



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université ECHAHID CHEIKH LARBI TEBESSI - Tébessa -

Faculté des Science Exactes et Sciences de la Nature et de le Vie

Département de sciences de la terre et de l'univers

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER

Domaine : Sciences de la terre et de l'univers

Filière : Géologie

Spécialité : Géologie de l'ingénieur et géotechnique

Thème :

Influence de certains paramètres sur les pressions des terres derrière les ouvrages de soutènement

Présenté par :

LAICHE Aya

Devant le jury :

Président	Mme. AOUN Mounira	MCB	Université de Tébessa
Rapporteur	Mr. DJABRI Mohamed	MCA	Université de Tébessa
Examineur	Mr. BOUBAYA Djamel	Pr.	Université de Tébessa

Session : 2023/2024

Date de soutenance : 05/06/2024

Dédicace

Je dédie ce travail aux personnes suivantes.

Chers parents qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans ma
vie, S'il vous plaît, étudiez jusqu'à atteindre ce niveau de
formation.

Mes sœurs : Toute ma famille LAICHE.

Amis : BOUTHEYNA, LAMIS, CHERIN, HOUNEIDA,

RAOUNEK et à tous les diplômés de 2024.

À tous les professeurs qui m'ont conduit au succès.

Remerciement

Je remercie en premier Dieu pour tout.

Je remercie en second, Monsieur DJABRI MOHAMED

Je remercie également le président et le membre de jury

d'avoir

Accepter d'examiner mon travail.>>

Résumé

Cette étude vise à aborder la philosophie de l'effet des pressions des terres, tout en utilisant la dernière version du PLAXIS V22. Pour cela, nous avons rassemblé des méthodes de calcul, notamment celles qui s'appuient sur les théories classiques sous actions statiques et dynamiques. Cette recherche comprend quatre parties. Les trois premières parties sont des recherches bibliographiques sur les concepts de base des structures de soutènement et les méthodes de calcul des pressions du sol qui les supportent et de leur interprétation à l'aide de méthodes classiques. Un autre calcul des pressions du sol à l'état élastique a été réalisé sous PLAXIS V22 pour les calculs statiques et PLAXIS V8.2 pour les calculs dynamiques.

Abstract

This study aims to address the philosophy of the effect of land pressures, while identifying the latest version of the PLAXIS program V22. To do this, we have brought together calculation methods, particularly those based on classical theories, notably static and dynamic. This research includes four parts. The first three parts are bibliographic research on the basic concepts of retaining structures and the methods of calculating the ground pressures which support them and their interpretation using classical methods. Another calculation of soil pressures in the elastic state was carried out using PLAXIS V22 for static calculations and PLAXIS V8.2 for dynamic calculations.

ملخص

وللقيام تهدف هذه الدراسة إلى التطرق إلى تأثير الضغوط الأرضية مع التعرف على آخر نتائج برنامج بذلك، قمنا بتجميع طرق الحساب، خاصة تلك القائمة على النظريات الكلاسيكية تحت تأثير القوى الساكنة و الديناميكية و من خلال النمذجة الرقمية بواسطة اخر اصدار لبرنامج بلاكسيس. يشتمل هذا البحث على أربعة أجزاء. الأجزاء الثلاثة الأولى عبارة عن بحث ببيولوجرافي حول المفاهيم الأساسية للهياكل الاستنادية وطرق حساب الضغوط الأرضية التي تدعمها وتفسرها باستخدام الطرق الكلاسيكية. تم إجراء حساب آخر لضغوط التربة في الحالة المرنة في الحالات الستاتيكية و الديناميكية باستخدام من خلال دراسات باراميتريية بالمحاكاة الرقمية.

Liste des Figures

Désignation de la Figure	Page
Figure I.1. Murs poids	03
Figure I.2. Mur en gabions (plus souple)	04
Figure I.3. Mur en maçonnerie	04
Figure I.4. Mur en béton	05
Figure I.5. Mur de soutènement en béton armé auto-stable	05
Figure I.6. Murs en béton armé ou mur cantilever	06
Figure I.7. Les parois moulées	06
Figure I.8. Les palplanches	07
Figure I.9. Les parois constituées de pieux	07
Figure I.10. Clouage	08
Figure I.11. Etat des sols au repos	09
Figure I.12. Equilibre de poussée	10
Figure I.13. Equilibre de butée	11
Figure I.14. Les états des contraintes en cercle de Mohr	11
Figure I.15. Coefficients de poussée et de butée (cas des sols pulvérulents)	12
Figure I.16. Coefficients de poussée et de butée (cas des sols fins)	13
Figure I.17. Stabilité au renversement	14
Figure I.18. Stabilité au glissement	14
Figure I.19. Stabilité au poinçonnement	14
Figure I.20. L'effondrement du mur de soutènement de Noboribetsu	15
Figure I.21. L'effondrement de mur de soutènement à Bouzaréah	15
Figure I.22. L'effondrement de mur de soutènement à Tokyo	16
Figure I.23. La géofoam	17
Figure I.24. Amélioration de soutènement avec la géofoam	18
Figure II.1. Pressions horizontales derrière un écran de soutènement : (a) Etat de butée ; (b) Etat de poussée	19
Figure II.2. Méthode de Colomb dans le cas général	21
Figure II.3. La méthode de Coulomb : cas d'un mur vertical	21
Figure II.4. Méthode de Coulomb : cas de sol pulvérulent (l'état actif)	22
Figure II.5. Méthode de Coulomb : effet de la surcharge	23
Figure II.6. Méthode de Rankine : effet des surcharges	25
Figure II.7. L'équilibre Rankine-Bousinesq	26
Figure II.8. Schéma d'un mur de soutènement subit une charge extérieure	28
Figure II.9. Diagramme des pressions actives par la méthode de Rankine (cas sans charge extérieure)	29
Figure II.10. Diagramme des pressions actives par la méthode de Rankine	29
Figure II.11. Schéma d'un mur de soutènement (analyse de Coulomb)	30
Figure II.12. Diagramme des contraintes derrière l'écran de soutènement (analyse de Coulomb)	32
Figure III .1. Prisme de poussée déplaçable	34
Figure III .2. Méthode de Monobe-Okabe : rotation θ du mur	36
Figure III .3. Diagramme des angles de terres plein β extremums	37
Figure III .4. Méthode de Seed	38
Figure III .5. Méthode de Richards et Elms	38

Figure III .6. Méthode de Steedman et Zeng	40
Figure III .7. Variation du point d'application de la force pseudo dynamique active	41
Figure III .8. Les résultats de distributions des pressions de terres normaliséesde Mononobe Okabe et de Steedman et Zeng	41
Figure III .9. Méthode de Choudhury et Nimbalkar	42
Figure III .10. Méthode PSD des tranches horizontales selon Ghanbari et Ahmadabadi	43
Figure III.11. Schémas de calcul d'un mur de soutènement sous séisme	44
Figure III.12. Principe de la méthode de Monobe-okabe	44
Figure IV.1. Le système d'unités de stockage interne utilisé par PLAXIS	48
Figure IV.2. Les 4 sous-programmes de programmes de PLAXIS	49
Figure IV.4. Les propriétés du mur, remblai et de la fondation sous PLAXIS	50
Figure IV.5. Résultat de maillage en PLAXIS	51
Figure IV.6. Conditions initiales et phases de calcul	52
Figure IV.7. Interface des résultats de calcul en out put de PLAXIS	52
Figure IV.8. L'affichage de coefficient de sécurité en plaxis	53
Figure IV.9. Inclusion de géofoam et résultats de son effet sur la pression latérale statique sous PLAXIS	53
Figure IV.10. Histogramme des valeurs du facteur de sécurité (à gauche) et de pression latérale du mur (à droite) en présence et absence de géofoam	54
Figure IV.11. Histogrammes des valeurs du facteur de sécurité et de la pression latérale du mur après modification des données du mur en moitié et quart	56
Figure IV.12. Histogramme des valeurs du facteur de sécurité et de la pression latérale du mur après modification des données de remblai	57
Figure IV.13. Histogramme des valeurs du facteur de sécurité et de la pression latérale statique mur avec le changement de l'épaisseur de géofoam	57
Figure IV.14. Saisie de la pression dynamique sous PLAXIS V8.2	58
Figure IV.15. Maillage de modèle d'analyse dynamique de PLAXIS V8.2	58
Figure IV.16. Génération de calcul de pression dynamique sous PLAXIS V8.2	59
Figure IV.17. L'affichage des calculs des pressions dynamique « out put » dans PLAXIS v8.2	59
Figure IV.18. Histogramme des valeurs du facteur de sécurité et de la pression latérale statique et dynamique du mur en présence et en absence de géofoam	60

Liste des Tableaux

Désignation de Tableau	Page
Tableau II.1. L'angle de frottement sol-mur en fonction de l'état de surface du parement [19]	20
Tableau II.2. Valeur du coefficient KA par la méthode Sokolovski	27
Tableau II.3. Valeur du coefficient KA par la méthode d'analyse limite	27
Tableau II.4. Valeur de la contrainte σ_A pour différentes valeurs de paramètres du sol	30
Tableau II.6. Résultats de calcul des pressions (méthode de Coulomb)	31
Tableau II.7. Résultats de calcul des pressions (méthode de Coulomb)	32
Tableau III .1. Coefficient k (Coefficients sismiques) dépend de l'amplitude de déplacement du mur (AFPS 90)	35
Tableau III .2. Résultats de calcul de la force de pression dynamique pour différents approches pseudo-statique	46
Tableau IV.1. Les valeurs du facteur de sécurité et de pression latérale du mur en présence et absence de géofoam	55
Tableau IV.2. Les valeurs du facteur de sécurité et de la pression latérale du mur après modification des données du mur	55
Tableau IV.3. Les valeurs du facteur de sécurité et de la pression latérale du mur après modification des données de remblai	56
Tableau IV.4. Les valeurs du facteur de sécurité et de la pression latérale statique mur avec le changement de l'épaisseur de géofoam	57
Tableau IV.5. Les valeurs du facteur de sécurité et de la pression latérale statique et dynamique du mur en présence et en absence de géofoam	60

Sommaire

Introduction générale		01
CHAPITRE 1 : Généralités sur les ouvrages de soutènement		
I.1	Introduction.....	03
I.2	Type des ouvrages de soutènement.....	03
I.3	Choix et classification des ouvrages de soutènement	08
I.4	État d'équilibre limite	09
I.5	Évaluation des coefficients de poussée et de butée	12
I.6	Stabilité d'un ouvrage de soutènement et problèmes de désordre.....	13
I.7	Méthode de réduction des pressions des terres actives.....	16
I.8	Conclusion.....	18
CHAPITRE 2 : Méthodes de calcul des pressions des terres dans le cas statique		
II.1	Introduction.....	19
II.2	Les facteurs influents sur les pressions des terres.....	19
II.3	Choix de l'angle de frottement sol-écran	20
II.4	Méthodes de calcul des écrans de soutènement	20
II.5	Comparaison entre les méthodes de calcul des pressions des terres statiques.....	25
II.6	Autres méthodes de calcul des pressions des terres.....	26
II.7	Exemples de calcul des pressions des terres statiques.....	28
II.8	Conclusion.....	33
CHAPITRE 3 : Méthodes de calcul des pressions des terres dynamiques		
III.1	Introduction.....	34
III.2	Approche pseudo-statique.....	34
III.3	Approche pseudo dynamique.....	40
III.4	Exemples de calcul des pressions actives dynamique.....	44
III.5	Conclusion	46
CHAPITRE 4 : Méthodes numériques de calcul des pressions des terres		
IV.1	Introduction.....	47
IV.2	Présentation de PLAXIS 2D V22.....	47
IV.3	Présentation de la modélisation numérique	50
IV.4	L'analyse statique par PLAXIS V22.....	51

IV.5	L'analyse dynamique avec PLAXIS V8.2.....	58
IV.6	Conclusion.....	60
	Conclusion générale	61
	Références bibliographiques	62

Introduction générale

Les ouvrages de soutènement sont omniprésents dans notre environnement bâti pour assurer la sécurité des personnes et des biens. Qu'il s'agisse de stabiliser des pentes, de créer des passages souterrains ou même de sécuriser des routes et des voies ferrées, Cependant, la conception et la construction de ces structures ne sont pas sans poser de problèmes, et l'une des considérations les plus importantes est l'impact de la pression du sol derrière l'écran de soutènement.

Ce projet de fin d'étude vise analyser les méthodes de calcul des pressions des terres derrière les écrans de soutènement à travers de quatre chapitres distincts. Chaque chapitre abordera des aspects spécifiques de ce sujet critique, allant des concepts théoriques aux applications pratiques.

- Chapitre I : Générales sur les ouvrages de soutènement

Dans ce premier chapitre, nous jetterons les bases en explorant les généralités sur les ouvrages de soutènement et nous explorerons également les différents types de structures de soutènement, des murs de soutènement en béton armé aux techniques plus modernes telles que les écrans de soutènement en béton projeté et les murs de palplanches.

- Chapitre II : Méthodes de calcul des pressions des terres dans le cas statique

Dans ce deuxième chapitre, nous nous concentrerons sur les méthodes de calcul des contraintes du sol sous condition statique, un pilier fondamental de l'analyse géotechnique. Nous étudierons en détail les méthodes classiques telles que la méthode de Rankine et la méthode de Coulomb en analysant leurs hypothèses. Nous discuterons également des concepts clés de la mécanique des sols qui sous-tendent ces méthodes, tels que l'angle de frottement interne et la cohésion du sol, et nous illustrerons ces concepts à l'aide d'exemples.

- Chapitre III : Méthode de calcul dynamique des pressions des terres dynamiques

Dans cette partie, l'accent est mis sur les méthodes de calcul des contraintes dynamiques, détaillant les méthodes classiques telles que la méthode Mononobe - Okabe, leurs hypothèses.

Introduction Générale

- Chapitre IV : Méthodes numériques de calcul des pressions des terres

Dans ce dernier chapitre, nous examinerons des études de cas réels pour illustrer l'application des méthodes de calcul des pressions du sol dans la conception, la construction et la stabilité des murs soutènement. Des simulations numériques mettant en évidence le calcul des pressions du sol à l'aide du code PLAXIS v22, un outil de référence clé dans le domaine de la modélisation géotechnique.

Nous passerons en revue les principales caractéristiques de ce logiciel, telles que la modélisation des sols, l'analyse des déformations des structures de soutènement et le calcul du coefficient de sécurité. À travers des modèles numériques, nous démontrerons l'efficacité de PLAXIS v22 dans l'analyse des ouvrages de soutènement et l'avantage de l'inclusion du géofoam (polystyrène) dans leur stabilité.

Globalement, ce projet de fin d'étude vise à fournir une compréhension approfondie de l'effet des pressions des terres dans les murs de soutènement en combinant une analyse théorique approfondie avec une application pratique à travers la modélisation numérique en code PLAXIS v22.

Enfin, nous espérons doter les géotechniciens des connaissances et des compétences nécessaires pour relever les défis de la conception et de la construction ainsi que les techniques d'amélioration de la performance des écrans de soutènement notamment sous séisme.

Chapitre I



Généralité sur les
ouvrages de
soutènement



I.1 Introduction

Lorsque le sol ne parvient pas à maintenir sa stabilité, il doit être préservé par des ouvrages appelés ouvrages de soutènement. Selon l'Eurocode 7 un ouvrage de soutènement est un sol, une roche, des barrages ou eau, qui retiennent le sol et préservent les matériaux sur des pentes plus raides que la normale [1]. Ces structures partagent la quantité de mouvement exercée par la masse de sol retenue, ce qui conduit à des études spécifiques sur la stabilité de ces structures. Ce chapitre est consacré à l'étude bibliographique des structures de soutènement on présentant les différents types de ces ouvrages, leur classification et leur stabilité.

I.2 Type des ouvrages de soutènement

Les structures de soutènement sont des structures conçues pour retenir la masse sol naturel ou remblai, dont deux types ont été identifiés les murs de soutènement et les écrans de soutènement.

I.2.1 Murs de soutènement

Mur vertical ou perpendiculaire qui permet de contenir un terrain dans une zone réduite. Généralement, il s'agit de structures construites sur le site, dont le poids joue un rôle important. La conception de ce type de structure est très diversifiée et va des murs gravitaires aux murs fixes en béton ou en maçonnerie [2-4].

I.2.1.1 Murs poids

C'est le type de support le plus classique et le plus ancien, il peut résister aux mouvements de la terre grâce à son poids propre très élevé. Il peut être réalisé en béton non armé ou en pierre (Figure I.1). Ces murs relativement étanches sont généralement équipés de dispositifs de drainage [5].

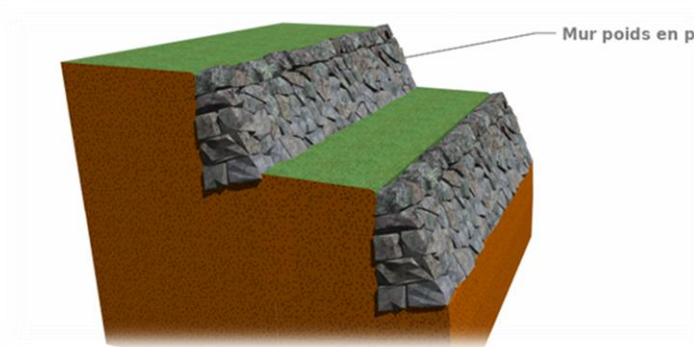


Figure I.1. Murs poids

I.2.1.2 Mur formé de gabions

Ce sont des cubes en réseau remplis de pierre alluviale (Figure I.2). Ils ont réalisé une butée auto-drainante à la base du glissement [3].

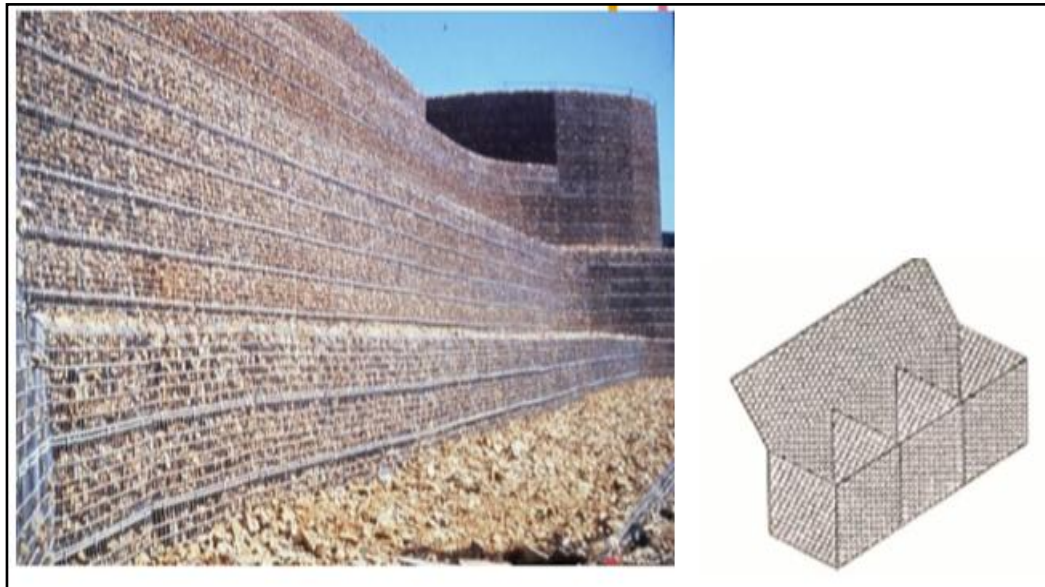


Figure I.2. Mur en gabions (plus souple)

I.2.1.3 Murs en maçonnerie

La maçonnerie est une construction constituée de matériaux maintenus ensemble par un liant (mortier, ciment, plâtre, etc.) (Figure I.3) Elle peut être destinée à la construction des murs de soutènement [4].



Figure I.3. Mur en maçonnerie

I.2.1.4 Mur en béton

Le mur en béton (Figure I.4) peut être considéré comme un voile ou mur cantilever.



Figure I.4. Mur en béton

I.2.1.5 Mur de soutènement en béton armé auto-stable

Ces murs utilisent une forme en "T ou L" pour trouver l'équilibre (Figure I.5) [5].



Figure I.5. Mur de soutènement en béton armé auto-stable

I.2.2 Écrans de soutènement

Il s'agit de structures minces (acier, béton armé ou bois) maintenues ou supportées par des ancrages, des poteaux ou des butées de terre. La résistance à la flexion joue un rôle important.

Les écrans sont souvent constitués uniquement de murs porteurs tels que : murs de palplanches, en béton armé et les parois moulées [6].

I.2.2.1 Murs en béton armé ou mur cantilever

De nos jours, c'est le l'ouvrage de soutènement le plus couramment employé (Figure I.6) [3].



Figure I.6. Murs en béton armé ou mur cantilever

I.2.2.2 Les parois moulées

Il s'agit de mur en béton armé coulé dans le sol dans une tranchée creusée [7] (Figure I.7).



Figure I.7. Les parois moulées

I.2.2.3 Les Palplanches

Anciennement, une planche (Figure I.8) est utilisée pour sécuriser le sol afin d'éviter les glissements de terrain. Maintenant un pieu pour permettre la construction de murs de soutènement, de batardeaux, de barrières ou d'écrans imperméables [8].



Figure I.8. Les palplanches

I.2.2.4 Les parois constituées de pieux

Les murs sur pieux soutenus en continu sont constitués de pieux tangentiels ou sécants enfoncés en spirale dans le sol (Figure I.9) [5].



Figure I.9. Les parois constituées de pieux

I.2.2.5 Clouage

C'est une technique de renforcement du sol pour assurer la stabilité des pentes (Figure I.10) en plaçant d'inclusions dures et injection de mortier pour lier les inclusions dans le sol (battage de barres métalliques) [9].



Figure I.10. Clouage

I.3 Choix et classification des ouvrages de soutènement

Le choix d'un ouvrage de soutènement dépend de [10]:

- Méthode de construction (déblai, remblai),
- Données géométriques (dénivelés créés),
- Localisation (urbaine, plan d'eau, emprise, etc.),
- Sol et hydrogéologie (capacité de flottabilité, etc.),
- Exigences de construction.

Donc, on présente une classification générale des structures de soutènement qui se divisent généralement en deux catégories :

I.3.1 Ouvrages rigides

- murs poids (La poussée est portée par le poids de la structure)
- murs en béton armé (La poussée est portée par l'encastrement de la structure dans le sol) [11].

I.3.2 Ouvrages souples

Par exemple, un mur de palplanches (la poussée est compensée par l'encastrement de la structure dans le sol ou l'utilisation d'ancrages) [12].

I.4 État d'équilibre limite

Les trois catégories de pression des terres sont :

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

I.4.1 Etat des sols au repos

La contrainte horizontale ou latérale (Figure I.11) n'est pas égale à la contrainte verticale.

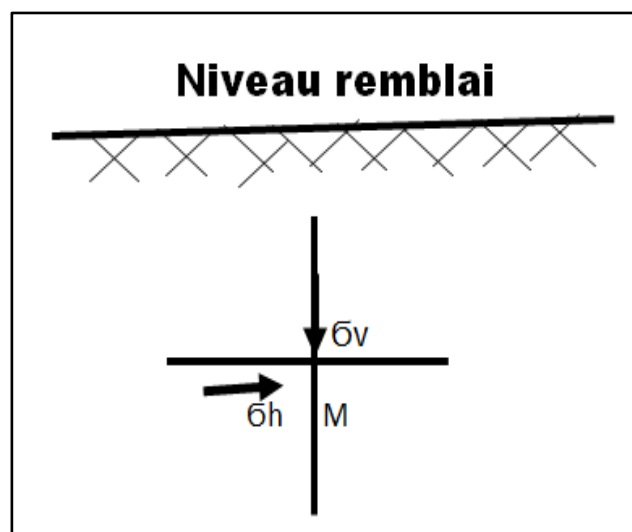


Figure I.11. Etat des sols au repos [13]

σ_h et σ_v sont liées par la formule suivant :

$$\sigma_h = K \cdot \sigma_v$$

σ_h : la contrainte horizontale totale.

σ_v : la contrainte Verticale totale ($\sigma_v = \gamma z$).

K : coefficient de la pression des terres.

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

σ'_h : la contrainte horizontale effective.

σ'_v : la contrainte verticale effective.

K_0 : le coefficient des terres au repos.

Remarque :

K_0 : c'est le coefficient de la pression des terres au repos défini par :

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

ν : le coefficient de poisson (si $\nu=0.5$, $K_0=1$) \longrightarrow La formule simplifiée de Jacky (correspondantes à des contraintes sphérique ou hydrostatique pour les matériaux granulaire) [13] :

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

Voici quelques valeurs de K_0 pour quelque sol [14] :

- Sable ≈ 0.5 ,
- Argile : ≈ 0.7 ,
- Argile très molle, vase ≈ 1 ,
- Roche à très grande profondeur ≥ 1 .

I.4.2 Equilibre de poussée

L'écran se déplace vers la gauche (Figure I.12) ; au même temps le sol pousse sur l'écran et le met en poussée, et le sol est déplacé jusqu'à la valeur d'équilibre actif (σ_h jusqu'à σ_A) : $\sigma_A = K_A \sigma_v$

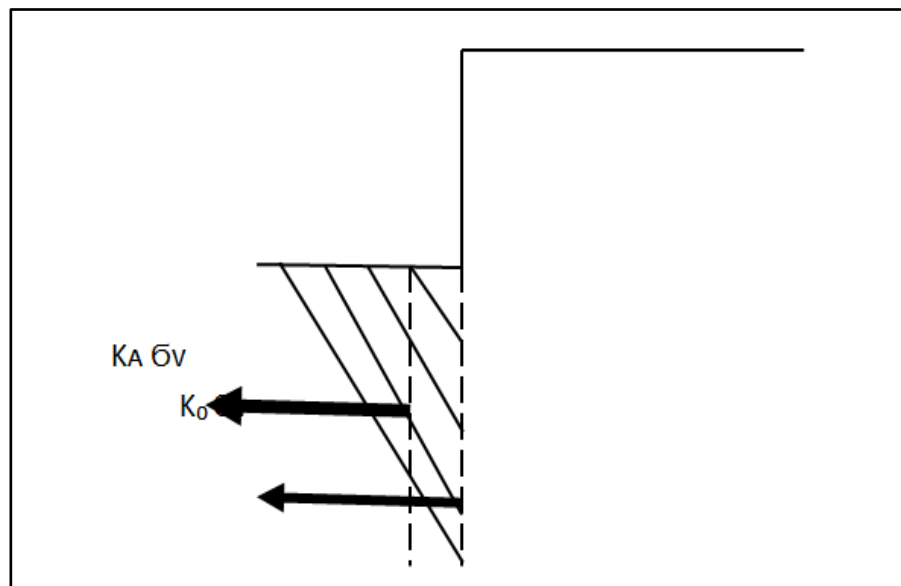


Figure I.12. Equilibre de poussée

I.4.3 Equilibre de butée

L'écran est déplacé vers la droite (Figure I.13), vers le massif ; au même temps le sol est déplacé jusqu'à les contraintes horizontale de l'équilibre passive (σ_h jusqu'à σ_p) : $\sigma_p = K_p \sigma_v$.

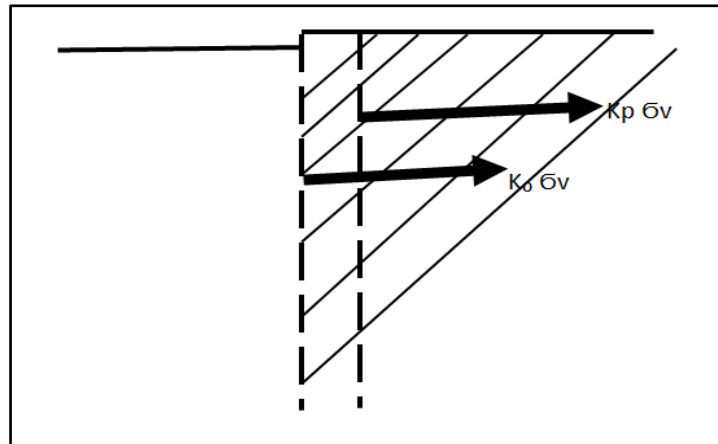


Figure I.13. Equilibre de butée

I.4.4 Les états des contraintes en cercle de Mohr

L'état de contrainte et de l'équilibre limite dans un massif de sol peut être représenté graphiquement à l'aide du cercle de Mohr (Figure I.14) [13].

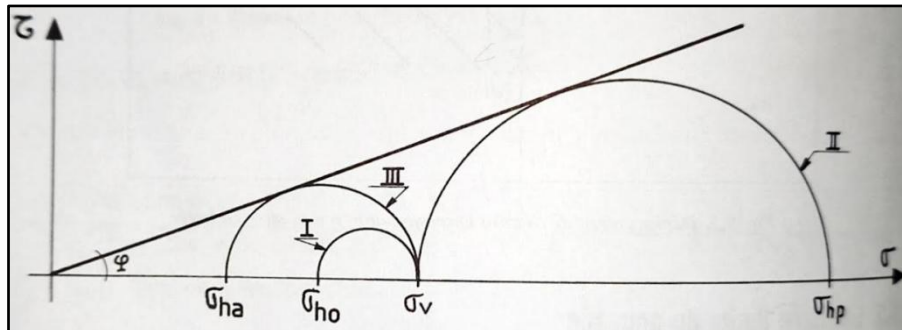


Figure I.14. Les états des contraintes en cercle de Mohr [13]

Le cercle I: représentation des contraintes à l'état repos.

$$\sigma_h = K \cdot \sigma_v$$

Le cercle II: représentation des contraintes à l'équilibre de la butée.

$$\sigma_p = K_p \sigma_v$$

Le cercle III: représente des contraintes à l'équilibre de la poussée.

$$\sigma_A = K_A \sigma_v$$

À partir du cercle de Mohr, on peut calculer les pressions sur les écrans sachant que : $\sigma_v = \gamma z$:

$$\sigma_A = \sigma_v \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

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

$$\sigma_p = \sigma_v \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

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

Pour un mur de hauteur H ; les résultats des efforts du butée et du poussée selon [13]

$$Q_a = 1/2 \gamma \cdot H^2 \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$Q_a = 1/2 K_A \cdot \gamma \cdot H^2$$

$$Q_p = 1/2 \gamma \cdot H^2 \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$Q_p = 1/2 K_p \cdot \gamma \cdot H^2$$

I.5 Évaluation des coefficients de poussée et de butée

I.5.1 Cas des sols pulvérulents (ex : sables)

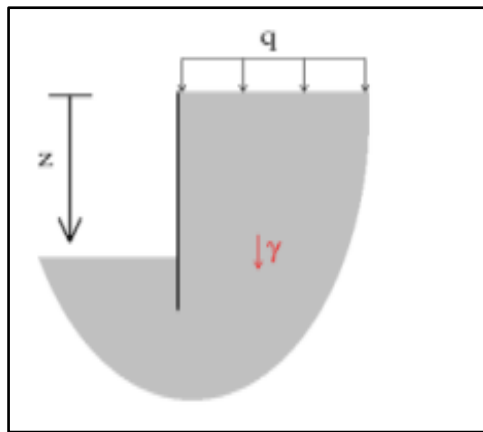


Figure I.15. Coefficients de poussée et de butée (cas des sols pulvérulents)

La contrainte principale qui est horizontale et définie par [14] :

$$\sigma_h' = K_0 \sigma_v'$$

Avec : K_0 : le coefficient des pressions latérales

$$\sigma_v' = q + \gamma z - u$$

γ : le poids volumique du sol

u : La pression interstitielle

Le calcul de la contrainte horizontale pour laquelle le cercle de Mohr est tangent au critère de rupture donne les relations [14] :

➤ En poussée :

$$\sigma'_{ha} = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \sigma'_v - \frac{2c'}{1 + \sin \phi'} = k_a \sigma'_v - 2\sqrt{k_a} c'$$

➤ En butée :

$$\sigma'_{hp} = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \sigma'_v - \frac{2c'}{1 + \sin \phi'} = k_p \sigma'_v - 2\sqrt{k_p} c'$$

Avec :

$$K_A = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} = \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right) \quad \text{et} \quad k_p = \frac{1}{k_a}$$

I.5.2 Cas des sols fins

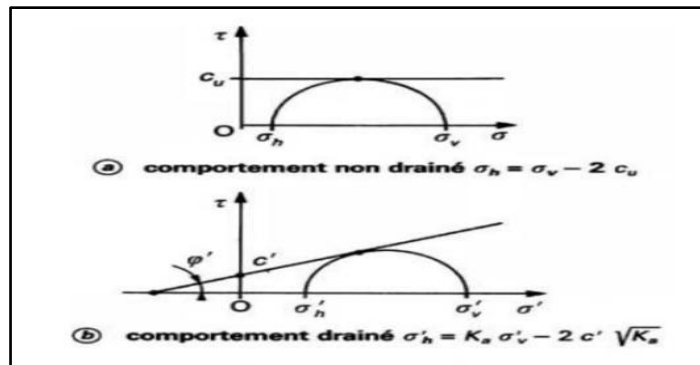


Figure I.16. Coefficients de poussée et de butée (cas des sols fins)

Ruptures à court et long terme d'un sol fin [15] :

- À court terme à la rupture :

$$\tau = C_u$$

- À long terme :

$$\tau = \sigma' \tan(\phi') + c'$$

I.6 Stabilité d'un ouvrage de soutènement et problèmes de désordre

Un mur de soutènement est intérieurement stable par la résistance à la rupture de ses composants sous l'influence de force de poids [16]. Les forces extérieures agissantes sont définis par groupe des moments apparaît sur le mur, le faisant basculer et tourner par rapport à sa base. Il existe trois types de stabilité externe (au renversement, au glissement, au poinçonnement) [17] .

I.6.1 Stabilité au renversement

C'est la rotation de l'ouvrage sur sa base due à son déplacement dû à la valeur du moment résistant du poids du sol et aux charges excessives (Figure I.17), donc sa structure doit être améliorée en fonction de la valeur de ce moment [17].

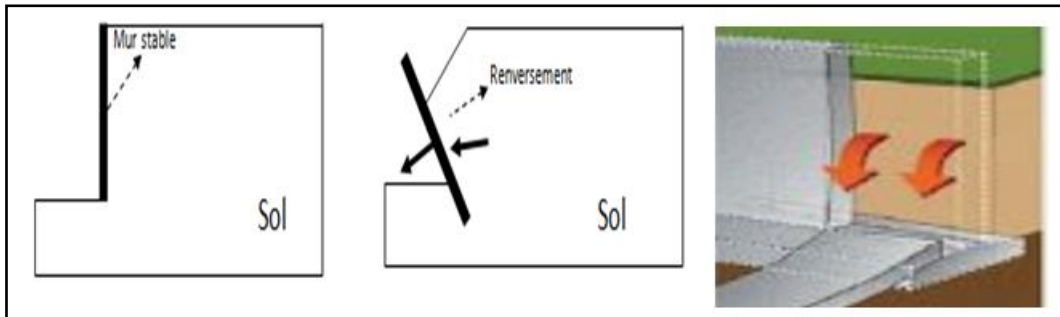


Figure I.17. Stabilité au renversement

I.6.2 Stabilité au glissement

Il s'agit du glissement de l'ouvrage sur sa base (Figure I.18), donc la poussée du sol et les charges excédentaires doivent être absorbées par les frottements mobiles sur la face inférieure de la semelle du mur.

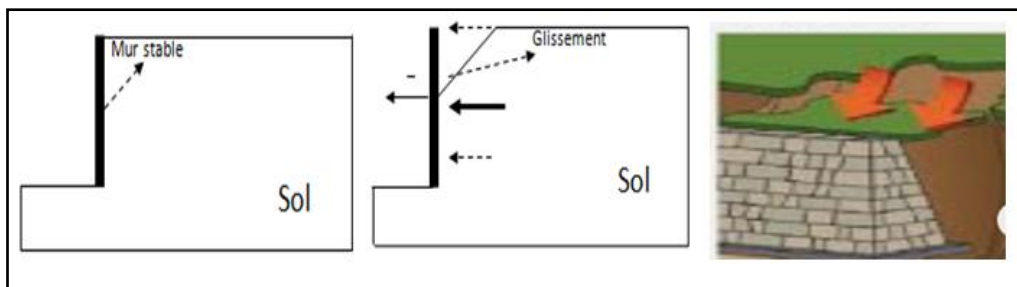


Figure I.18. Stabilité au glissement

I.6.3 Stabilité au poinçonnement

Il s'agit d'un endommagement de la structure dû à des charges excessives (Figure I.19), la conception du soubassement doit donc prendre en compte ce risque d'instabilité.

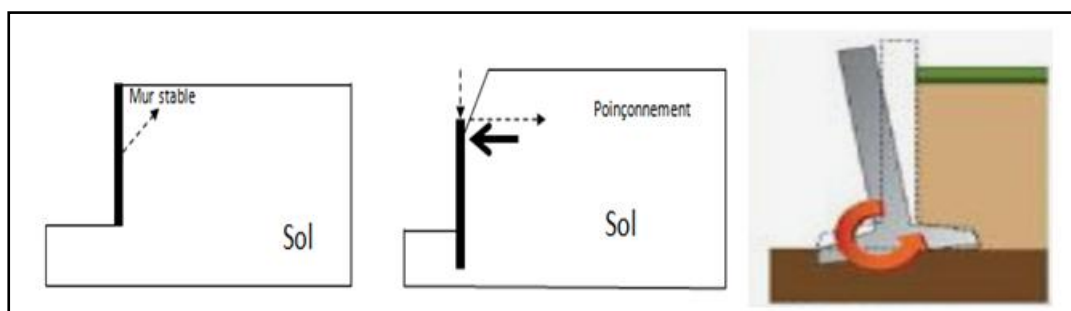


Figure I.19. Stabilité au poinçonnement

I.6.4 Les problèmes pouvant affecter les murs de soutènement

Une série de problèmes pouvant affectés les murs de soutènement sont illustrés à l'aide des exemples historiques.

I.6.4.1 L'effondrement du mur de soutènement de Noboribetsu au JAPON

Dans cet effondrement, nous parlons de dommages graves et successifs aux habitations, avec l'impossibilité de progresser ers la réparation pendant une période de cinq mois, ce qui s'est produit en juin 2023, plus précisément le deuxième jour et au petit matin, où un mur de 25 mètre de long et 4,5 mètre de haut (Figure I.20) s'est effondré et la raison exacte de son incapacité à résisté d'avantage et son ancienneté, il est construit il y a 43 ans [25].



Figure I.20. L'effondrement du mur de soutènement de Noboribetsu

I.6.4.2 Glissement de terrain sous l'effondrement de mur de soutènement à Bouzaréah (Algérie)

L'effondrement s'est produit sur un mur de soutènement à Alger en raison des travaux de construction de l'hôtel et d'une clinique entrepris par une entreprise privée, qui ont provoqué de graves dommages dues à un glissement de terrain (Figure I.21).



Figure I.21. L'effondrement de mur de soutènement à Bouzaréah

Le glissement de terrain s'est produit sur la route de l'Observatoire à Bouzaréah en raison de l'effondrement d'un mur de soutènement, emportant une partie de la route secondaire reliant les quartiers Amroune et Céleste et la destruction des canalisations d'eau [26].

I.6.4.3 L'effondrement de mur de soutènement sous séisme dans la zone métropolitaine de Tokyo (Japan)

Il y a eu l'effondrement de mur de soutènement sur les fondations des maisons, où se sont produits une série de dommages résultant du tremblement de terre de magnitude de plus de 5 sur l'échelle de Richter. Les post investigations ont montré également que la méthode de construction avait également un impact (Figure I.22). Il s'agit d'un simple tas de pierres soumis à des vibrations, et c'est ce qui a secondé le tremblement de terre dans l'effondrement de soutènement [27].



Figure I.22. L'effondrement de mur de soutènement à Tokyo

Vue les cas tirés de la littérature, on constate que le mur de soutènement, bien qu'il agisse comme un support pour la charge du sol ; et en lui-même vulnérable aux déformations et fractures, qu'elles soient dues à des dommages internes comme le mode de construction, ou à des dommages externes comme le tremblement des terres et ainsi de suite.

On peut donc dire que face à la situation dans laquelle les dangers des murs de soutènement augmentent, il faut sensibiliser la population à l'entretien et les autorités gouvernementales doivent agir de manière proactive.

I.7 Méthode de réduction des pressions des terres actives

L'optimisation des structures porteuses, telles que les barrages et les murs de soutènement, peut être obtenue en incorporant des matériaux innovants tels que les géosynthétiques en béton fibré (FRC). Pour le béton renforcé de fibres (FRC), ces matériaux offrent de nombreux avantages en termes de réduction de poids, de gestion des contraintes et d'amélioration de la durabilité. En combinant ces matériaux, il est possible d'améliorer les performances des structures tout en réduisant les impacts environnementaux et les coûts économiques.

Ces objectifs sont cohérents avec les tendances actuelles du génie civil et de la construction durable, et répondent aux besoins croissants de solutions innovantes et respectueuses de l'environnement dans le domaine de la construction. Ces solutions doivent être soigneusement planifiées et mises en œuvre, en tenant compte des spécificités de chaque projet pour garantir leur efficacité et leur sécurité.

Prenons notamment l'exemple de Géofoam. Géofoam est un matériau en polystyrène expansé (EPS) ou en polystyrène extrudé (XPS) (Figure I.23). Il est léger, solide et de faible densité. Il est souvent utilisé sous forme de blocs ou de panneaux dans la construction d'infrastructures. Sa faible densité réduit considérablement le poids des structures. Sa facilité d'installation a été exploitée pour accélérer le processus de construction et réduire l'impact sur la circulation, démontrant ainsi la rapidité et l'efficacité de l'installation.



Figure I.23. La géofoam

Géofoam offre de nombreuses opportunités pour améliorer les structures de soutènement et les infrastructures grâce à sa légèreté (Figure I.24). En explorant et en intégrant ces idées d'application, les ingénieurs et les architectes peuvent concevoir des solutions innovantes qui répondent aux besoins actuels en matière de performance structurelle, de durabilité environnementale et de rentabilité économique. L'utilisation de géofoam dans les structures de support peut être réalisée de différentes manières, en fonction des besoins spécifiques du projet, telles que la préparation du site, l'empilage de blocs et l'ajout de couches de protection. La géofoam peut améliorer la stabilité, réduire les contraintes et prolonger la durée de vie de d'un ouvrage de soutènement.

Pour en savoir plus sur l'efficacité de l'ajout de geofoam sur la stabilité des murs de soutènement notamment sur les pressions des terres actives, nous effectuons des simulations numériques à l'aide du programme de PLAXIS dans le dernier chapitre.



Figure I.24. Amélioration de soutènement avec la géofoam

I.8 Conclusion

Les murs de soutènement sont des structures conçues pour retenir le sol derrière eux et empêcher les glissements de terrain ou les effondrements. Sa conception et sa construction sont cruciales pour assurer son efficacité à long terme, en tenant compte de la conception appropriée du mur de soutènement qui assure la stabilité et la durabilité du mur. Cependant, elle nécessite un entretien régulier pour assurer sa sécurité à long terme.

Les géotechniciens ont utilisé différentes méthodes de calcul et modèles géotechniques pour évaluer la stabilité des murs de soutènement. Cela peut inclure des méthodes analytiques telles que des équations de pression active et passive du sol (méthodes dynamiques et statiques), des méthodes de limite d'équilibre ou des méthodes numériques telles que la méthode des éléments finis. Les ingénieurs ont également adopté de bonnes solutions pour améliorer la stabilité des ouvrages de soutènement en ajoutant des matériaux améliorés au mur, tels que la géofoam, qui absorbe la pression du remblai sur le mur et le stabilise. C'est que nous nous discuterons dans les chapitres suivants.

Chapitre II

┌ Méthodes de calcul
des pressions des terres
dans le cas statique └

II.1 Introduction

Les pressions statiques des terres sur les structures de soutènement sont fortement influencées par le déplacement relatif entre le mur et le sol. Dans le cas où le mur de soutènement se déplace vers le sol on trouve les pressions des terres passives (butée), lorsque le mur se déplace loin du sol derrière lui on trouve les pressions des terres actives (poussée) (Figure II.1) [18].

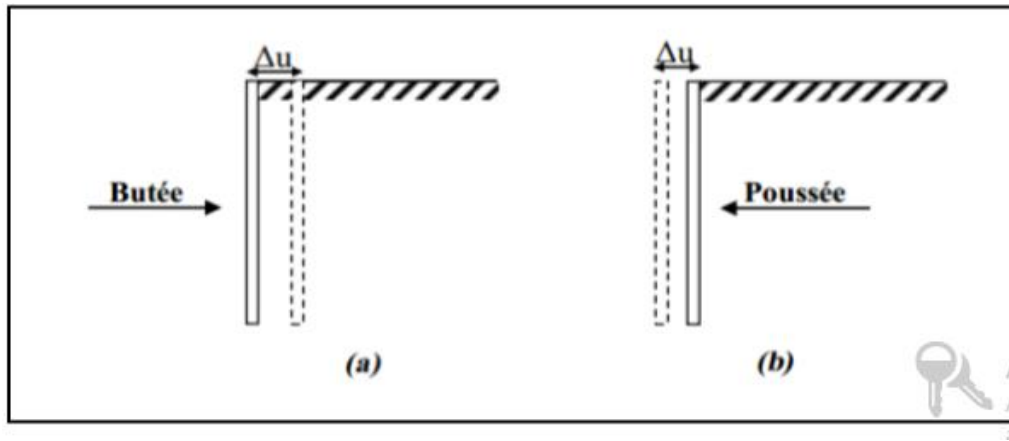


Figure II.1. Pressions horizontales derrière un écran de soutènement : (a) Etat de butée ;
(b) Etat de poussée

Et pour calculer ces pressions dans le cas statique, plusieurs méthodes sont utilisées telles que les théories de Rankine et de Colomb. On va étaler dans ce chapitre leurs hypothèses et diverses applications et la distinction entre elles ont été discutée.

II.2 Les facteurs influents sur les pressions des terres

Les facteurs influençant la répartition de pression des terres dépendent de [19]:

- Densité du massif, propriétés du sol et sa structure en couches,
- Angle de frottement interne du sol,
- Cohésion,
- Angle de frottement entre le sol et le mur,
- Flexibilité et inclinaison de l'écran,
- Nature du mouvement et possibilités de déformation,
- Rigidité du système de support,
- Historique des contraintes du sol,
- Résistance aux surcharges,
- Conditions aux limites,
- Conditions cinématiques.

II.3 Choix de l'angle de frottement sol-écran

On détermine l'angle de frottement (Tableau II.1) en fonction de [19]:

- La rugosité du parement,
- L'angle de frottement interne du sol φ ,
- le tassement relatif entre le mur et le sol,
- Pente du sol.

Tableau II.1. L'angle de frottement sol-mur en fonction de l'état de surface du parement [19]

Sol-mur	Angle de l'interface en fonction de l'état de surface du parement
Surface très lisse ou lubrifiées	$\delta = 0$
Surface peut rugueuse (béton lisse)	$\delta = 1/3 \varphi$
Surface rugueuse (béton projeté, acier....)	$\delta = 2/3 \varphi$
Parement fictifs inclinées	$\delta = \varphi$

L'angle δ est alors négatif dans le cas où l'ouvrage de soutènements est incliné avec une pression supérieure à celle du sol retenu. Dans tous les cas courants de murs en béton brut ou en maçonnerie, une valeur de $2/3 \varphi$ doit être respectée.

II.4 Méthodes de calcul des écrans de soutènement

II.4.1 Théorie de Coulomb

Cette théorie, déjà ancienne, permet la détermination de la force de poussée s'exerçant sur un écran d'orientation verticale ou inclinée [20].

- **Hypothèses :** Cette théorie dépend de [21] :
- le sol est homogène et isotrope ;
 - le mur est rigide ;
 - la surface de rupture est plane ;
 - l'angle de frottement entre le mur et le sol est connu ;
 - la cohésion n'est pas prise en compte.

II.4.1.1 Cas général : le sol est cohérent

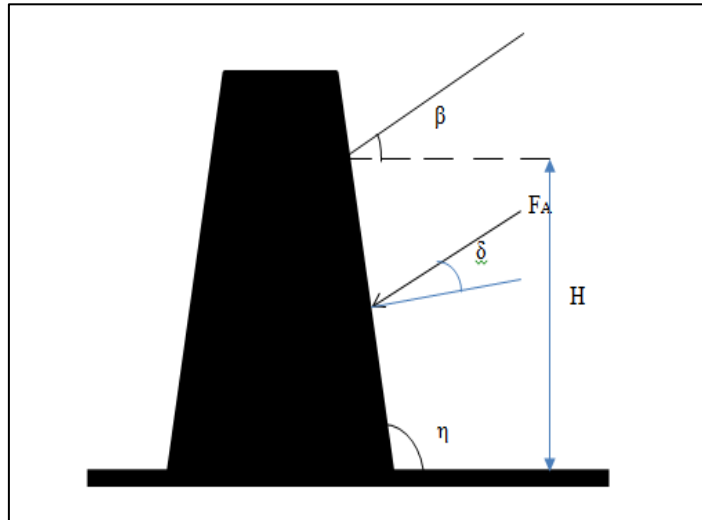


Figure II.2. Méthode de Colomb dans le cas général [20]

Où : $F_A = 1/2 \gamma H^2$

→
$$K_A = \frac{\sin^2(\eta - \phi)}{\sin^2 \eta \cdot \sin(\eta + \delta)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\eta + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\sin(\eta + \delta) \cdot \sin(\eta - \beta)}} \right]^{-2}$$

Où : le mur est lisse : ($\beta=0$; $\delta=0$; $\eta=\pi/2$) :

$$K_A = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

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

II.4.1.2 Force active dans le cas d'un mur vertical

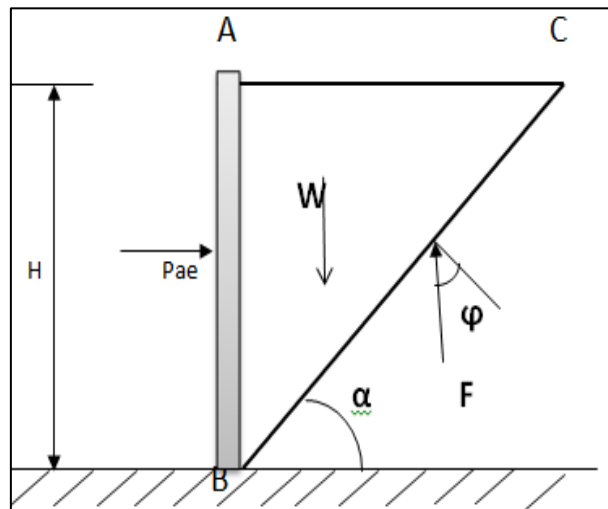


Figure II.3. La méthode de Coulomb : cas d'un mur vertical

On a :

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)}{\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A$$

Où :

- $\alpha = \pi/4 - \phi/2$
- $W = \frac{1}{2} \frac{\gamma H^2}{\tan \alpha}$

II.4.1.3 Etat actif - sols pulvérulents

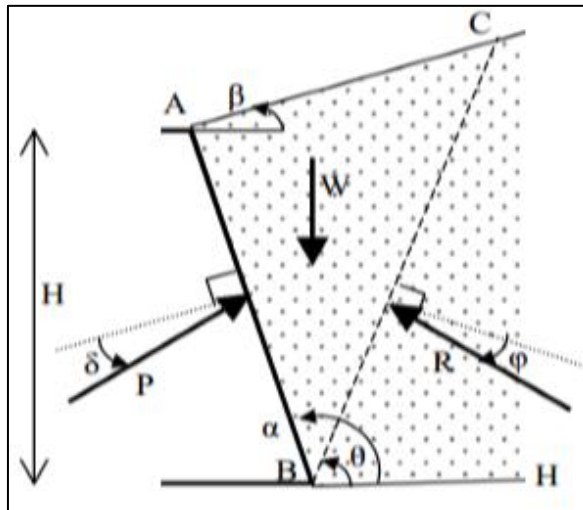


Figure II.4. Méthode de Coulomb : cas de sol pulvérulent (l'état actif) [20]

Alors que :

$$P_A = K_A \frac{1}{2} \gamma H^2$$

Où :

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

l'angle (W,P) = $\pi - \alpha - \delta$

l'angle (W,R) = $\theta - \varphi$

II.4.1.4 Effet de surcharge

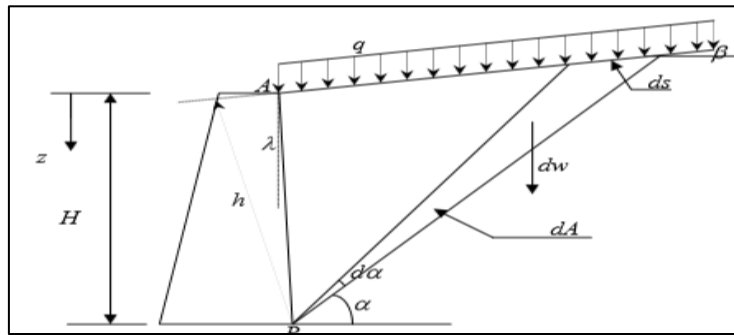


Figure II.5. Méthode de Colomb : effet de la surcharge [20]

Le poids modifié dw:

$$dw = \gamma dA + q ds + \cos\beta$$

q : charge uniforme

dA : section

γ : poids volumique du sol naturelle

$$dA = 1/2 h ds$$

$$ds = 2dA/h$$

$$dw = \left(\gamma + 2q \frac{\cos\beta}{h} \right) dA = \gamma' dA$$

modifié

γ' : Représente le poids volumique

$$\gamma' = \gamma + \frac{2q}{H} \frac{\cos\beta \cos\lambda}{\cos(\beta - \lambda)} \quad h = H \frac{\cos(\beta - \lambda)}{\cos\lambda}$$

II.4.2 Théorie de Rankine

Rankine (1860) a étudié l'équilibre de fracture pour chaque volume initial du coin coulissant. Les forces de poussée étaient basées sur la détermination de l'état de contrainte de la masse de sol derrière la structure porteuse [22].

➤ Hypothèses de la théorie de Rankine:

- Le coin coulissant était en équilibre presque parfait ;
- Les discontinuités introduites dans le sol par la présence du bouclier ne modifient pas la répartition des contraintes au sein du massif rocheux ;
- Sol semi-infini, homogène, isotrope ;
- Condition de déformation plane ;
- Courbe intrinsèque de Mohr-Coulomb ;
- Massif à surface libre plane [21].

Si le sol est saturé par la nappe phréatique de surface, le module de cisaillement de Rankine d'une pente sèche inclinée d'un angle β par rapport à l'horizontale est déterminé en calculant la force résultante agissant sur un plan vertical à une pente infinie, comme décrit par Terzaghi [16] :

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

II.4.2.1 Etat actif - sols pulvérulents :(c=0 et la surface est horizontale)

La pression active des terres se produit lorsque le mouvement du mur à travers le remblai est suffisant pour utiliser le coefficient de poussée K_A afin d'exploiter pleinement la résistance au cisaillement de la masse de sol derrière le mur [22]:

$$\sigma_A = K_A \cdot \gamma \cdot Z$$

Si les contraintes de cisaillement verticales et horizontales sont nulles, K_A est égal à :

$$K_A = \tan^2 (45 - \phi/2)$$

II.4.2.2 Etat actif - sols cohérents (cas général)

Selon [22], la pression active des terres est égale à:

$$\sigma_A = \gamma \cdot Z \cdot K_A - 2c \sqrt{K_A}$$

II.4.2.3 État passive (butée)

$$\sigma_0 = K_0 \cdot \gamma \cdot h$$

avec :

$$K_0 = \tan^2 \left(\frac{\tau}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_0 = 1 / K_A$$

Donc :

$$\sigma_A = \tan^2 (\tau/4 - \phi/2) \cdot \gamma \cdot Z - 2c \sqrt{\tan^2 (\tau/4 - \phi/2)}$$

$$\sigma_A = \tan^2 (\tau/4 - \phi/2) \cdot \gamma \cdot Z - 2c \tan (\tau/4 - \phi/2)$$



$$\sigma_0 = \tan^2 (\tau/4 + \phi/2) \cdot \gamma \cdot h + 2c \sqrt{\tan^2 (\tau/4 + \phi/2)}$$

$$\sigma_0 = \tan^2 (\tau/4 + \phi/2) \cdot \gamma \cdot h + 2c \tan (\tau/4 + \phi/2)$$

II.4.2.4 Effet de surcharge

Les surcharges régulières peuvent être traitées dans la méthode de Rankine sauf dans les cas illustrés sur (Figure II.6), qui sont calculés à l'aide de la formule élastique de Boussinesq, en fonction de la condition d'absence de surcharge.

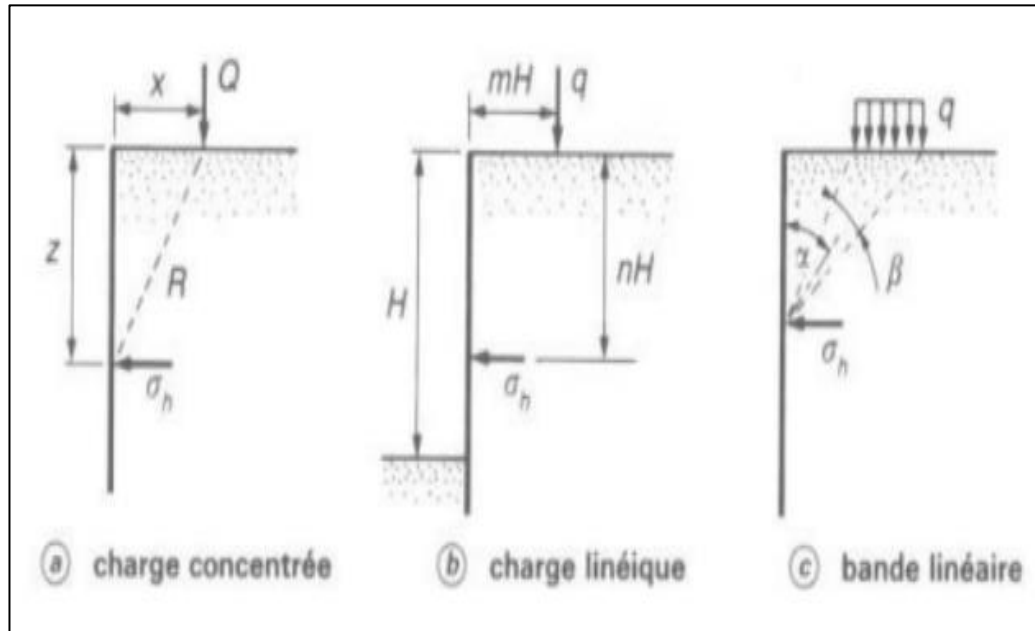


Figure II.6. Méthode de Rankine : effet des surcharges

$$a: \sigma_h = \frac{5}{2} \frac{Q}{\pi} x^2 \frac{z}{R^5}$$

$$b: \sigma_h = 1,27 \frac{q}{H} \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2} \text{ si } m > 0,4 \text{ et } \sigma_h = 0,203 \frac{q}{H} \frac{m}{(0,16 + n^2)^2} \text{ si } m < 0,4$$

$$c: \sigma_h = \frac{2}{\pi} q [(\beta + \sin \beta) \sin^2 \alpha + (\beta - \sin \beta) \cos^2 \alpha]$$

II.5 Comparaison entre les méthodes de calcul des pressions des terres statiques

➤ Méthode de Colomb :

- La zone de rupture est réduite à un plan.
- L'hypothèse de la rupture est relativement visible dans les sols pulvérulents (poussée) ; est non visible dans les deux cas : le sol cohérent (poussée) ; les cas des butées [23].

➤ Méthode de Rankine :

- Basé sur une zone complètement rupturée.
- l'hypothèse $\sigma_v = \gamma \cdot z$ est imprécise en raison de l'insignifiance du frottement.

➤ **Choix de la méthode :**

Le choix de méthode dépend de [23]:

- En cas où l'écran est vertical et la surface de massif est horizontal :
- On va choisir la méthode de Rankine, mais où l'hypothèse de frottement nul pour être loin de la réalité on utilise la méthode du Colomb.
- En cas où l'écran est incliné et la surface de massif est incliné : On va choisir la méthode de Colomb.

II.6 Autres méthodes de calcul des pressions des terres

II.6.1 Théorie de Boussinesq (la méthode spirale logarithmique)

Boussinesq garde les résultats de Rankine concernant la répartition des contraintes sur l'écran.

➤ **Les hypothèses de Boussinesq :**

- Parement intérieur rectiligne (λ) ;
- Surface du sol rectiligne (β) non surchargé ;
- Sol homogène pulvérulent $c=0$;
- Sol en équilibre plastique.

✓ **L'équilibre Rankine-Boussinesq**

- L'obliquité des contraintes est constante le long de l'écran OD. Cette obliquité est fixée à δ .
- La répartition des contraintes sur l'écran est triangulaire.

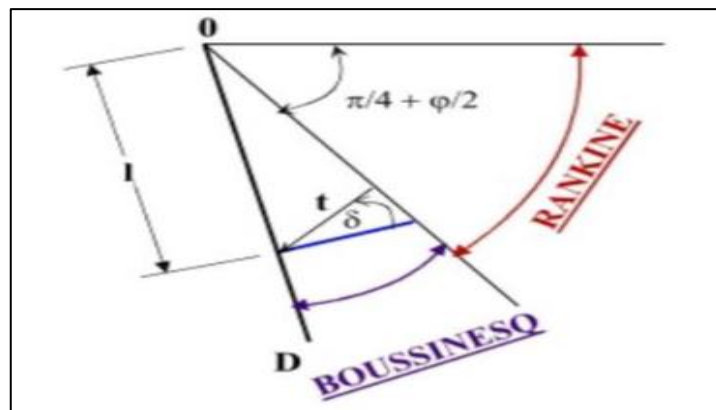


Figure II.7. L'équilibre Rankine-Boussinesq

➔ $T_a = K_a \times \gamma \times x$

II.6.2 Méthode de Sokolovski

Cette méthode étudie les zones plastiques et aborde spécifiquement les problèmes des environnements pulvérulents ou agglomérés (Tableau II.2). Cela nécessite de longs calculs pour chaque cas qui ne peuvent être effectués que sur ordinateur et ne facilite pas l'exploitation des résultats [24].

Tableau II.2. Valeur du coefficient K_A par la méthode Sokolovski

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

II.6.3 Méthode d'analyse limite

Cette méthode consiste à examiner le béton armé pour déterminer s'il existe un champ de contraintes équilibré dans la zone où la charge est appliquée. Cela prend en compte le fait qu'aucune condition d'écoulement plastique ne se produit en aucun point du mur et qu'aucune rupture plastique ne se produit même à l'approche de la limite inférieure. L'approche de la limite supérieure stipule que si la dissipation d'énergie externe est supérieure à la dissipation d'énergie interne, la charge est supérieure à la charge spécifiée et le plastique peut s'écouler librement.

Tableau II.3. Valeur du coefficient K_A par la méthode d'analyse limite

β	φ	20°			30°			40°			50°		
	δ	0°	10°	20°	0°	15°	30°	0°	20°	40°	0°	25°	50°
-30°	K_A	0.77	0.74	0.76	0.62	0.61	0.67	0.49	0.50	0.62	0.38	0.42	0.65
-15°		0.60	0.56	0.56	0.45	0.42	0.44	0.33	0.32	0.36	0.23	0.23	0.31
0		0.49	0.45	0.43	0.33	0.30	0.30	0.22	0.20	0.21	0.13	0.13	0.15
15°		0.41	0.37	0.34	0.24	0.21	0.21	0.13	0.12	0.12	0.06	0.06	0.06
30°		0.34	0.29	0.27	0.17	0.14	0.13	0.07	0.05	0.05	0.01	0.01	0.01

II.7 Exemples de calcul des pressions des terres statiques

II.7.1 Application de la méthode de Rankine

II.7.1.1 Présentation du cas étudié

Pour se familiariser avec la méthode de calcul des pressions statique des terres et les facteurs influents, nous présentons cet exemple, basé sur la méthode de Rankine. Il s'agit d'un mur poids de hauteur 6m qui soutient une masse du sol (Figure II.8). Le sol est défini par une cohésion est égale 1kn/m^2 avec un angle de frottement de 32° , une masse volumique 16.5Kn/m^3 , on applique une surcharge uniforme à la surface de sol d'intensité 20Kpa .

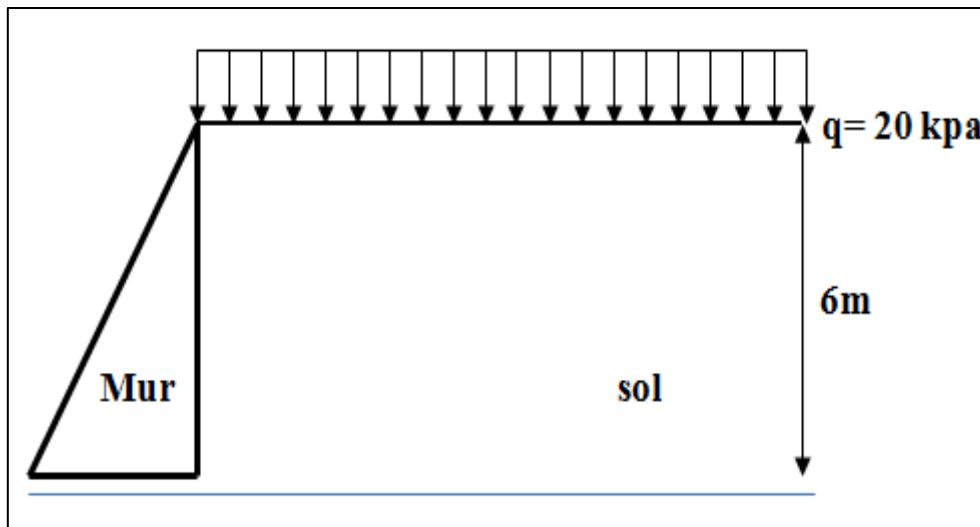


Figure II.8. Schéma d'un mur de soutènement subit une charge extérieure

II.7.1.2 Calcul des pressions (poussée)

L'expression de la contrainte de poussée dans le cas général :

a- Sans charge :

$$\longrightarrow \sigma_A = K_A \cdot \gamma \cdot z$$

Avec : $K_A = \tan^2(45 - \phi/2) = \tan^2(45 - 32/2) = 0.3$

Donc : $\sigma_A = 0.3 \times 18Z = 4.94Z$

C'est l'expression d'un graphique d'une fonction linéaire de la forme $y = a x$; après le calcul des contraintes dans les deux points ($z = 0$ et $z = 6$), on va tracer le graphique (Figure II.9).

$Z = 0 \longrightarrow \sigma_A = 0$

$Z = 6\text{m} \longrightarrow \sigma_A = 29.7\text{kn/m}^2$

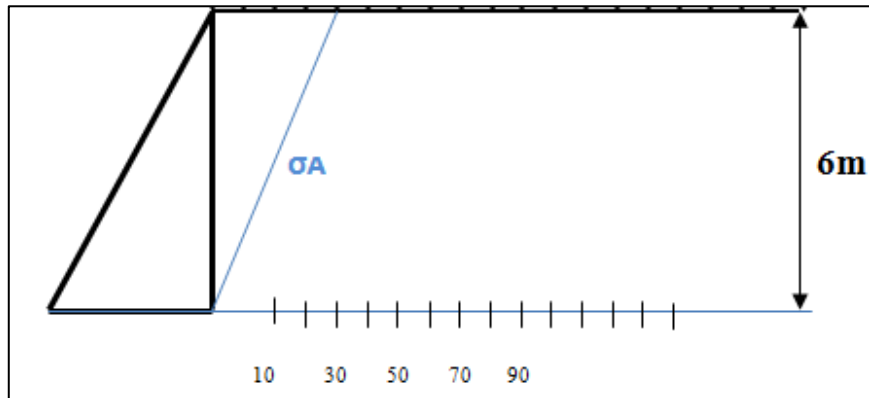


Figure II.9. Diagramme des pressions actives par la méthode de Rankine (cas sans charge extérieure)

b -Avec surcharge :

$$\longrightarrow \sigma_A = K_A \cdot \gamma \cdot z + q$$

Avec : $K_A = \tan^2(45 - \phi/2)$

$$\sigma_A = K_A (\gamma \cdot z + q) = K_A \cdot \gamma \cdot z + K_A \cdot q = 4.95 z + 6$$

C'est une représentation d'une fonction sous la forme : $y = ax + b$.

Après avoir calculé les pressions dans les deux points nous tracerons le graphique (Figure II.10) :

$$Z=0 \longrightarrow \sigma_A = 6 \text{ kn/m}^2$$

$$Z= 6\text{m} \longrightarrow \sigma_A = 35.7 \text{ kn/m}^2$$

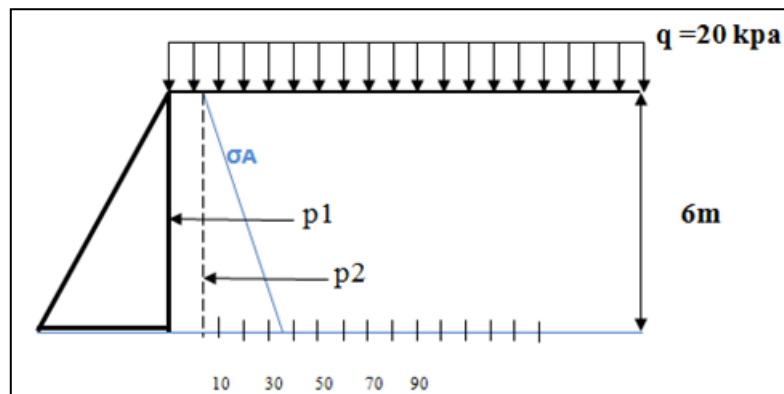


Figure II.10. Diagramme des pressions actives par la méthode de Rankine (cas avec charge extérieure)

Nous pouvons calculer les forces de poussée à partir du diagramme des pressions :

$$P1 = 6 \times 6 = 36 \text{ kn/ml}$$

$$P2 = (35.7 - 6) \times 6/2 = 88.8 \text{ kn/ml}$$

II.7.1.3 Influence des paramètres de cisaillement du sol

Dans cette section, on évaluera l'influence d'un paramètre de cisaillement de sol retenu (l'angle de frottement ϕ). Les résultats du calcul analytique de la contrainte horizontale (pression active) sont regroupés dans le Tableau II.4.

Tableau II.4. Valeur de la contrainte σ_A pour différentes valeurs de paramètres du sol

Les paramètres	$\phi = 32^\circ$	$\phi = 40^\circ$	$\phi = 25^\circ$
La contrainte σ_A	29.7	19.8	39.6

Après avoir changé l'angle de frottement, en remarque que la valeur de contrainte augmente lorsque les valeurs de ce paramètre sont diminuées.

II.7.2 Application de la méthode de Coulomb

Pour appliquer la méthode coulomb, on a contribué au calcul de la force des poussées sur la base d'un exemple d'analyse d'un mur de soutènement traité antérieurement. La géométrie et les paramètres du sol et de l'écran sont présentés dans la figure ci-dessous (Figure II.11) [25].

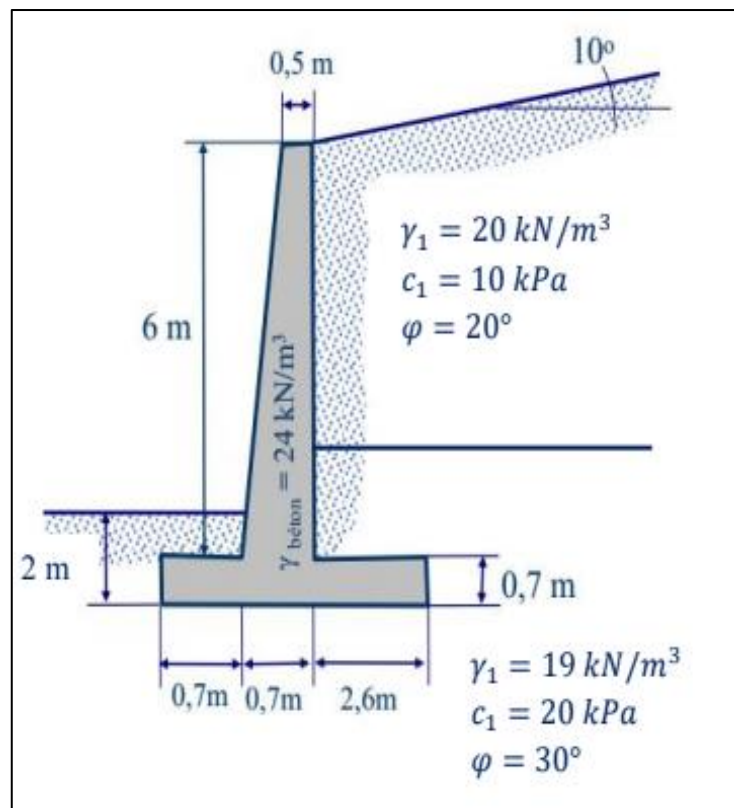


Figure II.11. Schéma d'un mur de soutènement (analyse de Coulomb)

II.7.2.1 Calcul des coefficients de poussée selon la théorie de Coulomb

Le coefficient de poussée pour le poids propre :

$$K_{ay1} = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda)}{\cos^2 \lambda \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta a) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\lambda - \delta a) \cos(\lambda + \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{ay2} = \frac{\cos^2(\varphi + \lambda)}{\cos^2 \lambda \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta a) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\lambda - \delta a) \cos(\lambda + \beta)}} \right]^2}$$

Le coefficient de poussée pour la cohésion :

$$K_{ac1} = \frac{2 \cos \lambda \cos \beta (1 - \operatorname{tg} \lambda \operatorname{tg} \beta) \cos(\lambda - \delta a)}{1 + \sin(\varphi + \delta a - \lambda - \beta)}$$

$$K_{ac2} = \frac{2 \cos \lambda \cos \beta (1 - \operatorname{tg} \lambda \operatorname{tg} \beta) \cos(\lambda - \delta a)}{1 + \sin(\varphi + \delta a - \lambda - \beta)}$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{ah} = k_{ay1} \cdot \gamma_1 \cdot h_1 - k_{ac1} \cdot c_1$$

$$\sigma_{ah} = k_{ay1} \cdot \gamma_1 \cdot h_1 - k_{ac1} \cdot c_1 - k_{ac2} \cdot c_2$$

Les paramètres des sols :

Sol 1 : $\varphi = 20^\circ$; $\gamma_1 = 20 \text{ kN/m}^3$; $c = 10 \text{ kN/m}^2$; $\delta = 2/3\varphi = 13.33^\circ$; $\beta = 10^\circ$; $\lambda = 0$

Sol 2 : $\varphi = 30^\circ$; $\gamma_2 = 19 \text{ kN/m}^3$; $c = 20 \text{ kN/m}^2$; $\delta = 2/3\varphi = 20^\circ$; $\beta = 10^\circ$; $\lambda = 0$

Les résultats de calcul des contraintes sont regroupés dans le Tableau II.6.

Tableau II.6. Résultats de calcul des pressions (méthode de Coulomb)

Paramètres de Sol	K _{ay}	K _{ac}	Σ _{ah}	
			h=0	h=3
Sol 01	0.51	1.37	-13.7 kN/m ²	31.69
			h = 4.45	h15
Sol 02	0.32	1.13	9.09kN/m ²	25.5kN/m ²

Forces de poussée :

Calculons maintenant les forces de poussée:

$$p1 = 31.69 * 3.112 = 49.28 \text{ kN/ml}$$

$$p1_h = p1 \cos (\delta\alpha + \beta) = 49.28 \cos (13.33 + 10) = 45.25 \text{ kN/ml}$$

$$p1_v = p1 \sin (\delta\alpha + \beta) = 49.28 \sin (13.33 + 10) = 19.52 \text{ kN/ml}$$

$$p2 = 9.09 * 2.7 = 24.54 \text{ kN/ml}$$

$$p2_h = p2 \cos (\delta\alpha + \beta) = 24.54 \cos (20 + 10) = 21.25 \text{ kN/ml}$$

$$p2_v = p2 \sin (\delta\alpha + \beta) = 24.54 \sin (20 + 10) = 12.27 \text{ kN/ml}$$

$$p3 = 16.42 * 2.72 = 22.17 \text{ kN/ml}$$

$$p3_h = p3 \cos (\delta\alpha + \beta) = 22.17 \cos (20 + 10) = 19.20 \text{ kN/ml}$$

$$p3_v = p3 \sin (\delta\alpha + \beta) = 22.17 \sin (20 + 10) = 11.09 \text{ kN/ml}$$

Les résultats analytiques d'après la méthode de Coulomb le résumé de calcul sont présentés sous forme d'un diagramme Figure II.12) et Tableau (Tableau II.7).

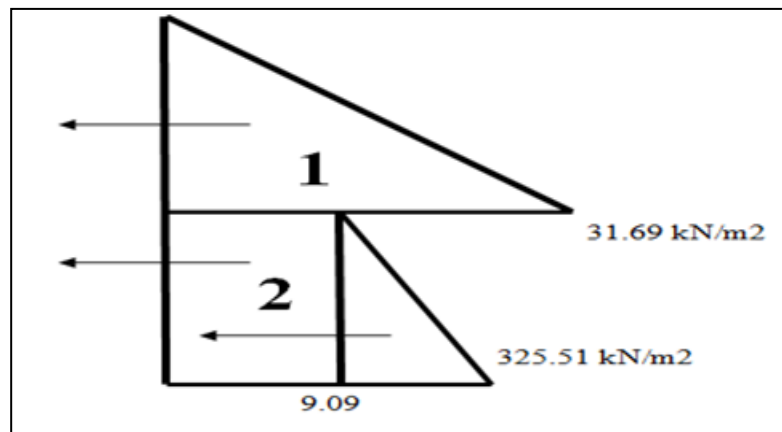


Figure II.12. Diagramme des contraintes derrière l'écran de soutènement (analyse de Coulomb)

Tableau II.7. Résultats de calcul des pressions (méthode de Coulomb)

Diagramme	Forces(kN/ml)	Horizontale	Vertical
1	49.28	45.25	19.52
2	24.54	21.25	12.27
3	22.17	19.2	11.09



II.8 Conclusion

Les méthodes de calcul de la pression du sol, en particulier les méthodes statiques, ont joué un rôle crucial dans la mécanique du sol et en particulier dans les calculs géotechniques. Les méthodes statiques prennent en compte des facteurs tels que les propriétés et l'homogénéité du sol, les charges appliquées et la géométrie des fondations pour déterminer la répartition des contraintes sur la surface du sol.

Dans notre recherche bibliographique, nous avons conclu que la méthode de Coulomb est très simple à appliquer, et qu'elle est susceptible de fournir des résultats acceptables dans les cas complexes suivants : une surface libre irrégulière ; surcharges locales ou distribuées.

Bien que les méthodes fournissent des informations précieuses sur l'interaction entre la structure du sol et la conception des fondations, elles nécessitent des paramètres d'entrée et des hypothèses précis et ne peuvent pas toujours prendre en compte les conditions de charge dynamique. Par conséquent, les méthodes dynamiques d'analyse de la pression du sol doivent être prises en compte pour garantir la sécurité, stabilité et l'efficacité des projets d'ingénierie souvent soumis aux séismes.

Chapitre III

 Méthodes de calcul
des pressions des terres
dynamiques 

III.1 Introduction

Les structures de soutènement jouent un rôle crucial dans le génie civil, fournissant un soutien vital aux structures et aux terrains adjacents. L'une des forces les plus importantes auxquelles ces structures doivent faire face est la pression exercée par le sol, en particulier la pression dynamique résultant des charges en mouvement telles que le vent, les vagues, les tremblements de terre et même les activités humaines. Cette pression dynamique représente un défi majeur dans la conception et construction de murs de soutènement, ce qui nécessite de comprendre en détail la détermination de la pression dynamique.

Dans ce chapitre, s'en concentre sur les méthodes d'analyse et de détermination des pressions actives dynamiques derrière les écrans de soutènement, on s'étale l'approche pseudo-statique (PSS) et l'approche pseudo-dynamique (PSD). Des exemples de calcul analytique de la pression dynamiques sont exposés afin de fournir un aperçu complet sur les démarches de détermination de ce type de pression.

III.2 Approche pseudo-statique

III.2.1 Présentation de l'approche pseudo-statique

C'est l'étude ou l'analyse statique équivalente des pressions des terres qui s'exercent sur un ouvrage de soutènement (mur de soutènement classique, parois moulées ou préfabriquées, rideaux de palplanches, murs ancrés ...) lors d'une sollicitation dynamique (Figure III .1 Cette dernière a été mis en œuvre sur le mur de soutènement après avoir supposé une cohésion nul, qui a été détruit après le passage d'une onde sismique qui a entraîné des mouvements relatifs des particules des sols.

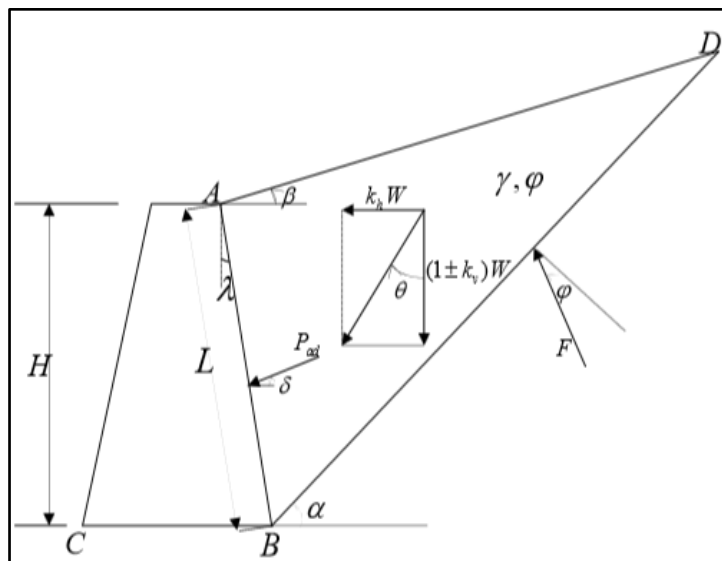


Figure III .1. Prisme de poussée : mur de soutènement déplaçable

Ces forces horizontale et verticale, sont données par les expressions suivantes :

$$K_h = k \tau \frac{an}{g}$$

an : Accélération nominale

τ : Coefficient topographique à l'aplomb du mur;

K : Coefficient qui dépend de l'amplitude de déplacement du mur (Tableau III .1) :

$$K_v = (0.3 \text{ ou } 0.4) K_h$$

Alors que:

Tableau III .1. Coefficient k (Coefficients sismiques) dépend de l'amplitude de déplacement du mur (AFPS 90)

Murs de soutènement	Coefficient k_v
Murs poids, cantilever (murs déplaçables)	0.4 K_h
Parois d'infrastructure de bâtiments (murs non déplaçables)	0.3 K_h
Parois ancrées	0.4 K_h

III.2.2 Méthode de Mononobe-Okabe

Cette méthode est une extension directe de la méthode de Coulomb décrite dans le chapitre précédant. Mononobe et Okabe ont adopté l'hypothèse de Coulomb, autrement dit:

- Le sol est homogène, non cohérent et sec.
- Le mur bouge suffisamment pour créer un état d'équilibre critique dans le massif en amont.
- Une surface de glissement se forme sur le massif amont, La zone qui traverse à plat la base du mur.
- le coin de la zone délimitée par cette surface de glissement et le mur qui la précède comme s'il s'agissait d'un objet rigide et homogène.

D'après la théorie de Coulomb-Rankine la poussée active statique est:

$$P_a = K_a \gamma \frac{L^2}{2} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{K_a}{\cos^2 \lambda}$$

$$\text{Où } K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda)}{\cos(\varphi + \lambda)} \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \beta) \cdot \sin(\varphi + \lambda)}{\cos(\delta + \lambda) \cdot \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2}$$

Si la masse de sol derrière le mur porte une charge uniformément répartie :

$$P_{ax}^{(q)} = qL \frac{1}{\cos(\beta - \lambda)} K_{ax}$$

Le principe de la méthode Mononobe-Okabe est de faire pivoter virtuellement l'ensemble du mur de terre avec un angle θ .

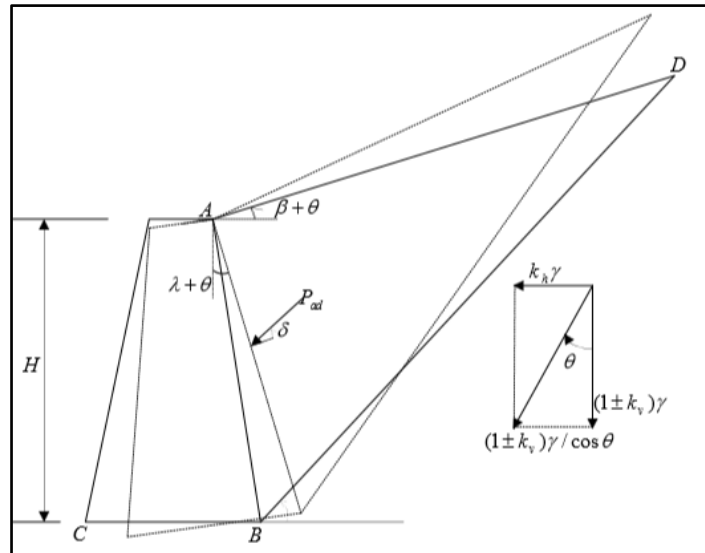


Figure III .2. Méthode de Monobe-Okabe : rotation θ du mur

La méthode de M-O donne une force de cisaillement totale dans le sol :

$$P_{ax} = \frac{1}{2} \gamma L^2 (1 \pm k_v) K_{ax}$$

Où :

$$K_{ax} = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta + \lambda + \theta)} \cdot \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \lambda + \theta) \cdot \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2}$$

$$\longrightarrow \varphi - \beta - \theta \geq 0$$

Remarque:

1- Pour $\theta=0$, D'après la situation statique, on sait que la pente du remblai ne peut pas dépasser l'angle de frottement interne ϕ .

2- Dans le cas d'un remblai horizontal $\beta=0$, nous trouverons le critère limite de cisaillement de Coulomb $\theta \leq \phi$.

Selon la pente β , les valeurs de coefficient de poussée dynamique est donné sous forme de diagramme présenté dans la figure ci-dessous (Figure III .3).

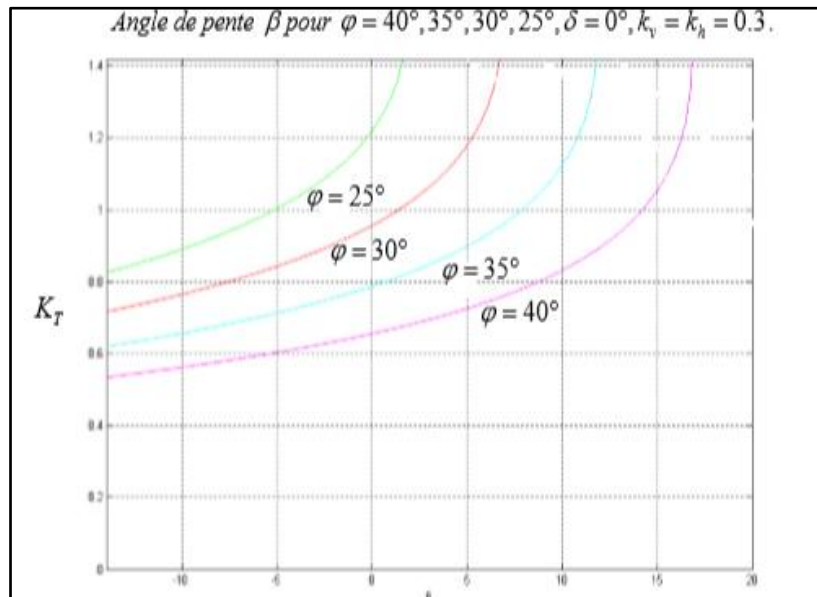


Figure III .3. Diagramme des angles de terres plein β extremums

La poussée globale du sol est obtenu par:

$$P_{ad} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_T$$



$$K_T = (1 \pm k_v) \frac{\cos^2(\varphi - \lambda - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta + \lambda + \theta)} \cdot \frac{1}{\left[1 + \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \lambda + \theta) \cdot \cos(\beta - \lambda)} \right]^2}$$

III.2.3 Diverses approches pseudo-statiques

L'approche pseudo-statique s'est rapidement répandue dans le monde entier. De nombreuses études extensions ont été réalisées par divers chercheurs. Nous présentons par la suite les études les plus importantes.

III.2.3.1 Méthode de kapila (1962)

- Dérivé de la méthode de Coulomb.
- Une méthode graphique pour évaluer le coefficient de poussée dynamique.
- appliqué à tout profil de sol sur une surface de massif avec ou sans surcharge.

III.2.3.2 Méthode de Prakash et Basavanna (1969)

Après avoir mené des expériences, la théorie de Kapila est modifiée en tenant compte des points suivants :

- Les contraintes hydrostatiques ne sont pas réparties dans le cas d'un mur brut, qui est affecté par l'angle d'inclinaison.
- L'accélération ne change pas ces pressions derrière le mur.

III.2.3.3 Méthode simplifiée de Seed

Est une méthode simplifiée proposée par Seed en 1969 (Figure III .4) qui permet un pré-dimensionnement rapide des murs de soutènement avec :

- $\phi \approx 35^\circ$ et $\beta = \lambda = \delta = 0$

il est empiriquement reconnu que l'augmentation de la pression dynamique est égale à l'inertie de la force du coin.

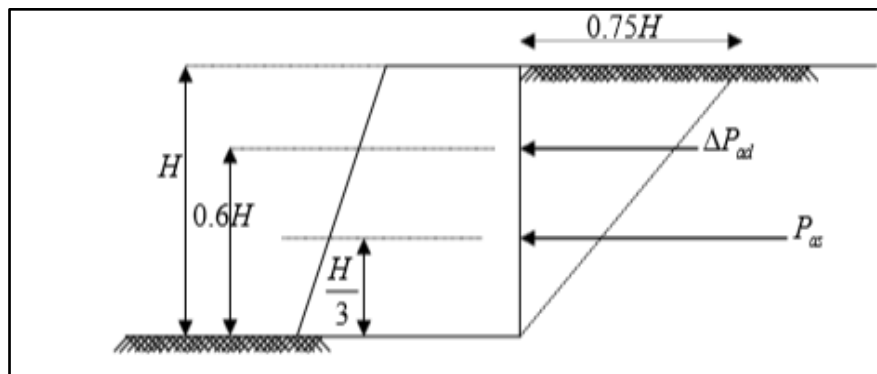
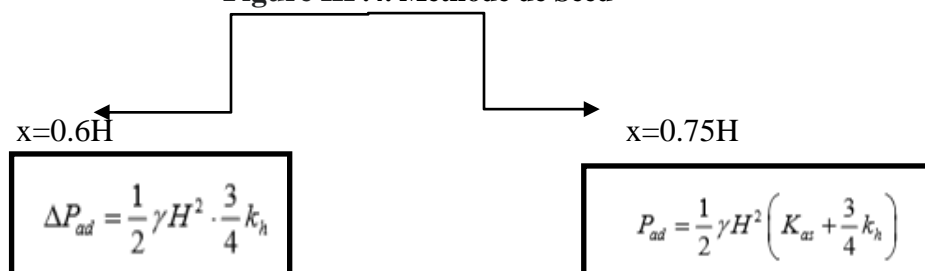


Figure III .4. Méthode de Seed



III.2.3.4 Méthode de Richards et Elm (1979)

On reprenant les hypothèses de Mononobe-Okabe :

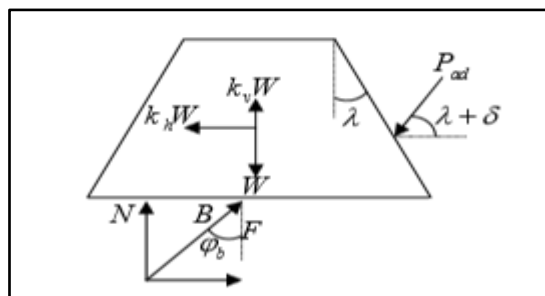
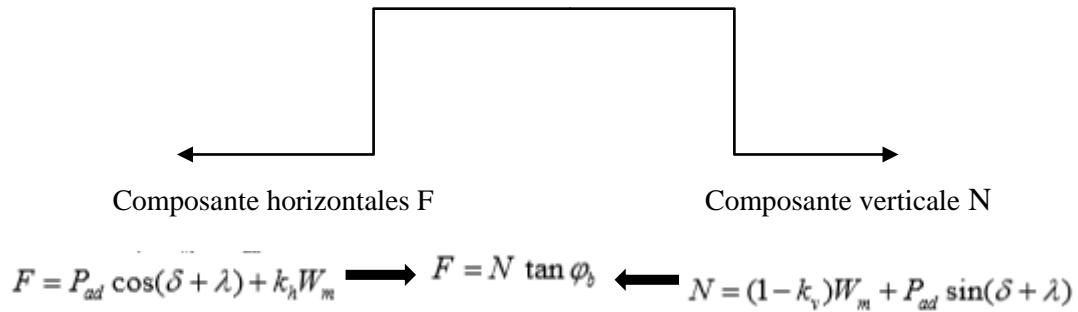


Figure III .5. Méthode de Richards et Elms



- Il est nécessaire de s'assurer la stabilité statique du mur vis-à-vis du glissement :

a- Le poids limite du mur

$$W_m^i = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{ad} \left(\frac{\cos(\delta + \lambda) - \sin(\delta + \lambda) \tan \varphi_b}{\tan \varphi_b - \tan \theta} \right)$$

$$W_m^i = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{ad} C_{id}$$

avec : $k_h^i = (1 - k_v) \tan \varphi_b$

$$C_{id} = \frac{\cos(\delta + \lambda) - \sin(\delta + \lambda) \tan \varphi_b}{(1 - k_v) \tan \varphi_b - k_h}$$

b- Le poids de mur

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{as} C_{is}$$

À partir de « a » et « b », on peut définir les trois facteurs de stabilité de mur :

$$F_W = \frac{W^i}{W} = \frac{(1 - k_v) K_{ad} C_{id}}{K_{as} C_{is}} = F_T F_I \quad F_T = \frac{(1 - k_v) K_{ad}}{K_{as}} \quad F_I = \frac{C_{id}}{C_{is}}$$

III.2.3.5 Méthode d'Evangelista et al (2010)

Ils ont introduit une nouvelle méthode pseudo statique (Morisson et Ebeling (1995), Soubra (2000) et Kumar (2001), Choudhury et al (2002) nommée « New stress pseudostatic plasticity solution NSPPS ».

L'angle de frottement du sol, la rugosité des parois, l'inclinaison de la pente, l'accélération sismique horizontale et verticale sont pris en compte.

Dans un sol sec non cohésif et de densité spécifique, il est maintenu par une paroi en porte-à-faux.

- $k_v=0 \longrightarrow k_h$ signifie que l'effet d'inertie est vers la paroi

- la pente $\beta=0 \longrightarrow \sigma_v = \gamma.z \quad \tau_v = k_h \cdot \gamma.z$

III.3 Approche pseudo dynamique

III.3.1 Présentation de l'approche pseudo dynamique

Il s'agit d'une approche qui permet de déterminer les charges dynamiques dans le temps et d'évaluer l'effet de renforcement des remblai derrière les ouvrages de soutènement.

III.3.2 diverses approches pseudo dynamique

III.3.2.1 Méthode de Steedman et Zeng (1990)

Où ont-ils pris en considération un mur de soutènement rigide vertical soutenant un remblai d'angle de frottement de φ (Figure III .6).

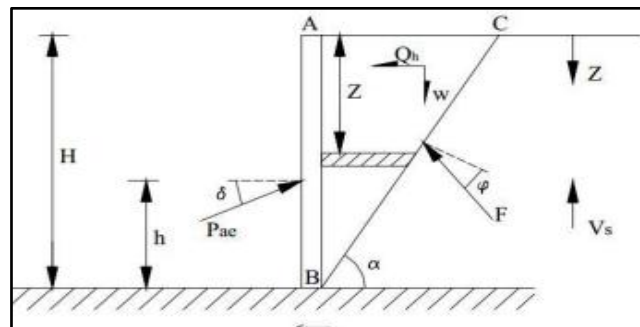


Figure III .6. Méthode de Steedman et Zeng

La valeur de l'accélération harmonique totale

$$a_h(z,t) = a_h \sin \left[\omega \left(t - \frac{H-z}{V_s} \right) \right]$$

$$Q_h(t) = \int_0^H m(z) a_h(z,t) dz$$

$$P_{ac}(t) = \frac{W \sin(\alpha - \varphi) + Q_h(t) \cos(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)}$$



$$= \frac{\lambda \gamma a_h}{4\pi^2 g \tan \alpha} \left[2\pi H \cos w\zeta + \lambda (\sin w\zeta - \sin w\tau) \right]$$

Quant à la force dynamique, son point d'influence est exprimé par l'équation et donné dans la Figure III .7 :

$$h_d = H - \frac{2\pi^2 H^2 \cos \omega \zeta + 2\pi \lambda H \sin \omega \zeta - \lambda^2 (\cos \omega \zeta - \cos \omega t)}{2\pi H \cos \omega \zeta + \pi \lambda (\sin \omega \zeta - \sin \omega t)}$$

Avec : $\lambda = TV_s$ et : $\zeta = 1 - H/V_s$.

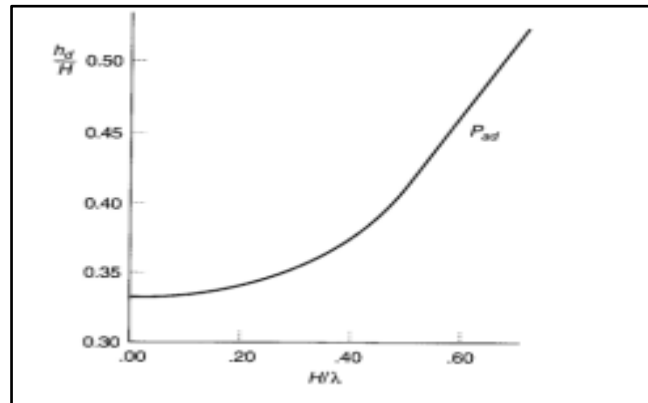


Figure III .7. Variation du point d'application de la force pseudo dynamique active

Cette méthode montre que la distribution de la pression sismique est non linéaire, contrairement à l'hypothèse de l'approche de Mononobe Okabe selon laquelle la pression sismique totale a une distribution linéaire. La figure suivante (Figure III .8) montre les distributions de pression attendues en utilisant les deux méthodes.

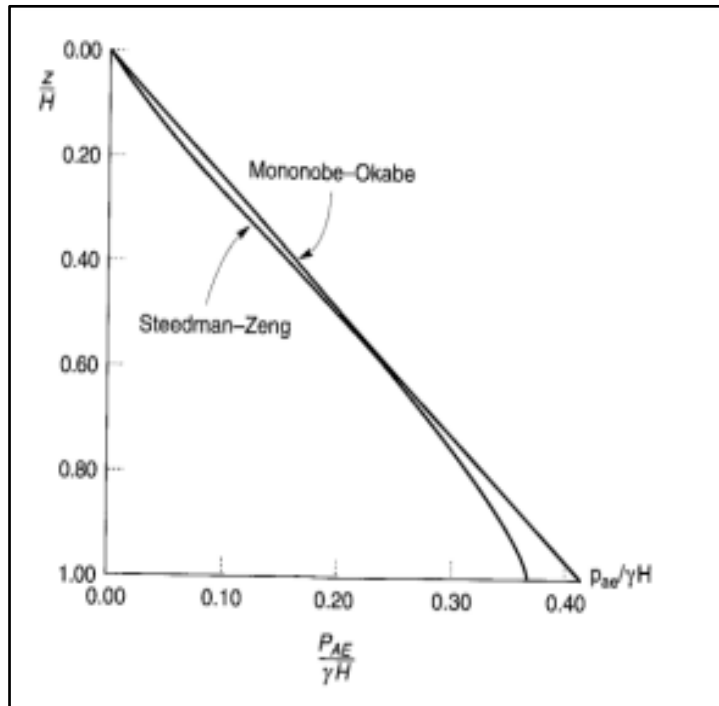


Figure III .8. Les résultats de distributions des pressions de terres normalisées de Mononobe Okabe et de Steedman et Zeng

III.3.2.2 Méthode de Choudhury et Nimbalkar (2006)

Il s'agit d'une étude qu'il a menée pour étudier les effets de la variation de l'angle de frottement, de l'angle de pente et des vitesses de propagation horizontale V_p et V_s du sol de remblai sur les ondes sismiques longitudinales et la propagation verticale et la direction des ondes de cisaillement et accélération sismique.

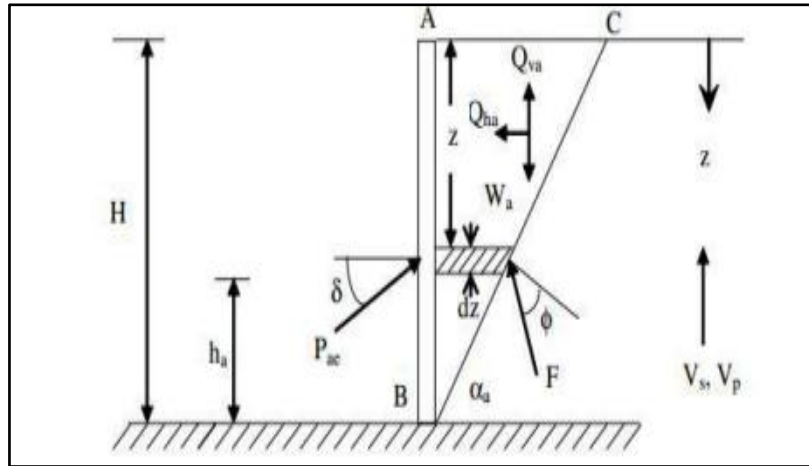
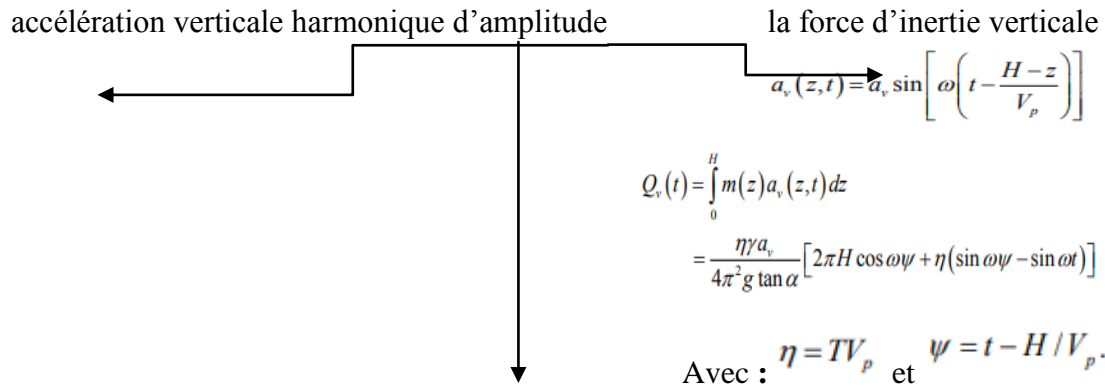


Figure III .9. Méthode de Choudhury et Nimbalkar



La distribution de pression active sismique :

$$P_{ac}(t) = \frac{\partial P_{ac}(t)}{\partial z} = \frac{\gamma z}{\tan \alpha} \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} + \frac{k_h \gamma z}{\tan \alpha} \frac{\cos(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \sin \left[w \left(t - \frac{z}{V_s} \right) \right]$$

$$- \frac{k_v \gamma z}{\tan \alpha} \frac{\cos(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \sin \left[w \left(t - \frac{z}{V_p} \right) \right]$$

Après le calcul de la force d'inertie verticale et la distribution de pression active sismique, on détermine la poussée active totale :

$$P_{ac}(t) = \frac{W \sin(\alpha - \varphi) + Q_h(t) \cos(\alpha - \varphi) - Q_v(t) \sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)}$$

Le coefficient sismique actif est défini comme:

$$K_{ae} = \frac{2P_{ae}}{\gamma H^2}$$

$$K_{ae} = \frac{1}{\tan \alpha \cos(\delta + \varphi - \alpha)} + \frac{k_h}{2\pi^2 \tan \alpha} \left(\frac{TV_s}{H} \right) \times \frac{\cos(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \times m_1 - \frac{k_v}{2\pi^2 \tan \alpha} \left(\frac{TV_p}{H} \right) \times \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\sin(\delta + \varphi - \alpha)} \times m_2$$

Où

$$m_1 = \left[2\pi \cos 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{H}{TV_s} \right) + \left(\frac{TV_s}{H} \right) \left(\sin 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{H}{TV_s} \right) - \sin 2\pi \left(\frac{t}{T} \right) \right) \right]$$

$$m_2 = \left[2\pi \cos 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{H}{TV_p} \right) + \left(\frac{TV_p}{H} \right) \left(\sin 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{H}{TV_p} \right) - \sin 2\pi \left(\frac{t}{T} \right) \right) \right]$$

La PSS de la méthode MO est équivalent au PSD lors de la limite le calcul PSD :

$$\lim_{v_s \rightarrow \infty} (Q_h)_{\max} = \frac{\gamma H^2 a_h}{2g \tan \alpha} = \frac{a_h}{g} W = k_h W$$

$$\lim_{v_p \rightarrow \infty} (Q_v)_{\max} = \frac{\gamma H^2 a_v}{2g \tan \alpha} = \frac{a_v}{g} W = k_v W$$

III.3.2.3 Méthodes de Ghanbari et Ahmadabadi (2010)

C'est la base de la méthode de Choudhury et Nimbalkar (2007) pour déterminer la répartition de pressions sismiques dans les tranches horizontales « Horizontal Slice Method » (Figure III .10). Comme ils ont montré que ce n'était pas déterminé la répartition de la pression active le long de la hauteur du mur.

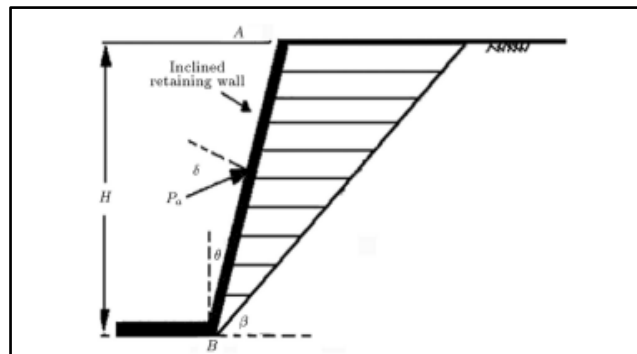
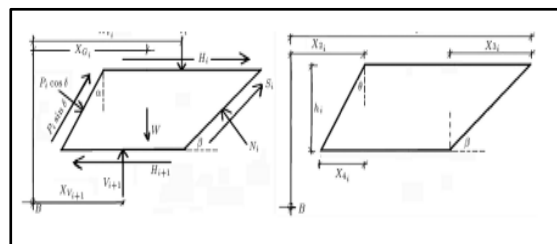


Figure III .10. Méthode PSD des tranches horizontales selon Ghanbari et Ahmadabadi

Les forces sismiques verticale et horizontale sur ième tranche sont :

$$F_{hi} = a_h(z, t) w_i$$

$$F_{vi} = a_v(z, t) w_i$$



III.4 Exemple de calcul des pressions actives dynamique

Pour en savoir plus sur les méthodes de calcul des pression dynamique des terres, nous vous présentons cet exemple tiré de la littérature, traitant dans une zone sismique, un mur de soutènement en gabion de hauteur 5.0 m caractérisé par les données géométriques suivantes: $\beta = +15^\circ$, $\lambda = +10^\circ$ et $\delta = \varphi/2 = 20$ (Figure III .11) . Le mur a été conçu pour résister aux forces de poussée sismique induites par une accélération sismique telle que $\delta h = 0.20$ et $\delta v = 0.05$.

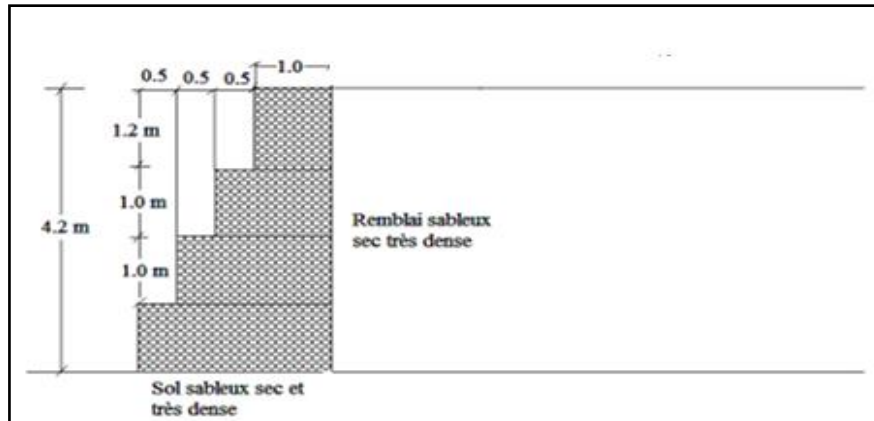


Figure III.11. Schémas de calcul d'un mur de soutènement sous séisme

L'inclinaison μ du vecteur poids volumique équivalent par rapport à la verticale est telle que: $v h \tan \delta \mu + = 1$ ce qui donne $\mu = 10.78^\circ$.

III.4.1 Calcul par la méthode de Monobe-Okabe

Le principe de calcul par cette méthode est présenté sur la Figure III .12.

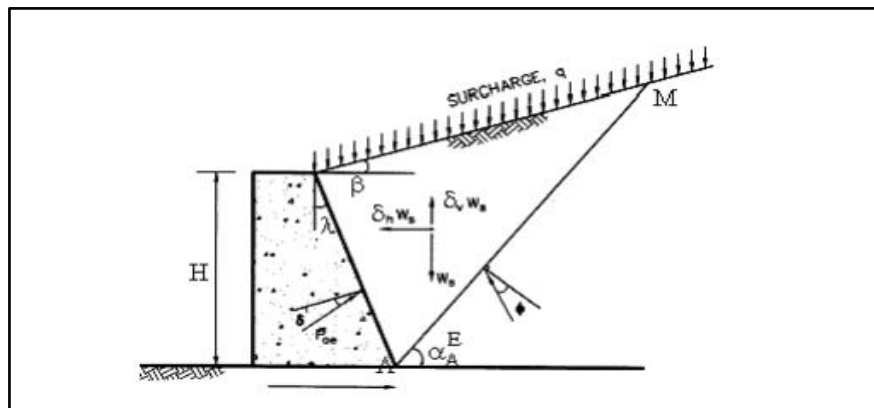


Figure III.12. Principe de la méthode de Monobe-okabe

Le coefficient de poussée sismique :

$$K_{Ay}^E = \frac{\cos^2(\varphi - \mu - \lambda)}{\cos \mu \cos^2 \lambda \cos(\delta + \lambda + \mu) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \mu - \beta)}{\cos(\delta + \lambda + \mu) \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2}$$

La force de poussée sismique :

$$F_{Ay}^E = \frac{1}{2} K_{Ay}^E (1 + \delta_v) \gamma H^2$$



$$K_{Ay}^E = 0.527$$

$$F_{Ay}^E = \frac{1}{2} K_{Ay}^E (1 + \delta_v) \gamma H^2 = 110.67 \text{ kN/m.}$$

III.4.2 Calcul par la méthode de Richards et Elms

Cette méthode consiste à déterminer d'abord la composante de l'accélération horizontale qui provoque un déplacement horizontal particulier de 5 mm pour de tels systèmes.

$$d = 8.7 \times 10^{-4} \frac{V_{\max}^2}{a_{\max}} \left[\frac{\delta_h}{a_{\max}} g \right]^{-4} \text{ donc } \delta_h = 0.04.$$

Considérons $\delta_v = \delta_h/2 = 0.02$, ce qui aboutit à $\mu = 2.24^\circ$ et $K_A^{\gamma E} = 0.359$.

$$W_{\min} = \frac{1}{2} K_{Ay}^E \gamma H^2 \frac{\sin(\delta + \lambda) \text{tg} \delta_B - \cos(\delta + \lambda)}{\text{tg} \mu - \text{tg} \delta_B} = 151.2 \text{ kN/m.}$$

Un coefficient de sécurité de 1.50 sur le poids du mur, on obtient:

$$W = 1.5 W_{\min} = 226.78 \text{ kN/m.}$$

$$F_{Ay}^E = \frac{1}{2} K_{Ay}^E (1 + \delta_v) \gamma H^2 = 73.23 \text{ kN/m.}$$

III.4.3 Calcul par la méthode pseudo-statique de Seed et Whitman

Seed et Whitman (1971) ont proposé une méthode approchée pour déterminer le point d'application de la force sismique $0.6H$ à partir de la base de la face du mur.

On peut déduire la profondeur à partir de ce point par rapport à la tête du mur comme suit :

$$Z_A^{\gamma} = H - \frac{F_A^{\gamma} \frac{H}{3} + \Delta F_A^{\gamma} (0.6H)}{F_{Ay}^E} = 5 - \frac{65.4 \frac{5}{3} + 7.83 \times (0.6 \times 5)}{73.23} = 3.2 \text{ m.}$$

Le coefficient de poussée statique est 0.327 et la force de poussée est :



$$F_A^{\gamma} = \frac{1}{2} K_A^{\gamma} \gamma H^2 = 65.4 \text{ kN/m.}$$

La force de poussée statique par unité de longueur du mur est:

$$\Delta F_{A\gamma} = F_{Ay}^E - F_A^{\gamma} = 73.23 - 65.4 = 7.83 \text{ kN/m.}$$

En résumé les résultats de calcul (Tableau III .2).

Tableau III .2. Résultats de calcul de la force de pression dynamique pour différents approches pseudo-statique

La méthode	P- S de Mononobe-Okabe	P-S de Richards et Elms	P-S de Seed et Whitman
Force de poussée dynamique (Kn/m/ml)	110.67	73 .23	65.4

Déaprès les clculs, iles clair de dire que la méthode de Mnonobe-Okabe est le plus sécuritaire (la méthode la plus favorable) car elle surestime la pression dynamique des terre actives.

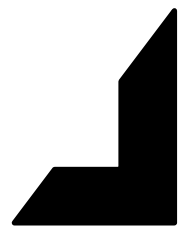
III.5 Conclusion

En conclusion, la détermination de la pression dynamique exercée par le sol sur les écrans est d'une grande importance dans la conception et la construction de structures de soutènement résistants et durables. Il apparaît clairement tout au long de cette recherche bibliographique que la pression dynamique représente un défi complexe, découlant de différentes sources de charges mobiles et nécessitant une approche intégrée de la mécanique des sols, de la dynamique des structures et de la modélisation numérique. En effet, cette synthèse de littérature souligne l'importance de la recherche continue et de la collaboration entre les professionnels du génie civil et de la géotechnique, les chercheurs et les universitaires pour relever les défis complexes associés à la détermination des contraintes dynamiques sur les murs de soutènement.

Cependant, grâce aux progrès technologiques et aux méthodologies modernes disponibles et avec l'essor informatique, il est possible d'évaluer avec précision l'impact de ces charges dynamiques et de concevoir des structures de soutènement capables de résister efficacement aux contraintes induites. De nos jours, les progmmes de calcul adoptant les méthodes numériques sont amplement utilisés pour estimer les pressions actives dynamiques. Par conséquent, le chapitre suivant sera réservé à des simulations numériques menuées par le code en éléments finis PLAXIS 2D afin de traiter des murs de soutènement en discutant les techniques de réductions des pressions dynamiques souvent ils sont soumis.

Chapitre VI

┌ Méthodes numériques
de calcul des pressions
des terres



IV.1 Introduction

Le calcul numérique joue un rôle important dans les études géotechniques. La modélisation numérique est un outil puissant pour décrire, expliquer ou prédire le comportement d'une structure. La géotechnique utilise une série de diverses méthodes numériques pour calculer les pressions au sol, telles que : la méthode des éléments finis (MEF) (et la méthode des éléments finis (MDF).

La méthode des éléments finis (MEF) c'est la méthode qui a de nombreuses applications pratiques dans le domaine du génie mécanique, géotechnique et génie civil. Elle traite des théories, des méthodes et des outils utilisés pour résoudre tout problème physique pouvant être modélisé mathématiquement et formulé par des systèmes d'équations aux dérivées partielles accompagnés de conditions aux limites et souvent faire appel à des codes spécifiques.

À titre d'exemple de ses codes : PLAXIS, un logiciel puissant de modélisation et d'analyse par éléments finis de problèmes géotechniques 2D et 3D (contraintes, déformations, stabilité en mécanique des sols et des roches). Ses applications sont très variées, incluant les travaux d'excavation, les barrages, les fondations, les remblais, et les ouvrages de soutènement.

Ce logiciel s'est développé au fil du temps, et dans cette étude nous utilisons la version de PLAXIS V22 pour estimer les pressions des terres sous conditions statiques et la version V8.2 pour l'étude dynamiques.

IV.2 Présentation de PLAXIS 2D V22

Il s'agit d'un programme basé sur une méthode de calcul pour différents types d'applications géotechniques, qui contient une interface graphique pratique qui permet aux utilisateurs de saisir des informations sur la structure d'étude et de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis.

Le système d'unités de stockage interne utilisé par PLAXIS pour effectuer les calculs de toutes courbes de section, rapports ou méthodes garantira que les résultats et les unités correspondantes sont corrects.

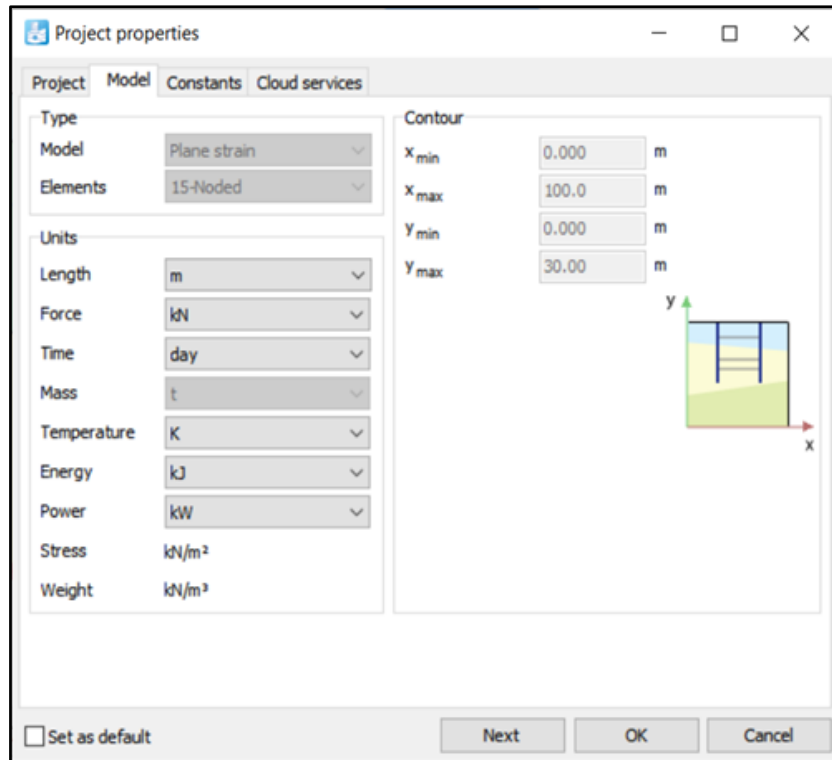


Figure IV.1. Le système d'unités de stockage interne utilisé par PLAXIS

Uns des principaux modèles de calcul disponibles dans PLAXIS V22 :

- Analyse plastique ;
- Analyse dynamique ;
- Calculs de consolidation ;
- Calculs de rupture.

PLAXIS V22 offre une gamme de modèles de sol avancés y compris :

- Le modèle Mohr-Coulomb,
- Le modèle Cam-Clay,
- Le modèle Hardening Soil,
- Modèle hypoplasique
- Modèle de rupture hydraulique
- Modèle Plax Flow

Ces modèles de sol sont accompagnés de paramètres spécifiques qui doivent être déterminés à partir de données d'essais de laboratoire ou sur le terrain. Le choix du modèle dépend de la nature du sol, des conditions de chargement et des objectifs de l'analyse géotechnique dans PLAXIS V22.

PLAXIS 2D se compose 4 sous-programmes :

- le programme d'entrée « PLAXIS Input » ;
- le programme de sortie « PLAXIS Output » ;
- programme de calcul « calculations » ;
- programme des courbes « PLAXIS curves ».

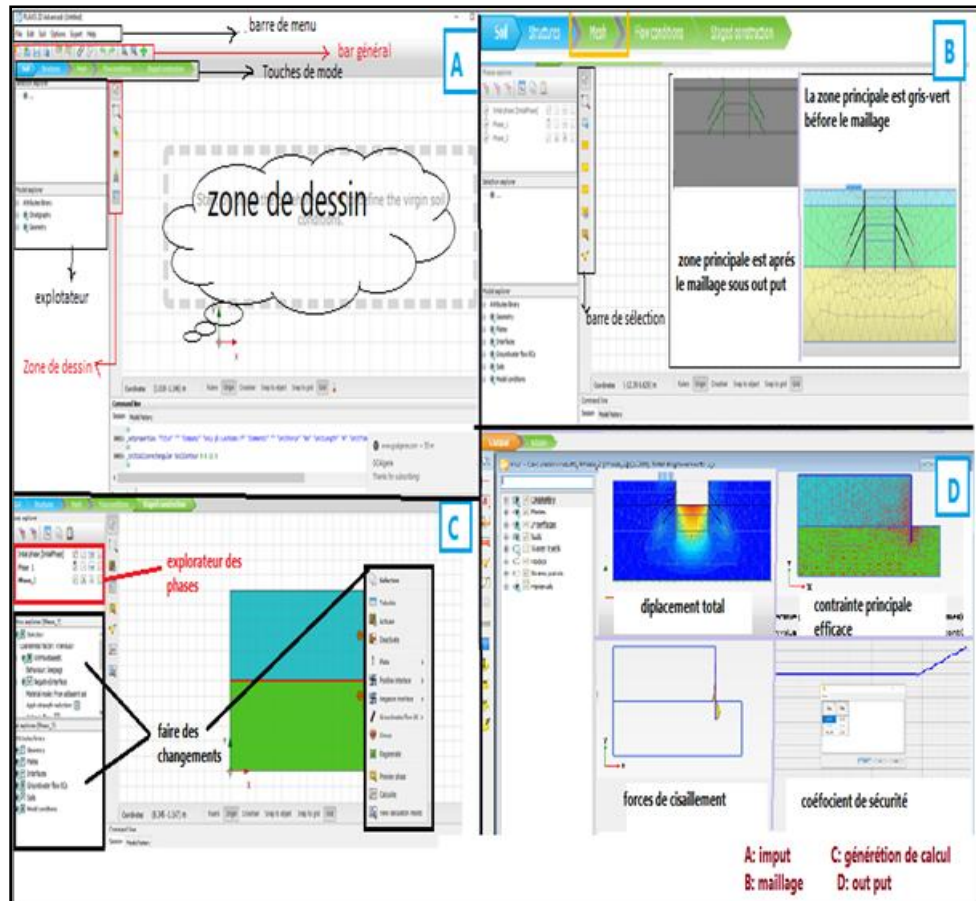


Figure IV.2. Les 4 sous-programmes de programmes de PLAXIS

La réalisation d'une analyse géotechnique typique implique plusieurs étapes. Voici les principales étapes générales que vous pouvez suivre lors de l'utilisation de PLAXIS :

- Préparation du modèle ;
- Définition des propriétés matérielles ;
- Définition des conditions aux limites ;
- Application des charges ;
- Paramétrage de l'analyse ;
- Exécution de l'analyse ;
- Analyse des résultats ;
- Validation et interprétation.

Ces étapes vous guideront tout au long du processus d'analyse géotechnique dans PLAXIS V22, en vous permettant de modéliser, simuler et analyser divers scénarios géotechniques de manière efficace et précise. En résumé, PLAXIS V22 est une solution complète pour la modélisation numérique avancée des problèmes géotechniques, offrant des fonctionnalités puissantes pour la simulation et l'analyse du comportement des sols et des structures dans une grande variété de conditions et d'environnements géotechniques.

IV.3 Présentation de la modélisation numérique

Cette recherche présente la création du modèle géotechnique en saisissant les caractéristiques de base de la structure à étudier pour analyser l'état statique et dynamique du comportement du mur de soutènement en l'absence et avec inclusion d'un matériau spongieux (polystyrène) à savoir la géofoam (EPS) additionnée entre le mur et le remblai tout en étudiant son effet sur les pressions du sol.

Le cas étudié est extrait du recueil des travaux présentés dans une conférence internationale « Geohazards Proceedings of the IGC 2018 ».

Les dimensions de cette construction sont : la dalle du mur de soutènement mesure 6 mètres de haut et est enterrée dans le sous-sol à 2 mètres de profondeur pour une épaisseur de 0.85 mètre. Pour créer un mode de rupture approprié dans le coulis, le matériau de coulis a été étendu à 12 m derrière le mur.

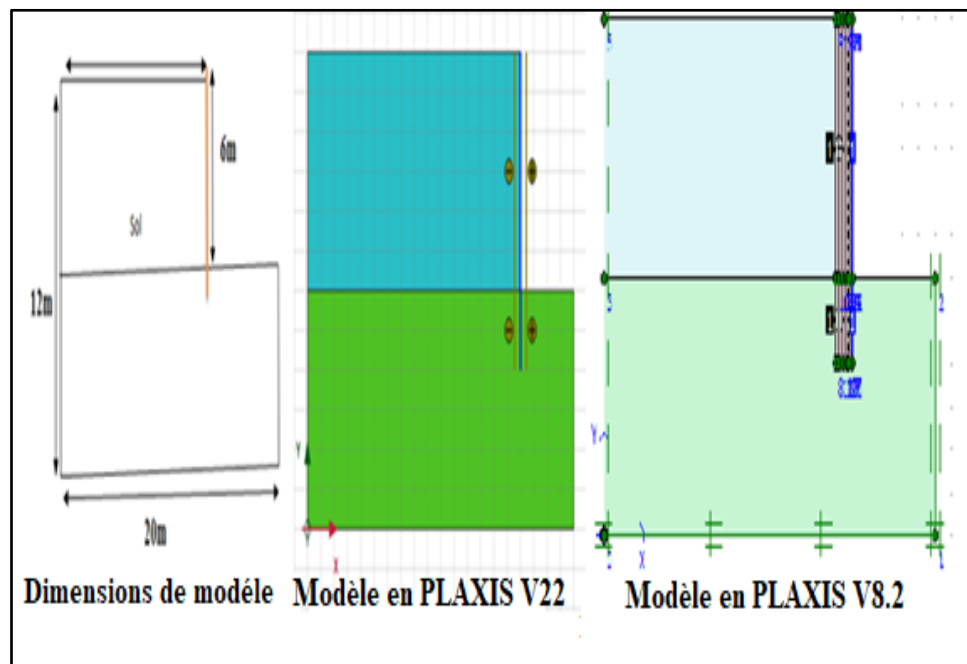


Figure IV.3. Géométrie de modèle de cas d'étude


IV.4 L'analyse statique par PLAXIS V22

IV.4.1 Modélisation de mur avec le remblai

IV.4.1.1 Ajustez les propriétés



PLAXIS nécessite des paramètres d'entrée pour permettre des calculs et une enquête complète et appropriée afin de fournir des résultats plus réalistes et



raisonnables en cliquant sur la fenêtre  :

Identification			Identification			Identification		
remblai A			sol de fondation B			mur C		
Soil model: Mohr-Coulomb			Soil model: Mohr-Coulomb			Material type: Elastic		
Drainage type: Drained			Drainage type: Drained			Colour: RGB 0, 0, 255		
Colour: RGB 42, 190, 198			Colour: RGB 78, 194, 36			Comments:		
Comments:			Comments:			Unit weights		
Unit weights			Unit weights			w	kN/m ³	20,40
Y _{unset}	kN/m ³	16,50	Y _{unset}	kN/m ³	22,00	EA ₁	kN/m	4,250E6
Y _{sat}	kN/m ³	16,50	Y _{sat}	kN/m ³	22,00	EA ₂	kN/m	4,250E6
E' _{ref}	kN/m ²	40,00E3	E' _{ref}	kN/m ²	50,00E3	E ₁	kN/m ²	4,999E6
v (nu)		0,3000	v (nu)		0,3000	E ₂	kN/m ²	4,999E6
c' _{ref}	kN/m ²	1,000	c' _{ref}	kN/m ²	100,0	EI	kN/m ³ /m	256,0E3
φ' (phi)	°	32,00	φ' (phi)	°	30,00	v (nu)		0,1500
ψ (psi)	°	0,000	ψ (psi)	°	0,000	d	m	0,8502

Figure IV.4. Les propriétés du mur, remblai et de la fondation sous PLAXIS

IV.4.1.2 Génération de maillage



Le mode Grille permet un ajustement automatique et manuel du maillage, ainsi que la génération automatique de maillages réguliers et irréguliers. Cette étape se fait en cliquant sur  Pour créer le maillage, cliquez sur  pour voir les résultats.

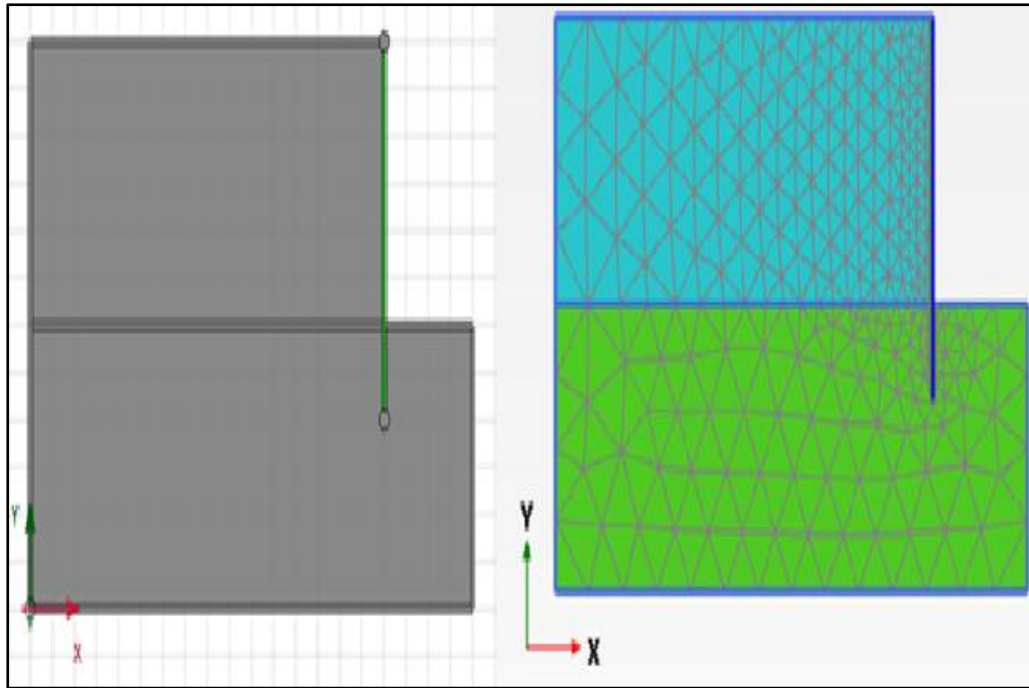


Figure IV.5. Résultat de maillage en PLAXIS

IV.4.1.3 Génération de calcul



Après la génération du maillage, les conditions initiales doivent être générées

Le calcul consistera deux phase.

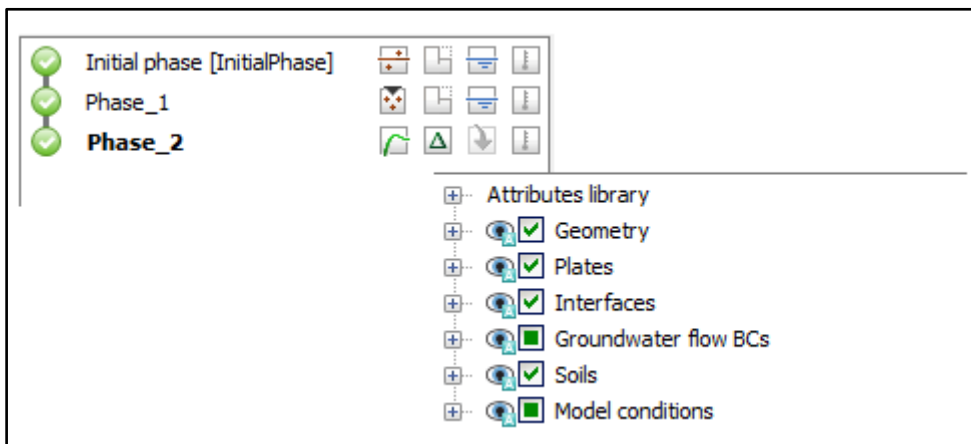




Figure IV.6. Conditions initiales et phases de calcul

IV.4.1.4 Les résultats de calcul



Qui est inclus dans l'interface en cliquant sur  pour appliquer le calcul et en

cliquant sur  pour afficher les résultats.

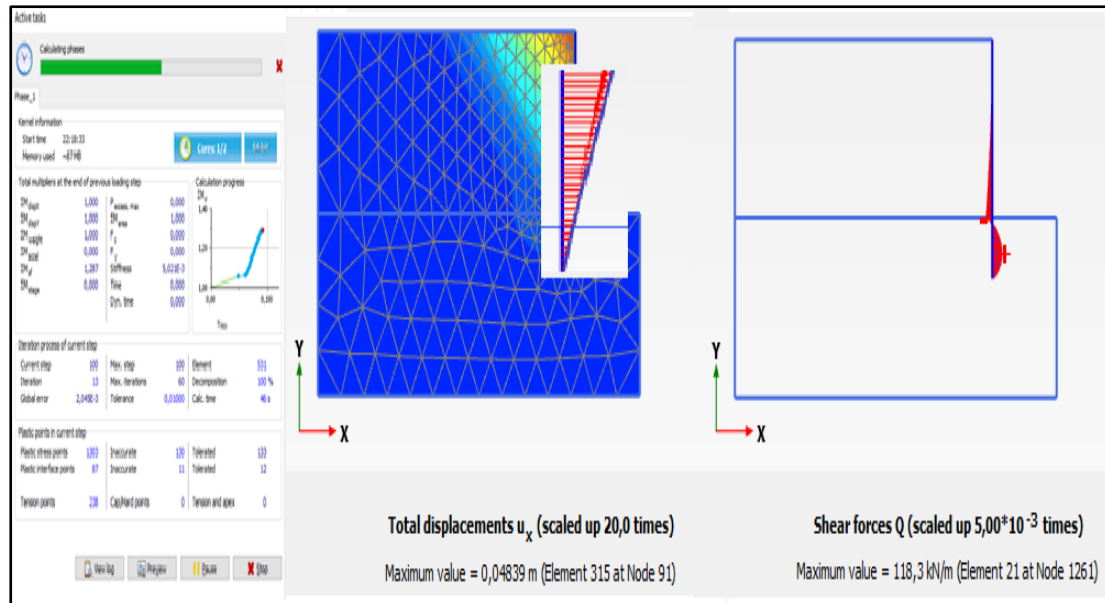



Figure IV.7. Interface des résultats de calcul en out put de PLAXIS

Ces résultats obtenus montrent que le coefficient de sécurité est égale 0.632 qui était affiché après avoir cliqué sur  :

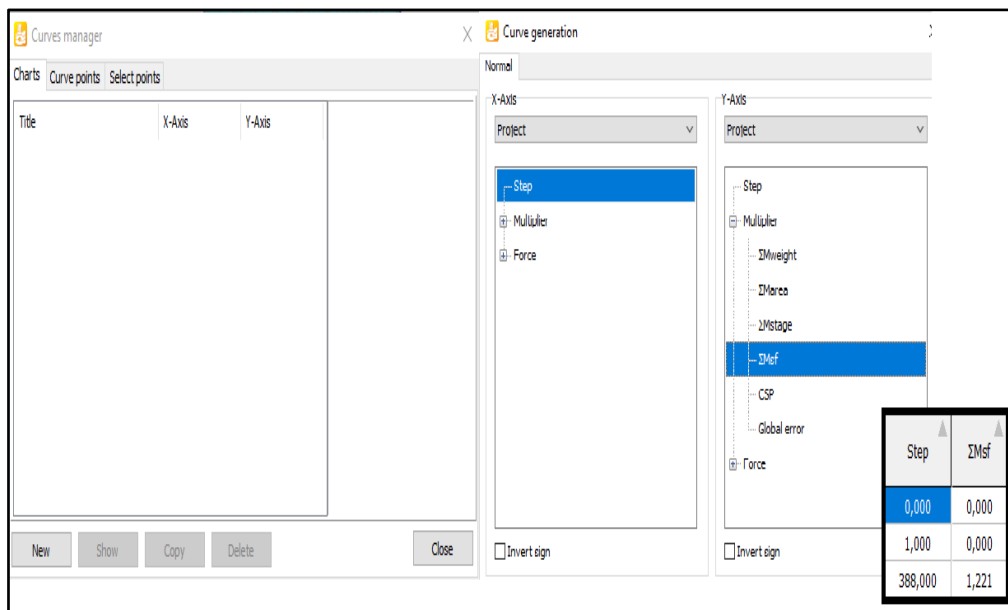


Figure IV.8. L'affichage de coefficient de sécurité en plaxis

➤ **Calcul analytique (Méthode de Rankine) :**

$$\sigma_A = K_A \cdot \gamma \cdot z$$

Avec : $K_A = \tan^2(45 - \phi/2) = \tan^2(45 - 32/2) = 0.3$

Donc : $\sigma_A = 0.3 \times 16.5 \times (6) = 30.4$

➔ $F_a = 1/2(\sigma_A) \times h = 91.2 \text{ kN/m}^2$

Après avoir terminé le calcul analytique et l'analyse numérique, nous constatons qu'il contient un réseau déformé qui a donné une contrainte maximale de 118kN/m^2 selon la méthode des éléments finis, et la méthode Rankine a donné une valeur de 91kN/m^2 . Il est clair qu'une pression latérale constante du sol sur le mur a été obtenue, ce qui semble être la même par la méthode Rankine et PLAXIS V22.

IV.4.2 Modélisation de mur avec la géofoam et sol

ESP (Expanded Polystyrene) est un matériau en polystyrène expansé, souvent utilisé dans la construction pour ses propriétés d'isolation thermique et acoustique ainsi que pour sa légèreté. Dans le contexte de notre question, "ESP 20cm" fait référence à une couche de polystyrène expansé d'une épaisseur de 20 centimètres.

Quant au "20cm de géofoam", la géofoam est également un matériau en polystyrène expansé, mais spécialement conçu pour des applications géotechniques et de construction. Il est léger mais possède une résistance suffisante pour être utilisé dans des projets de soutènement, de remblai ou de stabilisation des sols. Dans ce cas, "20cm/15cm de géofoam" signifie qu'une couche de géofoam de 20 /15 centimètres d'épaisseur est intégrée dans les murs de soutènement, ce qui peut contribuer à réduire les contraintes sur le mur de soutènement et à améliorer sa stabilité. Il peut également être utilisé pour réduire la déformation et les contraintes sur le mur, améliorant ainsi sa durabilité à long terme. En bref, l'ESP et la géofoam sont utilisés dans les murs de soutènement pour plusieurs raisons, notamment l'isolation, la réduction des contraintes sur le mur et l'amélioration de sa stabilité.

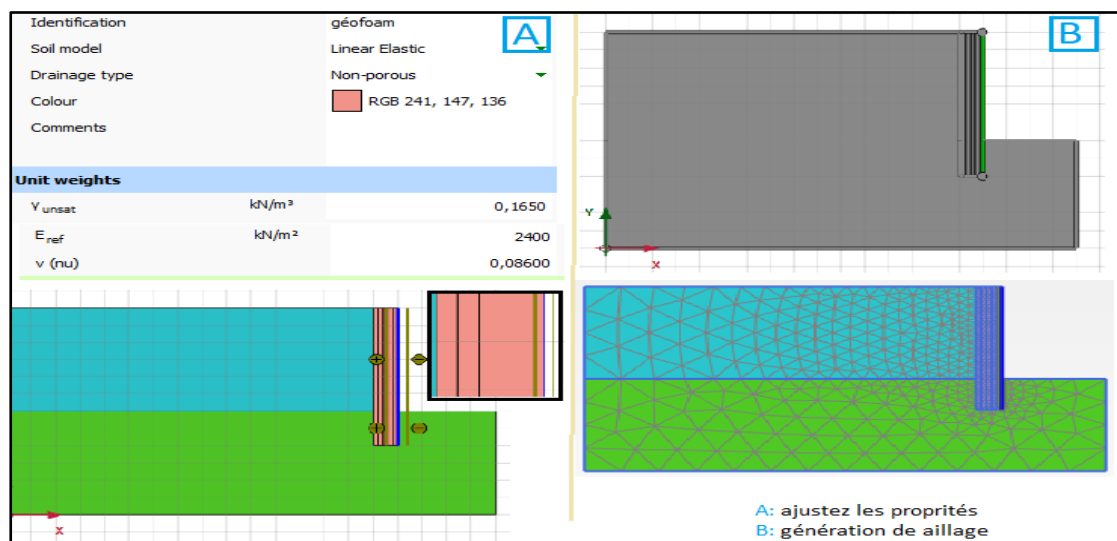


Figure IV.9. Inclusion de géofoam et résultats de son effet sur la pression latérale statique sous PLAXIS

Les résultats de calcul sont donnés sous forme de tableau (Tableau IV.1) et de graphiques comparatifs (Figure IV.10).

Tableau IV.1. Les valeurs du facteur de sécurité et de pression latérale du mur en présence et absence de géofoam

Type de mur	Sans géofoam	Avec géofoam
Ux (cm)	4.0	2.5
Fs	1.22	1.59
Presion active (Q)	118	69.34

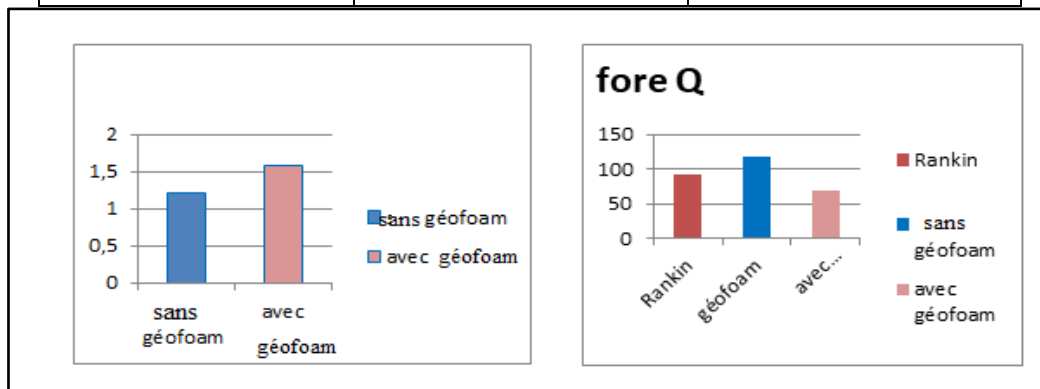


Figure IV.10. Histogramme des valeurs du facteur de sécurité (à gauche) et de pression latérale du mur (à droite) en présence et absence de géofoam

Comme nous l'avons dit précédemment, la géofoam permet d'absorber la pression du remblai sur le mur, c'est-à-dire qu'elle permet de réduire le risque, et c'est ce que montrent les résultats où la valeur du déplacement horizontal a été réduite après son ajout et où le facteur de sécurité Fs a augmenté de 23 %.

IV.4.3 L'influence des paramètres

A- On fixe les paramètres de sol avec le changement des paramètres de l'écran du mur en moitié et quart dans les deux cas ; avec et sans géofoam.

➤ **Les résultats de l'étude paramétrique (effet de paramètres de l'écran):**

Tableau IV.2. Les valeurs du facteur de sécurité et de la pression latérale du mur après modification des données du mur

Modèle	mur 1	mur ½	mur ¼
Fs	1.22	1.20	1.18

Modèle	Géofoam (mur 1)	Géofoam (mur 2)	Géofoam (mur 3)
Fs	1.56	1.29	1.24

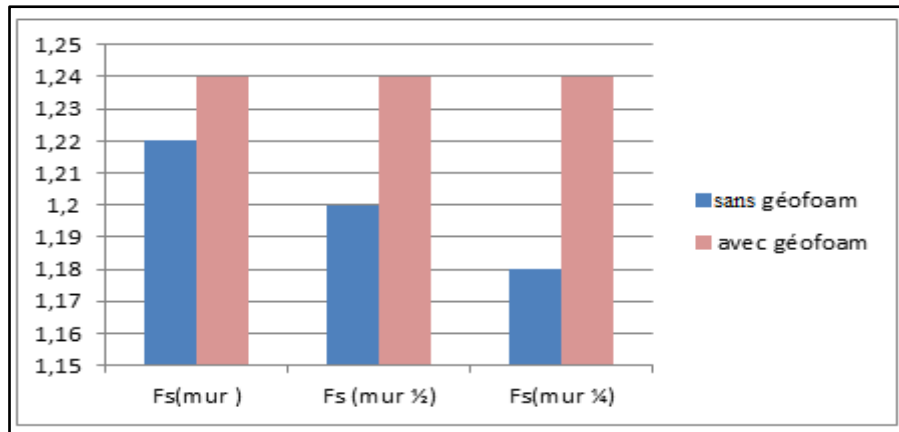


Figure IV.11. Histogrammes des valeurs du facteur de sécurité et de la pression latérale du mur après modification des données du mur en moitié et quart

Dans notre étude de murs de soutènement, nous visons à atteindre l'équilibre le plus possible, mais néanmoins le coût doit être pris en considération. Dans notre cas, nous voyons que nous pouvons remplacer les murs en béton par un autre type de métal, comme les palplanches, et ceci après que nous avons constaté que le facteur de sécurité ne change pas lorsque les paramètres du mur sont modifiés de moitié ou de quart, que ce soit en cas ou en absence de géofoam.

Après avoir collecté les résultats du mur de soutènement, nous remarquons que plus les données du mur sont amoindrit plus la valeur du facteur de sécurité est faible.

B- Fixé les paramètres de mur avec et de géofoam avec le changement les paramètres de remblai de le poids volumique cohésion où elles ont été élevées dans le deuxième cas à : $C=50$; $\gamma = 20$.

➤ **Les résultats de l'effet de paramètres de sol:**

Tableau IV.3. Les valeurs du facteur de sécurité et de la pression latérale du mur après modification des données de remblai

Modèle	Sol 1	Sol 2
Fs	1.22	2.6

Modèle	Géofoam (sol 1)	Géofoam (sol 2)
Fs	1.56	3.29

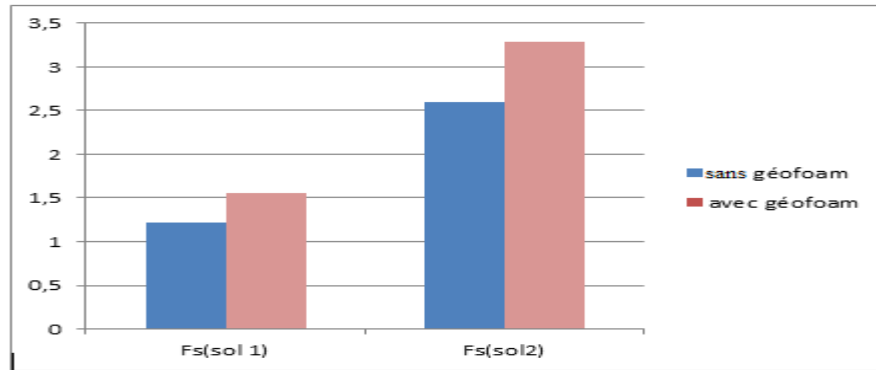


Figure IV.12. Histogramme des valeurs du facteur de sécurité et de la pression latérale du mur après modification des données de remblai

Bien entendu, les structures sont affectées par la nature et les paramètres du sol qu'elles portent, et dans ce cas, lorsque la cohésion et la masse volumétrique sont augmentées, la valeur du coefficient de sécurité augmente.

Quant à la géofoam, nous disons qu'elle convient à tous les types de sols, même cohésifs.

C- Modifier l'épaisseur de la géofoam pour la porter à deux mètres

➤ **Les résultats de l'effet de l'épaisseur de géofoam:**

Tableau IV.4. Les valeurs du facteur de sécurité et de la pression latérale statique mur avec le changement de l'épaisseur de géofoam

Modèle	Sans géofoam	Avec géofoam (1m)	Avec géofoam (2m)
Ux (cm)	4	2.5	2.4
Fs	1.22	1.59	1.68
Q	118	69.34	24.29

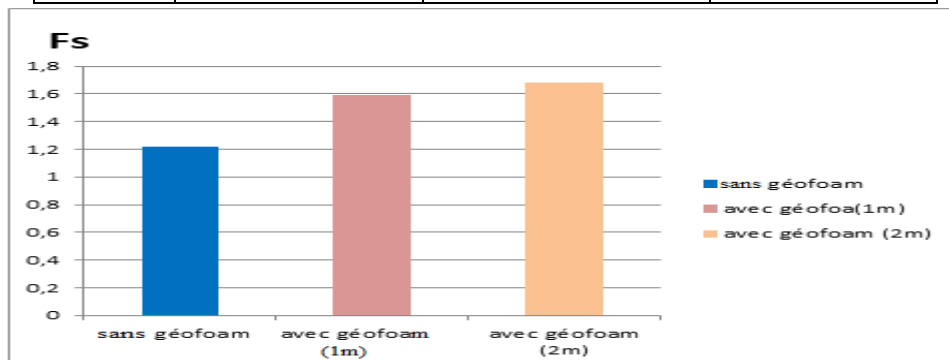


Figure IV.13. Histogramme des valeurs du facteur de sécurité et de la pression latérale statique mur avec le changement de l'épaisseur de géofoam

En augmentant l'épaisseur de la géofoam à deux mètres, nous constatons que le coefficient de sécurité augmente à mesure que le déplacement horizontal et la résistance diminuent, ce qui renforce la certitude que la géofoam est un matériau permettant d'optimiser et de réduire la pression du sol sur les murs de soutènement.

IV.5 L'analyse dynamique avec PLAXIS V 8.2

La charge dynamique est une charge harmonique qui peut causer de graves dommages, comme lors d'un tremblement de terre. En utilisant la méthode de Mono-Okabe, nous avons constaté que la pression dynamique est égale à la pression statique plus un incrément dynamique. Elle peut être calculée en comparant la pression statique et la pression dynamique à l'aide du module d'analyse dynamique de code PLAXIS V8.2, où la pression dynamique est saisie et forme : un déplacement prescriptif spécifique à la base de la fondation. L'accélérogramme est représenté sur une ancienne donnée prise par le Djabri (2018) où l'accélération maximale du sol a été atteinte. L'intervalle de temps pour l'analyse dynamique est de 6 secondes. Ces propriétés correspondent à une accélération de 0.4g et une fréquence $f=0.5$ Hz.

IV.5.1 Ajustez les propriétés d'analyse des pressions dynamique

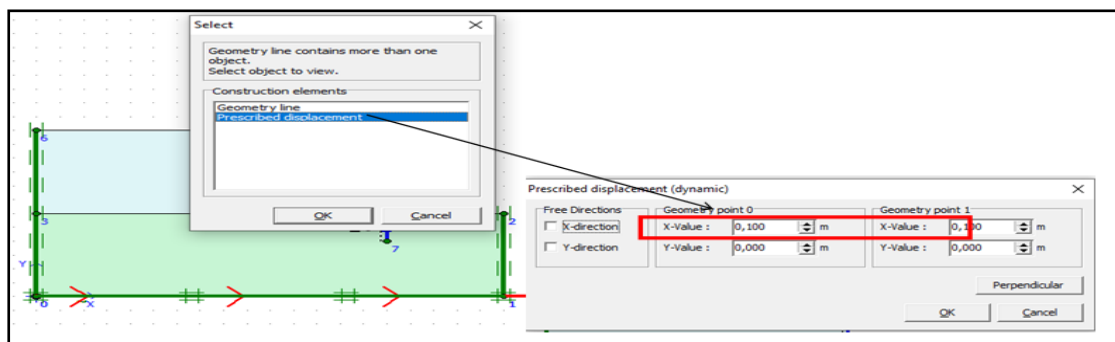


Figure IV.14. Saisie de la pression dynamique sous PLAXIS V8.2

IV.5.2 Génération de maillage

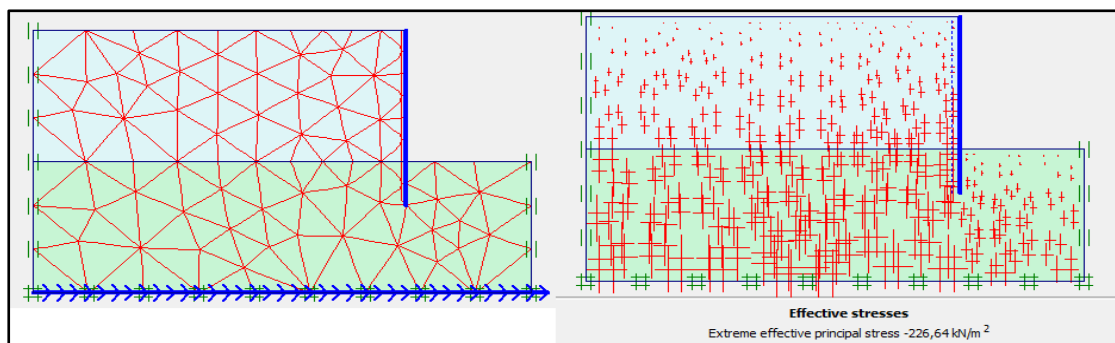


Figure IV.15. Maillage de modèle d'analyse dynamique de PLAXIS V8.2

IV.5.3 Génération de calcul

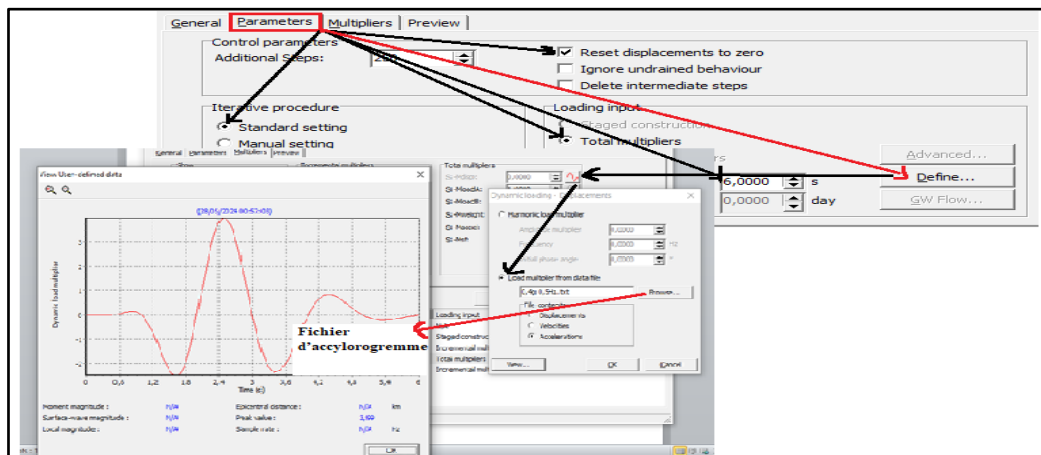


Figure IV.16. Génération de calcul de pression dynamique sous PLAXIS V8.2

IV.5.4 Les résultats de calcul

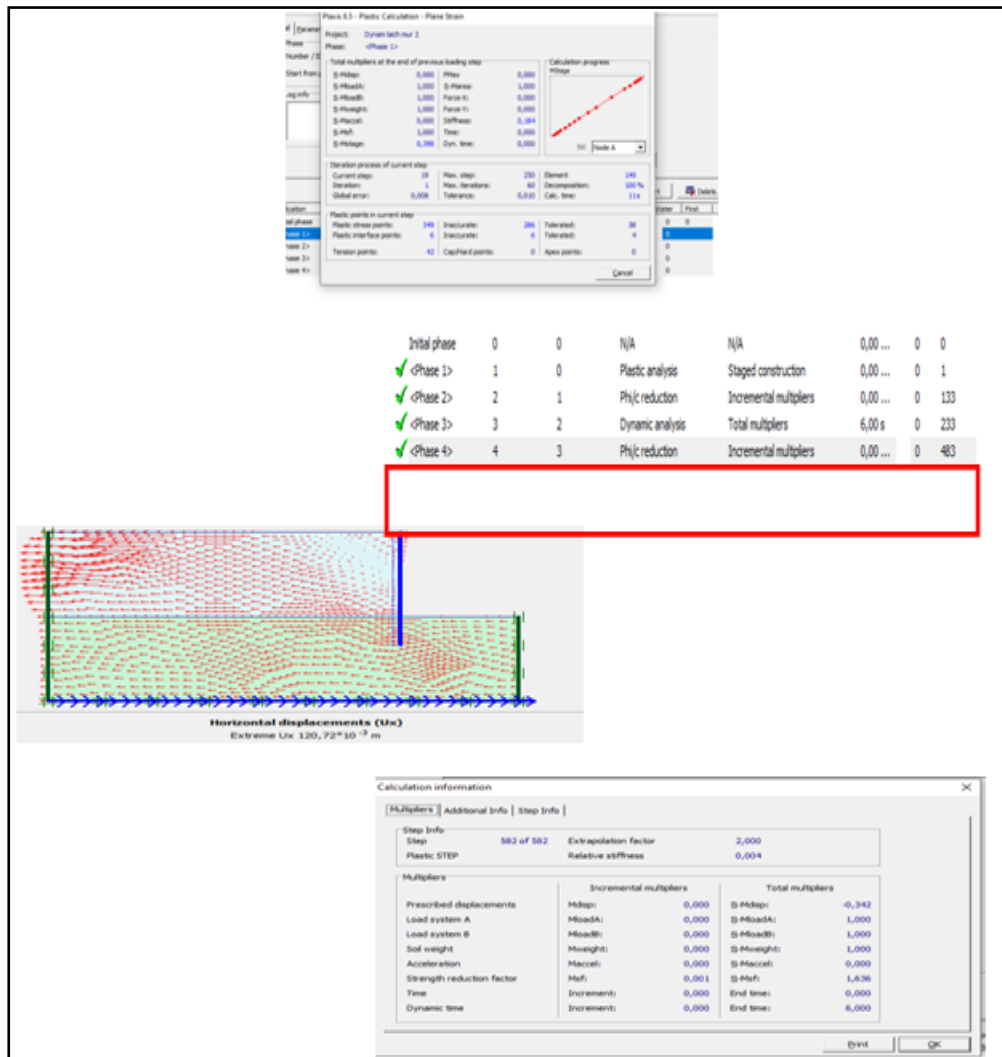


Figure IV.17. L'affichage des calculs des pressions dynamique « out put » dans PLAXIS v8.2

➤ **Résultats et discussion de l'analyse dynamique :**

Tableau IV.5. Les valeurs du facteur de sécurité et de la pression latérale statique et dynamique du mur en présence et en absence de géofoam

Coefficient de sécurité	Fs Statique	Fs Dynamique
Sans géofoam	1.29	1.62
Avec géofoam	1.59	2.20

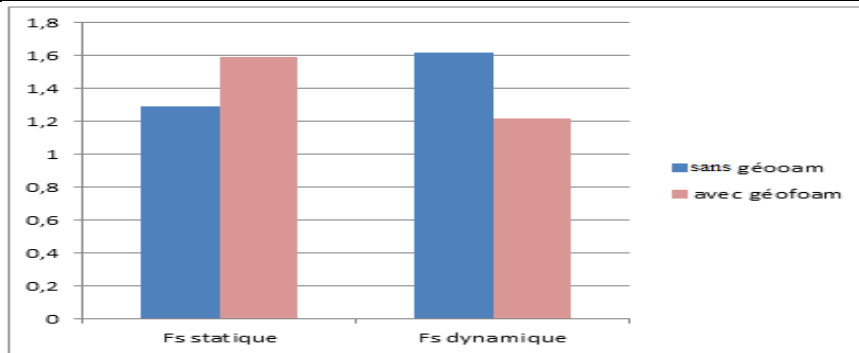


Figure IV.18. Histogramme des valeurs du facteur de sécurité et de la pression latérale statique et dynamique du mur en présence et en absence de géofoam

On voit que le facteur de sécurité augmente en présence et en absence de géofoam à l'état dynamique, ce qui indique que les murs de soutènement généralement constitués de béton ont une bonne résistance aux charges sismiques. Il augmente d'environ 19% en l'absence de géofoam, et augmente encore et est meilleur de 34% en présence de géofoam.

IV.6 Conclusion

Pour étudier le comportement statique et sismique du mur, un mur de soutènement a été modélisé dans le programme PLAXIS pour évaluer la pression de sol retenu sur le mur. À partir de la modélisation numérique, la pression latérale des terres a été obtenue à l'état statique similaire à la méthode Rankine.

Notant que le facteur de sécurité du mur a augmenté de 19% en présence de géofoam (qui est incluse comme matériau compressible à l'interface du remblai et du mur de soutènement ou non derrière le mur). La réduction moyenne de la pression dynamique a augmenté de 24 % par rapport au cas statique et de 34% en présence de géofoam.

La réduction de la pression latérale a également augmenté avec l'augmentation de l'épaisseur de la géofoam.

Conclusion générale

Dans ce mémoire, nous avons discuté les méthodes analytique et numérique pour l'analyse statique et dynamique du mur de soutènement. L'étude s'est davantage concentrée sur le déplacement horizontal du mur et le facteur de sécurité tout en fournissant des outils orientés vers de nouvelles conceptions de structures.

Dans ce travail, le programme d'éléments finis PLAXIS a été utilisé. Les résultats analytiques et numériques obtenus dans ce travail sont acceptables. Concernant le cas statique, notre étude est en accord avec les solutions analytiques de Rankine tout en abordant l'effet de certains paramètres tels que l'angle de frottement et la cohésion sur les pressions statiques. Nous avons également montré à travers l'étude que l'utilisation du polystyrène (géofom) peut être une solution pratique pour favoriser la stabilité des murs de soutènement sous chargement statique et dynamique.

En chargement statique, l'effet du géofom a été de réduire le déplacement horizontal et d'augmenter le facteur de sécurité. Notons que cela explique l'importance de cette dernière dans la stabilité et la déformation des murs.

En chargement dynamique, on constate une augmentation du facteur de sécurité de 19% en absence de géofom et de 34% en présence de géofom par rapport à sa valeur en chargement statique. C'est ce qui nous fait dire que les murs traditionnels en béton ont une résistance satisfaisante aux charges sismiques.

Références bibliographiques

- [1] ENTPE - Cours d'ouvrages de soutènement Fabrice ROJAT - CETE de Lyon.
- [2] PROFRACTAL (Engineering & Consulting). (2000). La conception des murs de Soutènement
- [3] BIETH Emmanuel, M. (2009-2010). Murs de soutènement : Cours de Mécanique des sols appliqués
- [4] www.saint-lambert.org/fichiers/cours_doc_prof
- [5] http://archives.univ-biskra.dz/bitstream/123456789/21702/1/Almi_Fatma_Zohra.pdf
- [6] Schlosser, F., Juillie, Y. Murs et écrans de soutènement, Techniques de l'Ingénieur, traité de construction C24
- [7] www.memoireonline.com › Géographie Il existe plusieurs types d'ouvrages destinées à résister à la poussée des terres on distingue : les ouvrages rigides (murs en béton armé, en béton...)
- [8] Thomas _LE_COR_Thomas_pdf2star.pdf <https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-01133513/> 19 mars 2015 - terrain sur le comportement de la paroi, en termes de moments et de déplacements. Le modèle utilisé permettait de Paroi Berlinoise These.
- [9] François Schlosser, Analogies et différences dans le comportement et le ... n°418, Paris 1983; Fra)
- [11] Soutènement François Sclosser, François Blondeau, Alain Guilloux, M.
- [12] Mr. CHEBIRA HOUCINE Mr. MEKKI ABDELKRIM Etude d'un tronçon de mur de soutènement a hauteur variable UNIVERSITE ABOUBEKR BELKAID, TLEMCEN
- [13] Gahmous Souhaib Étude de la stabilité d'un ouvrage de soutènement renforcé par Géo synthétique
- [14] Chogueur, A. (2013). Modélisation numérique d'un écran de soutènement cas de l'interaction écran-fondation. Mémoire de magistère. Université de Tlemcen
- [15] Schlosser, F. Ouvrages de soutènement, poussée et butée, Techniques de l'ingénieur, Construction, C242.17p.
- [16] Eurocode 7
- [17] Gahmous Souhaib Étude de la stabilité d'un ouvrage de soutènement renforcé par géosynthétique

Références bibliographiques

- [18] Kramer.S.L (1996),”Geotechnical earthquake engineering”, Prentice-Hall, New Jersey, pp 466- 505.
- [19] file:///C:/Users/_DELL_/Desktop/aya%20article/CHAPITRE%2002.pdf
- [20] “Essai sur une application des règles des maximis et mininis à quelques problèmes de statique relatifs à l’architecture”, Mèm. acad. roy. Près divers savants, Vol. 7, Paris.
- [21] A MEFTAH - 2010 CHAPITRE 02 LES METHODES DE DIMENSIONNEMENT DES ECRANS. 23
- [22]zied-benghazi.weebly.com/uploads/2/4/5/8/24585230/chapitre_i_pousse_et_bute.pdfChapitre
- [23] GUECHI LYAZID Le : Mercredi 23 Janvier 2008 /Université de 08 mai 1945 Guelma/ APPROCHE PSEUDO-DYNAMIQUE/ mmoire.
- [24] “Static of granular media”, Pergamon Press, New York, NY, pp 232.
- [25] <https://www.nhk.or.jp/hokkaido/articles/slug-n934c777994d9/>
- [26] : <https://www.dknews-dz.com/article/71243-bouzareah-alger-des-degatsmateriels-suite-a-un-glissement-de-terrain.html?print=1>
- [27] <https://www.nhk.or.jp/shutoken/shutobo/20240301a.html>