

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET.



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Filière : Travaux publics

Spécialité : Voie et Ouvrages d'Art

Présenté par :

BENSASSI Nabila

Intitulé du mémoire

***Etude de la stabilité d'un mur de
soutènement***

Soutenu publiquement le.../06/2018 Devant le jury composé de :

Mr. Draiche Kada

President

Mr. Tlidji Youcef

Rapporteur

Mme.Khlifa Zoubida

Examineur

Mr. Hadj Henni Abdelazize

Examineur

Promotion : 2017 /2018

Remerciement

🌸 *Toute notre parfaite gratitude et remerciement à **Allah** le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*

🌸 *C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon directeur de mémoire Mr **TLIDJI.Y** pour leurs soutiens, leurs conseils judicieux et leurs grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.*

🌸 *Ainsi j'exprime ma reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.*

🌸 *Enfin, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.*

🌸 *J'adresse mes sincères remerciement à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexion et ont accepté à me rencontrer et répondre à mes questions durant mes recherches.*

DÉDICACES

«وما توفيقي إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب»

Je dédie ce travail à :

🌸 *Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.*

🌸 *Mes sœurs :*

🌸 *Toute ma famille **BENSASSI**.*

🌸 *Mes amies.*

🌸 *A toute la Promotion 2018.*

🌸 *Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*

NABILA BENSSASI

Résumé :

Les ouvrages de soutènement ou bien les murs de soutènement, ont pour but de soutenir le terrain, autrement dit contre les glissements de terrain, pour que cet ouvrage arrive à résister à ce phénomène il doit être étudié et calculé de telle manière soit conçus en normes de sécurité, et qu'il reste apte à l'utilisation pour lequel il a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son cout.

Notre projet consiste à étudier un tronçon de mur de soutènement en béton et en béton armé par l'utilisation de la méthode de COULOMB.

Les résultats obtenus montré que la méthode de calcul statique utilisée est fiable pour l'étude de la stabilité d'un mur de soutènement.

Mots clés : Mur de soutènement, mur cantilever, la bèche, mouvement de terrain, méthode de COULOMB

Abstract:

Retaining structures or retaining walls are designed to support the bank, is countered landslides that this book manages to resist this phenomenon should be studied and calculated in such a way is designed standards security, and that it remains suitable for use for which it was provided, given its intended life and its cost.

Our project is to study a reinforced concrete retaining wall and retaining wall with MOHR COULOMB method.

The results showed that the present method is reliable for the study of stability of retaining walls.

Keywords: Retaining wall, Cantilever wall, foohills, COULOMB method.

ملخص:

الجدران الإسنادية، تهدف إلى دعم الانهيارات الأرضية، أن هذا الحائط تمكن من مقاومة هذه الظاهرة ينبغي دراستها و يحسب ذلك أن تصميم في المعايير السلامة، و التي أنها لا تزال مناسبة للاستخدام التي تم تقديمها، نظرا للحياة المقصودة و تكلفته.

مشروعنا هو دراسة الجدار الساند بالخرسانة و بالخرسانة المسلحة باستعمال طريقة كولومب .
النتائج المحصل عليها أثبتت فعالية استعمال هذه الطريقة في دراسة صمود الجدران الإسنادية.
كلمات مفتاحيه: الجدار الساند ، حائط الداعم ، طريقة كولومب.

Résumé	I
Abstract.....	II
Liste des figures.....	VI
Liste des tableaux	VII
Liste des abréviations et des notations	VIII
Introduction générale	1
Chapitre I : Généralité sur les ouvrages de soutènement	
I.1. Historique de murs de soutènement	2
I.2. Description	2
I.3. Les différents types de murs de soutènements	3
I.4. Dimensionnement des ouvrages de soutènement.....	8
I.5. Modes de rupture des ouvrages de soutènement.....	9
I.5.1. Résistance au cisaillement du sol et frottement sol-mur	9
I.5.2. Sécurité vis-à-vis d'un glissement sur la base du mur	13
I.6. Ouvrage des soutènements spéciaux	16
I.6.1. Soutènements de remblai armé par des renforcements bidimensionnels.....	16
I.6.2. Soutènements de remblai armé par des renforcements tridimensionnels	18
I.6.3. Soutènement par murs cellulaires	19
I.6.4. Soutènement par gabions	20
I.7. Conclusion.....	20
Chapitre II : les méthodes utilisé dans le calcul des murs de soutènement	
II.1. Introduction.....	21
II.2. Etat de surface de contact sol/mur	21
II.3. Etat d'équilibre du sol.....	22
II.3.1. Etat du de repos (état k_0)	22
II.3.2. Etat actif /passif.....	23
II.3.3. Notions du poussée et buté	23
II.4. action d'un sol sur un écran.....	26
II.4.1. Les théories classiques de la poussée et de la butée	26
II.4.2. Méthode de calcul	26
II.4.3. Calcul des pressions sur les murs.....	28
II.4.4. La méthode de Coulomb (1773)	28
II.4.5. La théorie de Rankine (1856)	32
II.4.6. La méthode de Boussinesq.....	34

II.5.Conclusion	37
Chapitre III : calcul d'un mur de soutènement en béton	
III.1. Description et présentation de l'ouvrage	38
III.2. Stabilité de mur soutènement	38
III.3. Caractéristiques géométriques du mur soutènement	38
III.4. Caractéristiques géotechniques du sol	39
III.5. Contrainte admissible du sol.....	39
III.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisées	39
III.7. Exemple de calcul	40
III.8. Conclusion	43
Chapitre IV : calcul de ferrailage d'un mur de soutènement en béton armé	
IV.1. Introduction	44
IV.2. Objectif.....	44
IV.3. Stabilité interne.....	44
IV.4 Ferrailage.....	45
IV.4.1 Ferrailage de la semelle.....	45
Section d'encastrement du patin.....	45
IV.4.2 Ferrailage du Rideau	45
IV.5. Exemple.....	46
IV.6. Interprétation des résultats.....	52
IV.7. Conclusion.....	52
Conclusion Générale.....	53
Référence bibliographique.....	54

Liste des figures

Chapitre I : Généralité sur les ouvrages de soutènement	
<i>Figure I. 1: Mur de soutènement de type cantivler</i>	3
<i>Figure I. 2: Mode de rupture des ouvrages de soutènement</i>	9
<i>Figure I. 3: Mur cantilever en béton armée, simple et avec contrefort</i>	12
<i>Figure I. 4: Sécurité vis-à-vis d'un glissement sur la base du mur</i>	13
<i>Figure I. 5: sécurité au renversement</i>	14
<i>Figure I. 6: surface de rupture du sol de fondation</i>	15
<i>Figure I. 7: rupture per grand glissement</i>	16
<i>Figure I. 8: Mur LCPC/EBAL</i>	17
<i>Figure I. 9: Mur Armapneusol</i>	18
<i>Figure I. 10: Soutènement en texsol</i>	19
<i>Figure I. 11 : Mur PELLER</i>	19
<i>Figure I. 12: Mur de soutènement en gabions</i>	20
Chapitre II : les méthodes utilisé dans le calcul des murs de soutènement	
<i>Figure II. 1: contrainte au repos</i>	22
<i>Figure II. 2: représente pression de la terre –Active et passive</i>	23
<i>Figure II. 3 : Mobilisation des pressions en fonction du déplacement</i>	24
<i>Figure II. 4 : évolutions du cercle du Mohr en cas de poussée</i>	25
<i>Figure II. 5: évolution du cercle du Mohr en cas de butée</i>	25
<i>Figure II. 6: Illustration sur le principe de calcul</i>	26
<i>Figure II. 7: les forces latérales d'un mur soutènement</i>	29
<i>Figure II. 8: représentation des états de poussée et de butée dans le plan de mohr</i>	33
<i>Figure II. 9: équilibre de BOUSSINESQ et de RANKINE</i>	34
<i>Figure II. 10: Représente stabilité d'un mur de soutènement</i>	36
Chapitre III : calcul d'un mur de soutènement en béton	
<i>Figure III. 1: Mur poids ou gravité</i>	40
<i>Figure III. 2: Mur poids ou gravité</i>	40
Chapitre IV : calcul de ferrailage d(un murs de soutènement en béton armé	
<i>Figure IV. 1: mur de soutènement en béton armé</i>	44
<i>Figure IV. 2: Représentation de diagramme de contraintes et les coefficients de sécurité</i>	46
<i>Figure IV. 3: La disposition du ferrailage pour le mir de 4 mètre</i>	52

Liste des tableaux

Chapitre I : Généralité sur les ouvrages de soutènement

Tableau I. 1: classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée 4

Tableau I. 2: ouvrage de soutènement (poids de l'ouvrage)..... 5

Tableau I. 3: ouvrage de soutènement (encastrement) 6

Tableau I. 4: ouvrage de soutènement (Ancrage) 7

Tableau I. 5: angle de frottement sol- mur en fonction l'état de surface du parement..... 10

Tableau I. 6: mouvement pour mobiliser la poussée ou la butée limite..... 12

Chapitre II : les méthodes utilisé dans le calcul des murs de soutènement

Tableau II. 1: Angle de frottement sol-mur en fonction de l'état de surface du parement 22

Tableau II. 2: Des valeurs de K_a pour $\delta=0$ (Théorie de Coulomb)..... 31

Tableau II. 3: Tables des coefficients K_a et K_p de Caquot-Kérisel(Extrait Mémo Tech – Génie Civil) 37

Tableau II. 4 : Mur poids ou gravité..... 39

Chapitre III : calcul d'un mur de soutènement en béton

Tableau III. 1: les forces stabilisantes 41

Chapitre IV : calcul de ferrailage d'un murs de soutènement en béton armé

Tableau IV. 1: suivant va indiquer la répartition de ferrailage 51

Tableau IV. 2: La géométrie pour le mur de 4m..... 51

Liste des abréviations et des notations

NOTATIONS

Nous donnons ci-dessous les principales notations utilisées dans ce mémoire :

Lettres Latines

A L'amplitude des mouvements du sol dus au séisme considéré, mesurée par les Sismographes à une distance donnée de l'épicentre (100 km).

A_0 L'amplitude maximale à la même distance d'un séisme de référence.

a Accélération sismique

a_v Accélération verticale du séisme

a_h Accélération horizontale du séisme

c Cohésion du sol.

D la surface de la faille

E Module d'Young.

g Accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$)

H Hauteur du mur de soutènement.

H_w Hauteur du niveau de la nappe phréatique.

K_a Coefficient de poussée des terres.

K_p Coefficient de butée des terres.

K_v Coefficient d'accélération verticale.

K_h Coefficient d'accélération horizontale.

k_x Perméabilité selon l'axe X.

k_y Perméabilité selon l'axe Y.

k Un coefficient multiplicateur.

[K] Matrice de rigidité

[M] Matrice de masse

M_0 Le moment sismique

S_u Force de cisaillement agissant sur le côté de l'élément.

S_o Le seuil d'un patin

S Le déplacement moyen de la faille

z Profondeur depuis le sommet d'un ouvrage en remblai.

P_a La résultante des pressions actives.

P_a La pression active.

q Pression répartie des surcharges.

u La pression hydrostatique.

R_{inter} Rapport de réduction

Lettres grecques

α Angle de la ligne de rupture

β Angle d'inclinaison d'un talus par rapport à l'horizontale.

γ Poids volumique du terrain.

γ' Poids volumique déjaugé.

γ_b Poids volumique flottant.

δ Angle d'inclinaison de la poussée des terres par rapport à la normale au plan de poussée

ε Déformation.

ν Coefficient de Poisson.

μ La rigidité du milieu

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

τ_{max} Contrainte maximale de cisaillement mobilisable dans le terrain glissant.

τ Contrainte de cisaillement.

φ Angle de frottement interne en contraintes effectives.

ψ Angle de dilatance.

θ Angle d'inclinaison d'un mur par rapport à la verticale.

ζ Coefficient d'amortissement

Introduction générale

La science de l'ingénierie civile est une science pratiquée par l'homme, cette science a permis le développement de la vie humaine durant tout ce temps, ce qui a signifié le développement de cette dernière dans le but de satisfaire encore le besoin de l'humanité.

L'humanité a changé ces pensées de vivre en d'autres méthodes plus confortables, comme construire en hauteurs, sur une montagne, en profondeur ..., ceci a donné une naissance à des gratte-ciel, tunnels, bâtiments, ouvrages de soutènement des talus..., chaque construction a son rôle bien défini. Comme par exemple les ouvrages de soutènement.

L'étude de ces ouvrages est portée sur deux côtes statique et dynamique afin d'assurer la sécurité et remplir son rôle de stabilisateur. Les méthodes les plus couramment utilisées pour la conception des structures de soutènement sont basées sur l'équilibre des forces, la prédiction des forces réelles des murs de soutènement et des déformations est un problème compliqué d'interaction sol-structure. Les déformations sont rarement prises en compte explicitement dans la conception, l'approche classique consiste à estimer les forces agissant sur un mur et puis à la conception de ce mur pour résister à ces forces avec des facteurs de sécurité suffisamment élevés pour produire acceptablement des petites déformations.

Ce travail se compose, en plus de cette introduction générale, de quatre chapitres dont les contenus sont brièvement décrits ci-dessous :

- ✓ Dans le premier chapitre nous allons décrire la généralité sur les ouvrages de soutènement et quelque généralité sur les différents types de mouvement de terrain tel que le glissement en citant les différentes techniques utilisées pour stabiliser les massifs de terres.
- ✓ dans le deuxième chapitre nous allons faire une présentation sur les méthodes utilisées dans le calcul des murs de soutènement comme la méthode de MOHR COLOUMB ; RANKINetc.
- ✓ Dans le troisième chapitre on va faire un calcul d'un mur de soutènement (mur poids ou gravité) de 5m de hauteur et 4m de largeur.
- ✓ Dans le quatrième on va faire une étude d'un mur de soutènement en béton armé et comment fait le choix des barres d'acier.

Enfin, ce travail se terminera par une conclusion générale qui le synthétise.

I.1. Historique de murs de soutènement:

Les murs de soutènement figurent dans l'histoire de la construction, dès son origine ils sont en pierre sèche, puis en maçonnerie et en fin en Béton Armé.

Dans les premiers besoins générant le mur de soutènement se trouve dans la fabrication des terrasses sur des terrains pierreux en pente pour un usage agricole, terrasses bordées de murs bas en pierres crues (pierres brutes mises sur assise sans mortier) récupérées par l'érosion des sols. Puis on trouve la construction de terrasses recevant des édifices imposants. Ces murs furent dès l'antiquité des murs massifs constitués en maçonnerie soignée de blocs de pierre (dont l'exemple évocateur est celui des temples en gradins Incas). Dans sa version initiale de l'époque moderne le mur poids en béton qui succéda au milieu du XXe siècle à la maçonnerie par appareillage du génie civil, se compose d'un voile (mur mince) et d'une semelle. (Cette semelle varie en largeur suivant plusieurs facteurs dont la surcharge sur la partie supérieure, le poids volumique et la qualité des sols de fondation, la pente de talus naturel du matériau retenu par le mur). Depuis quelques décennies, les parois préfabriquées se sont largement substituées aux murs en béton coulé sur place et aux murs en maçonnerie appareillée, parce qu'elles sont meilleur marché, plus rapides et plus faciles à mettre en œuvre, et plus favorables à l'environnement [5].

I.2. Description

Les ouvrages de soutènement de rôle soutenue et de retenue les massifs de terre ils sont conçus pour créer une dénivelée entre les terres situées à l'amont de l'ouvrage c'est-à-dire soutenues par celui-ci, et les terres situées à l'aval cette dénivelée peut être réalisé en procédant à la mise en place de remblais derrière l'ouvrage ou par extraction des terres devant celui-ci. En pratique il est assez fréquent que l'on ait à procéder à la fois à un apport de remblai derrière l'ouvrage et à une extraction de terre devant celui-ci.

Compte tenu de leur importance dans la réalisation et dans le but de la protection des chaussées souples contre les risque des éboulements rocheux et d'avalanches dans les zones montagneuses , soit pour réduire l'emprise des talus naturels dans les sites citadins, lors de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art [1].

On peut classée ses ouvrages en deux grandes familles :

- **Les murs de soutènement** : Qui sont constitués d'une paroi résistante et d'une semelle de fondation résistante et on peut citer
 - i) Mur poids
 - ii) Mur en gabions

iii) Les murs en éléments préfabriqués

iv) Les murs en béton armé :

(1) Mur en «T renversé » classique

(2) Mur à contreforts

(3) Murs divers

- **Les écrans de soutènement** : Qui sont constitués uniquement d'une paroi on peut citer :

- 1) Les murs en parois moulées
- 2) Les rideaux de palplanches
- 3) Les murs en terre armée

I.3. Les différents types de murs de soutènements :

Il existe de plusieurs types des ouvrages de soutènement qui été conçus pour répondre aux situations les plus diverses.

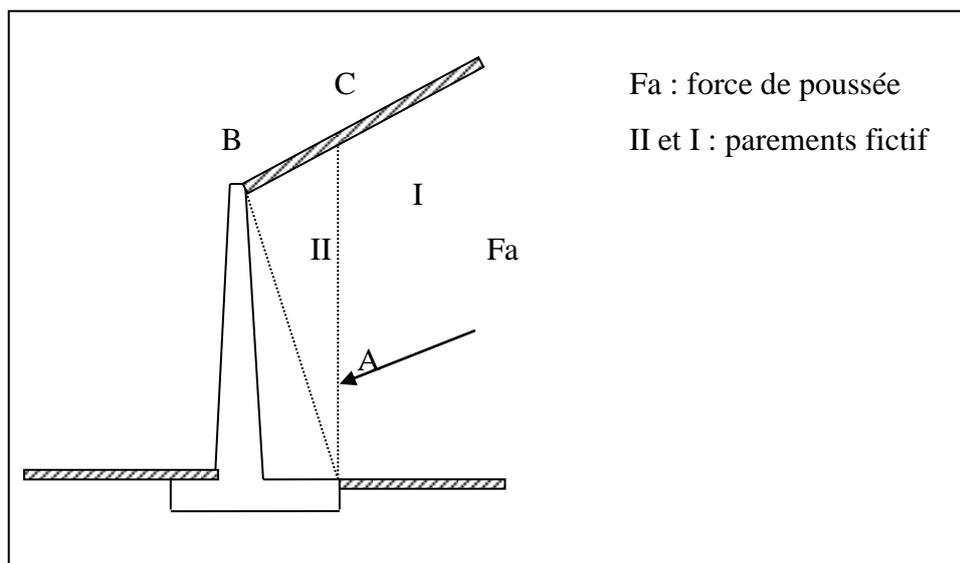
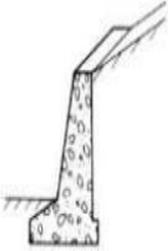
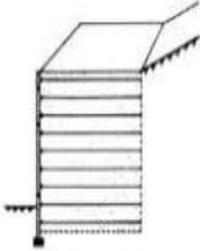
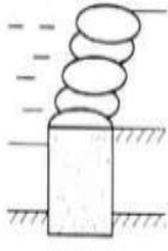
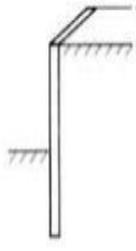
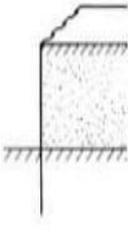
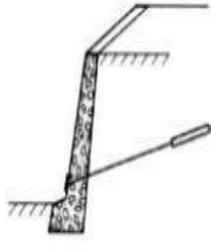
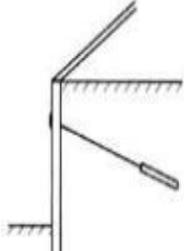
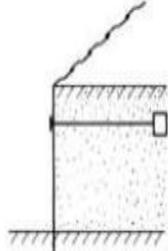


Figure I. 1: Mur de soutènement de type cantivler

Comme motionnée plus tôt un ouvrage de soutènement pour but de retenir soit des terres en remblai, c'est à dire rapportée, soit le terrain en place. Dans le dernier cas on dit qu'il s'agit d'un ouvrage de soutènement en déblai.

Tableau I. 1: classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée

Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l'ouvrage	 <p data-bbox="344 757 683 790">Mur poids en béton ou maçonnerie</p>	 <p data-bbox="799 757 999 790">Mur en Terre Armée</p>	 <p data-bbox="1193 757 1374 790">Ouvrage cellulaire</p>
Encastrement	 <p data-bbox="371 1126 655 1160">Mur cantilever en béton armé</p>	 <p data-bbox="831 1126 967 1160">Pari moulée</p>	 <p data-bbox="1174 1126 1398 1160">Rideau de palplanches</p>
Ancrage	 <p data-bbox="416 1525 611 1559">Mur en béton, ancré</p>	 <p data-bbox="799 1525 999 1559">Pari moulée ancrée</p>	 <p data-bbox="1222 1525 1342 1559">Rideau ancré</p>

Le massif de terre retenu va exercer un effort de poussée sur le mur de soutènement qui peut reprise de diverses manières. On distingue trois modes principaux :

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

Tableau I. 2: ouvrage de soutènement (poids de l'ouvrage)

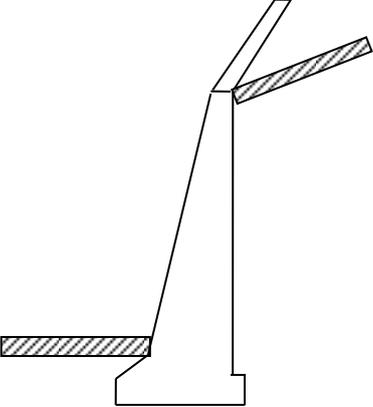
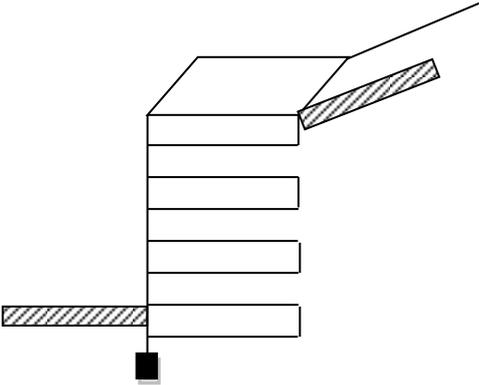
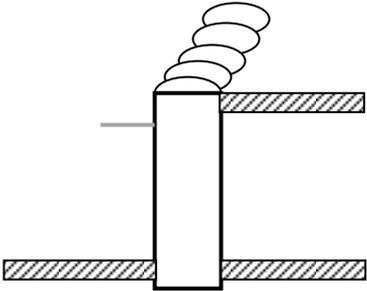
<p>Mur poids en béton ou en maçonnerie</p> 	<p>Ouvrage rigide qui ne peut supporter sans dommage des tassements différentiels supérieur à quelques pour mille</p>
<p>Mur en Terre Armée</p> 	<p>Le sol retenu est renforcé par des inclusions souples résiste à la traction Ouvrage souple qui supporte le tassement différentiels du sol de fondation.</p>
<p>Mur cellulaire, batardeau en palplanches, caisson en béton</p> 	<p>La cellule est remplie de sol et l'ensemble forme un ouvrage qui peut être, dans certains cas, très souple.</p>

Tableau I. 3: ouvrage de soutènement (encastrement)

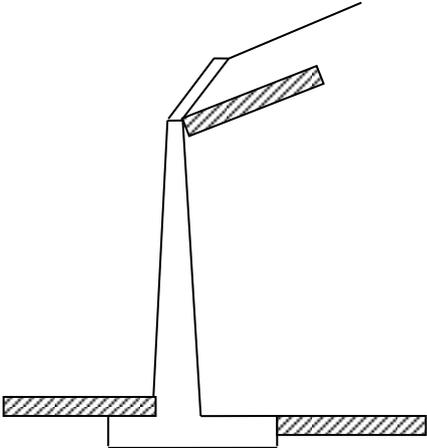
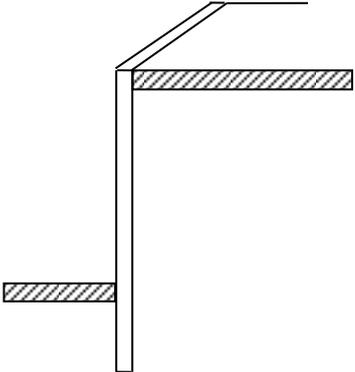
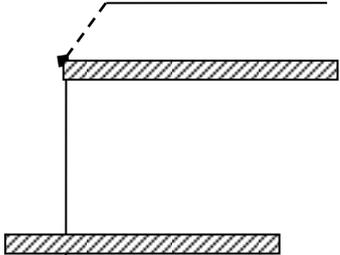
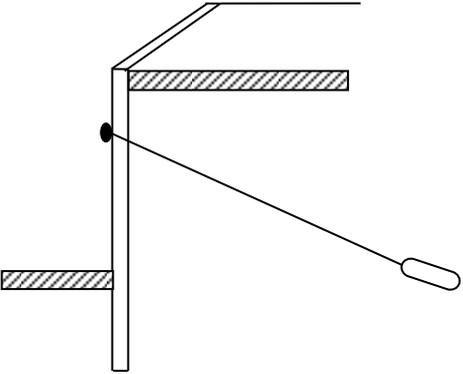
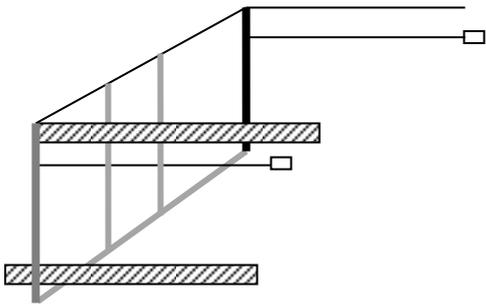
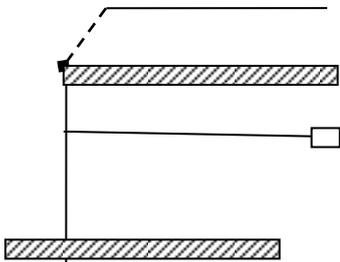
<p>Mur cantilever en béton armé</p> 	<p>Ouvrage rigide caractérisé d'une base élargie et encastree à la partie supérieure du sol de fondation il fonctionne en faisant participer à l'action de soutènement une partie du poids du remblai</p>
<p>Mur en paroi moulées</p> 	<p>Mur construit dans le sol en place, avant toute excavation par bétonnage d'une tranchée remplie de boue pour en assurer la stabilité il fonctionne par encastrement totale ou partiel dans le sol de fondation.</p>
<p>Rideau de palplanches, encastree dans le sol de fondation</p> 	<p>Ouvrage flexible pour lequel l'interaction structure sol retenue à une influence prépondérante sur le comportement de l'ouvrage.</p>

Tableau I. 4: ouvrage de soutènement (Ancrage)

<p style="text-align: center;">Paroi moulée ou rideau de palplanches avec des ouvrages.</p> 	<p>Ouvrage flexible renforcé par une série d'ancrage dans le sol. L'ancrage sont des armatures métalliques (câble ou barres) qui sont attachées d'une part à la paroi (ou rideau) et d'autre part dans le massif de sol par un corps d'ancrage par ou par un scellement avec une coulis d'injection.</p>
<p style="text-align: center;">Paroi terliroise</p> 	<p>Paroi réaliser à partir de poteaux placé préalablement dans le sol en place. Au fur et à mesure de l'excavation, des éléments préfabriqués (poutres, plaques). Où moulés sur place sont placé entre les poteaux. La poussée des terres est reprise par des ancrages fixés sur les poteaux.</p>
<p style="text-align: center;">Rideau ancré</p> 	<p>Ouvrage flexible pour lequel l'interaction structure sol retenue à une influence prépondérante sur le comportement de l'ouvrage La poussée des terres est reprise par des ancrages fixés sur les poteaux.</p>

On peut définir aussi autres types de murs de soutènement comme :

- **Murs « DA Costa Nunes » :**

Le professeur *DA Costa Nunes, de Rio de Janeiro*, a proposé en **1963**, l'exécution de murs de soutènement en béton armé très particuliers. La réalisation de l'écran commence par la partie supérieure et sa stabilité est assurée par des ancrages précontraints.

L'exécution classique d'un mur de soutènement impose des phases de travail assez délicates quand on doit entailler le massif à soutenir. Le travail est d'autant plus difficile que les talus sont élevés, surmontés de constructions importantes et que l'on manque de place pour adoucir les pentes (comme c'est le cas dans la ville de Rio de Janeiro).

- **Murs en éléments préfabriqués :**

Aux États-Unis et au Canada, ont été réalisés des murs en béton armé préfabriqué ou en métal constitués d'éléments surélevés.

Ce dispositif est particulièrement économique lorsqu'on dispose de la place suffisante pour le réaliser. Il offre un aspect architectural très agréable, la face visible n'est pas forcément plane et uniforme, certains des blocs étant avancés ou reculés ou même placés de travers les uns par rapport aux autres. Généralement on donne un fruit important à de tels murs [3].

- **Murs à Contrefort :**

Adopté comme solution quand la hauteur des terres à soutenir est importante ou lorsque le coefficient de poussée est élevé. Très onéreux à cause des complications du calcul de ferraillement et d'exécution des travaux. Les contreforts soulagent le voile en reliant à la semelle.

- **Murs à bêche :**

La bêche se situe à l'avant, au milieu ou à l'arrière de la semelle [7].

I.4. Dimensionnement des ouvrages de soutènement :

Dimensionner un ouvrage de soutènement c'est déterminer ses éléments géométriques et ses éléments structuraux pour assurer sa stabilité sous l'action des forces qui lui sont appliquées et notamment de la poussée des terres qu'il retient. La plupart des méthodes de dimensionnement sont basées sur des calculs à la rupture avec la prise en compte de coefficients de sécurité. Dans le cas des parois souples ou semi flexibles ancrées, telles que les rideaux de palplanches et les parois moulées, il est courant de dimensionner l'ouvrage par un calcul en déformation à partir de la méthode au module de réaction qui consiste à assimiler la paroi, retenant le sol à une poutre sur appui élasto-plastique continu [5].

I.5. Modes de rupture des ouvrages de soutènement :

Cinq modes de ruptures, peuvent être rencontrés dans les ouvrages de soutènement

- Glissement de l'ouvrage sur sa base **figure[a]**
- Le renversement de l'ouvrage **figure [b]**
- Le poinçonnement du sol de fondation **figure [c]**
- Le grand glissement englobant l'ouvrage **figure[d]**
- La rupture des éléments structuraux de l'ouvrage **figure [e]**

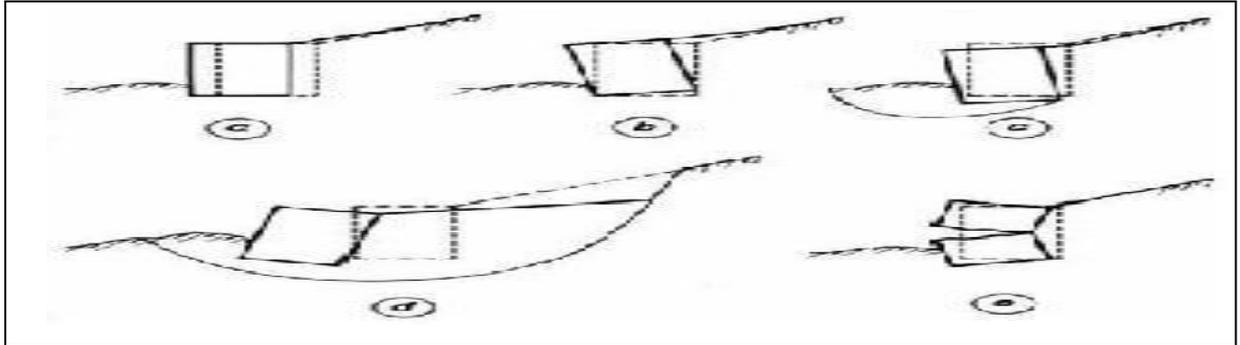


Figure I. 2: Mode de rupture des ouvrages de soutènement

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

Les parois de soutènement (rideaux de palplanches, parois moulées) ont une instabilité externe limitée aux ruptures par renversement et par glissement. Par contre, on rencontre dans ce type d'ouvrage une rupture par renard hydraulique lorsqu'existe une dénivellation de nappe de part et d'autre de la paroi. L'étude de la stabilité externe d'un ouvrage de soutènement fait appel à des concepts et à des méthodes de calcul qui sont communs à l'ensemble des ouvrages. Nous ne les détaillerons que dans le cas des murs en béton ou en maçonnerie. Par contre, l'étude de la stabilité interne est assez spécifique à chaque type d'ouvrage. Nous l'explicitons systématiquement, sauf dans le cas des murs poids en béton ou en maçonnerie ou cette étude relève des calculs classiques de béton [8].

I.5.1. Résistance au cisaillement du sol et frottement sol-mur :

a. Paramètres de résistance au cisaillement :

La résistance au cisaillement du sol est l'un des paramètres les plus importants dans l'étude de la stabilité d'un ouvrage de soutènement. En dehors des sols pulvérulents ou seuls intervient l'angle de frottement interne φ , les sols comportant une partie notable de fines ont une résistance au cisaillement dépendant à la fois de leur état de saturations et de la rapidité de

la sollicitation de cisaillement. Pour un sol fin saturé, la résistance à court terme est caractérisée par la seule cohésion non drainée C_u , l'angle de frottement étant alors nul ($\varphi_u = 0$). Par contre, la résistance effective ou à long terme est caractérisée par deux paramètres : c' la cohésion effective et l'angle de frottement interne effectif. Pour le calcul des efforts de poussée ou de butée d'un sol non saturé on prendra généralement la résistance effective (C', φ') mesurée sur le sol saturé. Dans le cas d'un sol fin saturé (limon, argile), il sera parfois nécessaire de faire deux calculs, l'un à court terme correspondant aux conditions juste après la construction, l'autre à long terme correspondant aux conditions dans lesquelles les surpressions interstitielles se sont dissipées, soit quelques semaines à quelques mois après la construction. C'est le cas des parois exécutées dans le sol en place avec excavation. Cependant l'expérience montre que c'est le calcul à long terme et en contraintes effectives (C', φ') qui est le plus défavorable. Aussi se contente-t-on souvent de ce seul calcul, il convient d'être prudent sur la prise en compte de la cohésion effective c' dans le cas des sols saturés. On la néglige souvent dans le calcul de la poussée considérant qu'elle peut être facilement détruite sous l'effet, notamment. Des déplacements de l'ouvrage [9].

b. frottements sol-mur :

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

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

Tableau I. 5: angle de frottement sol- mur en fonction l'état de surface du parement

Etat de surface du paramètre	Angel de frottement sol-mur
Surface très lisses ou lubrifiées	$\delta = 0$
Surface peu rugueuse (béton lisse, béton traité)	$\delta = 1/3\varphi$
Surface rugueuse (béton, béton projeté, maçonnerie, acier)	$\delta = 2/3\varphi$
Murs caissons	$\delta \geq 2/3\varphi$
Parement fictifs inclinés des murs cantilever	$\delta = \varphi$

En première approximation on peut déterminer cet angle de frottement en fonction de l'état de surface du parement, comme il est indiqué dans le tableau 2. Lorsque l'ouvrage de soutènement a tendance à tasse plus que le sol retenu, ce qui est le cas, par exemple, d'un mur plaqué contre un talus de déblai, l'angle δ est alors négatif. Le tassement relatif entre le sol et le mur joue ainsi un rôle important. Dans tous les cas courants de murs rugueux en béton ou en maçonnerie.

c. Calcul des efforts de poussée et de butée :

Le calcul des efforts de poussée ou de butée dans les ouvrages de soutènement doit tenir compte des paramètres et des facteurs suivant :

- le poids volumique du sol.
- La résistance au cisaillement du sol.
- Le frottement entre le sol et l'ouvrage.
- L'inclinaison de la surface du sol à l'amont et à l'aval de l'ouvrage.
- Les déformations et déplacements relatifs de l'ouvrage par rapport au sol.
- La présence d'une nappe d'eau.
- Les surcharges à la surface du sol.

Les méthodes permettant de déterminer les forces de poussée et de butée exercées sur un mur de soutènement. Même si l'étude de la stabilité externe des ouvrages de soutènement repose sur une des méthodes de calcul à la rupture, la poussée ou la butée calculée tient compte des déformations de service de l'ouvrage. Ainsi, lorsqu'il n'y a pas possibilité de déplacement d'un mur de soutènement, comme cela est le cas pour les murs latéraux d'un pont cadre, la force de poussée doit être calculée avec le coefficient de pression des terres au repos K_0 et non avec le coefficient de poussée k_a . D'une façon générale, le calcul de la force de poussée ou de butée doit tenir compte de l'amplitude et de la direction du mouvement relatif de l'ouvrage par rapport au sol. On admet que pour atteindre les états de poussée et de butée limites dans des sables moyennement denses et dans des sols fins normalement consolidés (avec un indice de consistance I_c compris entre 0.75 et 1.00), il faut des mouvements tels qu'indiqués au Tableau 1.6. Pour des sols granulaires très denses et des sols fins très sûrs consolidés ($I_c > 1.00$), des mouvements plus faibles sont suffisants pour mobiliser soit la poussée limite, soit la butée limite [10].

Tableau I. 6: mouvement pour mobiliser la poussée ou la butée limite

Poussée		Butée	
Déplacement	Rotation θ	Déplacement	Rotation θ
0.001H	arc tan 0.002(rotation autour du pied)	0.05D	arc tan 0.100(rotation autour du pied) arc tan 0.020(rotation autour de la tête)

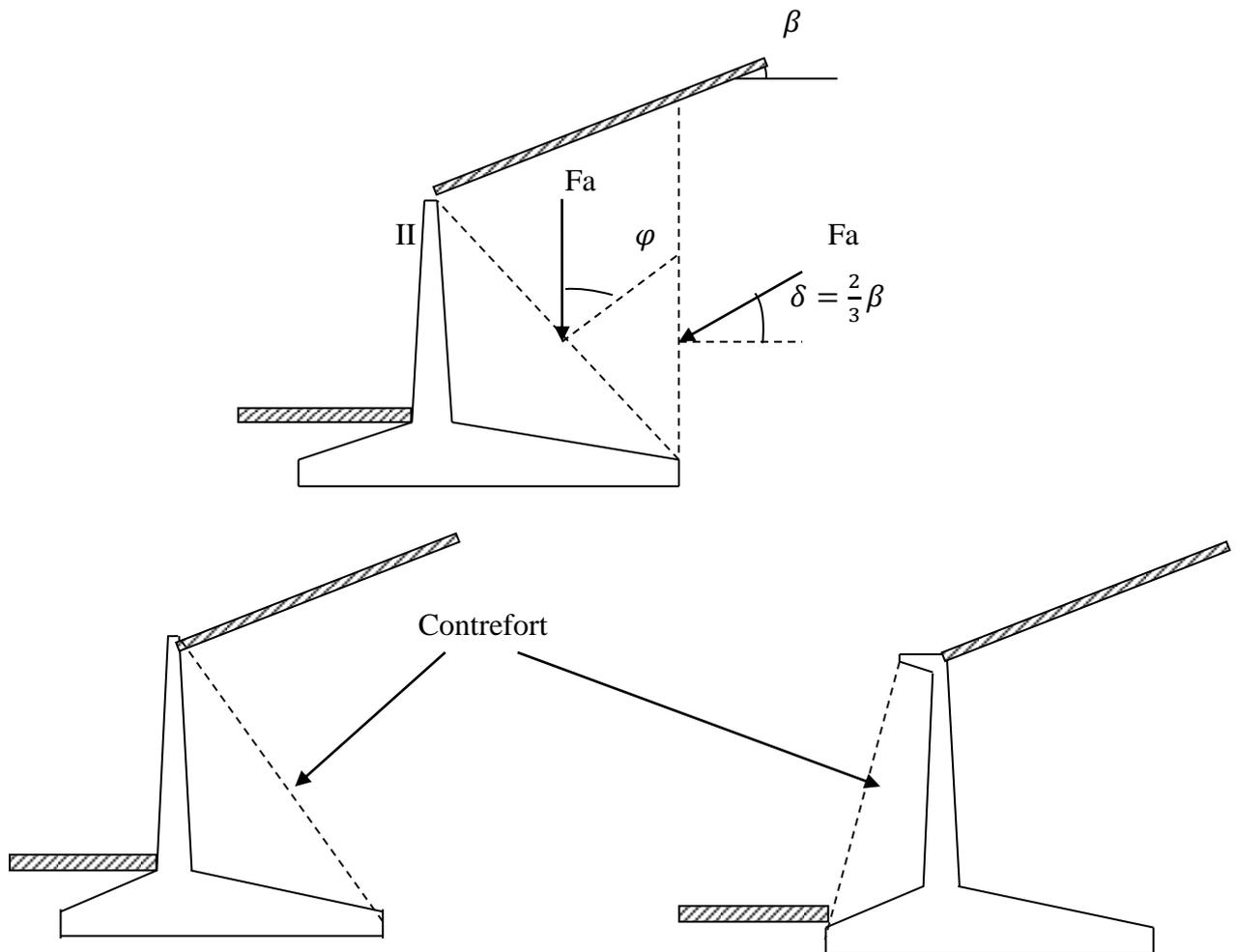


Figure I. 3: Mur cantilever en béton armée, simple et avec contrefort

Dimensionner un mur consiste à déterminer sa géométrie et sa structure (ferrailage pour un mur en béton armé) pour qu'il soit stable sous l'action des forces suivantes Figure 1.3 :

- Le poids du mur \mathbf{W}
- La force de poussée \mathbf{F}_a
- La force de butée à l'aval \mathbf{F}_a
- La réaction du sol sous la fondation \mathbf{R}

Le dimensionnement comporte les étapes suivantes en ce qui concerne la stabilité externe :

- Calcul des efforts de poussée et de butée.
- Sécurité vis-à-vis d'un glissement sur la base du mur.
- Sécurité au renversement.
- Sécurité vis-à-vis d'une rupture du sol de fondation.
- Sécurité vis-à-vis d'un grand glissement englobant le mur.

En premier lieu, il convient de vérifier que les déplacements du mur sont suffisants pour mobiliser la poussée ou la butée. La force de poussée doit, par ailleurs, être calculée en fonction des conditions hydrauliques probables les plus défavorables derrière le mur.

I.5.2. Sécurité vis-à-vis d'un glissement sur la base du mur :

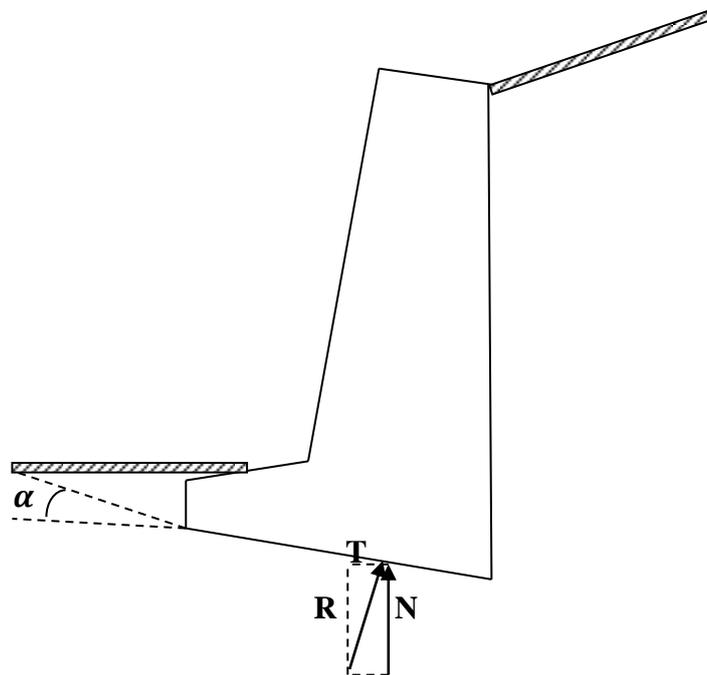


Figure I. 4: Sécurité vis-à-vis d'un glissement sur la base du mur

Le coefficient de sécurité F_G vis-à-vis d'un glissement sur la base du mur est défini comme le rapport de force résistante de cisaillement à la composante tangentielle de la réaction exercée sur la base. Si \mathbf{R} est cette force de réaction, \mathbf{T} et \mathbf{N} ses composantes suivant la base du

mur et la normale (**figure 4**), $\tan \delta$ le coefficient de frottement entre le sol de fondation et la base du mur, le coefficient de sécurité vis-à-vis d'un glissement a pour expression :

$$F_G = \frac{\sum F_{sta}}{\sum F_{ren}}$$

Le coefficient de sécurité F_G doit être supérieur ou égal à 1,5.

R : réaction exercée sur la base du mur

α : Angle de base du mur avec l'horizontale

δ : Angle de **R** avec la normal a la base du mur

A. Sécurité au renversement :

La sécurité au renversement d'un mur traduit son équilibre statique par rapport au moment des forces exercées. Le coefficient de sécurité est calculé en considérant l'équilibre limite, généralement lorsque le mur se renverse autour de son arête extérieure. Au-dessus de la base, le mur est sollicité par deux types de force (Figure 1.5) :

- Des forces qui tendent à renverser le mur autour de son arête extérieure ; principalement la force de poussée.
- Des forces qui tendent à stabiliser le autour de cette arête ; principalement le poids du mur [10].

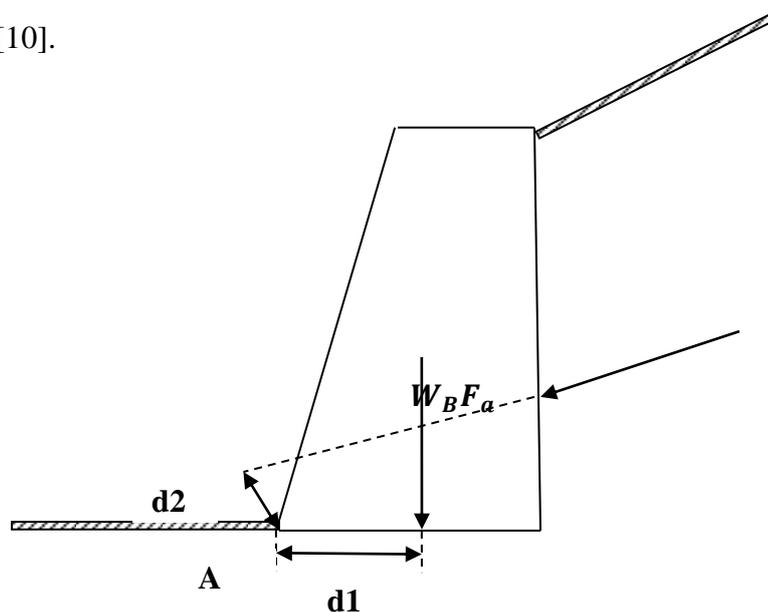


Figure I. 5: sécurité au renversement

A : arête extérieure

F_a : Force de poussée tendant à renverser le mur autour de **A**

W : poids du mur

B. Sécurité vis-à-vis d'une rupture du sol de fondation :

La sécurité vis-à-vis d'une rupture du sol de fondation (Figure 1.6) est obtenue par l'adoption d'un coefficient de sécurité égal à 3 sur la capacité portante du sol de fondation relative à une charge excentrée et inclinée. L'étude de la capacité portante q réponses soit sur des essais de laboratoire, soit sur des essais en place.

Pour tenir compte de l'excentrement e de la charge, on peut utiliser fréquemment la formule de Meyerhof qui consiste à calculer la force portante sur la largeur réduite ($B - 2e$) de la semelle.

- Méthode basée sur les essais en laboratoire :

$$q = (B - 2e)q_a$$

$$q_a = q_0 + \frac{1}{3}[cN_c + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + q_0(N_q - 1)]$$

Où γ est le poids volumique du sol

Répartition linéaire des contraintes verticales

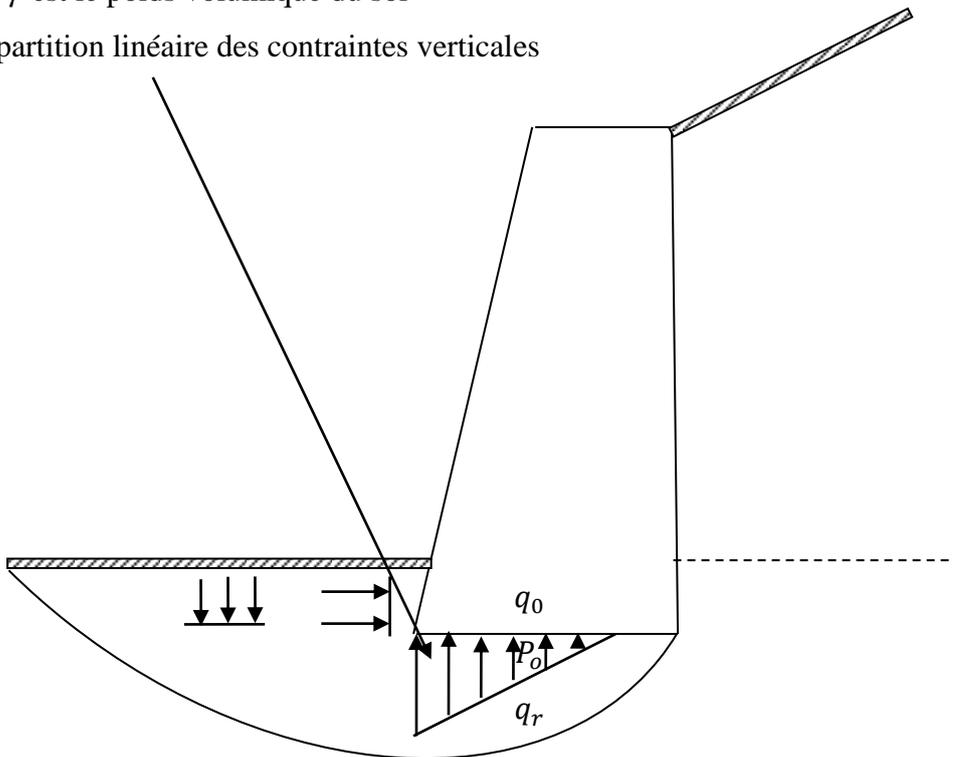


Figure I. 6: surface de rupture du sol de fondation

- p_0 et q_0 contraint dans le sol
- q_r contraint de référence

C. Sécurité au grand glissement :

Il y a rupture du mur par grand glissement lorsque la partie du massif de sol qui glisse englobe le mur, la surface de rupture passant alors à l'arrière du mur (Figure 1.7). Le coefficient de sécurité correspondant est défini comme le rapport du moment des forces motrices (force de pesanteur) au moment des forces résistantes mobilisables le long de la surface de rupture.

On utilise, en général, des surfaces de rupture cylindriques, à section circulaire, et l'on détermine par un calcul systématique, le plus souvent fait à l'ordinateur, la valeur minimale du coefficient de sécurité et la position du cercle de rupture correspondant.

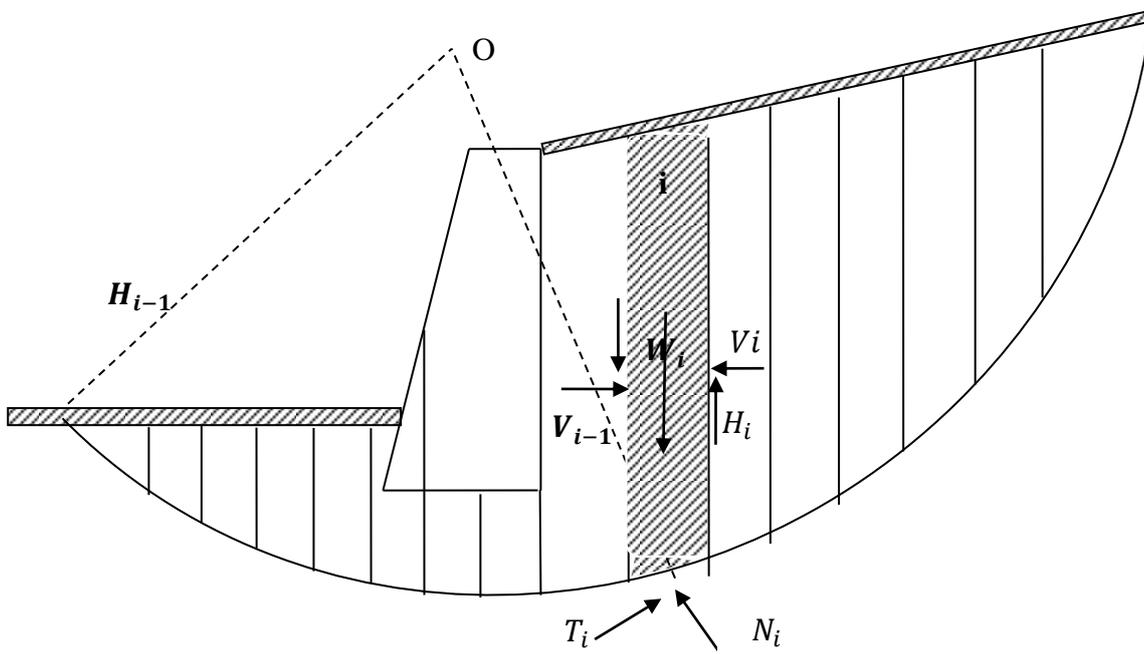


Figure I. 7: rupture per grand glissement

V_i et H_i force verticale et horizontale s'exerçant sur la tranche i

I.6. Ouvrage des soutènements spéciaux :

I.6.1. Soutènements de remblai armé par des renforcements bidimensionnels :

Les renforcements sous forme de nappes peuvent être :

- Des géotextiles
- Des géo-grilles
- Des treillis soudés : Arma-pneu sol

Les parements sont constitués soit :

- Départements préfabriqués rapportés
- Des écailles en béton armé
- Des bacs à fleurs
- Des pneus de camion



Figure I. 8: Mur LCPC/EBAL

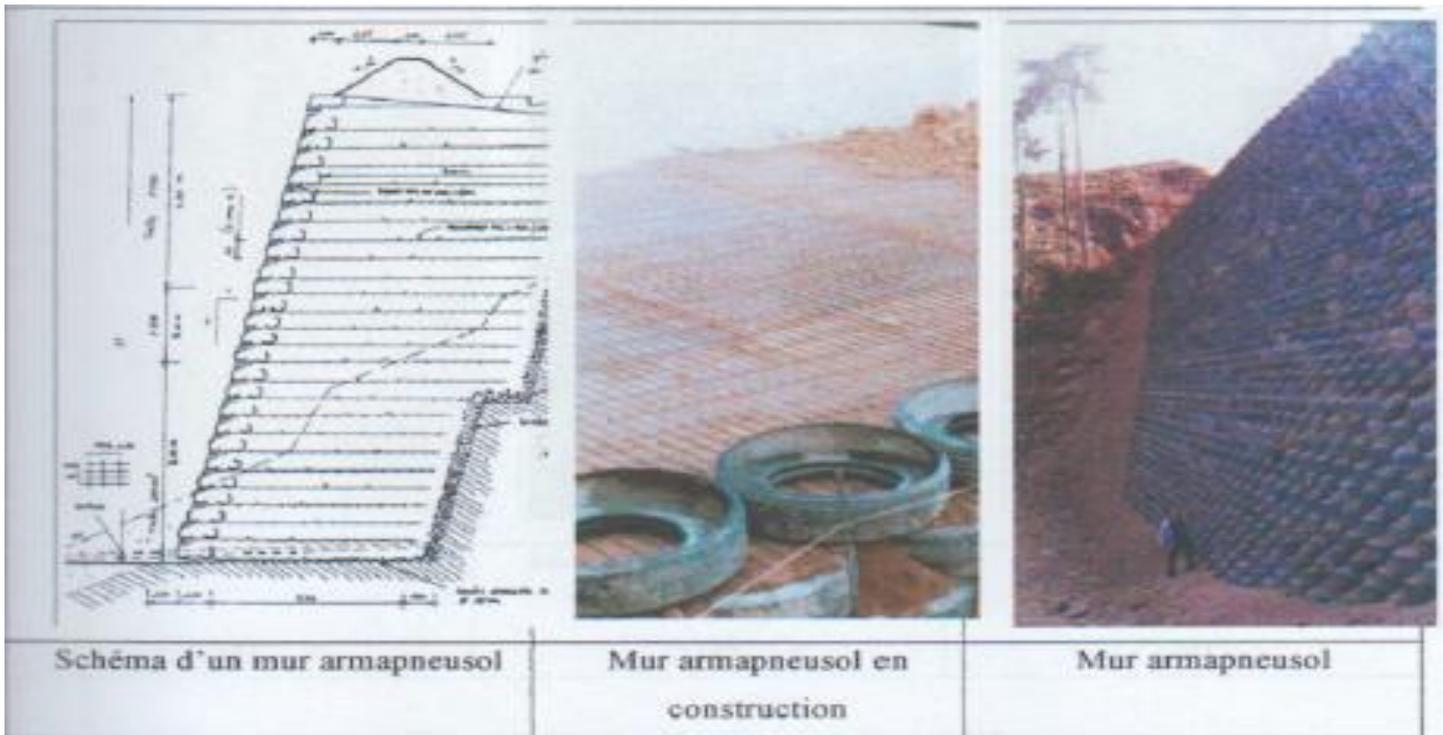


Figure I. 9: Mur Armapneusol

I.6.2. Soutènements de remblai armé par des renforcements tridimensionnels :

Le matériau Texsol est constitué d'un mélange de sable et de fil continue (Figure 1.10 a) ce mélange conserve à peu près le frottement interne du sable et acquiert une cohésion grâce au fil, La proportion normale de fil polyester, en poids par rapport au sol sec, est d'environ 0,2%. A titre indicatif, dans un m³ de matériau, on trouvera donc plus de 3Kg de fil, soit plus de 100Km. La mise en œuvre du Texsol est très souple (Figure 1.10 b). Elle ne nécessite pas de coffrages. Au fur et à mesure de son exécution, l'ouvrage fait directement office de soutènement. Sa végétation permet aux ouvrages une bonne intégration dans le site (Figure 1.10 c). La mise en ouvrage privilégiant une direction plane pour le dépôt du fil, le Texsol a des caractéristiques fortement anisotropes, ce qui a comme conséquence une forte variabilité de la cohésion suivant le plan de cisaillement [2].

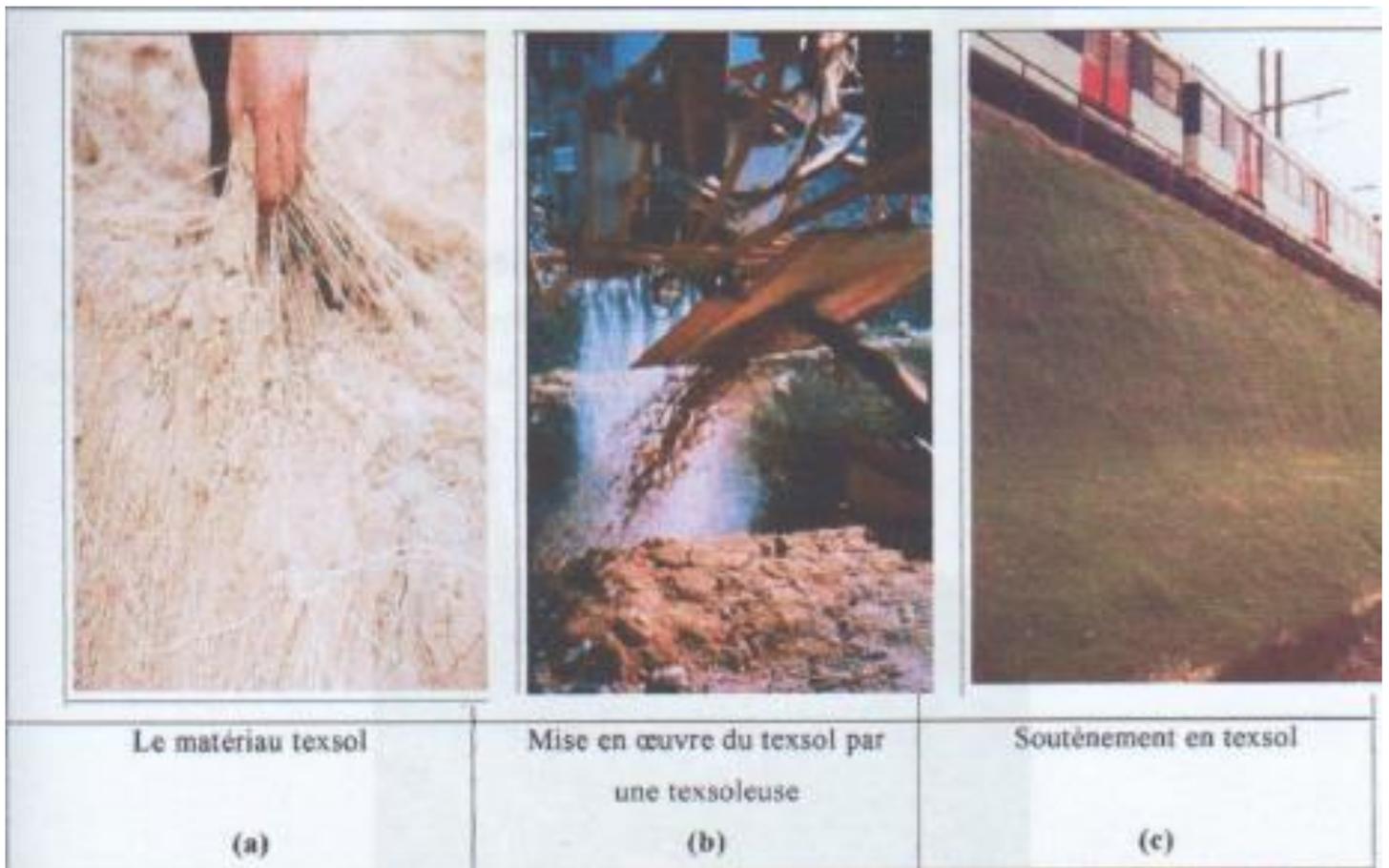


Figure I. 10: Soutènement en texsol

I.6.3. Soutènement par murs cellulaires :

Ce sont des murs constitués par un assemblage de poutre préfabriquée (Figure 1-11), dans les espaces sont remplis de terre pour leur donner le poids nécessaire à leur stabilité. Ils se prêtent bien à la végétalisation.



Figure I. 11 : Mur PELLER

I.6.4. Soutènement par gabions :

Les gabions sont formés de parallélépipèdes réalisés en grillage double torsion à mailles hexagonales. Les fil sont galvanisés et revêtu d'un PVC.



Figure I. 12: Mur de soutènement en gabions

Remarque :

Comme pour tous les ouvrages de soutènement on devra vérifier :

- La stabilité globale (stabilité de pentes)
- La stabilité externe (glissement, renversement, poinçonnement).

I.7. Conclusion :

Le mur de soutènement est un mur vertical ou subi-vertical qui permet de contenir des terres (ou tout autre matériau granulaire ou pulvérulent) sur une surface réduite.

Dans ce chapitre nous avons vus les différents types de murs de soutènement, leur dimensionnement et leur mode de rupture. Augmenter la stabilité des ouvrages en génie civil est l'objectif de chaque chercheur dans ce domaine, nous allons essayer de faire de même pour les murs de soutènement grâce à la technique pneu sol afin d'alléger le remblai derrière notre ouvrage de soutènement ; et augmenter ainsi sa stabilité vis-à-vis des différents modes de rupture que nous avons vus auparavant.

II.1. Introduction :

Le mur de soutènement est un mur vertical ou subi-vertical qui permet de contenir des terres (ou tout autre matériau granulaire ou pulvérulent) sur une surface réduite. La retenue des terres par un mur de soutènement répond à des besoins multiples : préserver les routes et chemins des éboulements et glissement de terrain, structurer une berge naturelle en un quai (ports maritimes et voies navigables), rendre cultivables des zones pentues et limiter l'érosion par ruissellement (culture en terrasses), parer en soubassement les fondations d'édifices de grande hauteur ou de digues, créer des obstacles verticaux de grande hauteur, soutenir des fouilles et tranchées de chantier pour travailler à l'abri de l'eau (batardeau), établir des fondations ou créer des parkings souterrains, etc. On trouve des murs de soutènement en pierres sèches, en moellons, en pierres de taille, en briques, en béton armé, en acier, en gabions, voire en bois ou en polymère (vinyle). L'objectif de ce chapitre est de déterminer les différentes méthodes de calcul des ouvrages de soutènement et leur dimensionnement qui posent des problèmes spécifiques.

Tout d'abord, il est indispensable d'avoir une bonne connaissance des efforts appliqués à la structure portante et de la qualité du sol de fondation lorsque ses propriétés sont mises en jeu. La connaissance des efforts appliqués ne peut être acquise que par une analyse complète des actions auxquelles la structure est soumise. Ces actions sont définies et classées, comme actions permanentes, fréquemment variables et accidentelles. Lors de la détermination des valeurs moyennes des actions, l'on se heurte toujours à deux problèmes fondamentaux suivants : calcul des efforts de poussée des terres sur un écran et calcul de la force portante d'un sol de fondation.

Les sols sont définis Mécaniquement par deux paramètres relatifs au premier paramètre est appelé cohésion (C) et est homogène à une pression, le second est appelé $\tan \varphi$, ou φ est l'angle de frottement interne du sol.

II.2. Etat de surface de contact sol/mur :

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

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

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

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

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

Lorsque l'ouvrage de soutènement a tendance à tasser plus que le sol retenu, ce qui est le cas, par exemple, d'un mur plaqué contre un talus de déblai, l'angle δ est alors négatif. Le tassement relatif entre le sol et le mur joue ainsi un rôle important. Dans tous les cas courants de murs rugueux en béton ou en maçonnerie, la valeur de $\frac{2}{3} \varphi$ est celle à retenir [4].

II.3. Etat d'équilibre du sol :

II.3.1. Etat du de repos (état k_0) :

A la profondeur z sous un remblai indéfini :

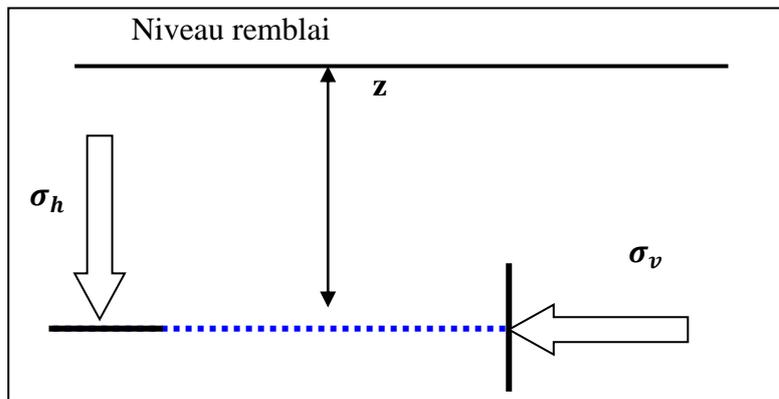


Figure II. 1: contrainte au repos

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

$$\sigma'_{v.} = \gamma' . z$$

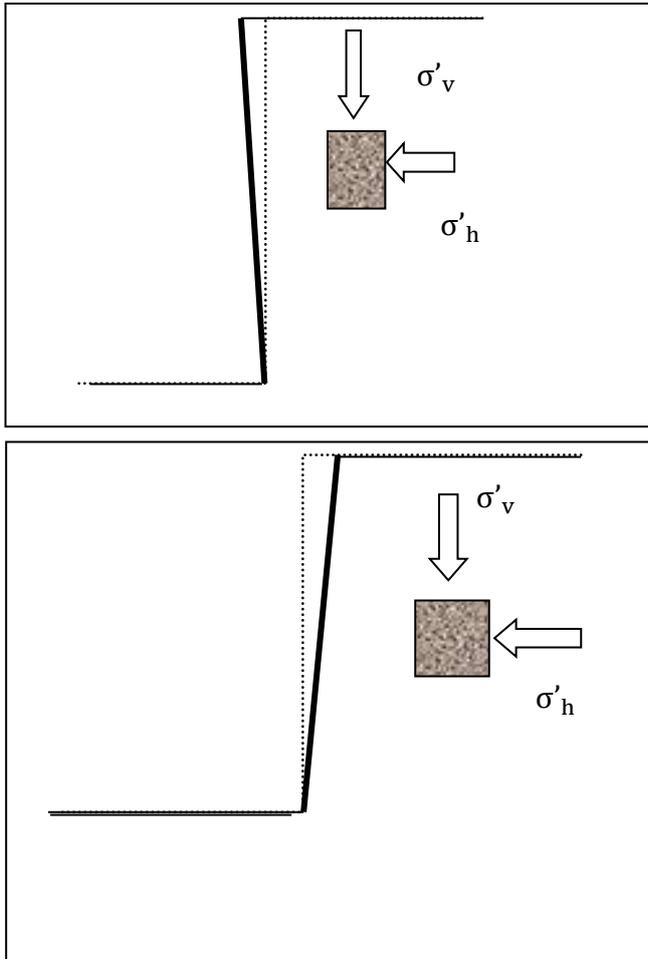
la contrainte horizontale (sur une facette verticale) est :

$$\sigma'_{h} = K_0 \sigma'_{v.}$$

s'il n'y a pas de déplacement latéral, K_0 étant, par définition, le coefficient de poussée du sol au repos. Pour un sable, JAKY a montré expérimentalement que $K_0 = 1 - \sin\phi$. Pour les argiles molles et les vases, $K_0 = 1$. Pour les argiles normalement consolidées, $K_0 \approx 0,5$.

II.3.2. Etat actif /passif :

En général, un point du massif est dit en état actif si son déplacement est dirigé vers l'intérieur du massif, et en état passif dans le cas contraire.



a) Cas actif :

Le sol exerce une pression sur le mur

$$K_a = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$

b) Cas passif :

Le mur exerce une pression sur le sol

$$K_p = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$

Figure II. 2: représente pression de la terre –Active et passive

II.3.3. Notions du poussée et buté :

Dans les problèmes de translation des murs de soutènement, en admettant que le déplacement du mur ne modifié pas les contraintes verticales initiale σ_{v0} , la poussée est caractérisée par une chute des contraintes horizontales, et la butée par une augmentation de celle-ci (voir figure II.2). Selon les figures II.4 et II.5, le sol se comporte en compression en cas de poussée et en extension en cas de la butée. Dans le cas de poussée du sol sur le mur, selon la figure II.4, la surface AB est active et AC est passif. En cas d'une butée du sol, selon la figure II.5, AB devient passive et AC active. La figure II.3 montre que les pressions ultimes

de poussée sont atteintes pour un déplacement horizontal du mur de l'ordre millième de la hauteur du mur, alors que pour atteindre l'état ultime de butée, il faut un déplacement égal au centième de la hauteur. Les pressions ultimes p_p de butée sont très grandes devant les pressions P_a de la poussée [10].

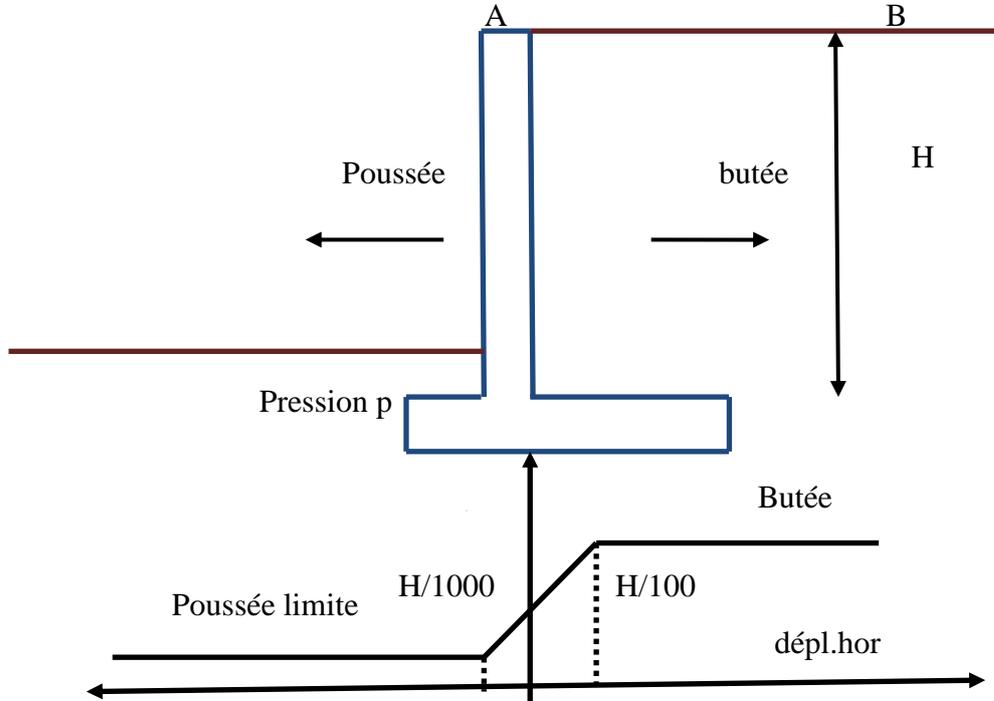


Figure II. 3 : Mobilisation des pressions en fonction du déplacement

En cas de poussée d'un sol pulvérulent ($C=0$) sur un mur vertical lisse, le critère de rupture de Mohr-Coulomb s'écrit :

$$\sigma_h^{ult} = \sigma_{v0} \cdot \tan^2\left(\frac{\pi - \varphi}{4}\right)$$

Et en cas de butée :

$$\sigma_h^{ult} = \sigma_{v0} \cdot \tan^2\left(\frac{\pi + \varphi}{4}\right)$$

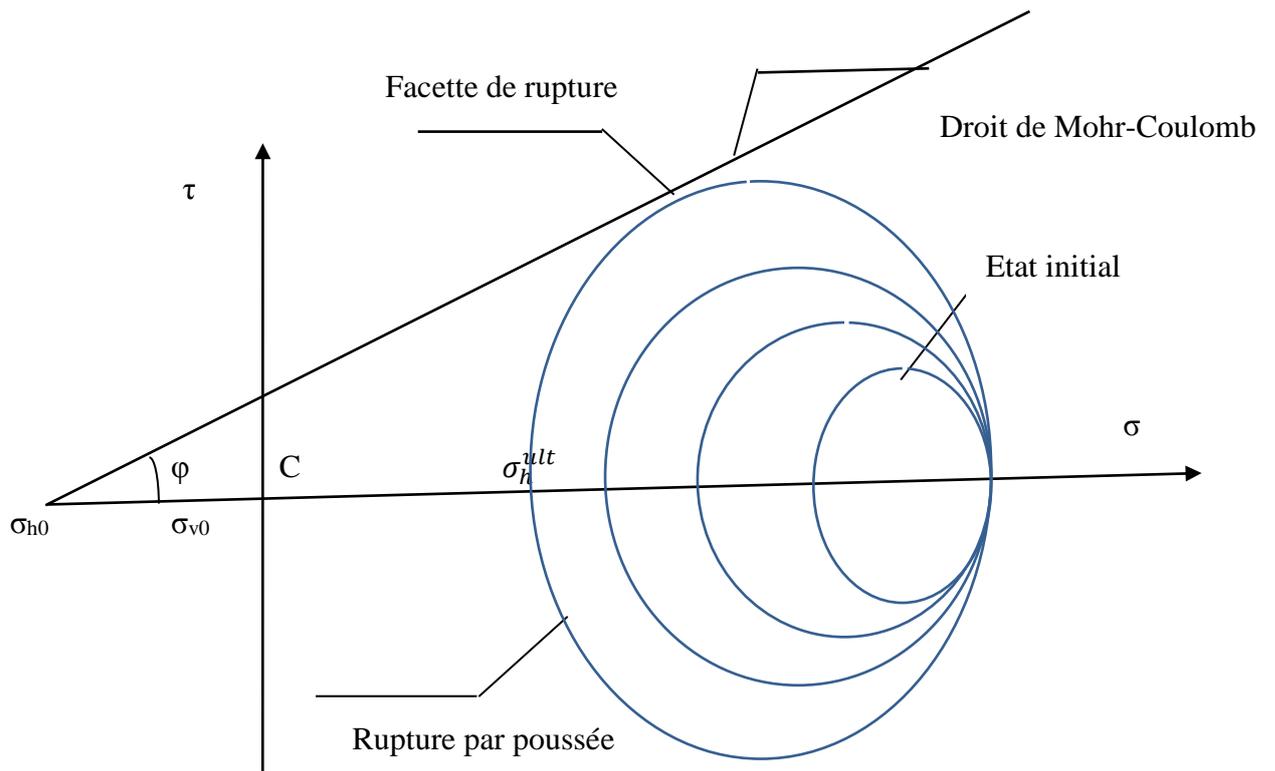


Figure II. 4: évolutions du cercle du Mohr en cas de poussée

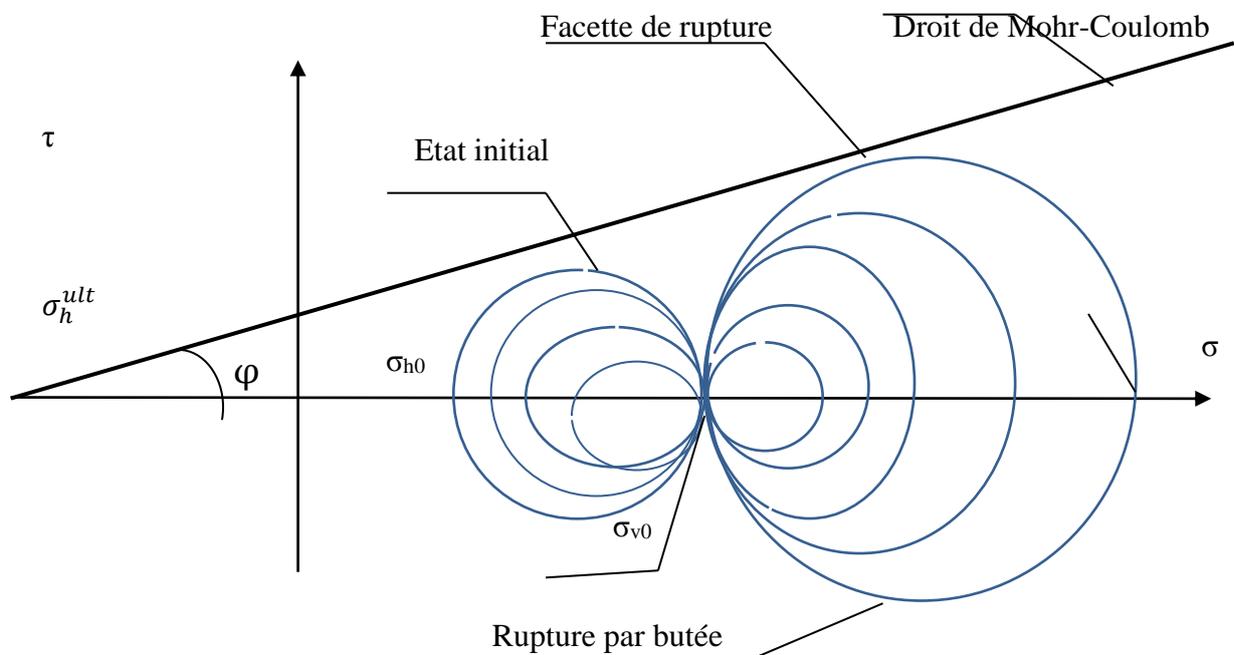


Figure II. 5: évolution du cercle du Mohr en cas de butée

II.4. action d'un sol sur un écran :

II.4.1. Les théories classiques de la poussée et de la butée :

Un des problèmes fondamentaux en Mécanique des Sols est la détermination des actions exercées par un massif de sol retenu par un écran sur celui-ci. Nous commençons par rappeler sommairement les méthodes de calcul classiques de ces actions, en précisant autant que possible leurs hypothèses de base et leur domaine de validité.

Disons tout de suite qu'elles sont toutes fondées sur un même postulat de base, à savoir qu'une condition de rupture plastique est réalisée au sein du massif de sol ou le long de surfaces spécifiques. Pour faire apparaître cette rupture plastique, on est forcé d'admettre que l'écran est déplaçable ou déformable de façon à faire travailler le sol. Plutôt que de reprendre les classiques notions de poussée et butée, nous parlerons de poussée active et de poussée passive. La poussée active est la résultante des pressions exercées par le sol sur l'écran lorsque celui-ci se déplace dans le sens d'une expansion du massif et la poussée passive est la résultante de ces mêmes pressions lorsque l'écran se déplace dans le sens d'une compression du massif.

II.4.2. Méthode de calcul

1. Principe du calcul des murs

a. Stabilité externe

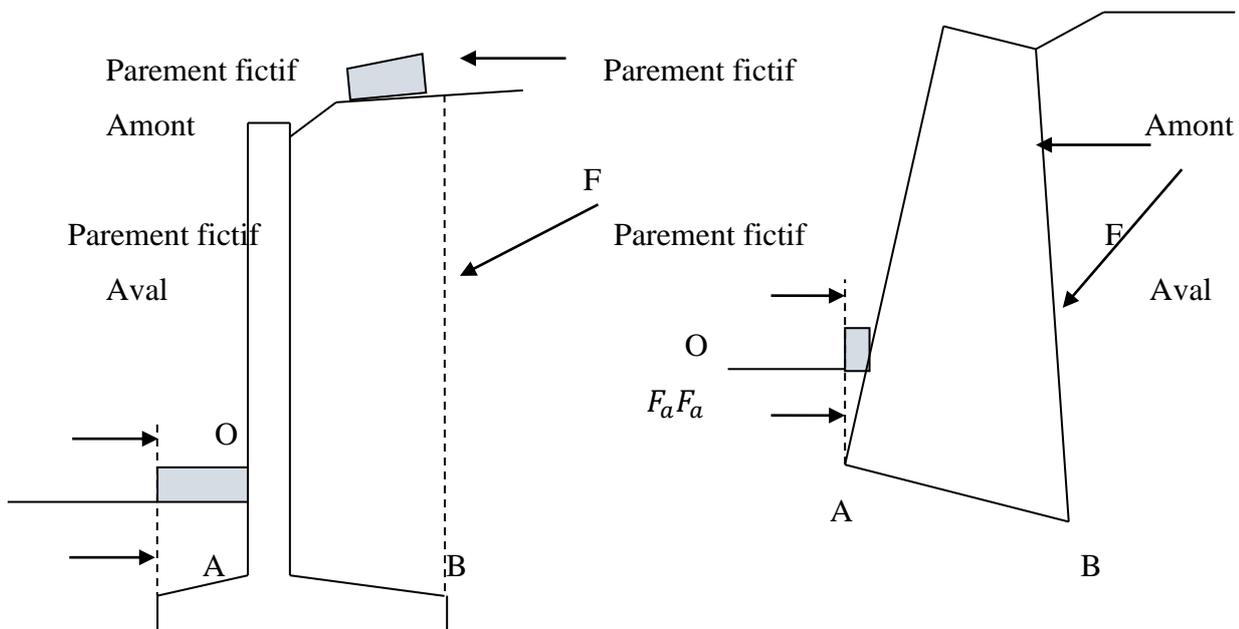


Figure II. 6: Illustration sur le principe de calcul

L'étude de la stabilité externe est réalisée en isolant un système OABO' contenant l'ouvrage, délimité par les parements amont et aval (Figure 10). Dans le cas d'un mur en T

renversé, ces parements sont des plans verticaux (dits « parements fictifs ») passant respectivement par l'arrière du talon et l'avant du patin de la semelle. Dans le cas d'un mur poids, le parement amont est confondu avec le parement arrière du mur, défini par l'utilisateur (ce peut être le parement lui-même ou, par exemple, un parement « de calcul » dans le cas d'un mur à redans).

Ce système est soumis à son poids propre et à un ensemble de contraintes le long de la ligne brisée OABO', que l'on sépare en pressions d'eau éventuelles et en contraintes effectives dans les sols (remblai et sol de fondation). Ces contraintes peuvent elles-mêmes être séparées en actions, dont le calcul est détaillé dans les paragraphes 2.4 à 2.9, et en réactions, constituées par les contraintes effectives sous la fondation. Parmi les actions, il est également possible d'introduire un chargement direct en tête de voile.

La justification de la stabilité externe du mur consiste à vérifier, pour les différentes combinaisons d'actions, les 5 critères définis par le Fascicule 62, Titre V, du CCTG :

- états-limites de mobilisation du sol (ultime et de service),
- état-limite ultime de renversement.
- état-limite ultime de glissement,
- état-limite de service de décompression du sol.

b. Optimisation :

Le programme MUR permet deux types d'utilisation : vérification de la stabilité d'un mur de géométrie définie. Et optimisation de la géométrie d'un mur on distingue deux :

- Optimisation de la largeur de la semelle d'un mur en T : optimisation de la largeur totale, ou de la largeur du patin avant (pour un talon donné), ou de la largeur du talon arrière (pour un patin donné) ;
- Optimisation du fruit avant ou de la largeur de la base pour un mur poids.

Lors de l'optimisation, le programme fait tous les calculs de justification pour différentes géométries et retient la largeur minimale qui satisfait aux critères de stabilité externe.

c. Résistance interne :

Pour les murs en T renversé, la justification de la résistance interne (§ 2.13) consiste à assurer que le règlement de béton armé (règles BAEL) est vérifié dans certaines sections prédéterminées (encastrement voile – semelle, encastrement du talon, encastrement du patin), ainsi que dans certaines sections du voile définies par l'utilisateur.

À cette fin, les efforts sont calculés avec un modèle différent de celui utilisé pour la stabilité externe, qui consiste à isoler le mur proprement dit et à calculer directement les efforts auxquels il est soumis.

Le programme MUR calcule les ferraillements « bruts » (c'est-à-dire hors ferraillements minimaux) nécessaires sur les deux faces de chaque section et édite un message lorsque la quantité d'aciers comprimés nécessaire dénote une insuffisance des épaisseurs de béton. Pour les murs poids, le programme ne fournit pas de justification de la résistance interne [6].

II.4.3. Calcul des pressions sur les murs :

1- Pression à l'état K_0 :

Le mur fixe n'effectuant aucun déplacement, sa présence ne modifie pas les contraintes initiales dans un massif semi-infini en état k_0 , le sol est d'après les figures II.2 et II.3. En équilibre surabondant et les contraintes de frottement sol/mur ne sont nulles en cas d'un mur vertical. Sur la surface d'un contact sol/mur, les pressions sont horizontales et égales, à une profondeur donnée :

$$P = \sigma_h = K_0 \sigma_{v0}$$

2- Pression à l'état d'équilibre limite dans un sol pulvérulent (mur non fixes) :

Pour les murs non fixes dans un sol frottant ($\varphi \neq 0$), les pressions limites agissant sur le mur peuvent être déterminées par superposition approchée des effets séparés du point des terres (P_γ), de la cohésion du matériau (P_0) ainsi que celui de la surcharge (P_q) :

$$p \approx P_\gamma + P_0 + P_q$$

Dans les conditions ordinaires de comportement du mur, le sol tasse plus que le mur. Ainsi, la vectrice pression de poussée est dirigée vers la base, alors que celui de la butée est dirigé vers le haut. Plusieurs méthodes sont utilisées pour déterminer la pression P_γ du poids des terres, notamment celles de Coulomb (1776), Rankine (1860), Boussinesq (1882). L'exposé sera limité aux deux dernières méthodes [3].

II.4.4. La méthode de Coulomb (1773) :

La théorie de Coulomb comme presque toutes les autres méthodes théoriques de calcul des poussées s'intéresse à un massif de sol homogène, isotrope et pulvérulent limité par un talus semi-infini plan. Par suite d'un léger déplacement de l'écran, une partie du massif, contenue dans un prisme appelé prisme de glissement, se met en mouvement. Cette théorie, déjà ancienne, permet la détermination de la force de poussée s'exerçant sur un écran d'orientation verticale ou inclinée

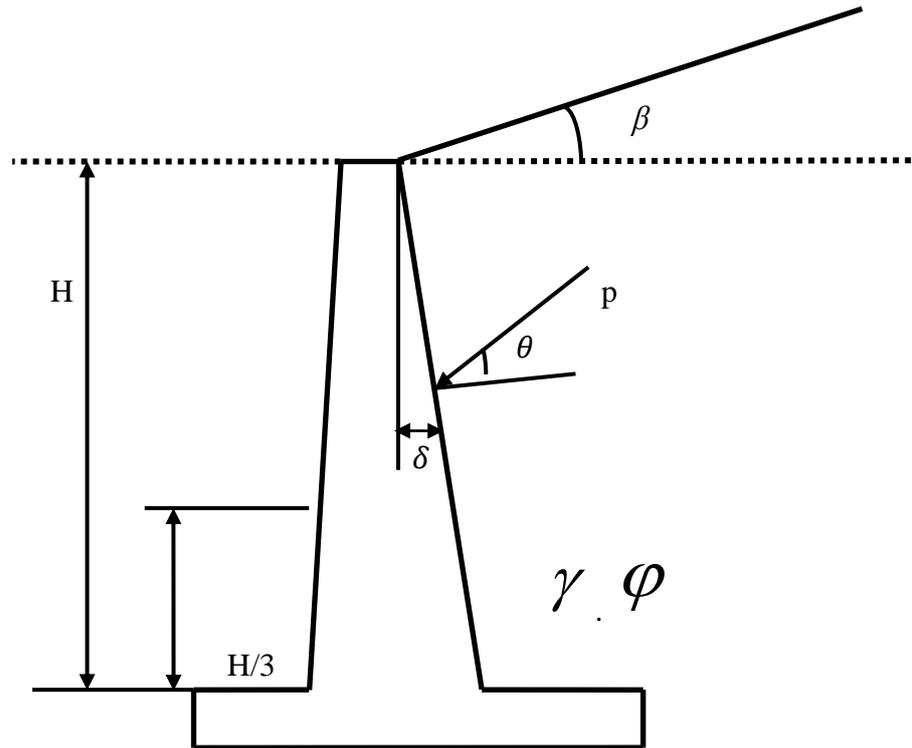


Figure II. 7: les forces latérales d'un mur soutènement

γ : Densité du sol (poids spécifique).

φ : Angle orienté du plan de l'écran avec le plan vertical.

β : Angle orienté du plan de l'écran avec le plan horizontal.

δ : Angle de frottement entre mur et sol.

φ : Angle de frottement interne de sol.

H : Hauteur de la projection verticale de l'écran.

Coulomb a fait les hypothèses simplificatrices suivantes :

- le sol est homogène et isotrope ;
- le mur est rigide ;
- la surface de rupture est plane ;
- l'angle de frottement δ entre le mur et le sol est connu

(δ est l'angle entre la résultante des forces de poussée et la perpendiculaire au mur) ;

- la cohésion n'est pas prise en compte

a) Coefficient de Poussée active :

La poussée active du massif sur l'écran est la résultante d'une charge répartie linéairement, faisant l'angle δ sur la normale à l'écran tel que $(\text{tg}\varphi)$ représente le coefficient de frottement

sol-écran, avec la densité linéaire, par mètre linéaire d'écran dans le sens perpendiculaire au plan de figure 4 :

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

Pour l'angle ($\theta=0$) et ($\delta=0$) :

$$K_a = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi}$$

b) Coefficient de Poussée passive (butée) :

La mise en équation du problème montre que les calculs de poussée passive se ramènent à ceux de la poussée active si l'on change (φ en $-\varphi$ et δ en $-\delta$) Les formules précédentes sont donc encore valables en substituant simplement à la fonction $K_a(\varphi, \beta, \delta, \theta)$, une fonction $k_p(\varphi, \beta, \delta, \theta)$ telle que :

$$K_p = \frac{\sin^2(\theta + \varphi)}{\sin^2\theta \sin(\theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta - \beta)}} \right]^2}$$

Pour les angles ($\theta=0$) et ($\delta=0$) et ($\beta=0$) :

$$K_a = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi}$$

Tableau II. 2: Des valeurs de K_a pour $\delta=0$ (Théorie de Coulomb)

α (Deg)	φ (Deg)	0	5	10	15	20	25
0	28	0.361	0.396	0.434	0.477	0.526	0.581
	29	0.347	0.382	0.420	0.463	0.512	0.567
	30	0.333	0.368	0.407	0.449	0.498	0.554
	31	0.320	0.355	0.393	0.436	0.485	0.540
	32	0.307	0.342	0.380	0.423	0.471	0.527
	33	0.295	0.330	0.368	0.410	0.459	0.514
	34	0.283	0.317	0.355	0.398	0.446	0.501
	35	0.271	0.306	0.343	0.386	0.434	0.489
	36	0.260	0.294	0.332	0.374	0.421	0.476
	37	0.249	0.283	0.320	0.362	0.410	0.464
	38	0.238	0.272	0.309	0.351	0.398	0.452
	39	0.228	0.261	0.298	0.340	0.396	0.441
	40	0.217	0.251	0.287	0.329	0.375	0.429
41	0.208	0.241	0.277	0.318	0.364	0.418	
42	0.198	0.231	0.267	0.307	0.353	0.407	
5	28	0.382	0.420	0.462	0.509	0.562	0.625
	29	0.366	0.404	0.446	0.493	0.547	0.609
	30	0.352	0.389	0.431	0.478	0.532	0.594
	31	0.337	0.375	0.417	0.464	0.517	0.579
	32	0.323	0.361	0.403	0.449	0.502	0.564
	33	0.310	0.347	0.389	0.435	0.488	0.550
	34	0.297	0.334	0.375	0.422	0.474	0.536
	35	0.284	0.321	0.362	0.408	0.461	0.522
	36	0.272	0.309	0.350	0.395	0.447	0.508
	37	0.260	0.297	0.337	0.383	0.434	0.495
	38	0.249	0.265	0.325	0.370	0.422	0.481
	39	0.238	0.273	0.313	0.358	0.409	0.469
	40	0.227	0.262	0.302	0.348	0.397	0.456
41	0.216	0.252	0.291	0.335	0.385	0.444	
42	0.206	0.241	0.280	0.323	0.373	0.431	
10	28	0.407	0.449	0.495	0.547	0.606	0.677
	29	0.390	0.431	0.477	0.529	0.589	0.659
	30	0.374	0.415	0.461	0.512	0.572	0.641
	31	0.358	0.399	0.444	0.496	0.555	0.624
	32	0.343	0.383	0.429	0.480	0.539	0.607
	33	0.328	0.368	0.413	0.464	0.523	0.591
	34	0.314	0.354	0.399	0.449	0.507	0.575
	35	0.300	0.340	0.384	0.434	0.492	0.559
	36	0.286	0.326	0.370	0.420	0.477	0.544
	37	0.274	0.313	0.357	0.406	0.463	0.529
	38	0.261	0.300	0.343	0.392	0.449	0.514
	39	0.249	0.288	0.331	0.379	0.435	0.500
	40	0.238	0.276	0.318	0.366	0.421	0.486
41	0.227	0.264	0.306	0.353	0.408	0.472	
42	0.216	0.253	0.294	0.341	0.395	0.459	

Généralement l'effet de la friction sur le mur est faible dans le cas actif et il est habituellement négligé ($\delta=0$). Les valeurs de k_a à utiliser sont données dans le tableau en annexe. L'angle de friction sol-mur ($\delta=0$).

Dans le cas passif, l'effet de la friction sur le mur est important mais il faut qu'il y ait déplacement du mur pour que la friction soit mobilisée. Les valeurs de k_p à utiliser sont données pour différentes valeurs de friction sol-mur dans le deuxième tableau en annexe. Lorsqu'il est applicable, l'angle de friction sol-mur pourrait être :

- Mur en acier : $\delta = \varphi/3$

- Mur en béton : $\delta = 2\varphi/3$
- On peut aussi utiliser les valeurs typiques du tableau en annexe.

En conclusion, la méthode de Coulomb peut être utilisée :

Pour des calculs de poussée active lorsque l'angle que fait l'écran sur la verticale est relativement faible, et pour des calculs de poussée active lorsque la forme du talus est compliquée ou que le chargement n'est pas simple (méthode graphique). Dans ce cas, c'est la seule méthode simple, mais les résultats doivent être utilisés avec précaution.

II.4.5. La théorie de Rankine (1856) :

La théorie de Rankine étudie l'équilibre, sous l'action de son seul poids a que l'état d'équilibre est identique pour tous les points situés à une même profondeur. La présence de discontinuités (provoquées par exemple par des écrans placés au sein du massif) ne modifie pas la répartition des contraintes verticales dans le sol. Cette théorie constitue le premier effort pour évaluer les contraintes au sein d'un massif de sol. RANKINE a fait des hypothèses suivantes :

- le sol est isotrope ;
- le mur ne modifie pas la répartition des contraintes verticales :

$\sigma_v = \gamma \cdot h$ pour un sol à surface horizontale ;

$\sigma_v = \gamma \cdot h \cdot \cos \beta$ pour un sol à surface inclinée d'un angle β sur l'horizontale ; nous considérons seulement le cas d'un écran vertical.

- **Pour les sols pulvérulents** ($c = 0$) et à surface horizontale

La contrainte de poussée (active) est $\sigma_a = K_a \cdot \gamma \cdot h$ avec :

$K_a = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ valeur identique à celle donnée par la théorie de Coulomb avec les mêmes hypothèses. Cette formule se vérifie simplement sur le graphique de Mohr de la figure 35 où $IA = OA \cdot \sin\phi$.

De même, la contrainte de butée (passive) est $\sigma_a = K_p \cdot \gamma \cdot h$ avec :

$$K_p = \frac{1}{K_a} = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

- **Pour les sols purement cohérents** ($\phi = 0$).

$$K_a = 1 - 2 \frac{c}{\gamma \cdot h} \quad K_p = 1 + 2 \frac{c}{\gamma \cdot h}$$

- **Pour les sols cohérents et frottant.**

Un changement d'origine sur l'axe des σ tel que $OO' = H \cdot \cotan\phi$ même au cas d'un sol sans cohésion.

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) - 2\frac{c}{\gamma \cdot h} \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) + 2\frac{c}{\gamma \cdot h} \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

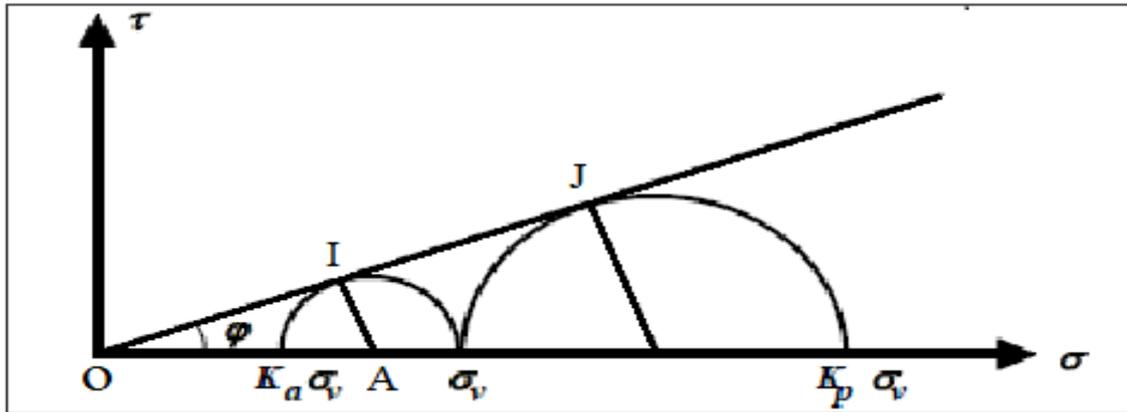


Figure II. 8: représentation des états de poussée et de butée dans le plan de mohr

Coefficient de Poussée active :

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

Coefficient de Poussée passive (butée) :

Au cas particulier d'un sol horizontal ($\beta = 0$) :

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

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

Est le coefficient du butée (singne +) ou poussée (singne -).

La méthode a pour inconvénients de négliger l'effet de la rugosité de l'interface sol/mur et de considérer un mécanisme de rupture du sol, composé d'un réseau de droites faisant des angles de $(\pi/4 \pm \phi/2)$ de part et d'autre des facettes majeurs. Ces dernières sont horizontales en cas de poussée verticales en cas de butée. Le mécanisme de rupture, comme l'a montré Boussinesq, est plutôt curviligne.

II.4.6. La méthode de Boussinesq :

BOUSSINESQ(1882) a amélioré la théorie de RANKINE en prenant l'interaction réelle entre le sol et l'écran, c'est-à-dire en choisissant la valeur de l'angle de frottement δ sol-écran.

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

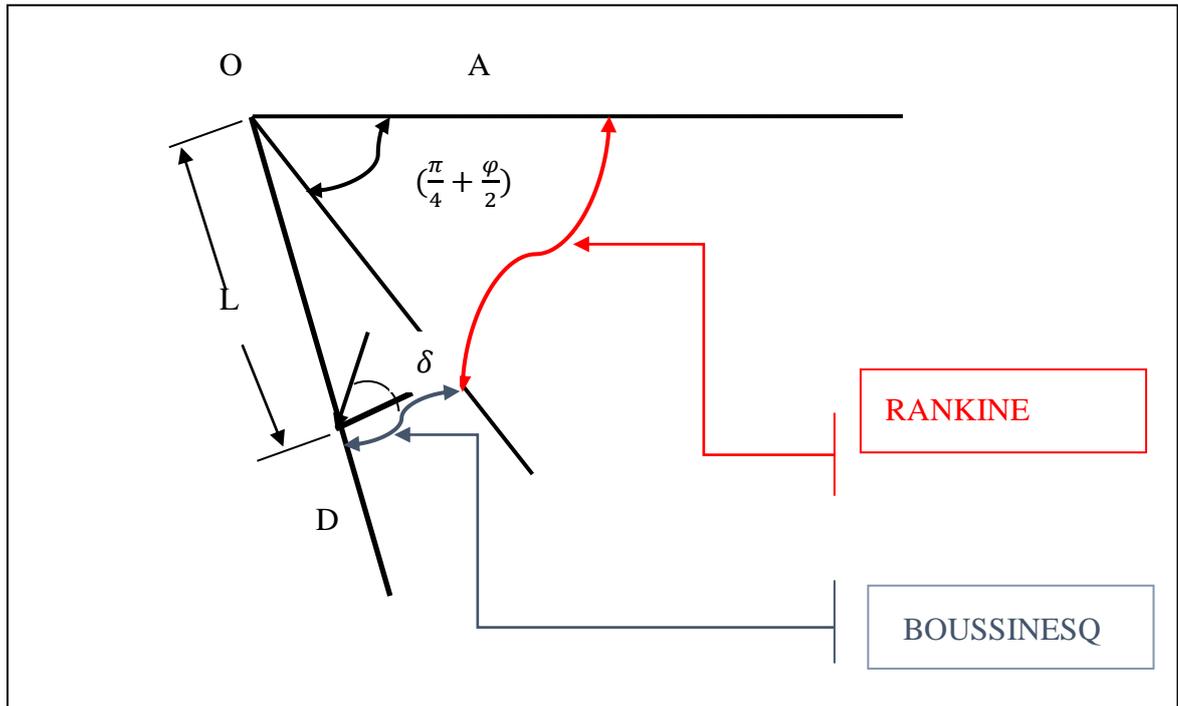


Figure II. 9: équilibre de BOUSSINESQ et de RANKINE

BOUSSINESQ garde les résultats de RANKINE concernant la répartition des contraintes sur l'écran :

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

$$t = K a * \gamma * l$$

Si BOUSSINESQ avait bien posé le problème, il n'a été résolu qu'en 1948 par CAQUOT et KERISEL qui en ont donné la démonstration suivante. On travaillera en coordonnées polaires, pour lesquelles les équations d'équilibre

$$\text{div } \tau + F = 0$$

S'écrivent :

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_r}{r \partial \theta} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = \gamma \cos \theta$$

$$\frac{\partial \tau_r}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_\theta}{r \partial \theta} + 2 \frac{\tau}{r} = -\gamma \sin \theta$$

σ_r : Contrainte normale radiale.

σ_θ : Contrainte normale ortho-radiale.

τ : Contrainte de cisaillement.

En combinant les équations d'équilibre précédentes et les relations données par le cercle de Mohr des contraintes tangentes aux droites de Coulomb on établit le système des 2 équations différentielles suivantes :

$$\frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + 2\tau = -\gamma \cdot r \cdot \sin \theta$$

$$\frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + 2(\sigma_r - \sigma_\theta) = -\gamma \cdot r \cdot \cos \theta$$

Avec : $\sigma_\theta = K \cdot \sigma_r$

Le système des deux équations différentielles a été intégré par Caquot et Kérisel, les calculs étant améliorés par ABSI pour donner des tables complètes de poussée et butée fournissant les coefficients K_a et K_p . Le problème est déterminé par les conditions aux frontières :

- surface libre : contraintes nulles
- sur l'écran : obliquité imposée δ de la contrainte.

Entre la surface libre et la première ligne de glissement on a un équilibre de Rankine et entre la première ligne de glissement et l'écran un équilibre de Boussinesq. Le tracé des lignes de glissement montre que les lignes de glissement diffèrent peu de lignes droites dans le cas d'équilibre de poussée, par contre elles s'en éloignent fortement dans le cas d'équilibre de butée.

II.4.7. Equilibre de Caquot – Kérisel :

Messieurs Caquot et Kérisel ont introduit un élément supplémentaire non pris en compte par Rankine : le frottement sol-écran. En effet, le sol en particulier sous l'effet du tassement va frotter contre la paroi interne de l'écran et générer un effort vertical descendant non négligeable. L'effort P décrit précédemment subsiste mais fait maintenant un angle d avec la

perpendiculaire à la surface de l'écran. δ est l'angle de frottement sol-écran. Par contre, les coefficients de poussée K_a et de butée K_p fournis par Rankine sous forme d'équation ne sont plus valables et doivent être remplacés par les tables de Caquot et Kérisel (voir Figure 1) [5].

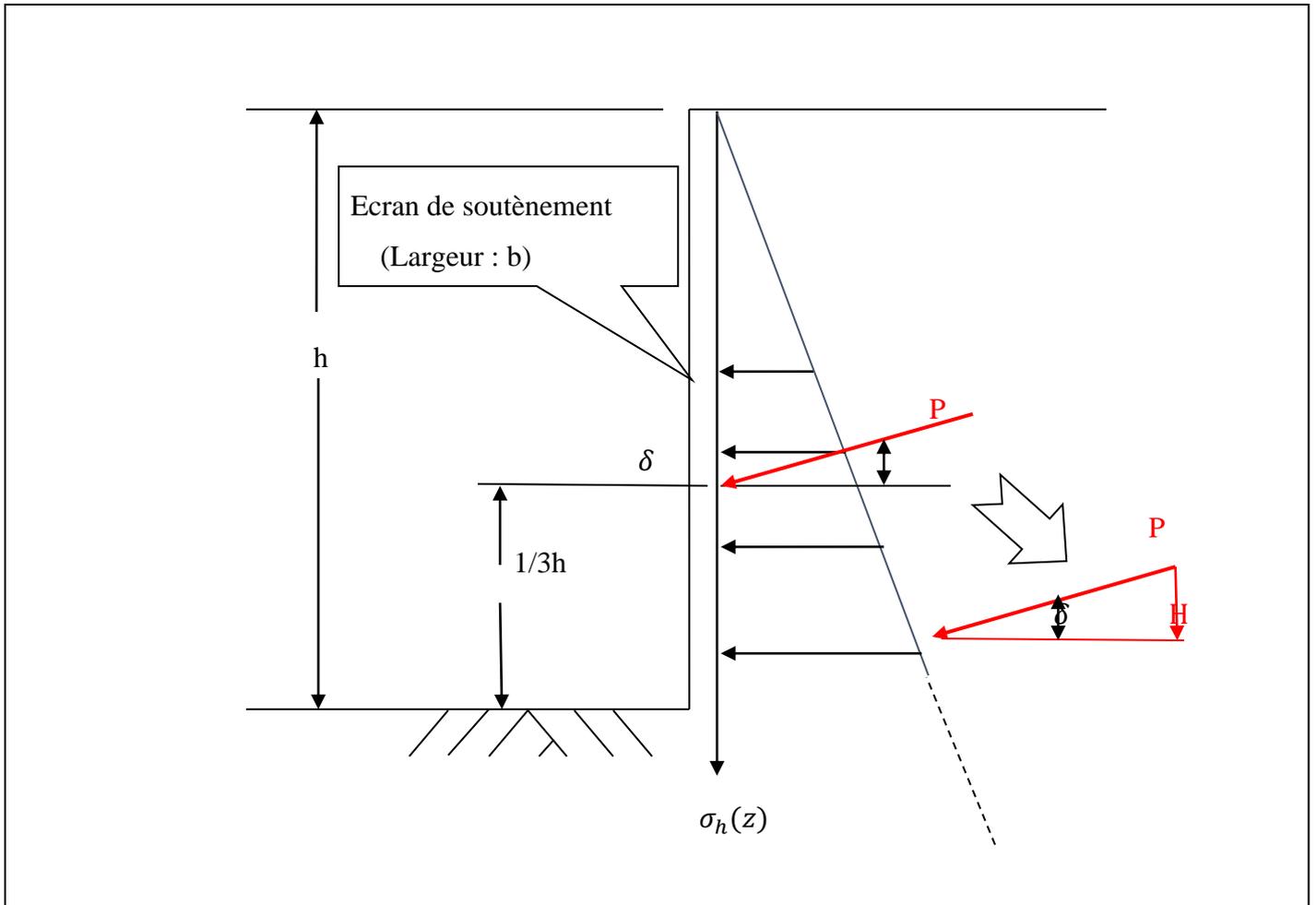


Figure II. 10: Représente stabilité d'un mur de soutènement

Dans le cas général, on prend : $\delta = \frac{2}{3}\varphi$ (avec : φ angle interne de frottement) compte tenu de la figure suivante, la décomposition de P en deux efforts l'un perpendiculaire l'autre parallèle à l'écran est :

- $H = P \cos (\delta)$

Stabilité des murs de soutènement

- $V = P \sin (\delta)$

Tableau II. 3: Tables des coefficients K_a et K_p de Caquot-Kérisel (Extrait Mémo Tech – Génie Civil)

		Poussée et butée des terres									
		Valeur de φ									
		5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°
$\frac{\delta}{\varphi} = 1$		0.81	0.65	0.53	0.44	0.37	0.31	0.26	0.22	0.185	0.155
		0.99	0.98	0.97	0.96	0.93	0.90	0.86	0.80	0.73	0.64
$\frac{\delta}{\varphi} = \frac{2}{3}$		0.81	0.66	0.54	0.44	0.36	0.30	0.25	0.20	0.16	0.13
		1.06	1.16	1.24	1.33	1.44	1.56	1.68	1.8	1.7	1.6
$\frac{\delta}{\varphi} = \frac{1}{3}$		0.82	0.67	0.56	0.45	0.37	0.30	0.25	0.20	0.16	0.13
		1.15	1.30	1.49	1.70	1.83	2.20	2.5	2.8	3.2	3.6
$\frac{\delta}{\varphi} = 0$		0.84	0.70	0.59	0.49	0.41	0.33	0.27	0.22	0.17	0.13
		1.19	1.42	1.70	2.04	2.46	3	3.7	4.6	5.8	7.5
$\frac{\delta}{\varphi} = -\frac{1}{3}$		0.88	0.75	0.64	0.52	0.46	0.39	0.32	0.26	0.20	0.16
		1.22	1.52	1.89	2.38	3.03	4.02	5.55	8.1	12	19
$\frac{\delta}{\varphi} = -\frac{2}{3}$		0.94	0.81	0.72	0.64	0.56	0.48	0.40	0.34	0.27	0.22
		1.24	1.59	2.06	2.72	3.51	5.25	8.0	12.8	21	41
$\frac{\delta}{\varphi} = -1$		1.04	1.06	1.05	1.04	1.02	0.98	0.94	0.88	0.82	0.75
		1.26	1.66	2.20	3.04	4.26	6.56	10.7	16.2	35	75

II.5.Conclusion :

Lorsque le mur de soutènement est en forme L (semelle arrière), les calculs sont généralement menés avec la théorie de RANKINE qui néglige le frottement sol-écran. Dans le cas contraire (pas de semelle arrière), on utilise les extensions de la théorie de CAQUOT ainsi que les tables des coefficients de butée et poussée.

III.1. Description et présentation de l'ouvrage:

Le présent travail que nous avons l'honneur de soutenir a pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation des ingénieurs ou master, par l'étude d'un mur soutènements. C'est pour ces multiples raisons que le calcul complet d'un mur de soutènement est une œuvre assez laborieuse, le dimensionnement de l'ouvrage et ces vérifications demandent une succession de calcul très long .Aussi pour arriver de la façon la plus rapide aux bons résultats, il est important de la manière la plus juste possible les caractéristiques géométriques du mur. Il est important de majorer la semelle de 15% la largeur de la semelle ainsi déterminée, car elle ne permet pas toujours de satisfaire les vérifications de la stabilité externe. Dans notre mémoire nous allons faire une étude théorique complète sur les murs de soutènement et faire un exemple de calcul.

Dans l'évaluation de la stabilité d'un mur de soutènement, il faut analyser :

- La stabilité contre le glissement horizontal ;
- La stabilité contre le renversement ;
- La capacité portante à la rupture (comme dans les fondations) ;
- Le tassement ;

- La stabilité de l'ensemble.

III.2. Stabilité de mur soutènement

La stabilité des murs de soutènement doit être vérifiée dans les conditions suivantes :

- 1-Vérification pour glissement
- 2- Vérification pour renversement
- 3- Vérification pour capacité portante
- 4- vérifiez pour rupture par cisaillement de base

Les facteurs minimaux de sécurité pour la stabilité de la paroi sont

- 1- Facteur de sécurité contre le glissement = 1.5
- 2- Facteur de sécurité contre le renversement= 2.0
- 3- Facteur de sécurité contre l'échec capacité portante=3 .0

III.3. Caractéristiques géométriques du mur soutènement

En plan

- Longueur = 4.0 m.
- Hauteur du murs = 5 m
- Epaisseur du voile $e=0.3m7$

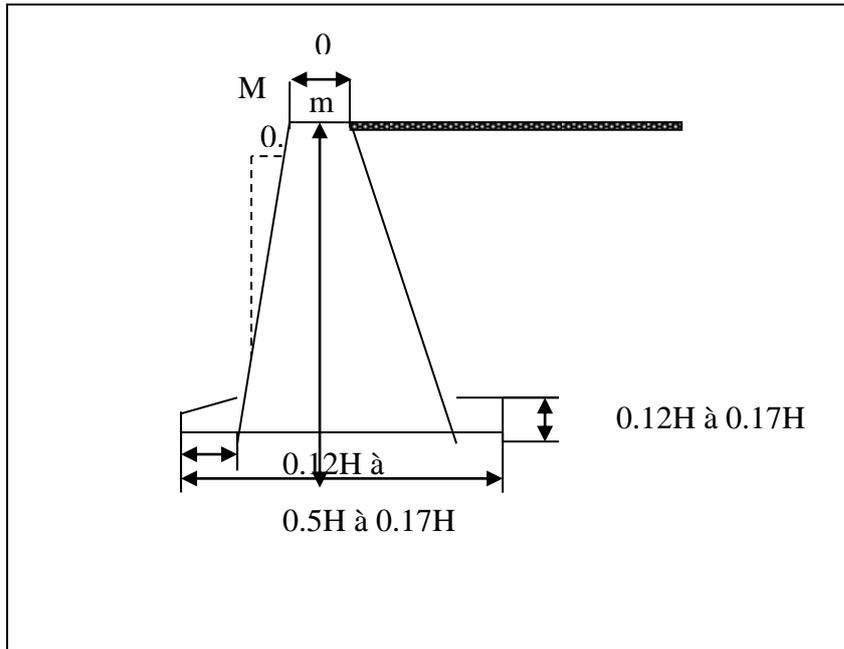


Tableau II. 4 : Mur poids ou gravité

III.4. Caractéristiques géotechniques du sol

L'un des paramètres fondamentaux que l'ingénieur doit connaître dans tout projet de Génie Civil est l'état du sol sur lequel il va bâtir. En effet le dernier élément qui va supporter toutes les charges des murs est le sol. Les études géotechniques trouvent là toute leur importance.

III.5. Contrainte admissible du sol

Le taux de travail du sol est de l'ordre de 2,00 bars. Il est demandé de rigidifier la structure et écarter toute venue d'eau afin de préserver les caractéristiques géotechniques du sol.

III.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisées

Il est essentiel de bien connaître les différents composants des matériaux constituant notre structure ainsi que leurs comportements, cela nous permet de prévenir contre de potentiels risques de rupture, de fissuration ou de dégradation. Le matériau utilisé pour la réalisation de ce projet est le béton armé. C'est le matériau le plus couramment utilisé pour ce type de construction en raison des possibilités de forme réalisables avec le béton mais surtout de l'existence de main d'œuvre et d'entreprises confirmées dans l'exécution de projet à base de ce matériau.

III.7. Exemple de calcul :

La section d'un mur de soutènement poids est montrée à la figureci-dessous. En utilisant $\delta = 2/3\phi_1$ et la théorie de Coulomb : Déterminer les facteurs de sécurité contre le renversement, le glissement et la rupture.

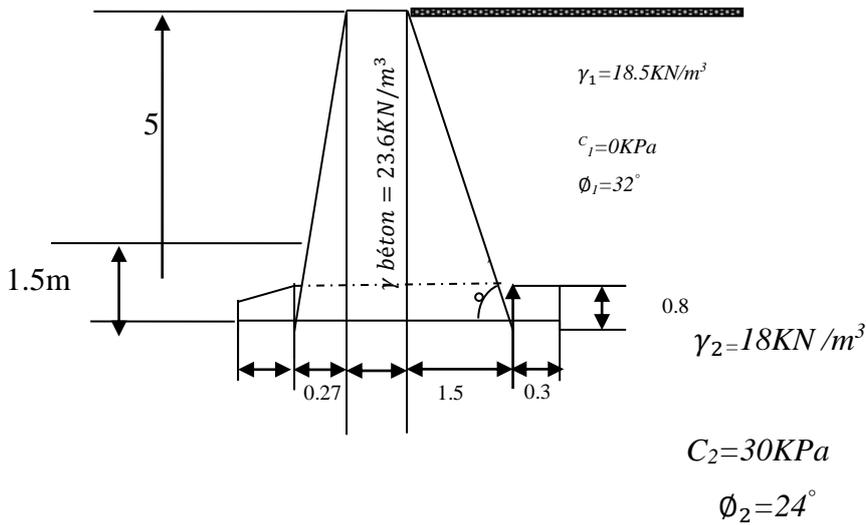


Figure III. 1: Mur poids ou gravité

Solution :

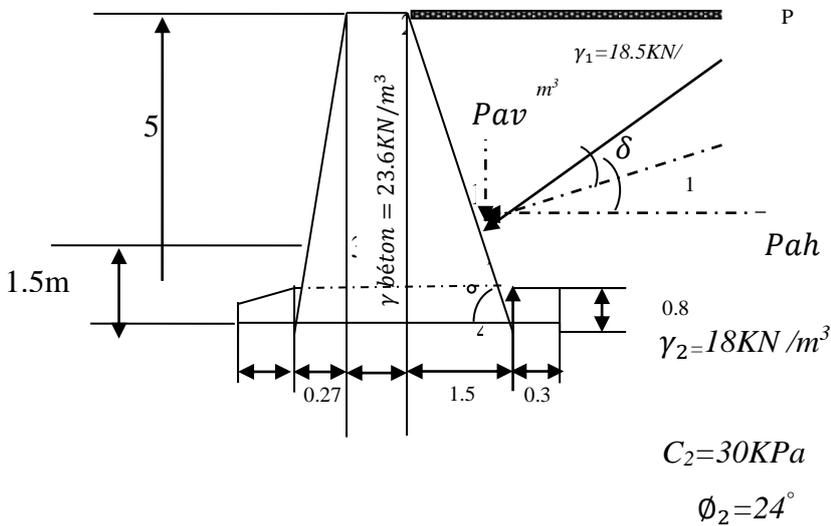


Figure III. 2: Mur poids ou gravité

❖ Il faut d'abord déterminer H'

$$H' = 5,0 + 1,5 = 6,5 \text{ m}$$

❖ Force de pression active selon Coulomb :

$$Pa = 1/2 \gamma_1 H'^2 Ka$$

Le tableau suivant résume les forces stabilisantes :

Tableau III. 1: les forces stabilisantes

No de section	Surface	Poids/ml	Bras de levier	Moment
1	$5.7 * 1.53 / 2 = 4.36$	102.9	2.18	224.3
2	$0.6 * 5.7 = 3.42$	80.7	1.37	110.6
3	$0.27 * 5.7 / 2 = 0.77$	18.2	0.98	17.8
4	$3.5 * 0.8 = 2.8$	66.1	1.75	115.7
Total		$P_{av} = 93.14$	2.83	263.6
		361		732

Pour :

$$\varphi_1 = 32^\circ ; \alpha = 0^\circ ; \theta = 15^\circ \text{ et } \delta = 2/3\varphi_1$$

$$K_a = 0,4023 \text{ (tableau en annexe)}$$

$$P_a = 0,4023 * 18,5 * (6,5)^2 / 2 = 157,22 \text{ kN/m}$$

$$P_{ah} = P_a \cos(\theta + \delta) = 157,22 * \cos(15^\circ + 2 * 32^\circ / 3) = 126,65 \text{ kN/m}$$

$$P_{av} = P_a \sin(\theta + \delta) = 157,22 * \sin(15^\circ + 2 * 32^\circ / 3) = 93,14 \text{ kN/m}$$

Le moment renversant peut être déterminé :

$$M_r = P_{ah} * H' / 3 = 126,65 * 2,167 = 274,5 \text{ kN.m}$$

$$F.S \text{ (renversement)} = 732 / 274,5 = 2,665 \text{ (ok)}$$

b) F.S contre le glissement :

$$F.S = \frac{C_2 * B + \sum F_v * \tan \delta_2 + P_p}{P_{ah}}$$

Nous allons considérer

$$\delta = 2\varphi_2 / 3 ; \text{ donc } \delta_2 = 16$$

Il faut d'abord déterminer

$$P_p = 1/2 K_p \gamma_2 D^2 + 2c_2 (K_p) 0,5D$$

Pour :

$$\varphi_2 = 24^\circ ; \alpha = 0 ; K_p \text{ (formule)} = \tan^2(45 + \varphi_2 / 2) = \tan^2(45 + 12) = 2,37$$

Pour :

$$\delta = 16^\circ, \alpha = 0 \text{ et } \varphi = 24^\circ ; K_p \text{ (coulomb)} = 3,3$$

$$P_p = 3,3 * 18 * (1,5)^2 / 2 + 2 * 30 * (3,3) 0,5 * 1,5 = 230 \text{ kN/m}$$

$$F.S = \frac{30 * 3.5 + (361 - 230 * \sin(16^\circ)) * \tan 16 + 230 * \cos(16^\circ)}{126.7} = 3.24 > 2$$

$$\underline{\underline{3.24 > 2CV}}$$

$$F.S = \frac{30 * 3.5 + 361 * \tan(16)}{126.7} = 1.65 > 1.5$$

$$\underline{\underline{1.65 > 1.5CV}}$$

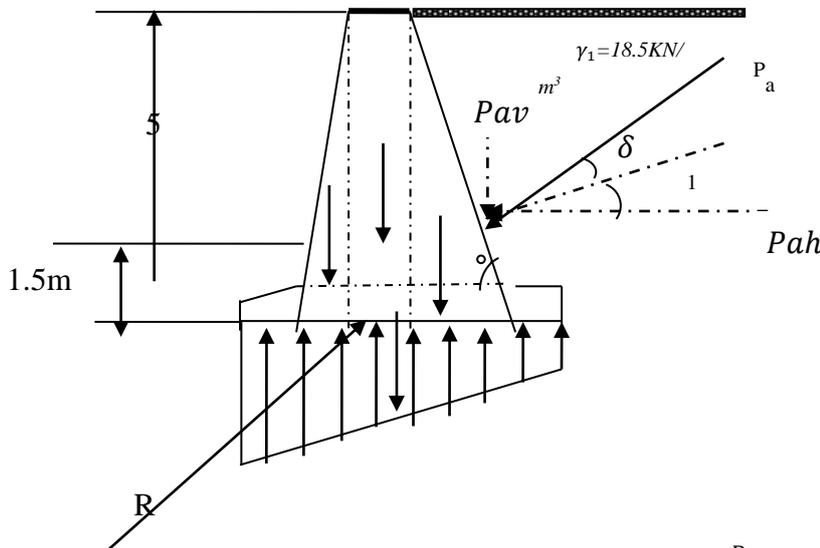
Pour calculer la capacité portante à la rupture il faut déterminer

D'abord la position de la résultante des forces appliquées :

$$\sum M = \left(\frac{B}{2} - e\right) * \sum F_v e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M}{F_v} = \frac{3.5}{2} - \frac{732 - 274.5}{361} = 0.482$$

Donc :

❖ les contraintes maximale et minimale sont :



$$q = \frac{\sum F_v}{A} \pm \frac{M_c}{I} = \frac{\sum F_v}{B} \pm \frac{e(\sum F_v) * \frac{B}{2}}{\frac{B^3}{12}} = \frac{\sum F_v}{B} * \left(1 \pm \frac{6 * e}{B}\right)$$

$$q_{min} = 17.9 \text{ KPa} \text{ et } q_{max} = 18.4 \text{ KPa} ; q_{moy} = \frac{q_{min} + q_{max}}{2} = 103.15 \text{ KPa}$$

$$q_{moy} = \frac{R_v}{B} = \frac{361}{3.5} = 103.5 = 103.15 \text{ KPa}$$

❖ Calcul de q_{ult} :

$$\varphi_2 = 24^\circ \rightarrow N_\gamma = 6; N_c = 19.5 \text{ et } N_q = 10$$

❖ Inclinaison de la charge :

$$\delta = \tan^{-1}\left(\frac{126.7}{361}\right) = 19.3^\circ$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2 = \left(1 - \frac{19.3}{90}\right)^2 = 0.617; i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi_2}\right)^2 = \left(1 - \frac{19.3}{24}\right)^2 = 0.04$$

$$\begin{aligned} q_{ult} &= c * N_c * S_c * i_c + \gamma * D * N_q * S_q * i_q + \gamma * B' * N_\gamma * S_\gamma * \frac{i_\gamma}{2} \\ &= 30 * 19.5 * 1 * 0.617 + 18 * 1.5 * 10 * 1 * 0.617 + 18 * (3.5 - 2 * 0.482) * 6 \\ &\quad * \frac{0.04}{2} = 533 \text{ KPa} \end{aligned}$$

$$F.S. = \frac{q_{ult}}{q_{app}}; q_{app} = \frac{R}{B} = (361^2 + 126.7^2)^{0.5} / (3.5 - 2 * 0.482) = 150.86 \text{ KPa}$$

$$F.S. = \frac{q_{ult}}{q_{app}} = \frac{533}{150.86} = 3.5 > 3 \text{ CV}$$

$$F.S. = \frac{q_{ult}}{q_{max}} = \frac{533}{188.4} = 2.8 < 3$$

III.8. Conclusion :

Généralement l'effet de la friction sur le mur est faible dans le cas actif et il est habituellement négligé ($\delta = 0$);

- Les valeurs de K_a à utiliser sont données dans le tableau en annexe. L'angle de friction sol-mur est pris égal à 0 ;
- Dans le cas passif, l'effet de la friction sur le mur est important mais il faut qu'il y ait déplacement du mur pour que la friction soit mobilisée ;
- Les valeurs de K_p à utiliser sont données pour différentes valeurs de friction sol-mur dans le deuxième tableau en annexe.
- Lorsqu'il est applicable, l'angle de friction sol-mur pourrait être :

- Mur en acier : $\delta = \varphi/3$;

- Mur en béton : $\delta = 2\varphi/3$;

- On peut aussi utiliser les valeurs typiques du tableau en annexe.

IV.1. Introduction :

Le calcul d'un mur de soutènement consiste au calcul interne et externe, objectif de ce chapitre c'est le calcul interne. Le Dimensionner un ouvrage de soutènement consiste à déterminer ses éléments géométriques et ses éléments structuraux pour qu'il soit stable sous l'action des forces qui lui sont appliquées et notamment de la poussée des terres qu'il retient. La plupart des méthodes de dimensionnement reposent sur des calculs à la rupture de mur avec la prise en compte de coefficient de sécurité. La conception des murs de soutènement en béton armé diffère sensiblement de celle des murs gravitaires, les terres sont retenues par un voile vertical dont l'équilibre est assuré par une semelle qui se prolonge sous le remblai, cette semelle supporte le poids des terres dont le rôle de stabilisateur est évident. La partie la plus délicate de l'ouvrage se situe à l'encastrement du voile dans la semelle, il se développe là des moments fléchissants notables.

IV.2. Objectif :

- ✓ Le pré-dimensionnement
- ✓ Le principe de vérification

IV.3. Stabilité interne :

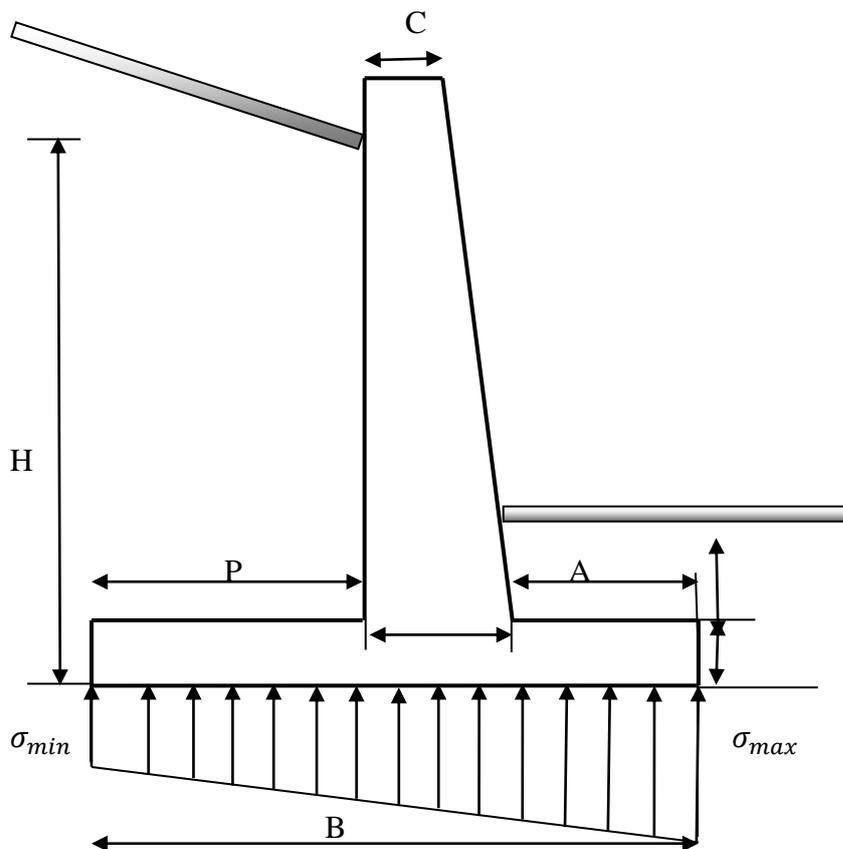


Figure IV. 1: mur de soutènement en béton armé

IV.4 Ferrailage :

IV.4.1 Ferrailage de la semelle :

Le ferrailage de la semelle se fait par la méthode des consoles

1. Longueur de la console D :

- $D = A + \frac{C}{4}$
- $\sigma_d = \sigma_{max} - \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min}) * D}{B}$
- $R = \frac{(\sigma_{max} - \sigma_d) * D}{2}$

2. Le bras de levier :

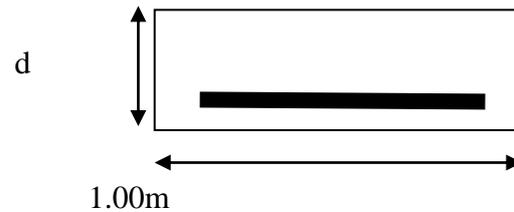
- $D = \frac{\sigma_d + 2 * \sigma_{max}}{\sigma_d + \sigma_{max}} * \frac{D}{3}$

3. Le moment :

- $M = R * d$

Section d'encastrement du patin :

- $d = 0.9 * H$
- $\mu = \frac{M}{b * d^2 * f_{bu}}$
- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$
- $Z = d * (1 - 0.4\alpha)$
- $A_s = \frac{M}{Z * \sigma_s}$



1- Condition de non-fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e}$$

Si $A_{min} > A_s$ donc : on adopte A_{min} pour ferrailée la semelle si non l'inverse

2- Puis on fait le Choix des barres :

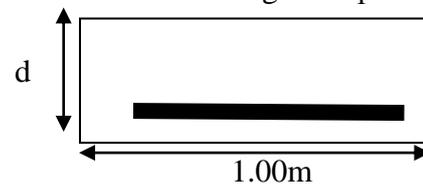
IV.4.2 Ferrailage du Rideau :

Nous étudierons la section d'encastrement située au niveau supérieur de la semelle calcul de force de poussée pour 1 ml de largeur P_H Point d'application de cette poussée :

$$Y = \frac{H_t}{3}$$

Le moment utilisé dans le calcul de ferrailage M est calculé par la multiplication de la résultante du poussé par le tiers de la hauteur total plus le moment dû au charge d'exploitation

$$D'où : M = P_H * Y * (b * 1 * 1) * \frac{1}{2}$$



$$\mu = \frac{M}{b * d^2 f_{bu}}$$

Si $\mu < 0.186$ (il n'est pas nécessaire de mettre des Armatures comprimées si non l'inverse)

- $\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu})$
- $Z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$
- $A_s = \frac{M}{Z * \sigma_s}$

1- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e}$$

$$A = \text{Max} (A_s, A_{min})$$

2- Puis on fait le **Choix des barres.**

IV.5. Exemple :

On construit un mur de soutènement en béton armé dont les caractéristiques sont indiquées sur la figure suivante : ($\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$ poids volumique du béton armé).

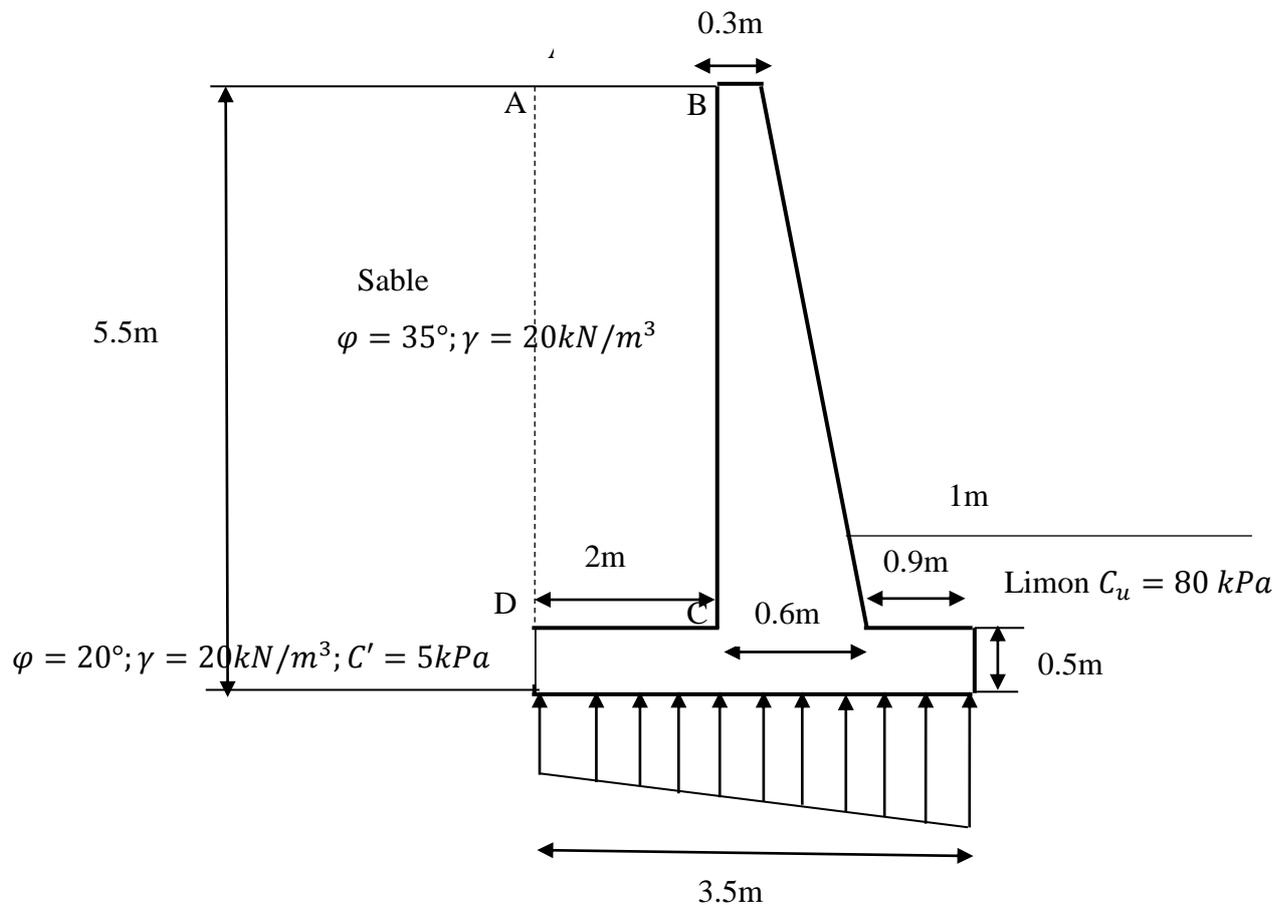


Figure IV. 2: Représentation de diagramme de contraintes et les coefficients de sécurité

En premier approximation, on peut faire l'hypothèse que le rectangle ABCD fait partie du mur.

Solution

1- Etude de la distribution des contraintes horizontales le long du parement

- Théorie de Rankine et le sol soutenu est sableux donc

$$k_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \text{ Pour } \varphi = 35^\circ \rightarrow k_a$$

- Distribution des contraintes :

$$H = 0 \rightarrow \sigma_h = k_a * \sigma_v = k_a * \gamma * H = 0$$

$$H = 5.5m \rightarrow \sigma_h = k_a * \sigma_v = k_a * \gamma * H = 0.27 * 20 * 5.5 = 29.7 \text{ kN/m}^2$$

La distribution est triangulaire, la force sera appliquée au tiers de la hauteur à partir de la base.

- Calcul de la poussée

$$p_a = \frac{29.7 * 5.5}{2} = 81.675 \text{ kN/ml}$$

1.1- Vérification de ka stabilité au renversement

- Calcul du moment renversant p/r à E'

$$\sum Mr = P_a * 55/3 = 149.7 \text{ KN.m/ml}$$

- Moment des forces stabilisatrices

Le moment stabilisant dû au poids du mur et du sable situé au-dessus de la semelle est donné dans le tableau ci –après :

Surface (m ²)	γ [KN/m ³]	Poids W [KN/m]	Bras de levier [m]	Moment
ABCD 5 * 2 = 10	20	200	2,5	500
DD'E'F 3,5 * 0,5 = 1,75	25	43,75	1,75	76,56
BB'C 0,3 * 5 + (0,35)/22,25	25	56,25	1,26	70,875
EFF'J (0,9 + 0,96)/2 = 0,93	20	18,6	0,465	8,65
		$\sum W_i = 318,6$		$\sum M_s = 656$

- Le coefficient (Fr) au renversement est :

$$Fr = MS/Mr = 656/149.7 = 4.38$$

$Fr > 1.5 \rightarrow$ La stabilité au renversement est vérifiée.

- Vérification que la résultante des forces appliquées au sol passe par le tiers central.
- Calcul de l'excentricité (e)

$$F_v * d = \sum M_{E'} \text{ avec } F_v = \sum W_i$$

$$\sum M_{E'} = 656 - 149.7 = 506.3$$

$$d = \frac{\sum M_{E'}}{\sum W_i} = \frac{506.3}{318.6} = 1.59m$$

$$e = \left| d - \frac{3.5}{2} \right| = \frac{3.5}{2} - 1.59 = 0.16m = 16cm$$

- Calcul de B/6

$$\frac{B}{6} = \frac{3.5}{6} = 0.58m = 58cm$$

$$e \ll \frac{B}{6}$$

→Donc la résultante passe dans le tiers central de la semelle.

- Calcul de σ_{max} et σ_{min}

$$\sigma_{max} = \frac{W}{B} \left(1 + \frac{6 * e}{B} \right) \text{ et } \sigma_{min} = \frac{W}{B} \left(1 - \frac{6 * e}{B} \right)$$

$$\sigma_{max} = \frac{318.6}{3.5} \left(1 + \frac{6 * 0.16}{3.5} \right) = 116kN/m^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{318.6}{3.5} \left(1 - \frac{6 * 0.16}{3.5} \right) = 66kN/m^2$$

1.2- Vérification de la stabilité au glissement

- Sur le sable avec $\varphi = \varphi$ du sable

L'effort maximal s'opposant au glissement sur la base vaut :

$$p_r = W * tg\varphi = 318.6 * tg35^\circ = 223.08 \frac{kN}{ml}$$

D'où la valeur du coefficient de sécurité au glissement (F_g).

$$F_g = \frac{P_r}{P_a} = \frac{223.08}{81.675} = 2.73 \text{ valeur acceptable}$$

- Glissement du sable sur le limon

A court terme

$$F_g = \frac{\tau C' * B + W * tg\varphi(\text{limon})}{P_a} = \frac{5 * 3.5 + 318.6 * tg28}{81.675}$$

$$F_g = 2.3 \text{ valeur acceptable}$$

1.3- Vérification de la stabilité au poinçonnement

La contrainte limite sous la semelle filante est définie par

$$q_l = \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma + \gamma * D * N_q + C * N_c$$

La résultante des forces est une charge oblique et excentrée, elle doit donc être réduite pour tenir compte de l'excentricité de la charge et de l'inclinaison de la résultante des charges.

- L'excentricité étant connue ($e=16\text{cm}$) ;
- L'inclinaison des charges δ est définie par :

$$\text{tg}\delta = \frac{P_a}{\sum W_i} = \frac{81.675}{318.6} = 0.256 \rightarrow \delta = 14.37^\circ$$

- Calcul des termes réduits de portance pour $\varphi = 28^\circ$

$$N_\gamma^* = 16.1 \left(1 - \frac{2 * 0.16}{3.5}\right)^2 * \left(1 - \frac{14.37}{28}\right)^2 = 3.148$$

$$N_q^* = 14.7 \left(1 - \frac{2 * 0.16}{3.5}\right) * \left(1 - \frac{2 * 14.37}{180}\right)^2 = 9.423$$

$$N_c^* = 25.8 \left(1 - \frac{2 * 0.16}{3.5}\right) * \left(1 - \frac{2 * 14.37}{180}\right)^2 = 16.539$$

- Calcul de la contrainte limite

$$q_l = \frac{1}{2} * \gamma'_2 * B * N_\gamma^* + \gamma_1 * D * N_q^* + C' * N_c^*$$

$$\text{avec: } \gamma_1 = \gamma \text{ du sable} = 20 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma'_2 = \gamma_{\text{limon}} - \gamma_w = 20 - 10 = \frac{10 \text{ kN}}{\text{m}^2}$$

$$D = 1.5 \text{ m}; C' = 5 \text{ Kpa}$$

$$q_l = 20 * 1.5 * 9.423 + 5 * 16.539 + 0.5 * 10 * 3.5 * 3.148 = 420.475 \text{ kPa}$$

- calcul de coefficient de sécurité

$$F = \frac{q_l}{\sigma_{\text{max}}} = \frac{420.475}{116} = 3.62$$

$$F > 3 \rightarrow \text{résultat acceptable}$$

2. sol au repos, calcul de la force de poussée

Calcul de coefficient de posée au repos K_0

$$\text{sable} \rightarrow K_0 = 1 - \sin\varphi = 1 - \sin 35^\circ = 0.426$$

Etude de la distribution des contraintes

$$H = 0 \rightarrow \sigma_h = K_0 * \sigma_v = K_0 * \gamma * H = 0$$

$$H = 5.5 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = K_0 * \sigma_v = K_0 * \gamma * H = 0.426 * 20 * 5.5 = \frac{46.86 \text{ kN}}{\text{m}^2}$$

Calcul de la poussée du sol au repos

$$P_0 = \frac{1}{2} (46.86 * 5.5) = 128.865 \text{ kN/ml}$$

1. Longueur de la console (D) :

- $D = A + \frac{C}{2} = 0.9 + \frac{0.3}{2} = 0.975m$
- $\sigma_d = \sigma_{max} - \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min}) * D}{B} = 116 - \frac{(116 - 66) * 0.975}{3.5} = 102.07KPa$
- $R = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_d) * D}{2} = \frac{(116 + 102.07) * 0.975}{2} = 106.309KN$

2. Le bras de levier :

- $d = \frac{\sigma_d + 2 * \sigma_{max}}{\sigma_d + \sigma_{max}} * \frac{D}{3} = \frac{102.07 + 2 * 116}{102.07 + 116} * \frac{0.975}{3} = 0.498m$

3. Le moment :

- $M = R * d = 106.309 * 0.498 = 52.942KN.m$

❖ **Section du patin :**

$d' = 0.9 * H = 0.9 * 0.6 = 0.54m$

$$\mu = \frac{M}{b * d * f_{bc}} = \frac{0.52942}{1 * (0.54)^2 * 14.16} = 0.0128$$

$\mu < \mu_r$ ➡ il n'est pas nécessaire de mettre des Armatures comprimées

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0128}) = 0.016$$

$Z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 0.315 * [1 - (0.4 * 0.016)] = 0.537m$

$A_s = \frac{M}{Z * \sigma_{st}} = \frac{0.52942}{0.537 * 347.89} = 0.28 \text{ cm}^2 \rightarrow \underline{6T14}$

1- Condition de non fragilité :

$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 1 * 0.54 * 2.1}{400} = 6.52 \text{ cm}^2 \rightarrow \underline{6T12}$

$A_{min} < A_s$ ➡ donc on adopte A_s pour ferrailée la semelle

2- Choix des barres :

Pour la nappe inférieure on prend : 6T14/ml ➡ espacement 16 cm.

Pour la nappe supérieure le ferrailage doit être un ferrailage de répartition, mais vue que l'autre coté la semelle va être tendue on prévoit la même nuance d'armature :

6T14/ml ➡ espacement 16 cm.

❖ **Ferrailage du Rideau :**

Nous étudierons la section d'encastrement située au niveau supérieur de la semelle
Calcul de force de poussée pour 1 ml de largeur

$P_a = 81.675kN$

Point d'application de cette poussée :

$$Y_t = \frac{H}{3} = \frac{5.5}{3} = 1.83m$$

Le moment utilisé dans le calcul de ferrailage M est calculé par la multiplication de la résultante du poussé par le tiers de la hauteur total plus le moment dû au chargé'exploitation qui égale 1.2 t/m²

$$D'où M = 81.675 * 1.83 + (12x5x1)x5/2 = 299.465 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{b*d*f_{bc}} = \frac{0.299465}{1*(0.54)^2*14.16} = 0.072$$

$\mu < \mu_r$ \Rightarrow Il n'est pas nécessaire de mettre des Armatures comprimées.

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.072}) = 0.093$$

$$Z = d*(1 - 0.4 * \alpha) = 0.315*[1 - (0.4 * 0.093)] = 0.52m$$

$$A_s = \frac{M}{Z*\sigma_{st}} = \frac{0.299465}{0.52*347.89} = 1.656 \text{ cm}^2 \longrightarrow 4T14$$

1- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23*b*d*f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23*1*0.54*2.1}{400} = 6.52 \text{ cm}^2 \longrightarrow 6T12$$

$A_{min} < A_s$ \Rightarrow donc on adopte A_s pour ferrailée le voile.

2- Choix des Barres :

Tableau IV. 1: suivant va indiquer la répartition de ferrailage

Hauteur (m)	Ferrailage			
	Semelle		Voile	
	Nappe supérieure	Nappe inférieure	Arrière	Avant
4	6T14/ml	6T14/ml	4T14/ml	4T12/ml

Pour le coté intérieur on prend : 4T14/ml \longrightarrow espacement 20 cm.

Pour le coté extérieur on prend un ferrailage de répartition, puisque il va être comprimé on prend 4T12 \longrightarrow espacement 20 cm.

Tableau IV. 2:La géométrie pour le mur de 5.5m

Hauteur (m)	B (m)	At (m)	Ab (m)	C (m)	D (m)	σ_{max} KPa	σ_{min} KPa
5.5	3.5	0.3	0.9	0.3	0.975	116	66

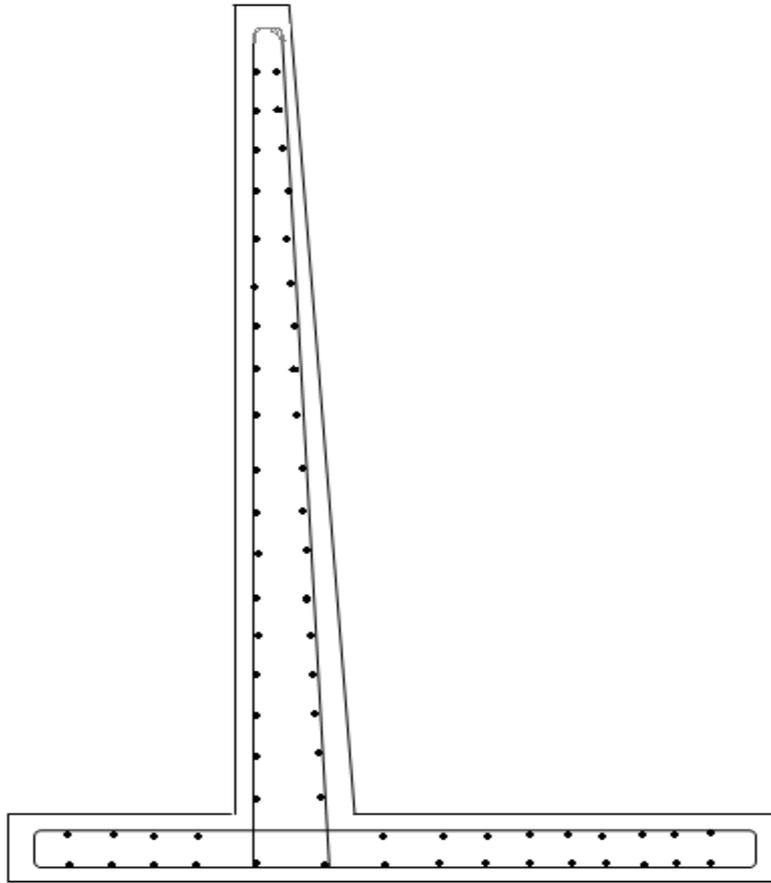


Figure IV. 3: La disposition du ferrailage pour le mur de 4 mètre

IV.6. Interprétation des résultats:

Après les calculs on remarque que les conditions de stabilité sont vérifiées pour les différentes hauteurs, même avec des dimensions des murs qui sont importantes donc ces résultats ne peuvent pas être optés comme des résultats finaux ce qui nous oblige d'aller vers l'utilisation d'un logiciel de calcul statique qui prend plusieurs paramètres en considération avec la possibilité d'optimiser la section du voile en fonction de la poussée des terres aussi d'ajouter des bèches pour empêcher le glissement du mur.

IV.7. Conclusion

La réalisation des murs de soutènement en béton armé passe par le calcul de stabilité interne et la stabilité externe qui nécessite la détermination des coefficients de sécurité vis-à-vis des modes de rupture existants, pour cette raison la fiabilité des paramètres et les formules de calcul est indispensable. Les résultats ne peuvent pas être optés comme des résultats finaux ce qui nous oblige d'aller vers l'utilisation d'un logiciel de calcul statique qui prend plusieurs paramètres en considération avec la possibilité

Conclusion Générale

Le domaine de la géotechnique se caractérise par la construction d'ouvrages uniques adaptés dans chaque cas à un problème spécifique, ces ouvrages peuvent être traités par plusieurs méthodes. Dans ce contexte, il est normal de constater des divergences entre les prévisions de comportements données par les méthodes de calcul et le comportement réellement observé à l'aide d'une auscultation des ouvrages réels.

Dans ce projet nous avons commencé en premier lieu par décrire quelque notion générale sur les ouvrages de soutènement et les mouvements du terrain et les différents types de manifestation de ces derniers tels que le glissement on citant plusieurs techniques utilisées pour stabiliser les talus et spécialement le renforcement de sol par l'implantation des ouvrages de soutènement.

En second lieu nous avons présenté les méthodes utilisées dans le calcul des murs de soutènement comme la méthode de MOHR COLOUMB ; RANKIN...etc.

La troisième partie a été consacrée pour calcul et la justification de la stabilité, qui consiste à vérifier la stabilité des murs de soutènement (mur poids ou gravité) vis-à-vis au différent facteur tel que le glissement, le renversement, le tassement et les poinçonnements...etc.

Dans la dernière partie une étude complète d'un mur de soutènement en béton armé avec son ferrailage et faite une discussion des résultats obtenues avec une interprétation de ces derniers en termes de coffrages, coefficients et ferrillages. La plus part des vérifications des ouvrages de soutènement sont faite par une étude statique bien que l'effet dynamique faut pas qu'il soit négliger surtout pour la protection des structures à usage important.

Au final ce projet qui constitue pour nous une première expérience, nous a été très bénéfique que ce soit dans l'aspect scientifique ou technique, et ça reste une étape très importante qui demande des connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

Référence bibliographique

Les livres :

[1] *Pratique du BAEL 91*, [Jean](#) Perchat, [Jean](#) Roux, septembre 2001, Deuxième édition, paris.

[2] *calcul pratique des fondations et murs soutènement*, auteur (Ali Bouafia), première version 2009, Alger.

[3] *calcul des ouvrages en béton armé*, auteur (M. Belazougui). quatrième édition 2007, Alger.

[4] *formulaire du béton armé* (volume 1 et 2), règle, BAEL91, Eurocode 2, règle parasismique 92, auteur (Victor Davidovici), Editeur : Le Moniteur (1 janvier 1996), paris.

[5] *conception et calcul des structures de bâtiment* (volume 4), auteur (Henry Thonier), Deuxième édition, Editeur : [Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées \(ENPC\)](#), Date de parution : 01/06/1998 paris.

[6] *Reinforced concrete design to eurocode 2*, auteur (Bill Mosley, Johnbungrey Ray Hilse), sixth edition 2007.

Les règlements de calcul :

[7] *Règles parasismiques algériennes, RPA 99/ version 2003.*

[8] *DTR C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation.*

[9] *DTR C-2.331 Règles pour le calcul des fondations superficielles.*

[10] *Estimation des pression actives sur les murs de soutènement*