

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Kasdi Merbah Ouargla



FACULTE DES SCIENCES APPLIQUEES
Département de : Génie Civil et Hydraulique

C:.....
R:.....

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

Filière : Génie Civil
Spécialité : Etude et Contrôle des Bâtiments et Routes (E.C.B.R)

Thème

Etude numérique de la stabilité des murs de soutènement en béton armé

Présenté par : TALBI Imane
HADJ FARADJI Abderrahmane

Soumis au jury composé de :

KHELASSI Amar	M.A (A)	U.K.M. Ouargla	Président
MAOUCHE Henia	M.C (B)	U.K.M. Ouargla	Examinatrice
DJIREB Samir	M.C (B)	U.K.M. Ouargla	Encadreur

Année Universitaire
2021/2022



Remerciements

*Avant tout nous remercions Dieu « ALLAH » le tout puissant
de nous avoir accordé la force, le courage et la patience pour
terminer ce travail. Nous remercions notre encadreur
« Dr. DJIREB SAMIR » maitre de conférences à l'université
de Ouargla, de son aide durant la réalisation de
notre travail, il a orienté nous vers le succès avec ses
connaissances et le partage des idées et aussi l'encouragement
tout au long de cette période.*

*Nos vifs remerciements au président du jury ainsi qu'à l'examineur
d'avoir accepté d'évaluer ce travail.*

*Nous remercions tous les enseignants de département
de Génie civil et hydraulique,*

Faculté des Sciences Appliquée , Nous remercions aussi

Tous les ingénieurs de laboratoire Génie civil de de l'université

KASDI MERBAH-OUARGLA

Et tous qui nous ont aidé de près ou de loin

Dédicace

*Et Elle N'a Ménagé Aucun Effort Pour Me Rendre Heureux Tout
Temps Ma Charmant Mère.*

*Nous Marchons Sur Les Chemins De La Vie, Et Ceux Qui
Contrôlent Notre Esprit Restent Dans Tous Les Chemins Que Nous
Prenons.*

Son Bon Visage, Ses Bonnes Actions.

Il N'a Pas Eté Avare Avec Moi Toute Sa Vie Mon Cher Père.

*A Mes Frères, Ceux Qui Ont Eu Un Grand Impact Sur De
Nombreux Obstacles Et Difficultés.*

*A Toute Ma Grande Famille, Hadjfaradji, Rahmani, Nadjemi
A Tous Mes Estimes Professeurs, Qui N'ont Pas Hésité A M'aider*

*A Mes Amis, A Tous Ceux Qui Se Tenaient A Cote De Moi Et
M'aidaient Avec Tout Ce Qu'ils Avaient, Et A Plusieurs Niveaux*

*Je Vous Présente Cette Mémoire, Et J'espère Que Vous Serez
Satisfaits.*

*Il A Appelé Le Tout-Puissant A Prolonger Votre Vie Et A Vous
Donner Le Bien.*

HADJ FARADJI ABDERRAHMANE

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

*A ma très chère mère, qui me donne toujours l'espoir de
vivre et qui n'a jamais cessé de prier pour moi.*

*A l'âme pure de mon père. Puisse Allah le tout puissant
l'accueillir en son vaste paradis.*

A mes chers frères A mes chères sœurs et mes familles

(TALBI).

A mes amis et mes proches.

A tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin.

Résumé

Plusieurs techniques de construction d'ouvrages de soutènement ont été développées afin de maintenir la stabilité des sols et des talus. Les murs de soutènement en béton armé restent parmi les structures les plus utilisées, en raison de leur facilité d'étude et de construction. L'objectif de ce travail est d'étudier l'importance de la largeur relative du patin et la profondeur de la bêche vis à vis la stabilité de l'ouvrage de soutènement. Selon les résultats du calcul numérique, il est constaté que l'influence des surcharges uniformes caractérisées par une bande limitée, est plus importante au voisinage du mur de soutènement. Cependant, cet effet peut disparaître après une certaine distance.

Mots clés : Mur de soutènement, Poussée active, Stabilité, Coefficient de sécurité

Abstract

Several construction techniques for retaining structures have been developed in order to maintain the stability of soils and slopes. Reinforced concrete retaining walls remain among the most used structures, due to their ease of study and construction. The objective of this work is to study the importance of the relative width of toe and the depth of key with respect to the stability of the retaining structure. According to the results of the numerical calculation, it is found that the influence of the uniform overloads characterized by a limited band is more important in the vicinity of the retaining wall. However, this effect may disappear after a certain distance

Keywords: Retaining wall, Active thrust, Stability, Safety Factor

ملخص

تم تطوير العديد من تقنيات البناء للهياكل الاستنادية من أجل الحفاظ على استقرار التربة والمنحدرات، حيث تظل الجدران الاستنادية المكونة من الخرسانة المسلحة من بين الهياكل الأكثر استخدامًا، نظرًا لسهولة دراستها وإنشائها. يتمثل الهدف من هذا العمل في التحقق من أهمية العرض النسبي للعنصر (Toe) وكذلك عمق العنصر (Key) بالنسبة لاستقرار الهيكل الاستنادي. وفقًا لنتائج الحساب العددي الذي تم تطبيقه، وجد أن تأثير الأحمال الزائدة المنتظمة ذات النطاق المحدود يكون أكبر بالقرب من الجدار الاستنادي. ومع ذلك، قد يزول هذا التأثير بعد الابتعاد بمسافة معينة.

الكلمات المفتاحية: الجدار الاستنادي، الدفع النشط، الإستقرار، عامل الأمان

SOMMAIR

- Introduction générale.....	1
------------------------------	---

Chapitre I : Généralités

I : Introduction	3
I.1 : Théories	3
I.1.1 : Théorie de coulomb (1776)	3
I.1.2 : Théorie de Rankine (1857)	4
I.2 : Notion sur les pressions du sol.....	6
I.2.1 : Pression du sol au repos	6
I.2.1.1 : Notion de poussée et de butée	7
I.2.2 : Pression du sol à l'état actif.....	8
I.2.2.1 : Pression active de terre de coulomb	8
I.2.2.2 : Pression active de terre de Rankine	11
I.2.3 : Pression du sol à l'état passif.....	13
I.2.3.1 : Pression passive de terre de coulomb.....	13
I.2.3.2 : Pression passive de terre de Rankine	14
I.4 : Type d'ouvrages de soutènement	15

Chapitre II : Conception et ferrailage des murs de soutènement

II : Introduction	19
II.1 Vérification de la stabilité de l'ouvrage de soutènement	19
II.2 : Caractéristique du model choisi.....	20

II.3 Calcul numérique	24
II.3.1 : Evaluation des forces.....	24
II.3.2 : Vérification de stabilité externe.....	26
II.3.2.1 : Vérification du renversement	26
II.3.2.2 : Vérification du Glissement	26
II.3.2.3 : Vérification de la capacité portante	27
II.3.3:Ferraillage.....	30
II.3.3.1 Ferraillage du Paroi.....	32
II.3.3.2 Ferraillage de la semelle.....	36

Chapitre III : Etude paramétrique

III Introduction.....	43
III.1 Objectif de l'étude paramétrique.....	43
III.2 Modèle numérique choisi.....	43
III.3 Profondeur idéale de la bêche.....	44
III.4 Effet de la surcharge sur la stabilité du mur de soutènement.....	46
A / Effet de l'intensité $Q = 12.5$ et 50 KN/m^2	46
B / Effet de largeur de bonde de la surcharge.....	52
Conclusion Générale.....	54

Liste des figures

CHAPTIRE I :

Figure (I.1) : Poussée sur un mur selon coulomb.	5
Figure (I.2) : Représentation des états de poussée et de butée dans le plan de Mohr.....	6
Figure (I.3) : Relation entre les pressions latérales des terres et le mouvement du mur.....	7
Figure (I.4) : Pressions active des terres du sol sans cohésion-Théorie de coulomb : (a) coin de glissement, (b) équilibre des forces.....	9
Figure (I.5): Etats d'équilibre plastique de Rankine (poussée – butée), pour un sol cohérent.....	12
Figure (I.6) : Pressions passive des terres du sol sans cohésion-Théorie de coulomb : (a) coin de glissement, (b) équilibre des forces.....	14
Figure (I.7) : Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée.....	16

CHAPTIRE II :

Figure (II.1) : Dimensions d'un mur en béton armé recommandées par DAS(2011).....	21
Figure (II.2) : -(a)Variation de coefficient FS avec la largeur relative du patin, pour les trois phénomènes de stabilité externe.-(b) : Variation de moment renversement (M_R) en fonction de la largeur relative du patin.....	23
Figure (II.3) : Force effectives agissant sur un mur de soutènement en béton armé.....	24
Figure(II.4) : Réaction du sol sous la fondation du mur de soutènement, Das (2011).....	27
Figure (II.5) : Diagramme des contraintes au-dessus et au-dessous de la semelle à l'ELU	37
Figure (II.6) : Diagramme des contraintes au-dessus et au-dessous de la semelle à l'ELS.....	39
Figure (II.7) : Schéma du ferrailage du mur de soutènement en béton armé.....	41

CHAPTIRE III :

Figure (III.1) : Dimensions d'un mur en béton armé avec la bêche	45
Figure (III.2) : Variation du coefficient FS avec la profondeur relative de la bêche (Phénomène de glissement).....	45
Figure (III.3) : Ouvrage de soutènement soumis à une surcharge Q	46
Figure (III.4) : Variation de coefficient FS sous l'influence de l'intensité $Q=12.5 \text{ KN/m}^2$, pour $L=3, 6$ et 9m	47
Figure (III.5) : Variation de coefficient FS sous l'influence de l'intensité $Q=50 \text{ KN/m}^2$, pour (L)= $3, 6$ et 9m	49
Fig. (III.6) : Variation de coefficient FS(R), sous l'influence de l'intensité de surcharge Q pour $L=3, 6$ et 9m	51
Figure (III.7) : Variation de coefficient FS(G), en fonction position relative β sous l'influence de l'intensité de la surcharge Q, pour $L=3, 6$ et 9m	52

Liste des tableaux

CHAPTIRE 1 :

Tableau (I.1) : Les ouvrages de soutènement liste 1 : structure apparente.....	17
Tableau (I.2) : Les ouvrages de soutènement liste 2 : structure enterrée.....	17

CHAPTIRE 2 :

Tableau(II.1) : Pré- dimensionnement du mur de soutènement en béton armé	22
Tableau(II.2): Pré- dimensionnement du mur avec la largeur idéal du patin.....	23
Tableau(II.3): Calcul des sollicitations.....	25
Tableau (II.4) : Résultats initiale pour Ferrailage de la paroi à ELU	33

Tableau (II.5) : Résultats initiale pour Ferrailage de la paroi à ELS	34
Tableau (II.6) : Résultats finaux pour Ferrailage de la paroi à ELU	35
Tableau (II.7) : Résultats finaux pour Ferrailage de la paroi à ELS	35
Tableau (II.8) : Résultats finaux pour Ferrailage de la semelle à ELU	38
Tableau (II.9) : Résultats finaux pour Ferrailage de la semelle à ELS	40

CHAPTIRE 3 :

Tableau (III.1) : Caractéristiques du modèle numérique choisi.....	44
--	----

Introduction Générale

Les ouvrages de soutènement sont développés pour maintenir la stabilité des sols et les talus contre les risques engendrés par des phénomènes tels que le glissement. Plusieurs méthodes de renforcement des sols ont été développées pour faciliter les tâches de construction, telles que le clouage, les terres armées...etc. Les murs de soutènement classiques restent aussi une solution adéquate en vue de leur facilité du calcul et la bonne maîtrise de réalisation. L'objectif de ce travail est d'éclaircir le comportement du mur de soutènement en béton armé par la vérification de sa stabilité sous l'effet de certaines conditions, telles que la surcharge appliquée au voisinage de la structure de soutènement.

Le premier chapitre consiste à donner un aperçu sur l'état du sol soutenu en fonction des mouvements de l'ouvrage de soutènement en définissant les cas limites actifs et passifs du sol soutenu proposés dans les théorèmes principaux de la géotechnique (Coulomb et Rankine). Ce chapitre contient aussi de la classification des ouvrages de soutènements selon leur reprise de la poussée.

Afin d'avoir des structures de soutènement résistantes, il est important de vérifier leur stabilité contre les phénomènes de renversement, le glissement et l'affaissement de fondation lié à la capacité portante de l'ouvrage de soutènement. À cet effet, un choix de dimensions des éléments composants le mur est nécessaire. Le deuxième chapitre tien en considération à étudier ce type des murs de soutènement, en traitant les différentes étapes de calcul et vérification jusqu'à l'obtention d'un ferrailage adéquat au cas étudié, en passant en premier lieu par la vérification de la stabilité externe de l'ouvrage de soutènement et aussi l'importance de l'élément patin dans cette étude. Dans le troisième chapitre, une étude paramétrique est réalisée sur l'effet de la profondeur de la bêche et l'emplacement d'une surcharge uniforme limite et localisée à distance donnée, sur la stabilité de l'ouvrage.

Enfin, le travail réalisé est finalisé par une conclusion générale en décrivant les importants résultats obtenus.

CHAPTIRE I

Généralités

Introduction :

Les ouvrages de soutènement sont des ouvrages courants de génie civil. Un mur de soutènement est destiné sur un volume réduit à la retenue de terrains situés à l'amont d'un ouvrage. Que ce soit pour un soutènement de remblai ; lorsque les terres sont mises en place derrière la paroi ; ou pour un soutènement de déblai, ou lorsque les terres ont été excavées, où ils sont construits en nombre pour des usages aussi variés que le préserver des éboulements ou des glissements de terrain ...etc.

De nombreux types d'ouvrages de soutènement peuvent être conçus pour répondre aux différentes situations. Les murs de soutènement les plus classiques et les plus anciens sont les murs poids en béton ou en maçonnerie.

Pour réaliser le bon dimensionnement d'un mur de soutènement ; la considération principale est reliée à la bonne estimation de la poussée des terres contenues par la paroi du mur avec une nécessité de connaissance profonde des pressions de terre passive et active agissant sur l'écran de soutènement.

Nous avons fourni un mini-aperçu des différents concepts de base liés à l'ouvrages de soutènement qui seront discutés en général dans ce chapitre ; puis en donnant les principales théories par lesquelles on calcule les pressions du sol sur l'écran correspondant aux cas d'état actif et passif. Les méthodes utilisées, à l'évaluation de pressions latérales sur les écrans, sont directement liées au mode de reprises de la poussée.

I.1 Théories**I.1.1 Théorie de coulomb (1776) :**

Coulomb (1776) a proposé le premier théorème pour l'estimation des pressions de sol sur les murs de soutènement. La théorie de Coulomb considère le sol derrière le mur comme un corps rigide plutôt qu'un élément du sol. La masse triangulaire de sol entre le plan de rupture et l'arrière du mur est appelée « coin de glissement ». Ainsi, lorsque le mur de soutènement est soudainement est enlevé, le sol à l'intérieur du coin de glissement se déplace vers le bas. Par conséquent, une analyse de l'équilibre des forces agissant sur le coin de glissement, au début de la rupture, permet de déterminer la poussée latérale des terres. La théorie de Coulomb a été appliquée par de nombreux auteurs, Poncelet (1840),

Culmann (1866), Rebhann (1871) et Engesser (1880) sont les personnalités notables qui ont contribué au développement ultérieur de la théorie de Coulomb.

La théorie Coulomb (1776) permet la détermination de la force de poussée s'exerçant sur un écran d'orientation verticale ou inclinée, comme indiqué sur la figure (I.1). Cette théorie qui ne prend pas en compte la cohésion, admet que le sol est homogène et isotrope, le mur est rigide, la surface de rupture est supposée être un plan, et 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).

$$F_a = \frac{1}{2} \times \gamma H^2 \times K_a \quad (\text{I.1})$$

I.1.2 Théorie de Rankine (1857) :

Rankine (1857) a développé sa théorie de la pression latérale des terres lorsque le remblai est constitué d'un sol sec et sans cohésion. Ensuite, cette théorie a été étendue par Résal (1910) et Bell (1915) pour être applicable aux sols cohérents. Rankine (1857) a étudié à la rupture l'état des contraintes dans un massif semi-infini d'un sol homogène, élastique et isotrope sous l'influence de son poids propre.

La Théorie de Rankine (1857) pose que l'équilibre des contraintes dans un sol est exprimé par l'enveloppe de rupture (courbe intrinsèque) issue de l'équation de Coulomb : $\tau = c + \sigma' \tan \varphi$; avec $\sigma_v = \gamma \times h$ et que le mur ne modifie pas la répartition des contraintes verticale pour un sol à surface horizontale. Par ailleurs, pour un sol à surface inclinée d'un angle β sur l'horizontale, la contrainte verticale devient : $\sigma_v = \gamma \times h \times \cos \beta$.

Pour garder l'équilibre de l'élément de sol, le cercle doit être toujours à l'intérieur de l'enveloppe de rupture.

- Le massif de sol est semi infini, homogène, sec et sans cohésion ($c = 0$) ;
- La surface du sol est un plan horizontal ou incliné ;
- La face du mur en contact avec le remblai est verticale et lisse ($\delta = 0$) ;
- L'équilibre du massif derrière le mur est identique à celui d'un massif indéfini de mêmes caractéristiques.

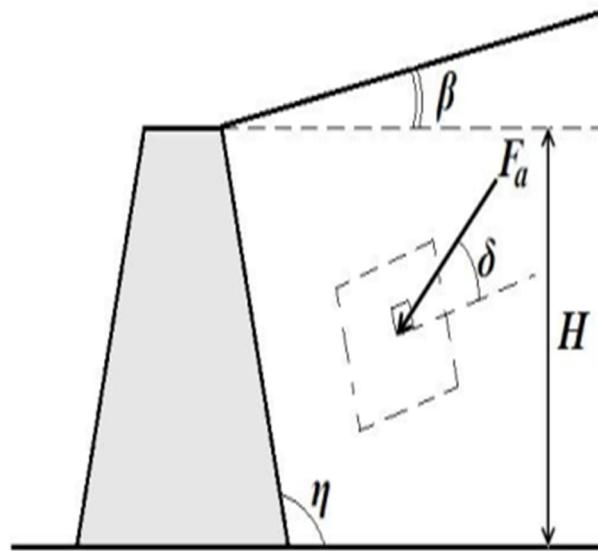


Figure I.1: Poussée sur un mur selon Coulomb (1776)

D'une façon générale, l'état de contraintes effectives, $u=0$: sol sans l'eau, agissant dans le sol (σ'_h, σ'_v) est représenté par le cercle de Mohr, comme indiqué sur la figure (I.2). Les cercles représentent trois états différents de contraintes d'un élément de sol.

Cercle 1 : exprime l'état d'équilibre au repos. La contrainte de cisaillement agissant sur l'élément est inférieure à la résistance au cisaillement du sol : pas de risque de rupture.

Cercle 2 et Cercle 3 : Si la contrainte horizontale σ_{3i} diminue ou la contrainte verticale σ_{1i} augmente, le **cercle 1** ira en augmentant jusqu'à ce qu'il touche l'enveloppe de rupture. A ce moment les contraintes seront plus fortes que la résistance au cisaillement du sol, ce qui entraînera une rupture le long d'un plan de cisaillement. Pour qu'un relâchement de la contrainte horizontale contre un ouvrage de soutènement entraîne la rupture du sol, le mur doit nécessairement être flexible : c'est ce sur quoi s'appuie la théorie de Rankine.

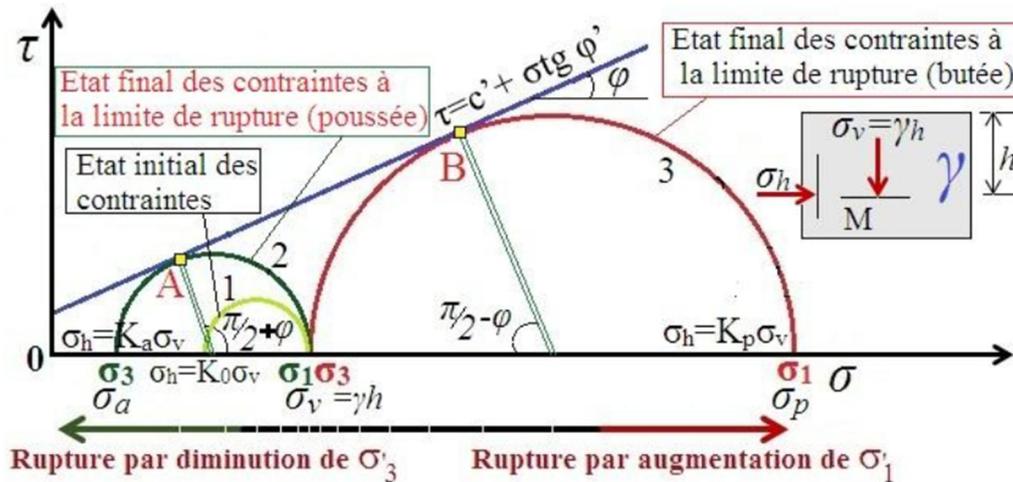


Figure I.2 : Représentation des états de poussée et de butée dans le plan de Mohr

I.2 Notions sur la pression du sol :

I.2.1 Pression du sol au repos :

Un sol situé derrière un mur de soutènement, exerce une force de compression qui est la pression latérale des terres, il en existe deux types différents. En cas de déformation de la masse de sol et mobilise des contraintes de cisaillement dues à la poussée du sol vers le mur

Les contraintes de cisaillement aident à soutenir la masse de la terre et à réduire la pression que la terre exerce sur le mur, donc dans ce cas les pressions du sol sont définies comme actives. Une résistance du sol est développée en réponse au mouvement de la structure de soutènement, ce cas si le mur se déplace vers le sol et cela s'appelle une pression négative, comme illustré sur la figure (I.3).entre ces deux valeurs de pression. La pression latérale de la terre au repos est exprimée par la relation suivante :

$$\sigma'_h = K_o \times \sigma'_v \quad (I.2)$$

σ'_h, σ'_v : Désignant les contraintes effectives dans les directions verticales et horizontales à la profondeur (Z)

Le coefficient K_o est indépendant de l'état de saturation du massif. Il est constant pour une même couche de sol et une même masse volumique. K_o peut être déterminé expérimentalement par un essai triaxial pendant lequel on empêche toute déformation latérale. Dans la littérature géoscientifique on peut trouver des relations analytiques donnant K_o en fonction des propriétés du sol tel que l'angle de frottement interne, l'indice de plasticité et le degré sur-consolidation, etc.

Pour les sols sans cohésion, par la relation empirique de Jacky (1944) :

$$K_o = 1 - \sin \phi' \tag{I.3}$$

Pour les sols cohésion, Brooker et Ireland (1965) ont proposé, l'estimation de K_o par la

$$\text{relation empirique suivante : } K_o = 0,95 - \sin \phi' \tag{I.4}$$

$$\text{Pour les argiles molles et les vases, } K_o = 1. \tag{I.5}$$

$$\text{Pour les argiles normalement consolidées, } K_o \approx 0,5. \tag{I.6}$$

I.2.1.1 Notion de poussée et de butée

Un écran vertical lisse est soumis par à la poussée au repos d'un massif de sable. En supprimant le demi massif de gauche, et en déplaçant l'écran parallèlement à lui-même vers la droite, il se produit un équilibre dit de butée (ou passif). En le déplaçant vers la gauche, il se produit un équilibre de poussée (ou actif). La figure (I.3) représente la force horizontale $F(p)$ à appliquer à cet écran pour le déplacer d'une longueur δ .

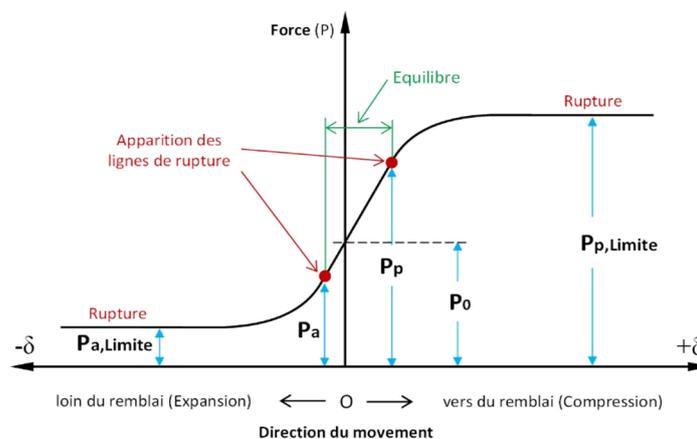


Figure I.3 : Relation entre les pressions latérales des terres et le mouvement du mur (SETRA, 1993)

I.2.2 Pression du sol à l'état actif :

I.2.2.1 Pression de terre active de Coulomb :

En 1776, Coulomb a proposé une théorie pour le calcul de la pression latérale des terres sur un mur de soutènement avec un remblai de sol granulaire. Cette théorie tient compte du frottement des parois. Par l'application de la théorie de la pression active des terres de Coulomb. On considère un mur de soutènement dont la face arrière est inclinée d'un angle α avec l'horizontale, comme le montre la figure (I.3a), le remblai est supposé incliné avec un angle β par rapport à l'horizontale.

Les forces agissant sur le coin de glissement sont :

- W , Poids du sol contenu dans le coin de glissement,
- R , la réaction du sol à travers le plan de rupture,
- P_a , la poussée active contre le mur. Dans ce cas, la réaction du mur sur le coin de glissement,

La détermination de la poussée active peut prendre le cheminement suivant :

- Surface du coin de glissement,

$$\Delta ABC = \frac{1}{2} AC.BD \quad (I.7)$$

- Poids du coin de glissement,

$$W = \gamma \cdot \left(\frac{1}{2} . AC.BD \right) \quad (I.8)$$

- Dimensions : $AC = AB \cdot \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\theta - \beta)}$; $BD = \sin(\alpha + \beta)$; $AB = \frac{H}{\sin(\alpha)}$ (I.9)

Par substitution et simplification,

$$W = \frac{1}{2} \cdot \gamma H^2 \cdot \frac{1}{\sin 2\alpha} \cdot \frac{\sin(\theta + \alpha) \cdot \sin(\alpha + \beta)}{\sin(\theta - \beta)} \quad (I.10)$$

- En appliquant la loi des sinus et d'après la figure I.4b

$$\frac{P_a}{\sin(\theta - \varphi)} = \frac{W}{\sin(180^\circ - \psi - \theta + \varphi)} \Rightarrow P_a = W \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin(180^\circ - \psi - \theta + \varphi)} \quad (I.11)$$

- En remplaçant la valeur du poids W :

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma H^2 \cdot \frac{1}{\sin 2\alpha} \cdot \frac{\sin(\theta + \alpha) \cdot \sin(\alpha + \beta)}{\sin(\theta - \beta)} \cdot \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin(180^\circ - \psi - \theta + \varphi)} \quad (I.12)$$

Il est à noter que la valeur de P_a dépend à l'inconnu θ . Par conséquent, la valeur maximale

De P_a est obtenue par la résolution de l'équation (I.13) :

$$\frac{\partial P_a}{\partial \theta} = 0 \quad (I.13)$$

Finalement, la valeur de la poussée active est égale à :

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma H^2 \cdot \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (I.14)$$

Alors, l'expression générale de la poussée active est devenue :

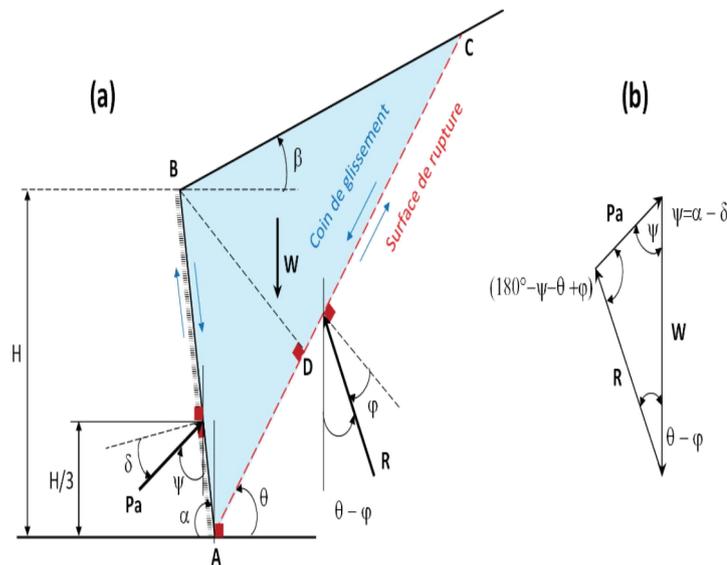


Figure I.4 : Pressions active des terres du sol sans cohésion – Théorie De Coulomb : **(a)** Coin de glissement, **(b)** Equilibre des forces

Il est à noter que la valeur de P_a dépend à l'inconnu θ . Par conséquent, la valeur maximale

De P_a est obtenue par la résolution de l'équation (I.13) :

$$\frac{\partial P_a}{\partial \theta} = 0 \quad (\text{I.13})$$

Finalement, la valeur de la poussée active est égale à :

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma H^2 \cdot \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (\text{I.14})$$

Alors, l'expression générale de la poussée active est devenue :

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma H^2 \cdot K_a \quad (\text{I.15})$$

Où, K_a représente le coefficient de la pression active des terres :

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (\text{I.16})$$

Pour un mur vertical lisse qui retient un remblai de surface horizontale, c'est-à-dire :

$$\alpha = 90^\circ ; \delta = 0^\circ ; \beta = 0^\circ$$

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1}{N_\varphi} \quad (\text{I.17})$$

D'autre part, Ebeling et Morrison (1992) ont localisé la surface de rupture par la détermination de l'angle θ , exprimé par la formule modifiée (I.18)

$$\theta_{(active)} = \varphi + \tan^{-1} \left[\frac{C_1 - \tan(\varphi - \beta)}{C_2} \right] \quad (\text{I.18})$$

Où : $\alpha_1 = 90^\circ - \alpha$

$$C_1 = \sqrt{\tan(\varphi - \beta) [\tan(\varphi - \beta) + \cot(\varphi - \alpha_1)] [1 + \tan(\delta + \alpha_1) \cot(\varphi - \alpha_1)]} \quad (\text{I.19})$$

$$C_2 = 1 + \left[\tan(\delta + \alpha_1) \cdot [\tan(\varphi - \beta) + \cot(\varphi - \alpha_1)] \right] \quad (\text{I.20})$$

I.2.2.2 Pression de terre active de Rankine :

Pendant que le massif de remblai s'éloigne du massif de sol un état actif est produit, par la prise en compte des hypothèses citées au-dessus (I.1.2). Il ne peut se développer que l'angle du plan de rupture θ_a , comme indiqué sur la figure (I.5), si le cercle de Mohr touche la droite de Coulomb. C'est-à-dire que l'état d'équilibre de rupture est atteint.

σ_3 : représente la contrainte horizontale minimale exprimée comme suit :

$BD = DG$: Rayon du cercle de Mohr (Etat actif)

$$BD = \frac{1}{2}(\sigma_v - \sigma_3) ; OD = \frac{1}{2}(\sigma_v + \sigma_3) ; OA = c \cdot \cot \varphi \quad (\text{I.21})$$

Par le triangle ΔDAB ,

$$\sin \varphi = \frac{BD}{AD} = \frac{BD}{OD + OA} = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_v - \sigma_3)}{\frac{1}{2}(\sigma_v + \sigma_3) + c \cdot \cot \varphi} \quad (\text{I.22})$$

Par simplification :

$$\sin \varphi \cdot \left[\frac{1}{2}(\sigma_v + \sigma_3) + c \cdot \frac{\cos \varphi}{\sin \varphi} \right] = \frac{1}{2}(\sigma_v - \sigma_3) \quad (\text{I.23})$$

$$\sigma_3 (1 + \sin \varphi) - \sigma_v (1 - \sin \varphi) + 2c \cdot \cos \varphi = 0 \quad (\text{I.24})$$

D'où,

$$\sigma_3 = \sigma_v \frac{(1 - \sin \varphi)}{(1 + \sin \varphi)} - 2c \cdot \frac{\cos \varphi}{(1 + \sin \varphi)} \quad (\text{I.25})$$

Donc :

$$\sigma_3 = \sigma_v \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \cdot \tan \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (I.26)$$

Posons :

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{(1 - \sin \varphi)}{(1 + \sin \varphi)} = \frac{1}{N_\varphi} \quad (I.27)$$

Cette valeur est la même que celle définie par Coulomb :

$$\sigma_v = \gamma \cdot z \quad (I.28)$$

Enfin, la valeur de la pression active des terres, pour une profondeur z , peut alors se formuler comme suit :

$$\sigma_{hmin} = \gamma \cdot z \cdot K_a - 2c \cdot \sqrt{K_a} \quad (I.29)$$

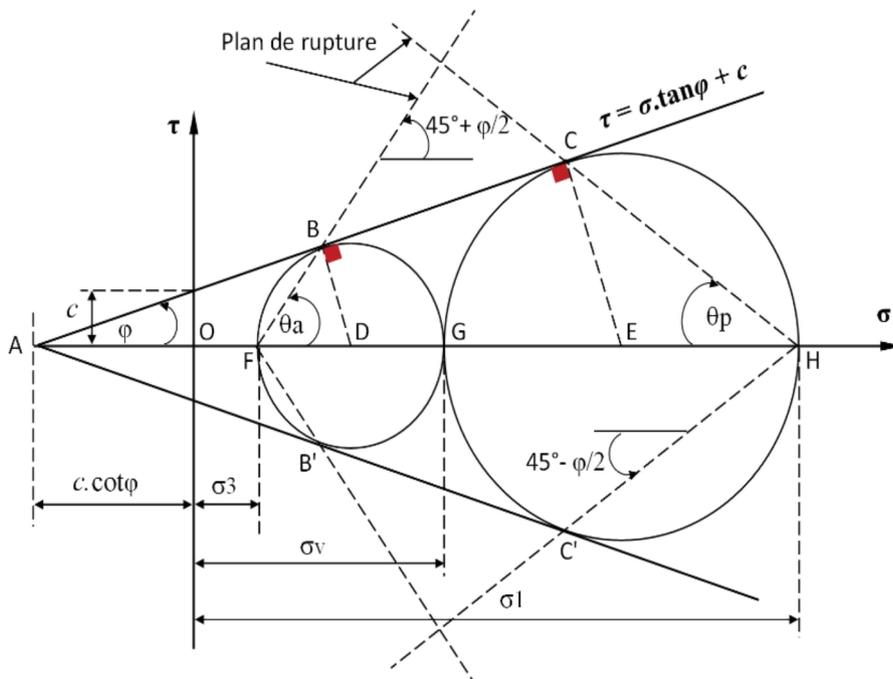


Figure I.5 : Etats d'équilibre plastique de Rankine (poussée – butée), pour un sol cohérent.

I.2.3 Pression du sol à l'état passif :

I.2.3.1 Pression de terre passive de Coulomb :

Coulomb (1776) a également présenté une analyse pour déterminer la pression passive des terres (c'est-à-dire lorsque le mur pénètre dans la masse du sol) pour les murs possédant un frottement (δ = angle de frottement du mur) et retenant un matériau de remblai granulaire similaire à celui discuté dans la section (I.2.2.1). Pour comprendre la détermination de la force passive de Coulomb, P_p , on considère le mur représenté sur la figure (I.6.a). Comme dans le cas de la pression active, Coulomb a supposé que la surface de rupture potentielle dans le sol est un plan, le coin est poussé vers le haut de sorte que les réactions R et P_p agissent de sens opposés par rapport aux farces du coin de glissement en comparaison avec l'état actif

De triangle des forces (figure I.6 b), selon la loi des sinus :

$$\frac{P_p}{\sin(\theta + \varphi)} = \frac{W}{\sin(180^\circ - \psi - \theta - \varphi)} \Rightarrow P_p = W \frac{\sin(\theta + \varphi)}{\sin(180^\circ - \psi - \theta - \varphi)} \quad (I.30)$$

En suivant les mêmes étapes de l'état actif, la résistance passive des terres est égale à :

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma H^2 \cdot K_p \quad (I.31)$$

Où, K_p représente le coefficient de la résistance passive des terres :

$$K_p = \frac{\sin^2(\alpha - \varphi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha + \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (I.32)$$

Pour un mur vertical lisse qui retient un remblai de surface horizontale, c'est-à-dire :

$$\alpha = 90^\circ ; \delta = 0^\circ ; \beta = 0^\circ$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = N_\varphi \quad (I.33)$$

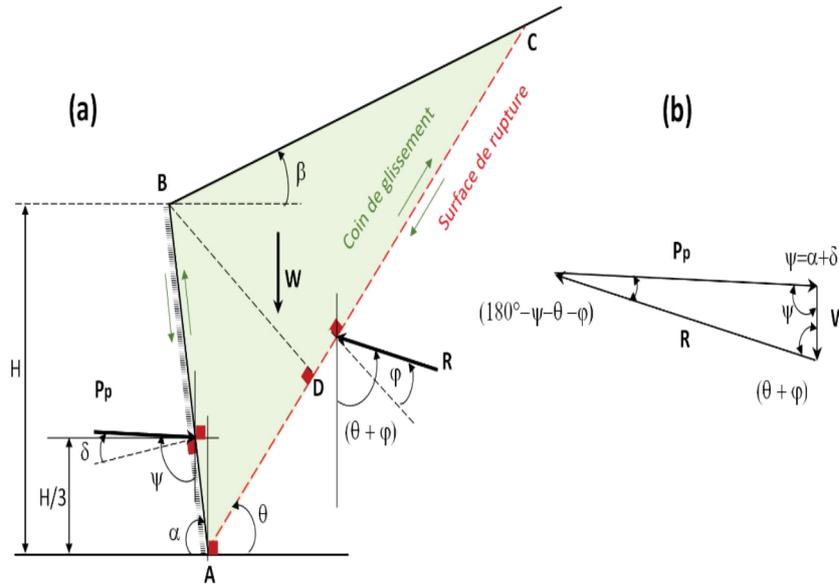


Figure I.6 : Pression passive des terres du sol sans cohésion- Théorie de Coulomb : **(a)** coin de glissement, **(b)** Equilibre des forces.

L'angle du plan de rupture θ . Représentant l'état passif peut-être exprimé par formule modifiée de (Ebeling et Morrison(1992)) :

$$\theta_{(passive)} = \varphi + \tan^{-1} \left[\frac{C_3 + \tan(\varphi + \beta)}{C_4} \right] \tag{I.34}$$

Où, α_1 est défini par l'équation (1.16) :

$$C_3 = \sqrt{\tan(\varphi + \beta) [\tan(\varphi + \beta) + \cot(\varphi + \alpha_1)] [1 + \tan(\delta - \alpha_1) \cot(\varphi + \alpha_1)]} \tag{I.35}$$

$$C_4 = 1 + [\tan(\delta - \alpha_1) \cdot [\tan(\varphi + \beta) + \cot(\varphi + \alpha_1)]] \tag{I.36}$$

I.2.3.2 Pression de terre passive de Rankine :

L'état passif est produit lorsque le mur est poussé dans le massif de remblai, donc les contraintes à une profondeur (z), à la limite la plus élevée représenté par le cercle de Mohr. Notez que ce cercle de Mohr touche l'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb ce qui implique que le sol derrière le mur échouera en étant poussée vers le haut. La contrainte horizontale σ_h en ce point est appelée pression passive de Rankine,

Où, $\sigma_h = \sigma_1$ et sa valeur est déterminée par les étapes suivantes

Par le triangle ΔEAC ,

$$\sin \varphi = \frac{CE}{AE} = \frac{CE}{OE + OA} = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_v)}{\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_v) + c \cdot \cot \varphi} \quad (\text{I.37})$$

Par simplification.

$$\sin \varphi \cdot \left[\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_v) + c \cdot \frac{\cos \varphi}{\sin \varphi} \right] = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_v) \quad (\text{I.38})$$

$$\sigma_v = (1 + \sin \varphi) - \sigma_1 (1 - \sin \varphi) + 2c \cdot \cos \varphi = 0 \quad (\text{I.39})$$

D'où

$$\sigma_1 = \sigma_v \frac{(1 + \sin \varphi)}{(1 - \sin \varphi)} + 2c \cdot \frac{\cos \varphi}{(1 - \sin \varphi)} \quad (\text{I.40})$$

On a donc ;

$$\sigma_1 = \sigma_v \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \cdot \tan \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{I.41})$$

Posons

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{(1 - \sin \varphi)}{(1 + \sin \varphi)} = \frac{1}{N_\varphi} \quad (\text{I.42})$$

Le même résultat est obtenu que celui de Coulomb.

Enfin, la valeur de la pression passive des terres pour une profondeur z , est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{h\max} = \gamma \cdot z \cdot K_p + 2c \cdot \sqrt{K_a} \quad (\text{I.43})$$

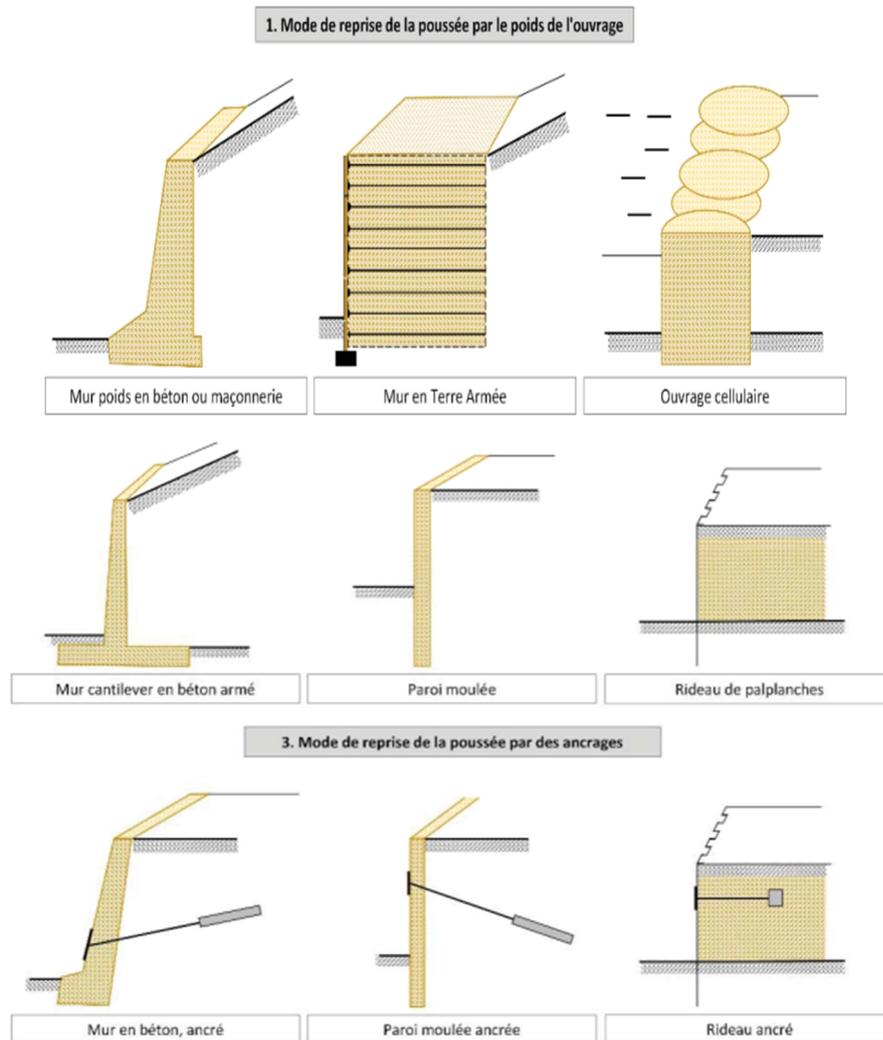
I.3 Types d'ouvrages de soutènement :

L'un des problèmes les plus anciens en géotechnique est le maintien de la stabilité du sol, de sorte que les premiers principes de base de la mécanique du sol ont été développés pour nous permettre de concevoir rationnellement le mur d'entretien et de développer de

nombreuses façons de soutenir le sol et de l'utiliser bien et judicieusement pour classer l'infrastructure en fonction du poids , de la flexibilité et des conditions d'installation .

Il existe une très grande variété d'ouvrages de soutènement qui sont classés suivant les critères cités ci-dessous:

- Morphologie (ouvrages massifs, ouvrage de faible épaisseur,.....) ;
- Mode de fonctionnement ;
- Matériaux constitutifs ;
- Mode d'exécution...



Figure(I.7) : Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée (Schlosser, 1991)

Le nombre des solutions techniques lié au problème de soutènement des terres est proportionnellement augmenté avec le développement de nouveaux matériaux de construction.

D'après Schlosser (1991), les différents types d'ouvrages de soutènement sont souvent organisés en trois catégories. Cette classification se fait selon le mode de reprise de la poussée, comme illustré sur la figure (I.7).

D'autre part, L'IFSTTAR a proposé un classement des ouvrages suivant leur mode de fonctionnement suivant :

- Les ouvrages à structures apparentes (Tableau I.1);
- Les ouvrages à structures enterrées (Tableau I.2);

Tableau I.1 : Les ouvrages de soutènement liste 1 : structure apparente

N° du type	type	Mode de fonctionnement
1	Murs poids en maçonnerie de pierres sèches	Mur poids
2	Murs poids en maçonnerie jointoyée	
3	Murs poids en béton	
4	Murs poids en gabions	
5	Murs poids en éléments préfabriqués en béton empilés	
6	Murs en béton armé encastrés sur semelle	Mur encastré sur semelle

Tableau I.2 : Les ouvrages de soutènement liste 2 : structure enterrée

N° du type	type	Mode de fonctionnement
1	Rideaux de palplanches métalliques	paroi
2	Parois moulées ou préfabriquées	
3	Parois composites	
4	Murs en remblai renforcé par des éléments métallique	Remblai renforcé
5	Murs en remblai renforcé par des éléments géosynthétiques	
6	Parois clouées	Paroi clouée
7	Voiles ou poutres ancrés	Voiles ancrés
8	Ouvrages divers	Ouvrages divers

CHAPTIRE II

Conception et ferrailage des murs de soutènement

Introduction :

Pour concevoir correctement des murs de soutènement, l'ingénieur doit être familiarisé les paramètres de base : le poids unitaire, l'angle de frottement et la cohésion du sol retenu derrière le mur et le sol sous la dalle de base (fondation)...etc. Connaître les propriétés du sol derrière le mur permet à déterminer la répartition de la pression latérale qui doit être conçu pour la conception et l'estimation du ferrailage de l'ouvrage de soutènement.

Le dimensionnement d'un ouvrage de soutènement consiste à déterminer géométriquement ses éléments pour qu'il soit stable sous l'action des forces appliquées, 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 du coefficient de sécurité.

L'étude effectuée, dans ce chapitre, est basée sur la recherche de la valeur idéale de (λ) qui représente la largeur relative du patin. Cette investigation est pour le but d'identifier le rôle du patin sur la stabilité en cherchant les cas d'équilibre des résultats satisfaisants pour le glissement, le renversement et la capacité portante.

II.1 Vérification de la stabilité de l'ouvrage de soutènement :

La stabilité externe est définie comme suit :

▪ Stabilité au glissement :

Pour que la stabilité contre glissement soit assurée, il faut que le rapport de la somme des forces verticales (forces stabilisantes) par rapport à la somme des forces horizontales (forces motrices) est supérieur à la limite 1,5. Le formulaire suivant définit le coefficient de sécurité contre le glissement :

$$F_G = \frac{\sum F_R}{\sum F_d} > 1.5 \quad (\text{II},1)$$

$\sum F_R$: La somme des forces stabilisantes

$\sum F_d$: La somme de forces motrices

▪ **Stabilité au renversement :**

Un renversement du mur se produit autour d'un axe passant par le point extrême à la base. Par conséquent, le danger de renversement réside dans la grande partie de celui-ci à l'excentrement de la réaction. On peut étudier la stabilité au renversement en deux manières :

- En s'assurant que la réaction R passe dans le (1/3) centrale de la base, donc on doit

vérifier $e \leq \frac{B}{6}$

- En comparant les moments des forces par rapport à l'axe passant par le point extrême. A cet effet, on peut déterminer le rapport par le coefficient de sécurité :

$$F_R = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} > 2 \quad (\text{II},2)$$

$\sum M_R$: La somme des moments des forces résistant de se renverser autour du point O

$\sum M_O$: La somme des moments des forces essayant de se renverser autour du point O

▪ **Stabilité à la capacité portante :**

En fonction de la pression verticale transmise au sol par l'intermédiaire de fondation du mur de soutènement, qui doit être comparée avec la capacité portante ultime du sol, On peut exprimer le coefficient de sécurité de la capacité portante par la formule suivante (Das 2011).

$$F_C = \frac{q_u}{\sigma_{\max}} > 3 \quad (\text{II}, 3)$$

q_u : La capacité portante de la réaction du sol

σ_{\max} : La pression maximale appliquée à l'extrémité de la section du patin

II.2 Caractéristique du modèle choisi :

▪ **Géométrie**

Les murs de soutènement sont dimensionnés selon des recommandations déjà attribuées dans les normes de l'art. Les dimensions sont généralement définies en fonction de la hauteur désirée du sol soutenu. Ces valeurs préliminaires aident à construire le modèle de calcul. Afin d'adopter ces dimensions, il est important de les vérifier par un

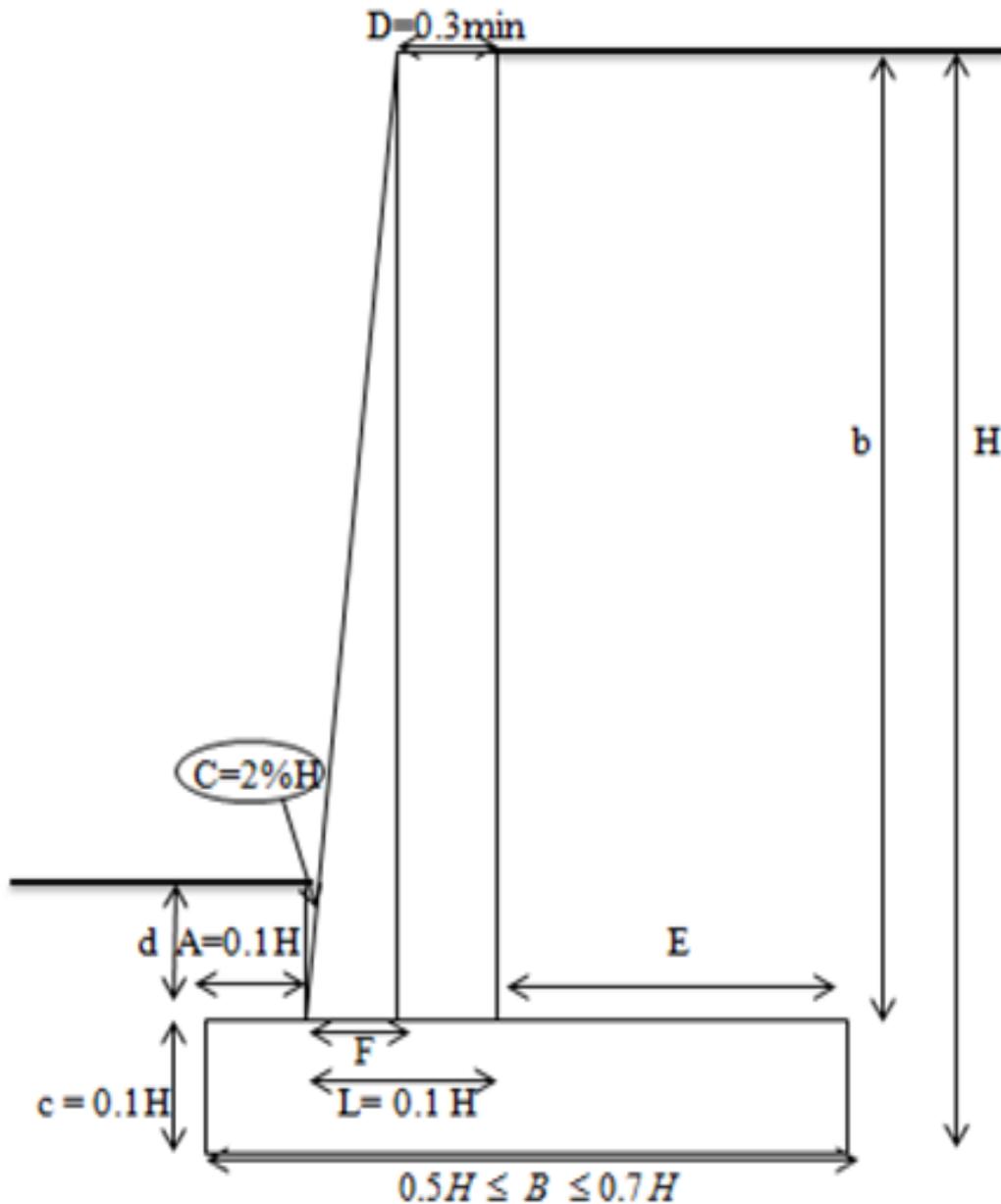


Figure II.1: Dimensions d'un mur en béton armé recommandées par Das (2011)

Premier test en examinant la stabilité du modèle contre les phénomènes liés à la stabilité externe. Si les résultats sont indésirables, il est indispensable de chercher la géométrie idéale par laquelle l'ouvrage de soutènement devient stable.

Supposons une hauteur du sol soutenu égale $H=4\text{m}$. Par conséquent, les dimensions recommandées pour chaque élément constituant le mur de soutènement sont définies

comme indique dans le tableau II.1. Sachant que la profondeur du remblai est supposée au-dessus du patin, $d=0,5m$.

Tableau II.1 : Pré- dimensionnement du mur de soutènement en béton armé

Hauteur totale	Semelle (patin & talon), en mètre				
	A	B	c	E	d
4,0	0,4	2,4	0,4	1,6	0,5
	Paroi du mur de soutènement, en mètre				
	D	F	L	b	C
	0,32	0,08	0,4	3,6	0,02

▪ **Effet de la largeur du patin :**

Sous l'influence de l'effet des phénomènes du renversement, du glissement, et de la capacité portante qui représentent les trois conditions par lesquels on doit vérifier la stabilité du mur de soutènement en fonction du facteur (λ). Ce facteur représente la largeur relative du patin varié de zéro, en considérant que le mur est de forme (L), jusqu'à 0,5 qui représente le cas du mur de soutènement de forme en Té inversé.

La figure (II.2a) montre la variation du coefficient de sécurité FS en fonction de la largeur relative du patin (λ). Les résultats sont obtenus pour les trois phénomènes correspondants à la stabilité externe. Pour un mur de forme (L : sans patin), les valeurs de FS sont minimales par rapport à la référence comme indiqué sur la figure (II.2a). Cependant, avec l'ajout du patin, les coefficients FS commencent à augmenter jusqu'à un état idéal pour lequel l'ouvrage de soutènement reste stable, où la largeur relative $\lambda = A/H=0,25$.

La figure (II.2b) est conçue pour la variation du moment de renversement en fonction de la largeur du patin. Il est à noter qu'avec l'absence du patin, les murs de forme (L) subissent un moment de renversement maximal. En conséquence, un cas d'instabilité est développé et les dimensions de l'ouvrage deviennent surestimées. Par l'addition du patin, en changeant la forme du mur à un mur en (Té) inversé, les résultats sont devenus positifs avec l'augmentation de la largeur relative (λ).

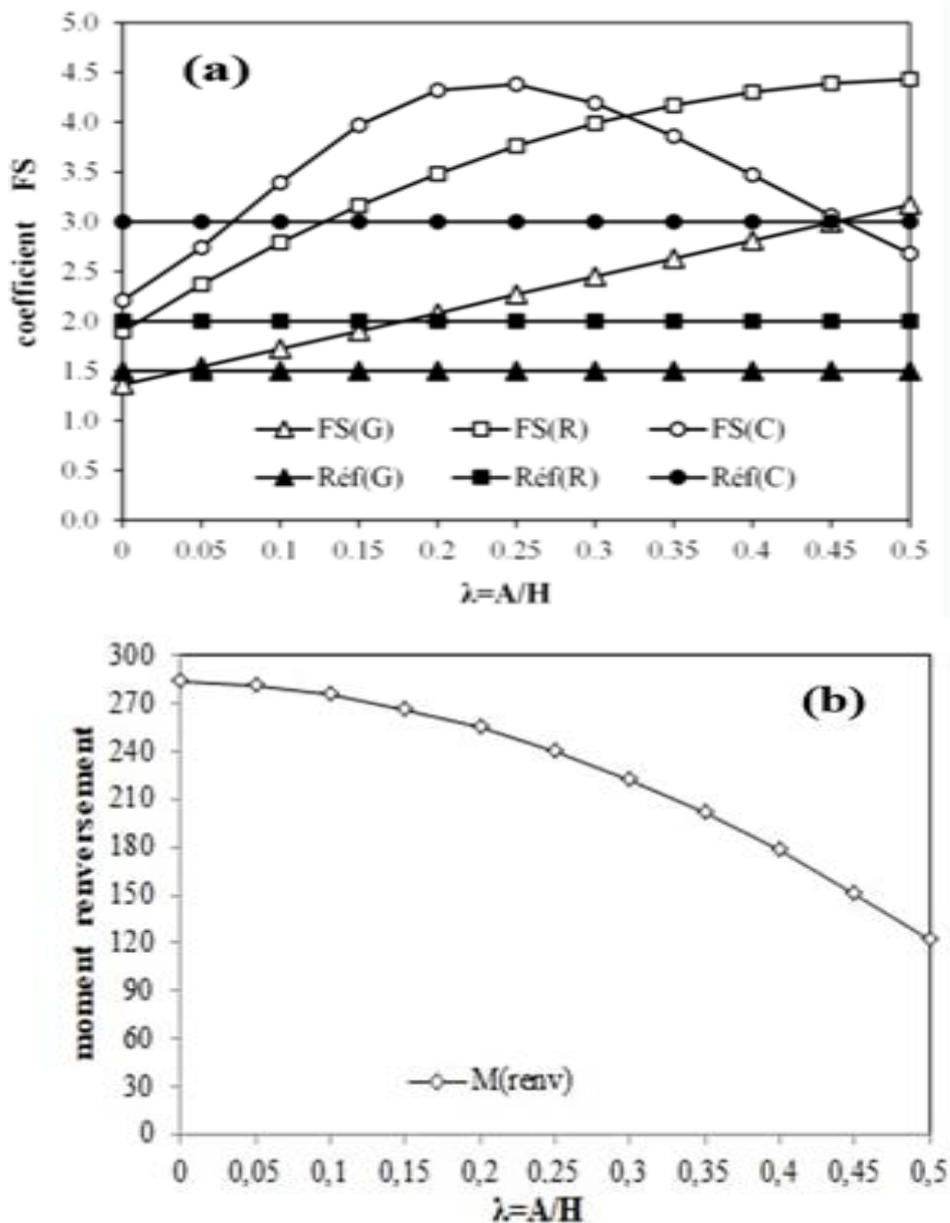


Figure II.2 : (a) Variation du coefficient de sécurité correspondant à la vérification de la stabilité externe, (b) moment renversement (M_R) en fonction de la largeur relative du patin

Tableau II.2 : Pré- dimensionnement du mur avec la largeur idéal du patin

Hauteur totale	Semelle (patin & talon), en mètre				
	A	B	c	E	d
4,0	1	2,4	0,4	1	0,5
	Paroi du mur de soutènement, en mètre				
	D	F	L	b	C
	0,32	0,08	0,4	3,6	0,02

II.3 Calcul numérique :

Remarque : Afin d'avoir le cas le plus défavorable dans les calculs et les vérifications, On a donc préféré d'ignorer l'effet engendré par la butée du sol situé Au-dessus Du Patin.

II.3.1 Evaluation des forces :

Selon les dimensions choisies précédemment, en tenant compte la dimension idéale du patin. Cette étape est conçue à la détermination de toutes les forces agissant sur le modèle de mur de soutènement adopté ; en estimant la poussée des terres et la butée, les forces verticales (poids du mur, du remblai) et les réactions du sol, comme le montre la figure (II.3).

Sachant que ;

Le béton armé est caractérisé par un poids volumique $\gamma_{ba} = 25 \text{ KN} / \text{m}^3$

Le remblai est caractérisé par les données suivantes : $\gamma_{sol} = 18 \text{ KN} / \text{m}^3$, $C=0$, $\varphi = 30^\circ$

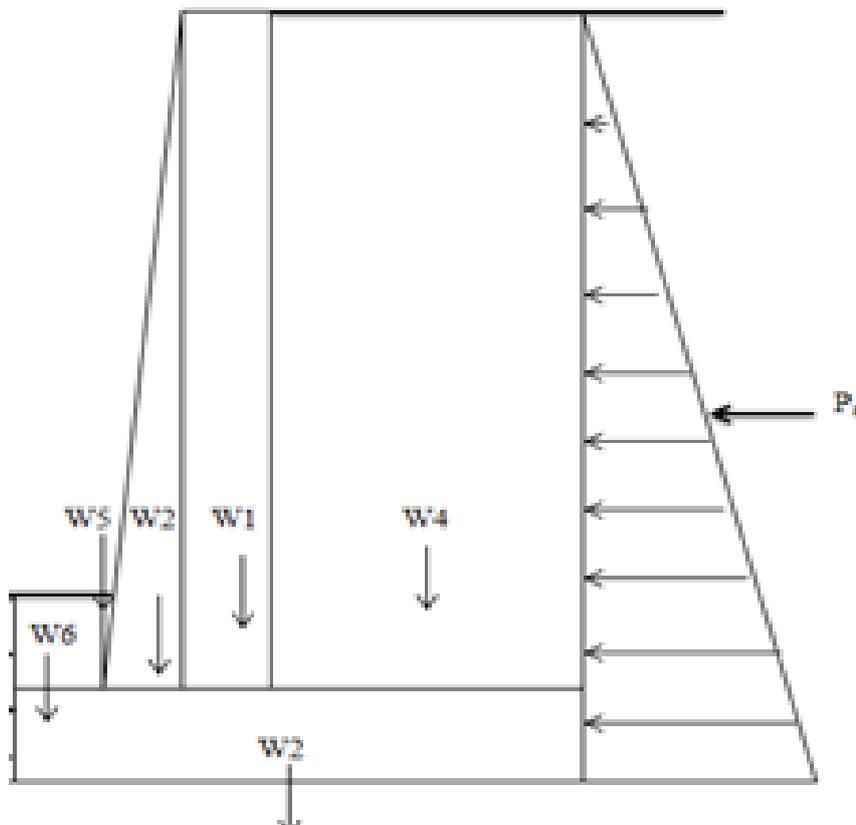


Figure II.3 : Forces effectives agissant sur un mur de soutènement en béton armé

Tableau II.3 : Calcul des sollicitations

les forces	Natation	Formule	Valeur	Unité	Dist verticale par rapport à O	Valeur	Unité	Moment par rapport à O	Valeur	Unité
- le coefficient de poussée	K_a	$tg^2 (45 - \frac{\varphi}{2})$	$\frac{1}{3}$	-	$Y_a = \frac{H}{3}$	$\frac{4}{3}$	m	M_a	64	$KN.ml$
- Poussée due au terrain	P_a	$\frac{1}{2} \times h^2 \times \gamma_{sol} \times K_a$	48	KN/ml						
les forces					Dit horiz. par rapport à O					
-Poids du rectangle de paroi de mur	W_1	$\mathbf{D} \times \mathbf{b} \times \gamma_{ba} \times 0,9$	25,92	KN/ml	$X_1 = A + F + \frac{D}{2}$	1,24	m	M_1	32.14	$KN.ml$
-Poids du triangle de paroi de mur	W_2	$\frac{(\mathbf{F} \times \mathbf{b})}{2} \times \gamma_{ba} \times 0,9$	3,24	KN/ml	$X_2 = A + \frac{2F}{3}$	1,053	m	M_2	3.41	$KN.ml$
-Poids de la semelle	W_3	$\mathbf{B} \times \mathbf{c} \times \gamma_{ba} \times 0,9$	21,6	KN/ml	$X_3 = \frac{B}{2}$	1,2	m	M_3	25,92	$KN.ml$
-Poids du remblai dans le talon	W_4	$\mathbf{E} \times \mathbf{b} \times \gamma_{sol} \times 1,35$	87.48	KN/ml	$X_4 = A + L + \frac{E}{2}$	1,9	m	M_4	166,212	$KN.ml$
- Poids du remblai triangle dans le patin	W_5	$\frac{(\mathbf{C} \times \mathbf{d})}{2} \times \gamma_{sol} \times 1,35$	0,12	KN/ml	$X_5 = A + \frac{C}{3}$	1.01	m	M_5	0.1227	$KN.ml$
- Poids du remblai rectangle dans le patin	W_6	$\mathbf{A} \times \mathbf{d} \times \gamma_{sol} \times 1,35$	12,15	KN/ml	$X_6 = \frac{A}{2}$	0.5	m	M_6	6,075	$KN.ml$

Remarque: le poids du béton est considéré comme un facteur stabilisant pour le mur. A cet effet, le coefficient de majoration est pris égal à 0,9. Cependant, l'effet du sol sur le mur est considéré un facteur négatif, par conséquent, le coefficient de majoration est pris égal à 1,35.

II.3.2 Vérification de la stabilité externe :

II.3.2.1 Vérification du renversement :

Le coefficient de sécurité est exprimé pour le renversement, en utilisant la formule suivante (II,2) :

$$F_R = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} > 1.5$$

$\sum M_R$: La somme des moments des forces résistant de se renverser autour du point O

$\sum M_O$: La somme des moments des forces essayant de se renverser autour du point O

$$\begin{aligned} \sum M_R &= M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 \\ \sum M_R &= 233.88 \text{KN.m} \end{aligned} \quad (\text{II.4})$$

$$\begin{aligned} \sum M_O &= M_a \\ \sum M_O &= 64 \text{ KN.m} \end{aligned} \quad (\text{II.5})$$

$$F_R = \frac{233.88}{64} = 3,65 > 1.5$$

Il n'y a donc pas de risque de renversement

II.3.2.2 Vérification du Glissement :

Le coefficient de sécurité pour le glissement, en utilisant la formule suivante :

$$F_G = \frac{(C \times B) + \sum F_V \times \tan \varphi}{\sum F_H} > 1.5 \quad (\text{II.6})$$

Où : $\sum F_V$: La somme des forces verticales résistant

$\sum F_H$: La somme de forces horizontales

$$\begin{aligned}\sum F_V &= W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 \\ \sum F_V &= 150,51 \text{ KN}\end{aligned}\quad (\text{II.7})$$

$$\begin{aligned}\sum F_H &= P_a \\ \sum F_H &= 48 \text{ KN}\end{aligned}\quad (\text{II.8})$$

$$F_G = \frac{(0 \times 2,4) + (150,51 \times \tan 30^\circ)}{48} = 1,81 > 1,5$$

Il n'y a donc pas de risque de Glissement

II.3.2.3 Vérification de capacité portante :

La nature de la variation de la pression verticale transmise par la dalle de base dans le sol est illustrée sur la figure (II.4). Noter que σ_{\max} et σ_{\min} , sont les pressions maximales et minimales apparaissant aux extrémités des sections du patin et du talon, respectivement les grandeurs de σ_{\max} et σ_{\min} peuvent être déterminées dans la manière suivante :

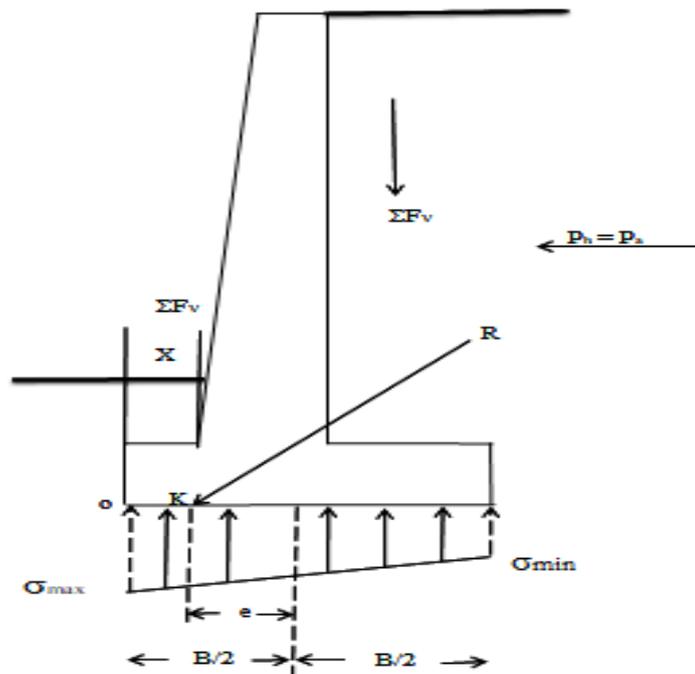


Figure II.4 : Réaction du sol sous la fondation du mur de soutènement, Das (2011)

La somme des forces verticales agissant sur la dalle de base est :

$$\sum F_V$$

La force horizontale est définie par P_a

La résultante R est définie par :

$$R = \sqrt{\sum \|F_V\|^2 + \|P_a\|^2} \quad (\text{II.9})$$

Le moment net de ces forces autour du point O, comme le montre la figure (II.4) est :

$$M_{net} = \sum M_R \quad (\text{II.10})$$

$$\begin{cases} M_{net} = 233.88 \\ M_{net} = 233.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Laissons la ligne d'action de la résultante R à couper la dalle de base en K. Ensuite on a la distance :

$$\overline{OK} = \bar{X} = \frac{M_{net}}{\sum F_V} \quad (\text{II.11})$$

$$\begin{cases} \bar{X} = \frac{233.88}{150.51} \\ \bar{X} = 1.554 \text{ m} \end{cases}$$

Par conséquent, l'excentricité de la résultante R peut être exprimée comme suit:

$$e = \frac{B}{2} - \bar{X} \quad (\text{II.12})$$

$$\begin{cases} e = \frac{2,4}{2} - 1,554 \\ e = || -0,354 \text{ m} || = 0.35 \end{cases}$$

$\frac{B}{6} = 0,4 \text{ m} > e \Rightarrow$ La conception ne doit pas être redimensionnée et les calculs refaits

La répartition de la contrainte sous la dalle de base peut être déterminée à l'aide de simples principes de la mécanique des matériaux. Premièrement, on a :

$$\sigma = \frac{\sum F_V}{A} \pm \frac{M_{net} \times y}{I} \quad (\text{II.13})$$

M_{net} : Moment = $(\sum F_V) e$

I : d'inertie par unité de longueur de la section de base = $\frac{1}{12}(1)(B^3)$

Pour les contraintes maximales et minimales, la valeur de y, à partir de l'Eq. (II.13), égale à B/2, on a donc :

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum F_V}{(B)(1)} + \frac{e \times (\sum F_V) \frac{B}{2}}{\frac{1}{12}(B^3)} = \sigma_{\max} = \frac{\sum F_V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad (\text{II.14})$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{150,51}{2,4} \left(1 + \frac{6 \times 0,35}{2,4}\right) \\ \sigma_{\max} = 118,21 \text{KN/m} \end{cases}$$

De la même manière

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum F_V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \quad (\text{II.15})$$

$$\begin{cases} \sigma_{\min} = \frac{150,51}{2,4} \left(1 - \frac{6 \times 0,35}{2,4}\right) \\ \sigma_{\min} = 7,21 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Nous pouvons exprimer des relations pour la capacité portante des fondations avec la relation suivante :

$$q_u = CN_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_{sol} B' N_\gamma F_{yd} F_{yi} \quad (\text{II.16})$$

$$\begin{cases} N_q = \tan^2(45 - \varphi / 2) e^{\pi \tan \varphi} = 18,40 \\ N_c = 2(N_q - 1) \cos \varphi = 30,14 \\ N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi = 22,40 \end{cases}$$

$$\begin{cases} B' = B - 2e = 2,24 \text{ m} \\ F_{qd} = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \times \frac{(d+c)}{B'} = 1,11 \\ F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \varphi} = 1,12 \\ F_{\gamma d} = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \psi = \tan^{-1} \left(\frac{P_a \cos \alpha}{\sum F_v} \right) = 17,69 \\ F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi}{90^\circ} \right)^2 = 0,65 \\ F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi}{\varphi} \right)^2 = 0,17 \\ q = \gamma_{sol} \times L = 16,2 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

Après la compensation et le calcul, nous trouvons : $q_u = 439.68 \text{ KN/m}^2$

Le coefficient de sécurité est exprimé pour la capacité portante avec le relation l'équation

suivante (II,3) :

$$F_C = \frac{q_u}{\sigma_{\max}} > 3$$

$$F_C = \frac{439.68}{118.21} = 3,72 \text{ KN} / \text{m}^2 > 3$$

La condition est satisfaite donc pas de risque relié à la capacité portante.

II.3.3 Ferrailage :

- **Caractéristique des matériaux**

Béton : D'après B.A.E.L la résistance admissible de compression fixée à priori est en fonction du dosage de ciment.

- Résistance de compression $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- Résistance caractéristique à la traction est $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$
- Contraint limite du béton a la compression et : $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec : $\gamma_b = 1.5$ situation durable

$\gamma_b = 1.15$ situation accidentelle

- la contraint limite a la comprission (ELS)

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

- La contrainte limite ultime (ELU)

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$$

Acier : Les aciers utilisés sont de type (I) de nuance Fe E400 Haut adhérence, dont la contrainte de rupture est de 400 Mpa.

Contrainte des aciers :

- **Etat limite ultime (ELU) :**

D'après le BAEL article (A2.2.2)

$$\sigma_{st} = \frac{Fe}{\sigma_s} = \frac{400}{1.15} = 347,83 \text{ Mpa}$$

- **Etat limite service (ELS) :**

Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2a}{3} Fe ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$

- **Contrainte de cisaillement :**

Fissuration très préjudiciable $\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}\right)$

Combinaisons d'action :

Selon le règlement BAEL

- ELU (1.35 G +1.5 Q)
- ELS (G + Q)

Avec (G) charge permanente et (Q) charge d'exploitation.

II.3.3.1 Ferrailage du Paroi :**▪ Calcul à l'ELU :**

Le calcul est fait pour la section d'encastrement située au niveau supérieur de la semelle, soit à **3.6m** au-dessous du niveau du terrain

Pour cette section le moment de flexion a pour valeur :

$$M_u = 1,35 \times \left(K_a \times \gamma_{sol} \times \frac{b^2}{2} \times \frac{b}{3} \right) \quad (\text{II.17})$$

$$M_u = 62,355 \text{ KN.m}$$

Nous avons :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{L \times d_1^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{62,355 \times 10^{-3}}{1 \times (0,35)^2 \times 14,2} = 0,035$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,035}) = 0,046$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = d(1 - 0,4 \times 0,046) = 0,344 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{62,355 \times 10^{-3}}{0,344 \times 347,83} = 5,21 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit 4HA14 $A_s = 6,16 \text{ cm}^2$

Tableau II.4 : Résultats initiale pour Ferrailage de la paroi à ELU

	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ²)	A_s (cm ²) adopté
paroi	62.355	0,035	0,046	0,344	5,21	4HA14 6,16

▪ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u = 1,35 \times \left(K_a \times \gamma_{sol} \times \frac{b^2}{2} \right) \quad (\text{II.18})$$

$$V_u = 52.435 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{L \times d_1} = \frac{52.435 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35} = 0,149 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}\right) = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

▪ **Vérification des contraintes à ELS :**

Contraintes dans le béton :

Le calcul est fait pour une largeur de 1,00m, la contrainte du béton comprimé estimée comme suit :

$$\frac{x^2}{2} - 15A(d_1 - x) = 0 \quad \Rightarrow \quad x = 7,2 \text{ cm}$$

$$I = \frac{L \times x^3}{3} + 15A(d_1 - x)^2 = 83852,016 \text{ cm}^4$$

$$M_s = \left(K_a \times \gamma_{sol} \times \frac{b^2}{2} \times \frac{b}{3} \right) \quad (\text{II.19})$$

$$M_s = 46,651 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times x = \frac{46,651}{83852,016} \times 7,2 = 4 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

▪ Contraintes dans le l'acier :

$$\sigma_s = 15 \times \sigma_{bc} \times \frac{(d_1 - x)}{x} = 15 \times 4 \times \frac{35 - 7,2}{7,2} = 231,67 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2a}{3} Fe ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s \leq \sigma_s \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

Tableau II.5 : Résultats initiale pour Ferrailage de la paroi à ELS

	x(m)	I (cm ⁴)	M _s (KN.m)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	σ _s (Mpa)	σ̄ _s ≤ σ _s
paroi	7,2	83852,016	46,651	4	vérifiée	231,67	non vérifiée

➤ Il faut modifier la section d'armatures.

- Détermination des armatures :

$$\sigma'_s = \min\{\sigma_s; \bar{\sigma}_s\}$$

$$\sigma'_s = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\mu_1 = \frac{M_s}{Ld_1^2 \sigma'_s} = \frac{46.651 \times 10^{-3}}{1 \times (0,35)^2 \times 201.63} = 0.009 \tag{II.20}$$

$$k_1 = \frac{\sigma'_s}{\sigma_b} = \frac{201,63}{4} = 50,40 \tag{II.21}$$

$$\alpha_1 = \frac{15}{15 + k_1} = \frac{15}{15 + 50.40} = 0.229 \tag{II.22}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} = 1 - \frac{0.229}{3} = 0,924 \tag{II.23}$$

$$A = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d_1 \cdot \sigma'_s} = \frac{46,651 \times 10^{-3}}{0,924 \times 0,35 \times 201,63} = 7,15 \text{ cm}^2 \tag{II.24}$$

Donc on choisit 5HA14 A_s = 7.69cm²

Tableau II.6 : Résultats finaux pour Ferrailage de la paroi à ELU

	M_s (KN.m)	μ_1	k_1	α_1	β_1	A_s (cm ²)	A_s (cm ²) adopté
paroi	46.651	0,009	50,40	0,229	0,924	7,15	5HA14 7,69

▪ **Vérification des contraintes à ELS :**

Contraintes dans le béton :

$$\frac{x_1^2}{2} - 15A(d_1 - x_1) = 0 \quad \Rightarrow \quad x_1 = 7,9 \text{ cm}$$

$$I_1 = \frac{L \times x_1^3}{3} + 15A(d_1 - x_1)^2 = 101148,8268 \text{ cm}^4$$

$$M_s = 46,651 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc_1} = \frac{M_s}{I_1} \times x_1 = \frac{46.651}{101148,8268} \times 7,9 = 3,643 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Contraintes dans le l'acier :

$$\sigma_{s_1} = 15 \times \sigma_{bc_1} \times \frac{(d_1 - x_1)}{x_1} = 15 \times 3,643 \times \frac{35 - 7,9}{7,9} = 187,453 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{s_1} \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Tableau II.7 : Résultats finaux pour Ferrailage de la paroi à ELS

	x_1 (m)	I_1 (cm ⁴)	M_s (KN.m)	σ_{bc_1} (Mpa)	$\sigma_{bc_1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_{s_1} (Mpa)	$\sigma_{s_1} \leq \bar{\sigma}_s$
paroi	7,9	101148,8268	46,651	3,643	vérifiée	187.453	vérifiée

II.3.3.2 Ferrailage de la semelle :

▪ Calcul des contraintes agissant sur la semelle

Les données sont:

$$F_V = (\gamma \times S) \quad (\text{II.25})$$

$$\begin{cases} F_{V_{S1}} = (\gamma_{\text{béton}} \times c \times E) = 10 \text{KN} \\ F_{V_{S2}} = (\gamma_{\text{béton}} \times c \times A) = 10 \text{KN} \\ F_{V_{T1}} = (\gamma_{\text{sol}} \times b \times E) = 64.8 \text{KN} \\ F_{V_{T2}} = (\gamma_{\text{sol}} \times d \times A) = 9 \text{KN} \end{cases}$$

Calcul à ELU

$$\sigma_{\text{semelle(tallon et patin)}} = \frac{1.35 \times F_{V_{S1}}}{L \times E} = \frac{1.35 \times F_{V_{S2}}}{L \times A} = 0.0135 \text{Mpa} \quad (\text{II.26})$$

$$\sigma_{(\text{terre}_1 + \text{surcharge})} = \frac{1.35 \times F_{V_{T1}}}{L \times E} = 0.0875 \text{Mpa} \quad (\text{II.27})$$

$$\sigma_{(\text{terre}_2 + \text{surcharge})} = \frac{1.35 \times F_{V_{T2}}}{L \times A} = 0.01215 \text{Mpa} \quad (\text{II.28})$$

$$\left\{ \sigma_{\text{semelle avant}} = (\sigma_{(\text{terre}_2 + \text{surcharge})} + \sigma_{\text{semelle(patin)}}) = 0.025 \quad (\text{II.29}) \right.$$

$$\left\{ \sigma_{\text{semelle arrière}} = (\sigma_{(\text{terre}_1 + \text{surcharge})} + \sigma_{\text{semelle(tallon)}}) = 0.101 \text{Mpa} \quad (\text{II.30}) \right.$$

D'après les résultats du calcul de la stabilité on a $\begin{cases} \sigma_{\max} = 0.1182 \text{Mpa.} \\ \sigma_{\min} = 0.0072 \text{Mpa.} \end{cases}$

• Patins ($L_1=1.4$)

$$\sigma_{s_1} = \sigma_{\min} + \frac{L_1}{B} (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) = 0.071 \text{Mpa} \quad (\text{II.31})$$

$$\sigma_{\max 1} = (\sigma_{\max} - \sigma_{\text{semelle avant}}) = 0.093 \text{Mpa} \quad (\text{II.32})$$

$$\sigma_{\min 1} = (\sigma_{s1} - \sigma_{\text{semelle avant}}) = 0.046 \text{ Mpa} \quad (\text{II.33})$$

$$R_1 = \frac{(\sigma_{\max 1} + \sigma_{\min 1})}{2} \times A = 69.5 \text{ KN} \quad (\text{II.34})$$

$$X_{G1} = \frac{(2 \times \sigma_{\max 1}) + \sigma_{\min 1}}{(\sigma_{\max 1} + \sigma_{\min 1})} \times \frac{A}{3} = 0.55 \text{ m} \quad (\text{II.35})$$

$$M_{u1} = R_1 \times X_{G1} = 38.66 \text{ KN.m} \quad (\text{II.36})$$

• **Tallon** ($L_2=1.4$)

$$\sigma_{s2} = \sigma_{\min} + \frac{L_2}{B} (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) = 0.071 \text{ MPA} \Rightarrow 71 \text{ KN} \quad (\text{II.37})$$

$$\sigma_{\max 2} = (\sigma_{\text{semelle arri\`ere}} - \sigma_{\min}) = 0.093 \text{ MPA} \Rightarrow 93 \text{ KN} \quad (\text{II.38})$$

$$\sigma_{\min 2} = (\sigma_{\text{semelle arri\`ere}} - \sigma_{s2}) = 0.03 \text{ MPA} \Rightarrow 30 \text{ KN} \quad (\text{II.39})$$

$$R_2 = \frac{(\sigma_{\max 2} + \sigma_{\min 2})}{2} \times E = 61.5 \text{ KN} \quad (\text{II.40})$$

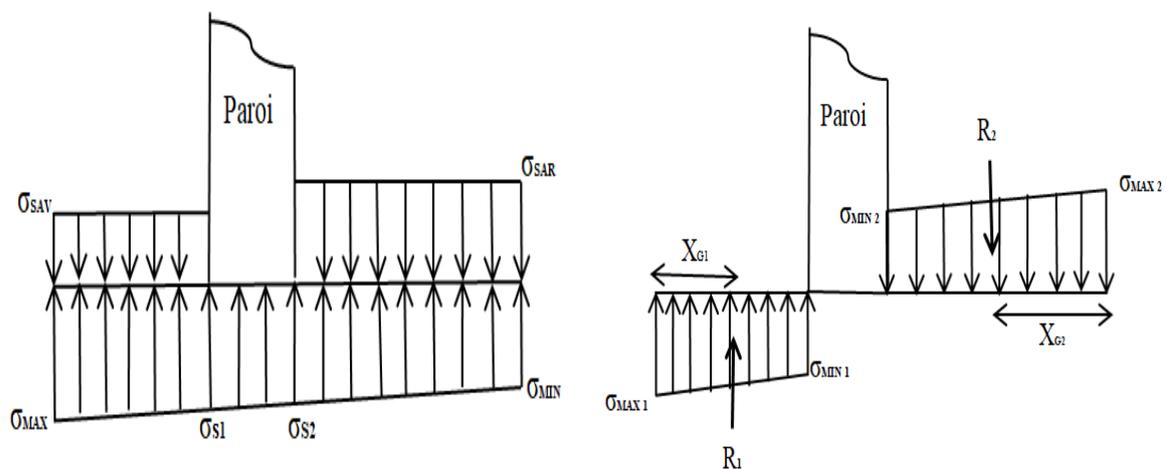


Figure II.5 : Diagramme des contraintes au-dessus et au-dessous de la semelle à l'ELU

$$X_{G2} = \frac{(2 \times \sigma_{\max 2}) + \sigma_{\min 2}}{(\sigma_{\max 2} + \sigma_{\min 2})} \times \frac{A}{3} = 0.58m \quad (\text{II.41})$$

$$M_{u_2} = (R_2 \times X_{G2}) = 36KN.m \quad (\text{II.42})$$

Tableau II. 8 : Résultats finaux pour Ferrailage de la semelle à ELU

	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
Semelle arrière	36	0.02	0.025	0.346	3	6T12 = 6.79
Semelle avant	38.66	0.02	0.025	0.346	3.21	6T12 = 6.79

Calcul à ELS :

$$\sigma_{\text{semelle}} = \frac{F_{V_{S1}}}{L \times E} = \frac{F_{V_{S2}}}{L \times A} = 0.01Mpa \quad (\text{II.43})$$

$$\sigma_{(\text{terre}_1 + \text{surcharge})} = \frac{F_{V_{T1}}}{L \times E} = 0.0648Mpa \quad (\text{II.44})$$

$$\sigma_{(\text{terre}_2 + \text{surcharge})} = \frac{F_{V_{T2}}}{L \times A} = 0.009Mpa \quad (\text{II.45})$$

$$\left\{ \sigma_{\text{semelle avant}} = (\sigma_{(\text{terre}_2 + \text{surcharge})} + \sigma_{\text{semelle(patin)}}) = 0.019Mpa \right.$$

$$\left\{ \sigma_{\text{semelle arrière}} = (\sigma_{(\text{terre}_1 + \text{surcharge})} + \sigma_{\text{semelle(tallon)}}) = 0.075Mpa \right.$$

D'après les résultats du calcul de stabilité on a $\begin{cases} \sigma_{\max} = 0.1182Mpa. \\ \sigma_{\min} = 0.0072Mpa. \end{cases}$

• Patin

$$\sigma_{S_1} = \sigma_{\min} + \frac{L_1}{B} (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) = 0.071MPa$$

$$\sigma_{\max 1} = (\sigma_{\max} - \sigma_{\text{semelle avant}}) = 0.099 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\min 1} = (\sigma_{s1} - \sigma_{\text{semelle avant}}) = 0.052 \text{MPa}$$

$$R_1 = \frac{(\sigma_{\max 1} + \sigma_{\min 1})}{2} \times A = 75.5 \text{KN}$$

$$X_{G1} = \frac{(2 \times \sigma_{\max 1}) + \sigma_{\min 1}}{(\sigma_{\max 1} + \sigma_{\min 1})} \times \frac{A}{3} = 0.55 \text{m}$$

$$M_{s_1} = R_1 \times X_{G1} = 41.525 \text{KN.m}$$

- **Tallon**

$$\sigma_{s_2} = \sigma_{\min} + \frac{L_2}{B} (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) = 0.071 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\max 2} = (\sigma_{\text{semelle arri\`ere}} - \sigma_{\min}) = 0.068 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\min 2} = (\sigma_{\text{semelle arri\`ere}} - \sigma_{s_2}) = 0.004 \text{MPa}$$

$$X_{G2} = \frac{(2 \times \sigma_{\max 2}) + \sigma_{\min 2}}{(\sigma_{\max 2} + \sigma_{\min 2})} \times \frac{E}{3} = 0.65 \text{m}$$

$$R_2 = \frac{(\sigma_{\max 2} + \sigma_{\min 2})}{2} \times E = 36 \text{KN}$$

$$M_{s_2} = (R_2 \times X_{G2}) = 23.4 \text{KN.m}$$

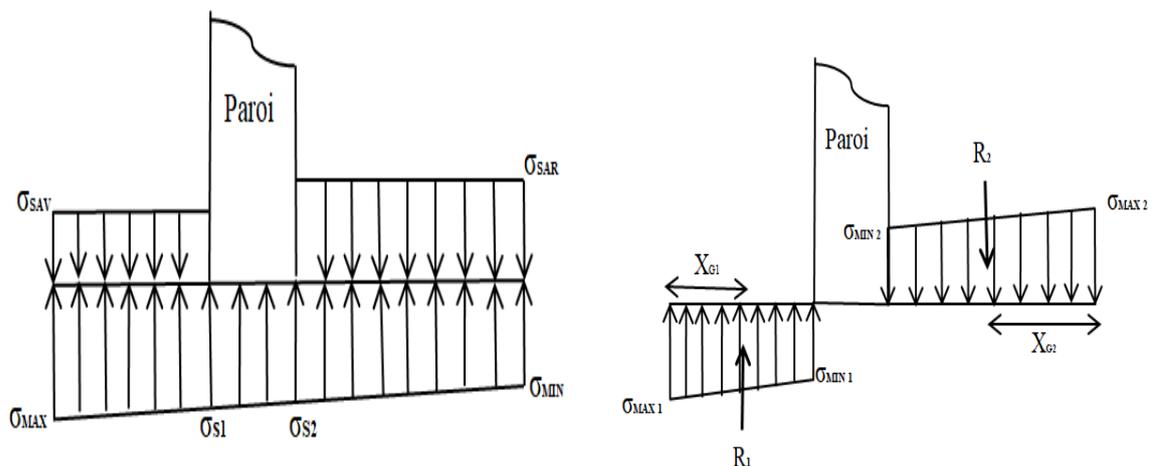


Figure II.6 : Diagramme des contraintes au-dessus et au-dessous de la semelle à l'ELS

• **Vérification des contraintes à ELS :**

Contrainte dans le béton :

$$\frac{x^2}{2} - 15A(d_1 - x) \Rightarrow \begin{cases} x_1 = 7.5 \\ x_2 = 7.5 \end{cases}$$

$$I = \frac{L \times x^3}{3} + 15A(d_1 - x)^2 \Rightarrow \begin{cases} I_1 = 91086.5625 \\ I_2 = 91086.5625 \end{cases}$$

$$M_{S_1} = 41.525 \text{ KN.m} \quad M_{S_2} = 23.4 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times x \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc1} = 3,42 \text{ Mpa.} \\ \sigma_{bc2} = 1,92 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 \times \sigma_{bc} \times \frac{(d_1 - x)}{x} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{s1} = 188.1 \text{ Mpa} \\ \sigma_{s2} = 105.6 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} Fe ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{s1} \leq \bar{\sigma}_s \\ \sigma_{s2} \leq \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Tableau II.9 : Résultats finaux pour le ferrailage de la semelle à ELS

	x(m)	I (cm ⁴)	MS	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Semelle arrière	7.5	91086.5625	23.4	1.92	<i>vérifiée</i>	105.6	<i>vérifiée</i>
Semelle avant	7.5	91086.5625	41.525	3.42	<i>vérifiée</i>	188.1	<i>vérifiée</i>

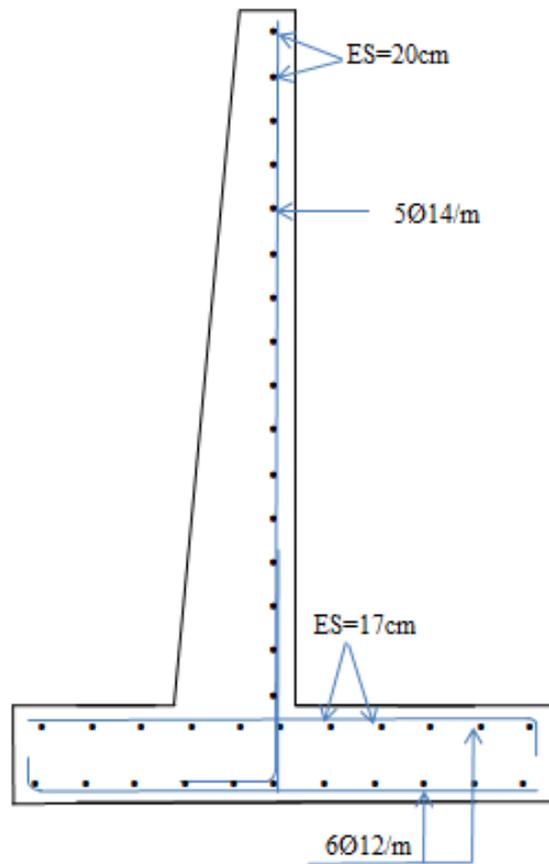


Figure II.7 : Schéma du ferrailage du mur de soutènement en béton armé

CHAPTRE III

Simulation numérique

Introduction :

Cette partie consiste à étudier l'effet de l'ancrage de la bêche sur le comportement du mur de soutènement, en examinant les trois phénomènes représentant l'instabilité externe de l'ouvrage de soutènement. Par l'exploitation de caractéristiques du modèle numérique étudié dans le deuxième chapitre, les étapes suivantes sont conçues à vérifier aussi l'influence de surcharges appliquée à la surface du sol soutenu sur la stabilité de la structure de soutènement.

III.1 Objectif de l'étude paramétrique :

Dans cette étude, on traite l'importance de la bêche sur la stabilité du mur de soutènement en béton armé contre le glissement. Egalement ce chapitre tient en considération l'effet de la surcharge uniforme caractérisée par une bande de largeur limitée et appliquée à la surface libre du sol soutenu, cette charge est supposée localisée à distance par rapport à la face arrière du mur de soutènement.

Remarque : Afin d'avoir le cas le plus défavorable dans les calculs et les vérifications, On a donc préféré d'ignorer l'effet engendré par la butée du sol situé Au-dessus Du Patin.

Modèle numérique choisi :

Dans cette étude, on a adapté les mêmes propriétés du modèle numérique utilisé dans le deuxième chapitre. La hauteur du sol soutenu est choisie égale, $H=7\text{m}$, où les dimensions sont adaptées par lesquelles en supposant un état d'instabilité du mur de soutènement contre le glissement comme indique dans le tableau (III.1).

D'après les résultats, on remarque que ce modèle est stable contre le phénomène de renversement en comparaison avec celui correspondant au phénomène de glissement. A cet effet, une solution doit être mise en place par l'ajout d'une bêche à la base de fondation pour minimiser l'effet de glissement. En conséquence, on a besoin de définir la profondeur idéale par laquelle le mur de soutènement est devenu stable.

Tableau III.1 : caractéristiques du modèle numérique choisi

Hauteur totale	Semelle (patin & talon), en mètre					
H	A	B	c	E	d	
7,0	1,5	3,7	0,7	1,5	0,5	
	Paroi du mur de soutènement, en mètre					
	D	F	L	b	C	
	0,56	0,14	0,7	6,3	0,02	
Remblai	Info : Aucune nappe d'eau à considérer					
	γ (KN/m ³)		C (kPa)		ϕ (°)	
	18,0		0,0		30,0	
Résultat (FS)	FS(R)	2,39	Vérifié	FS(G)	1,45	Non vérifié

D'après les résultats, on remarque que ce modèle est stable contre le phénomène de renversement en comparaison avec celui correspondant au phénomène de glissement. A cet effet, une solution doit être mise en place par l'ajout d'une bêche à la base de fondation pour minimiser l'effet de glissement. En conséquence, on a besoin de définir la profondeur idéale par laquelle le mur de soutènement est devenu stable.

III.2 Profondeur idéale de la bêche :

Les dimensions choisies pour la bêche sont tenues comme suit : une largeur b_k et une profondeur variable h_k , comme le montre la figure (III.1), variée de zéro qui représente un mur de soutènement sans bêche jusqu'à 50cm.

La figure (III.2) représente la variation du coefficient de sécurité FS correspondant au phénomène de glissement on fonction de la profondeur relative de la bêche, en tenant compte la variation de cette profondeur de 0 jusqu'à 50cm. On remarque que la variation de FS est de forme linéaire dont la valeur initiale de ce coefficient égale 1,45, représentant le cas du mur de soutènement sans bêche. Avec la présence de cette élément (la bêche), on remarque qu'il y'a une progression de la valeur FS jusqu'à une profondeur relative 0,014,

mais le facteur de sécurité reste insuffisant. Au-delà de cette valeur, on remarque que le coefficient FS est devenu en état positif par rapport à la référence. Cette progression est continue jusqu'à la valeur FS=1,64 qui représente la profondeur de bêche de 50cm.

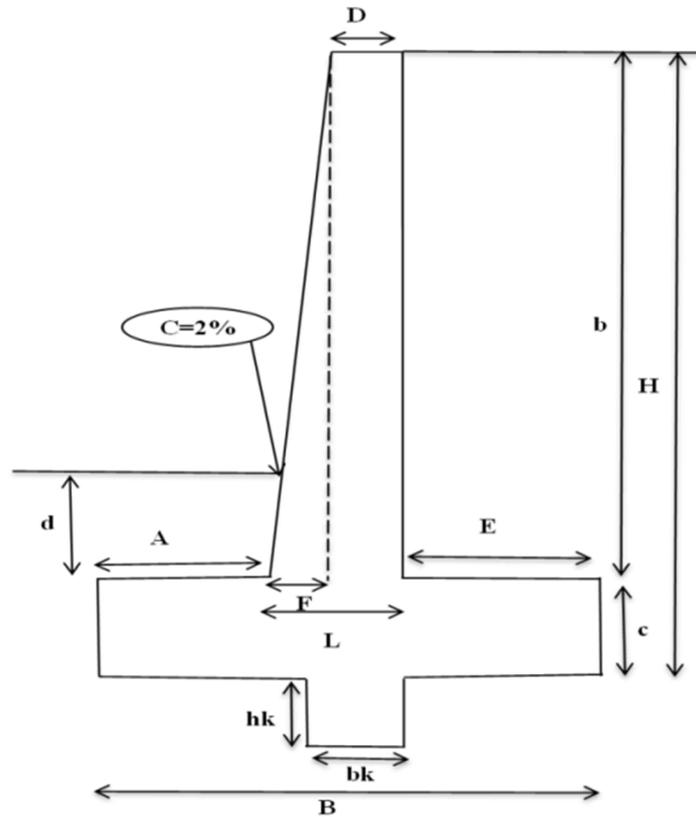


Figure III.1: dimensions d'un mur en béton armé avec la bêche

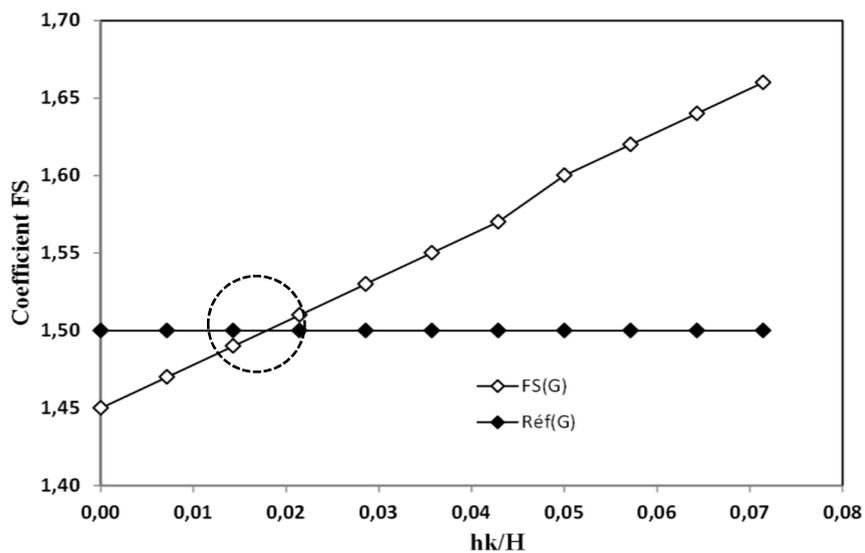


Figure III.2 : variation du coefficient FS avec la profondeur relative de la bêche (Phénomène de glissement)

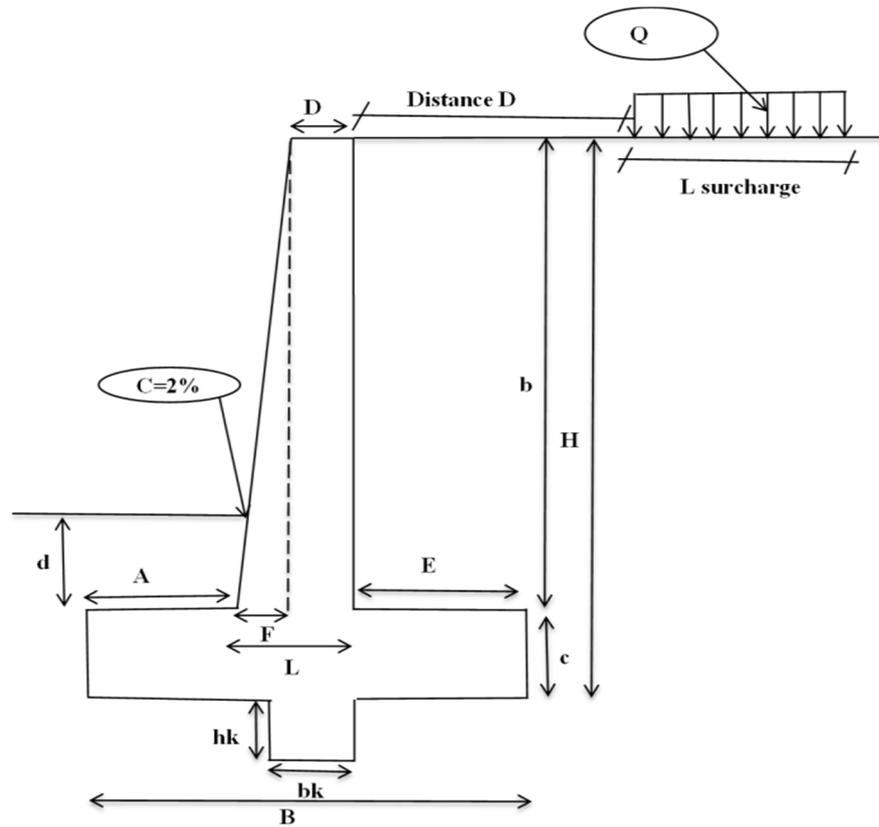


Figure III.3 : Ouvrage de soutènement soumis à une surcharge Q

Exploitions les mêmes caractéristiques du modèle étudié précédemment, la section suivante présente l'étude de l'effet de la surcharge appliquée sur la surface libre de sol soutenu, pour déterminer l'influence la surcharge sur la stabilité globale du mur.

III.3 Effet de la surcharge sur la stabilité du mur de soutènement :

Cette étude paramétrique tient en compte l'influence de l'intensité de la surcharge (Q), plus l'effet de sa largeur (L) de bande sur le coefficient FS (G), FS (R).

A / Effet de l'intensité $Q = 12.5$ et 50 KN/m^2 :

La figure III.4 montre la vérification de la stabilité externe d'un mur de soutènement en béton armé par le calcul du coefficient de sécurité FS correspondant aux phénomènes de glissement et de renversement. Le sol soutenu est subit d'un effet de surcharge uniforme $Q=12,5 \text{ KN/m}^2$, limitée par une largeur de bande variable, $L=3, 6$ et 9m . L'effet de ce chargement est défini par la disposition relative, $\beta=D/H$, de la surcharge vis-à-vis la face arrière du mur de soutènement.

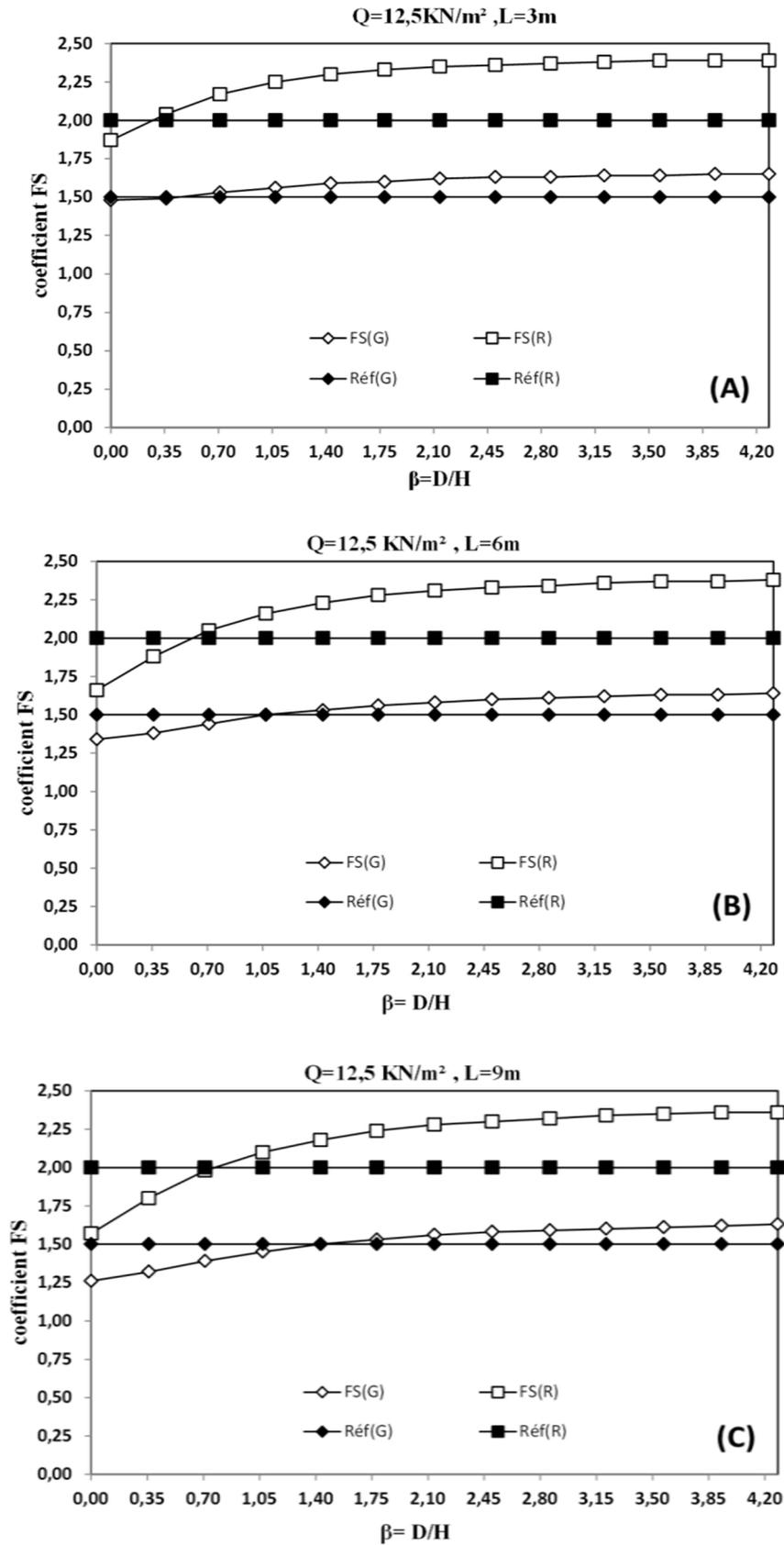


Figure III.4 : Variation du coefficient FS sous l'influence de l'intensité $Q=12.5 \text{ KN/m}^2$, Pour $L=3, 6$ et 9m

D'après la figure III.4a, cas de $L=3\text{m}$ et $\beta=0$, le coefficient FS est presque proche aux valeurs de référence, surtout pour le cas de phénomène de glissement. On remarque qu'avec une intensité faible de Q , le coefficient FS dépasse les valeurs de référence pour une petite distance relative égale 0,35. Cependant, on constate que cette distance relative reste stable ($\beta=0,7$), correspondant au phénomène de renversement, malgré l'augmentation de la bande de la surcharge ($L>3\text{m}$), comme indiqué sur les figures III.4b, c. Le comportement est différent, pour le cas de glissement, où la distance relative est relativement augmentée, comme indiqué sur les figures III.4b, c. Il est noté que la variation de la valeur du coefficient FS(G) en fonction de β est presque stable ; ce qui indique que le mur de soutènement a principalement réagit sous l'effet de renversement.

La figure III.5 montre la variation du coefficient de sécurité FS correspondant aux phénomènes de glissement et de renversement en fonction du facteur $\beta=D/H$. Ce facteur β représente la disposition relative de la surcharge uniforme $Q=50\text{ KN/m}^2$, appliquée sur la surface libre du sol soutenu, dont la largeur de bande est définie par $L=3, 6$ et 9m . Dans la figure III.5a, on remarque que pour $L=3\text{m}$ et $\beta=0$, le coefficient FS y 'a compris entre 1 et 1,25 pour les deux phénomènes. Avec l'augmentation de la distance entre le mur et la surcharge, on constate que les valeurs obtenues dans le cas de renversement sont plus importantes que celles déterminées dans le cas de glissement. Après certaine distance, le coefficient FS dépasse les valeurs de référence pour une distance relative, $\beta(R)>1,4$ et $\beta(G)>2,1$, ce qui indique que le risque de l'effet de la surcharge est disparu. Les figures III.5b, c, présentent les mêmes cas que précédemment discutés mais avec une augmentation de la surface de contact de la surcharge, $L=6$ et 9m , respectivement. Les résultats montrent qu'avec l'augmentation de la largeur de bande (L) de la surcharge, Le mur de soutènement de type cantilever a besoin de plus en plus d'une distance, en éloignant de la face arrière du mur, afin de négliger l'effet de la surcharge.

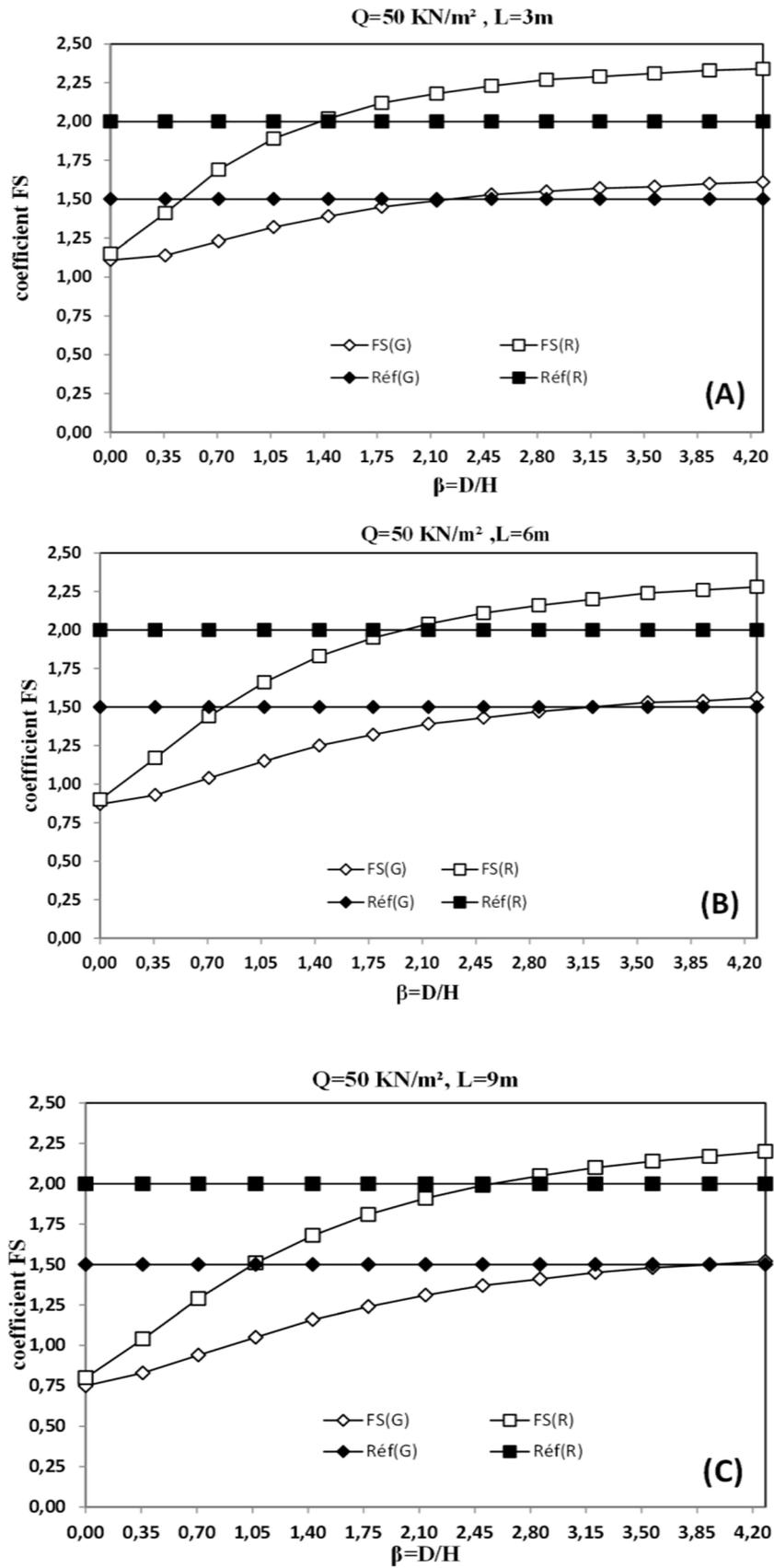


Figure III.5 : Variation du coefficient FS sous l'influence de l'intensité $Q = 50 \text{ kN/m}^2$, Pour $L = 3, 6$ et 9m

La figure III.5 montre la variation du coefficient de sécurité FS correspondant aux phénomènes de glissement et de renversement en fonction du facteur $\beta=D/H$. Ce facteur β représente la disposition relative de la surcharge uniforme $Q=50 \text{ KN/m}^2$, appliquée sur la surface libre du sol soutenu, dont la largeur de bande est définie par $L=3, 6$ et 9m . Dans la figure III.5a, on remarque que pour $L=3\text{m}$ et $\beta=0$, le coefficient FS y 'a compris entre 1 et 1,25 pour les deux phénomènes. Avec l'augmentation de la distance entre le mur et la surcharge, on constate que les valeurs obtenues dans le cas de renversement sont plus importantes que celles déterminées dans le cas de glissement. Après certaine distance, le coefficient FS dépasse les valeurs de référence pour une distance relative, $\beta(R)>1,4$ et $\beta(G)>2,1$, ce qui indique que le risque de l'effet de la surcharge est disparu. Les figures III.5b, c, présentent les mêmes cas que précédemment discutés mais avec une augmentation de la surface de contact de la surcharge, $L=6$ et 9m , respectivement. Les résultats montrent qu'avec l'augmentation de la largeur de bande (L) de la surcharge, Le mur de soutènement de type cantilever a besoin de plus en plus d'une distance, en éloignant de la face arrière du mur, afin de négliger l'effet de la surcharge.

La figure III.6 montre la variation du coefficient de sécurité correspondant au phénomène de renversement d'un mur de soutènement en béton armé. Les valeurs de FS sont estimées en fonction de l'intensité de la surcharge uniforme Q appliquée sur la surface libre du sol soutenu. Les valeurs de Q sont variées entre 12,5, 25 et 50 KN/m^2 . La surcharge est supposée relativement disposer à l'arrière de la face du mur avec une distance exprimée par le facteur $\beta=D/H$. la limitation de la bande de surcharge est considérée égale à $L=3, 6$ et 9m . D'après les figures 3.6a, b et c, on remarque que l'augmentation de l'intensité de la surcharge au voisinage de la paroi du mur ($\beta=0$) a une influence négative sur le coefficient de sécurité. De plus, en augmentant la bande de la surcharge (L), le coefficient FS devient plus petit. Lorsque la surcharge commence à s'éloigner du mur ($\beta>0$), son effet négatif est progressivement disparu d'une manière proportionnelle à la largeur (L). Dans le cas $L=3\text{m}$, le coefficient FS est devenu supérieur de la référence dans l'intervalle $[\beta=0,3 ; \beta=1,4]$. Dans le cas $L=6\text{m}$, le coefficient FS est devenu supérieur de la référence dans l'intervalle $[\beta=0,7 ; \beta=2,1]$. Avec l'augmentation de la largeur $L=9\text{m}$, $FS > 2$, lorsque $[\beta=1,05 ; \beta=2,45]$.

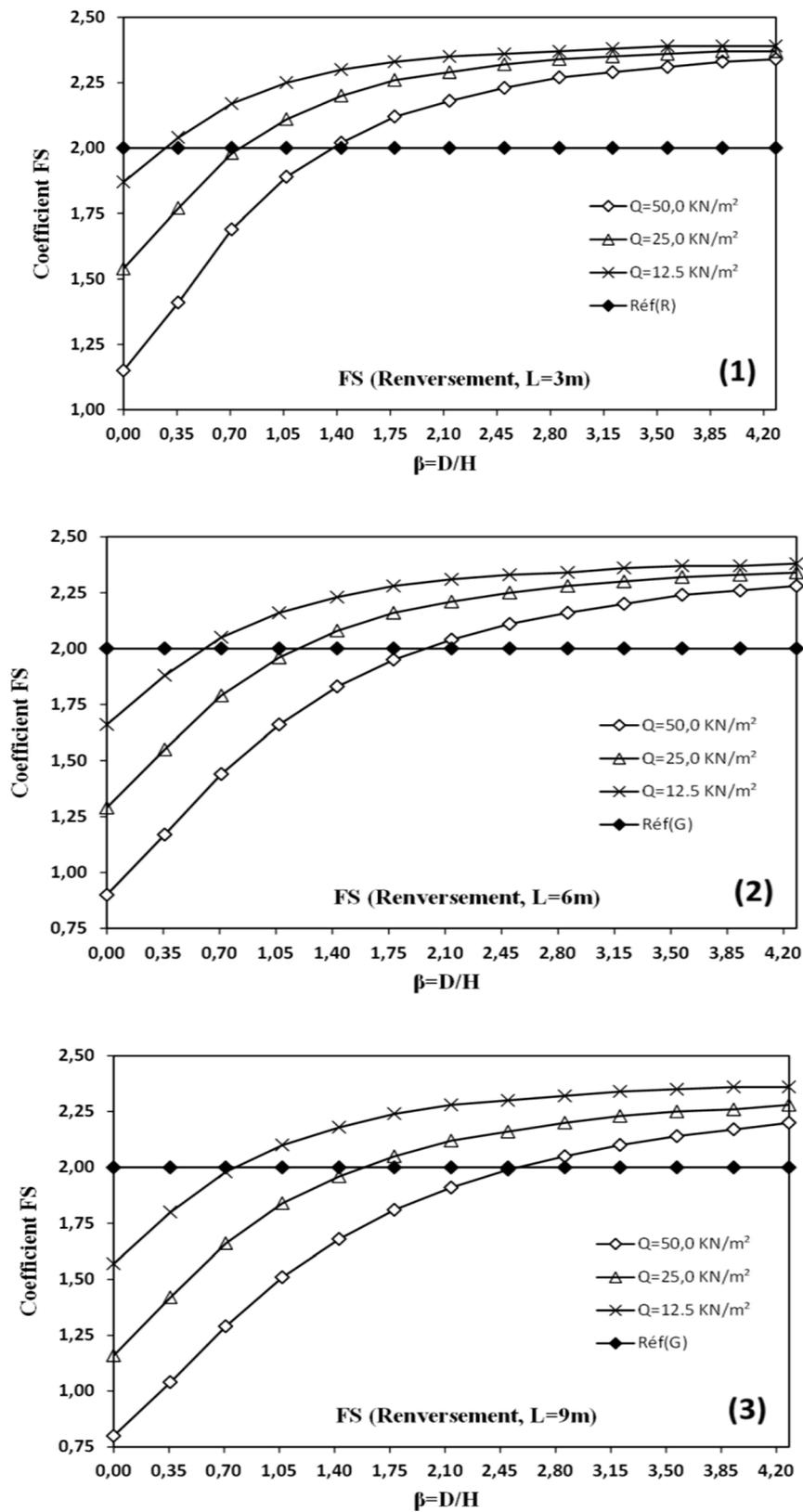


Figure III.6 : Variation du coefficient FS(R), sous l'influence de l'intensité de la surcharge Q, Pour L=3, 6 et 9m

B / Effet de largeur de bande de la surcharge :

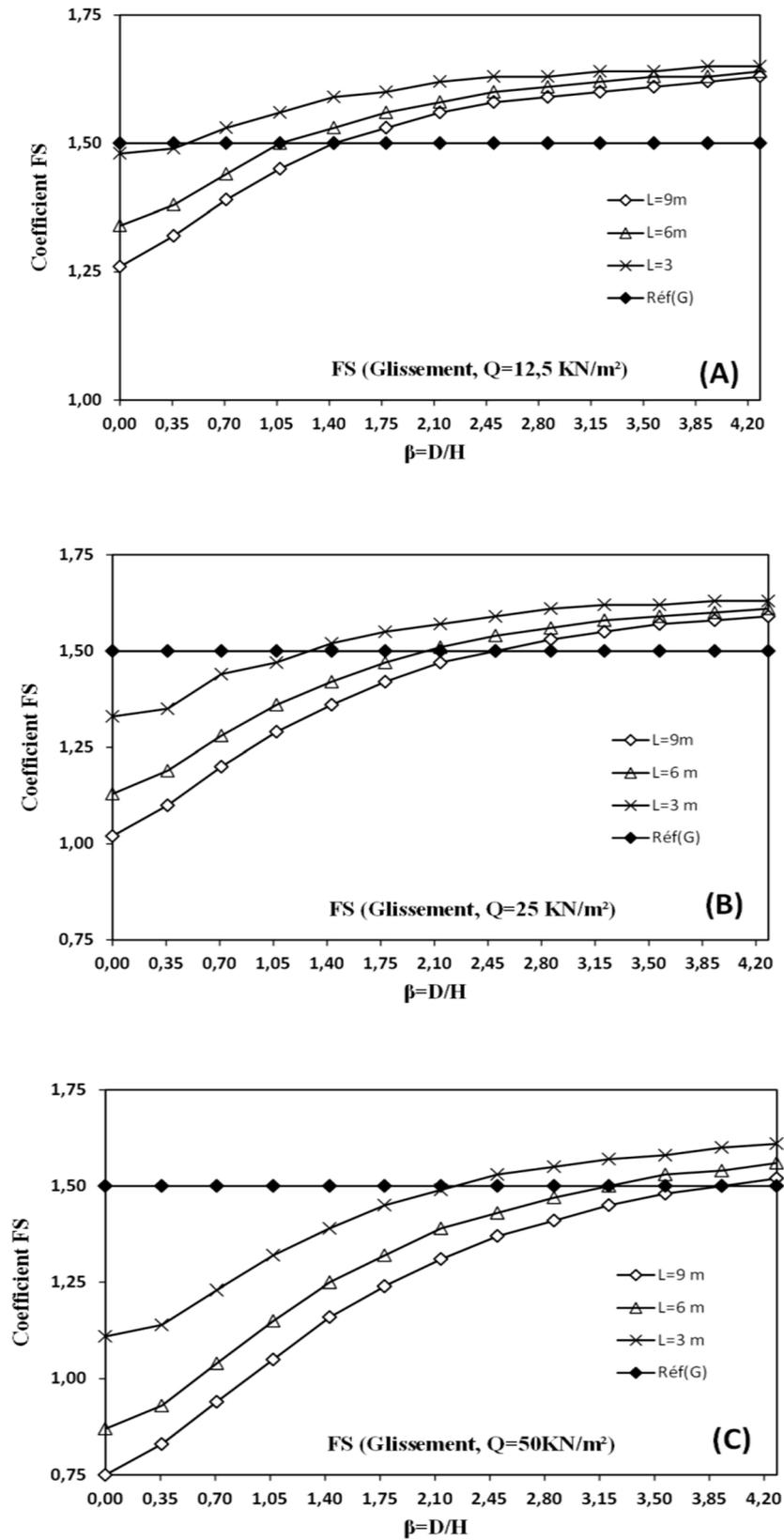


Figure III.7 : Variation du coefficient FS(G), en fonction de la position relative β sous l'influence de l'intensité de la surcharge Q , pour $L= 3, 6$ et 9m

La figure III.7 montre la variation du coefficient de sécurité contre le glissement FS(G), en fonction de la position relative (β) correspondant à la surcharge Q. Ce chargement est supposé varier entre 12,5, 25 et 50 KN/m². La largeur de bande de la surcharge Q est variée entre 3, 6 et 9m. Selon les figures III.7a, b et c montrent que l'effet produit par l'intensité du chargement, sur le coefficient FS(G), est plus important que celui engendré sous l'effet de la largeur de bande (L) de la surcharge. Dans le cas de surcharge Q=12,5 KN/m², on constate un effet négatif faible correspondant à L=3m au voisinage du mur, en comparaison avec les cas de L=6 et 9m. Au-delà de certaine distance $D/H > 2,45$, les valeurs de FS(G) sont presque approximatives pour n'importe quelle largeur de bande (L).

Cependant, on constate un effet divergent, quand l'intensité de la surcharge est importante accompagnée par une largeur de bande plus étendue, comme le montre la figure III.7.c.

Conclusion Générale

Les travaux effectués, dans ce projet de fin d'études, visent à éclaircir le comportement des murs de soutènement de type cantilever, vis-à-vis, les effets engendrés sous certaines conditions géométriques correspondant aux éléments composant le mur de soutènement tels que le patin et la bêche, ainsi sous l'effet des surcharges appliquées sur la surface libre du sol soutenu. Le premier chapitre est conçu à la recherche bibliographique liée aux hypothèses fondamentales dans le domaine de géotechnique. Dans le deuxième chapitre, on a examiné l'importance de la largeur relative du patin dans la stabilité de l'ouvrage de soutènement contre les trois phénomènes. Les résultats montrent que la valeur idéale par laquelle le mur reste stable est égale : $\lambda=0,25$. D'autre part, on a traité l'efficacité de la bêche contre le phénomène de glissement. D'après les résultats obtenus, on a constaté que la profondeur de la bêche est le facteur dominant que sa largeur sur la stabilité de l'ouvrage contre le glissement. On a aussi conclu que l'effet de surcharges, de type uniforme avec une bande limitée, est bien clair au voisinage de la face arrière du mur de soutènement en béton, spécialement pour largeur de bande importante et d'intensité aussi. On a constaté que les effets de ces surcharges peuvent se disparaître après certaines distance par rapport au mur de soutènement.

Références

ASDIP Retain_v5, *ASDIP Structural Engineering Software*

- Brooker, E. W., & Ireland, H. O. (1965). Earth Pressures at Rest Related to Stress History. *Canadian Geotechnical Journal*, 2(1), 1-15.
- Coulomb, C. A. (1776). Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique, relatifs à l'architecture. Mémoires de mathématiques et de physique. In (Vol. 7). Paris, France: Académie royale des sciences par divers savants.
- Culmann, C. (1866). Graphische Statik. *Verlag Meyers und Zeller, Zürich*.
- Das, B. M. (2011). *Principales of foundation engineering, seventh Ed.* USA: Cengage Learning.
- Ebeling, R. M., & Morrison, E. J. (1992). The Seismic Design of Waterfront Retaining Structures. *US Army Corps for Engineers*, 28-36.
- Engesser, F. (1880). Geometrische Erddruck Theorie. *Zeitschrift für Bauwesen*, 30, 189-210.
- Jacky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers*, 355-358.
- Perchat j. (2002). Pratique du BAEL 9 cours avec exercices corrigés. France : Editions Eyrolles
- Philipponnat, G. (1979). *Fondations et ouvrages en terre*. Paris, France: Editions Eyrolles.
- Poncelet, V. (1840). Mémoires sur la stabilité des revêtements et de leur fondations. *Mémoires de Officier du Génie, Heft 13, Bachelier, Paris*.
- Rankine, W. J. M. (1857). On the stability of loose earth. In (Vol. 147). London, UK: Philosophical transactions, The Royal Society publishing.
- Rebhann, G. (1871). Theorie des Erddrucks und der Futtermauern mit besonderer Rücksicht auf das Bauwesen. *Verlag Gerold, Wien*.
- Résal, J. (1910). *Poussées des terres Vol. II. Théorie des terres cohérentes*. Paris, France: Ch. Béranger, Ed. Librairie polytechnique.
- RPA99-v2003 (2003). *Règles parasismiques algériennes*. Algérie : Editions C.G.S.
- Schlosser, F. (1991). *Murs de soutènement*. Paris, France: Techniques de l'Ingénieur traité Construction.
- SETRA. (1993). *Ouvrages de soutènement MUR73*: Service d'études techniques des routes et autoroutes, France.
- Thonier, H. (1998). *Conception et calcul des structures de bâtiment, Tome 5*. Paris, France: Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.