inclinaison λ du mur, de l'angle de frottement φ , de l'inclinaison β de la surface de remblai, et de l'angle de frottement δ entre le mur et le sol.

Il est calculé analytiquement par :

$$K_p = \frac{\cos \delta \pm \sin \varphi \cos \Delta 2}{\cos \alpha \pm \sin \varphi \cos \Delta 1} \exp(\pm 2 \Psi t g \varphi) \quad ; \quad \Psi = w - \frac{\pi}{2} + \frac{\Delta 1 + \Delta 2 \pm \alpha \pm \delta}{2}$$

$$\sin \Delta 1 = \frac{\sin \alpha}{\sin \varphi} \quad \text{Et} \quad \Delta 2 = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi}$$

On considère le signe inférieur pour la butée (K_{pq}). Notons . En cas de butée, tout angle est considéré positif si son sens est celui des aiguilles d'une montre.

II.3.4 Caquot et Kérisel

Caquot et Kérisel ont introduit un élément supplémentaire non pris en compte par Rankine: Le frottement sol-écran. En effet, le sol en particulier sous l'effet du tassement va frotter contre la paroi interne de l'écran et générer un effort vertical descendant non négligeable. L'effort F décrit précédemment subsiste mais fait maintenant un angle δ avec la perpendiculaire à la surface de l'écran. δ est l'angle de frottement sol-écran. Par contre, les coefficients de butée K_p fournis par Rankine sous forme d'équation ne sont plus valables et doivent être remplacés par les tables de Caquot et Kérisel.

Dans le cas général, on prend : $\delta = \frac{2}{3} \varphi$ (Avec φ : angle interne de frottement !)

POUSSÉE ET BUTÉE DES TERRES

• Coefficients de poussée et de butée
 Valeurs de K_{a1} (sur la première ligne) et de K_{p1} (sur la deuxième ligne) (surface libre horizontale, écran vertical) pour diverses valeurs de δ (d'après Caquot-Kérisel).

	valeurs de ϕ										
	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°	
ÉQUILIBRE DE CAQUOT-KERISEL	$\frac{\delta}{\phi} = 1 \dots$	0,81	0,65	0,53	0,44	0,37	0,31	0,26	0,22	0,185	0,155
		0,99	0,98	0,97	0,95	0,93	0,90	0,86	0,80	0,73	0,64
	$\frac{\delta}{\phi} = \frac{2}{3} \dots$	0,81	0,66	0,54	0,44	0,36	0,30	0,25	0,20	0,16	0,13
		1,08	1,16	1,24	1,33	1,44	1,56	1,68	1,8	1,7	1,6
	$\frac{\delta}{\phi} = \frac{1}{3} \dots$	0,82	0,67	0,56	0,45	0,37	0,30	0,25	0,20	0,16	0,13
		1,15	1,30	1,49	1,70	1,93	2,20	2,5	2,8	3,2	3,6
	$\frac{\delta}{\phi} = 0 \dots$	0,84	0,70	0,59	0,49	0,41	0,33	0,27	0,22	0,17	0,13
		1,19	1,42	1,70	2,04	2,46	3	3,7	4,6	5,8	7,5
$\frac{\delta}{\phi} = \frac{1}{3} \dots$	0,88	0,75	0,64	0,52	0,46	0,39	0,32	0,26	0,20	0,16	
	1,22	1,52	1,89	2,38	3,03	4,02	5,55	8,1	12	19	
$\frac{\delta}{\phi} = \frac{2}{3} \dots$	0,94	0,81	0,72	0,64	0,56	0,48	0,40	0,34	0,27	0,22	
	1,24	1,59	2,06	2,72	3,61	5,25	8,0	12,8	21	41	
$\frac{\delta}{\phi} = -1 \dots$	1,04	1,06	1,05	1,04	1,02	0,98	0,94	0,88	0,82	0,75	
	1,26	1,66	2,20	3,04	4,26	6,56	10,7	18,2	35	75	

Tableau II - 2: Les tables de Caquot et Kérisel.

Hypothèse :

- l'inclinaison de l'écran
- l'inclinaison du sol
- l'existence de surcharge
- le frottement du sol sur l'écran
- l'hétérogénéité du sol
- sols cohérent

Cette méthode utilise le théorème des « états correspondants »

La butée de terres est calculée d'après la formule suivante $\sigma_p = \sigma_z \cdot K_p \cdot \Psi + 2c\sqrt{K_p \cdot \Psi}$

Où : K_p : coefficient de butée pour $\delta = -\phi$ spécifié

Ψ : coefficient de réduction ψ pour $|\delta| < \phi$, voir le tableau

φ [°]	ψ quand $ \delta / \varphi$					
	1,0	0,8	0,6	0,4	0,2	0,0
10	1,00	0,989	0,962	0,929	0,898	0,864
15	1,00	0,979	0,934	0,881	0,830	0,775
20	1,00	0,968	0,901	0,824	0,752	0,678
25	1,00	0,954	0,860	0,759	0,666	0,574
30	1,00	0,937	0,811	0,686	0,574	0,467
35	1,00	0,916	0,752	0,603	0,475	0,362
40	1,00	0,886	0,682	0,512	0,375	0,262
45	1,00	0,848	0,600	0,414	0,276	0,174

Tableau II - 3:coefficient de réduction ψ pour $|\delta| < \varphi$

C : cohésion du sol ; σ_z : contrainte géostatique verticale

Les composantes verticale σ_{pz} et horizontale σ_{px} de la poussée des terres sont exprimées par les équations ci-dessous:

$$\sigma_{px} = \sigma p \cdot \cos(\alpha + \delta) ; \sigma_{pz} = \sigma p \cdot \sin(\alpha + \delta)$$

Où : δ angle de frottement entre le sol et la structure ;

α : inclinaison de la face arrière de la structure par rapport à la verticale

II. 4 Méthode graphique

II.4.1. Méthodes graphique de Cullman

Lorsque les conditions géométriques ou du système de charge ne permettent pas déterminer analytiquement la force de butée, on utilise alors la méthode graphique de Culman.

Cette méthode est une méthode graphique a été présentée par le mathématicien allemand Karl Culmann (1821-1881). Son but est la détermination du plan de glissement ainsi que l'amplitude et la position de la résultante de passive.

Elle est utilisé pour des remblais horizontaux ou en pente, avec un matériau stratifié ou homogène mais l'angle de frottement interne doit être le même pour tout le massif. La méthode

de Culman prend aussi en compte les variables tel que : le frottement du mur, le type de sol pulvérulent et avec certaines modifications le sol cohésif et les surcharges concentrées et uniformes. Elle nécessite toutefois un angle de frottement interne constant pour tout le remblai. (La figure 2.11) illustre la procédure pour déterminer la poussée passive P_p par la méthode de Culman. L'approche est tout à fait identique à celle de la poussée active avec quelques différences:

- La ligne AC fait l'angle φ au dessous de la ligne horizontale.
 - la ligne de référence fait un angle ψ avec la ligne AC comme montrée sur la figure.
- Pour les prismes de sol ABB_i , les poids propres $W_1, W_2, W_3 \dots$ etc. sont représentés sur le linge AC à l'échelle. A partir de ces points des lignes parallèles à la ligne de référence sont tracées pour couper les lignes de rupture AB_i . La ligne de Culmann représente une courbe joignant ces points d'intersection. Une tangente à la ligne de Culmann parallèle à AC permet d'obtenir le point E. L'échelle de la ligne EF représente l'amplitude de la poussée passive de Culmann.

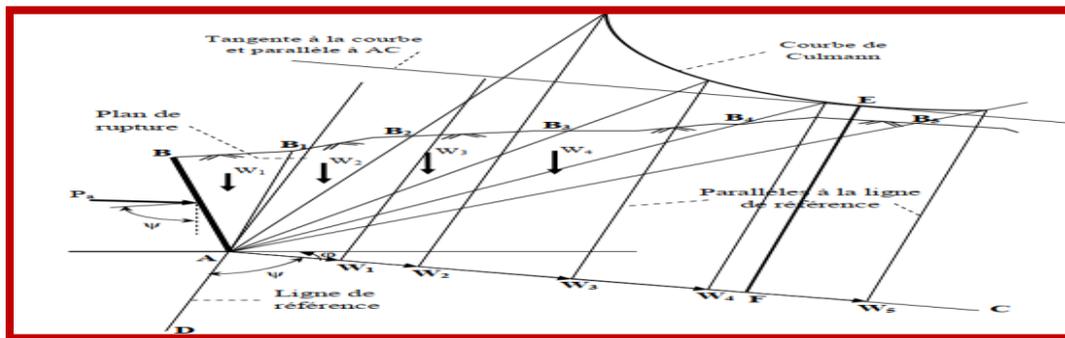


Figure II - 11: Poussée Passive de Culmann

II.5 Méthodes numériques

Les méthodes numériques permettent de résoudre les problèmes les plus complexes en Géotechnique. Elles fournissent des informations sur les déformations et les déplacements au cours de la construction et même après l'achèvement de l'ouvrage. Ces méthodes consistent à résoudre des équations aux dérivées partielles, il existe plusieurs techniques comme les méthodes des différences finies, et la méthode des éléments finis.

II.5.1 Méthodes des éléments finis (MEF) :

La méthode des éléments finis est une méthode de calcul approchée qui consiste à transformer les équations différentielles de la mécanique des milieux continus en un système linéaire fini

d'équations algébriques, que l'on résout par des techniques numériques traditionnelles. Pour ce faire, le milieu réel est remplacé par un milieu équivalent contenu dans un contour polygonal, le plus proche possible du contour réel. Ce milieu équivalent est ensuite divisé en sous-domaines réguliers, appelés éléments finis (triangles et quadrilatères pour un problème plan ; hexaèdres et pentaèdres pour un problème tridimensionnel). Le champ de déplacement à l'intérieur et sur le contour de chaque élément fini est déterminé par une interpolation polynomiale entre des valeurs du champ en certains points de l'élément, appelés nœuds. L'ensemble formé par les éléments finis est appelé maillage. Cette méthode connaît depuis une quinzaine d'années un développement considérable en géotechnique, car elle permet l'analyse du comportement des structures, des terrains et de leurs interactions, par l'évaluation des champs de déformations et de contraintes des différents volumes de matériau sous diverses sollicitations. La réalisation d'un calcul par éléments finis suppose connus la géométrie du milieu à modéliser, les limites entre les divers matériaux présents, les chargements, les conditions aux limites, la connaissance de l'état initial, les lois de comportement des matériaux, etc.

II.5.2 Méthodes des différences finies

La méthode de différence finie est une méthode parmi les plus anciennes technique numériques utilisées pour résoudre des équations différentielles. Shiau et smith (2006) ont traité l'effet de la règle d'écoulement (associée ou non associée) ainsi que la rugosité du mur sur les pressions passives des terres appliquée sur un mur-poids, en employant la méthode des différences finis explicite de FLAC. Benmeddour et al (2012), ont utilisé également la méthode des différences finies explicite de FLAC 2D pour évaluer les coefficients passifs et actifs des terres pour le cas d'un écran vertical retenant un massif de sol constitué de sable dense. Ils ont étudié l'influence de plusieurs paramètres géométriques et géotechniques sur les pressions passives des terres, comme l'inclinaison de surface du sol, l'interface entre le mur et le sol et la proximité d'une pente a été également étudiée. Ils ont conclu que la proximité d'une pente au mur influe sur la forme de la surface de rupture, et que la règle d'écoulement non associée sous-estime les pressions passives des terres. Wörden et Achmus (2013), ont réalisé une investigation tridimensionnelle en éléments finis pour évaluer les forces des pressions passives des terres appliquées sur un mur rigide dans le sable. Ils ont étudié l'influence de plusieurs paramètres, en particulier, le mode de déformation du mur sur le comportement charge-déplacement et sur les résultats 3D des forces des pressions

passives des terres. Ils ont conclu que le mode de déformation en rotation du mur est le plus défavorable, qui donne les valeurs les plus grandes des forces.

II.6. Méthode d'analyse limite.

Il existe une longue histoire de l'application de la théorie de la plasticité dans la géomécanique. Une approche plus rigoureuse a été développée, elle consiste à considérer la relation contrainte-déformation d'un sol d'une manière idéalisée. Cette approche est appelée l'analyse limite qui est basée sur les concepts de travaux virtuels et équilibre statique (Lagrange, 1788), et le principe du travail plastique local maximal (Kazinczy, 1914 ; Kist, 1917 ; Gvozdev, 1938, 1948 ; Markov, 1947 ; Hill, 1948,1950 ; Drucker, 1951, 1962 ; Drucker et Prager, 1952). La grande différence entre l'analyse limite et l'analyse d'équilibre limite réside dans la prise en compte de la cinématique des déformations dans l'analyse de la rupture. L'analyse des déformations permet d'une part de raisonner en termes de travail des forces internes et externes, et plus seulement en termes d'équilibres de forces, et d'autre part de tenir compte directement des conditions aux limites sur les déplacements. L'analyse limite admet que les sols et autres matériaux ont un comportement élastique (ou rigide) parfaitement plastique, avec une loi d'écoulement plastique associée. Notons que cette loi d'écoulement plastique associée n'est en fait utilisée que pour calculer les puissances virtuelles de la déformation du matériau à l'état limite de contraintes, ce qui est aussi la base du calcul à la rupture (Salençon, 1996). Les théorèmes limites de plasticité peuvent être simplement employés pour obtenir les valeurs supérieures et inférieures de la charge ultime de rupture pour les problèmes de stabilité dans la mécanique des sols.

Théorème 1 (borne inférieure) : Si on trouve une distribution de contrainte vérifiant les équations d'équilibre, les conditions aux limites, et ne violant en aucun cas le critère de rupture qui comprend la cohésion c et l'angle de frottement interne ϕ , le massif de sol ne se rompra pas ou il sera juste au moment de la rupture.

Théorème 2 (borne supérieure): La rupture du massif de sol se produira s'il existe un mode de déformation plastique compatible pour lequel le taux du travail des forces externes excède la partie dissipée dans le système. Cette approche, dite cinématique, consiste donc à construire des cinématiques ou mécanismes de rupture respectant les conditions aux limites sur les déplacements, et à trouver pour chacun d'eux des forces ou combinaisons de forces trop grandes pour la résistance du sol. Par un choix approprié des champs de contraintes et de vitesse, les deux

théorèmes ci-dessus permettent ainsi que la charge de rupture nécessaire soit cernée aussi étroitement que semble nécessaire pour le problème étudié. Si les limites supérieures et inférieures fournies par le champ de vitesses et le champ de contraintes coïncident, la valeur exacte de la charge limite de rupture est alors déterminée.

La vraie difficulté de la méthode d'analyse limite se trouve dans la définition du mécanisme de rupture puis la détermination de la charge limite de rupture qui le provoque. Cela peut être efficace pour les problèmes géotechniques simples (par exemple, une fondation superficielle sous une charge centrée, posée sur un sol à surface horizontal). Or, pour les ouvrages géotechniques plus complexes (comportement tridimensionnel, présence de différentes couches de sol, chargement incliné par exemple), il est très difficile pour l'ingénieur géotechnicien d'imposer un mécanisme de rupture réaliste qui présente fidèlement le comportement de l'ouvrage à la rupture. Cependant, plusieurs travaux de recherches ont été menés par différents chercheurs pour améliorer la méthode de résolution du problème, citant en l'occurrence la méthode cinématique régularisée, développée au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, 2005), qui peut résoudre le problème du mécanisme de rupture initialement imposé grâce à une technique dite de « régularisation » sur le champ des vitesses cinématiquement admissibles, alors il n'est plus nécessaire d'imposer des mécanismes de rupture, la recherche est faite de manière automatique.

II.6.1 Le théorème de la borne supérieure

Nous commencerons par réexaminer les règles du théorème de la borne supérieure. Comme indiqué dans le théorème de la limite supérieure, les charges imposées ne peuvent pas être portées par la masse du sol si pour tout mécanisme de défaillance supposé, le taux de travail effectué par les forces externes dépasse le taux de dissipation interne. Assimilation du taux externe au taux interne de travailler pour un tel mécanisme valide donne donc une limite supérieure dangereuse sur la s'effondrer ou limiter la charge. L'équation ainsi formée est appelée équation de travail pour un mécanisme supposé particulier. Les conditions requises pour établir une telle La solution de la limite supérieure est essentiellement la suivante:

1. Un mécanisme d'effondrement valide doit être supposé qui satisfait aux conditions aux limites mécaniques.

2. La dépense d'énergie par les charges externes (y compris le poids du sol) due au petit déplacement défini par le mécanisme supposé doit être calculée.
3. La dissipation interne d'énergie par les régions déformées plastiquement qui est associé au mécanisme doit être calculée.
4. La solution la plus critique ou la moins haute correspondant à un cas particulier la disposition du mécanisme supposé doit être obtenue via l'équation de travail.

Tout mécanisme est dit «valide» si le petit changement de déplacement à l'intérieur le corps (ou champ de vitesse) dû au mécanisme est "compatible" ou "cinématiquement admissible". En d'autres termes, le mécanisme doit être continu dans le sens où aucun n'espace ou chevauchement ne se développe dans le corps et la direction des déformations qui est défini par le mécanisme doit à son tour définir les limites d'élasticité nécessaires pour calculer la dissipation. (Ceci est connu comme le critère de rendement et le débit associé règle.)

Il convient de mentionner que des champs discontinus de contrainte et de vitesse peuvent être utilisés pour appliquer des théorèmes de limite inférieure et supérieure. Les champs de contraintes discontinus sont en fait très utiles pour dériver des limites inférieures. Les surfaces de discontinuité des contraintes sont clairement possible à condition que les équations d'équilibre soient satisfaites en tous points ces surfaces. Les détails de la construction de tels champs de contraintes discontinus seront discutés dans le chapitre suivant. Des surfaces de discontinuité de vitesse peuvent également être admis, à condition que la dissipation d'énergie soit correctement calculée. Corps rigide coulissant d'une partie du corps contre l'autre partie est un exemple bien connu. Cette la surface discontinue doit être considérée comme le cas limite de la vitesse continue champs, dans lesquels une ou plusieurs composantes de vitesse changent très rapidement à travers une couche de transition étroite, qui est remplacée par une surface de discontinuité commodité. Les champs de vitesse discontinus non seulement s'avèrent pratiques mais sont souvent contenu en mode ou mécanisme d'effondrement réel. Ceci contraste fortement avec la situation de stress où la discontinuité est utile et admissible mais ressemble rarement l'état réel. Cependant, avant de trouver la solution d'un mécanisme particulier, le travail l'équation doit être formée en égalisant le taux de travail externe en raison de la externe charges appliquées et poids du sol à la dissipation interne d'énergie dans le plastiquement région déformée. Étant donné que ces deux quantités de travail ou d'énergie doivent être calculées séparément avant d'être égalisées, la manière dont ces quantités sont calculées doit être présentée séparément dans ce qui

suit. Un certain nombre de familiers Les zones de déformation, qui sont utiles en tant que blocs de construction de base de divers mécanismes pour des applications ultérieures, seront d'abord présentées comme des exemples illustrés, et cela sera suivi d'une présentation séparée des techniques de calcul du taux de travail externe. Ces résultats sont adéquats dans le cadre d'applications ultérieures.

II.6.2. Limiter l'analyse par la méthode de liaison inférieure

La méthode d'analyse des limites inférieures est différente de la limite supérieure méthode en ce que l'équation d'équilibre et la condition de rendement au lieu du travail l'équation et le mécanisme de défaillance sont considérés. De plus, alors que le développement de l'équation de travail à partir d'un mécanisme d'effondrement supposé est toujours clair, de nombreux ingénieurs trouvent que la construction d'un champ de contraintes d'équilibre plastique est assez sans rapport avec l'intuition physique. Sans aperçu physique, il est difficile de trouver des moyens efficaces pour modifier les champs de stress lorsqu'ils ne donnent pas une limite étroite sur la s'effondrer ou limiter la charge. Souvent, l'utilisateur utilise les champs de stress existants à partir de textes bien connus ou de la littérature technique plus récente comme manuel magique et essaie pour adapter son problème aux solutions particulières qu'il trouve. Intuition et innovation semblent découragées par la méconnaissance et la complexité apparente. Bien que les champs de contraintes discontinus qui seront dessinés et discutés dans ce chapitre soient plus simples à visualiser, ils ne sont pas non plus souvent employés de manière originale par les ingénieurs d'études. Pourtant, en fait, les concepts sont familiers à l'ingénieur civil dans son termes et peut être utilisé par le concepteur comme un outil de travail.

II.6.2.1 Le théorème de la borne inférieure

Nous commencerons par réexaminer les règles du théorème de la borne inférieure. Comme indiqué dans le théorème de la borne inférieure, si un état d'équilibre de contrainte inférieur au rendement peut être trouvé qui satisfait les conditions aux limites de contrainte, alors les charges imposées peuvent être porté sans s'effondrer par un corps stable composé d'élastique parfaitement plastique Matériel. Un tel champ de contrainte donne ainsi une limite sûre ou inférieure à l'effondrement ou charge limite. Le champ de contraintes satisfaisant à toutes ces conditions est

appelé statiquement admissible champ de stress. Les conditions requises pour établir une telle solution de limite inférieure sont essentiellement comme suit:

1. Une distribution ou un champ de contraintes complet doit être trouvé partout satisfaisant l'équation différentielle de l'équilibre.
2. Le champ de contraintes à la frontière doit satisfaire aux conditions aux limites de contraintes.
3. Le champ de contraintes ne doit en aucun cas violer la condition de rendement. D'après ces Règles, on peut donc voir qu'une technique de limite inférieure est basée entièrement aux conditions d'équilibre et de rendement, mais il ne faut cependant pas confondre que la méthode d'équilibre limite ou le champ de glissement donne une solution de limite inférieure. Cela a été discuté au chapitre II. Encore une fois, il convient de souligner ici que dans la méthode d'équilibre limite ou le champ de glissement, l'état de contrainte n'est spécifié que soit le long des lignes de glissement, soit dans une zone de contrainte plastique locale autour de la charge et non partout dans la masse du sol, comme l'exige le point 1, et donc un équilibre limite ou une solution antidérapante ne donne pas une solution d'équilibre complète. De plus, même si une solution d'équilibre complète s'étendait du champ de glissement vers les régions rigides peuvent être trouvées, il reste à démontrer qu'une telle contrainte la distribution ne violera pas la condition de rendement dans les régions rigides, comme l'exige point 3. Par conséquent, la solution de champ antidérapant ne doit être strictement considérée que supérieure, bien que, dans de nombreux cas, il semble très probable qu'elle pourrait être terminée. Il convient également de noter que la distribution des contraintes associée à un le mécanisme d'effondrement supposé dans le calcul de la limite supérieure n'a pas besoin d'être en équilibre et n'est défini que dans les régions déformantes du mode d'effondrement.

II.7 Un exemple de mur de soutènement par méthode analyse limite

II.7 .1Murs de soutènement

Les charges de surface associées obligent activement le mur à se déplacer tandis que les forces passives sont mobilisées pour résister au mouvement du mur vers le sol. Le problème des murs de soutènement se prête naturellement aux méthodes de limite supérieure. Nous utiliserons le théorème de la borne supérieure pour examiner le problème esquissé à la figure II.12. Un mur de soutènement à dos vertical de hauteur H supporte un remblai horizontal avec cohésion c et angle de friction ϕ . Comme Coulomb, nous supposons un mécanisme d'effondrement basé sur un

plan de rupture faisant un angle indéterminé β mesuré à l'arrière du mur. Cela isole un coin de défaillance derrière

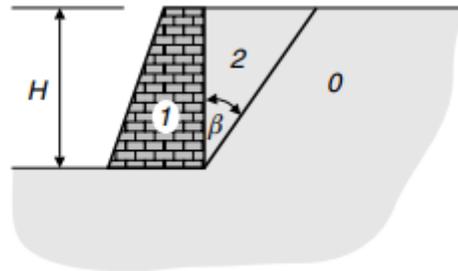
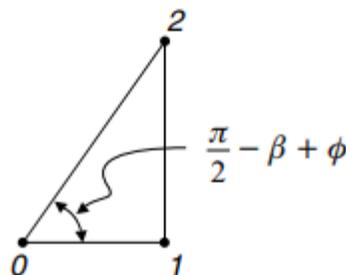


Figure II.12. Mécanisme de repli pour un mur de soutènement - solution à limite supérieure.

II.7 .2Effondrement des théorèmes de charge



FigureII.13 Hodographe de vitesse pour la figureII.12 - cas passif.

Le mur. Nous identifierons la masse de sol stationnaire à l'extérieur du coin de rupture comme région 0, le mur lui-même sera la région 1 et la région de coin de rupture 2. Pour commencer, considérons le cas passif où le mur se déplace vers la droite sur la figure 1.1et nous supposons initialement l'arrière du mur est lisse de sorte que, bien qu'il y ait un mouvement relatif entre le mur et la cale de rupture, aucune dissipation ne s'y produit. L'hodographe est comme le montre la figure II.13La vitesse de la paroi par rapport à la masse stationnaire est v_{01} , les autres vitesses ont des grandeurs

$$v_{02} = v_{01} \csc(\beta - \phi),$$

$$v_{12} = v_{01} \cot(\beta - \phi)$$

La figure 1.1montre que la longueur de la surface de glissement est

$$L = H \sec \beta$$

On constate alors que le poids du coin de rupture est

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

Le taux de dissipation est

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

La puissance des forces extérieures est

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

Où P_P représente la poussée passive sur le mur. En égalant R et D , nous trouvons la forme sans dimension suivante pour la poussée passive:

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

Nous pouvons maintenant ajuster l'angle β pour minimiser P_P et donc trouver la meilleure borne supérieure. Lorsque nous faisons cela, nous constatons que la valeur critique pour β est indépendante de H et c . Sa valeur est $(\pi / 4 + \varphi / 2)$. C'est, bien sûr, le même que celui de Coulomb

II.8 Conclusion:

Le dimensionnement d'un ouvrage de soutènement nécessite la bonne connaissance des Notions fondamentales des pressions des terres, le mode de reprise de ces pressions par l'ouvrage, les caractéristiques de sol...etc.

Ce chapitre est consacré à la présentation des méthodes de calcul des pressions passives et actives des terres. D'après les méthodes présentées dans ce chapitre, on peut conclure que ; Les méthodes de calcul aux états limites, (équilibre limite ou analyse limite), ces méthodes sont indépendantes des déformations dans le sol, qui fournissent directement les caractéristiques géométriques et mécaniques de l'ouvrage ; Les méthodes numériques, (éléments finis, différences finies...etc.), qui dépendent des déformations dans le sol, où les écrans en béton ou en palplanches sont souvent calculés en tenant compte d'une modélisation des déformations du massif de sol ; En fin, la méthode graphique qui est utilisée quand les conditions ne permettent pas de déterminer analytiquement la force de poussée ou de butée. La connaissance des méthodes de calcul des efforts qui influe sur le mur de soutènement permet de réaliser un bon dimensionnement, et permet de développer un nouveau modèle de calcul, par exemple la modélisation numérique par la méthode des éléments finis, quel sera notre objectif dans le prochain chapitre.

CHAPITRE:

III

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LOGICIEL OPTUMG2

III.1. Introduction

OptumG2 10 est un logiciel de calcul par éléments finis (en 2D) pour les ouvrages géotechniques, développé par la société OptumCE en partie fondée par K. Krabbenhøft et A. Lyamin de l'Université de Newcastle (Australie). Sorti en 2013, il s'agit vraisemblablement du premier logiciel mettant en œuvre de manière systématique une approche par éléments finis du calcul à la rupture, pour la statique comme pour la cinématique. En ce qui concerne la procédure d'optimisation, OptumG2 tire avantage des progrès récents dans le domaine de la programmation conique. Plusieurs critères de résistance pour le sol sont disponibles et il offre également la possibilité d'inclure des éléments de barres, de poutres en arc ou d'interfaces. Une procédure de remaillage adaptatif est également disponible afin d'améliorer la qualité des bornes obtenues. (Figure III.1). Enfin, mentionnons qu'OptumG2 permet également de réaliser des analyses élastoplastiques, la particularité étant que la résolution d'un cas de charge incrémental est réalisée par optimisation [Krabbenhøft et al. 2007, Krabbenhøft et al. 2007], de la même manière qu'en calcul à la rupture.

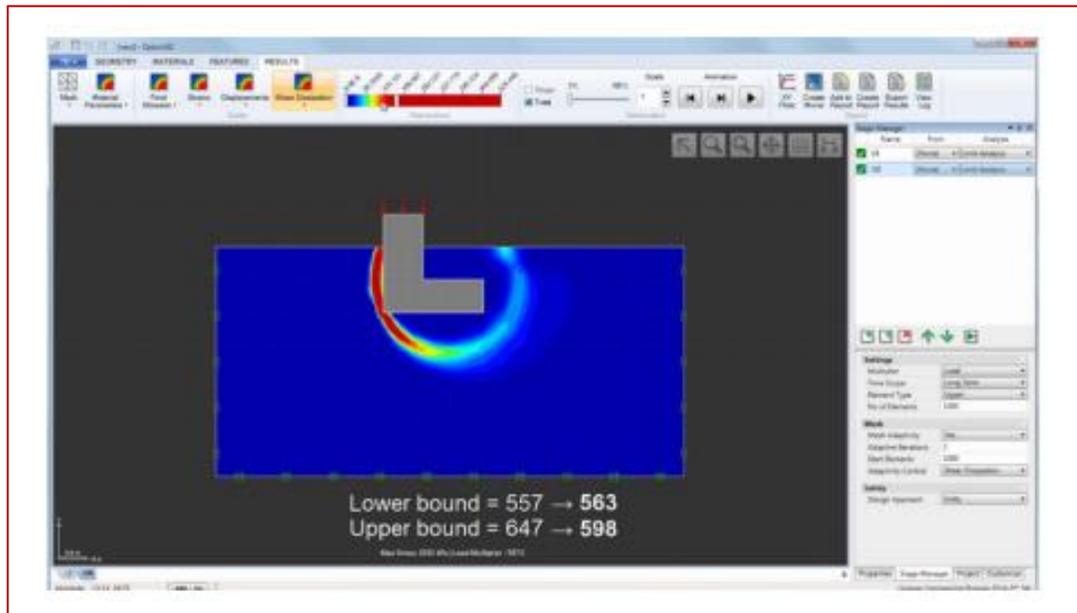


Figure III- 1:Aperçu d'écran du logiciel OptumG2

III.2L'histoire

Le projet Optum a été lancé à l'été 2010 à Copenhague, au Danemark - où se trouve le siège social actuel. Les frères Kristian et Jørgen Krabbenhøft, ainsi que le troisième homme Andrei Lyamin, ont décidé de lancer le développement d'un progiciel pour éléments finis basé sur une approche entièrement nouvelle. La vision était claire: fournir des solutions de conception FE avancées rendues accessibles aux praticiens en ingénierie sans aucune connaissance FE préalable. Cette vision nécessiterait essentiellement une refonte complète de l'approche FE traditionnelle. En combinant leurs connaissances de l'industrie et du monde universitaire, le groupe a réussi à donner vie à leur vision et à lancer le premier package commercial en 2014. Depuis lors, Optum CE a établi des utilisateurs dans plus de 50 pays, et plus de 400 universités utilisent le logiciel aujourd'hui dans leurs activités d'enseignement et de recherche

III.3. Présentation du logiciel OptumG2

III.3.1. Définition optumG2

OptumG2 est un logiciel d'analyse limite par éléments finis des ouvrages géotechniques. Il utilise la méthode de réduction de la résistance au cisaillement décrite ci-dessus (détermination de la résistance au cisaillement nécessaire pour éviter l'effondrement de la pente), ainsi que la théorie de l'analyse limite (détermination des bornes inférieure et supérieure qui encadrent la charge ultime) pour effectuer des calculs de stabilité des pentes. La théorie de l'analyse limite avec des solutions inférieures et supérieures rigoureuses permet une évaluation rapide de la stabilité des pentes sans avoir à effectuer une analyse élastoplastique exhaustive. Elle fournit deux bornes, l'une inférieure (déterminée par l'approche statique par l'intérieur) et l'autre supérieure (déterminée par l'approche cinématique par l'extérieur). Dans chacune de ces deux approches, des multiplicateurs de charges sont appliqués puis amplifiés jusqu'à atteindre un état de rupture franche. Le facteur de sécurité au glissement correspondant à chacune d'elles est défini par le multiplicateur de charges par lequel les charges appliquées doivent être amplifiées pour provoquer l'effondrement du talus.

III.3.2ce qui fait optum G2différent?

Bien qu'il partage certaines caractéristiques avec les programmes conventionnels élémentaires, il offre également :

III.3.2.1 Robustesse et efficacité

Le cœur de calcul d'OPTUM G2 s'appuie sur des données numériques de pointe algorithmes qui marquent un radical écart des approches traditionnelles.

Ces algorithmes conduisent à un niveau de robustesse et d'efficacité inégalés partout programme existant de géotechnique Analyse des éléments finis. Échec à converger et similaires "numériques problèmes" qui continuent de hanter les programmes conventionnels par éléments finis ne sont pas des problèmes dans OPTUM G2. En tant que tel, fastidieux et long pour affiner les paramètres algorithmiques est inutile et toute l'attention peut être

consacrée à ce dont il s'agit, à savoir la physique d'un problème donné.

III.3.2.2. Réponses directes aux questions directes

OPTUM G2 fournit une gamme d'analyses types conçus spécifiquement pour fournir des réponses directes aux questions directes sans avoir à passer par de longues et analyses superflues. Un exemple est l'analyse des limites, qui permet une rapide évaluation de la capacité portante des structures sans avoir à aller à travers un processus itératif chronophage

Analyse élastoplastique. De l'autre main, si la pleine charge-déplacement la courbe est nécessaire cela peut être calculé ainsi que. La capacité de fournir la plus réponse directe à une question donnée fait OPTUM G2 idéal pour la conception.

III.3.2.3. Limites supérieure et inférieure

Les programmes par éléments finis conventionnels fournissent des solutions approximatives qui peuvent être sûres ou dangereux, mais il n'y a aucun moyen de savoir de combien. Par conséquent, le processus de raffinement progressif du maillage est considéré comme une partie standard de toute analyse.

OPTUM G2 offre une alternative à ce processus long (et souvent non concluant) en permettant le calcul de rigoureuses limites supérieures et inférieures aux quantités d'intérêt. Avec ces limites disponibles, une estimation de la solution exacte et une mesure de l'erreur la plus défavorable sont immédiatement disponibles, qui peut être améliorée en utilisant plus d'éléments.

III.3.2.4 Amélioration automatique du maillage adaptatif

En tant que partie standard de toutes les analyses, est possible d'utiliser adaptative automatique raffinement du maillage. Combiné avec la capacité pour calculer les limites supérieures et inférieures sur quantités d'intérêt, maillage adaptatif le raffinement fournit un moyen puissant de maximiser la précision tout en gardant le coût de calcul au minimum. Cette fonctionnalité n'est disponible dans aucun packages existants pour géotechnique fin analyse des éléments.

III.3.2.5. Types d'analyses intégrées

La plupart des analyses géotechniques nécessitent plusieurs analyses indépendantes avant L'analyse principale peut se poursuivre. Dans Les analyses préliminaires OPTUM G2 sont effectuées automatiquement dans le cadre de l'analyse principale. Cela comprend les infiltrations analyse basée sur variable générale théorie de l'écoulement saturé et unique procédure de calcul de la valeur initiale contraintes sur la base d'une terre spécifiée coefficient de pression.

III.3.2.6 Compatibilité Eurocode 7

Les types d'analyses disponibles dans OPTUMG2 sont très bien alignés avec la philosophie de l'Eurocode 7. ULS peut être géré via l'analyse des limites et la force Réduction lorsque SLS est géré via Analyse élastoplastique ou consolidation.

De plus, OPTUM G2 comprend fonctionnalités d'application partielle facteurs selon la conception approches prescrites par l'Eurocode 7.

III.3.2.7. Interface utilisateur graphique moderne

L'interface utilisateur graphique de OPTUM G2 a été conçu pour assurer une efficacité maximale dans la définition problèmes et interprétation des résultats. Couplé avec un noyau informatique qui pose très peu de limites, le résultat est un programme simple et intuitif pour utilisation - aussi bien pour des problèmes simples quant aux problèmes impliquant de nombreuses étapes de construction, matériaux et types d'analyse.

III.3.2.8. Analyse stochastique

Pour tenir compte de l'incertitude inhérente et variabilité du matériau paramètres décrivant la force et propriétés de déformation des géomatériaux, OPTUM G2 est livré avec la possibilité pour effectuer une analyse stochastique sur la base du concept des champs aléatoires. Distributions aléatoires d'un spécifié sont générés et l'analyse est effectuée dans un Monte Carlo. Plutôt

qu'une seule valeur du règlement, capacité portante ou similaire, le résultat final est la probabilité distributions de ces quantités.

Alternativement, l'analyse stochastique peut être menée en important des distributions de Paramètres générés à l'extérieur OPTUM G2.

III.3.2.9 Version en ligne de commande

Bien que la plupart des problèmes soient commodément traité en utilisant la version standard d'OPTUM G2, il est possible de contourner l'interface utilisateur graphique et appeler le noyau de calcul à partir d'une commande invite ou via des fichiers batch. Cette fonctionnalité est utile lorsque de nombreux problèmes similaires doivent être traités et est idéal pour étudier des paramètres

III.3.3. Théorie

III.3.3. 1. Théorie de plasticité

Les caractéristiques de résistance et de déformation des géomatériaux sont généralement représentées par une combinaison d'élasticité et de plasticité, comme résumé dans ce qui suit.

III.3.3.1.1. Contrainte et rupture

L'hypothèse principale de la théorie de plasticité consiste qu'il existe un seuil après lequel l'état de contrainte n'existe pas. Cette limite est définie par la fonction de rupture $F(\sigma)$ où $F(\sigma) \leq 0$ définit le domaine de contrainte admissible, et $F(\sigma) = 0$ définit la surface de rupture (Figure III.2). La surface de rupture peut être ouverte ou fermée, mais elle est toujours convexe.

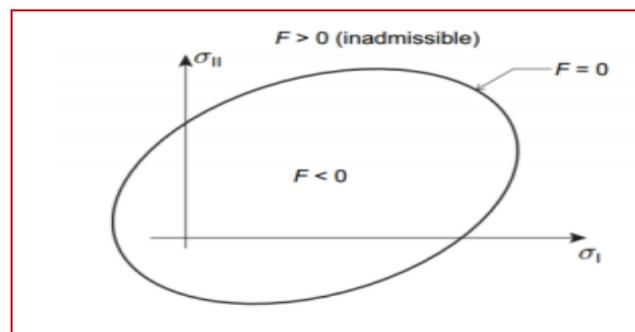


Figure III-2: Surface de rupture

III.3.3.1.2. Déformation et écoulement

La théorie de plasticité classique travaille avec le postulat de décomposition additive des Déformations totales en deux parties élastique et plastique : $\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\varepsilon}e + \boldsymbol{\varepsilon}p$

Où $\boldsymbol{\varepsilon}$ sont les déformations totales, $\boldsymbol{\varepsilon}e$ sont les déformations élastiques et $\boldsymbol{\varepsilon}p$ sont les déformations plastiques. Les déformations élastiques sont reliées aux contraintes avec une relation de type : $\boldsymbol{\varepsilon}e = \mathbb{C}\boldsymbol{\sigma}$

Où \mathbb{C} est un module de conformité élastique.

III.3.3.2. Pressions des pores et stress efficace

Une caractéristique distinctive des problèmes de géomécanique est que les pressions interstitielles jouent souvent un rôle important et doivent être prises en compte en détail dans de nombreuses analyses. Dans un milieu saturé de fluide, le total la pression du fluide interstitiel, p_f , peut -être divisée en deux parties: $\mathbf{P}f = \mathbf{p}s + \mathbf{p}e$

Où $\mathbf{p}s$ est la pression interstitielle due à l'infiltration ou à une nappe phréatique statique et $\mathbf{p}e$ est une pression interstitielle excessive générée en réponse à la déformation du matériau.

III.3.3.3 principes variationnels

Les principes variationnels sont au cœur d'OptumG2 et tous les problèmes sont exprimés - et résolus- en tant que tels. Les sections suivantes détaillent les concepts fondamentaux du principe variationnel et les spécificités de leur utilisation dans OptumG2.

III.3.3.3.1 Quels sont les principes variationnels?

Un principe variationnel peut être considéré comme un problème d'optimisation qui offre une manière alternative d'énoncer les équations gouvernantes d'un système physique. Comme exemple simple, considérons la loi de Hooke : $\mathbf{F} = \mathbf{k}\mathbf{x}$

Un autre énoncé de cette équation gouvernante est donné par

$$\textit{Minimiser} \quad \frac{1}{2}\mathbf{K}\mathbf{x}^2 - \mathbf{F}\mathbf{x}$$

III.3.3.4 plasticités rigides

III.3.3.4.1.Équations gouvernantes

Les matières plastiques rigides ne subissent aucune déformation en dessous du point de rupture alors qu'au point de rupture, une déformation plastique illimitée se produit. En tant que telles, les

équations régissant devraient être formulées en termes de taux de déplacement (vitesses) et de taux de déformation, plutôt que de déplacements et déformations totaux. De plus, nous supposons que la déformation jusqu'au point d'effondrement est suffisamment petit pour ignorer les changements de géométrie.

III.3.3.5. Analyse limite

On considère une structure d'un matériau rigide plastique soumise à un ensemble des charges de volume b , provenant par exemple du poids propre. Un ensemble des tractions t , sont appliqués aux limites de la structure. La question principale de l'analyse limite est posée comme :

Quelle est la magnitude maximale Des tractions qui peuvent être soutenu sans avoir la rupture. Ou alternativement, quelle est la magnitude minimale des tractions qui cause la rupture. On définit un multiplicateur de charge α d'une façon que les tractions appliquées sur la structure sont donné par αt (Figure III.3).

En supposant que la structure est en rupture, les déplacements dans ce cas sont infinis. Alors il est nécessaire d'introduire une grandeur des déplacements ou une quantité de travail approprié ou une autre chose similaire.

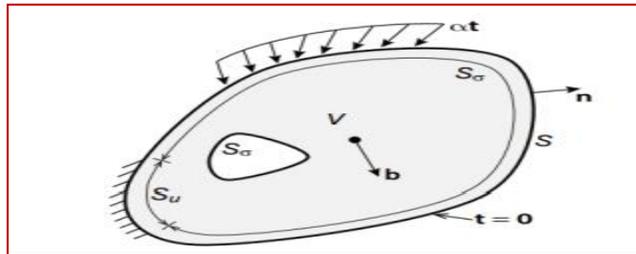


Figure III- 3:Solide de volume V avec limite $S = S_u \cup S_\sigma$ soumis à des tractions αt sur S_σ et encastré en S_u .

Les équations gouvernantes sont donnés par :

L'équilibre et les conditions aux limites statiques :

• $\nabla T \sigma + b = 0$, dans V $P T \sigma = \alpha t$, sur S_σ

Où :
$$\nabla^T = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix}$$

Et
$$P^T = \begin{bmatrix} n_x & 0 & n_y \\ 0 & n_v & n_x \end{bmatrix}$$

• Les conditions de rupture : $(\sigma) \leq 0$

On considère une condition de rupture linéarité à la place de celle originale qui est non linéaire, alors on remplace $F(\sigma) \leq 0$ par un ensemble des restrictions linéaire de type :

$$f^T_i \sigma - k_i \leq 0, i = 1, \dots, n$$

Ou d'une forme matricielle :

$$F^T \sigma - k \leq 0$$

Où F et K regroupent les contributeurs f_i et k_i respectivement, de chaque restriction linéaire.

Alternativement, introduire les variables indolents, les restrictions de rupture sont écrit comme suit :

$$F^T \sigma - k + s = 0, s \geq 0 \quad ; \quad F^T \sigma - k + s = 0$$

•La compatibilité de la règle découlement associé avec les déformations et les déplacements:

$$\nabla u = F \lambda$$

•Grandeur: $\int s \sigma^T u dS = 1$

•Les conditions complémentaire: $s^T \lambda = 0, s \geq 0, \lambda \geq 0$

D'où la grandeur a été appliquée en respectant le taux de travail appliqué par référence des tractions t. Il est claire que la solution des équations au-dessus, si elle existe, elle est unique en termes de multiplicateur α . Cependant, il peut exister plus qu'une seule distribution des contraintes ou champ de déplacements qui conduit à la même valeur de multiplicateur de rupture. Les équations gouvernantes peuvent être présentées en termes d'un nombre des principes vibrationnels qui permettent, dans certain cas, l'établissement des bornes au multiplicateur de rupture exacte α pour être déterminer.

III.3.3.5.1. Principe de la borne inférieure

Une possibilité d'écrire les équations gouvernantes est en termes du principe de la borne inférieure :

$$\begin{array}{ll} \text{Maximise} & \alpha \\ \text{Sujet à} & \nabla^T \sigma + b = 0 \quad \text{in } V \\ P^T \sigma = \alpha t & \text{on } S \sigma \\ F^T \sigma - k + s = 0, & s \geq 0 \end{array}$$

Autrement dit, la solution au problème ci-dessus satisfait les équations gouvernantes. Les quantités cinématiques, qui sont absentes dans le problème ci-dessus, appaissent comme des multiplicateurs de Lagrange quand on résout le problème.

Le point fort principal du principe de la limite inférieure est qu'il permet d'obtenir une borne inférieure.

Du multiplicateur de rupture exacte, principalement par la construction d'un champ de contrainte qui satisfait les restrictions sans nécessairement être optimale.

III.3.3.5.2. Principe de la borne supérieure

Les équations gouvernantes peuvent aussi être écrites en termes du problème d'optimisation suivant :

$$\begin{aligned} \text{Minimiser} \quad & \int_V k^T \lambda \cdot dV - \int_V b^T u \cdot dV \\ \text{Sujet à} \quad & \nabla u \cdot = F \lambda, \lambda \geq 0 \\ & \int_{S\sigma} t^T u \cdot dS = 1 \end{aligned}$$

Ce problème nécessite la considération des quantités cinématiques et offre la possibilité de calculer une borne supérieure du multiplicateur de rupture exacte, principalement en supposant un champ du déplacement compatible qui satisfait la règle d'écoulement. Cela est fait d'une manière que le taux de travail appliqué par référence des tractions est de grandeur d'unité. La fonction objective, qui contient le taux de travail interne moins la contribution des forces de volume constantes, est alors le multiplicateur de rupture cherché.

III.3.3.6. Élasticité

Les principes variationnels pour les problèmes de valeurs limites d'élasticité linéaire et non linéaire existent depuis longtemps et ont souvent été utilisés comme base pour la construction d'approximations d'éléments finis.

III.3.3.7. Elastoplasticité

Dans ce qui suit, une formulation thermomécanique générale de l'élastoplasticité est d'abord considérée, après quoi un certain nombre de principes variationnels utiles sont dérivés et discutés. Dans un souci de commodité de notation, les effets des pressions interstitielles sont initialement négligés. Les principaux résultats, avec les effets des pressions interstitielles inclus, sont résumés

III.3.3.8 Règles de débit non associées

Les principes variationnels dérivés dans les sections précédentes reposent tous de manière cruciale sur le concept d'écoulement associé. Pour certains matériaux, notamment les métaux, cette hypothèse est en accord raisonnable avec les expériences et les principes sont donc directement applicables. Pour les matériaux de friction, en revanche, l'hypothèse d'écoulement associé est généralement en contradiction avec les expériences. En effet, la dilatation impliquée par la règle d'écoulement associée au Mohr-Coulomb, Drucker-Prager ou à d'autres critères de défaillance pertinents est généralement bien plus importante que celle réellement observée dans les expériences.

III.3.3.9 Seepage

De nombreux problèmes en géotechnique impliquent l'écoulement de l'eau à travers le Sol. Le problème typique comprend l'écoulement à travers les barrages en terre et dans et hors des excavations. Les problèmes d'infiltration peuvent être divisés en deux catégories: confiné et non confiné. Dans le premier cas, toutes les conditions aux limites sont connues a priori tandis que dans le dernier cas, certaines des conditions aux limites doivent être trouvées dans le cadre de la solution.

Alternativement, une approche plus générale saturée / insaturée peut être adoptée selon laquelle les équations gouvernantes sont valables dans tout le domaine, mais impliquent des paramètres matériels qui varient considérablement avec le degré de saturation. Dans ce qui suit, c'est l'approche adoptée.

L'écoulement à saturation variable à travers des milieux poreux peut être décrit par l'équation du bilan massique

III.3.3.10 Consolidation

Le problème de consolidation le plus fondamental est celui d'un sol à grains fins entièrement saturé soumis à une charge rapidement appliquée qui est ensuite maintenue constante. Cela entraînera des règlements immédiats et à la génération de pressions interstitielles excessives. Avec le temps, ces pressions se dissiperont et de nouveaux règlements auront lieu...

Dans les cas simples, la théorie classique de Terzaghi peut être utilisée tandis que, dans le cas plus général, la théorie de Biot est applicable. Ce dernier, qui est la base de l'analyse de consolidation dans OptumG2, contient le premier comme un cas spécial.

III.3.3.11 Analyse stochastique

Il est communément admis que les paramètres typiques du sol pertinents pour la conception présentent une variation spatiale non négligeable. Dans la conception traditionnelle, cela s'explique par l'utilisation «d'estimations prudentes» spatialement indépendantes des paramètres pertinents. Par exemple, si un paramètre donné a été mesuré à plusieurs endroits différents, on peut décider de la valeur finale en utilisant une moyenne pondérée biaisé vers la fin défavorable de la plage de paramètres mesurée.

Comme alternative à l'analyse déterministe traditionnelle, OptumG2 offre la possibilité de réaliser une analyse stochastique. La variabilité spatiale est ici incluse dans l'analyse de telle sorte que non seulement une valeur de capacité portante, de tassement, de facteur de réduction de résistance est obtenue, etc., mais plutôt une distribution de probabilité de ceux-ci. Dans OptumG2, la variation spatiale des paramètres peut être prise en compte en générant des champs aléatoires pour des paramètres spécifiques et en exécutant ensuite l'analyse via une série de Monte-Carlo simulations. Le résultat final est une distribution de probabilité des résultats clés de l'analyse, par exemple la capacité portante (analyse limite), le tassement (analyse élastoplastique) ou le facteur de réduction de la résistance (Analyse de réduction de la force).

III.3.3.12 Technologie des éléments finis

Dans cette section, les éléments solides disponibles dans OptumG2 sont détaillés. Ceux-ci comprennent des éléments qui conduisent à des limites supérieures et inférieures rigoureuses sur la solution exacte ainsi que des éléments «mixtes» qui souvent sont plus précis mais qui ne conduisent pas à des solutions rigoureusement bornées.

III.3.3.13. Optimisation numérique

L'association entre l'optimisation et l'analyse des limites de calcul est établie depuis longtemps. En effet, toutes les procédures d'analyse des limites de calcul conduisent directement à des problèmes d'optimisation. En revanche, l'application de méthodes d'optimisation comme moyen de résoudre des problèmes élastoplastiques est plus inhabituelle.

Cependant, l'idée d'appliquer des algorithmes d'optimisation à de tels problèmes est ancienne et remonte au moins aux travaux de Giulio Maier et de ses collègues des années 1960 (Maier 1968a, b, 1984).

III.3.3.14. Vérification et validation

Une question centrale à laquelle est confronté l'utilisateur de logiciels d'éléments finis est de savoir dans quelle mesure les résultats peuvent être pris à leur valeur nominale - dans quelle mesure représentent-ils la réalité, dans quelle mesure des solutions analytiques bien connues sont-elles reproduites, etc. L'idée de base derrière les concepts de vérification et de validation (V&V) doit aider à répondre à ces questions de manière systématique. V&V a été largement utilisé dans les produits conception et génie logiciel et ont également trouvé ces dernières années sa place dans la mécanique des matériaux, la mécanique numérique et les domaines connexes

III.3.4. Matériaux

OptumG2 comprend des modèles de différents degrés de complexité, chacun avec des atouts particuliers pour des types particuliers de géomatériaux. Au minimum, un matériau typique implique des propriétés de résistance et de rigidité. De plus, un certain nombre de caractéristiques sont communes à tous les matériaux. Ceux-ci incluent le poids unitaire, le coefficient de pression du sol et les propriétés hydrauliques. Enfin, un certain nombre d'améliorations utiles ont été incluses dans de nombreux modèles, par exemple les coupures de tension, les bouchons de compression et les fissures intégrées. Un bref aperçu des modèles de matériaux disponibles dans OptumG2 est donné ci-dessous

III.3.4.1. Mohr-coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb est utilisé pour décrire la rupture par cisaillement des sols. Cette loi élastique parfaitement plastique est utilisée pour représenter le comportement des sols pulvérulents (sable) et des sols cohérents à court et long terme (argiles et limons). En OptumG2, Le model Mohr-Coulomb offre trois différents types d'élasticité : isotrope linéaire, isotrope non linéaire et anisotrope non linéaire. Dans le premier cas, les paramètres de matériau peut être définie en deux manières :

- | | | |
|----------------|----------------------------|-----------------------------------|
| (Ensemble A): | • Module de Young, E [MPa] | • Coefficient de poisson, ν |
| (Ensemble B) : | • Module de masse, K [MPa] | • Module de cisaillement, G [MPa] |

III.3.4.2 Drucker-prager

Le matériau Drucker-Prager est très similaire au matériau Mohr-Coulomb mais utilise des expressions légèrement différentes pour la fonction de rendement et de potentiel plastique.

3.3.4.3. Tresca

Le critère de Tresca est un cas particulier du critère Mohr-coulomb où $\varphi=0$.

Il est utilisé pour l'étude des sols fins (argile, limon) saturés, non drainés, en contraintes totales à court terme, durant lesquelles la variation de volume est nulle. En supposant les conditions de la déformation plane, il est montré que la somme des contraintes effectives reste constante. Cette somme peut être identifiée comme la somme de contraintes effectives majeures et mineures. Et deux options sont disponibles :

- ❖ Standard, nécessite l'entrée de la résistance au cisaillement non drainé, s_u (kPa).
- ❖ Généralisé, nécessite l'entrée de la résistance au cisaillement non drainé en compression triaxial et en extension triaxial s_{uc} and s_{ue} (kPa), respectivement.

III.3.4.4 Cisaillement non drainée anisotrope (AUS)

Le modèle de cisaillement non drainé anisotrope (AUS) peut être considéré comme un développement ultérieur du modèle Tresca généralisé. Il s'agit d'un modèle de stress total destiné aux argiles et similaires matériaux. Les paramètres d'entrée comprennent des données de matériau qui peuvent être facilement déterminées dans des tests de laboratoire standard non drainés. Le modèle AUS pour l'analyse avancée de soft sols présentant une résistance anisotrope et la rigidité.

III.3.4.5 Hoek-Brown

Le critère Hoek-Brown est couramment utilisé pour décrire la résistance de la roche fracturée. Le modèle HoekBrown implémenté dans OptumG2 utilise la version 2007 du critère Hoek-Brown (Hoek2007) comme critère de rupture tandis que la surface Mohr-Coulomb est utilisée comme potentiel plastique. De plus, il est possible d'incorporer un capuchon de compression comme dans le modèle Mohr-Coulomb. De même, en ce qui concerne l'élasticité, le modèle élastique linéaire simple est utilisé.

III.3.4.6 GSK

Le modèle GSK est similaire au modèle Hoek-Brown en ce sens qu'une surface de rendement incurvée est utilisée à la place de la surface de rendement de Mohr-Coulomb. La fonction de rendement GSK est une généralisation de celle proposée par Krabbenhoft et al. (2012b) pour tenir compte de la dépendance à la pression de la résistance maximale des matériaux granulaires tels que les sables, en particulier à de faibles niveaux de contrainte.

Le modèle généralisé permet d'inclure une résistance à la traction finie. Une caractéristique intéressante du critère GSK est que tous les paramètres impliqués (quatre au total) peuvent être interprétés en termes de critère Mohr-Coulomb standard.

III.3.4.7 Bolton

Le modèle de Bolton incorpore les corrélations contrainte-dilatance pour les sables proposées par Bolton (1986). Ces corrélations fournissent des angles de frottement et de dilatation maximaux en fonction du niveau de contrainte et de la densité relative. Pour une densité fixe, l'enveloppe de rupture résultante est non linéaire et similaire à celles de Hoek-Brown et GSK, c'est-à-dire que l'angle de friction apparent augmente avec la diminution de la contrainte moyenne.

Bien que certaines preuves de très grands angles de frottement à des niveaux de contraintes très faibles soient disponibles (par exemple Alshibli et al.2003), OptumG2 applique les limites ci-dessus.

III.3.4.8 Argile cam modifiée

Les modèles d'états critiques développés par Roscoe et ses collègues (Roscoe et Burland 1968; Schofield et Wroth 1968) dans les années 1960 ont été largement appliqués en géomécanique et forment la base d'un grand nombre de modèles ultérieurs. Le modèle Cam Clay modifié de Roscoe et Burland (1968) a été particulièrement populaire. Une version légèrement étendue de ce modèle (incluant une cohésion finie) est implémentée dans OptumG2 suivant le schéma proposé par Krabbenhoft et Lyamin (2012).

Les paramètres des matériaux de l'argile à came modifiée sont dans une certaine mesure interdépendante et il n'est pas possible de faire une distinction aussi nette entre les paramètres de résistance et de rigidité que pour les autres matériaux. Dans le Ci-après, les paramètres sont décrits dans l'ordre dans lequel ils apparaissent dans OptumG2.

III.3.4.9 Durcissement du Mohr-coulomb (HMC)

Le modèle de durcissement de Mohr-Coulomb (HMC) est conçu pour remédier à certaines des lacunes du modèle standard de Mohr-Coulomb décrit à la section 8. Le modèle de HMC a d'abord été proposé par Muir Wood (2004) en référence à l'espace de contraintes triaxiales, puis étendu à l'espace de contraintes générales par Doherty et Muir Wood (2013). La version du modèle implémenté dans OptumG2 suit ces développements en étroite collaboration tout en incorporant un certain nombre de nouvelles fonctionnalités qui permettent une meilleure correspondance du modèle aux données expérimentales.

III.3.4.10 Élastique linéaire

Le type de matériau élastique linéaire met en œuvre la loi de Hooke et n'implique aucune limitation de la résistance sous la forme de conditions de rendement ou similaires. Toutes les autres propriétés - drainage, rigidité, poids unitaires, conditions initiales et modèle hydraulique sont les mêmes que pour le matériau Mohr-Coulomb

III.3.4.11 Rigide

Le type de matériau rigide décrit un matériau parfaitement rigide et infiniment résistant. Ses seules propriétés Le drainage, les poids unitaires et le modèle hydraulique sont les mêmes que pour le matériau Mohr-Coulomb. Le matériau rigide est pratique pour la modélisation des fondations, des murs de soutènement et des structures similaires à condition que l'on soit convaincu que la défaillance ainsi que la majorité des déformations ont lieu ailleurs.

III.3.4.12 Fluides

Dans OptumG2, les fluides sont des cas particuliers de solides. En interne, ils sont modélisés comme des solides élastoplastiques capables de supporter une quantité indéfinie de compression hydrostatique et sans contrainte de cisaillement. Ils sont utiles dans la modélisation des masses d'eau et évitent d'avoir à appliquer des conditions aux limites supplémentaires pour tenir compte de la présence de pressions d'eau.

III.3.4.13 Assiettes

Les plaques sont des éléments structurels utilisés pour modéliser des éléments dont l'épaisseur est suffisamment petite pour être négligeable par rapport aux dimensions globales du problème. Des exemples courants sont les plaques de fondation et murs de palplanches. Les plaques peuvent

également être utiles dans un certain nombre d'autres situations pour modéliser des objets dont les propriétés globales ne sont pas bien définies, sauf qu'elles sont très rigides (ou très flexibles) par rapport aux matériaux solides environnants. Deux types de plaques sont disponibles: plaque et plaque rigide.

III.3.4.14 Géogrilles

Les géogrilles sont similaires aux plaques, mais ne peuvent pas supporter la compression uniaxiale et n'offrent aucune résistance à la flexion. En tant que tels, les paramètres du matériau ne concernent que la rigidité et la résistance à la traction. Les géogrilles sont considérées en apesanteur et peuvent être entièrement perméables ou imperméables. Et Pour la modélisation de géotextiles et autres types de renfort

III.3.4.15 Connecteurs

Les matériaux de la catégorie Connecteurs peuvent être attribués aux connecteurs et aux ancrés à extrémité fixe. Les connecteurs sont des éléments de ferme unidimensionnels qui n'interagissent pas avec le domaine solide. En d'autres termes, ils peuvent être considérés comme existant dans une couche en dehors du domaine solide. Ces éléments sont couramment utilisés pour rendre compte des systèmes d'ancrage. Comme pour les géogrilles, les connecteurs ne peuvent supporter que des forces normales. Les paramètres

III.3.4.16 Charnières

Des charnières peuvent être appliquées à l'extrémité des plaques. Ce sont des éléments élastoplastiques définis par deux paramètres de matériau:

- Rigidité rotationnelle, k (kNm / m / rad)
- Moment de rendement, m_p (kNm / m)

III.3.4.17 Rangées de piles

Alors que la modélisation rigoureuse des pieux soumis à des charges arbitraires (latérale, axiale, moment) nécessite une analyse tridimensionnelle complète, un certain nombre de cas particuliers peuvent être traités en deux dimensions spatiales.

Un seul pieu soumis à un chargement axial peut être modélisé comme une structure axisymétrique. De plus, une rangée de pieux soumise à un chargement plus général peut être modélisée à l'aide d'un élément Plate dans un plan analyse des déformations - à condition que

l'espacement entre les pieux soit suffisamment petit pour que la rangée se comporte plus ou moins comme une structure monolithique.

Le cas d'une rangée de pieux avec un espacement de l'ordre de plusieurs diamètres de pieu est plus difficile à modéliser. D'une part, les pieux individuels interagissent avec le sol de la même manière qu'une plaque élément. En revanche, le sol peut s'écouler entre les tas. En effet, si l'espacement est suffisamment important, une partie du sol entre les tas ne sera pas affectée par le mouvement des tas.

III.3.4.18 rangées de clous

Les rangées de clous sont un cas spécial de rangées de pieux correspondant aux paramètres. Les entrées utilisateur sont: le diamètre du clou (cm), le module de Young (MPa), l'espacement (m) et la force axiale le long du clou (kN / m). La force de base est nulle tandis que la force latérale est illimitée, ce qui implique une défaillance du sol environnant plutôt que des ressorts reliant le clou au sol.

Enfin, contrairement aux pieux, aucune zone élastique autour du clou n'est prise en compte.

CHAPITRE: ***IV***

CALCUL NUMERIQUE DES PRESSIONS PASSIVES DES TERRES POUR UN
ECRAN RIGIDE VERTICAL EN UTILISANT OPTUM G2

IV. 1 Introduction:

Dans ce chapitre, une étude numérique de la butée des terres a été établie par la méthode d'analyse limite, en utilisant le code de calcul OPTUM G2.

Cette étude a pour but, de calculer les coefficients passifs des pressions des terres pour différentes configurations géo-mécaniques. L'influence des paramètres géotechniques (l'angle de frottement interne du sol et la règle d'écoulement) et des paramètres géométriques (l'inclinaison de la surface du sol et la distance entre l'écran et la crête de la pente du massif) sur les pressions passives des terres a été étudiée.

Les résultats numériques de la présente étude seront comparés avec ceux disponibles dans la littérature.

IV. 2 Présentation du problème :

Le problème étudié considère un écran rigide vertical lisse et rugueux, de hauteur $h = 1\text{m}$, qui permet de soutenir un massif de sol constitué de sable dense. Cet écran est soumis à une force incrémentale horizontalement vers le massif du sol pour provoquer le phénomène de la butée. Les dimensions du modèle dans les directions x et y sont pour valeur de huit et six fois la taille du mur respectivement, comme montré sur la Figure IV -1, ce qui permet d'éliminer l'effet des frontières du modèle sur les résultats de calcul. Les analyses numériques présentées dans ce chapitre comprennent le cas pour évaluer le coefficient passif de pressions des terres.

La surface supérieure du terrain est supposée inclinée avec un angle β , qui a les valeurs suivantes : $0, -\varphi'/3, -\varphi'/2, -2\varphi'/3$, suivant les indications de la Figure IV -1

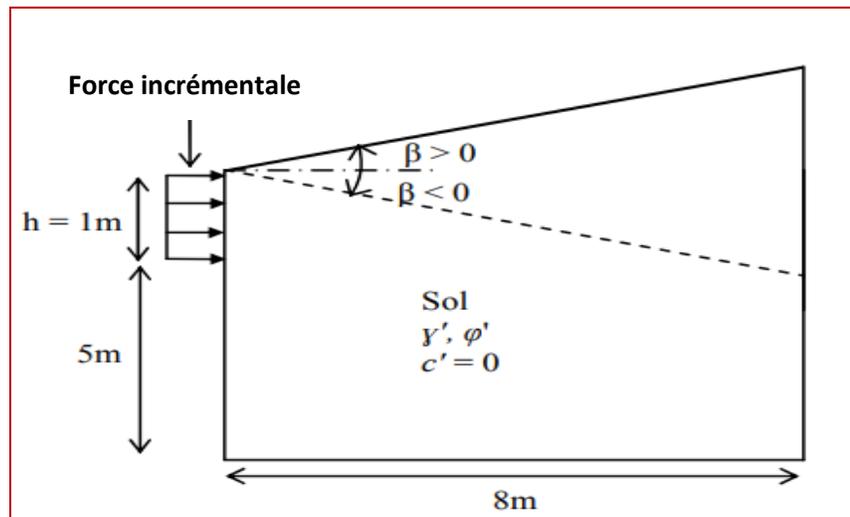


Figure IV- 1:Présentation du problème

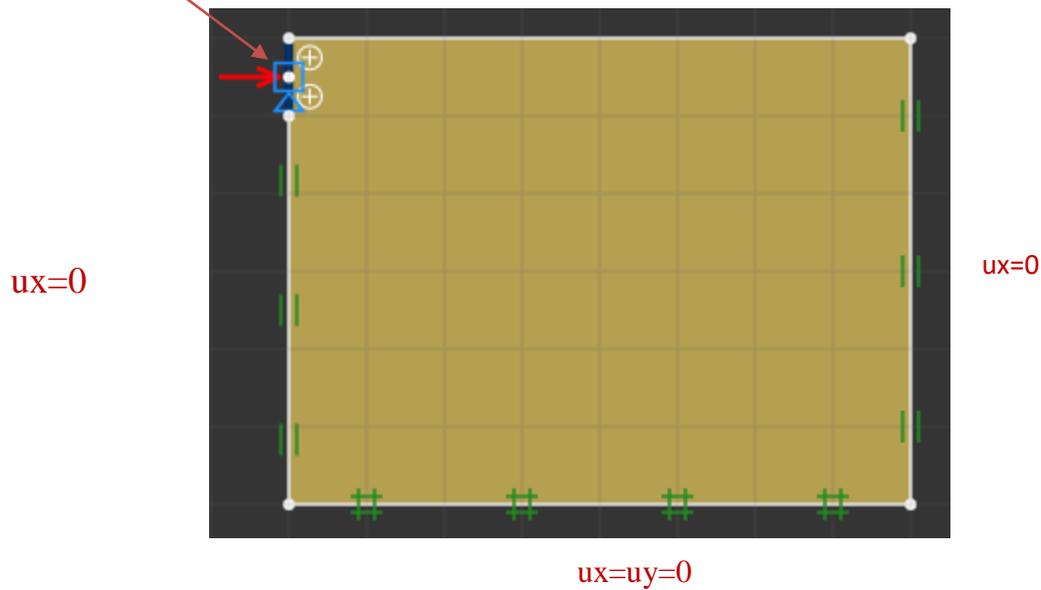
L'objectif de cette étude paramétrique est de montrer ce qui suit:

- L'influence de la variation de l'angle de frottement interne du sol sur les pressions passives des terres, cet angle varie de 20° à 40° avec un incrément de 5° ; en appliquant, pour chaque valeur de l'angle de frottement φ' , la règle d'écoulement associée $\psi' = \varphi'$
- L'influence de la règle d'écoulement sur les pressions passives des terres. Quelques analyses numériques ont été effectuées avec une règle d'écoulement non associée en tenant l'angle de dilatance $\psi' = 0$ dans le cas de $\varphi' = 30$ et $\varphi' = 40$.
- L'influence de l'inclinaison de la surface du sol sur les pressions passives des terres.

Le modèle numérique a été établi en déformation plane, avec des éléments finis triangulaire à 15 nœuds. Un maillage moyen raffiné au voisinage du mur a été adopté comme montré sur la Figure IV -3, comportant 10000 éléments, ainsi le mur a été modélisé par une force incrémentale imposée horizontalement et libre verticalement pour assurer une interface lisse.

Pour les conditions aux limites, les déplacements sont bloqués horizontalement ($u_x = 0$) au niveau des deux frontières verticales, et bloqués horizontalement et verticalement ($u_x = u_y = 0$) au niveau de la base du modèle (Figure IV -2).

Force incrémentale



FigureIV -2 Modèle géométrique et conditions aux limites pour $\beta = 0$

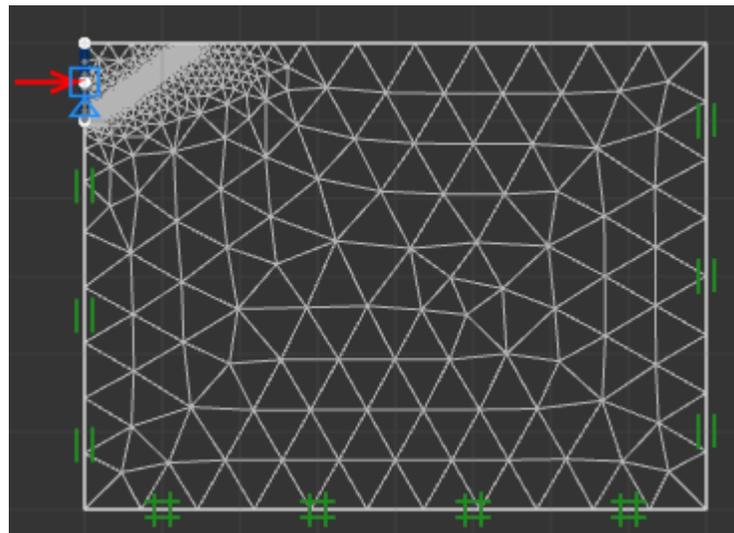


Figure IV -3Maillage du modèle pour $\beta = 0$

Le modèle de comportement adopté pour le sol est élastique parfaitement plastique avec le critère de Mohr-Coulomb, avec les caractéristiques géotechniques du sol représentées dans le Table IV -1. Une seule phase de calcul a été envisagée dans le cas d'un massif de sol à surface horizontale ($\beta=0$), il s'agit d'un calcul basé sur la borne supérieur et inférieur de l'analyse limite.

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

Tableau IV - 1: Les caractéristiques géotechniques du sol

Les valeurs des forces incrémentales sont fixées de manière à ce que la composante de déplacement horizontale soit égale à une valeur positive pour la butée des terres (déplacement du mur vers le sol), ou à une valeur négative pour la poussée des terres (déplacement du sol vers le mur), et que la composante verticale soit libre. En notant que le déplacement du mur requis pour mobiliser les pressions passives est plus grand que celui nécessaire pour mobiliser les pressions actives des terres.

IV. 3 Résultats et discussions

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

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

Avec :

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

γ : Poids volumiques du sol ;

h: la hauteur du mur ;

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

Pour bien exploiter les résultats de calcul, ils sont présentés sous forme de tableaux et graphes qui montrent l'influence des différents paramètres (l'angle de frottement interne du sol, la règle d'écoulement, l'inclinaison de la surface du sol) sur les coefficients passifs des terres K_p .

Les résultats obtenus sont comparés avec des résultats obtenus par d'autres chercheurs qui ont étudié le même problème dans les mêmes conditions et avec les mêmes caractéristiques du sol, en l'occurrence les travaux de Benmeddour D. et al (2012), effectués par un calcul numérique en différences finies avec le code FLAC 2D, ainsi que les travaux de Soubra A.h. et Macuh B. (2002), par une méthode analytique en analyse limite.

IV.3.1 Cas de la butée

IV.3.1.1 L'effet de la variation de l'angle de frottement interne et l'angle d'inclinaison de la surface du sol

Les résultats des calculs numériques du coefficient passif des terres K_p sont présentés sous forme de courbes dans les figures Figure IV -4, Figure IV -5, Figure IV -6, Figure IV -6 et Figure IV -7 pour les valeurs de l'angle d'inclinaison de la surface du sol $\beta/\phi' = 0, 1/3, -1/2, -2/3$ respectivement. L'angle de frottement interne du sol ϕ' varie de 20° à 40° , et la règle d'écoulement associée $\psi' = \phi'$ a été adoptée, (voir aussi tableau A-1 en annexes). La comparaison des résultats présentés dans ces figures montre généralement une bonne concordance entre la

méthode des éléments finis utilisée dans ce travail et les deux autres méthodes, l'analyse limite selon Soubra et Macuh (2002), et la méthode des différences finies selon le travail de Benmeddour (2012). Néanmoins, nos résultats sont légèrement plus proches aux résultats analytiques de Soubra et Macuh (2002), par rapport aux résultats numériques de Benmeddour (2012).

Les figures IV -4, Figure IV -5, Figure IV -6 et Figure IV -7 montrent que le coefficient passif des terres K_p augmente avec l'augmentation de l'angle de frottement interne du sol. La variation de K_p en fonction de l'angle de frottement interne du sol est non-linéaire pour une surface de sol horizontale ou pour des petites valeurs de l'angle d'inclinaison de la surface du sol. Cependant, cette variation s'avère linéaire pour des grandes valeurs de l'angle d'inclinaison de la surface du sol (pour $\beta/\varphi'=-1/2$ et $\beta/\varphi'=-2/3$).

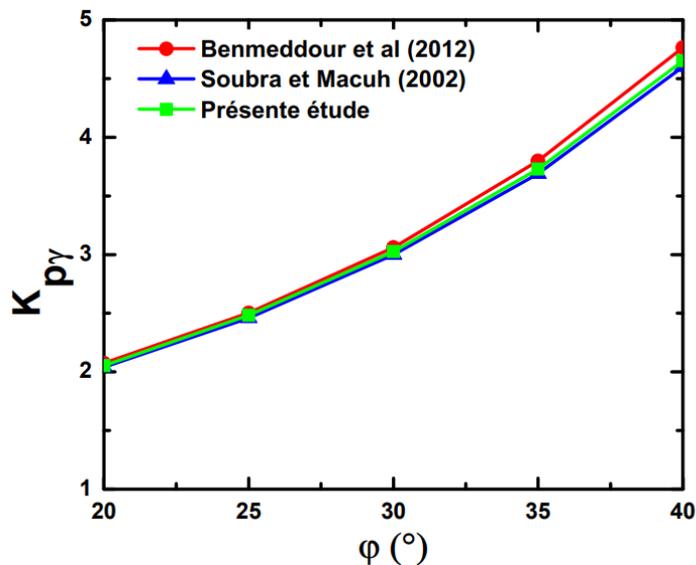


Figure IV -4Maillage du modèle pour $\beta = 0$

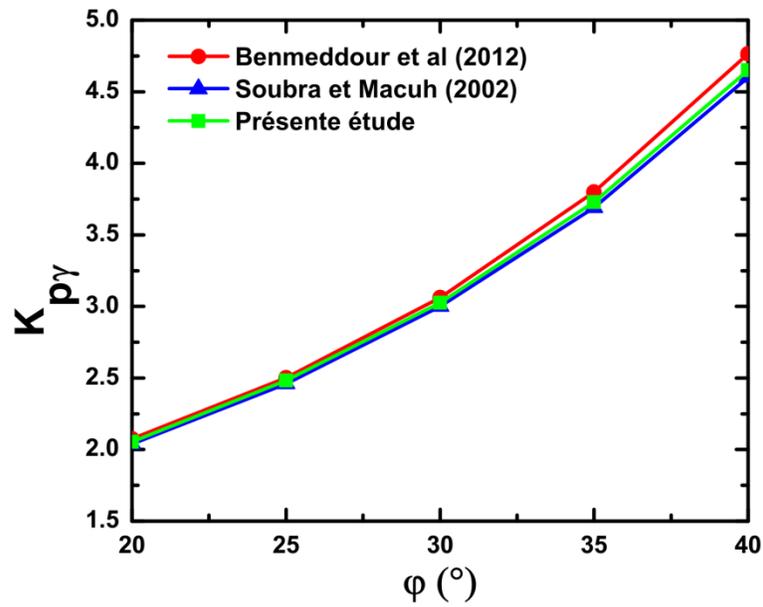


Figure IV -5 Variation de K_p en fonction de ϕ' pour $\beta/\phi' = -1/3$

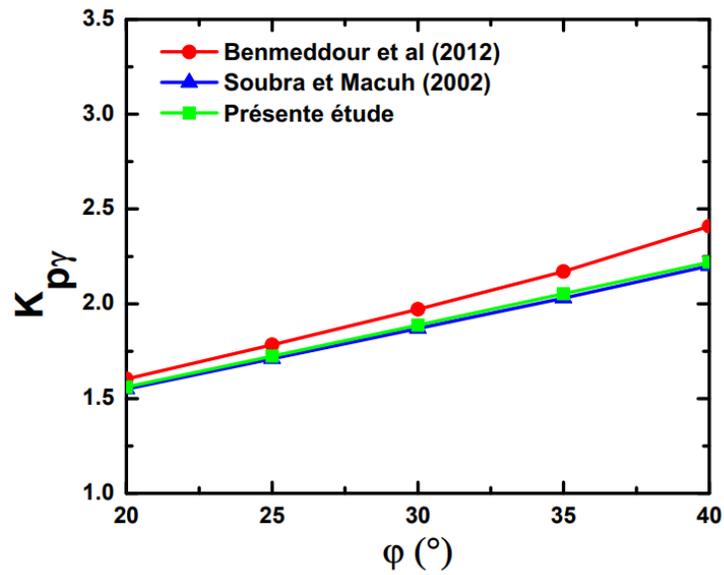


Figure IV -6 Variation de K_p en fonction de ϕ' pour $\beta/\phi' = -1/2$

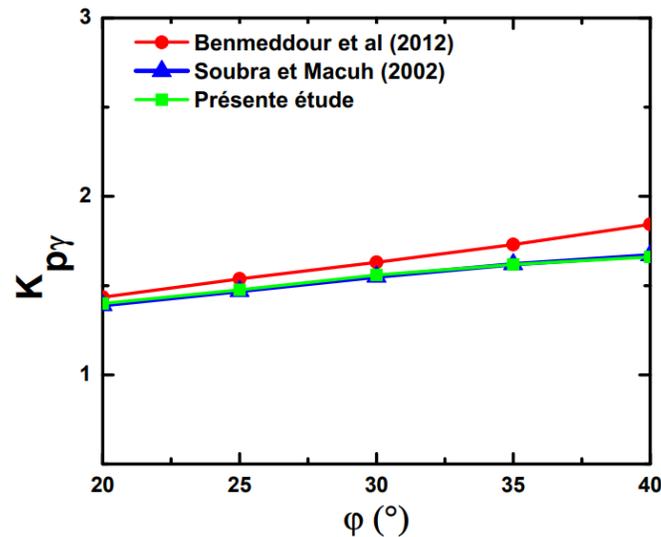


Figure IV -7 Variation de K_p en fonction de ϕ' pour $\beta/\phi' = -2/3$

IV.3.2 Influence de la règle d'écoulement sur les pressions des terres

Afin de montrer l'influence de la règle d'écoulement sur les valeurs des pressions passives des terres, d'autres calculs numériques ont été effectués avec une règle d'écoulement non associée, dans le cas de $\phi' = 30^{\circ}$ et 40° avec $\beta/\phi' = 0 ; 1/3 ; 2/3$. Les résultats de calcul sont présentés sur les tableaux Table IV -2 comparaison avec les résultats de Benmeddour (2012), qui montrent une bonne concordance entre les deux méthodes de calcul. Il est à noter que le type de la règle d'écoulement a une grande influence sur les coefficients passifs des terres surtout pour une grande valeur de l'angle de frottement interne du sol, comme illustré également sur la Figure IV -8 et la Figure IV -9. La règle d'écoulement non associée provoque une diminution du coefficient de butée et une augmentation du coefficient de poussée par rapport à la règle d'écoulement associée. En général, la règle d'écoulement associée ne présente pas fidèlement le comportement réel des matériaux, mais elle est généralement plus utilisée par les bureaux d'études dans le calcul des pressions passives des terres. Il est important donc de noter que la règle d'écoulement associée surestime les pressions passives des terres et sous-estime les pressions actives des terres, chose qui conduit absolument à un sous-dimensionnement des ouvrages de soutènement et impose l'introduction des coefficients de sécurité dans les calculs.

Table IV -2 Influence de la règle d'écoulement sur K_p

ϕ (°)	β/ϕ	K_{px}			
		δ/ϕ			
		0		2/3	
		$\psi=0$	$\psi=\phi$	$\psi=0$	$\psi=\phi$
30	0	3.02795	3.0245	4.80119765	5.312003
	- 1/3	2.22415	2.2313	3.56323964	3.558877
	- 2/3	1.5584	1.55125	2.15900386	2.1548
40	0	4.64975	4.64975	12.3490342	12.34903
	- 1/3	2.8603	2.8768	5.39847112	5.398471
	-2/3	1.66265	1.66325	2.49722302	2.497223

Tableau IV -2 Influence de la règle d'écoulement sur K_p

IV.3 Conclusion :

Le calcul des forces de butée dépend de plusieurs facteurs tels que les propriétés physiques, mécaniques et géométriques du massif de sol. Le problème posé dans ce chapitre est la détermination des coefficients de butée K_p , ainsi que l'étude de l'influence de la variation de l'angle de frottement, l'inclinaison de la surface du sol et la règle d'écoulement sur les pressions passives des terres. Pour cela un modèle numérique a été élaboré par la méthode d'analyse limite à l'aide du logiciel Optum G2. Les simulations numériques réalisées dans ce travail ont donné des résultats très satisfaisants en comparaison avec les résultats analytiques obtenus par Soubra et Macuh (2002) qui utilisent la théorie de la borne supérieure de l'analyse limite, et les résultats numériques en différences finies obtenus par Benmeddour et al (2012).

L'angle de frottement interne du sol a une influence significative sur le coefficient passif des terres. Son augmentation conduit à l'augmentation du coefficient K_p . Pour l'effet de l'inclinaison de la surface du sol, on peut noter que K_p diminue avec l'augmentation (négative) de l'angle d'inclinaison de la surface du sol. L'étude de l'influence de la règle d'écoulement sur les pressions des terres, a mis en évidence que la règle d'écoulement associée influe considérablement sur les coefficients passifs des pressions des terres. Pour ce paramètre, il est important de noter que la règle d'écoulement associée surestime les pressions passives des terres.

Conclusions générales et perspectives

Cette étude nous a permis de rassembler plusieurs connaissances sur les ouvrages de soutènement, leur comportement et les différentes approches de calcul sous l'action de chargement. Les simulations numériques qui ont été mises en œuvre ont été utilisées pour analyser l'influence de chaque composant de paramètres sur le comportement d'un ouvrage de soutènement. L'élaboration du modèle numérique est basée sur une étude expérimentale ce qui nous a permis de valider avant de réaliser l'étude paramétrique. Les résultats obtenus sont très satisfaisants et sont similaires à ceux publiés dans la littérature.

L'angle de frottement interne du sol a une influence significative sur les coefficients actifs des terres. Son augmentation conduit à l'augmentation du coefficient K_p .

Pour l'effet de l'inclinaison de la surface du sol, on peut noter que K_p diminue avec l'augmentation (négative) de l'angle d'inclinaison de la surface du sol.

L'étude de l'influence de la règle d'écoulement sur les pressions des terres, a mis en évidence que la règle d'écoulement associée influence considérablement les coefficients passifs des pressions des terres. Pour ce paramètre, il est important de noter que la règle d'écoulement associée sous-estime les pressions actives des terres.

Il en ressort que l'angle de frottement interne du sol a une influence considérable sur les valeurs des coefficients passifs des terres. Les paramètres géométriques ont également une grande influence sur les valeurs de K_p . L'inclinaison de la surface du sol dans le sens négatif (vers le bas) diminue les valeurs de K_p .

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

1. Annane, « MUR DE SOUTÈNEMENT EN ZON SISMIQUE », MAGISTER, D2PARTEMENT DE G2NIE CIVIL, Université Hadj Lakhdar, Batna ,22/12/2013.
2. « actions du sol sur un mur de soutènement, » Technique de l'ingénieur, France, paris, 01/09/2015.
3. Ali Bouafia : Calcul pratique des fondations et des soutènements, 2Péme Pediton revue et corrigée, Office des Publication Universitaire, 02-2009.
4. Baziz, S.E. (2012). Modélisation numérique des ouvrages de soutènement en sol renforcé. Mémoire de Magistère, Université De Biskra.
5. Benmeddour D. Mellas M. Frank R. Mabrouki A. Numerical study of passive and active earth pressures of sands. Computers and Geotechnics 2012 Volume 40 Pages 34–44.
6. BERRABAH Fouad « ÉTUDE DU COMPORTEMENT DES REMBLAIS RENFORCÉS PAR DES GÉOSYNTHÉTIQUES SUR SOLS MARÉCAGEUX » Magister en génie civil, Université Mohamed Khider – Biskra, 02/12/2010.
7. BIETH Emmanuel, M. (2009-2010). Murs de soutènement : Cours de Mécanique des sols appliqués.
8. ChenWF, limit analysis and soil plasticity, Amsterdam: Elsevier; 1975.
9. CHETTIR FATIMA ZOHRA, « ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LA STABILITE DES PENTES ET LEURS METHODES DE RENFORCEMENT » Mémoire de master, Université Mohamed Khider – Biskra, Juin 2015.
10. Chogueur, A. (2013). Modélisation numérique d'un écran de soutènement cas de l'interaction écran-fondation. Mémoire de magistère. Université de Tlemcen.
11. .M. CAVÉ, M. LEVEILLARD, M. SANDROLINI, M. JALIL, M. PERCHAT et JEAN PERCHAT «Règles BAEL 91 modifiées 99» Édition 2005.
12. ÉTUDES TBÉ.O RIQUES ET PRA TI QUES SUR LES MURS DE SOUTÈNEMENT ET LESPONTS ET VIADUCS.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

13. <file:///C:/Users/pc/Documents/2020-01-22%20Brochure%20G2%20A4%20screen.pdf>
14. <file:///C:/Users/pc/Documents/Analysis.pdf>
15. <file:///C:/Users/pc/Documents/Features.pdf>
16. [file:///C:/Users/pc/Documents/Materials%20\(1\).pdf](file:///C:/Users/pc/Documents/Materials%20(1).pdf)
17. <file:///C:/Users/pc/Documents/Theory.pdf>
18. François SCHLOSSER, "Mur de soutènement," Techniques de l'Ingénieur. Paris, C244.
19. Gueye, I. Equilibre limite et ouvrages de soutènement. Géotechnique 1 - Ouvrages de soutènement.
20. Hachi.S,"Effet de l'incertitude dans les paramètres mécanique et dynamique sur la performance et le coefficient de comportement global des structure" Mémoire de Master Académique, Université de Djelfa 2016.
21. Krabbenhoft, K., Lyamin, A., & Krabbenhoft, J. (2016). OptumG2: theory manual. *Optum Computational Engineering*. Accessed May, 2016.
22. Kramer.S.L (1996),"Geotechnical earthquake engineering", Prentice-Hall, New Jersey, pp466-505.
23. M. KHEMOUM Imad et M. GUIDOUM Nedjm Eddine, Université OEB, 2017. "Etude paramétrique du comportement d'un mur de soutènement renforcé par la géogridle ".
24. Melle HAOUAM HOUDA « étude numérique d'un mur de soutènement en sol stabilisé et renforcé avec fibres et Géogridles » Magister en Génie civil, UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA, Année 2010.
25. Mme Aribi S "cours de pathologie des structures," 2015.2016
26. Mokhbi, H. (2017). Numérique de la poussée et de la butée des terres. Thèse de doctorat. Université Mohamed Khider-Biskra.
27. Mokhbi, H., & Messaset, S.(2014). Étude Numérique de la poussée et de la butée des terres. Courrier du Savoir – N°18, pp.31-40.
28. OPTUMG2 (2018). Optum computational engineering. Geotechnical analysis software, Academic version 2018.07.28. K. Krabbenhoft, ed. Copenhagen, Denmark. Available from: www.optumce.com.
29. ROUABEH Aicha, « comportement d'un mur de soutènement sous charge sismique », MAGISTER, département de génie civile, université M'HAMED BOUGARA, BOUMERDES, 2013.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

30. Soubra, A.H., Macuh, B. (2002) Active and passive earth pressure coefficients by a kinematical approach. Proceedings of the ICE - Geotechnical Engineering, Volume 155, Issue 2, April 2002 , pages 119 – 131
31. ZERGUINE Salah « ESTIMATION DES PRESSIONS ACTIVES SUR LES MURS DE SOUTÈNEMENT EN PRÉSENCE D'EAU SOUS SOLLICITATION SISMIQUE » Magister, Génie civil, Université Mohamed Khider – Biskra, 06/11/2013.
32. Zeroual Farida, Etude du comportement d'un mur de soutènement soumis à des sollicitations dynamiques, Mémoire de Magister, université Hadj Lakhdar –

Annexes

Annexe A Tableaux des coefficients passifs des terres Tableau A-1 Comparaison de K_p obtenu avec les résultats de Soubra et Macuh, et de Benmeddour pour ϕ' varie de 20 à 40 et $\beta/\phi = 0, -1/3, -1/2, -2/3, s=0$ et $\phi' = \psi'$

$\phi' (^\circ)$	β/ϕ	K_{py}											
		δ/ϕ											
		0			1/3			1/2			2/3		
		Présenter l'étude optumG2	Présenter l'étude FLAc	Soubra et Macuh[16]	Présenter l'étude optumG2	Présenter l'étude FLAc	Soubra et Macuh[16]	Présenter l'étude optumG2	Présenter l'étude FLAc	Soubra et Macuh[16]	Présenter l'étude optumG2	Présenter l'étude FLAc	Soubra et Macuh[16]
20	0	2.0539	2.075	2.04	2.39736009	2.396	2.39	2.57481726	2.554	2.57	2.75105504	2.71	2.75
	-1/3	1.7237	1.763	1.71	1.9602042	1.975	1.94	2.08908794	2.089	2.07	2.21757502	2.2	2.21
	-1/2	1.56175	1.604	1.55	1.74036774	1.765	1.73	1.83721137	1.853	1.83	1.94358971	1.945	1.94
	-2/3	1.39545	1.435	1.39	1.51972584	1.546	1.51	1.5922397	1.606	1.58	1.66991271	1.672	1.66
25	0	2.48235	2.502	2.46	3.08456798	3.066	3.07	3.4134627	3.365	3.41	3.74722265	3.65	3.76
	-1/3	1.9595	2.021	1.94	2.33955183	2.358	2.32	2.55224848	2.552	2.54	2.77899702	2.755	2.77
	-1/2	1.72345	1.784	1.71	1.99289167	2.024	1.97	2.15441832	2.166	2.13	2.33363724	2.321	2.31
	-2/3	1.47635	1.538	1.47	1.66502999	1.696	1.65	1.7684698	1.789	1.75	1.89313137	1.894	1.88
30	0	3.0245	3.061	3	4.051806	4.003	4.03	4.670856	4.541	4.65	5.312003	5.138	5.34
	-1/3	2.2313	2.308	2.2	2.810599	2.824	2.77	3.166392	3.143	3.14	3.558877	3.493	3.56
	-1/2	1.8876	1.971	1.87	2.283034	2.317	2.25	2.524987	2.535	2.5	2.824594	2.787	2.8
	-2/3	1.55125	1.631	1.55	1.805225	1.851	1.79	1.96335	1.988	1.94	2.1548	2.157	2.13
35	0	3.7292	3.799	3.69	5.47393816	5.396	5.44	6.60206364	6.398	6.59	7.86486966	7.587	7.95
	-1/3	2.53015	2.652	2.5	3.40392293	3.426	3.35	3.98960089	3.95	3.95	4.66845437	4.575	4.67
	-1/2	2.05235	2.17	2.03	2.60843872	2.66	2.57	2.99758749	3.026	2.96	3.47075158	3.413	3.44
	-2/3	1.6185	1.73	1.62	1.95835847	2	1.93	2.18272308	2.216	2.15	2.46804645	2.491	2.43
40	0	4.64975	4.765	4.6	7.648414	7.543	7.62	9.794267	9.539	9.81	12.34903	11.92	12.6
	-1/3	2.8768	3.046	2.83	4.154536	4.219	4.1	5.144821	5.096	5.09	5.398471	6.21	6.35
	-1/2	2.2195	2.409	2.2	2.98609	3.092	2.95	3.573881	3.627	3.53	3.75971	4.282	4.3
	-2/3	1.66325	1.843	1.67	2.104528	2.208	2.08	2.415684	2.467	2.38	2.497223	2.852	2.79