

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université KasdiMerbah Ouargla

FACULTE DES SCIENCES APPLIQUEES
Département de : Génie Civil et Hydraulique



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

C:.....

R:.....

Filière : Génie Civil

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

Thème

Etude numérique d'un mur de soutènement en béton armé renforcé par des contreforts

Présenté par : TEBIB Manel, KHEMGANI Asma

Soumis au jury composé de :

| | | | |
|--------------------|---------|----------------|-----------|
| KHELLOU Abderrezak | M.C (B) | U.K.M. Ouargla | Président |
| KHELASSI Amar | M.A (A) | U.K.M. Ouargla | Examineur |
| DJIREB Samir | M.C (B) | U.K.M. Ouargla | Encadreur |

Année Universitaire : 2021/2022

Remerciements

On remercie dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.

Tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement de Mr JIREB SAMIR, on le remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire.

Nos remerciements s'adressent à Mr KHELLOU ABDERREZAK et KHELASSI AMAR les membres de jury pour l'honneur de juger notre modeste travail.

On n'oublie pas de remercier aussi l'ensemble des professeurs et des collègues du département de Génie Civil de l'université de Ouargla, et toute personne ayant un lien de près ou loin accompli ce travail.

Grand merci à toute ma famille, qui n'ont cessé de m'encourager et de me pousser vers l'avant et qui sont toujours de mon côté.

Résumé

Vue la nécessité d'augmenter la hauteur des sols soutenus, les murs de soutènement avec contreforts restent parmi les meilleures solutions, malgré le développement des techniques innovatrices telles que la structure en terre armée. L'objectif de cette étude est de donner un aperçu de la méthode de calcul de ce type particulier d'ouvrages de soutènement. Cet ouvrage combiné est caractérisé par un comportement différent de celui d'un mur de type cantilever. Les résultats de l'étude paramétrique montrent que le changement de la base des contreforts, par rapport à la largeur du talon, n'affecte que la stabilité au renversement par rapport aux autres phénomènes. Par application des surcharges sur la surface du sol soutenu, on constate que leur effet est important à proximité de la paroi du mur dans laquelle les coefficients de sécurité correspondant aux phénomènes de renversement et de glissement sont réduits. Cependant, il est constaté que cet effet peut disparaître après une distance relative du mur de soutènement.

Abstract

The need to increase the height of supported soils; retaining walls with counterforts remain among the best solutions, despite the development of innovative techniques such as reinforced earth structure. The aim of this study is to give an overview of the method for calculating this particular type of retaining structures. This combined structure is characterized by a behaviour different from that of a cantilever retaining wall. The results of the parametric study are shown that the change of the base of counterforts, with respect to the width of heel, only affects the stability against overturning in comparison to the other phenomena. By application of the overloads on the surface of the supported soil, it is noted that their effect is important near the wall in which the coefficients of safety corresponding to the phenomena of overturning and sliding are reduced. However, it is found that this effect may disappear after a relative distance from the retaining wall.

ملخص

نظرا لضرورة زيادة ارتفاع التربة المدعمة ، تظل الجدران الاستنادية ذات الدعامة من بين أفضل الحلول على الرغم من تطور التقنيات المبتكرة مثل هيكل التربة المقواة. إن الهدف من هذه الدراسة هو إعطاء لمحة عامة عن طريقة حساب هذا النوع الخاص من هياكل الاستناد . يتميز هذا الهيكل المشترك بسلوك يختلف عن سلوك جدار الاستناد الناتج. حيث أوضحت نتائج الدراسة الحدودية أن تغيير قاعدة الدعامة ، بالنسبة لعرض الكعب ، يؤثر فقط على الثبات ضد الانقلاب مقارنة بالظواهر الأخرى. من خلال تطبيق الأحمال الزائدة على سطح التربة المدعومة ، يلاحظ أن تأثيرها يكون مهمًا بالقرب من الجدار حيث تنخفض معاملات الأمان الخاصة بظاهرة الانقلاب والانزلاق. ومع ذلك ، فقد وجد أن هذا التأثير قد يزول بعد مسافة نسبية عن الجدار الاستنادي.

Table de matière

Remerciements I
Résumé II
Liste des figures V
Lise des tableaux VI
Introduction Générale..... 2

Chapitre I : recherche bibliographique

I.1 Introduction 4
I.2 Théorie..... 4
 I.2.1 Théorie de coulomb 4
 I.2.2 Théorie de Rankine..... 6
 I.2.3 Les principales hypothèses de la théorie de Rankine et Coulomb..... 6
I.3 Notion sur les pressions de terres 7
 I.3.1 Pression de terre au repos..... 7
 I.3.2 Pression de terre à l'état actif 7
 I.3.3 Pression de terre a l'état passif 10
I.4 Classification des ouvrages de soutènement..... 12
 I.4.1 Reprise de la poussée par le poids de l'ouvrage de soutènement..... 13
 I.4.2 Reprise de la poussée par l'encastrement 14
 I.4.3 Reprise de la poussée par des encrages..... 14

Chapitre II : Calcul des murs de soutènements

II.1 Mur de soutènement simple (cantilever) 16
 II.1.1 Pré_ dimensionnement : 16
 II.1.2 Evaluation des charges agissant sur le mur 16
 II.1.3 Les forces vertical F_v 17
 II.1.4 Les forces horizontal 17
 II.1.5 Stabilité au glissement..... 18
 II.1.6 Stabilité au reversement 18
 II.1.7 Calcul de capacités portante..... 18
 II.1.8 Calcul et ferrailage les éléments du mur 19
 II.1.9 Application numérique : 22
 II.1.10 Calcule des forces vertical 23
 II.1.11 Calcul les forces horizontal..... 24
 II.1.12 Vérification Stabilité au glissement 24
 II.1.13 Vérification Stabilité au reversement 24
 II.1.14 Calcul de capacité portante 25

Table de matière

| | | |
|--|--|----|
| II.1.15 | Calcul ferrailage les éléments de mur de soutènement | 25 |
| II.2 | Mur de soutènement avec contreforts | 33 |
| II.2.1 | Composants d'un mur de soutènement avec contreforts..... | 33 |
| II.2.2 | Application du mur de soutènement avec contreforts | 33 |
| II.2.3 | Charges agissant sur le mur de soutènement avec contrefort | 34 |
| II.2.4 | Comportement structurel et conception..... | 36 |
| | Comme le patin ne comprend pas des contreforts, Alors, son comportement est similaire d'une console. Généralement, la partie de traction est localisée à la face inférieure. | 38 |
| II.2.5 | Contreforts..... | 38 |
| II.2.6 | Exemple d'application sur le mur de soutènement avec contrefort | 39 |
| Chapitre III : Etude paramétrique | | |
| III.1. | Introduction | 56 |
| III.2. | Etude paramétrique | 56 |
| III.2.1. | Variation du coefficient de sécurité FS en fonction $\xi=L_C/L_T$ | 56 |
| III.2.2. | Effet de la surcharge sur le mur de soutènement | 57 |
| | Conclusion Générale | 62 |
| | Références | 64 |

Liste des figures

Liste des figures

| | |
|---|----|
| Figure I. 1 coin de coulomb | 5 |
| Figure I. 2 cercle de Mohr | 5 |
| Figure I. 3 état d'équilibre plastique de Rankine (poussée – buttée). Pour un sol cohérent | 6 |
| Figure I. 4 relation entre les pressions latérales et le mouvement de mur (setra , 1993) | 7 |
| Figure I. 5 pression actif des terres des sols San cohésion- théorie de coulomb(a) Coin de glissement, (b) équilibre des forces | 8 |
| Figure I. 6 classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de poussée ... | 13 |
| | |
| Figure II. 1 Prédimensionnement du mur de soutènement | 16 |
| Figure II. 2 Forces agissant le mur de soutènement..... | 17 |
| Figure II. 3 les contraintes et les forces agissant sur le mur de soutènement | 18 |
| Figure II. 4 diagramme des contraintes sur la semelle | 22 |
| Figure II. 5 dimensions de mur de soutènement..... | 23 |
| Figure II. 6 ferrailage finale de mur de soutènement simple (cantilever)..... | 32 |
| Figure II. 7 Mur de soutènement renforcé avec contrefort | 33 |
| Figure II. 8 la poussé de terre agissant la paroi..... | 34 |
| Figure II. 9 la charge de poussée active appliquée sur la paroi du mur..... | 34 |
| Figure II. 10 les charge appliquée sur la dalle de talon | 35 |
| Figure II. 11 la charge nette de talon..... | 35 |
| Figure II. 12 les charge appliquée sur la dalle de patin | 36 |
| Figure II. 13 type des charges appliquées sur les contreforts..... | 36 |
| Figure II. 14 déformations appliquées au mur de soutènement..... | 37 |
| Figure II. 15 l'encastrement et la hauteur variable de contrefort | 38 |
| Figure II. 16 dimension de mur de soutènement avec contrefort | 41 |
| Figure II. 17 les contraintes qui effectue à la semelle..... | 44 |
| Figure II. 18 ferrailage a la face extérieure à mi- travée à partir de le moment maximal (+) a la base de la paroi de mur..... | 46 |
| Figure II. 19 ferrailage a la face intérieure a mi- travée a partir de le moment maximal (-) d'appui | 46 |
| Figure II. 20 ferailage de contrefort au niveau de leur épaisseur | 52 |
| Figure II. 21 ferailage finale pour le mur de soutènement avec contrefort | 53 |
| Figure II. 22 ferailage finale soulement pour le contrefort | 53 |
| | |
| Figure III. 1 Dimensions d'un mur de soutènement en béton armé renforcé par contreforts..... | 57 |
| Figure III. 2 Variation du coefficient FS avec le facteur ξ , pour les trois phénomènes de stabilité externe | 57 |
| Figure III. 3 Variation du coefficient FS en fonction d/H sous l'effet de la surcharge Q=10KN/m ² , L=5m..... | 58 |
| Figure III. 4 Variation du coefficient FS en fonction d/H sous l'effet de la surcharge Q=50KN/m ² , L=10m..... | 58 |
| Figure III. 5 Rapport P/Q.L en fonction de la position relative d/H, pour : Q=10, 20, et 50KN/m ² , L=5m | 59 |
| Figure III. 6 Rapport P/Q.L en fonction de la position relative d/H, pour : Q=10, 20, et 50KN/m ² , L=10m | 59 |

Liste des tableaux

Liste des tableaux

| | |
|--|-----------|
| Tableau I. 1 la principale hypothèse de la théorie de coulomb et Rankine..... | 6 |
| Tableau II. 1 calcul le bras de levier..... | 23 |
| Tableau II. 2 calcul des moments..... | 24 |
| Tableau II. 3 les force verticales appliquent sur le mur de soutènement avec contrefort | 42 |

Introduction Générale

Introduction Générale

En général, Les ouvrages de soutènement sont construits pour minimiser le risque de l'instabilité du sol. Plusieurs types ont été élaborés par les géotechniciens en utilisant des techniques différentes liées aux modes de construction et les sites d'implantations. Malgré le développement avancé pour trouver des solutions innovatrices, telles les ouvrages de type poids comme le cas des terres armées...etc., on constate que les ouvrages de soutènement construits avec les murs de soutènement en béton armé et renforcés par des contreforts restent parmi les solutions idéales ; à cause de la capacité d'augmenter la hauteur du sol soutenu que les autres techniques de construction.

Avant de commencer l'étude d'un ouvrage de soutènement, il est important de mener un effort de recherche bibliographique sur les notions de base concernant l'état de pressions dans le sol. En donnant un aperçu sur les théorèmes abordés dans l'état actif et passif. Le premier chapitre tient compte à citer et classifier les différents ouvrages de soutènement en fonction de la reprise de poussée.

Dans le deuxième chapitre, une étude analytique a été réalisée en déterminant toutes les phases de calcul pour un mur de soutènement en béton armé, type cantilever. Ces phases de calcul sont définies par le pré-dimensionnement, l'évaluation des forces agissants dans le modèle étudié, la définition et la vérification des phénomènes de stabilité externes, afin de déterminer le ferrailage nécessaire pour lequel la structure de soutènement devient résistante contre les effets engendrés au sol soutenu. Ce chapitre est aussi suivi par une deuxième phase concernant la description du calcul par l'ajout des renforcements de types contreforts.

Dans le troisième chapitre, une étude paramétrique est effectuée en examinant l'effet de la variation de la base des contreforts en fonction de la longueur du talon sur la stabilité du mur. D'une façon générale, tous les géotechniciens estiment que l'effet des surcharges sur les ouvrage de soutènement est très dangereux. A cet effet une analyse paramétrique a été réalisée en examinant l'influence d'une surcharge de bande localisée à distance par rapport à la face arrière du mur.

Finalement, le travail effectué est terminé par une conclusion générale en citant les importants résultats obtenus.

Chapitre I : recherche bibliographique

Chapitre I : recherche bibliographique

I.1 Introduction

Dans ce mémoire, nous abordons les structures de soutènement utilisées pour maintenir des blocs de terre lorsqu'il y a un chargement de leur niveau à cause du sol dépasse l'angle de repos dans les pentes.

Pour la conception des ouvrages des soutènements, il convient de distinguer les trois principaux types suivants :

- Mur poids : ce sont des murs en pierre, en béton ou en béton armé à base horizontale, le poids du mur lui-même jouant un rôle important dans la stabilisation du sol ou des rochers
- Mur compacts : ce sont des murs relativement minces en acier, en béton armé ou en bois, soutenus par des ancrages ou des appuis sol. la résistance à la flexion de ces murs joue un rôle important dans le support des matériaux fossilisés, contrairement à leur poids, qui joue un petit rôle.
- Murs des soutènements composés : ce sont des murs constitués d'éléments appartenant aux deux types précédents.

Les structures susmentionnées sont principalement utilisées soit dans les zones montagneuses pour protéger les trottoirs des dangers des glissements de terrain ou de la neige, soit dans un site naturel pour réduire l'impact d'un pont naturel dans le but de construire une route, un bâtiment ou une œuvre d'art.

I.2 Théories

I.2.1 Théorie de coulomb

Coulomb, en 1773, le premier a donné une formule permettant de calculer le coefficient de poussée pour un écran vertical, une surface libre horizontale et un angle de frottement interne φ du sol. Coulomb, considérait la terre derrière le mur comme un élément solide et non comme élément terrestre.

D'après la pente du côté BC au pied de l'écran en trouvant l'équilibre le plus préjudiciable au coin ABC on obtient la formule suivante :

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.1)$$

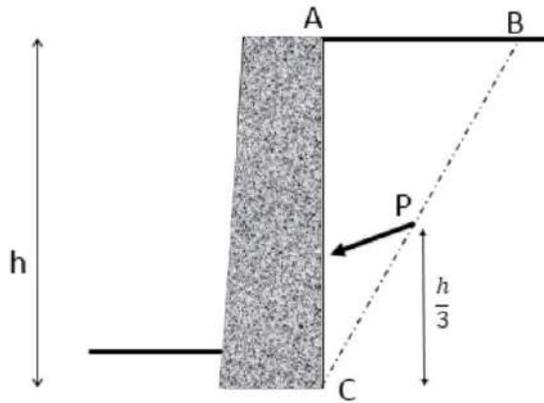


Figure I. 1 coin de coulomb

Elle peut aussi être démontée à partir du cercle de Mohr (fig.1.). Pour un point quelconque du terrain, à une profondeur unité et pour un terrain de poids volumique unité, la pression sur une facette horizontale, point H du cercle de Mohr, vaut l'unité ($\sigma_h = 1$). Par ce point passent des cercles tangents aux droites limites de pente ($\tan \varphi$) passant par l'origine (critère limite de coulomb). Le petit cercle correspond à la poussée. Il recoupe l'axe des contraintes normale à l'abscisse K_a , l'autre cercle, celui des butées, recoupe l'axe des contraintes normales au point d'abscisse K_p .

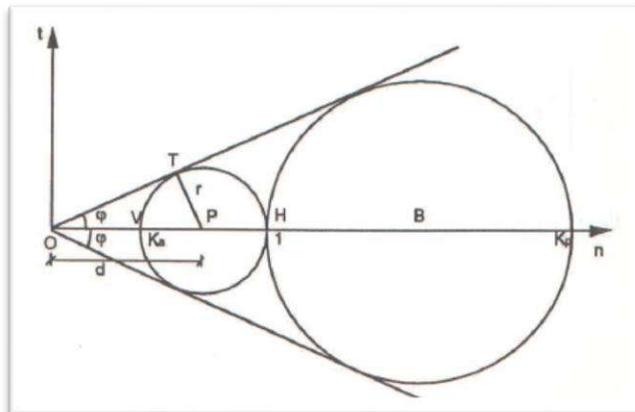


Figure I. 2 cercle de Mohr

L'inclinaison de la droite CB sur la verticale (fig. 1) se déduit de la (fig. 1.2) et vaut la moitié de l'angle VPT, soit $\frac{\pi}{4} - \frac{\pi}{2}$

Soient $d = OP$ l'abscisse du centre du cercle de poussée et r son rayon, on tire de la figure 1.2

$$r = d \cdot \sin \varphi$$

$$K_a = ov = d - r$$

$$OH = 1 = d + r$$

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

I.2.2 Théorie de Rankine

Rankine, (1857) a étudié 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.

Il aussi utilise le critère de rupture de coulomb pour la résistance de sol c'est-à-dire : $\tau = \tan \varphi + c$

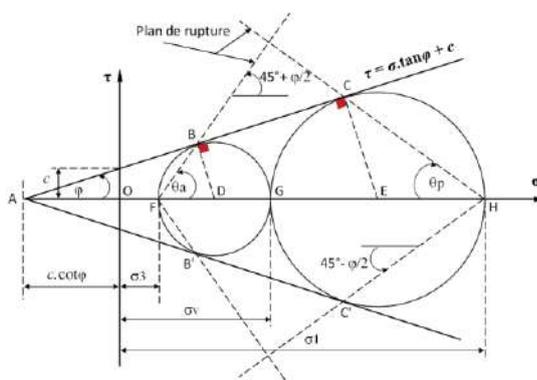


Figure I. 3 état d'équilibre plastique de Rankine (poussée – buttée). Pour un sol cohérent

I.2.3 Les principales hypothèses de la théorie de Rankine et Coulomb

Tableau I. 1 la principales hypothèses de la théorie de coulomb et Rankine

| Hypothèses de coulomb | Hypothèse de Rankine |
|---|--|
| <ul style="list-style-type: none"> • Considérer le sol homogène, sans cohésion avec frottement interne. • Considérer le sol à l'intérieur de l'angle de glissement comme un corps solide et indéformable. • Le point d'application de la poussée est égal au tiers de la hauteur du mur au –dessus de sa base. • Considérer qu'il y a un angle de frottement • avec le mur | <ul style="list-style-type: none"> • Considérer le sol sec, homogène et sans cohésion • Considérer la surface du sol est horizontale ou inclinée. • Considérer la face du mur en contact avec le remblai est verticale et lisse ($\delta=0$) • Considérer l'équilibre du massif derrière le mur est identique à celui d'un massif indéfini de même caractéristique. |

I.3 Notion sur les pressions de terres

I.3.1 Pression de terre au repos

La pression des terres au repos est une force horizontale agissant sur une structure rigide

En règle générale il est présumé de la considérer dans des cas où il est nécessaire de limiter la déformation latérale et verticale du sol soutenu.

Le coefficient de pression latérale des terres, K_0 , est défini comme le rapport de la contrainte effective horizontale σ_h , à la contrainte effective verticale σ_v :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v \quad (1.2)$$

σ_h, σ_v : désignant les contraintes effectives à une profondeur (z), dans les directions verticales, et horizontales respectivement.

En général, le coefficient de pression des terres au repos K_0 , peut être déterminé, pour les sols sans cohésion, par relation empirique de **Jacky (1944)** :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (1.3)$$

Pour les sols cohérents **Brooker et l'éland (1965)** ont proposé, l'estimation de k_0 par la relation empirique suivante :

$$K_0 = 0,95 - \sin \varphi \quad (1.4)$$

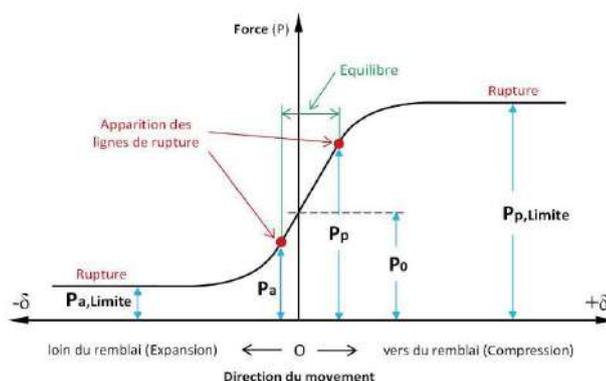


Figure I. 4 relation entre les pressions latérales et le mouvement de mur (**setra , 1993**)

I.3.2 Pression de terre à l'état actif

L'état actif se produit lorsqu'une masse de sol retenue est autorisée à se détendre ou à se déformer latéralement et vers l'extérieur (loin de la masse de sol) au point de mobiliser sa pleine résistance au cisaillement disponible, c'est-à-dire le sol est au point de rupture naissante par cisaillement du au

chargement dans la direction latérale. C'est la pression latérale théorique minimale qu'une masse de sol donnée exercera ou tournera loin du sol jusqu'à ce que l'état actif du sol soit atteint.

I.3.2.1 D'après coulomb :

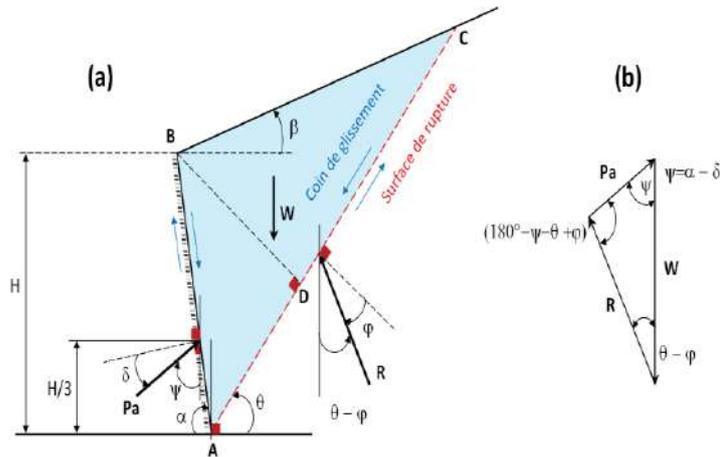


Figure I. 5 pression actif des terres des sols San cohésion- théorie de coulomb(a) Coin de glissement, (b) équilibre des forces

La figure 1.5a le cas d'une face inclinée d'un mur avec remblai à pente uniforme.

On a :

- 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 se 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.

$$S_{ABC} = \frac{1}{2} \times AC \times BD \tag{1.5}$$

- Poids du coin de glissement.

$$W = \gamma \times \left(\frac{1}{2} \times AC \times BC \right) \tag{1.6}$$

- Dimension :

$$AC = AB \times \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\theta - \beta)} \tag{1.8}$$

$$BD = AB \times \sin(\alpha + \beta) \tag{1.9}$$

$$AH = \frac{H}{\sin \alpha} \quad (1.10)$$

- Par substitution et simplification.

$$W = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times \frac{1}{\sin^2 \alpha} \times \frac{\sin(\theta + \alpha) \times \sin(\alpha + \beta)}{\sin(\theta - \beta)} \quad (1.11)$$

- En appliquant la loi de sinus m et d'après la figure 1.4b :

$$\frac{P_a}{\sin(\theta - \varphi)} = \frac{W}{\sin(180^\circ - \psi - \theta + \varphi)}$$

$$P_a = W \times \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin(180^\circ - \psi - \theta + \varphi)} \quad (1.12)$$

- En remplaçant la valeur du poids W :

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{1}{\sin^2 \alpha} \cdot \frac{\sin(\theta + \alpha) \times \sin(\alpha + \beta)}{\sin(\theta - \beta)} \cdot \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin(180^\circ - \psi - \theta + \varphi)} \quad (1.13)$$

Il est remarqué 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 suivante :

$$\frac{\partial P_a}{\partial \theta} = 0 \quad (1.14)$$

Finalement, la valeur de poussée active est égal à :

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \sigma) \cdot \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \sigma) \cdot \sin(\varphi - \beta)}}{\sqrt{\sin(\alpha - \sigma) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (1.15)$$

Donc, l'expression générale de la poussée active est :

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \quad (1.16)$$

K_a : Le coefficient de la pression active des terres.

Alors, pour un mur lisse et un remblai de surface horizontal ($\alpha = 90^\circ$, $\delta = 0$, $\beta = 0$)

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.17)$$

I.3.2.2 D'après Rankine

Touche la droite de coulomb, c'est-à-dire que l'état d'équilibre de rupture est atteint. A l'état actif.

σ_3 Représente la contrainte horizontale minimale exprimée comme suite :

BD= DG : rayon du cercle de Mohr (Etat actif),

$$BD = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_v - \sigma_3), OD = \frac{1}{2} (\sigma_v + \sigma_3), OA = c \cdot \cos \varphi \quad (1.18)$$

Par le triangle SDAB.

$$\sin \varphi = \frac{BD}{AD} = \frac{BD}{OD + OA} = \frac{\frac{1}{2} (\sigma_v - \sigma_3)}{\frac{1}{2} (\sigma_v + \sigma_3) + c \cdot \cos \varphi} \quad (1.19)$$

Par simplification :

$$\sin \varphi \left[\frac{1}{2} (\sigma_v + \sigma_3) + c \cdot \frac{\cos \varphi}{\sin \varphi} \right] = \frac{1}{2} (\sigma_v - \sigma_3) \quad (1.20)$$

$$\sigma_3 = \sigma_v \cdot \frac{(1 - \sin \varphi)}{(1 + \sin \varphi)} - 2c \cdot \frac{\cos \varphi}{(1 + \sin \varphi)} \quad (1.21)$$

Donc :

$$\sigma_3 = \sigma_v \cdot \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \cdot \tan \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.22)$$

Cette valeur est la même que celle définie par Coulomb.

$$\sigma_v = \gamma \cdot z \quad (1.23)$$

Finalement, la valeur de la pression active des terres. Pour une profondeur z, peut alors se formuler comme suit :

$$\sigma_{h \min} = \gamma \cdot z \cdot K_a - 2c \cdot \sqrt{K_a} \quad (1.24)$$

I.3.3 Pression de terre a l'état passif

L'état passif se produit lorsqu'une masse de sol est forcée extérieurement latéralement et vers l'intérieur (vers la masse de sol). au point de mobiliser sa pleine résistance au cisaillement disponible

en essayant de résister à une déformation latérale supplémentaire, autrement dit, le sol est au point de rupture naissante par cisaillement, mais cette fois en raison d'un chargement dans la direction latérale.

1.3.3.1 D'après Coulomb

La théorie de la pression passive des terres de Coulomb est la même que la pression active.

Comme présenté sur la figure 15.a. il est noté que dans le cas passif, le coin est poussé vers le haut de sorte que les réactions R et P_p agissent de sens opposés par rapport aux faces du coin de glissement en comparaison avec l'état actif.

D'après le triangle des forces (figure 1.4b), selon la loi des sinus :

$$\frac{P_p}{\sin(\theta + \varphi)} = \frac{W}{\sin(180^\circ - \psi - \theta - \varphi)}$$

$$P_p = W \cdot \frac{\sin(\theta + \varphi)}{\sin(180^\circ - \psi - \theta - \varphi)} \quad (1.25)$$

En suivant le même raisonnement précédent le coefficient de butée :

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p \quad (1.26)$$

K_p représente le coefficient de la résistance passive des terres :

$$K_p = \frac{\sin^2(\alpha - \varphi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha + \sigma) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \sigma) \cdot \sin(\varphi + \beta)}{\sin(\alpha + \sigma) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (1.27)$$

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

$$\alpha = 90^\circ, \delta = 0^\circ, \beta = 0^\circ :$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1}{N_q} \quad (1.28)$$

1.3.3.2 D'après Rankine

À l'état passif, la valeur maximale de la pression horizontale σ_1 est déterminée par les étapes suivantes :

Par le triangle SEAC (Figure I. 3),

$$\sin \varphi = \frac{CE}{AE} = \frac{CE}{OE + OA} = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_v)}{\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_v) + c \cdot \cos \varphi} \quad (1.29)$$

Par simplification :

$$\sin \varphi \left[\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_v) + c \cdot \frac{\cos \varphi}{\sin \varphi} \right] = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_v) \quad (1.30)$$

$$\sigma_v (1 + \sin \varphi) - \sigma_1 (1 - \sin \varphi) + 2c \cdot \cos \varphi = 0 \quad (1.31)$$

D'où :

$$\sigma_1 = \sigma_v \cdot \frac{(1 + \sin \varphi)}{(1 - \sin \varphi)} + 2c \cdot \frac{\cos \varphi}{(1 - \sin \varphi)} \quad (1.32)$$

Donc :

$$\sigma_1 = \sigma_v \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \cdot \tan \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.33)$$

Finalement :

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right) = \frac{1}{N_q} \quad (1.34)$$

I.4 Classification des ouvrages de soutènement

Un ouvrage de soutènement est une construction destinée à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide. Les ouvrages de soutènement sont employés :

- Soit en site montagneux pour protéger les chaussées routières contre le risque d'avalanche.
- Soit en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel (construction d'une route, bâtiment, ouvrage d'art).

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 (1.6) :

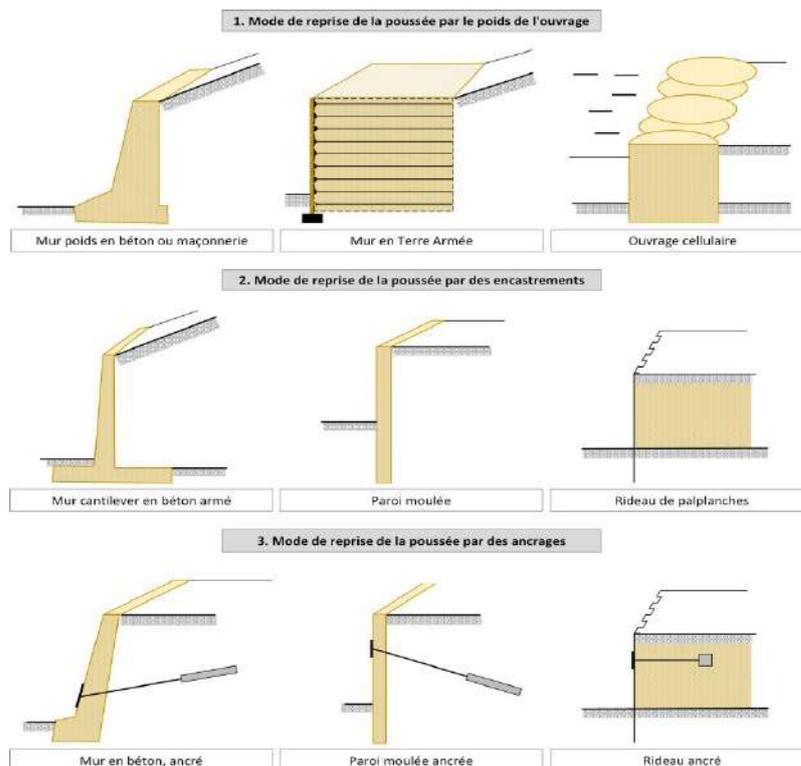


Figure I. 6 classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de poussée

(schlosser, 1991)

I.4.1 Reprise de la poussée par le poids de l'ouvrage de soutènement

Les murs poids sont le type le plus simple et ancien à construire, le poids de mur supporte les pressions latérales du remblai.

Ainsi, ce type n'est pas renforcé avec des armatures, certains types sont composées par des systèmes de murs composites, telle que :

I.4.1.1 Les murs en béton armé

Les murs en béton armé peuvent avoir des formes diverses et être réalisés de façon multiples

- Mur en T renversé classique
- Mur en déblai
- Diverses dispositions de bèches
- mur à contrefort

I.4.1.2 Des ouvrages cellulaires

Sont très variés et le type le plus ancien est le mur caisson en élément préfabriquée, on a cellulaire en palplanche métallique et en béton armé.

Dans un ouvrage cellulaire, la cellule est remplie de sol et l'ensemble forme un ouvrage qui peut être, dans certains cas, très souple.

I.4.1.3 Le mur en terre armée

Constitué par trois composantes :

- Un remblai granulaire compacté en couche peu épaisses.
- Les armatures disposée en lit dans le remblai qui peuvent être de deux natures (métalliques, Géo synthétique qui ne présentent pas de problème de corrosion et qui tendent à remplace les premières.
- Un parement, faisant le lien entre les armatures et assurant l'esthétique de mur. L'ensemble forme un massif stable assurant la retenu de la poussée du sol en place.

I.4.2 Reprise de la poussée par l'encastrement

I.4.2.1 Les murs cantilevers

Un mur cantilever est la structure la plus commune pour retenir le sol ou un autre type de matériel.

Les murs sont à 7.6 m de hauteur, un mur cantilever est constitué de semelles de construction, entrains et le béton, acier principal est placé sur la coté rencontre le plus de tension.

I.4.2.2 La paroi moulée

Utilisée dans les milieux urbains, une paroi moulée fonction par encastrement total ou partiel dans le sol de fondation ou les déformations.

I.4.3 Reprise de la poussée par des encrages

I.4.3.1 Les murs encrés

Consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture.

I.4.3.2 Les parois moulées encrées

Dans le cas où les pressions exercées par le massif de terre à retenir ne peuvent être équilibrées par les forces de buttée mobilisée dans la partie en fiche.

I.4.3.3 Les rideaux de palplanches

En général sont constitués de palplanches métalliques, battues dans le sol de fondation, pour former un écran vertical, le plus souvent rectiligne, servant de soutènement à un massif de sol.

Peuvent constituer des ouvrages provisoires ou définitifs.

I.5 Conclusion:

Dans ce chapitre, nous avons découvert les types de murs de soutènement pris une idée sur les caractéristiques et les comportements du sol sur lequel l'ouvrage de soutènement sera construit.

Notion sur les pressions de terres et comment calculées a partir de les théories de coulomb et Rankine.

Chapitre II : Calcul des murs de soutènements

Chapitre II : Calcul des murs de soutènements

II.1 Mur de soutènement simple (cantilever)

II.1.1 Pré_ dimensionnement :

Lors de la conception des murs de soutènement certaines dimensions doivent être prises en compte et étudiées pour s'assurer que les dimensions sont adaptées à la stabilité et à la stabilité du mur, les dimensions peuvent être modifiées si les résultats sont négatifs

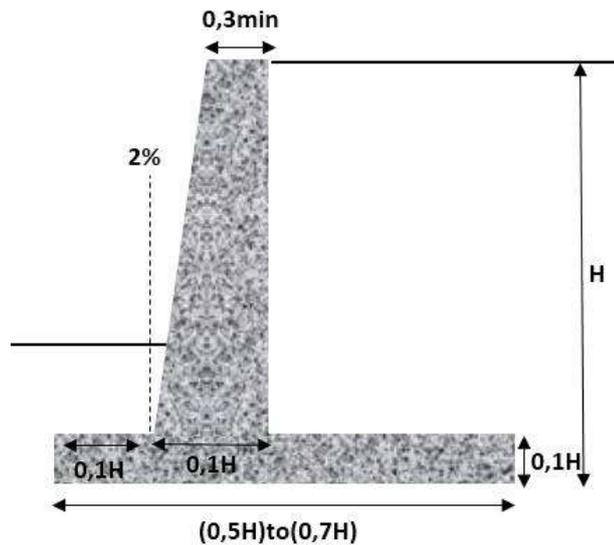


Figure II. 1 Prédimensionnement du mur de soutènement

II.1.2 Evaluation des charges agissant sur le mur

On commence par déterminer les forces agissantes, c'est-à-dire la poussée des terres et due à la surcharge sur le remblai les charges verticales (poids du mur du remblai et des charges) et les réactions du sol

- Poids propre : $W = \text{superficie} \times \gamma_{ba} \times \text{coef}$ (coef=0.9)
 - Moment de poids propre : $M = W \times d_i$
- poids des terres : $W = \text{superficie} \times \gamma \times \text{coef}$ (coef =1.35)
 - Moment de terres : $M = W \times d_i$
- la poussée de terres : $P_a = K_a \times \gamma \times \frac{H^2}{2}$
 - Moment poussée : $M_p = P_a \times d_i$
- la Butée des terres : $P_p = K_p \times \gamma \times \frac{H^2}{2}$
 - Moment butée : $M_B = P_p \times d_i$

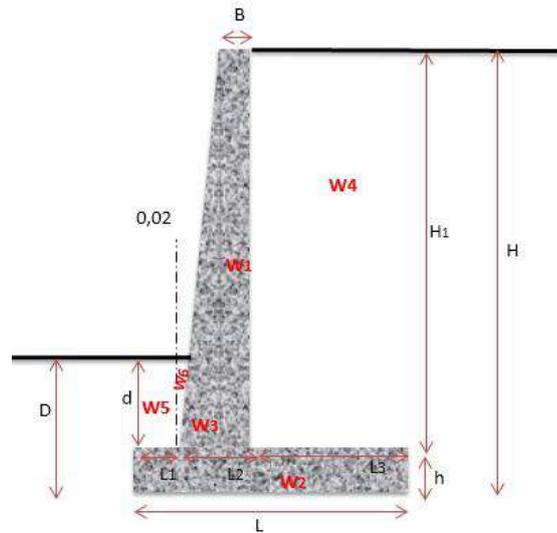


Figure II. 2 Forces agissant le mur de soutènement

II.1.3 Les forces vertical $\sum Fv$

$$\text{Poids propre du rideau : } W_1 = H_1 \times B \times \gamma_{ba} \quad (2.1)$$

$$\text{Poids propre de semelle : } W_2 = h \times L \times \gamma_{ba} \times e \quad (2.2)$$

$$\text{Poids propre de rideau : } W_3 = \frac{e \times H_1}{2} \times \gamma_{ba} \rightarrow e = L_2 - B \quad (2.3)$$

$$\text{Poids des terres arrière : } W_4 = L_3 \times H_1 \times \gamma \quad (2.4)$$

$$\text{Poids des terres avant : } W_5 = L_1 \times d \times \gamma \quad (2.5)$$

$$\text{Poids des terres à l'inclinaison : } W_6 = \frac{a \times d}{2} \times \gamma \quad (2.6)$$

II.1.4 Les forces horizontal

La poussée des terres : On la note P_a , l'indice a précisant qu'il s'agit d'une force active. C'est la force de massif de sol s'exerçant sur la face amont de mur et qui a tendance soit à renverser le mur, soit à déplacer horizontalement

$$\text{La poussée des terres : } P_a = K_a \times \gamma \times \frac{H^2}{2} \quad (2.7)$$

$$K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.8)$$

La butée : on la note P_p , l'indice P précisant qu'il s'agit d'une force passive (qui se s'exerce qu'en réaction à un déplacement effectif). C'est la force qu'exerce le sol sur la face aval du mur, et qui a tendance à retenir le mur.

$$\text{La Butée des terres : } P_p = K_p \times \gamma \times \frac{H^2}{2} \quad (2.9)$$

$$K_p = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.10)$$

II.1.5 Stabilité au glissement

Permet de vérifier l'absence de risque de déplacement horizontal de l'ouvrage. et consiste à comparer la composante P_a de toutes les actions dans le plan de fondation, et de résistance que le terrain est capable d'opposer au glissement.

C : cohésion de terrain

B : largeur de fondation

φ : angle de frottement entre la base du mur et le sol

$$F_{sg} = \frac{C \times B \times \tan \varphi + \sum F_v + P_p}{P_a} \geq 1.5 \quad (2.11)$$

II.1.6 Stabilité au renversement

Doit confirmer l'absence de risque de basculement de l'ensemble.

Cette vérification se fait par rapport à l'axe de rotation du mur (généralement l'arrête inférieure de l'aval de fondation). on compare la somme des moments des force qui tendent à renverser le mur et la somme des moments des forces stabilisantes.

$$F_{sr} = \frac{\sum M_v + M_{pp}}{M_{pa}} \geq 2 \quad (2.12)$$

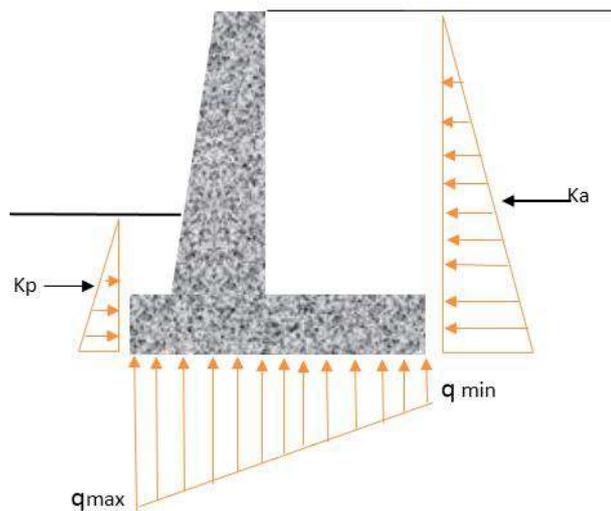


Figure II. 3 les contraintes et les forces agissant sur le mur de soutènement

II.1.7 Calcul de capacités portante

La capacité portante d'un sol se caractérise par sa résistance au tassement en fonction de la cohésion et des frottements interne, aussi est une performance technique spécifique qu'il est indispensable de connaître pour établir le système de fondation d'un ouvrage.

$$\text{Excentricité : } e = \frac{L}{2} - \left(\frac{\sum M_R - \sum M_0}{\sum V} \right) \quad (2.13)$$

$$\text{Pression minimal de terre : } q_{\min} = \frac{\sum v}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L} \right) \quad (2.14)$$

$$\text{Pression maximal de terre : } q_{\max} = \frac{\sum v}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L} \right) \quad (2.15)$$

$$q_u = c \cdot N_c \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot N_q \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} \cdot L' \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i} \quad (2.16)$$

La largeur effective de la fondation : $L' = L - 2 \times e$ (2.17)

$$q = \gamma - D \quad (2.18)$$

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$: sont les coefficients de forme

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{L} \quad 2.19$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \left(\frac{1 - F_{qd}}{N_c \cdot \tan \varphi} \right) \quad (2.20)$$

$$F_{\gamma d} = 1 \quad (2.21)$$

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$: sont les coefficients d'inclinaison de la charge

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\Psi}{90^\circ} \right)^2 \quad (2.22)$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\Psi}{\varphi} \right)^2 \quad (2.23)$$

$$\Psi = \tan^{-1} \left(\frac{P_a \cdot \cos \alpha}{\Sigma v} \right) \quad (2.24)$$

N_c, N_q, N_γ : sont les facteurs de capacité portante

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \tan \theta} \quad (2.25)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cos \theta \quad (2.26)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \theta \quad (2.27)$$

II.1.8 Calcul et ferrailage les éléments du mur

II.1.8.1 Ferrailage du rideau

Le rideau : rideau ou voile est un élément qui reçoit la poussée des terres et surcharges, encasté à la base dans une semelle. Le rideau travaille comme une console encastée à la base dans la semelle.

Alors, Pour la détermination des armatures du rideau, nous étudierons la section d'encastement du rideau sur la semelle

Calcul à ELU

$$M_u = 1,35 \left(K_a \times \gamma \times \frac{h_1^2}{2} \times \frac{h_1}{3} \right) - \left(K_p \times \gamma \times \frac{h_2^2}{2} \times \frac{h_2}{3} \right) \quad (2.28)$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad (2.29)$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5} \quad (2.30)$$

$$Z = d (1 - 0,4 \times \alpha) \quad (2.31)$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})}{0,8} \quad (2.32)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} \quad (2.33)$$

II.1.8.1.1 Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 1,35 \left(K_a \cdot \gamma_{sol} \cdot \frac{H_1^2}{2} \right) - \left(K_p \cdot \gamma_{sol} \cdot \frac{(D-d)^2}{2} \right)$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 \times d}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ (0,1 f_{c28}); (4MPa) \right\}$$

II.1.8.2 Vérification des contraintes

II.1.8.2.1 Contrainte dans le béton

$$\frac{x^2}{2} - 15A \cdot (d - x) = 0 \quad (2.34)$$

$$I = \frac{X^3}{3} + 15A \cdot (d - X)^2 \quad (2.35)$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot X}{I} \quad (2.36)$$

$$\sigma_{bc} \leq (0,6 f_{c28}) MPa \quad (2.37)$$

II.1.8.2.2 Contrainte dans l'acier

$$\sigma_s = 15 \cdot \sigma_{bc} \cdot \left(\frac{d - X}{X} \right) \quad (2.38)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\left(\frac{2}{3} f_e \right); (110 \cdot \sqrt{\eta f_{ij}}) \right] \quad (2.39)$$

Avec

$$\eta = 1,6(H.A) \quad (2.40)$$

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (2.41)$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad (2.42)$$

Détermination des armatures

$$\sigma_{st}^{\bullet} = \min \{ \sigma_{st}; \bar{\sigma}_s \} \quad (2.43)$$

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{st}^{\bullet}} \quad (2.44)$$

$$\alpha = \frac{15}{15 + K_1} \quad (2.45)$$

$$K_1 = \frac{\sigma_{st}^{\bullet}}{\sigma_b} \quad (2.46)$$

$$\beta = 1 - \frac{\alpha}{3} \quad (2.47)$$

$$A = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad (2.47)$$

II.1.8.3 Calcul de semelle

C'est la fondation de l'ouvrage, elle peut être débordée à l'avant du mur (patin) pour mieux répartir les pressions sur le sol. À l'arrière du mur la semelle est munie d'une nervure appelée bêche afin d'éviter le glissement de l'ouvrage provoqué par la poussée de terres.

La semelle est calculée comme une poutre encastree d'un cote et libre de l'autre.

La semelle est soumise par une tranche de 1 mètre.

$$\sigma_{arriere} = 1,35 \times \left[\frac{\gamma_{ba} (L_3 \times h)}{L_3} + \frac{\gamma_{sol} (L_3 \times H_1)}{L_3} \right] \quad (2.48)$$

$$\sigma_{avant} = 1,35 \times \left[\frac{\gamma_{ba} \times (d \times L_1)}{L_1} + \frac{\gamma \times (L_1 \times h)}{L_1} \right] \quad (2.49)$$

$$\sigma_{z1} = \left[\frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min}) \times (L_2 + L_3)}{L} \right] + \sigma_{min} \quad (2.50)$$

$$\sigma_{z2} = \left[\frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min}) \times L_3}{L} \right] + \sigma_{min} \quad (2.51)$$

$$\sigma_1 = \sigma_{max} - \sigma_{avant} \quad (2.52)$$

$$\sigma_2 = \sigma_{z1} - \sigma_{avant} \quad (2.53)$$

$$\sigma_3 = \sigma_{arriere} - \sigma_{z2} \quad (2.54)$$

$$\sigma_4 = \sigma_{arriere} - \sigma_{min} \quad (2.55)$$

$$X_{g1} = \frac{(2 \times \sigma_{max}) + \sigma_{min}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times \frac{L_1}{3} \quad (2.56)$$

$$R_1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_1 \quad (2.57)$$

$$M_1 = R_1 \times X_{g1} \quad (2.58)$$

$$X_{g2} = \frac{(2 \times \sigma_3) + \sigma_4}{\sigma_3 + \sigma_4} \times \frac{L_3}{3} \quad (2.59)$$

$$R_2 = \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \times L_3 \quad (2.60)$$

$$M_2 = R_2 \times X_{g2} \quad (2.61)$$

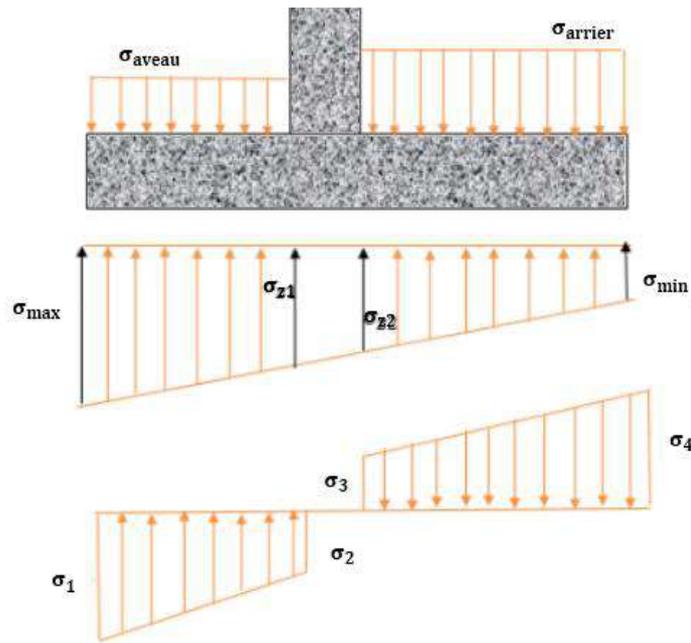


Figure II. 4 diagramme des contraintes sur la semelle

II.1.8.3.1 Vérification des contraintes

II.1.8.3.2 Dans le béton

$$\frac{x^2}{2} - 15A \cdot (d - X) = 0 \quad (2.62)$$

$$I = \frac{X^3}{3} + 15A \cdot (d - X)^2 \quad (2.63)$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot X \quad (2.64)$$

$$\sigma_{bc} \leq (0,6 \cdot f_{c28}) \text{ MPa} \quad (2.65)$$

II.1.8.3.3 Dans l'acier

$$\sigma_s = 15 \cdot \sigma_{bc} \cdot \left(\frac{d - X}{X} \right) \quad (2.66)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \left(\frac{2}{3} \cdot f_e \right); \left(110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \right\} \quad (2.67)$$

$$\eta = 1,6(H \cdot A) \quad (2.68)$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \quad (2.69)$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad (70)$$

II.1.9 Application numérique :

Dans l'exemple on a pas des charges caractérisées Mécanique de sol :

$$C = 0 \quad \varphi = 30^\circ, \quad \delta = 0, \quad \gamma_d = 18 \text{ KN} / \text{m}$$

Caractéristique mécanique du béton :

$$\gamma_{ba} = 25 \text{ MPa}, \quad \text{Fe 400}, \quad H = 8$$

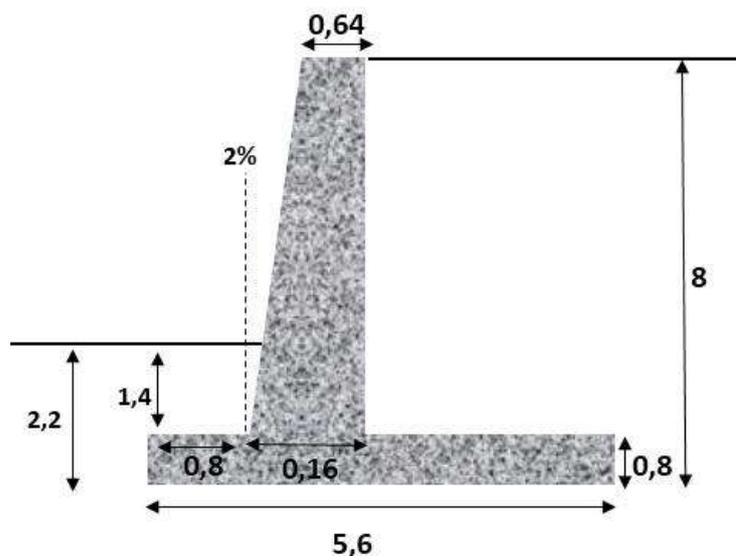


Figure II. 5 dimensions de mur de soutènement

II.1.10 Calcul des forces vertical

II.1.10.1 Calcul les force

$$W_1 = (0,64 \times 7,2) 25 = 115,2 KN$$

$$W_2 = (0,8 \times 5,6) 25 = 112 KN$$

$$W_3 = \left(\frac{0,16 \times 7,2}{2} \right) 25 = 14,4 KN$$

$$W_4 = (4 \times 7,2) 18 = 518,4 KN$$

$$W_5 = (0,8 \times 1,4) 18 = 20,16 KN$$

$$W_6 = \left(\frac{0,02 \times 1,4}{2} \right) 18 = 0,252 KN$$

$$\sum F_v = [(115,2 + 112 + 14,4) \times 0,9] + [(518,4 + 20,16 + 0,252) \times 1,35] = 944,83 KN$$

II.1.10.2 Calcul des bras de levier

Tableau II. 1 calcul le bras de levier

| | d1(m) | d2(m) | d3(m) | d4(m) | d5(m) | d6(m) |
|----------------|-------------------------------|-----------------|------------------------|---------------------------|-----------------|------------------------|
| Bras de levier | $\frac{0,64}{2} + 0,16 + 0,8$ | $\frac{5,6}{2}$ | $\frac{0,16}{3} + 0,8$ | $\frac{4}{2} + 0,8 + 0,8$ | $\frac{0,8}{2}$ | $\frac{0,02}{3} + 0,8$ |
| Résultat | 1.28 | 2.8 | 0.853 | 3.6 | 0.4 | 0.806 |

II.1.10.3 Calcul les moments

Tableau II. 2 calcul des moments

| | M1 (KN.m) | M2 (KN.m) | M3 (KN.m) | M4 (KN.m) | M5 (KN.m) | M6 (KN.m) |
|----------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| Moments | 103.68×0.28 | 100.8×2.8 | 699.84×3.6 | 12.96×0.853 | 27.216×0.4 | 0.252×0.8 |
| Résultat | 132.71 | 282.24 | 2519.42 | 11.05 | 10.89 | 0.2 |

$$\sum M_v = 132,71 + 282,24 + 2519,42 + 11,05 + 10,89 + 0,2 = 2956,51 \text{KN} \cdot m$$

II.1.11 Calcul les forces horizontal

II.1.11.1 La poussée

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2} \right) = 0,333$$

$$P_a = 0,3333 \times 18 \times \frac{8^2}{2} = 191,99 \text{KN}$$

$$\text{Bras de levais : } d_i = \frac{H}{3} = \frac{8}{3} = 2,6 \text{m}$$

$$\text{Moments : } M_{pa} = 191,99 \times 2,6 = 510 \text{KN} \cdot m$$

II.1.11.2 La buttée

$$K_p = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{30}{2} \right) = 3$$

$$P_p = 3 \times 18 \times \frac{2,2^2}{2} = 130,68 \text{KN}$$

$$\text{Bras de levier : } d_i = \frac{D}{3} = \frac{2,2}{3} = 0,73 \text{m}$$

$$\text{Moments : } M_{pp} = 130,68 \times 0,73 = 95,40 \text{KN} \cdot m$$

II.1.12 Vérification Stabilité au glissement

$$F_{sg} = \frac{944,83 + \operatorname{tg}(30) + 130,68}{191,808} = 3,52 > 1,5$$

Satisfaite donc pas de risque de glissement

II.1.13 Vérification Stabilité au reversement

$$F_{sr} = \frac{2956,59 + 95,40}{510,70} = 5,97 > 2$$

Satisfaite donc pas de risque de reversement

II.1.14 Calcul de capacité portante

$$e = \frac{5,6}{2} - \left(\frac{2956,59 - 510,70}{944,83} \right) = 0,21$$

$$e < \frac{L}{6} \rightarrow 0,21 < 0,93 \text{ Condition vérifiée}$$

$$q_{\min} = \frac{944,83}{5,6} \left(1 - \frac{6 \times 0,21}{5,6} \right) = 130,75 \text{ KN}$$

$$q_{\max} = \frac{944,83}{5,6} \left(1 + \frac{6 \times 0,21}{5,6} \right) = 206,68 \text{ KN}$$

$$q = 18 \times 2,2 = 39,6 \text{ KN}$$

$$L' = 5,6 - (2 \times 0,21) = 5,18 \text{ m}$$

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{30}{2} \right) e^{-\pi \times 30} = 18,38$$

$$N_c = (18,38 - 1) \cos 30 = 15,05$$

$$N_\gamma = 2(18,38 + 1) \tan 30 = 22,37$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan 30 (1 - \sin 30)^2 \frac{2,2}{5,6} = 1,1134$$

$$F_{cd} = 1,1134 - \frac{1 - 1,1134}{15,05 \times \tan 30} = 1,1264$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$\Psi = \tan^{-1} \left(\frac{191,808 \times \cos 30}{945,1764} \right) = 9,98$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{11,475}{90} \right)^2 = 0,7612$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{9,98}{30} \right)^2 = 0,445$$

$$q_u = (39,6 \times 18,38 \times 1,1134 \times 0,7612) + \frac{1}{2} (18 \times 5,18 \times 22,37 \times 1 \times 0,445) = 1080,95 \text{ KN}$$

$$F_s = \frac{qu}{q_{\max}} > 3 \rightarrow \frac{1080,95}{206,68} = 5,23 > 3 \text{ La condition est vérifiée}$$

II.1.15 Calcul ferrailage les éléments de mur de soutènement

II.1.15.1 Ferrailage de rideau

EUL

$$Mu = 1,35 \left(\frac{1}{3} \times 18 \times \frac{7,2^2}{2} \times \frac{7,2}{3} \right) - \left(3 \times 18 \times \frac{1,4^2}{2} \times \frac{1,4}{3} \right) = 479,19 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5} \Rightarrow \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{479,19 \times 10^{-3}}{1 \times 0,75^2 \times 14,2} = 0,06$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,06})}{0,8} = 0,077m$$

$$Z = 0,75(1 - 0,4 \times 0,077) = 0,727m$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \frac{400}{1,15} = 347,83MPa$$

$$A_s = \frac{479,19 \times 10^{-3}}{0,727 \times 347,83} = 18,94cm^2$$

On adopte $24,54cm^2 \Rightarrow 5HA 25, st 25cm$

II.1.15.2 Vérification de l'effort tranchant : (fissuration préjudiciable)

$$Vu = 1,35 \left(\frac{1}{3} \times 18 \times \frac{7,2^2}{2} \right) - \left(3,18 \times \frac{1,4^2}{2} \right) = 157,03KN$$

$$\tau_u = \frac{157,03 \times 10^{-3}}{1 \times 0,75} = 0,209MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{1,5} \cdot 25; 4MPa \right\} \Rightarrow \{2,5MPa; 4MPa\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5MPa$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow 0,209 < 2,5 \quad \text{Condition vérifié}$$

II.1.15.3 Vérification des contraintes (ELS) :

Contrainte dans le béton :

$$\frac{y^2}{2} - 15A(d - y) = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \Rightarrow \Delta = 0,043$$

$$y = 23,64cm$$

$$I = \frac{1 \times 23,64^3}{3} + 15 \times 18,94(75 - 23,64)^2 = 753816,8062cm^4$$

$$M_s = \frac{479,19}{1,35} = 354,94KN.m$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{354,94}{753816,8062} \times 23,64 \right) \times 10^3 = 11,59MPa$$

$$\sigma_{bc} < (0,6f_{c28})MPa \Rightarrow 11,59MPa < 15MPa \quad \text{Condition vérifié}$$

Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = 15 \times 11,59 \left(\frac{75 - 11,59}{11,59} \right) = 951,15$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \left(\frac{2}{3} \cdot 400 \right); \left(110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \right\} \Rightarrow \min \{266,6; 201,6\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,6$$

$$\sigma_s = 951,15 > \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ Condition non vérifié}$$

Dans ce cas il faut :

$$\mu_1 = \frac{354,94 \times 10^{-3}}{1 \times 0,75^2 \times 201,6} = 0,008$$

$$\sigma_{st}^* = \min \{ \sigma_{st}; \bar{\sigma}_s \} = 201,6$$

$$K_1 = \frac{201,6}{11,59} = 17,39$$

$$\alpha_1 = \frac{15}{15 + 17,39} = 0,46$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{0,46}{3} = 0,85$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}^*} = \frac{354,94 \times 10^3}{0,85 \times 0,75 \times 201,6} = 27,61 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6HA 25; st 20 \quad A_s = 29,45 \text{ cm}^2$$

II.1.15.4 Ferrailage de semelle

$$\sigma_{semelle-tallon} = 1,35 \left(\frac{25(4 \times 0,8)}{1 \times 4} \right) = 27 \text{ KN} = 0,027 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{semelle-patin} = 1,35 \left(\frac{25(0,8 \times 0,8)}{1 \times 0,8} \right) = 27 \text{ KN} = 0,027 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{terre1} = 1,35 \left(\frac{18(1,4 \times 0,8)}{1 \times 0,8} \right) = 34,02 \text{ KN} = 0,034 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{terre2} = 1,35 \left(\frac{18(7,2 \times 4)}{1 \times 4} \right) = 174,96 \text{ KN} = 0,174 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{avant} = 0,027 + 0,034 = 0,061 \text{ MPa} = 61 \text{ KN}$$

$$\sigma_{arrière} = 0,027 + 0,174 = 0,201 \text{ MPa} = 201 \text{ KN}$$

$$\sigma_{Max} = 206 \text{ KN} = 0,206 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = 130 \text{ KN} = 0,130 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{z1} = \frac{(0,130 - 0,206) \times (0,8 + 4)}{5,6} + 0,130 = 0,195 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{z2} = \frac{(0,206 - 0,130) \times 4}{5,6} + 0,130 = 0,184 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = 0,206 - 0,061 = 0,145 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = 0,195 - 0,061 = 0,134 \text{ MPa}$$

$$\sigma_3 = 0,201 - 0,184 = 0,017 \text{ MPa}$$

$$\sigma_4 = 0,201 - 0,130 = 0,071 \text{ MPa}$$

$$X_{g2} = \frac{2(0,145) + 0,134}{0,145 + 0,134} \times \frac{0,8}{3} = 0,405 \text{ m}$$

$$R_2 = \frac{(0,145 + 0,134) \cdot 0,8}{2} = 0,11 \text{ MPa}$$

$$M_2 = 0,405 \times 0,11 = 0,045 \text{ MPa} = 45 \text{ KN}$$

$$X_{g1} = \frac{(2 \times 0,071) + 0,017}{0,071 + 0,017} \times \frac{4}{3} = 2,409 \text{ m}$$

$$M_1 = 2,409 \times 0,176 = 0,423 \text{ MPa} = 423 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

| | M_u (KN.m) | μ_{bu} | α | Z | A_s (Cm ²) | $A_{s \text{ adopté}}$ |
|-------|-----------------|------------|----------|-------|-----------------------------|------------------------|
| patin | 45 | 0,006 | 0,006 | 0,748 | 1,73 | 3,02 |
| talon | 423 | 0,053 | 0,054 | 0,734 | 16,57 | 18,85 |

patin : (6HA 8, st 20cm)

talon : (6HA 20, st 20cm)

ELS

$$\sigma_{arriere} = \sigma_{semelle} + \sigma_{terre} = \frac{25(4 \times 0,8)}{4} + \frac{18(0,8 \times 7,2)}{4} = 0,149$$

$$\sigma_{aveant} = \sigma_{semelle} + \sigma_{terre2} = \frac{25(0,8 \times 0,8)}{0,8} + \frac{18(0,8 \times 1,4)}{0,8} = 0,045$$

$$\sigma_{z1} = \frac{(0,206 - 0,130) \times ()}{ } = 0,195$$

$$\sigma_{z2} = \frac{(0,206 \times 0,130)}{ } = 0,184$$

$$\sigma_{Max} = 0,206$$

$$\sigma_{min} = 0,130$$

$$\sigma_1 = 0,16$$

$$\sigma_2 = 0,15$$

$$\sigma_3 = 0,035$$

$$\sigma_4 = 0,019$$

$$X_{g1} = \frac{(2 \times 0,16) + 0,15}{0,16 + 0,15} \times \frac{0,8}{2} = 0,404$$

$$R_1 = \frac{(0,16 + 0,15) \times 0,8}{2} = 0,124$$

$$M_1 = 0,124 \times 0,404 = 0,050$$

$$X_{g2} = \frac{(2 \times 0,035) + 0,019}{0,035 + 0,019} \times \frac{4}{3} = 2,197$$

$$R_2 = \frac{0,035 + 0,019}{2} \times 4 = 0,108m$$

$$M_2 = 0,108 \times 2,197 = 0,237$$

| | M_s | Y(cm) | $I = (cm^4)$ | $\sigma_{bc} \leq 15MPa$ | $\sigma_s \leq 201,6MPa$ | $A_s (cm^2)$ |
|-------|-------|-------|--------------|--------------------------|--------------------------|--------------|
| talon | 237 | 17,9 | 923792,7072 | 4,59 CV | 219,62 CNV | 18,85 |
| patin | 50 | 7,74 | 205087,5759 | 1,88 CV | 245,05 CNV | 3.02 |

Talon :

Vérification des contraintes :

Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} Y < 15MPa$$

$$\frac{y^2}{2} + 15A (d - y) = 0$$

$$\Delta = (15A)^2 - 2(-15A d)$$

$$y = 17,9cm$$

$$I = \frac{y^3}{3} + 15A (d - y)^2$$

$$I = \frac{17,9^3}{3} + 15 \times 3,02 \cdot (75 - 17,9)^2 = 923792,7072 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{237}{923792,7072} \times 17,9 = 4,59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,59 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifier}$$

Dans l'Acier :

$$\sigma_s = 15 \times 4,59 \left(\frac{75 - 17,9}{17,9} \right) = 219,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 219,62 > \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ Condition non vérifié}$$

Il faut :

$$\mu_1 = \frac{237 \times 10^{-3}}{1 \times 0,75^2 \times 201,6} = 0,002$$

$$K_1 = \frac{201,6}{4,59} = 43,92$$

$$\alpha = \frac{15}{15 + 43,92} = 0,25$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{0,25}{3} = 0,92$$

$$A_s = \frac{237 \times 10^{-3}}{0,92 \times 0,75 \times 201,6} = 17,03 \text{ cm}^2$$

As adopté : reste 18.85cm²

Talon : (6HA20, st 20cm)

patin :

Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} Y < 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{y^2}{2} + 15A (d - y) = 0$$

$$\Delta = (15A)^2 - 2(-15A d)$$

$$y = 7,74 \text{ cm}$$

$$I = \frac{y^3}{3} + 15A (d - y)^2$$

$$I = \frac{7,74^3}{3} + 15 \times 3,02 \cdot (75 - 7,74)^2 = 205087,5759 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{50}{205087,5759} \times 7,74 = 1,88 \text{ MPa}$$

$$\delta_{bc} = 1,88 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \rightarrow \text{vérifier}$$

Dans l'Acier :

$$\sigma_s = 15 \times 1,88 \left(\frac{75 - 7,74}{7,74} \right) = 245,05 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 245,05 > \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ Condition non vérifié}$$

Il faut :

$$\mu_1 = \frac{50 \times 10^{-3}}{1 \times 0,75^2 \times 201,6} = 0,0004$$

$$K_1 = \frac{201,6}{1,88} = 107,23$$

$$\alpha = \frac{15}{15 + 107,23} = 0,12$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{0,12}{3} = 0,96$$

$$A_s = \frac{50 \times 10^{-3}}{0,96 \times 0,75 \times 201,6} = 3,44 \text{cm}^2$$

As adopté: 4.71cm²

patin : (6HA10,st 20cm)

| | M_s (KN.m) | Y (cm) | I (cm ⁴) | $\sigma_{bc} < 15$ (MPa) | $\sigma_s < 201,6$ (MPa) | A_s (cm ²) | $A_{s_{adopté}}$ (cm ²) |
|-------|-----------------|-----------|-------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|--|
| Talon | 237 | 17.9 | 923792,7072 | 4.59 | 219,62 | 17,03 | 18,85 |
| Patin | 50 | 7.74 | 205087,5759 | 1,88 | 245,05 | 3,44 | 4,71 |

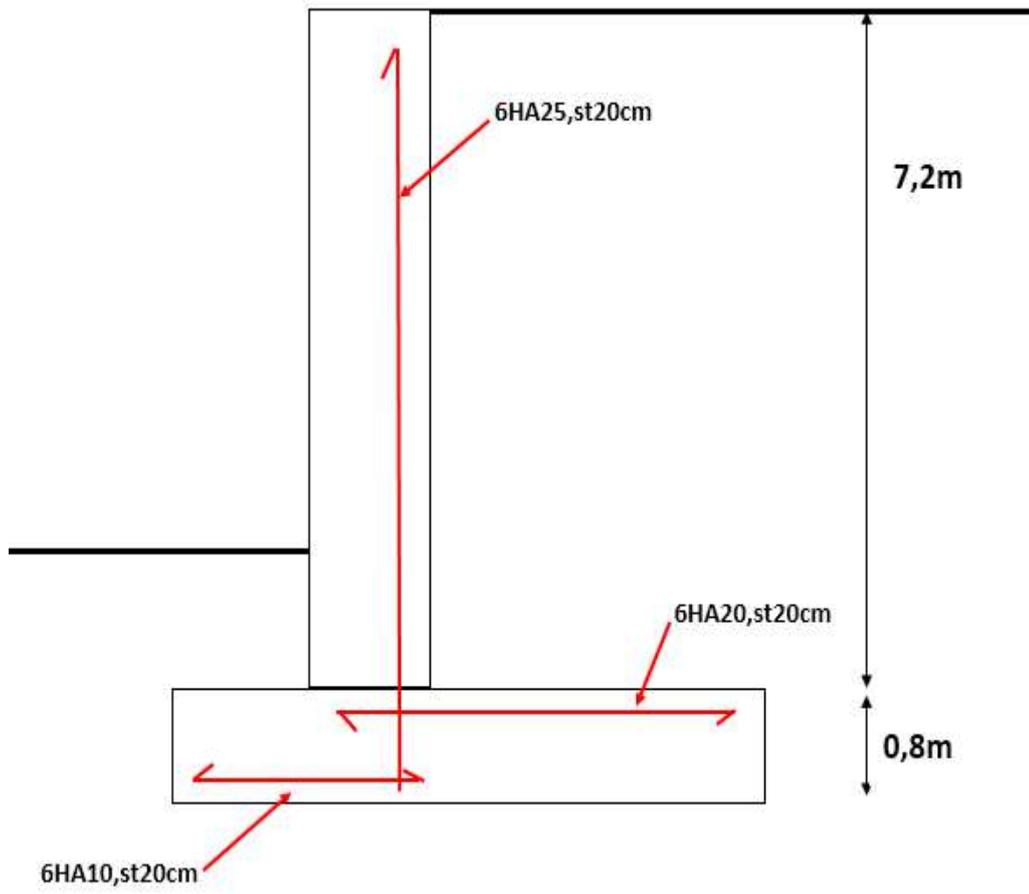


Figure II. 6 ferrailage finale de mur de soutènement simple (cantilever)

II.2 Mur de soutènement avec contreforts

II.2.1 Composants d'un mur de soutènement avec contreforts

- Paroi
- Dalle de patin
- Dalle de talon
- Contreforts (dalles de forme triangulaire fournies le long de la paroi au côté de remblai)

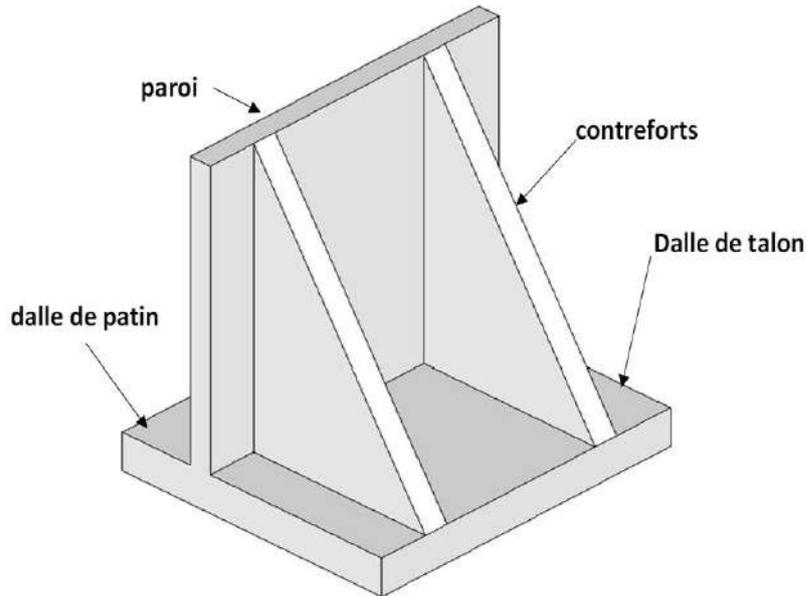


Figure II. 7 Mur de soutènement renforcé avec contrefort

II.2.2 utilisation du mur de soutènement avec contreforts

Ce type des peut être appliqué, quand la hauteur du sol soutenu dépasse six mètre (6m) ou les murs de soutènement de type en béton armé deviennent non économique

Raisons

Due à la grande hauteur du remblai ; les moments des cantilever sont très importants (moments à la base qui est proportionnel par rapport à la hauteur du remblai soutenu), qui dôme une épaisseur plus grand.

Egalement, toutes les dimensions du mur de soutènement dépendent à la hauteur du sol soutenu.

(Dalle de la base : $\frac{H}{10} \rightarrow \frac{H}{15}$)

A cet effet, l'approvisionnement de contreforts a pour réduire les moments de flexion, tels qu'à la base de la paroi du mur

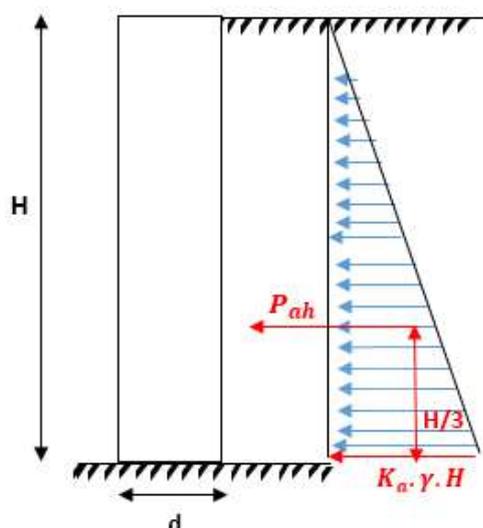


Figure II. 8 la poussée de terre agissant la paroi

$$P_{ah} = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H \cdot H$$

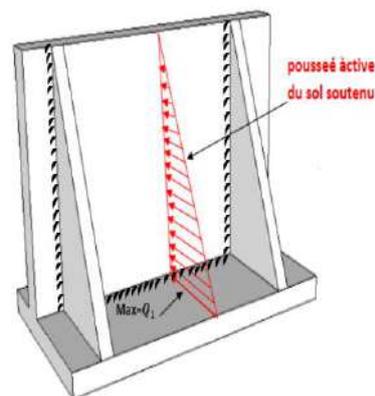
$$M_u = 0,138 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot d^2$$

$$\text{Ou } d = \sqrt{\frac{M_u}{0,138 \times f_{ck} \times b}}$$

II.2.3 Charges agissant sur le mur de soutènement avec contrefort

II.2.3.1 Sur la paroi

La paroi se comporte comme une dalle verticale fixée en trois cotes soumise à une charge triangulaire



(variable) uniformément reporté due à la poussée du remblai

Figure II. 9 la charge de poussée active appliquée sur la paroi du mur

II.2.3.2 Sur la dalle de talon

Le talon se comporte comme une dalle horizontale fixée ou trois côtés et soumise à une charge uniformément variable due au poids du remblai au-dessus et due à la pression du sol ou dessous

(Charge nette = poids de remblai – pression du sol)

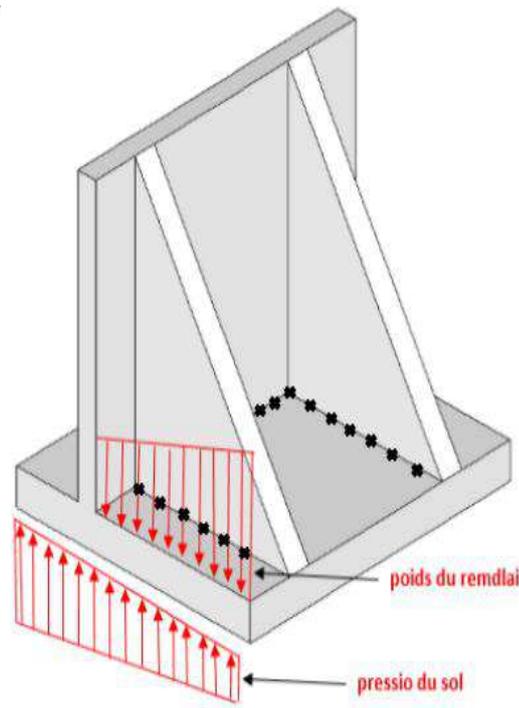


Figure II. 10 les charge appliquée sur la dalle de talon

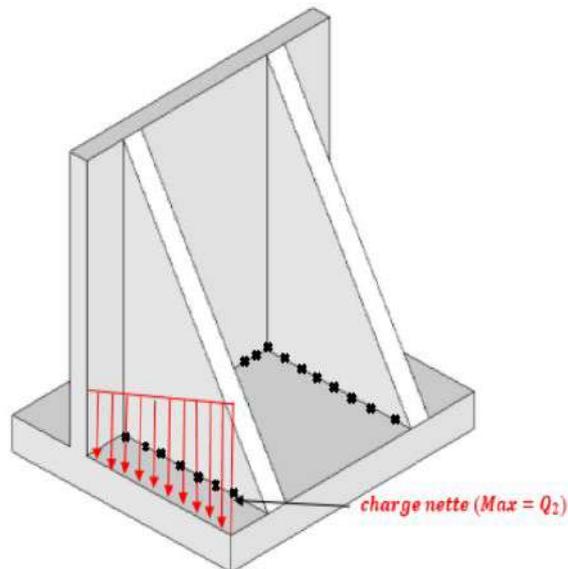


Figure II. 11 la charge nette de talon

II.2.3.3 Sur la dalle de patin

Comme les contreforts sont disposés au fond du remblai, la dalle de patin est devenue fixer sauf d'un seul côté et se comporte comme consol. Les charges principalement agissantes sur cet élément sont la réaction du sol sous la base du mur, en comparaison avec le poids du sol passé sur la dalle de patin.

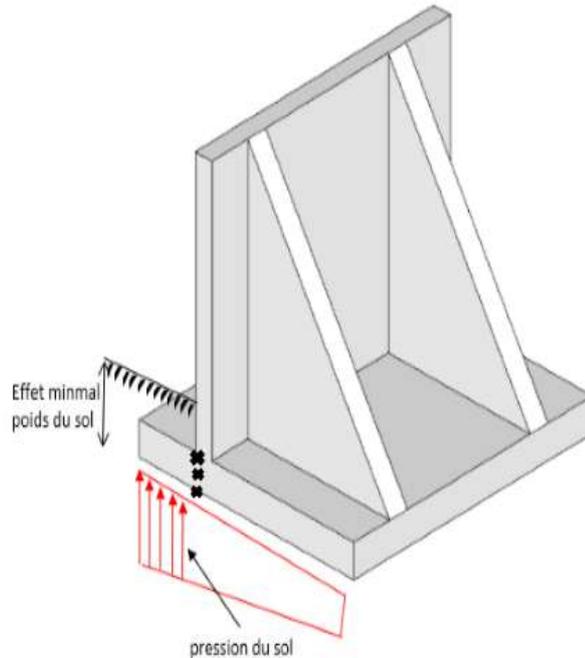


Figure II. 12 les charge appliquée sur la dalle de patin

II.2.3.4 Sur les contreforts

Les contreforts sont subis deux types du chargement :

- Charge horizontale due la poussée active du remblai soutenu
- Charge verticale due ou poids de remblai soutenu

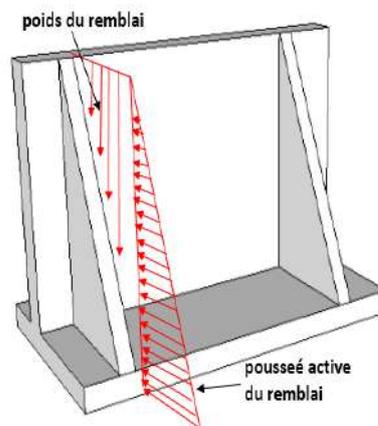


Figure II. 13 type des charges appliquées sur les contreforts

II.2.4 Comportement structurel et conception

II.2.4.1 Dalle de paroi du mur

A cause des présences des contreforts le long de la hauteur du mur de soutènement, la paroi n'a pas la possibilité de se comporter comme un consol, car elle est fixée en trois côtés, pour le cas des murs avec contreforts, la paroi se comporte comme **une dalle verticale continue** supportée en trois côtés et soumise a la pression latérale du remblai (Q_1 , valeur maximale à la base).

En conséquence, la paroi se déforme a la face extérieure en faisant une **traction** par contre a la face intérieure, on constate une **compression**.

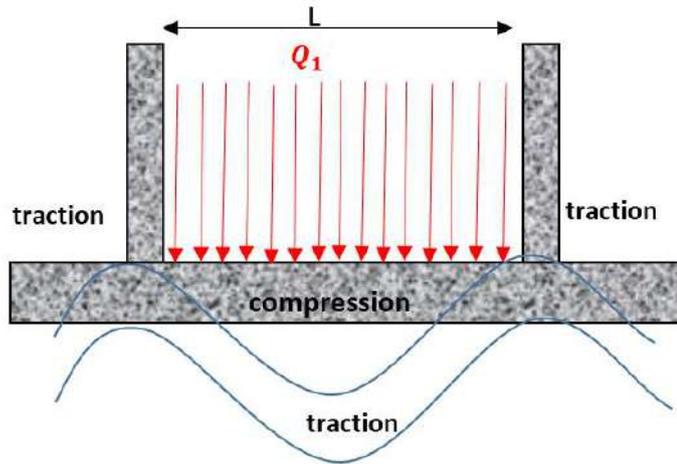


Figure II. 14 déformations appliquées au mur de soutènement

Egalement, aux encastremets (jonction : contreforts / paroi), les moments de flexion peuvent être développées (aux appuis), à cet effet, des moments négatifs sont considérés à cause de traction a la face intérieure de la paroi auprès des contreforts.

- La charge supposée pour la conception de paroi est (Q_1)
- Selon les normes (IS456-2000)

Moment positif a mi –travée de la paroi (face extérieur)

$$BM = + \frac{Q_1 L^2}{16}$$

Moment négatif aux appuis (contreforts) de la paroi (face intérieure)

$$BM = - \frac{Q_1 L^2}{12}$$

Sachant que :

Q_1 : la charge maximale a la base de la paroi.

$$Q_1 = K_a \cdot H \quad Q_1 = K_a \cdot \gamma \cdot H \quad (\text{KN/m}^2)$$

L : espacement entre les contreforts

BM : moment a la base de paroi

II.2.4.2 Dalle de talon

Le talon ne se comporte pas comme une console à cause des présences des contreforts,

En conséquence ; elle se comporte comme **une dalle horizontale continue** fixée en trois coté et soumise aux charges au-dessus et au-dessous.

La dalle de talon réagit dépendant à la charge nette produite par la sous traction entre le poids du remblai et la réaction du sol sous la fonction du mur de soutènement, généralement, cette dalle se déforme vers le bas en faisant **une traction** la face inférieure ami-travée. Cependant, on constate la traction ou voisinage des appuis (contrefort) correspondant aux moments de flexion négatifs :

- La charge supposée pour la conception de la dalle de talon est la valeur maximale (Q_2)

- Selon les normes IS456-2000

Moment positif à mi- travées du talon (face inférieure)

$$BM = + \frac{Q_2 \cdot L^2}{16}$$

Moment négatif aux appuis (contreforts) du talon (face supérieure)

$$BM = - \frac{Q_2 \cdot L^2}{12}$$

II.2.4.3 Dalle de patin

Comme le patin ne comprend pas des contreforts, Alors, son comportement est similaire d'une console. Généralement, la partie de traction est localisée à la face inférieure.

II.2.5 Contreforts

Les contreforts sont des éléments attachés entre la paroi et le talon. Ils sont considérés comme des poutres de sections transversales variables (hauteurs variables).

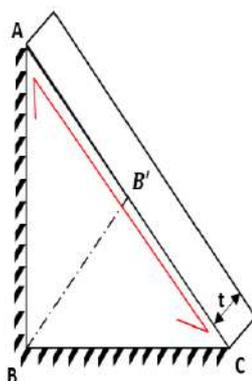


Figure II. 15 l'encastrement et la hauteur variable de contrefort

Fixés aux cotés AB, BC et libre a AC

- La face extérieure de AC est soumise a la traction .A cet effet des armatures doivent être disposées en parallèle avec AC.
- D'autre part, constate que la hauteur du contrefort est variable (BB').
- Le moment à la base du contrefort est estimé égal :

$$M = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h \cdot \frac{h}{3} \cdot L$$

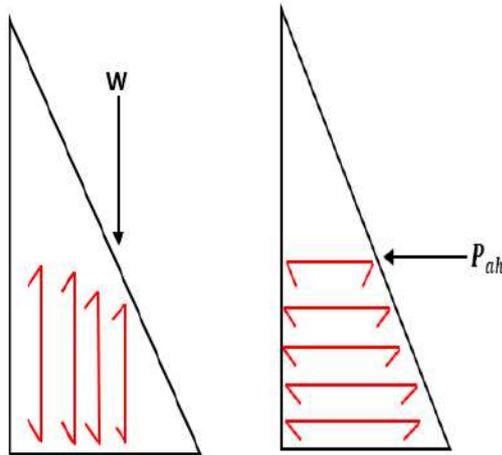
- Selon les recommandations, l'espacement entre les contreforts doit être pris (3 à 3,5 m),
Ou l'épaisseur souhaitée est donnée égal :

$$t = 0,05H$$

- Selon les charges agissant sur le contrefort, on constate deux types :
Charge verticale due au poids du remblai.

Charge horizontale due à la pression de terre (remblai)

- La pression de terre provoque à séparer le contrefort de la paroi, par conséquent, il est indispensable de mettre **des armatures horizontales** afin d'assurer la connections entre la paroi et le contrefort.
- La charge descendue de poids du remblai provoque de séparer le contrefort du talon .A cet effet, il est exigé donc de placer **des armatures verticale**, pour assurer la connections entre le talon et le contrefort.



II.2.6 Exemple d'application sur le mur de soutènement avec contrefort

Conception et détail contrefort mur de soutènement pour les données suivantes :

$$\phi = 30^\circ \quad , \quad \gamma = 15 \text{KN} / \text{m}^3 \quad , \quad H_2 = 7 \text{m} \quad , \quad q_0 = 200 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\mu = 0,60 \quad , \quad f_{cj} = 20 \text{MPa} \quad , \quad f_y = 415$$

Solutions :

II.2.6.1 Pré dimensionnement

Profondeur minimale de fondation

$$d_{\min} = \frac{q_0}{\gamma} \left[\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right]^2 = \frac{200}{15} \left[\frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30} \right]^2 = 1,48$$

$$d_{\min} \approx 1,5 \text{m}$$

Profondeur hors -tout du mur

$$H = 7 + 1,5 = 8,5 \text{m}$$

Largeur de base

$$(0,6H) \Leftrightarrow (0,7H)$$

$$(0,6 \times 8,5) \Leftrightarrow (0,7 \times 8,5)$$

$$5,1m \Leftrightarrow 5,95m$$

$$b = 5,1m$$

Largeur maximal de patin

$$L_1 = \frac{1}{3} b$$

$$L_1 = \frac{1}{3} \times 5,1$$

$$L_1 = 1,70m$$

Epaisseur de la fondation :

$$\left(\frac{H}{15} \Leftrightarrow \frac{H}{20} \right)$$

$$(567mm \Leftrightarrow 425mm)$$

$$E_b = 500mm = 0,5m$$

Opiacèrent entre les contreforts :

$$\ell = 3,5 \left[\frac{H}{\gamma} \right]^{0,25}$$

$$\ell = 3,5 \left[\frac{8,5}{15} \right]^{0,25}$$

$$\ell = 3m$$

Epaisseur de la paroi pré de la base :

$$h = 8,5 - 0,5$$

$$h = 8m$$

Pression active à la base de la paroi du mur :

$$\sigma_{hb} = K_a \cdot \gamma \cdot h$$

$$\sigma_{hb} = \frac{1}{3} \cdot 15 \cdot 8$$

$$\sigma_{hb} = 40KN / m^2$$

Le moment maximal :

$$M_{\max} = \frac{-p \cdot \ell^2}{12}$$

$$M_{\max} = \frac{-40 \times 3^2}{12}$$

$$M_{\max} = -30KN \cdot m$$

Le moment :

$$\text{Appui : } \frac{-p \cdot \ell^2}{12} = \frac{-40 \times 3^2}{12} = -30KN \cdot m$$

$$\text{Travée : } \frac{p \cdot \ell^2}{16} = \frac{40 \times 3^2}{16} = 22,5 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Le moment à ELU :

$$M_u = 1,5 \cdot M_{\text{appui}}$$

$$M_u = 1,5 \times -30$$

$$M_u = -45 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 0,138 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot d^2$$

$$45 \times 10^6 = 0,138 \times 20 \times 1000 \times d^2$$

$$d = \sqrt{\frac{45 \times 10^6}{0,138 \times 20 \times 1000}}$$

$$d = 128 \text{ mm}$$

Poules critères de cisaillement on prendre $d=250 \text{ mm}$

$$\text{Alors, } 250 + 50 = 300 \text{ mm} = 0,3 \text{ m}$$

Et la largeur supérieure $d = 200 \text{ mm} = 0,2 \text{ m}$

Largeur de talon :

$$L_3 = 5,1 - 7,1 - 0,3$$

$$L_3 = 3,1 \text{ m}$$

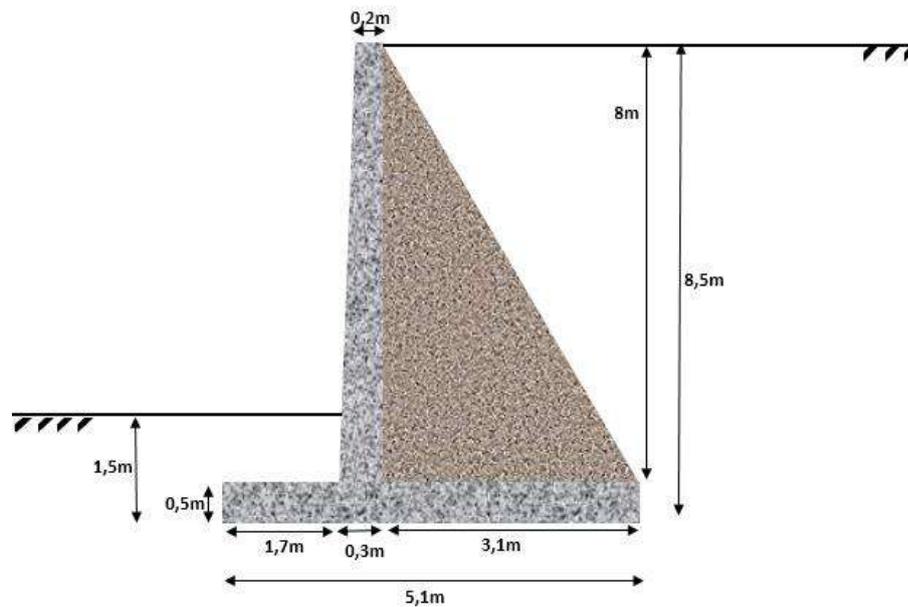


Figure II. 16 dimension de mur de soutènement avec contrefort

II.2.6.2 Evaluation des charges agissant sur le mur de soutènement avec contrefort

II.2.6.2.1 Les force verticales

Tableau II. 3 les forces verticales appliquées sur le mur de soutènement avec contrefort

| | Poids propre (KN) | Bras de levier (m) | Les moments (KN.m) |
|-------|--|---------------------------------------|---------------------------------------|
| W_1 | $= \frac{(0,2+0,3).8}{2}$ = 50 | $\frac{0,3}{2} + 1,7$ = 1,85 | $M_1 = 50 \times 1,85$ = 92,5 |
| W_2 | $\frac{(3,1 \times 8).25}{2}$ = 310 | $\frac{3,1}{2} + 0,3 + 1,7$ = 3,55 | $M_2 = 310 \times 3,55$ = 110,5 |
| W_3 | $(0,5 \times 5,1).25$ = 63,75 | $\frac{5,1}{2}$ = 2,55 | $M_3 = 36,75 \times 2,55$ = 162,56 |
| | $\Sigma f = 423,75$ | | $\Sigma M = 1355,56$ |

II.2.6.2.2 Les force horizontale

$$P_a = \frac{1}{2} (K_a \cdot \gamma \cdot H) \cdot H$$

$$P_a = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{3} \cdot 15 \cdot 8^2 \right)$$

$$P_a = 160 \text{ KN}$$

Donc ;

| | | | |
|------------|---------|--------------|---------|
| Σf | 423,75 | ΣM_R | 1355,56 |
| ΣM | 1355,56 | ΣM_0 | 425,6 |

II.2.6.2.3 Vésication de les stabilités

II.2.6.2.4 Stabilité au glissement

$$\frac{0,9 \cdot \text{les forces résistantes}}{\text{les force de glissement}} > 1,4$$

$$f_{SG} = \frac{0,9 \cdot \mu \cdot \sum f}{P_a} > 1,4$$

Le mur est stable au glissement

$$f_{SG} = \frac{0,9 \times 0,6 \times 423,75}{160} = 1,43 \geq 1,4$$

II.2.6.2.5 Stabilité au reversement

$$f_{SR} = \frac{0,9 \cdot \sum M_R}{\sum M_0}$$

$$f_{SR} = \frac{0,9 \times 1355,56}{425,6} = 2,8 > 1,4$$

Le mur est stable au reversement

II.2.6.2.6 Capacité portante

$$\bar{X} = \frac{\sum M_R - \sum M_0}{\sum F}$$

$$\bar{X} = \frac{1355,56 - 425,6}{423,75}$$

$$\bar{X} = 2,19m$$

$$e = \frac{b}{2} - \bar{x}$$

$$e = \frac{5,1}{2} - 2,19$$

$$e = 0,36m$$

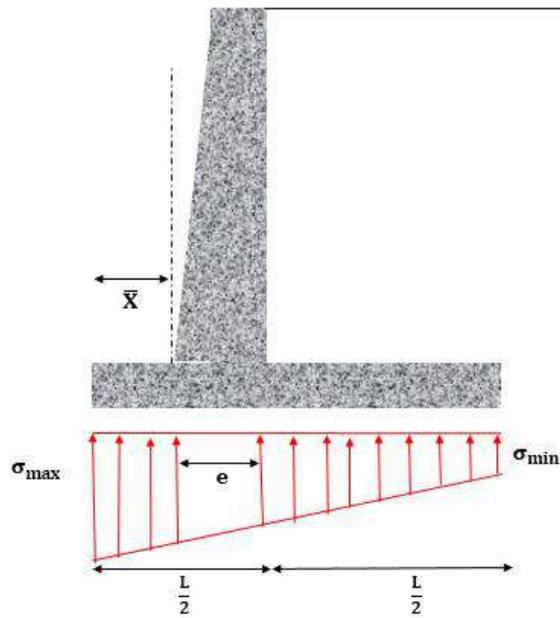


Figure II. 17 les contraintes qui effectue à la semelle

$$\sigma_{\max} = \frac{\Sigma W}{b} \cdot \left(1 + \frac{6e}{b}\right)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{423,75}{5,1} \left(1 + \frac{6 \times 0,36}{5,1}\right)$$

$$\sigma_{\max} = 118,28 \text{KN} / \text{m}^2 < 200 \text{KN} / \text{m}^2 (c.v)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\Sigma W}{b} \left(1 - \frac{6e}{b}\right)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{423,75}{5,1} \left(1 - \frac{6 \times 0,36}{5,1}\right)$$

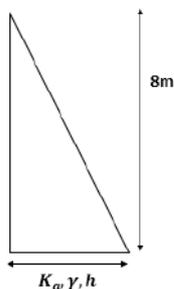
$$\sigma_{\min} = 47,89 \text{KN} / \text{m}^2 > 0 (c.v)$$

II.2.6.2.7 Calcul de ferrailage des éléments du mur de soutènement avec contrefort

La paroi du mur :

La pression maximale à la base de paroi du mur :

$$= k_a \cdot \gamma \cdot h = \frac{1}{3} \times 15 \times 8$$



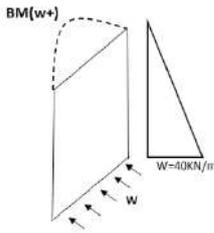
$$Pa = 40KN / m^2$$

La paroi se comporte comme une dalle continue soumise à la charge (w)

$$W = Pa \times 1 = 40KN / m$$

Le moment (+) maximale retenu à la base pour la mi- travée de la face extérieure de la paroi

$$= \frac{w . l^2}{16} = \frac{40 \times 3^2}{16} = 22,5KN . m$$



$$Mu = 1,5 \times 22,5 = 33,75KN . m$$

Le moment (-) max retenu à la base ou près des contreforts

$$= \frac{w . l^2}{12} = \frac{40 \times 3^2}{12} = 30KN . m$$

$$M_u = 1,5 \times 30 = 45KN . m$$

$$M_u^{-w} = 0,87 f_y . A_{st} . d . \left(1 - \frac{A_{st}}{b d} \cdot \frac{f_y}{f_{ck}} \right)$$

$$45 \times 10^6 = 0,87 \times 415 \times A_{st} \times 250 \left(1 - \frac{A_{st}}{1000 \times 250} \cdot \frac{415}{20} \right)$$

$$A_{st} = 521,11 mm^2 = 5,21 cm^2$$

$$A_{st, \min} = 0,12\% \text{ Section de la paroi}$$

$$A_{st, \min} = \frac{0,12}{100} (1000 \times 300) = 360 mm^2$$

$$A_{st} > A_{st, \min}$$

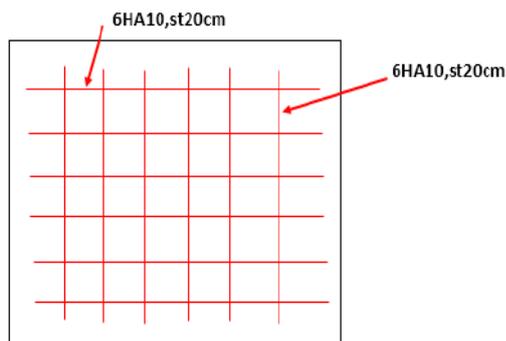


Figure II. 18 ferrailage a la face extérieure à mi- travée à partir de le moment maximal (+) a la base de la paroi de mur

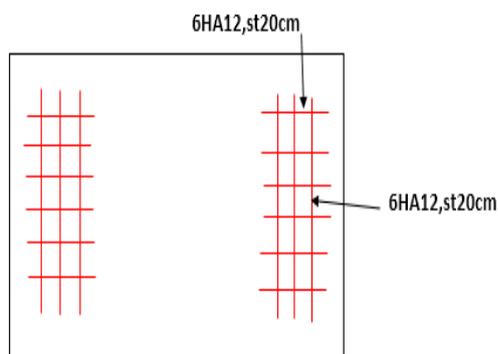


Figure II. 19 ferrailage a la face intérieure a mi- travée a partir de le moment maximal (-) d'appui

Dans l'appui :

Espacement =20cm

Nombre des bars est 6bars

$$\frac{5,21}{6} = 0,86 \text{ Donc en prend } 6\text{HA}12, \text{ st}20\text{cm} \left(A_{S \text{ Adopté}} = 6.79\text{cm}^2 \right) \text{ C/C}$$

(On prend des armatures de répartition distribuée dans le sens perpendiculaire (6HA12, st20cm) C/C)

Dans mi- Travée :

$$M_u^{+w} = 33,75\text{KN} .m$$

$$M_u^{+w} = 0,87 f_y A_{st} d \left(1 - \frac{f_y A_{st}}{f_{ck} b d} \right)$$

$$33,75 \times 10^6 = 0,87 \times 415 \times A_{st} \times 250 \left(1 - \frac{415 \times A_{st}}{20 \times 1000 \times 250} \right)$$

$$A_{st} = 386,29\text{mm}^2 \geq A_{st, \min}$$

$$A_{st} = 386,29\text{mm}^2 = 3,86\text{cm}^2$$

Espacement =20cm

Nombre des bars =6bars

$$\frac{3,86}{6} = 0,64 \text{ Donc, en prend } 6\text{HA}10, \text{ st}20\text{cm} \left(A_{S \text{ Adopté}} = 4,71\text{cm}^2 \right) \text{ C/C}$$

II.2.6.2.8 Ferrailage de fondation :

Talon :

Poids de surcharge : $8 \times 15 \times 1 = 120 \text{KN} / \text{m}^2$

Poids propre de talon : $0,5 \times 25 \times 1 = 12,5 \text{KN} / \text{m}^2$

Le poids total (poids de talon + surcharge de sol)

$$P = 120 + 12,5$$

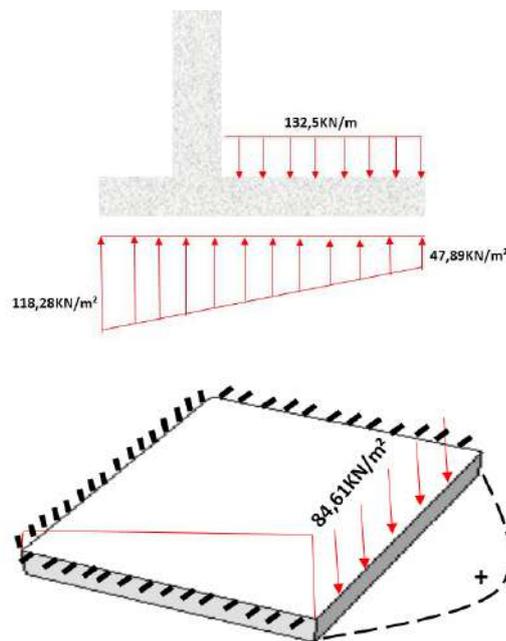
$$P = 132,5 \text{KN} / \text{m}^2$$

La pression maximale appliquée sur le talon

$$\beta = p - p_{\min}$$

$$\beta = 132,5 - 47,89$$

$$\beta = 84,61 \text{KN} / \text{m}^2$$



Négative (le moment a la base dans la face extérieure support par contrefort)

$$M = \frac{P \cdot \ell^2}{12} = \frac{84,61 \times 3^2}{12} = 63,46 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_u^{-w} = 1,5 \times 63,46 = 95,19 \text{KN} \cdot \text{m}$$

Positive (moment à la base au mi- travée dans la face intérieure) :

$$M = \frac{P \cdot \ell^2}{16} = \frac{84,61 \times 3^2}{16} = 47,59 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_u^{+w} = 1,5 \times 47,59 = 71,38 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$d_{\min} = \sqrt{\frac{M_u \cdot 10^6}{0,138 f_{ck} b}}$$

$$d_{\min} = \sqrt{\frac{71,38 \times 10^6}{0,138 \times 20 \times 1000}}$$

$$d_{\min} = 161 \text{ mm}$$

$$d_{\text{adopté}} = 500 - 50 = 450 \text{ mm}$$

50mm= enrobage

$d < d_{\text{adopté}}$

161mm < 450mm (c.v)

Dans l'appui :

$$M_u^{-w} = 0,87 f_y A_{st} d \left(1 - \frac{A_{st} f_y}{b d f_{ck}} \right)$$

$$95,19 \times 10^6 = 0,87 \times 415 \times A_{st} \times 450 \left(1 - \frac{A_{st} \times 415}{1000 \times 450 \times 20} \right)$$

$$A_{st} = 570,85 \text{ mm}^2 = 5,70 \text{ cm}^2$$

$$A_{st, \min} = 0,12\% b d = \frac{0,12}{100} 1000 \times 500 = 600 \text{ mm}^2$$

$A_{st} < A_{st, \min}$ (On prend $A_s = 6 \text{ cm}^2$) C/C

Espacement 20cm

$$\frac{6}{6} = 1$$

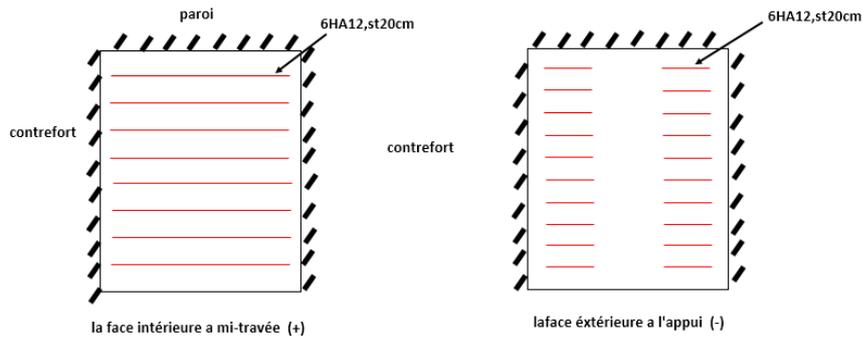
En prend, 6HA12, st 20cm (A_s adopté 6,79cm²)

Dans mi- travée :

$$M_u^{+w} = 71,38 \text{ KN} \cdot \text{m} < 95,19 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Alors, $A_{st} (+w)$ sera $\leq A_{st, \min}$

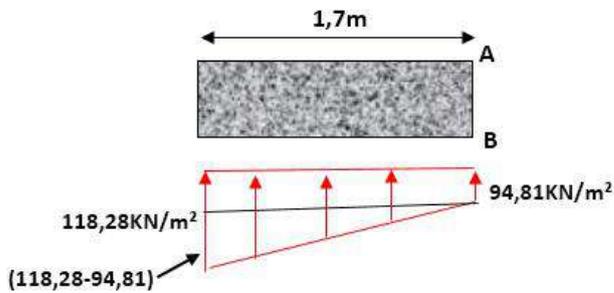
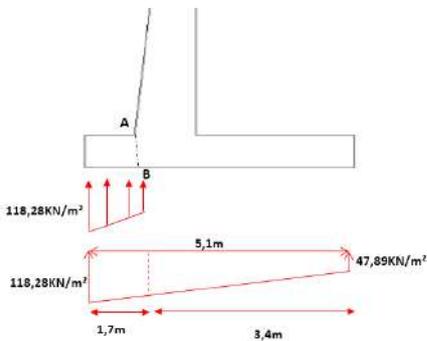
Donc on prend le même ferrailage (6HA12, st20cm) C/C a la face intérieure



Patin :

$$P_{AB} = 47,89 + \frac{(118,28 - 47,89)}{5,1} \cdot 3,4$$

$$P_{AB} = 94,81 \text{ KN / m}^2$$



$$M_{AB} = \left(94,81 \times 1,7 \times \frac{1,7}{2} \right) - \frac{1}{2} (118,28 - 94,81) \times 1,7 \times \frac{2}{3} \times 1,7$$

$$M_{AB} = 114,39 \text{ KN . m}$$

$$M_u = 1,5 \times 114,39$$

$$M_u = 171,58 \text{ KN . m}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{0,138 \cdot f_{ck} \cdot b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{171,58 \times 10^6}{0,138 \times 20 \times 1000}} = 249,3$$

$$d = 249,3 < 450(\text{cv})$$

$$M_u = 0,87 f_y A_{st} d \left(1 - \frac{f_y}{f_{ck}} \cdot \frac{A_{st}}{b d} \right)$$

$$171,58 \times 10^6 = 0,87 \times 415 \times A_{st} \times 450 \cdot \left(1 - \frac{415}{20} \cdot \frac{A_{st}}{1000 \times 450} \right)$$

$$A_{st} = 1113,18 \text{mm}^2 = 11,13 \text{cm}^2$$

$$A_{st, \min} = 0,12\% b \cdot D$$

$$A_{st, \min} = \frac{0,12}{100} \cdot 1000 \cdot 500 = 600 \text{mm}^2 = 6 \text{cm}^2$$

Prendre : $A_{st} = 11,13 \text{cm}^2$

Espacement: 20cm

$$\frac{11,13}{6} = 1,85$$

On prend, (6HA16, st20cm) avec $A_{s \text{ adopté}} = 12,06 \text{cm}^2$

II.2.6.2.9 Contrefort :

Le contrefort conçu comme une forme triangulaire avec un profondeur variable supporté avec la paroi et le talon

BB' = d = profondeur de coupe

$$\sin \theta = \frac{BB'}{BC} = \frac{d}{3,1}$$

$$d = 3,1 \cdot \sin \theta$$

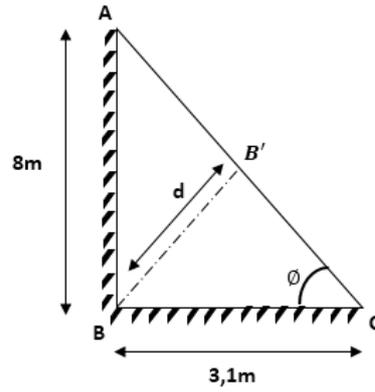
$$\tan \theta = \frac{AB}{BC} = \frac{8}{3,1}$$

$$\theta = \tan^{-1} \cdot \frac{8}{3,1}$$

$$\theta = 68,81^\circ$$

$$\Rightarrow d = 3,1 \cdot \sin 68,81$$

$$d = 2,89 \text{m}$$



Le moment maximal au contrefort :

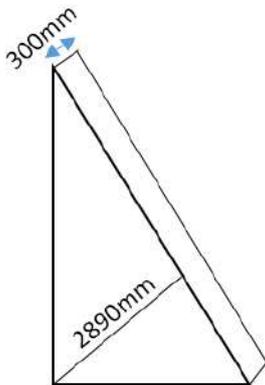
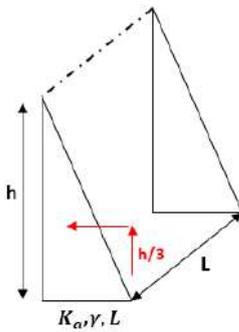
$$M = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot \frac{h}{3} \cdot L$$

$$M = \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 15 \times 8^2 \times \frac{8}{3} \times 3$$

$$M = 1280 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 1,5 \times 1280$$

$$M_u = 1920 \text{ KN} \cdot \text{m}$$



$$M_u = 0,87 \cdot f_y \cdot A_{st} \cdot d \left(1 - \frac{f_y}{f_{ck}} \cdot \frac{A_{st}}{b \cdot d} \right)$$

$$1920 \times 10^6 = 0,87 \times 415 \times A_{st} \times 2890 \left(1 - \frac{415}{20} \cdot \frac{A_{st}}{1000 \times 2890} \right)$$

$$A_{st} = 1865,04 \text{ mm}^2 = 18,65 \text{ cm}^2$$

$$A_{st, \min} = \frac{0,85 b d}{f_y} = \frac{0,85 \times 300 \times 2890}{415}$$

$$A_{st, \min} = 1775,78 \text{ mm}^2$$

$$A_{st, \min} = 1775,78 \text{ mm}^2 < A_{st} = 1865,04 \text{ mm}^2$$

$$\frac{18,65}{4} = 4,6$$

$$\text{Espacement: } \frac{30}{4} = 7,5 \text{ cm}$$

Alors, on prend (4HA25, st7, 5cm)

II.2.6.2.10 Conception des liens horizontaux

Ces armatures sont met a résister la traction horizontale due a l'effet de pression des terres.

La pression maximale a la base de contrefort

$$K_a \cdot \gamma \cdot h = \frac{1}{3} \times 15 \times 8 = 40 \text{ KN / m}^2$$

La pression maximale bris par le contrefort :

$$p = 40 \times (l \text{ arg eur})$$

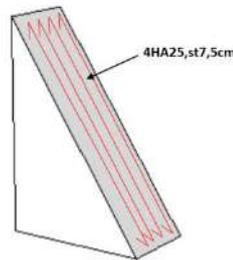
$$p = 40 * (3 - 0.3) = 108 \text{ KN}$$


Figure II. 20 ferrailage de contrefort au niveau de leur épaisseur

Force de traction pondérée :

$$T = 1,5 \times 108$$

$$T = 162 \text{ KN}$$

Ferrailage :

$$T = A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} = A_s \cdot f_e \cdot \frac{1}{1,15}$$

$$T = 0,87 f_y \cdot A_{st}$$

$$A_{st} = \frac{T}{0,87 f_y}$$

$$A_{st} = \frac{162 \times 1000}{0,87 \times 415} = 448,69 \text{ mm}^2 = 4,48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espace : } \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{4.48}{6} = 0.74 \text{ cm}^2$$

On prend (6HA12, st20cm) C/C Avec $A_{s\text{adopté}} = 6.79 \text{ cm}^2$

Conception des liens verticaux :

$$P_{\text{Total}} - \sigma_{\text{min}} = 132,5 - 47,89 = 84,61 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Force de traction pondérée :

$$1,5 \times 84,61 = 126,91 \text{ KN}$$

Ferraillage :

$$A_{st} = \frac{126,91 \times 1000}{0,87 \times 415} = 351,5 \text{ mm}^2 = 3,51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espacement} \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{3,51}{6} = 0,58 \text{ cm}^2$$

On prend, (6HA10, st20cm) C/C avec $A_{s\text{adopté}} = 4,71 \text{ cm}^2$

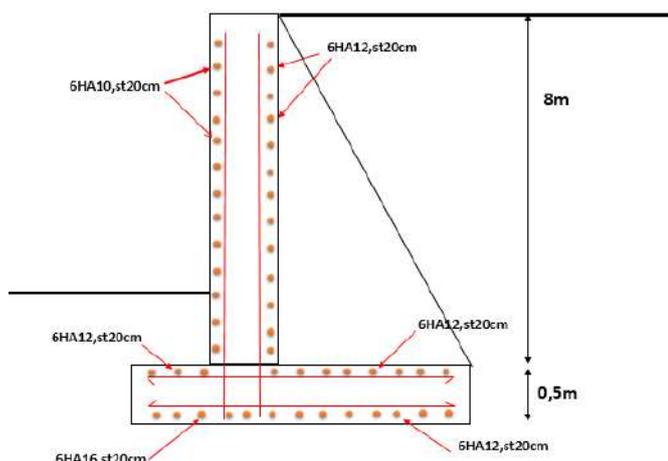


Figure II. 21 ferraillage finale pour le mur de soutènement avec contrefort

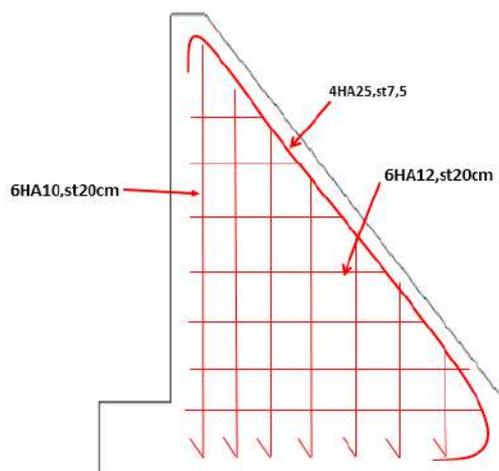


Figure II. 22 ferraillage finale soulement pour le contrefort

II.3 Conclusion:

Dans ce chapitre, la méthode de calcul des murs de soutènements cantilever et avec contrefort a été identifiée, en suivant les étapes suivantes:

La pré-dimensionnement du mur

Vérification de la stabilité externe du mur (contre le glissement, contre reversement, capacité portante)

Connaitre le comportement des éléments du renfort de sève de mur et déterminer sa position.

Chapitre III : Etude paramétrique

Chapitre III : Etude paramétrique

III.1. Introduction

Ce chapitre consiste à étudier l'effet de l'ajout des contreforts aux murs de soutènement en béton armé, en investiguant la stabilité contre le phénomène de renversement, le glissement et la capacité portante de l'ouvrage de soutènement. Le choix du modèle numérique est adopté en se basant sur les recommandations de dimensionnement des murs de type cantilever avec certaines réductions reliées à la présence des contreforts. Cette étude commence par l'analyse de l'effet du rapport géométrique ξ sur le coefficient de sécurité FS. Ensuite, on traite l'effet de la surcharge uniforme, appliquée sur la surface libre du sol soutenu, le calcul effectué est conçu à vérifier l'influence de l'intensité de la surcharge et sa largeur sur le mur de soutènement en fonction de sa position relative.

III.2. Etude paramétrique

III.2.1. Variation du coefficient de sécurité FS en fonction $\xi=L_C/L_T$

a) Présentation du modèle

La figure 3.1 représente les dimensions d'un mur de soutènement en béton armé renforcé par contreforts. Ce modèle numérique est caractérisé par une hauteur totale égale $H=8,5m$, dont le reste des dimensions sont définies selon les recommandations citées par Das (2011). On note ici que ces dimensions sont légèrement réduites en raison de la présence des contreforts, comme indiqué dans la figure 3.1. La surface libre du sol soutenu est supposée horizontale, où le poids volumique du sol est donné égal $\gamma=15 \text{ KN/m}^3$ avec des propriétés intrinsèques de cohésion nulle et un angle de frottement interne $\phi=30^\circ$. L'espacement entre les contreforts est supposé égal $S_c=3m$, la contrainte admissible du sol est supposée égale 2 bars. L'objectif de cette étude est d'investiguer l'effet de dimension de la base des contreforts (L_C) par rapport à la dimension du talon (L_T) sur la stabilité de l'ouvrage de soutènement. La vérification est faite d'une façon automatique en utilisant un outil informatique spécialisé en géotechnique, en traitant la stabilité de l'ouvrage contre les trois phénomènes suivants :

- Stabilité contre le renversement : FS(R)
- Stabilité contre le glissement : FS(G)
- Stabilité contre l'affaissement : FS(C)

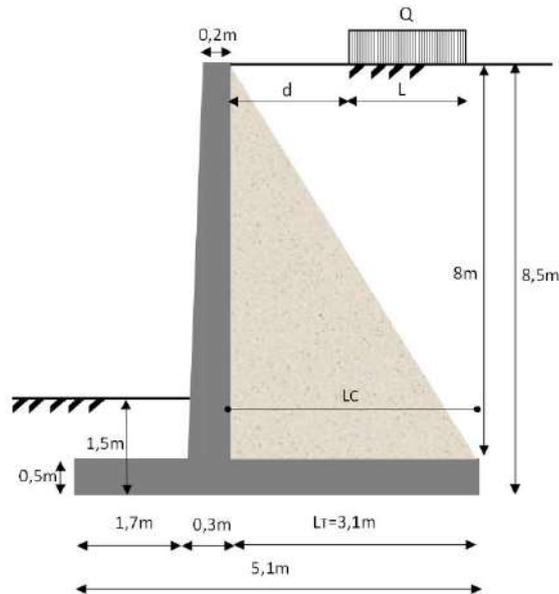


Figure III. 1 Dimensions d'un mur de soutènement en béton armé renforcé par contreforts

b) Résultats et discussions

Les valeurs de FS sont déterminées en fonction du rapport $\xi=L_C/L_T$, varié dans l'intervalle [0,1 à 1]. La figure 3.2 montre la variation du coefficient de sécurité FS en fonction du ξ . On remarque que les valeurs de FS correspondant aux cas de glissement et de la capacité portante sont presque constantes, égales à 1,85 et 1,09 respectivement. Ces résultats donnent une idée que le changement progressif des conditions d'appui au niveau de la base du mur de soutènement, entre le talon et les contreforts, n'affecte pas sa stabilité contre le glissement et la vérification de la capacité portante.

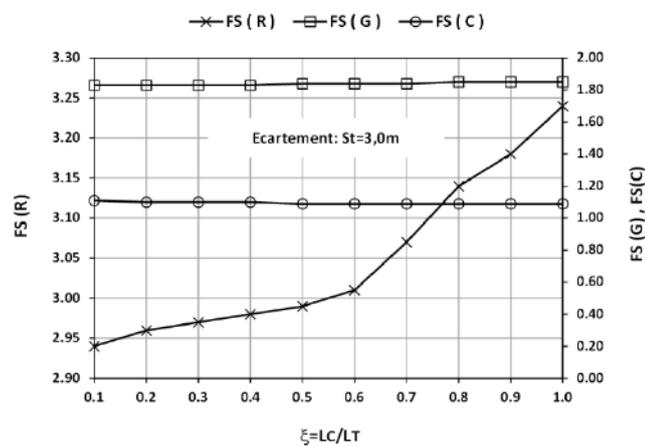


Figure III. 2 Variation du coefficient FS avec le facteur ξ , pour les trois phénomènes de stabilité externe

Cependant, on remarque une variation croissante du FS contre le renversement, la valeur maximale de FS(R) égale 3,24, pour $\xi=1,0$. Cette situation présente qu'un encastrement du talon le long de la base des contreforts est assuré pour attacher la paroi du mur avec sa base.

III.2.2. Effet de la surcharge sur le mur de soutènement

Cette phase d'investigation consiste à vérifier l'effet des chargements, appliqués sur la surface libre du sol soutenu, sur le comportement du mur de soutènement avec contreforts. Le type du chargement est définie par une surcharge uniforme limitée par une largeur de bande (L) et localisée à

une distance (d) par rapport à la face arrière du mur, comme le montre la figure 3.1. L'intensité de la surcharge est supposée varier de 10, 20 et 50 KN/m², avec une largeur de bande L=5 et 10m.

a) Vérification de la stabilité de l'ouvrage de soutènement

La figure 3.3 montre la variation du coefficient FS correspondant aux phénomènes de renversement et de glissement d'un mur de soutènement avec contreforts, espacés entre eux avec $S_c=3m$. les résultats obtenus sont estimés par l'application d'une surcharge $Q=10KN/m^2$ avec une largeur de bande $L=5m$ sur le sol soutenu. Quand le chargement est au voisinage du mur de soutènement, les valeurs du coefficient de sécurité contre le renversement, FS(R), sont minimales, puis elles s'augmentent progressivement et proportionnellement avec l'augmentation d/H, qui représente l'éloignement de la surcharge Q jusqu'à une distance relative $d/H > 2$, où FS(R) devient presque stable égal à 3,19.

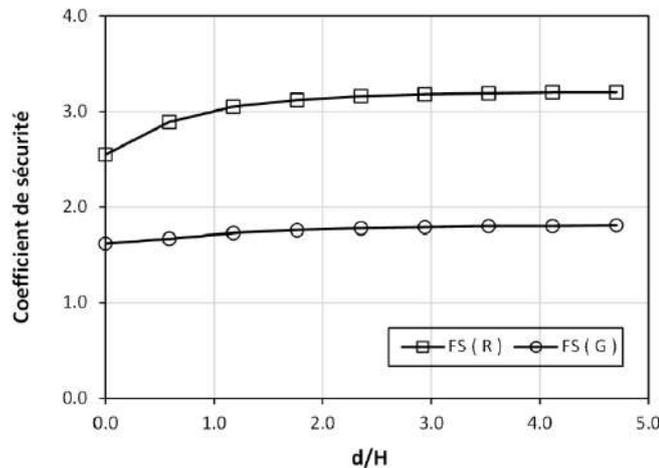


Figure III. 3 Variation du coefficient FS en fonction d/H sous l'effet de la surcharge $Q=10KN/m^2$, $L=5m$

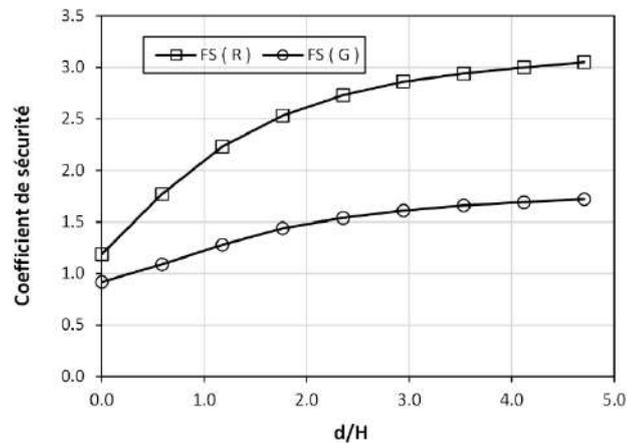


Figure III. 4 Variation du coefficient FS en fonction d/H sous l'effet de la surcharge $Q=50KN/m^2$, $L=10m$

Dans le cas de glissement, on remarque que le coefficient de sécurité est presque stable en commençant de FS(G)=1,62 jusqu'à une valeur égale 1,80, au-delà d/H=2, comme indiqué sur la figure 3.3. Par l'augmentation cinq fois de l'intensité de la surcharge Q et d'amplifier sa largeur L à 10m ; on constate un autre comportement sur l'ouvrage de soutènement.

La figure 3.4 montre que le coefficient FS(R) est réduit d'une façon significative, FS(R)=1,19, que celui estimé pour $Q=10KN/m^2$ et $L=5m$, avec $d/H=0$. Avec l'augmentation de la position relative de la surcharge, ce coefficient commence à progresser jusqu'à 3,05 pour $d/H=4,71$. Ces résultats

montrent que l'ouvrage de soutènement reste sous l'effet de l'intensité importante de la surcharge malgré son éloignement par rapport la face arrière du mur. La même situation est observée pour le cas du phénomène de glissement, comme indiqué sur la figure 3.4.

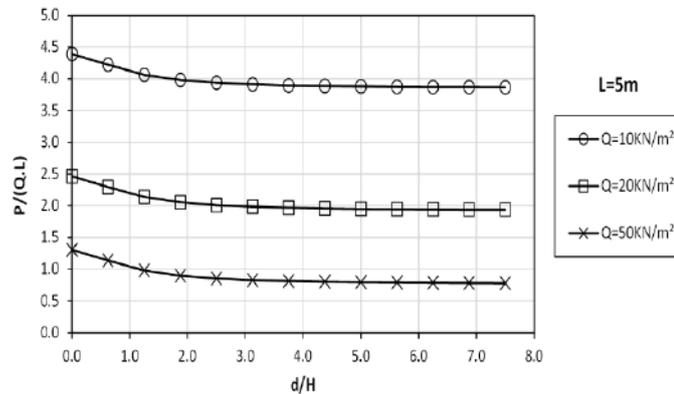


Figure III. 5 Rapport P/Q.L en fonction de la position relative d/H, pour : Q=10, 20, et 50kN/m², L=5m

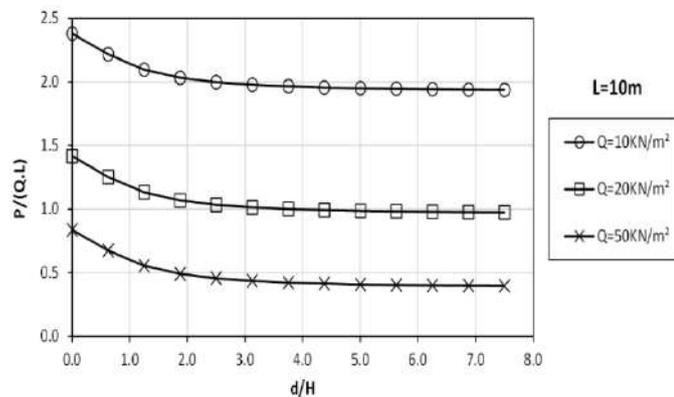


Figure III. 6 Rapport P/Q.L en fonction de la position relative d/H, pour : Q=10, 20, et 50kN/m², L=10m

b) Effet de la largeur de bande L sur le rapport η

La figure 3.5 présente le rapport $\eta=P/Q.L$, où P : est la force latérale due au poids propre du sol et la surcharge Q, en fonction de la distance relative d/H. On remarque que les valeurs estimées du rapport η sont plus importantes, pour $d/H < 1$. Cela peut s'expliquer par le fait que lorsque la surcharge est plus proche au mur, son effet est considéré comme une surcharge généralisée agissant sur les faibles profondeurs en arrière du mur. On note que l'intensité faible de Q donne un rapport plus important. Ce que signifie que la poussée du sol est plus dominant que l'effet de la surcharge. Avec l'amplification du chargement vertical Q à 50kN/m², le rapport η est devenu plus minimal ($\eta=1,3$, pour $d/H=0$), ce qui indique que l'effet de la surcharge Q est presque équitable à l'effet de la poussée P. Au-delà $d/H > 2$, on constate que le rapport est devenu stable avec l'éloignement de l'effet de la surcharge Q, comme indique sur la figure 3.5. Par la comparaison de ces résultats avec ceux représentés sur la figure 3.6, on constate que la largeur de bande de la surcharge prend un effet significatif de la même manière que le cas de la figure 3.5. Cette influence est bien clair pour le cas de $Q=50kN/m^2$, où le rapport $\eta < 1$ pour l'application d'une surcharge juste derrière le mur.

III.3 Conclusion:

Dans ce chapitre, nous avons discuté de l'effet de l'augmentation de la charge sur la stabilité du mur de soutènement.

Sur la base du principe de modification de la valeur de la charge ainsi que de son emplacement, afin d'identifier les changements intervenus sur le mur en termes de glissement et de renversement et de capacité portante.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Ce projet de fin d'études vise à donner une idée sur le comportement d'un mur de soutènement spécial construit par la combinaison d'un mur de type cantilever avec des éléments de renforcement de type contreforts. Les étapes de l'étude sont commencées par un aperçu bibliographique sur les théorèmes classiques fondamentaux dans le domaine de géotechnique. Suivi par une phase de démonstration de différentes notions et définitions sur le modèle du mur en béton armé et avec contreforts en donnant une idée sur le changement effectué sur l'ouvrage de soutènement par la suite. Selon cette étude, on a constaté que les éléments constituant le mur de soutènement : paroi, talon et le patin, sont complètement réagis avec un mode différent par l'introduction des contreforts. Dans cette étude, on a constaté que le changement de la dimension de la base des contreforts n'affecte que la stabilité contre le renversement par contre on a remarqué une stabilité presque constante pour le cas du phénomène de glissement et de la capacité portante. Selon les travaux effectués, on a aussi constaté que la stabilité de l'ouvrage de soutènement est devenue critique quand une surcharge est localisée au voisinage du mur avec une largeur de bande importante et d'intensité aussi. Cependant, il est remarqué que cet effet peut se disparaître avec une certaine distance en éloignant de la face arrière du mur de soutènement.

Références

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.
- 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.
- EJacky, 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.
- Rankine, W. J. M. (1857). On the stability of loose earth. In (Vol. 147). London, UK: Philosophical transactions, The Royal Society publishing.
- 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.