



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

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

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Présenté par :

Abdi Mohamed Redah

Benali Akram

Sujet du mémoire

**STABILITE INTERNE ET EXTERNE D'UN MUR DE
SOUTÈNEMENT EN BETON ARME**

Soutenu publiquement le devant le jury composé de :

M.	M. ZIDOUR	Président
M.	K. BOUAKKAZ	Encadrant
M.	H. BOUZID	Co-encadrant
M.	A. SAOULA	Examineur
M.	T. HASSAINE DAOUADJI	Examineur
M.	T. BENSATTALAH	Examineur

PROMOTION : 2020/2021

Dédicace :

Mr : Benali Akram

Je dédie ce travail :

A ma famille, elle qui m'a doté d'une éducation digne son amour a fait de moi ce que je suis aujourd'hui :

Particulièrement à mon père, pour le gout à l'effort qu'il a suscité en moi, de par sa rigueur

Ma chère mère,

Qui m'a guidé durant les moments les plus pénibles et soutenu tout au long de mon parcours, et qui a été à mes côtés et elle a sacrifié toute leur vie à fin de me voir devenir ce que je suis. Qu'ALLAH vous protège et que la réussite soit toujours à ma portée pour que je puisse vous combler de bonheur.

A mes frères (Walid, Adel , Reda et Islem)

à mes oncles (Chabaane ET Hichem), tantes (Linda et Samira) et grands-mères (aicha)

A mon ami et mon binôme abdi redha

A tous mes amis et à tous ce qui ont contribué de loin ou de près à l'élaboration de ce travail

Mr : Abdi Mohamed Redha

Je dédie ce travail :

Ma chère mère,

Qui m'a guidé durant les moments les plus pénibles et soutenu tout au long de mon parcours, et qui a été à mes côtés et elle a sacrifié toute leur vie a fin de me voir devenir ce que je suis. Que dieux vous protège et que la réussite soit toujours à ma portée pour que je puisse vous combler de bonheur.

Particulièrement à mon père, pour le gout à l'effort qu'il a suscité en moi, de par sa rigueur

A ma sœur et mon frère Abdelkader

A tous mes amis (A.amine, T.widad, B.adda, B.younes ,) et à tous ce qui ont contribué de loin ou de près à l'élaboration de ce travail

A mon ami et mon binôme Benali AKram

Remerciements

Tout d'abord nous tenons à remercier **ALLAH**, le tout puissant de nous avoir donné la force et de nous avoir permis d'en arriver à ce qu'on ait aujourd'hui.

Nous remercions notre encadrant **M. Bouakaz Khaled** et co-encadrant **M. Bouzid Haytham** Pour leurs directives, remarques et corrections qu'elle avait apportées le long de son encadrement envers notre mémoire de fin d'études.

Nous remercions également les membres du jury de nous avoir honoré en acceptant d'examiner notre travail. Leurs remarques et recommandations peuvent enrichir et améliorer ce travail.

Nous portons nos remerciements avec gratitude et reconnaissance pour l'ensemble des enseignants et enseignantes du département de génie civil université de Tiaret qui ont contribué à notre formation et déployé tant d'efforts pour nous transmettre le meilleur de leur savoir.

Finalement, nous remercions tous ceux ou celles qui nous ont apporté leurs soutiens et leurs aides.

Résumé

Ce mémoire présente une étude complète de deux murs de soutènement en béton armé situés au centre-ville de Tiaret. Les deux murs ont des hauteurs de 4m et 5.6m sans et avec contre fort. La longueur importante du deuxième mur exige l'utilisation d'une grande épaisseur de béton c'est pour ça l'ajout d'un contre fort est indispensable. Premièrement, le pré-dimensionnement selon des différentes règles collectées de la littérature. Deuxièmement, les calculs des efforts pour la vérification de la stabilité externe des murs vis-à-vis au glissement, reversement et poinçonnement. En dernier lieu, la stabilité interne est vérifiée par l'adoption de ferrillages, où les voiles sont calculés comme une console et une dalle pour les murs 1 et 2 respectivement. Les semelles et la bêche sont calculées en flexion simple. Le contre fort du mur 02 est calculé comme une console avec une section T en flexion simple.

Mots clés : Mur de soutènement, Béton armé, Prédimensionnement, Ferrillage, Stabilité interne et externe.

Abstract

This dissertation presents a complete study of two reinforced concrete retaining walls located in Tiaret city center. The two walls have heights of 4m (wall 01) and 5.6m (wall 02) without and with counterfort. The significant length of the second wall requires the use of a large thickness of concrete, which is why the addition of a counterfort is essential. First, the pre-sizing according to different rules collected from the literature. Second, the calculations of the forces for the verification of the external stability of the walls with respect to sliding, overturning and punching. Finally, the internal stability is checked by the adoption of reinforcements, where the stems of walls 01 and 02 are calculated as a cantilever and a slab respectively. The bases are calculated in simple bending. The counterfort of wall 02 is calculated as a cantilever with a T section in simple bending.

Keywords: Retaining wall, Reinforced concrete, Pre-sizing, Reinforcement, external and internal stability.

ملخص

تقدم هذه الأطروحة دراسة كاملة لجدارين استنادي من الخرسانة المسلحة يقعان في وسط مدينة تيارت. يبلغ ارتفاع الجدارين 4 أمتار و 5.6 مترًا بدون حصن. يتطلب الطول الكبير للجدار الثاني استخدام سمك كبير من الخرسانة، وهذا هو السبب في أن إضافة حصن مضاد أمر ضروري. أولاً، التحجيم المسبق وفقاً لقواعد مختلفة تم جمعها من الأدبيات. ثانياً، حسابات القوى للتحقق من الاستقرار الخارجي للجدران فيما يتعلق بالانزلاق والانقلاب واللكم. أخيراً، يتم التحقق من الثبات الداخلي من خلال اعتماد التعزيزات، حيث يتم حساب الجدران على أنها قوس وبلاطة للجدران 1 و 2 على التوالي. يتم حساب باطن الأشياء بأسمائها الحقيقية في الانحناء البسيط. يتم حساب الحصن المضاد للجدار 02 كوحدة تحكم ذات قسم T في الانحناء البسيط.

الكلمات المفتاحية: الجدار الاستنادي، الخرسانة المسلحة، التحجيم المسبق، التعزيز، الاستقرار الداخلي والخارجي.

Sommaire

Résumé.....	I.
Sommaire.....	IV.
Liste des symboles.....	VII.
Liste des figures.....	IX.
Liste des tableaux.....	XI.
Introduction générale	01
Chapitre 1 : Généralités sur les murs de soutènement	
1.1. Introduction.....	04
1.2. Historique	04
1.3 Définition.....	05
1.4 Rôle et importance.....	05
1.5 Différents type de mur de soutènement.....	06
1.5.1 Mur en T renversé classique.....	06
1.5.2 Mur en déblai.....	07
1.5.3 Murs à contreforts.....	08
1.5.4 Murs divers.....	08
1.5.5 Les parois fabriquées dans le sol.....	09
1.5.6 Les rideaux de palplanches.....	09
1.5.7 Mur poids.....	10
1.5.8 Mur en gabions.....	10
1.5.9 Les murs en sol renforcée.....	11
1.6. Conclusion.....	11
Chapitre 2 : Stabilités des murs de soutènement en béton armé	
2.1. Introduction.....	13
2.2. Stabilité externe.....	13
2.2.1. Stabilité vis-à-vis d'un glissement.....	13

2.2.2. Stabilité au renversement.....	14
2.2.3. Vérification de la stabilité vis-à-vis du poinçonnement.....	14
2.3. Stabilité interne : résistance structurelle d'un mur.....	16
2.3.1. Ferrailage du voile	17
2.3.2. Ferrailage de la semelle.....	18
2.4 Ferrailage de la bèche.....	19
2.5 Ferrailage de contrefort.....	22
2.6 Conclusion	23

Chapitre 3 : Présentation et données du projet

3.1. Introduction.....	25
3.2. Caractéristiques mécaniques du sol	25
3.3. Caractéristiques mécaniques du béton	25
3.4. Caractéristiques mécaniques de l'acier.....	26
3.5. Les contraintes limites.....	27
3.6. Image satellite.....	28
3.7. Conclusion.....	29

Chapitre 4 : Stabilité externe et ferrailage du mur sans contre fort (Mur 01)

4.1 Introduction.....	31
4.2. pré-dimensionnement.....	31
4.3. Stabilité externe.....	36
4.3.1 Vérification de la stabilité vis-à-vis du glissement.....	36
4.3.2 Vérification de la stabilité vis-à-vis du renversement.....	36
4.3.3 Vérification de la stabilité vis-à-vis du poinçonnement.....	37
4.4 Ferrailage.....	38
4.4.1 Ferrailage du voile.....	38
4.4.2 Ferrailage de la semelle.....	42

4.5 Ferrailage de la bêche	49
4.6 Modalisation : (prokon)	54
Chapitre 5 : Stabilité externe et ferrailage du mur sans contre fort (Mur 02)	
5.1 Introduction.....	58
5.2. Pré-dimensionnement.....	58
5.3 Calcul des forces et moments.....	62
5.4. Stabilité externe.....	65
5.4.1 Vérification de la stabilité vis-à-vis du glissement.....	66
5.4.2 Vérification de la stabilité vis-à-vis du renversement.....	66
5.4.3 Vérification de la stabilité vis-à-vis du poinçonnement.....	66
5.5 Ferrailage.....	68
5.5.1 Ferrailage du voile.....	68
5.5.2 Ferrailage de contre fort.....	73
5.5.3 Ferrailage de semelle.....	77
5.4.4 Ferrailage de la bêche.....	81
5.6 Modalisation : (Prokon)	87
Conclusion générale.....	94
Références.....	95

Liste des symboles

γ : Poids volumique du sol de remblai.

φ : Angle de frottement interne.

H : Hauteur total de mur de soutènement

K : coefficient de la pression de terre

K_a : coefficient de pressions des terres actif
Coefficient de poussée

K_p : coefficient de pressions des terres passives
Coefficient de butée

b : Section de la semelle

σ_{adm} : Contrainte admissible.

σ_{max} : Contrainte maximale.

σ_{min} : Contrainte minimale.

σ_T : Contrainte terre

b_1, b_2, b_3, b_4 : La largeur des tranches

e, e_1, e_2, e_3, e_4 : Epaisseur

e : Excentricité de la force par rapport au centre de la largeur de semelle.

f_{vr} : Le poids du voile.

F_v : les forces verticales

F_h : les forces horizontales

X : Le bras de levier.

A_s : Section de ferrailage.

A_{min} : Section de ferrailage minimal.

$X_{fht_1}, X_{fht_2}, X_{fhq}$: Points d'application par rapport à la base.

V_u : effort tranchant.

P_s : poids de semelle.

P_T : poids de remblai.

M : moment.

M_v : moment vertical.

M_h : moment horizontal.

M_a : moment en appui.

M_t : moment en travée.

I : moment d'inertie.

S_t : Espacement.

ea : Excentricité de la force par rapport au centre de la largeur de semelle.

Q : La surcharge.

d : Excentricité de la force par rapport au point O .

π : 3.14

C : cohésion.

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Mur en T renversé classique.....	06
Figure 1.2: mur en T renverse	06
Figure 1.3: mur en déblai.....	07
Figure 1.4: diverses dispositions de bèches.....	07
Figure 1.5: mur a contreforts.....	08
Figure 1.6 : Murs divers.	08
Figure 1.7: les parois fabriquées	09
Figure 1.8: les rideaux palplanches.....	09
Figure 1.9: les rideaux palplanches.	10
Figure 1.10: mur poids en béton arme.	10
Figure 1.11: mur poids en gabion.....	11
Figure 1.12: mur en sol renforcée.....	11
Figure 2.1 : instabilité externe et interne d'un mur par glissement.....	13
Figure 2.2: instabilité externe et interne d'un mur par renversement	14
Figure 2.3 : vis-à-vis au glissement.....	15
Figure 2.4 : diagramme des contraintes	15
Figure 2.5 : section de calcul (patin)	19
Figure 2.6 : section de calcul (talon)	19
Figure 2.7 : schéma de contrainte de la semelle.....	20
Figure 2.8 : schéma statique de semelle.....	21
Figure 2.9 : schéma statique de contrefort.....	22
Figure 2.10 : section en T.....	22
Figure 2.11 : section rectangulaire.	23
Figure 3.1 : image satellite.....	32
Figure 4.1 : pré-dimensionnement du mur (H=4m)	33
Figure 4.2 : les forces verticales.....	34
Figure 4.3 : les forces horizontales.....	37

Figure 4.4 : les contraintes à l'E.L.U	38
Figure 4.5 : les contraintes à l'E.L.S.....	50
Figure 4.6 : schéma de contrainte de la semelle.....	51
Figure 4.7 : schéma statique de semelle (les forces)	54
Figure 4.8 : données.....	55
Figure 4.9 : vérification des contraintes.....	56
Figure 4.10 : schéma de ferrailage mur 1.....	56
Figure 5.1 : pré-dimensionnement du mur (H=6m)	60
Figure 5.2 : les forces horizontales.....	62
Figure 5.3 : les forces verticales.....	63
Figure 5.4 : les contraintes à l'E.L.U	67
Figure 5.5 : les contraintes à l'E.L.S.....	68
Figure 5.6 : force de la poussée.....	69
Figure 5.7 : forces horizontales.....	73
Figure 5.8 : section en T.....	74
Figure 5.9 : schéma statique de semelle (les forces)	74
Figure 5.10 : contraintes de la semelle.....	81
Figure 5.11 : schéma statique de la semelle.	82
Figure 5.12 : données.....	87
Figure 5.13 : vérification des contraintes.....	87
Figure 5.14 : Ferrailage de la semelle.....	88
Figure 5.15 : Ferrailage de la bêche.....	88
Figure 5.16 : Ferrailage de voile Partie 01.....	89
Figure 5.17 : Ferrailage de voile Partie 02.....	90
Figure 5.18 : Ferrailage de contrefort.....	92

Liste des tableaux

CHAPITRE 3

Tableau 3.1 : les caractéristiques mécaniques des aciers27

CHAPITRE 4

Tableau 4.1 : Tableau Récapitulatif des forces et moments agissant sur le mur (H=4m).....35

Tableau 4.2 : ferrailage du mur (mur 01=4m).....53

CHAPITRE 5

Tableau 5.1 : Tableau Récapitulatif des forces et moments agissant sur le mur (H=6m).....65

Tableau 5.2 : calcule des moments.....69

Tableau 5.3 : ferrailage du mur (espacement, section), (mur H=6m).....86

Introduction générale

Introduction générale

Les murs de soutènement sont des ouvrages importants pour assurer la stabilité des terres à différentes hauteurs. Ces terres peuvent être des remblais ou des terrains naturelles. Cette étude vise à dimensionner un mur de soutènement en béton armé situé à la ville de Tiaret. Le choix est dépendu de matériaux disponibles sur le marché, le cout de réalisation et les techniques de réalisation. Le mur étudié a des différentes hauteurs de 4m et 5.6m, où il a pris la forme de « T renversé » pour plus d'adhérences avec le sol dû à la hauteur importante.

Pour atteindre l'objectif de cette étude le présent mémoire est structuré en quatre parties. La première partie donne une revue générale sur les murs de soutènement. La deuxième partie fait l'objet de la stabilité de ce type d'ouvrages. Ensuite, la troisième partie présente les données du site, géotechniques et des matériaux utilisés.

La dernière partie contient deux chapitres, où ils sont réservés à l'étude complète. Le premier chapitre de cette partie présente l'étude de premier qui est en T renversé sans contrefort. D'autre part, le deuxième chapitre présente l'étude du deuxième mur de 5.6m de hauteur qui est en T renversé avec l'emploi d'un contre fort dû à sa hauteur importante. Il est noté que cette étude a respecté les différents règlements à savoir le BAEL 91-99, l'Eurocode 2 et autre différentes normes à savoir NF EN 1992, NF EN 1997-1, les dispositions de la NF P 94-281 et NF P 94-281. Enfin, le mémoire est achevé par une conclusion générale qui résume les résultats obtenus et les acquis pris de cette réelle expérience.

Chapitre 1

Généralités sur les murs de soutènement

1.1. Introduction

Ce chapitre présente une revue générale sur les murs de soutènement. Il commence par une historique et une définition générale de ce type d'ouvrages. Ensuite, ce chapitre présente l'importance des murs de soutènement et une brève typologie.

1.2. Historique

Les murs de soutènement remontent à l'Égypte ancienne, où ils étaient utilisés pour exploiter la grande puissance du Nil. Fatigués des inondations et de l'érosion des sols, les Égyptiens ont construit des murs de soutènement de style gabion à partir de roseaux pour détourner le flux d'eau du Nil vers des réservoirs ainsi que des champs à des fins agricoles.

Alors que les temps modernes ont vu des innovations dans les matériaux utilisés pour construire les murs de soutènement, les applications des murs de soutènement sont restées largement les mêmes : prévenir l'érosion du sol, créer de l'espace et détourner l'eau.

Pendant l'empire Romaine, les murs de soutènement ont été utilisés dans les monuments comme les galeries dans les amphithéâtres et dans les théâtres. En effet, les murs jouaient à la fois le rôle de gradin et de soutènement des talus sur les collines où se situait l'ouvrage.

Après la période antique, les phénomènes naturels et sociaux ont poussé les hommes à les employer dans d'autres domaines comme l'agriculture. Ainsi, l'usage des rizières en terrasse fut l'une des premières utilisations de la technique. La méthode consistait à border les terrasses par des pierres crues en montant les pierres brutes sans mortier dans le but d'empêcher l'érosion du sol. Pour les phénomènes sociaux, sous l'effet de l'accroissement démographique et de l'exode urbain, l'espace disponible devenait de plus en plus étroite. De ce fait, la solution était de maximiser l'utilisation des surfaces en utilisant les murs de soutènement sur les terrains accidentés.

La méthode s'est ensuite étendue pour permettre la protection des berges et des talus des routes accidentées jusqu'à constituer un quai ou un appontement, recevoir des édifices imposant grâce à la construction des murs massifs constituées de blocs de pierre et avec des méthodes de montage plus soignées. Ce n'est qu'au milieu du XX^{ème} siècle que l'usage du voile en béton et de la semelle de fondation a été introduit dans les procédés de mise en œuvre. Enfin, différentes méthodes se sont ensuite développées depuis quelques décennies comme les parois préfabriquées, les murs en gabion, les parois ancrées, etc. ... mais dont la principale fonction reste toujours la même.

1.3 Définition

Les ouvrages de soutènement sont des constructions destinées à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide. Ils sont essentiellement employés,

- soit en site montagneux pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanches ;

- soit, en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.

Il existe deux grandes classes d'ouvrages de soutènement.

- Les murs : qui sont composés d'une paroi résistante et d'une semelle de fondation. C'est le cas des murs en T renversé ou des murs-poids en béton armé ou encore en maçonnerie (briques, Pierres,...) ou formés d'éléments spéciaux (murs végétalisés, gabions métalliques, ...).

- Les écrans qui sont composés seulement d'une paroi résistante.

Exemples : - rideau de palplanches formé de profilés métalliques emboîtés les uns dans les autres et fichés dans le sol ;

- paroi moulée en béton armé :

- mur en terre armée avec parement composé d'écailles en béton.

Le présent chapitre se limite à traiter des murs de soutènement en béton armé, en L ou en T renversé, avec ou sans contrefort, avec ou sans console, coulés en place, partiellement ou totalement préfabriqués.

1.4 Rôle et importance

Un mur de soutènement est, par définition, un mur destiné à contenir les terres dans un espace réduit afin de répondre à différents besoins humains.

Comme son nom l'indique, un mur de soutènement sert à soutenir, c'est-à-dire à contenir et à résister aux très fortes pressions d'un terrain, le plus souvent composé de terre ou de sable. Généralement, il permet de lutter contre les éboulements et les glissements de terrain quand le sol est en pente.

- prévenir l'érosion du sol

1.5 Différents type de mur de soutènement

1.5.1 Mur en T renversé classique



Figure 1.1 : Mur en T renversé classique.

C'est la forme fréquente pour un mur en béton armé (Fig. 1), dite encore cantilever du fait du voile encastré dans la semelle. Sans contreforts, il est économique pour des hauteurs jusqu'à 5 à 6 mètres et peut être érigé sur un sol de qualités mécaniques peu élevées. Par rapport au mur-poids de même hauteur, à largeur égale de semelle il engendre des contraintes plus faibles sur le sol.

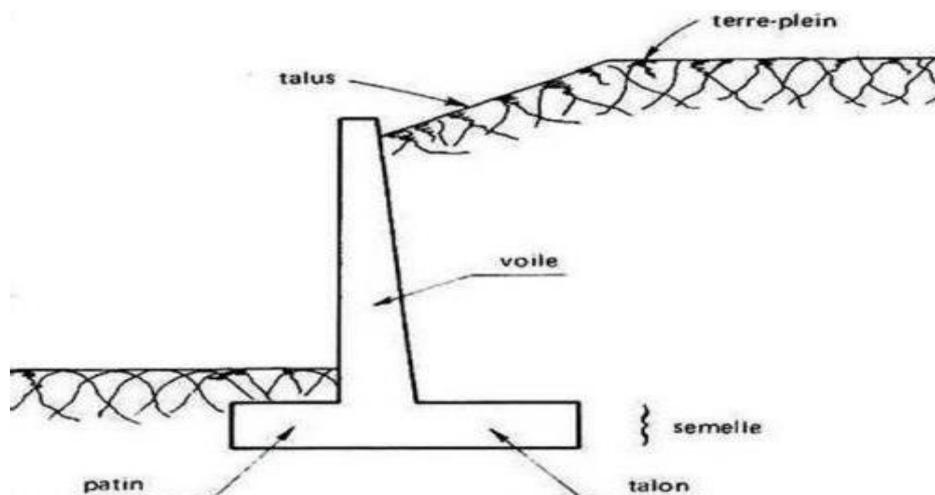


Figure 1.2 : Mur en (T renversé).

1.5.2 Mur en déblai

Dans le cas de murs en déblai, c'est-à-dire réalisés en terrassant un talus, les limitations de volume de terrassement et les difficultés de tenue provisoire des fouilles obligent à réduire la longueur du talon et à augmenter celle du patin (figure 1.3).

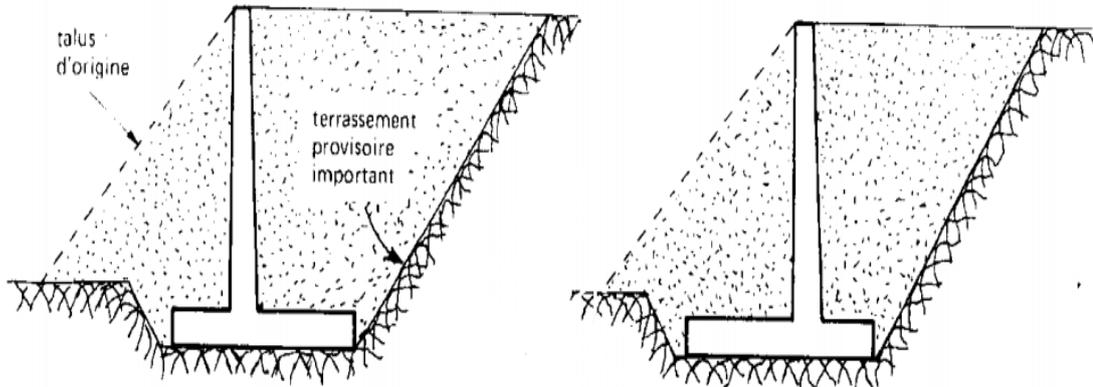


Figure. 1.3 : Mur en déblai.

Parfois, la stabilité au glissement du mur nécessite de disposer sous la semelle une bêche. Celle-ci peut être mise soit, à l'avant ou à l'arrière de la semelle, ou parfois encore en prolongement du voile. Cette bêche, toujours coulée en pleine fouille sans coffrage, le premier cas peut paraître intéressant car il permet de mettre la semelle totalement hors gel. (Fig. 1.4).

Mais à l'ouverture de la fouille de la bêche, il y a un risque de décompression du sol dans la zone où il est le plus sollicité. De plus, il y a aussi un risque de voir, après la construction du mur, la butée devant la bêche supprimée par des travaux de terrassement (ouverture d'une tranchée pour pose d'une canalisation par exemple).

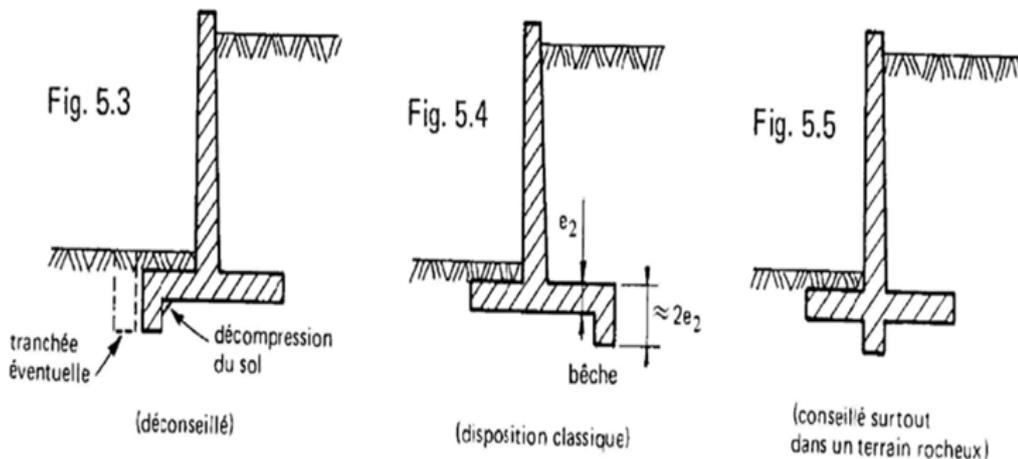


Figure 1.4 : diverses dispositions de bèches.

Le troisième cas peu usité, est néanmoins intéressant car il permet de réaliser facilement le ferrailage de l'encastrement du voile sur la semelle en prolongeant dans la bêche les treillis soudés formant aciers en attente.

1.5.3 Murs à contreforts

Lorsque la hauteur du mur devient importante ou que les coefficients de poussée sont élevés, le moment d'encastrement du voile sur la semelle devient grand. Une première solution consiste à disposer des contreforts ayant pour but de raidir le voile (Figure 1.5).

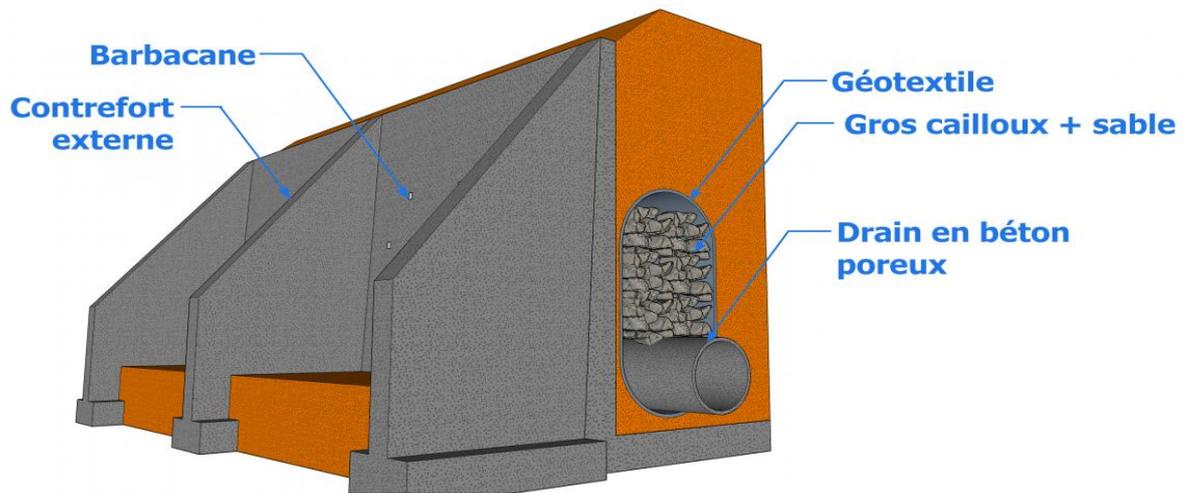


Figure 1.5: Mur à contreforts.

1.5.4 Murs divers

On peut encore adopter d'autres solutions pour limiter les poussées des terres sur le voile des murs, mais elles sont d'un emploi peu fréquent. Ces solutions, certes astucieuses et séduisantes, ont l'inconvénient d'être d'une exécution difficile et de grever le coût du mur, même si l'on économise par ailleurs sur la matière. (Figure 1.6) .

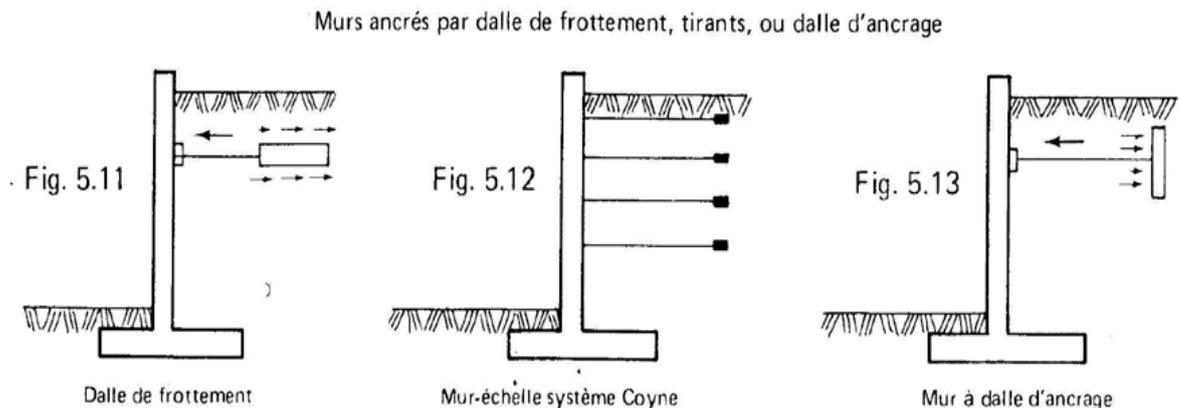


Figure 1.6 : Murs divers.

1.5.5 Les parois fabriquées dans le sol

Juxtaposition d'éléments verticaux dont la tenue est assurée Par leur fiche et des butons et tirants éventuels (Figure 1.7).

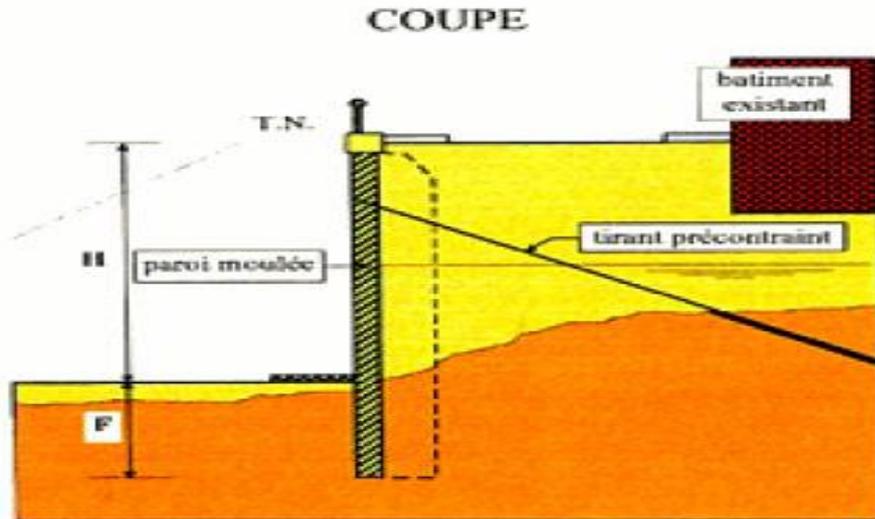


Figure 1.7 : Les parois fabriquées dans le sol.

1.5.6 Les rideaux de palplanches

Rideaux continus relativement étanches, constitués de profiles métalliques assemblés par des serrures + butons ou tirants éventuels). (Figure 1.8) et (Figure 1.9).



Figure 1.8 : Les rideaux palplanches.

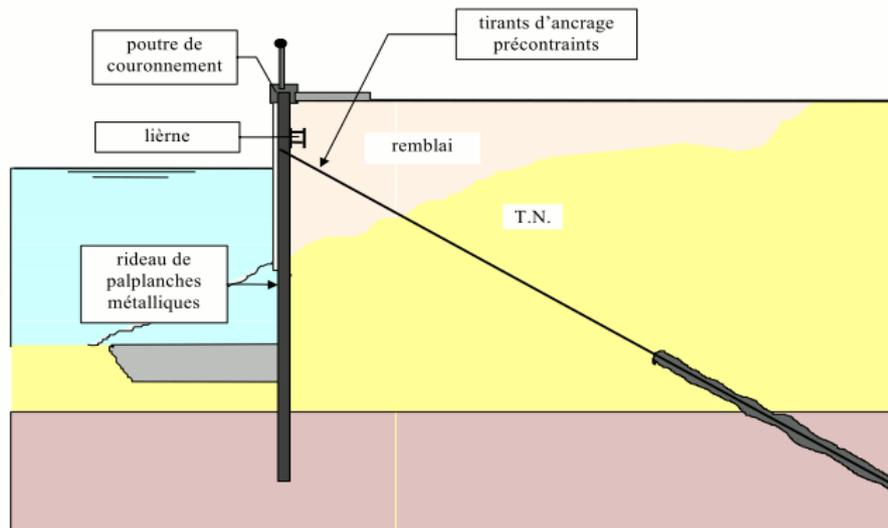


Figure 1.9 : Les rideaux palplanches.

1.5.7 Mur poids

Le type d'ouvrage le plus classique et le plus ancien est le mur poids en béton ou en maçonnerie. Ce sont des ouvrages rigides qui ne peuvent supporter sans dommages des tassements différentiels, C'est le genre de murs qui convient le mieux pour résister par son propre poids sur des hauteurs de 2 à 3 m de remblais. (Figure 1.10).

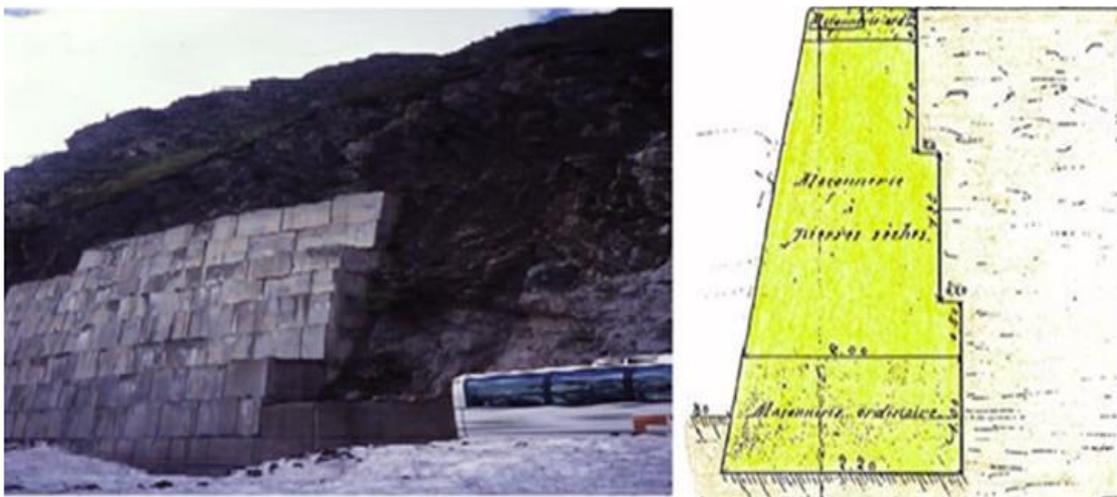


Figure 1.10 : Mur poids en béton et en maçonnerie.

1.5.8 Mur en gabions

C'est un mur dérivé du mur poids, il a la forme d'une caisse chargée par sa partie haute de cailloux. Quant aux murs gabions, ils peuvent être assimilés à des murs poids ou caisson : il s'agit d'une enveloppe de fil de fer grillagée parallélogramme remplie de gros

galets laissant le drainage de l'eau et évitant ainsi toute pression hydrostatique. Ce type de murs convient dans le cas de terrains compressibles. (Figure 1.11)

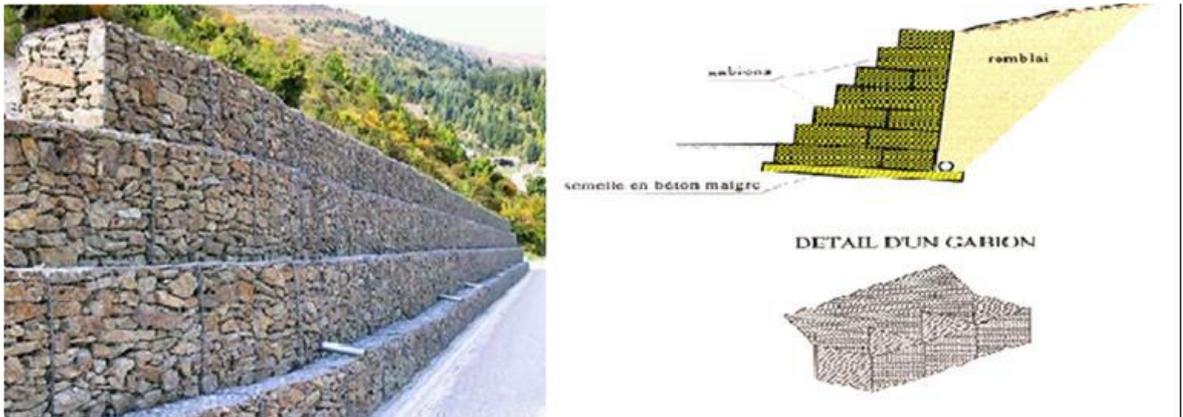


Figure 1.11 : Mur en gabion.

1.5.9 Les murs en sol renforcée

Dans ce mur le sol est renforcé par des inclusions souples résistant à la traction, sont des ouvrages souples qui supportent les tassements différentiels du sol de fondation. (Figure 1.12)

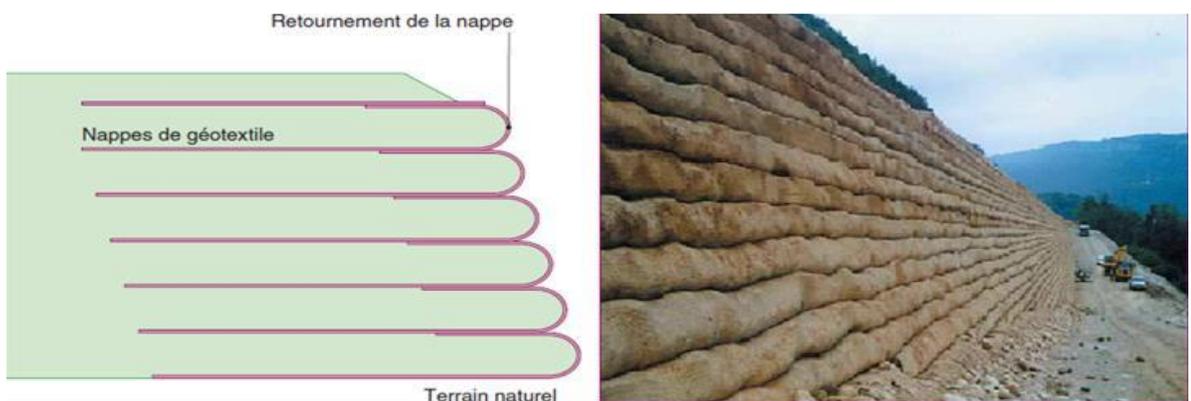


Figure 1.12 : Les murs en sol renforcée.

1.6. Conclusion

A la lecture de ce chapitre, il est noté que :

- Les murs de soutènement ont une grande importance dans la stabilité des terrain inclinés soit naturels ou en remblais ;
- Il existe plusieurs types de murs de soutènement.

Chapitre 2

Stabilités des murs de soutènement en
béton armé

2.1. Introduction

La bonne tenue d'un mur de soutènement, repose essentiellement sur la vérification de la stabilité complète. Pour cela, nous considérons deux types de stabilité à vérifier :

1. Stabilité externe.
2. Stabilité interne.

2.2. Stabilité externe

L'étude de la stabilité d'un ouvrage de soutènement requiert, en générale, la détermination de différentes forces auxquelles il est soumis. Par conséquent, nous devons concevoir l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste à ces forces, dont nous citons :

- force de poussée des terres.
- force de butée.
- poids propre du mur.
- réaction du sol sous fondation.

La stabilité externe caractérise, en générale, la stabilité du mur sur son support. Elle consiste à la vérification au renversement, glissement et poinçonnement.

2.2.1. Stabilité vis-à-vis d'un glissement

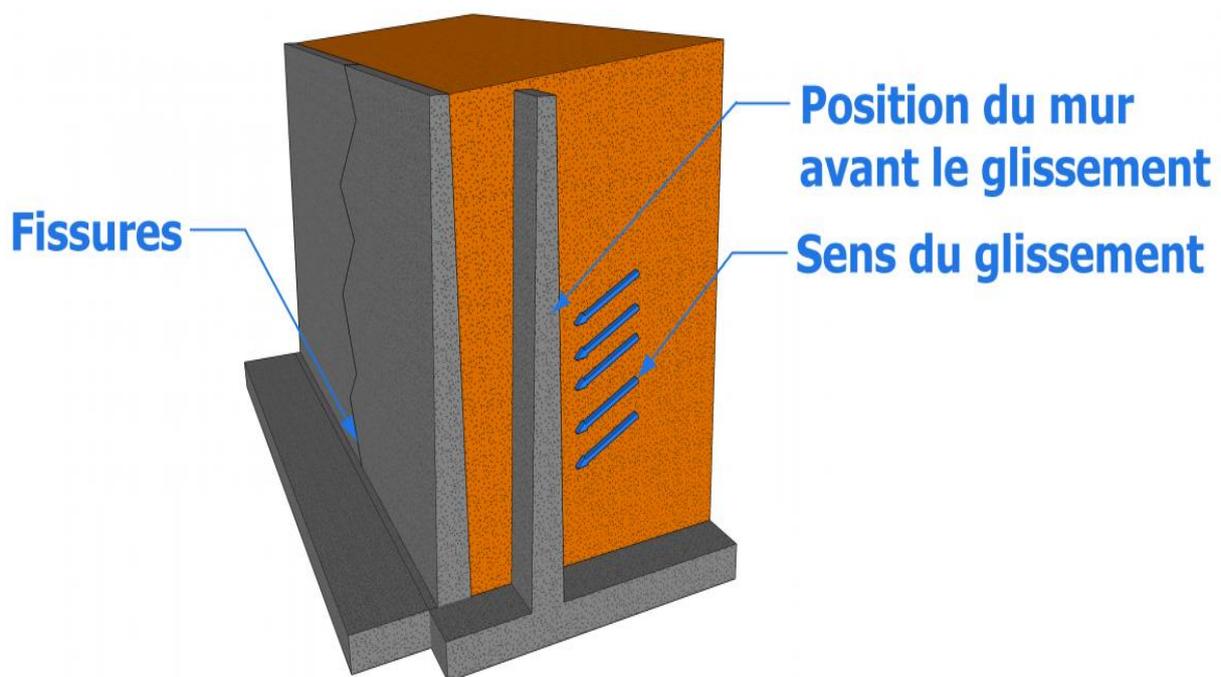


Figure 2.1 : Instabilité externe d'un mur par glissement.

La stabilité au glissement (Figure 2.1) est assurée lorsque :

$$\frac{\sum f \text{ Horizontals}}{\sum f \text{ verticals}} > 1.5$$

2.2.2. Stabilité au renversement

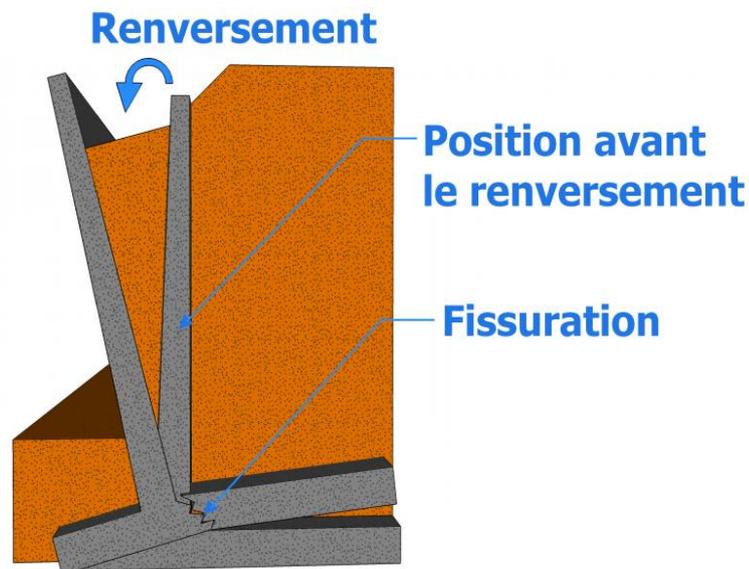


Figure 2.2 : Instabilité externe d'un mur par renversement du sol de fondation.

La stabilité se définit comme le rapport du moment des forces stabilisatrices sur le moment des forces de renversement, moments calculés par rapport au point 0. Forces de renversement : poussée, résultante éventuelle des sous-pressions de l'eau. Force stabilisatrices : poids, butée. Si la

Condition suffisante n'est pas vérifiée, la stabilité au renversement est assurée si :

$$\frac{\sum M \text{ Horizontales}}{\sum M \text{ verticals}} > 1.5$$

2.2.3. Vérification de la stabilité vis-à-vis du poinçonnement

La stabilité au (Figure 2.3)

Le sol sous la semelle subit des contraintes normales. La répartition est triangulaire.

Réglementairement, on détermine une contrainte $\sigma_{3/4}$ (Figure 2.4) qui devra rester inférieure ou égale à la contrainte de calcul de portante du sol q .

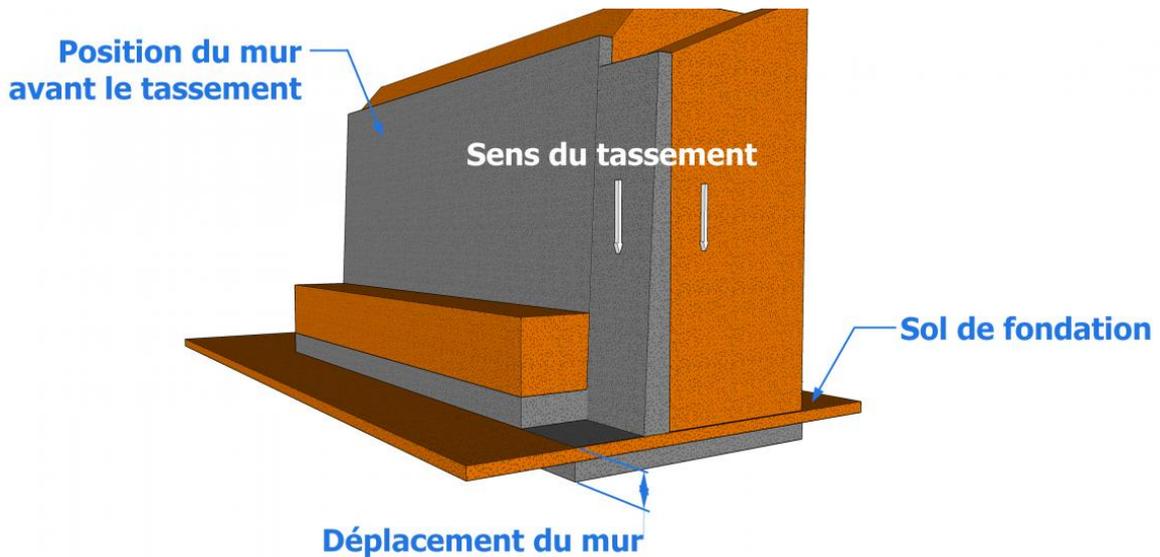


Figure 2.3 stabilité vis-à-vis du poinçonnement.

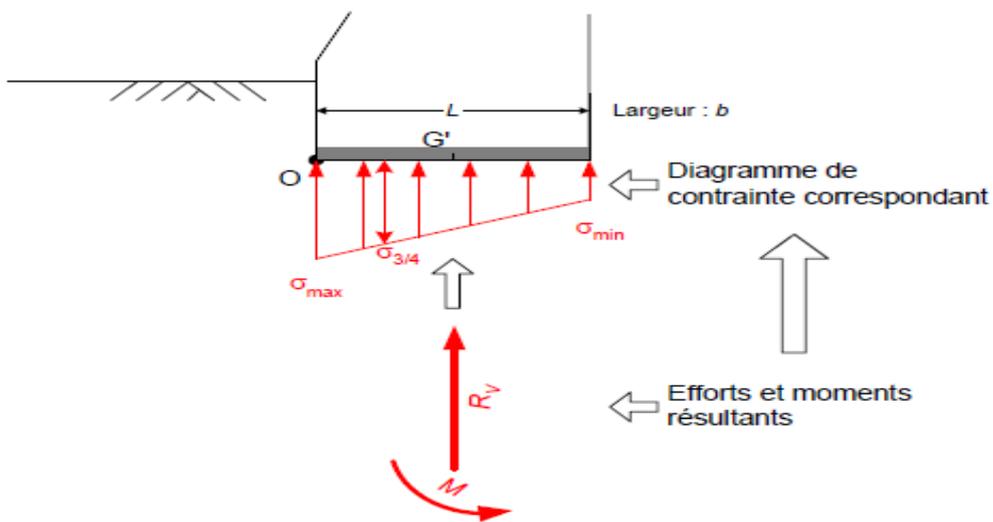


Figure 2.4: Diagramme des contraintes.

➤ Calcul des contraintes

- États limites ultimes (ELU) :

$$M_s = \sum M_v - \sum M_H$$

$$e = \frac{b}{2} - \frac{M_s}{\sum f_v}$$

$$\sigma_{max} = \frac{\sum f_v}{b} + \frac{6 \times M_s}{b^2}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum fv}{b} - \frac{6 \times Mg}{b^2}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times (\sigma_{\max} + \sigma_{\min})}{4}$$

Si : $\sigma_{\text{moy}} \leq \sigma_{\text{adm}}$ → la stabilité du mur vis avis du risque de poinçonnement du sol de fondation est assurée.

- États limites servis (E.L.S)

$$e = \frac{b}{2} - \frac{Ms}{\sum fv}$$

$$Mg = \sum fv \times e$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum fv}{b} + \frac{6 \times Mg}{b^2}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum fv}{b} - \frac{6 \times Mg}{b^2}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times (\sigma_{\max} + \sigma_{\min})}{4}$$

Si : $\sigma_{\text{moy}} \leq \sigma_{\text{adm}}$ → la stabilité du mur vis avis du risque de poinçonnement du sol de fondation est assurée.

2.3. Stabilité interne : résistance structurelle d'un mur

On vient de vérifier la stabilité d'ensemble du mur, il reste à assurer que les contraintes dans la maçonnerie restent inférieures aux contraintes admissibles.

C'est un problème simple de résistance des matériaux.

a) Principes

La résistance structurelle d'un mur doit être vérifiée tant pendant les phases de construction qu'une fois l'ouvrage achevé. Elle est assurée avec une sécurité adéquate par la vérification d'une résistance suffisante du matériau constitutif du mur sous les effets des actions (effort tranchant maximal, moment fléchissant maximal, effort normal) qui lui sont appliqués.

b) Evaluation des effets des actions

Lorsque la valeur de l'effet des actions (moment, effort tranchant, ...) est déduite d'un calcul par la méthode d'équilibre limite (MEL) dans lequel les actions et/ou les résistances sont directement pondérées, la valeur de calcul des efforts internes (moments, efforts tranchants, ...) à prendre en compte est celle résultant directement du calcul effectué.

2.3.1. Ferrailage du voile

Les voiles sont calculés en flexion simple.

➤ **Condition de non fragilité :**

- **(BAEL):**

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

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$

- **(BAEL élément expose) :**

$$A_{\min} = 0.0025 \times b \times h$$

Espacement : $E = \min(2h, 25\text{cm})$

- **(EC2) :**

$$A_{\min} = \max\left(\frac{0.26 \times f_{ctm} \times b \times d}{f_e}; 0.0013b \times d\right)$$

Avec : $F_{ctm} = 0.3 \times f_{c28}^{2/3} = 2.35\text{Mpa}$

$A_{st} = \max\{A_{\min}(\text{BAEL}), A_{\min}(\text{ec2}); A_{\min}(\text{BAEL élément expose})\}$

➤ **Vérification des contraintes à l'E.L.S**

Moment de service :

- Position de l'axe neutre (y) :

$$\frac{b}{2}y^2 + n(A_s + A'_s)y - n(d.A_s + d'A'_s) = 0$$

Avec : A_s = Section d'armatures tendues choisie,

A'_s = Section d'armatures comprimées choisie,

b = Largeur de la section de béton,

d = hauteur utile de la section de béton

n = 15

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + n[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d)^2].$$

- Contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28}$$

Il faut : $\sigma_b < \overline{\sigma_{bc}}$

- Contrainte dans l'acier σ_{st}

Type de fissuration est considéré comme très préjudiciable :

Dans ce cas la fissuration est très préjudiciable... $\overline{\sigma_{st}} = \min(0.8f_c; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ MPA.

Avec : η coefficient de fissuration pour les aciers à HA ; $\phi \leq 6$ mm ; On prend $\eta = 1.6$

$$\sigma_{st} = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Il faut : $\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$

➤ Vérification des contraintes

L'effort tranchant :

$$V_u = \frac{q.l}{2}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0.10 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa})$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \text{ MPa}$$

2.3.2. Ferrailage de la semelle

La semelle est considérée encastree dans le mur alors elle est calculée en flexion simple comme des encastremets

➤ Patin

Section de calcul (Figure 2.5)

Le moment

$$e_a = \frac{M}{F_v}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum f_v}{b} + \frac{6 \times M g}{b^2}$$

$$M = \sigma_{\max} \times \frac{b^2}{2}$$

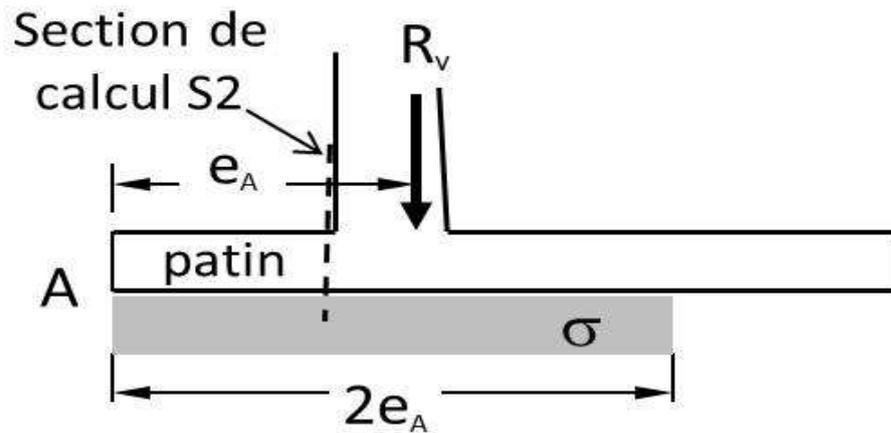


Figure 2.5 : section de calcul (patin).

➤ Talon

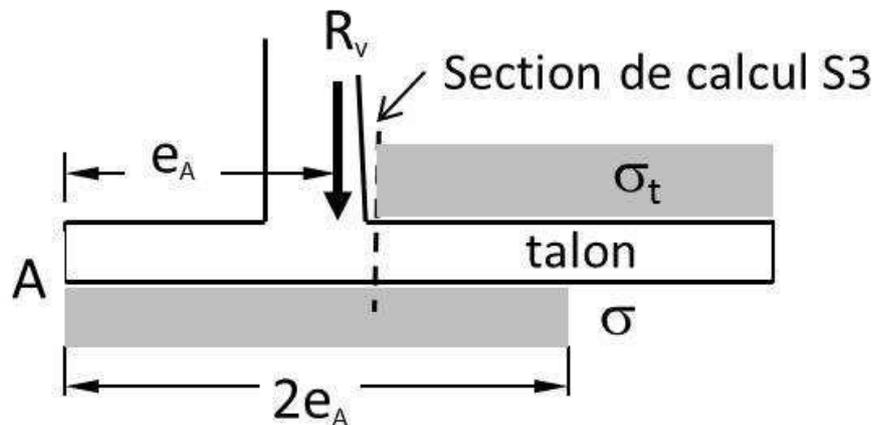


Figure 2.6 : Section de calcul (talon)

$$M = \sigma_{\max} \times \frac{ea \times 2 - b^2}{2} + \sigma_T \times \frac{(b - (b_2 + e))^2}{2}$$

- Les même Conditions de non fragilité et vérification pour le ferrillage de la semelle patin avant et le talon

2.4 Ferrailage de la bèche :

La bèche est considéré comme une poutre simplement appuyée, elle calculée en flexion simple.

A la réaction de sol :

$$P_{\text{remblai}} = k_a \times \gamma \times \frac{H^2}{2}$$

$$P_{\text{mur}} = e \times h \times \gamma_b$$

$$P_{\text{surcharge}} = q \times b_1$$

$$P_{\text{semelle}} = e \times b \times \gamma_b$$

La semelle est soumise :

a Poids propre de rideau, remblai (terre) , et des surcharge :

$$P_r = \frac{1.35 \times (P_{\text{remblai}} + P_{\text{mur}}) + 1.5 \times (P_{\text{surcharge}})}{1000 \times b_1}$$

À Poids propre de la semelle, repartie et uniformément sur la semelle :

$$P_s = \frac{1.35 \times P_{\text{semelle}}}{1000 \times b}$$

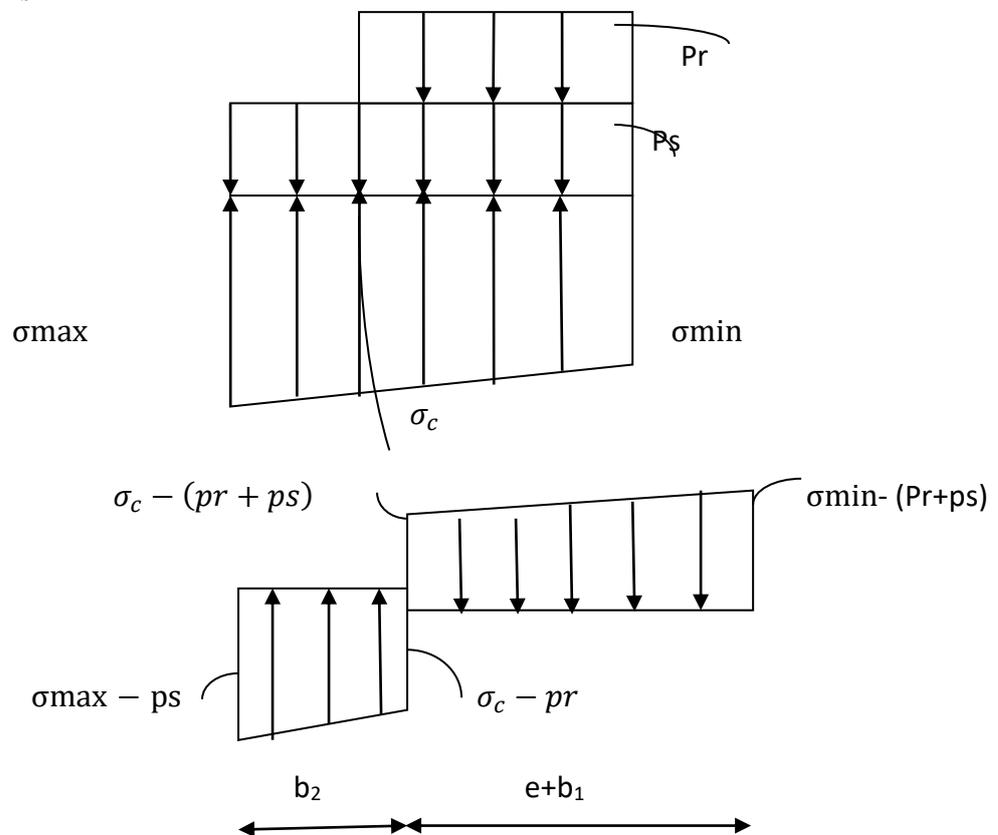


Figure 2.7 : schéma des contraintes de la semelle.

Avec : $\sigma_c = \sigma_{\min} + \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{b_2} \times b_1$

La résultante des charges

$$\left\{ \begin{array}{l} P_1 = \frac{\sigma_{\max} - ps + \sigma_c - pr}{2} \times 1000 \times b_2 \\ X_1 = \frac{2 \times (\sigma_{\max} - ps) + \sigma_c - pr}{\sigma_{\max} - ps + \sigma_c - pr} \times \frac{b_2}{3} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_2 = \frac{\sigma_c - (pr + ps) + \sigma_{\min} - (Pr + ps)}{2} \times 1000 \times e + b_1 \\ X_2 = \frac{2 \times (\sigma_c - (pr + ps)) + \sigma_{\min} - (Pr + ps)}{\sigma_c - (pr + ps) + \sigma_{\min} - (Pr + ps)} \times \frac{e + b_1}{3} \end{array} \right.$$

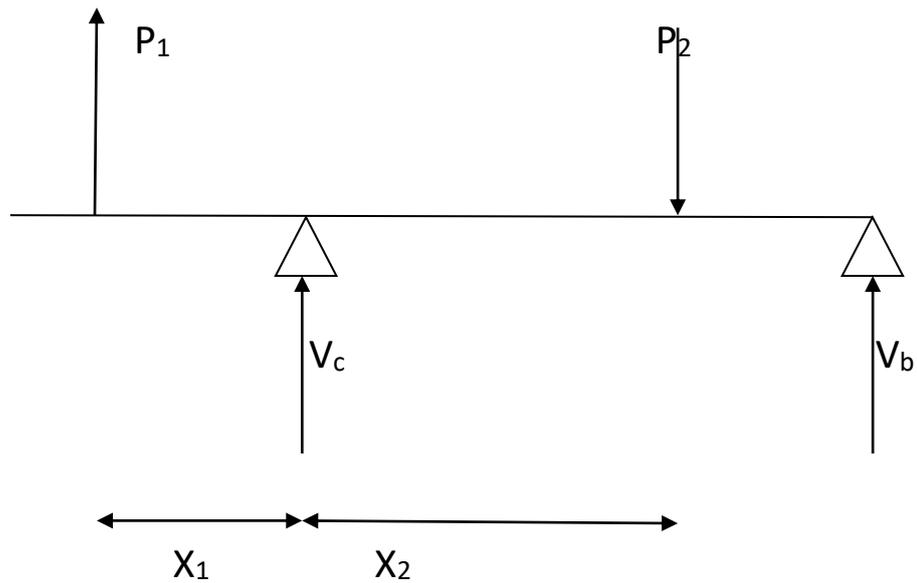


Figure 2.8 : Schéma statique de la semelle.

$$\sum M_c = V_b \times (b_1 + e) - P_2 \times X_2 - P_1 \times X_1$$

$$V_b = \frac{P_2 \times X_2 + P_1 \times X_1}{(b_1 + e)}$$

Poids propre de la bèche :

$$P_b = eb \times hb \times \gamma_b$$

$$Q_b = v_b + 1.35 \times P_b$$

Moment :

$$M_t = \frac{q \times (l)^2}{10}$$

$$M_a = \frac{q \times (l)^2}{16}$$

- Les même Conditions de non fragilité et vérification pour le ferrailage de la bèche

2.5 Ferrailage de contrefort

Le contrefort est considéré comme une console encastree a la base, calculee comme une section en T flexion simple.

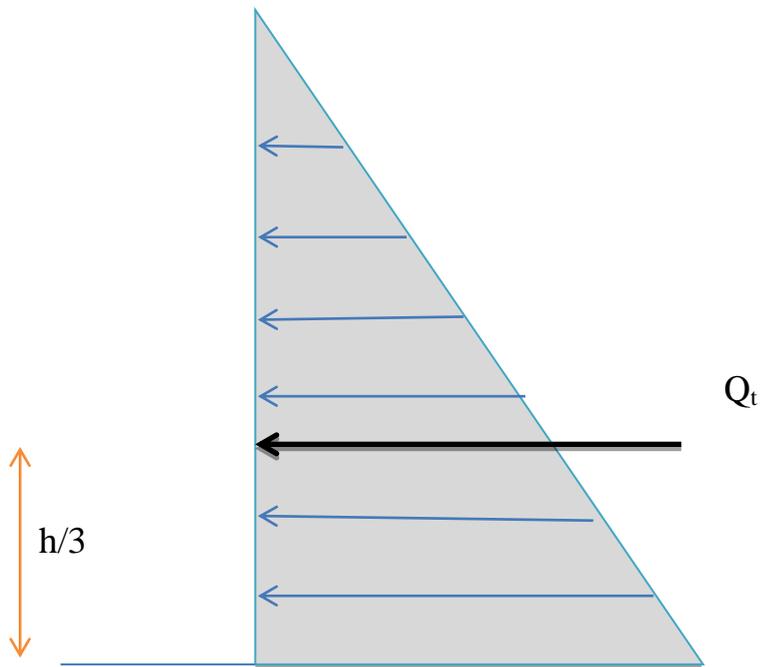


Figure 2.9 : schéma statique de contrefort.

$$Q_t = k_a \times \sigma_s \times H \times L$$

$$M = Q_t \times H/3 \times H/2$$

On a une section en T de dimensions b ; b_0, h ; h_0

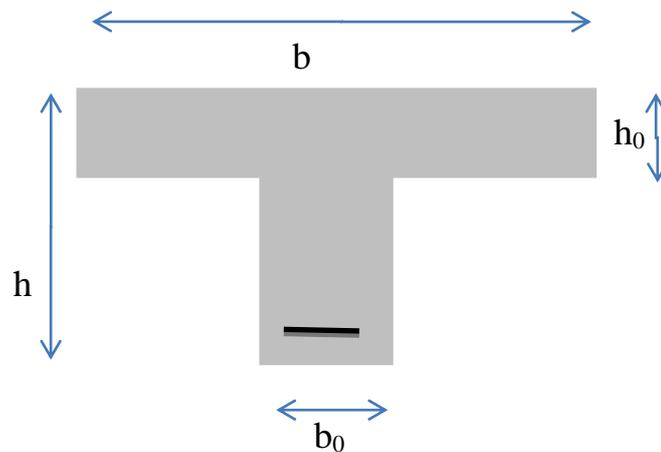


Figure 2.10 : section en T.

Donc l'axe neutre est dans la table de compression.

La section en T se calcule comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 ; h)$

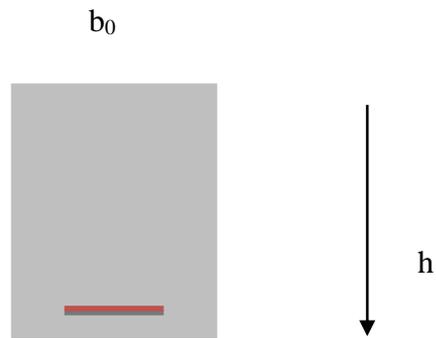


Figure 2.11 : section rectangulaire.

2.6 Conclusion

À partir de ce chapitre on conclut que :

- Les voiles sont calculés en flexion simple.
- La semelle est considérée encastree dans le mur alors elle est calculée en flexion simple comme des encastremets.
- La bêche est considéré comme une poutre simplement appuyée, elle calculée en flexion simple.
- Le contrefort est considéré comme une console encastree a la base, calcule comme une section en T flexion simple.

Chapitre 3

Présentation et données du projet

3.1. Introduction

Ce chapitre L'objectif de ce chapitre est de présenter les données naturelles et géotechniques du projet. Ce projet situé au nord-est de Tiaret,

3.2. Caractéristiques mécaniques du sol

Densité γ : 1.9t/m^3

Contrainte du sol : $\sigma_s = 1.8$ bars

Angle de frottement interne : $\Phi = 35^\circ$

Cohésion C : $C = 0$ Pa

Surcharge sur le remblai : $q = 1.00$ t/m²

Coefficient k_a et k_p : Coefficient de poussée. $K_a = \tan^2(45 - \frac{\Phi}{2}) = 0.271$,

$K_p = \tan^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\Phi}{2})$

Hauteur des terrains : terrain 1 à une hauteur de 4m ; terrain 2 à une hauteur 5.6m

3.3. Caractéristiques mécaniques du béton

- Le béton

C'est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers) et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (le plus souvent du ciment) qui sert de « colle » et éventuellement d'adjuvants et d'autres ingrédients pour en modifier ses propriétés. Il est défini par :

Son poids volumique qui est de 25 kN/m³

La résistance à la compression :

f_{c28} = La résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours.

$f_{c28} = 22$ MPa

La résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours notée f_{t28} est plus faible que la résistance à la compression et elle est conventionnellement défini par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Pour f_{c28} égal à 22 MPa $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 22 = 1.92$ MPa

Ciment : C.P.J 4.5 dose a 350 kg/m³

Poids volumique de béton : $\gamma_b = 25 \text{ MPa}$

3.4. Caractéristiques mécaniques de l'acier

À l'état limite ultime (ELU) :

La contrainte limite ultime de résistance à la compression du béton (f_{bu}) est donnée par la formule suivante : $f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$

Avec :

Le coefficient γ_b :

}	1,5 en situation durable ou transitoire
	1,15 en situation accidentelle

Le coefficient θ est donné en fonction de la durée d'application des combinaisons d'action,

$\theta = 1$ pour une durée > 24 heures

$\theta = 0,9$ pour une durée entre 1 et 24 heures

$\theta = 0,85$ pour une durée < 24 heures.

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$:

}	$f_{bu} = 14,16 \text{ MPa}$ en situation durable ou transitoire
	$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$ en situation accidentelle

- L'acier

L'acier est le deuxième matériau qui constitue le béton armé. C'est un alliage Fer + Carbone en faible pourcentage. Son rôle principal est la reprise des efforts de traction et les efforts de cisaillement ainsi que l'effort tranchant car le béton a une faible résistance à la traction. L'acier sera donc placé dans les zones tendues de la structure où on supposera inexistant le béton. Avec sa bonne adhérence au béton, il constitue un matériau homogène.

Remarque :

Chapitre 03 : Présentation et données du projet

Le béton et l'acier une fois mis en place se comporteront comme un seul matériau c'est à dire qu'il n'y aura pas de glissement entre les deux matériaux.

On utilisera :

Acier à haute adhérence: de la classe FeE500 et de la limite d'élasticité, $f_e = 500$ MPa
Pour les armatures longitudinales.

Les ronds lisse (acier doux): la classe FeE235 et de la limite d'élasticité $f_e = 235$ MPa pour les armatures transversales.

Les treillis soudés : Pour la dalle de compression $f_e = 520$ MPa.

Chaque propriété mécanique des aciers doit être connue avec précision pour que les constructions en béton armé résistent sans aucun risque de rupture ou détérioration. Les caractéristiques mécaniques utilisées sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau3.1 : Les caractéristiques mécaniques des aciers

Nuance de l'acier	Les limites élastiques f_e (MPa)	La contrainte de rupture (MPa)	L'allongement de rupture (%)
FeE235 [Rond lisse]	235	410 à 490	25
FeE500 [Haute adhérence]	500	580	15

3.5. Les contraintes limites

- à l'ELU

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s = 1$ en situation accidentelle $\sigma_s = 500$ MPa

$\gamma_s = 1,15$ en situation durable ou transitoire. $\sigma_s = 434,78$ MPa

$$F_{bc} = \frac{0,85 \times f_c \times 28}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 22}{1,5} = 12,4$$

- à l'ELS

La contrainte à l'état limite de service varie selon le type de fissuration :

Fissuration peu nuisible (FPN) :

La contrainte de traction des aciers n'a pas de limites (celle de l'ELU) :

Fissuration préjudiciable (FP) :

$$\sigma_{st} = \min(23f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_t} \cdot 28)$$

Fissuration très préjudiciable (FTP) :

$$\sigma_{st} = \min(23f_e; 90\sqrt{\eta \cdot f_t} \cdot 28)$$

Avec

$\eta = 1$ pour les aciers rond lisse (RL) et les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses.

$\eta = 1,6$ pour les aciers à haut adhérence (HA)

3.6 Image satellite :



Figure 3.1 : image satellite (Google Maps)

3.7. Conclusion

Les données sont collectées ici pour faciliter leurs utilisations. Ce chapitre fournit ces données nécessaires pour l'étude technique qui sera réalisée aux deux chapitres suivants à travers la stabilité externe et interne (ferraillage).

Chapitre 4

Stabilité externe et ferrailage du mur sans
contre fort (Mur 01)

Chapitre 4 : Stabilité externe et ferrailage du mur sans contre fort

4.1 Introduction

Ce chapitre présente premièrement le pré-dimensionnement du mur 1 réalisé au terrain 1 qui a une hauteur de 4m, le mur est sans contre fort. Après cette étape, vient la vérification de la stabilité externe vis-à-vis du glissement, renversement et poinçonnement. En dernier lieu, ce chapitre présente le ferrailage des différents éléments constituant ce mur.

4.2. Pré-dimensionnement

➤ Le mur

H = fonction du volume de remblai / ou l'ampleur du talus

$$H = 4 \text{ m}$$

➤ Epaisseur du mur (voile)

L'épaisseur

$$\frac{H}{25} < e < \frac{H}{12} = \frac{400}{25} < e_m < \frac{400}{12} = 16 < e < 33.33 \text{ cm}$$

$$e = 25 \text{ cm}$$

➤ Longueur de la semelle

- La longueur de semelle

$$\frac{H}{2} < b < \frac{2 \times H}{3} = \frac{400}{2} < b < \frac{2 \times 400}{3} = 200 < b < 266 \text{ cm}$$

$$b = 250 \text{ cm}$$

- Longueur min de patin

$$b_2 = 1/8 \text{ à } 1/5 \text{ de } H$$

$$b_2 = 4/8 \text{ à } 4/5 = 0.5 \text{ à } 0.8$$

$$b_2 = 0.73 \text{ cm}$$

- Longueur min de talon

- Longueur de talon

$$b_1 = b - (b_2 + e_3) =$$

$$b_1 = 2.5 - (0.73 + 0.25) = 1.53$$

$$b_1 = 1.53 \text{ cm}$$

Chapitre 4 : Stabilité externe et ferrailage du mur sans contre fort

- L'épaisseur de la semelle est : $e > 8 \% \times (400 \text{ cm}) = 32 \text{ cm}$ en prend

$$e_1 = 35 \text{ cm}$$

➤ La bèche

- L'épaisseur de la bèche est : $e > 5 \% \times (400 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ en prend

$$b_3 = 25 \text{ cm}$$

- La hauteur de la bèche :

$$h > \frac{1}{2} \times e_{\text{semelle}} = \frac{1}{2} \times 35 = 17.5$$

$$e_3 = 20 \text{ cm}$$

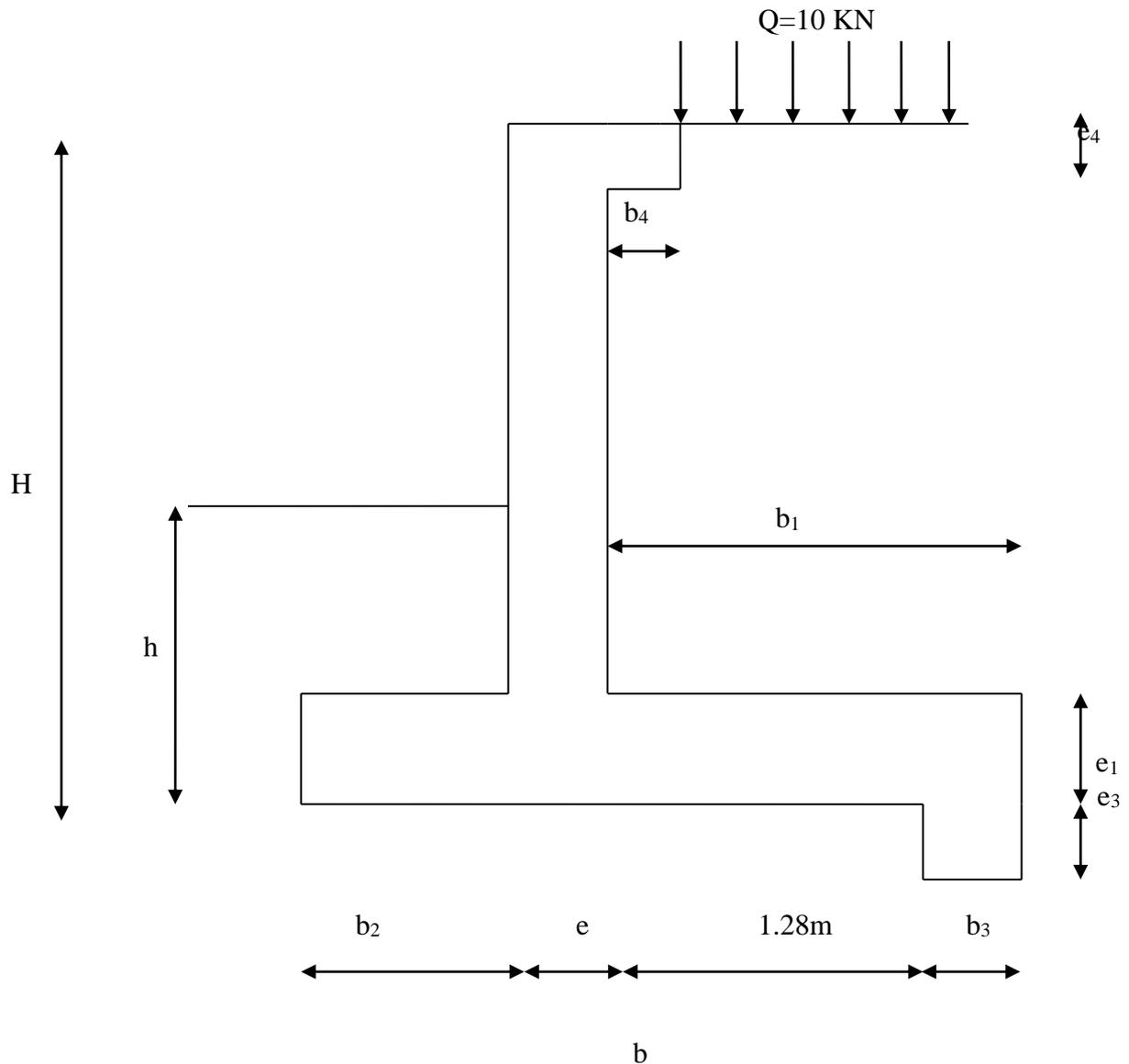




Figure 4.1 : Prédimensionnement du mur 01.

- **Calcul de coefficient ka :**

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} \times \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} \times \frac{35}{2}\right) = 0.271$$

Ka= 0.271

- **Les forces verticales et les bras de levier (Figure 4.2)**

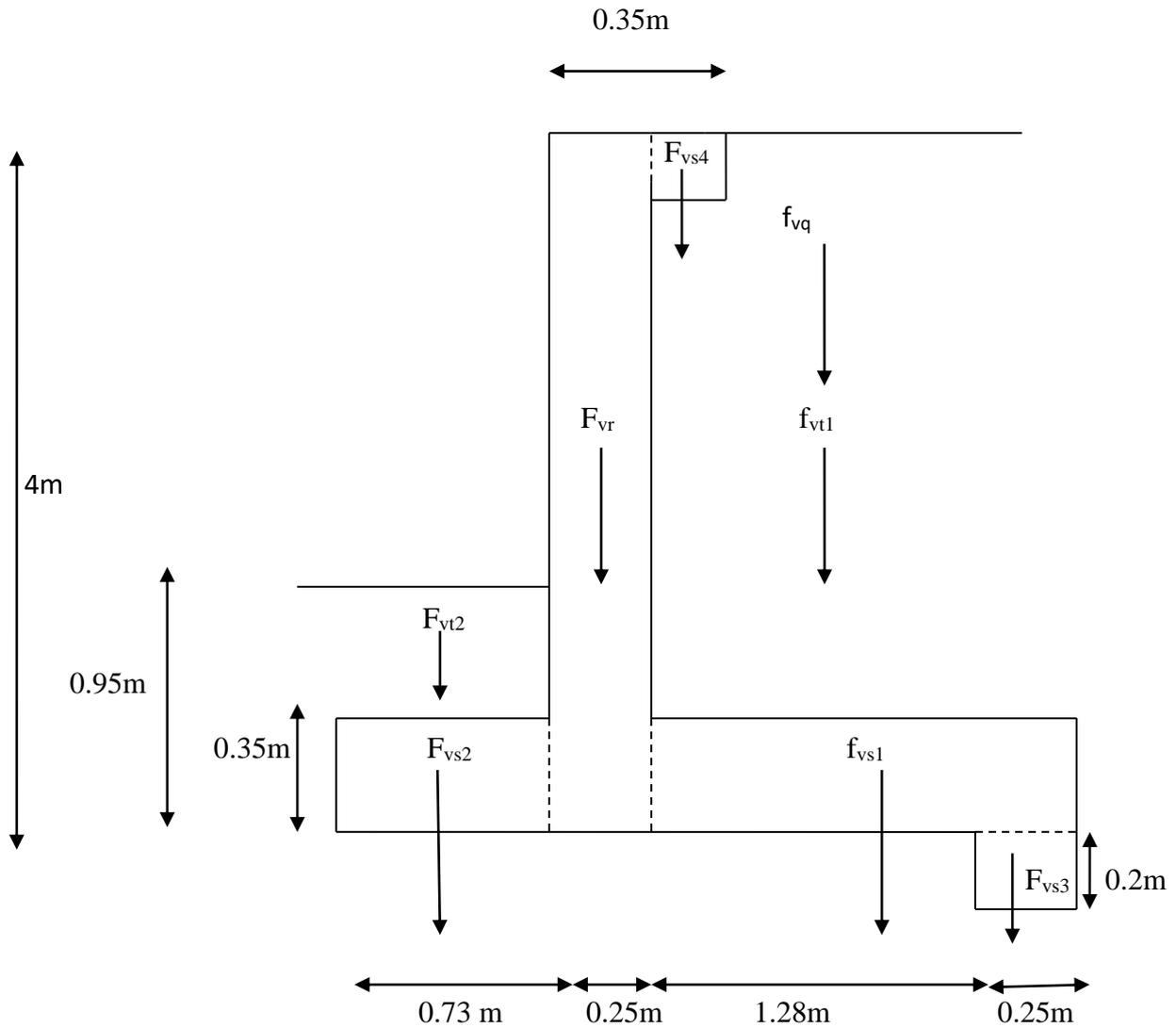


Figure 4.2 les forces verticales pou mur 01.

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{vr} = e \times h \times \gamma_b = 0.25 \times 4 \times 25 = 25 \text{ KN/m} \\ X_{F_{vr}} = b_2 + \frac{e}{2} = 0.73 + \frac{0.25}{2} = 0.855 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{vs1} = \gamma_b \times b_1 \times e_1 = 0.35 \times 1.53 \times 25 = 13.387 \text{ KN/m} \\ X_{f_{vs1}} = b_2 + e + \frac{b_1}{2} = 0.73 + 0.25 + \frac{1.53}{2} = 1.745 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{vs3} = \gamma_b \times b_3 \times e_3 = 0.25 \times 0.2 \times 25 = 1.25 \text{ KN/m} \\ X_{f_{vs3}} = b_2 + e + 1.28 + \frac{e_3}{2} = 2.385 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{vs4} = \gamma_b \times b_4 \times e_4 = 0.1 \times 0.15 \times 25 = 0.375 \text{ KN/m} \\ X_{f_{vs4}} = b_2 + e + \frac{b_4}{2} = 0.73 + 0.25 + 0.1/2 = 1.03 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{vt1} = \gamma_h \times (h - e_s) \times b_1 = 19 \times (4 - 0.35) \times 1.53 = 106.10 \text{ KN/m} \\ X_{f_{vt1}} = b_2 + e + \frac{b_1}{2} = 0.73 + 0.25 + \frac{1.53}{2} = 1.745 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{vt2} = \gamma_h \times (h - e_s) \times b_2 = 19 \times (1.1 - 0.35) \times 0.73 = 10.40 \text{ KN/m} \\ X_{f_{vt2}} = \frac{b_2}{2} = \frac{0.73}{2} = 0.365 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{vq} = q \times b_1 = 10 \times 1.53 = 15.3 \text{ KN/m} \\ X_{f_{vq}} = b_2 + e + \frac{b_1}{2} = 1.745 \text{ m} \end{array} \right.$$

- **Les forces horizontales** (Figure 4.3).

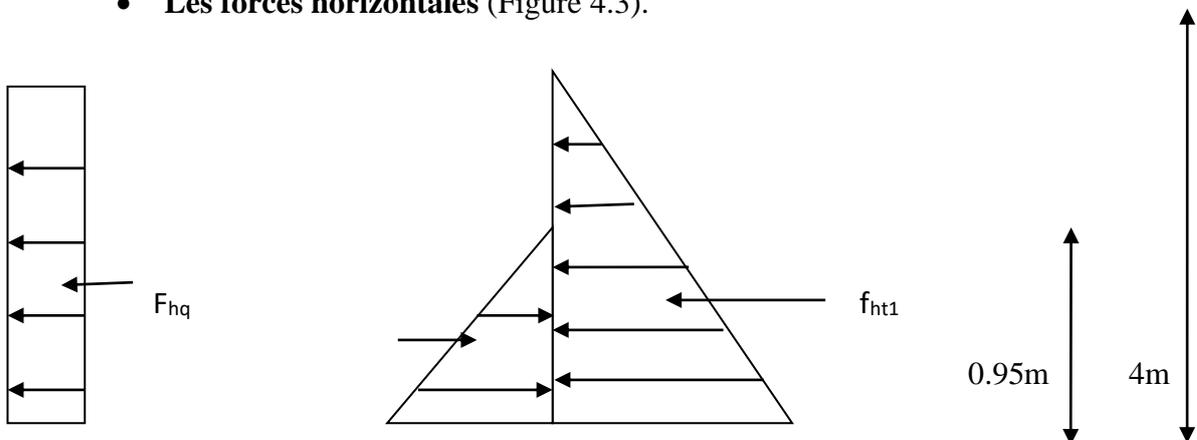


Figure 4.3 : les forces horizontales

Chapitre 4 : Stabilité externe et ferrailage du mur sans contre fort

- Les forces horizontales et leur Bras de levier :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{ht1} = k_a \times \gamma \times \frac{H^2}{2} = 0.271 \times 19 \times \frac{4^2}{2} = 41.192 \text{ KN/m} \\ X_{f_{ht1}} = \frac{H}{3} = \frac{4}{3} = 1.333 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{ht2} = k_a \times \gamma \times \frac{h^2}{2} = 0.271 \times 19 \times \frac{0.95^2}{2} = 2.325 \text{ KN/m} \\ X_{f_{ht2}} = \frac{h}{3} = \frac{0.95}{3} = 0.316 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{hq} = 0.271 \times 10 \times 4 = 10.84 \text{ KN/m} \\ X_{f_{hq}} = \frac{H}{2} = \frac{4}{2} = 2 \text{ m} \end{array} \right.$$

- Tableau Récapitulatif des forces et moments agissant sur le mur étudié

Tableau 4.1 : Tableau Récapitulatif des forces et moments agissant sur le mur.

Force s	Les forces horizontales			Les forces verticales							
	F _{ht1}	F _{ht2}	f _{hq}	f _{vr}	F _{vs1}	F _{vs2}	F _{vs3}	F _{vs4}	F _{vt1}	F _{vt2}	f _{vq}
Valeur des forces (KN/m)	41.19	2.325	10.84	25	13.387	6.387	1.25	0.375	106.1	10.4	15.3
Bras de levier (m)	1.333	0.316	2	0.855	1.745	0.365	2.385	1.03	1.745	0.365	1.745
Moment (KN.M)	54.90	0.736	21.68	21.375	23.36	2.331	2.981	0.386	185.14	3.796	26.69
∑ des forces (KN)	∑ F _H = 68.73			∑ F _V = 242.87							

Σ des moments (KN.m)	ELS : $\Sigma M_H = 75.844$ ELU: $\Sigma M_H = 105.64$	ELS : $\Sigma M_v = 266.059$ ELU : $\Sigma M_v = 363.18$
--------------------------------	---	---

4.3. Stabilité externe

La stabilité du mur de soutènement doit être vérifiée en suivant les conditions suivantes :

- Vérification pour le glissement.
- Vérification pour le renversement.
- Vérification pour le poinçonnement du sol de fondation.

4.3.1 Vérification de la stabilité vis-à-vis du glissement

$$\frac{\Sigma f_H}{\Sigma f_v} > 1.5$$

$$\Sigma f_H = 1.35 \times (f_{H1} - f_{H2}) + 1.5 \times (f_{Hq}) = 1.35(41.19 - 2.325) + 1.5(10.84) = 68.73 \text{ KN/m}$$

$$\Sigma f_v = 13.5 \times (f_{v1} + f_{v2} + f_{v3} + f_{v4} + f_{v5} + f_{v6} + f_{v7}) + 1.5 \times (f_{vq})$$

$$\Sigma f_v = 1.35 \times (19.8 + 11.781 + 5.621 + 3.375 + 0.495 + 106.1 + 10.4) + 1.5 \times (15.3) = 242.87 \text{ KN/m}$$

$$\frac{\Sigma f_v}{\Sigma f_H} = \frac{242.87}{68.73} = 3.53$$

3.53 > 1.5 → la stabilité du mur vis-à-vis du risque de glissement est assurée.

4.3.2 Vérification de la stabilité vis-à-vis du renversement

$$\frac{\Sigma M_{vH}}{\Sigma M_v} > 1.5$$

$$\Sigma M_H = 1.35 \times (M_{H1} - M_{H2}) + 1.5 \times (M_{Hq}) = 1.35 (54.9 - 0.736) + 1.5 (21.68)$$

$$\Sigma M_H = 105.64 \text{ KN.m}$$

Chapitre 4 : Stabilité externe et ferrailage du mur sans contre fort

$$\sum M_v = 1.35 \times (21.375 + 23.36 + 2.331 + 2.981 + 0.386 + 185.14 + 3.796) + 1.5 \times (26.69) \\ = 363.18 \text{ KN.m}$$

$$\frac{\sum M_H}{\sum M_v} = \frac{363.18}{105.64} = 3.44$$

3.44 > 1.5 → la stabilité du mur vis-à-vis du risque de renversement est assurée.

4.3.3 Vérification de la stabilité vis-à-vis du poinçonnement

➤ **Al'E.L.U :**

$$\sum M_H = 105.64 \text{ KN.m}$$

$$\sum f_v = 242.87 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \sum M_v - \sum M_H = 363.18 - 105.64 = 257.54 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{b}{2} - \frac{M_s}{\sum f_v} = \frac{2.5}{2} - \frac{257.54}{242.87} = 0.19 \text{ m}$$

$$M_g = \sum f_v \times e = 242.87 \times 0.19 = 46.14 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum f_v}{b} + \frac{6 \times M_g}{b^2} = \frac{242.87}{2.5} + \frac{6 \times 46.14}{2.5^2} = 141.32 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum f_v}{b} - \frac{6 \times M_g}{b^2} = \frac{242.87}{2.5} - \frac{6 \times 46.14}{2.5^2} = 52.72 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times (\sigma_{\max} + \sigma_{\min})}{4} = 119.17 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} \leq \sigma_{\text{adm}} = 1.2 \text{ bar}$$

1.2 < 1.8 bar → la stabilité du mur vis-à-vis du risque de poinçonnement du sol de fondation est assurée.

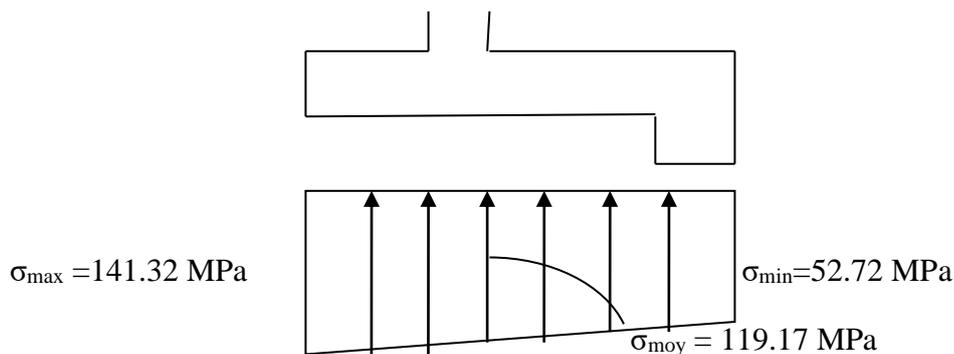


Figure 4.4 : Contraintes A l'E.L.U

Chapitre 4 : Stabilité externe et ferrailage du mur sans contre fort

➤ A l'E.L.s

$$\sum M_H = (M_{th1} - M_{th2}) + (M_{hq}) = 54.9 - 0.736 + 21.68 = 75.844$$

$$\sum M_v = 266.059 \text{ KN.M}$$

$$M_s = \sum M_v - \sum M_H = 266.059 - 75.844 = 190.215 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{b}{2} - \frac{M_s}{\sum f_v} = \frac{2.5}{2} - \frac{190.215}{178.200} = 0.18 \text{ m}$$

$$M_g = \sum f_v \times e = 178.200 \times 0.18 = 32.535 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum f_v}{b} + \frac{6 \times M_g}{b^2} = \frac{178.200}{2.5} + \frac{6 \times 32.535}{2.5^2} = 102.51 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum f_v}{b} - \frac{6 \times M_g}{b^2} = \frac{178.200}{2.5} - \frac{6 \times 32.535}{2.5^2} = 40.05 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times (\sigma_{\max} + \sigma_{\min})}{4} = 106.92 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} \leq \sigma_{\text{adm}} = 1.07 \text{ bar}$$

1.07 < 1.8 bar → la stabilité du mur vis avis du risque de poinçonnement du sol de fondation est assurée.

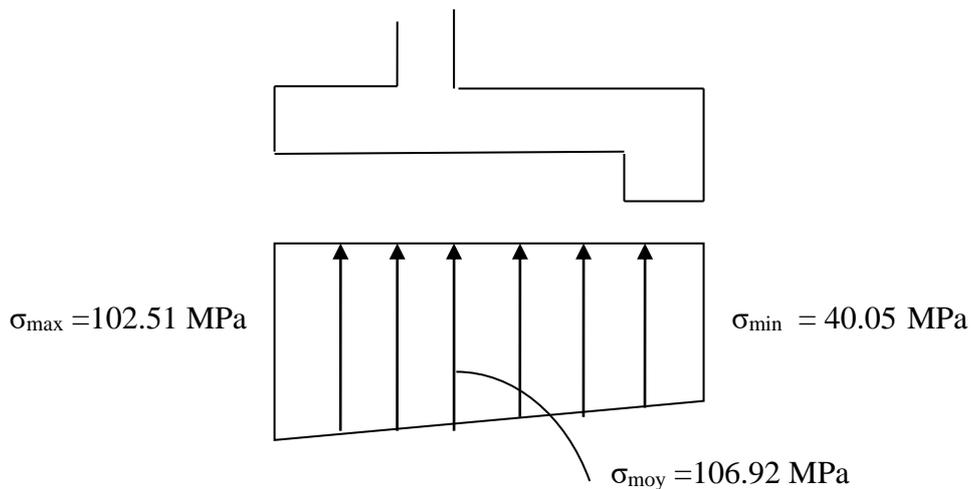


Figure 4.5 : les contraintes A l'E.L.S

4.4 Ferrailage

4.4.1 Ferrailage du voile

Le moment

$$M = 1.35 \times M_{fth1} + 1.5 \times M_{fhq} = 1.35 \times 54.9 + 1.5 \times 21.68 = 106.635 \text{ KN.m}$$

$$F_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 22}{1.5} = 12.47$$

$$d = h - 0.04 = 0.25 - 0.04 = 0.21 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{106.635 \times 10^{-3}}{1 \times 0.21^2 \times 12.47} = 0.194$$

$\mu < 0.379 \rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armateurs comprimées ($A_{s'} = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.194}) = 0.272$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.21 \times (1 - (0.4 \times 0.272)) = 0.187 \text{ m}$$

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M}{z \times \delta_s} = \frac{106.635 \times 10^{-3}}{0.187 \times 434.78} = 0.001311 \text{ m}^2 = 13.11 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

(BAEL)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 21 \times 1.92}{500} = 1.85 \text{ cm}^2$$

(BAEL élément exposé)

$$A_{\min} = 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cm}^2$$

Espacement : $E = \min(2h, 25\text{cm}) \rightarrow E = \min(50 ; 25\text{cm})$

$$E = 25\text{cm}$$

(EC₂)

Chapitre 4 : Stabilité externe et ferrailage du mur sans contre fort

$$A_{\min} = \max \left(\frac{0.26 \times f_{ctm} \times b \times d}{f_e}; 0.0013 \times b \times d \right)$$

$$F_{ctm} = 0.3 \times f_c 28^{2/3} = 2.35 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = \max (0.38; 2.73)$$

$$A_{\min} = 2.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{rt} = \max \{ A_{\min} (\text{BAEL}), A_{\min} (\text{EC}_2); A_{\min} (\text{BAEL élément exposé}) \}$$

$$A_{ST} = \max (1.85; 6.25; 2.73)$$

$$A_{st} \text{ adopte } A_{st} = 13.11 \text{ cm}^2$$

Le choix

à adopter est 10T14 = 15.4cm²

$$T14 \rightarrow 10 \text{ cm}$$

Armateur de répartition :

$$A_{\text{rep}} = \frac{15.4}{4} = 3.85 \text{ cm}^2$$

$$3.85 > 0.1 \times e \rightarrow 3.85 > 0.1 \times 2.5 = 0.25$$

Le choix

à adopte est 6T10 = 4.71cm².

$$2T10 \rightarrow 16 \text{ cm}^2$$

Espacement

$$S_t < \min (0.9 \times d; 40) = \min (0.9 \times 21; 40)$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes à l'E.L.S

Moment de service

$$M_{\text{ser}} = 76,26 \text{ KN.m}$$

- Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} y^2 + n \times (A_s + A'_s) y - n(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s) = 0$$

Avec : A_s = Section d'armatures tendues choisie,

Chapitre 4 : Stabilité externe et ferrailage du mur sans contre fort

A'_s = Section d'armatures comprimées choisie,

b = Largeur de la section de béton,

d = hauteur utile de la section de béton

$n = 15$

Calculer « y » :

$$\frac{b}{2} \times Y^2 + n \times (A_s + A'_s) \times y - n(d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\frac{100}{2} \times y^2 + 15 \times (15.4 + 0) \times y - 15(21 \times 15.4 + 0) = 0$$

$$50 \times y^2 + 231 \times y - 4851 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4 \times a \times c$$

$$\Delta = 231^2 - 4 \times 50 \times -4851 = 1023561$$

$$\sqrt{\Delta} = \sqrt{1023561} = 1011.71$$

$$Y_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-231 - \sqrt{1011.71}}{2 \times 50} = -12.43$$

$$Y_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-231 + \sqrt{1011.71}}{2 \times 50} = 7.80$$

$$Y = 7,807 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2].$$

$$I = \frac{100}{3} y^3 + 15 \times [15.4(21 - 7.8)^2 + 0].$$

$$I = 56067.84 \text{ cm}^4$$

Contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{76.26 \times 10^3}{56067.78} \times 7.8 = 10.60 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 22 = 13.2 \text{ MPa}$$

Il faut : $\sigma_b < \overline{\sigma}_{bc}$

Contrainte dans l'acier σ_{st} :

Type de fissuration est considérée comme très préjudiciable :

Chapitre 4 : Stabilité externe et ferrailage du mur sans contre fort

Fissuration très préjudiciable... $\overline{\sigma}_{st} = \min(0.8f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$ MPA.

Avec : η coefficient de fissuration pour les aciers à HA ; $\phi \leq 6$ mm ; On prend $\eta = 1.6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(0.8 \times f_e; 90\sqrt{1.6 \times 1.92})$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(400; 157.4)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 157.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) = 1.6 \times \frac{76.26 \times 10^3}{56067.78} (21 - 7.8) = 27.21 \text{ MPa}$$

Il faut : $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$

27.21 < 157.4 Condition vérifié

• Vérification des contraintes

$$Q = 1.35 \times (41.19 - 2.325) + 1.5 \times (10.84) = 68.19 \text{ KN/m} = 68190 \text{ N}$$

L'effort tranchant :

$$V_u = \frac{q.l}{2} = \frac{68190 \times 4}{2} = 136380 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{136380}{400 \times 21 \times 100} = 0.162 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0.10 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa})$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u ; 0.162 < 2.2 \text{ MPa}$$

4.4.2 Ferrailage de la semelle

➤ Patin avant

Le moment

$$F_v = 242.3$$

$$M = 1.35G + 1.5Q = 249.31$$

$$ea = \frac{M}{F_v} = \frac{249.31}{242.3} = 1.026$$

$$\sigma_{max} = \frac{\sum fv}{b} + \frac{6 \times Mg}{b^2} = \frac{242.87}{2.5} + \frac{6 \times 46.14}{2.5^2} = 141.32 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_T = 1.35 \times (3.65) + 1.53 \times 19 + 1.5 \times 10 \times 1.53 = 166.2 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre 4 : Stabilité externe et ferrailage du mur sans contre fort

$$M = \sigma_{\max} \times \frac{0.73^2}{2} = 0.038 \text{ MN.m} = 38 \text{ KN.m}$$

$$d = h - 0.04 = 0.35 - 0.04 = 0.31 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{106.635 \times 10^{-3}}{1 \times 0.31^2 \times 12.47} = 0.03$$

$\mu < 0.379 \rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées ($A_{s'}=0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.03}) = 0.04$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.31 \times (1 - (0.4 \times 0.04)) = 0.30 \text{ m}$$

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M}{z \times \delta_s} = \frac{38 \times 10^{-3}}{0.3 \times 434.78} = 0.00029 \text{ m}^2 = 2.90 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

(BAEL)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 31 \times 1.92}{500} = 2.74 \text{ cm}^2$$

(BAEL élément expose)

$$A_{\min} = 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 35 = 8.75 \text{ cm}^2$$

Espacement : $E = \min(2h, 25\text{cm}) \rightarrow E = \min(70; 25\text{cm})$

$$E = 25\text{cm}$$

(EC2)

$$A_{\min} = \max\left(\frac{0.26 \times f_{ctm} \times b \times d}{f_e}; 0.0013 \times b \times d\right)$$

$$f_{ctm} = 0.3 \times f_c^{2/3} = 2.35 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = \max\left(\frac{0.26 \times 2.35 \times 100 \times 31}{500}; 0.013 \times 100 \times 31\right)$$

$$A_{\min} = \max(3.80; 4.03)$$

$$A_{\min} = 4.03 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \max\{A_{\min}(\text{BAEL}), A_{\min}(\text{ec2}); A_{\min}(\text{BAEL : élément expose})\}$$

$$A_{ST} = \max(2.74; 4.03; 8.75)$$

Chapitre 4 : Stabilité externe et ferrailage du mur sans contre fort

$$A_{st} = 8.75 \text{ cm}^2$$

Le choix

$$6 \text{ T14} \rightarrow 9.24 \text{ cm}^2$$

Espacement 15cm

$$A_{rep} = \frac{9.24}{3} = 3.08 \text{ cm}^2$$

Le Choix

$$4 \text{ T12} \rightarrow 4.52 \text{ cm}^2$$

Espacement

$$S_t < \min (0.9 \times d ; 40) = \min (0.9 \times 31 ; 40)$$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Vérification des contraintes à l'E.L.S**

a- Moment de service

$$M_{ser} = 27 \text{ KN.m}$$

- Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 + n(A_s + A'_s)y - n(d.A_s + d'A'_s) = 0$$

Avec : A_s = Section d'armatures tendues choisie,

A'_s = Section d'armatures comprimées choisie,

b = Largeur de la section de béton,

d = hauteur utile de la section de béton

$$n = 15$$

Calculer « y » :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + n \times (A_s + A'_s) \times y - n(d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\frac{100}{2} \times y^2 + 15 \times (9.24 + 0) \times y - 15(31 \times 9.24 + 0) = 0$$

$$50 \times y^2 + 138.6 \times y - 4296.6 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4 \times a \times c$$

Chapitre 4 : Stabilité externe et ferrailage du mur sans contre fort

$$\Delta = 138.6^2 - 4 \times 50 \times -4296.6 = 878529.96$$

$$\sqrt{\Delta} = \sqrt{878529.96} = 937.30$$

$$Y1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-138.6 - 937.30}{2 \times 50} = -10.76$$

$$Y2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-138.6 + 937.3}{2 \times 50} = 7.98$$

$$Y = 7.98 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + n[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2].$$

$$I = \frac{100}{3}y^3 + 15[15.4(21 - 7.8)^2 + 0].$$

$$I = 90385.96 \text{ cm}^4$$

Contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\text{Il faut : } \sigma_b < \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{27 \times 10^3}{90385.96} \times 7.98 = 2.38 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 22 = 13.2 \text{ MPa}$$

$$2.38 < 13.2$$

$$\sigma_b < \overline{\sigma_{bc}} \text{ Condition vérifié}$$

Contrainte dans l'acier σ_{st} :

$$\text{Il faut : } \sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$$

Type de fissuration est considéré comme très préjudiciable :

Fissuration très préjudiciable... $\overline{\sigma_{st}} = \min(0.8f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ MPA.

Avec : η coefficient de fissuration pour les aciers à HA ; $\phi \leq 6 \text{ mm}$; On prend $\eta = 1.6$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(0.8 \times f_e ; 90 \sqrt{1.6 \times 1.92})$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(400 ; 157.4)$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 157.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 1.6 \times \frac{27 \times 10^3}{56067.78} (31 - 7.98) = 11.04 \text{ MPa}$$

Il faut : $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$

$$11.04 < 157.4 \text{ Condition vérifié}$$

• **Vérification des contraintes**

$$Q = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 242.87 \text{ KN/m} = 242870 \text{ N/m}$$

$$V_u = \frac{q.l}{2} = \frac{242870 \times 4}{2} = 485740 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{485740}{250 \times 31 \times 100} = 0.626 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0.10 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa})$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \rightarrow 0.626 < 2.2 \text{ MPa}$$

➤ **Talon**

Le moment

$$M = \sigma_{max} \times \frac{ea \times 2 - 0.98}{2} + \sigma_T \times \frac{(b - 0.98)^2}{2}$$

$$M = -0.141 \times \frac{(1.026 \times 2 - 0.98)^2}{2} + 0.166 \times \frac{(2.5 - 0.98)^2}{2} = 0.11076 \text{ MN.m}$$

$$M = 110.76 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{110.76 \times 10^{-3}}{1 \times 0.31^2 \times 12.47} = 0.09$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.09}) = 0.12$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.31 \times (1 - (0.4 \times 0.12)) = 0.29 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M}{z \times \delta_s} = \frac{110.76 \times 10^{-3}}{0.29 \times 434.78} = 0.00087 \text{ m}^2 = 8.63 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

(BAEL)

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 31 \times 1.92}{500} = 2.74 \text{ cm}^2$$

(BAEL élément expose)

$$A_{\min} = 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 55 = 13.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espacement : } E = \min (2h, 25\text{cm}) \rightarrow E = \min (110 ; 25\text{cm})$$

$$E = 25\text{cm}$$

(EC2)

$$A_{\min} = \max \left(\frac{0.26 \times f_{ctm} \times b \times d}{f_e} ; 0.0013 \times b \times d \right)$$

$$A_{\min} = \max \left(\frac{0.26 \times 2.35 \times 100 \times 31}{500} ; 0.013 \times 100 \times 31 \right)$$

$$A_{\min} = \max (3.80; 4.03)$$

$$A_{\min} = 4.03 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \max \{ A_{\min} (\text{BAEL}), A_{\min} (\text{EC}_2) ; A_{\min} (\text{BAEL élément expose}) \}$$

$$A_{ST} = \max (2.74; 4.03; 13.75)$$

$$A_{st} = 13.75 \text{ cm}^2$$

Le Choix

7T16 → 14.07 cm²

$$A_{\text{rep}} = \frac{A_{st}}{3} = \frac{14.07}{3} = 4.58 \text{ cm}^2$$

Le choix

4 T14 → 6.16 cm²

Espacement

$$St < \min (0.9 \times d ; 40) = \min (0.9 \times 31 ; 40)$$

$$St = 25 \text{ cm}$$

• **Vérification des contraintes à l'E.L.S**

- Moment de service

$$M_{\text{ser}} = 69.78 \text{ KN.m}$$

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + n(A_s + A'_s)y - n(d.A_s + d'A'_s) = 0$$

Chapitre 4 : Stabilité externe et ferrailage du mur sans contre fort

Avec : A_s = Section d'armatures tendues choisie,

A'_s = Section d'armatures comprimées choisie,

b = Largeur de la section de béton,

d = hauteur utile de la section de béton

$n = 15$

Calculer « y » :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + n (A_s + A'_s) \times y - n(d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\frac{100}{2} \times y^2 + 15 (14.07 + 0) \times y - 15(31 \times 14.07 + 0) = 0$$

$$50 \times y^2 + 211.05 \times y - 6542.55 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4 \times a \times c$$

$$\Delta = 211.05^2 - 4 \times 50 \times -6542.55 = 1353052.10$$

$$\sqrt{\Delta} = \sqrt{1353052.10} = 1163.21$$

$$Y_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-211.05 - 1163.21}{2 \times 50} = -13.74$$

$$Y_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-211.05 + 1163.21}{2 \times 50} = 9.52$$

$$Y = 9.52 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2].$$

$$I = \frac{100}{3} y^3 + 15[14.07(31 - 9.52)^2 + 0].$$

$$I = 126136.50 \text{ cm}^4$$

Contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\text{Il faut : } \sigma_b < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{69.78 \times 10^3}{126136.5} \times 9.52 = 5.26 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 22 = 13.2 \text{ MPa}$$

$$5.26 < 13.2$$

Chapitre 4 : Stabilité externe et ferrailage du mur sans contre fort

Condition vérifié

Contrainte dans l'acier σ_{st} :

Il faut : $\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$

Type de fissuration est considère comme très préjudiciable :

Fissuration très préjudiciable... $\overline{\sigma_{st}} = \min(0.8f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ MPA.

Avec : η coefficient de fissuration pour les aciers à HA ; $\phi \leq 6$ mm ; On prend $\eta = 1.6$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(0.8 \times f_e ; 90 \sqrt{1.6 \times 1.92})$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(400 ; 157.4)$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 157.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) = 1.6 \times \frac{69.78 \times 10^3}{126136.50} \times (31 - 9.52) = 19.01 \text{ MPa}$$

19.01 < 157.4 Condition vérifié

• Vérification des contraintes

$$Q = 1.35G + 1.5Q = 242.87 \text{ KN/m} = 242870 \text{ N/m}$$

$$V_u = \frac{q.l}{2} = \frac{242870 \times 4}{2} = 485740 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{485740}{250 \times 31 \times 100} = 0.626 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0.10 \times f_{c28} ; 3 \text{ MPa})$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} ; 0.626 < 2.2 \text{ MPa}$$

4.5 Ferrailage de la bèche

- A la réaction de sol

$$\sigma_{max} = 0.141 \text{ MPa} \text{ et } \sigma_{min} = 0.052 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = \sigma_{min} + \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{b2} \times b1 = 0.052 + \frac{0.141 - 0.052}{2.5} \times 1.53 = 0.106 \text{ Mpa}$$

$$P_{remblai} = 19000 \times 1.53 \times 3.65 = 160105.5 \text{ N/m}$$

$$P_{mur} = 25000 \times 0.25 \times 4 = 25000 \text{ N/m}$$

Chapitre 4 : Stabilité externe et ferrailage du mur sans contre fort

$$P_{\text{surchage}} = 10000 \times 1.53 = 15300 \text{ N/m}$$

$$P_{\text{semelle}} = 0.35 \times 2.5 \times 25000 = 21875 \text{ N/m}$$

- La semelle est soumise

à Poids propre de rideau, remblai (terre), et des surcharge

$$P_r = \frac{1.35 \times (106105.5 + 25000) + 1.5 \times (15300)}{1000 \times 1.78 \times 10^3} = 0.112 \text{ MPa}$$

à Poids propre de la semelle, repartie et uniformément sur la semelle :

$$P_s = \frac{1.35 \times 21875}{1000 \times 2.5 \times 10^3} = 0.0134$$

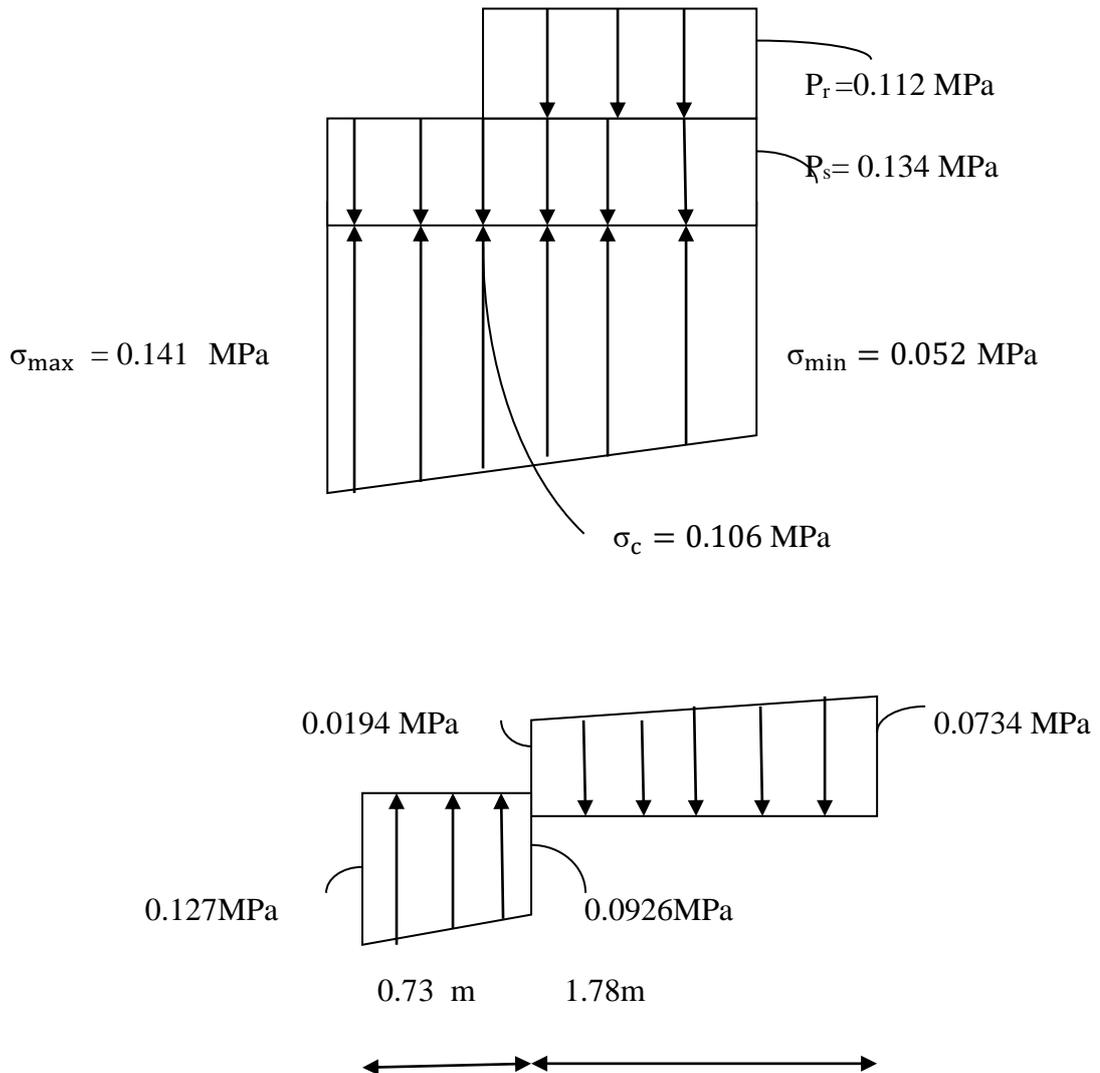


Figure 4.6 : contraintes a la semelle

$$\left\{ \begin{aligned} P_1 &= \frac{0.1276+0.0926}{2} \times 1000 \times 0.73 \times 10^3 = 80373 \text{ Mpa} \\ X_1 &= \frac{2 \times 0.1276 + 0.0926}{0.1276 + 0.0926} \times \frac{0.7}{3} = 0.37 \text{ m} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} P_2 &= \frac{0.0194+0.0734}{2} \times 1000 \times 1.78 \times 10^3 = 55892 \text{ Mpa} \\ X_2 &= \frac{2 \times 0.0194 + 0.0734}{0.0194 + 0.0734} \times \frac{1.78}{3} = 1.06 \text{ m} \end{aligned} \right.$$

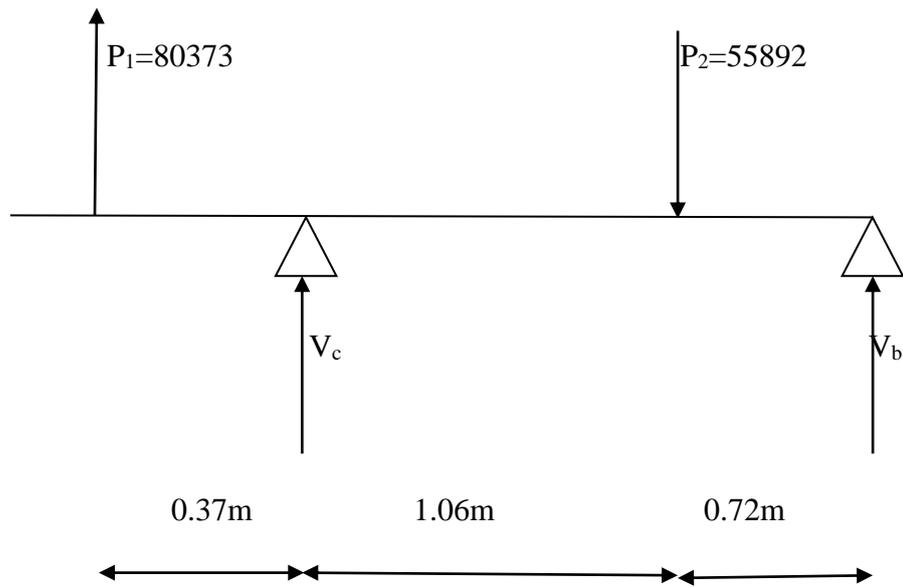


Figure 4.7 : schéma statique de semelle (les forces).

$$\sum M_{/c} = V_b \times 1.78 - 55892 \times 1.06 - 80373 \times 0.37$$

$$V_b = \frac{55892 \times 1.06 + 80373 \times 0.37}{1.78} = 49990.747 \text{ N.m}$$

Poids propre de la bèche

$$P_b = 0.25 \times 0.2 \times 1 \times 25000 = 1250 \text{ N/m}$$

$$Q_b = v_b + 1.35 \times P_b = 49990.747 + 1.35 \times (1250) = 51678.24 \text{ N/m}$$

Moment

$$M_t = \frac{51678.24 \times (4)^2}{10} = 82685.184 \text{ N.m} = 82.68 \text{ KN.m}$$

Chapitre 4 : Stabilité externe et ferrailage du mur sans contre fort

$$M_a = \frac{51678.24 \times (4)^2}{16} = 51678.24 \text{ N.m} = 51.68 \text{ KN.m}$$

➤ Ferrailage En travée

$$M_t = 82.68 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{82.68 \times 10^{-3}}{1 \times 0.51^2 \times 12.47} = 0,0254$$

$\mu < 0.379 \rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armateurs comprimés ($A_{s'}=0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0322$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.51 \times (1 - (0.4 \times 0.0322)) = 0.51 \times 0,987$$

$$z = 0.503$$

$$A_{st} = \frac{M}{z \times \delta_s} = \frac{82.68 \times 10^{-3}}{0.503 \times 434.78} = 0.000378 \text{ m}^2 = 3.78 \text{ cm}^2$$

Le choix

$3T14 \rightarrow 4.62 \text{ cm}^2$

Espacement

$$S_t < \min (0.9 \times d ; 40) = \min (0.9 \times 21 ; 40)$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

• Vérification des contraintes

$$V_u = \frac{51678.24 \times 4}{2} = 103356.48 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{103356.48}{25 \times 55 \times 100} = 0.752 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 2.2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad 0.75 < 2.2 \text{ MPa}$$

- **Ferrailage En appui**

$$M_a = 51.68 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{51.68 \times 10^{-3}}{1 \times 0.51^2 \times 12.47} = 0,0159$$

$\mu < 0.379 \rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armateurs comprimées ($A_{s'}=0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0200$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.51 \times (1 - (0.4 \times 0.272)) = 0.51 \times 0,992$$

$$Z = 0.506$$

$$A_{st} = \frac{M}{z \times \delta_s} = \frac{51.68 \times 10^{-3}}{0.51 \times 434.78} = 0.00023 \text{ m}^2 = 2.3 \text{ cm}^2$$

Le choix :

3T12 \rightarrow 3.39 cm²

- **Espacement**

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Vérification des contraintes**

$$V_u = \frac{51678.24 \times 4}{2} = 103356.48 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{103356.48}{25 \times 55 \times 100} = 0.752 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow 0.75 < 2.2 \text{ MPa}$$

Chapitre 4 : Stabilité externe et ferrailage du mur sans contre fort

Tableau de ferrailage

Tableau 4.2 : ferrailage du mur 01.

	Ferrailage/ml		Espacement (cm)	La section (cm ²)
Voile	Principal (deux cotés)	10T14	T14 → 10	$A_{st} = 15.4$
	Répartition (deux cotés)	6T10	2T10 → 16	$A_{rep} = 4.71$
Semelle	Principal (deux cotés)	Patin : 6 T14	Espacement : 15	$A_{st} = 9.24$
	Principal (deux cotés)	Talon : 7T16	Espacement: 25	$A_{st} = 14.07$
La bêche	Principal (deux cotés)	En travée : 3T14	Espacement : 20	$A_{st} = 4.62$
	Principal (deux cotés)	En appui : 3T12	Espacement: 20	$A_{st} = 3.39$

4.6 Modalisation (prokon)

➤ Données

The screenshot shows the 'Retaining Wall Design - DEMO MODE' software interface. The main window displays a grid of design parameters organized into four columns: Wall Dimensions, Unfactored Live Loads, General Parameters, and Design Parameters. Below the grid, there are sections for 'Title' (Cantilever wall example), 'Seismic Analysis' (checked), 'Horizontal Acceleration (g)' (0.02), 'Vertical Acceleration (g)' (0.01), and 'Design values' (including Ka, Kp, and Base friction constant). The 'Wall type' is set to 'Cantilever'. On the right, a 3D perspective diagram of the cantilever wall is shown, with dimensions H1 and H2, and points A, B, C, D, E, F, and x labeled. The wall is shown against a slope with 'wall friction' and 'slope' labels.

Wall Dimensions		Unfactored Live Loads		General Parameters		Design Parameters			
H1 (m)	4	C (m)	0.35	W (kN/m ²)	0	Soil friction ϕ (°)	35	SF Overturning	1.5
H2 (m)	0.95	F (m)	0.2	P (kN)	0	Fill slope β (°)	0	SF Slip	1.5
H3 (m)	0	xf (m)	2.25	xp (m)	0	Wall friction δ (°)	0	ULS DL factor	1.4
Hw (m)	-5	At (m)	0.25	L (kN/m)	0	ρ Concrete	25	ULS LL factor	1.6
Hr (m)	0.36	Ab (m)	0.25	xl (m)	0	ρ Soil	19	Pmax (kPa)	400
B (m)	0.73	Cover wall (mm)	30	Lh (kN/m)	0	fck (MPa)	19	Soil Poisson ν	0.25
D (m)	1.53	Cover base (mm)	30	x (m)	0	fy (MPa)	500	DLFac Slide/Ovt	1

Figure 4.8 : Données.

Chapitre 4 : Stabilité externe et ferrailage du mur sans contre fort

➤ Vérification des contraintes (Figure 4.9)

Les contraintes calculées précédemment et celles fournies pour le logiciel semblent semblables.

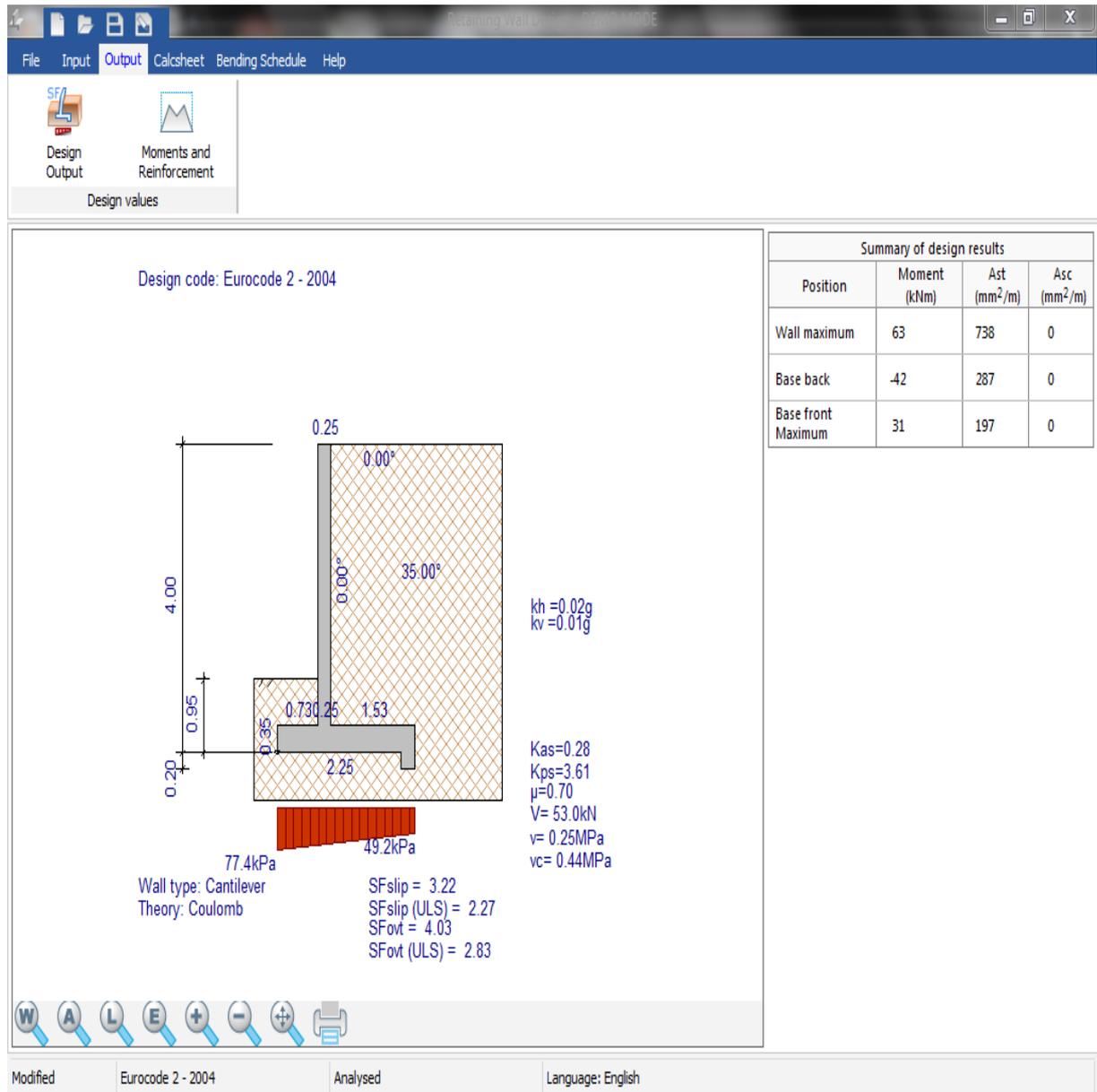


Figure 4.9 : Vérification des contraintes.

➤ Vérification sismique

Après la vérification vis-à-vis aux séismes à l'aide de logiciel **Prokon**, le ferrailage proposé par ce logiciel est identique au ferrailage calculé précédemment.

➤ Schéma de ferrailage (mur 01)

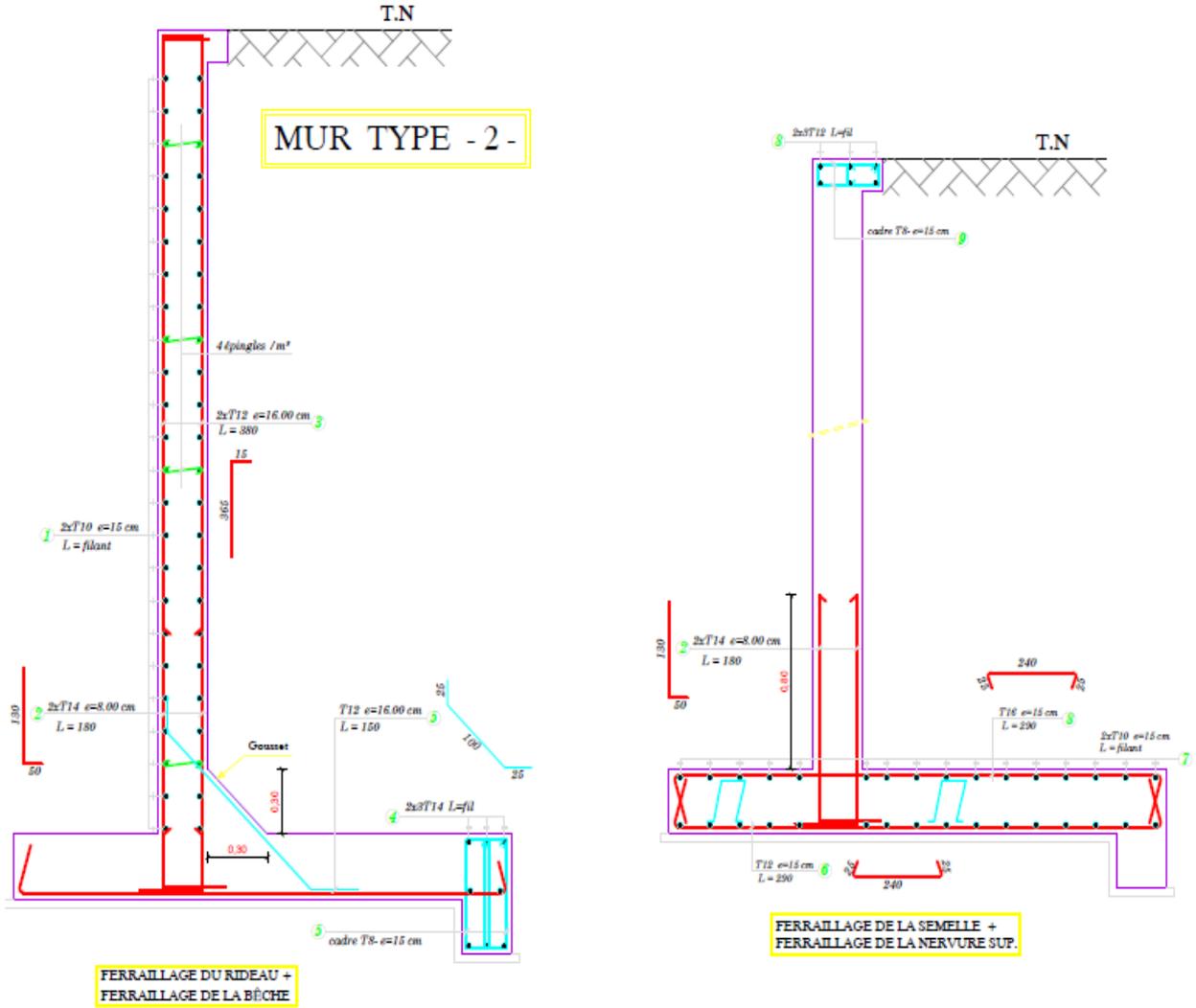


Figure 4.10 : Ferrailage du mur 01.

Chapitre 5

Stabilité externe et ferrailage du mur avec
contre fort (Mur 02)

5.1 Introduction

Ce chapitre présente premièrement le pré-dimensionnement du mur 2 réalisé au terrain 2 qui a une hauteur de 5.6m, le mur à un contrefort. Après cette étape, vient la vérification de la stabilité externe vis-à-vis du glissement, renversement et poinçonnement. En dernier lieu, ce chapitre présente le ferrailage des différents éléments constituant ce mur.

5-2 : Le pré-dimensionnement

➤ Le mur

H = fonction du volume de remblai / ou l'ampleur du talus

$$H = 5.6 \text{ m}$$

$$\frac{H}{25} < e_m < \frac{H}{12} = \frac{560}{25} < e_m < \frac{560}{12} = 22.5 < e_m < 46.66$$

En raison de la grande épaisseur du mur de béton doit ajout des contreforts.

Et on a le mur travaille dans les deux sens comme une dalle

$$235/40 < e < 235/30$$

$$5.87 < e < 7.83$$

Epaisseur minimal de mur de soutènement $e > 20 \text{ cm}$

$$e = 20 \text{ cm}$$

➤ Le contrefort

En raison de la hauteur du sol $> 4 \text{ m}$, on prend l'épaisseur de contrefort :

$$e > 6 \% * (515 \text{ cm}) = 30.9 \text{ cm} \text{ en prend}$$

$$e = 35 \text{ cm}$$

Espacement maximale entre les contreforts :

$$\text{on a } L_{\text{TOTALE}} = 9.40 \text{ m} , \quad 560/3 < L < 560/2$$

$$186 < L < 280$$

on prend la longueur :

$$L = 235 \text{ cm}$$

$$l_x/l_y = 235/515 = 0.45$$

Chapitre 05 : Stabilité externe et ferrailage du mur avec contre fort (Mur 02)

Donc la dalle travaille dans les deux sens

➤ La semelle

L'épaisseur de la semelle est : $e > 8 \% * (560 \text{ cm}) = 44.8 \text{ cm}$ en prend

$$e_1 = 45 \text{ cm}$$

La longueur de semelle : $\frac{H}{2} < b < \frac{2 \times H}{3} = \frac{560}{2} < b < \frac{560}{3} = 280 < b < 373$

On prend la longueur

$$b = 330 \text{ cm}$$

➤ Longueur de patin

$$b_2 = 1/8 \text{ à } 1/5 \text{ de } H$$

$$b_2 = 5.6/8 \text{ à } 5.6/5$$

$$b_2 = 0.7 \text{ à } 1.12$$

on prend la longueur de patin

$$b_2 = 0.70 \text{ cm}$$

➤ Longueur de talon

$$b_1 = b - (b_2 + e_3) =$$

$$b_1 = 3.3 - (0.7 + 0.2) = 2.4$$

$$b_1 = 2.4 \text{ m}$$

➤ La bèche

L'épaisseur de la bèche est : $e > 5 \% * (560 \text{ cm}) = 28 \text{ cm}$ en prend

$$e_3 = 30 \text{ cm}$$

$$h_b = \frac{1}{2} \times e_{\text{semelle}} = \frac{1}{2} \times 45 = 22.5,$$

$$h_b = 20 \text{ cm}$$

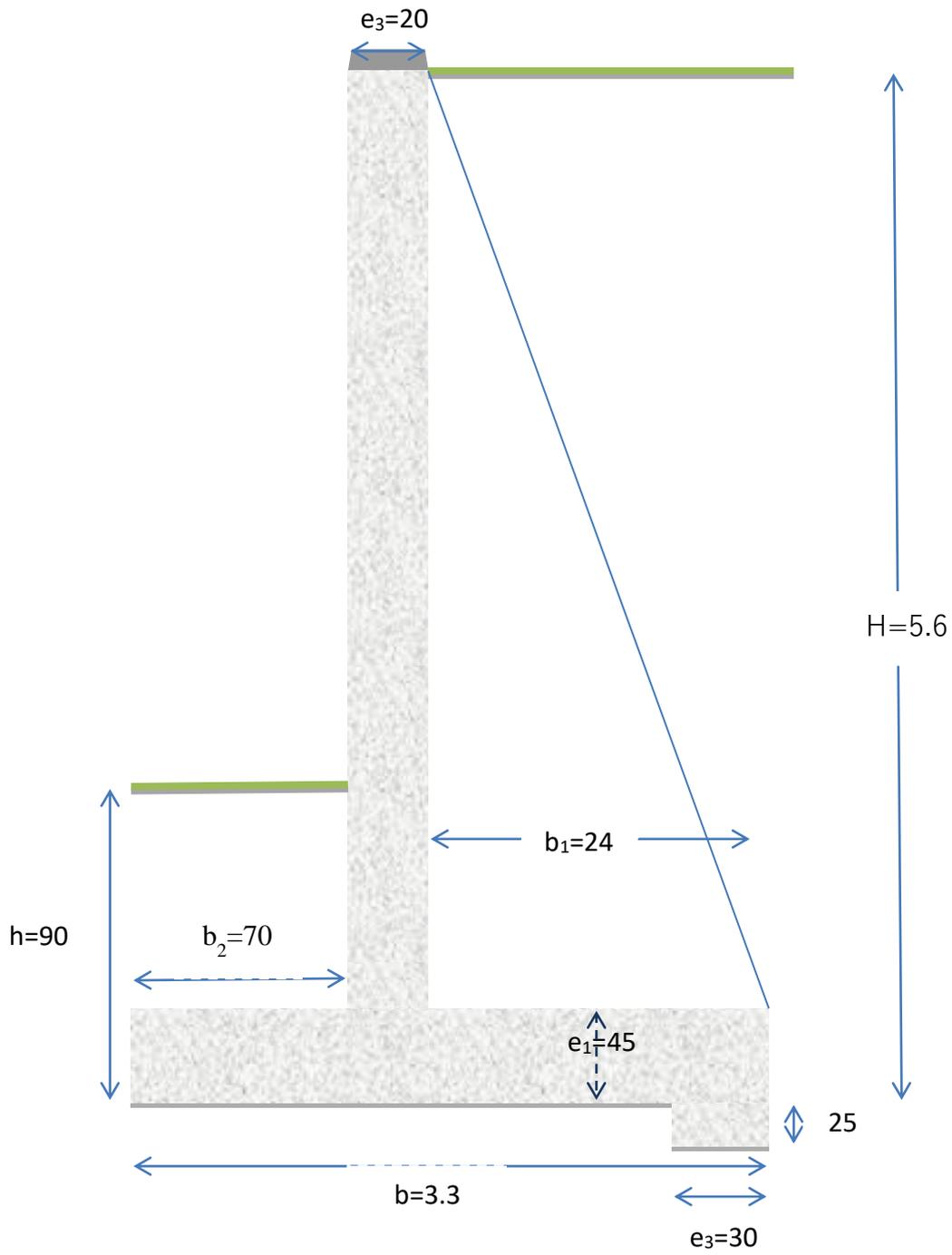


Figure 5.1 : Pré-dimensionnement du mur 02

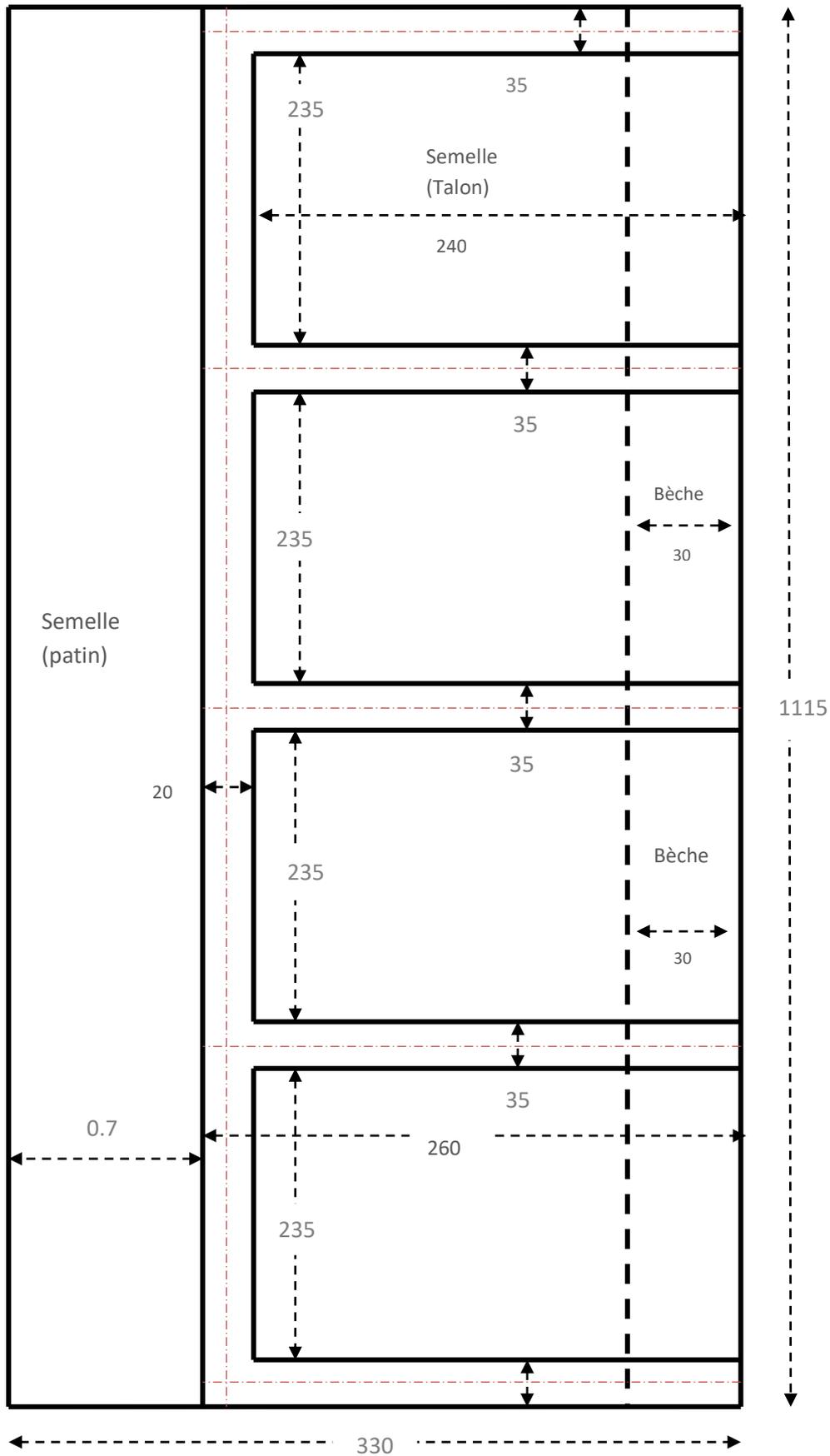


Figure 5.1.2 : Pré-dimensionnement du mur 02

5.3 Calcul des forces et moments

- Calcul de coefficient ka:

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

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} \times \frac{35}{2}\right) = 0.271$$

$K_a = 0.271$

- Les forces horizontales et leur Bras de levier (Figure 5.2)

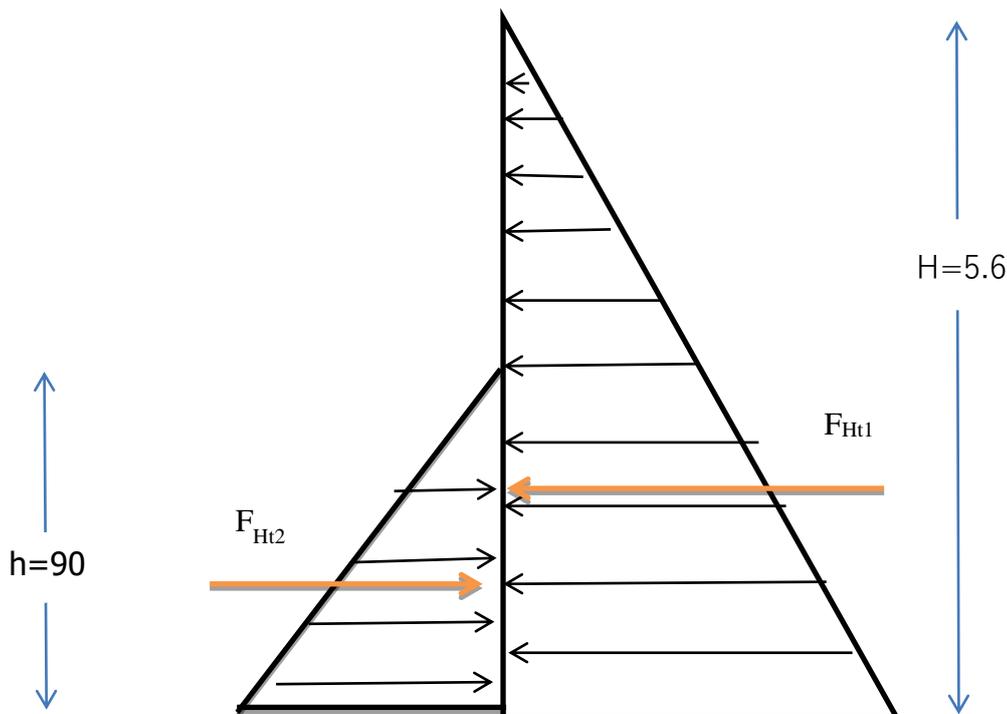


Figure 5.2 : les forces horizontales

$$\begin{cases} F_{ht1} = k_a \times \gamma_h \times \frac{H^2}{2} = 0.271 * 19 * 5.6^2/2 = 80.73 \text{ KN/m} \\ X_{fht1} = \frac{H}{3} = 5.6/3 = 1.86 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_{Ht2} = k_a \times \gamma_h \times \frac{h^2}{2} = 0.271 * 19 * 0.9^2/2 = 02.08 \text{ KN/m} \\ X_{fht2} = \frac{h}{3} = 0.9/3 = 0.3 \text{ m} \end{cases}$$

$$\sum F_H = 1.35 * (F_{Ht1} - F_{Ht2}) = 1.35 (80.73 - 2.08) = 106.18$$

- Les forces verticales et les bras de levier (Figure 5.3)

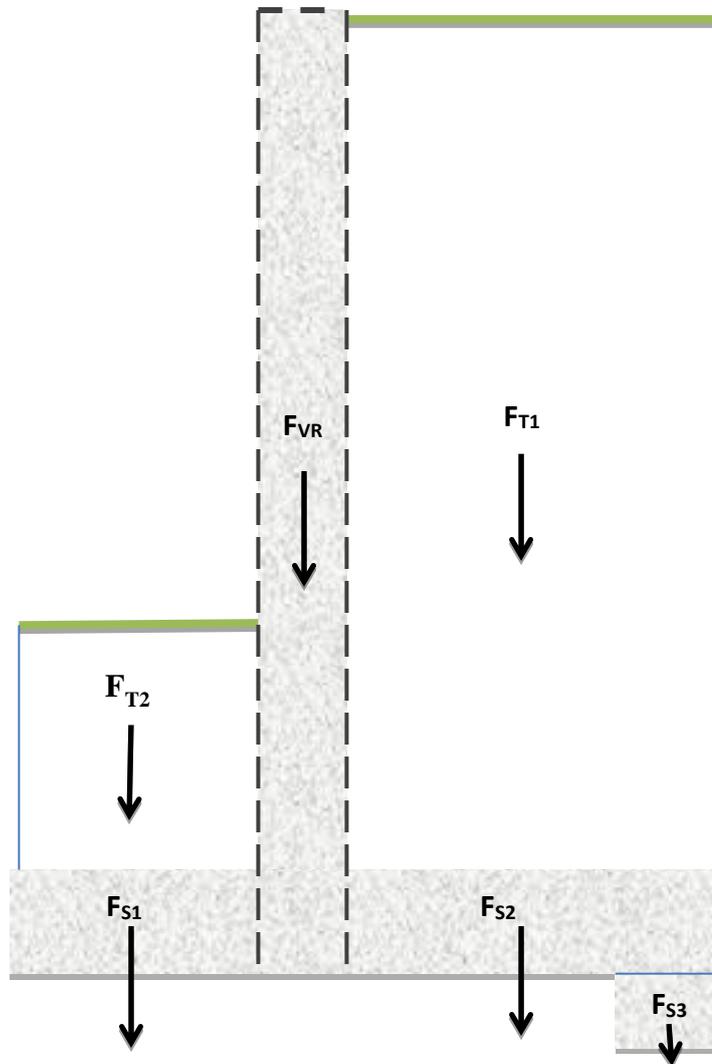


Figure 5.3 : la force verticale

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{VR} = A_0 * \gamma_b = 0.2 * 5.6 * 25 = 28.00 \text{ KN} \\ X_{FVR} = b_2 + \frac{e}{2} = 0.70 + \frac{0.20}{2} = 0.8 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{VS1} = A_1 * \gamma_b = 0.45 * 0.7 * 25 = 07.88 \text{ KN} \\ X_{FVS1} = b_2/2 = \frac{0.70}{2} = 0.35 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{VS2} = A_2 * \gamma_b = 0.45 * 2.4 * 25 = 27 \text{ KN} \\ X_{FVS2} = b_2 + e + \frac{b_1}{2} = 0.70 + 0.20 + \frac{2.40}{2} = 2.1 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{VS3} = A_3 * \gamma_b = 0.3 * 0.25 * 25 = 1.88 \text{ KN} \\ X_{FVS3} = b_2 + e_2 + (b_1 - \frac{e_3}{2}) = 0.7 + 0.2 + (2.4 - 0.3/3) = 3.15 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{VT1} = A_{SOL1} * \gamma_H = \gamma_H * (H - e) * b_1 = 19 * 5.15 * 2.4 = 234.84 \text{ KN} \\ X_{FVT1} = b_2 + e + \frac{b_1}{2} = 0.70 + 0.20 + \frac{2.4}{2} = 2.1 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{VT2} = A_{SOL2} * \gamma_H = \gamma_H * (h - e) * b_2 = 0.45 * 0.7 * 19 = 06.00 \text{ KN} \\ X_{FVT2} = \frac{b_2}{2} = \frac{0.70}{2} = 0.35 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\sum FV = F_{VR} + F_{VS1} + F_{VS2} + F_{VS3} + F_{VT1} + F_{VT2} =$$

$$\sum FV = 28 + 07.88 + 27 + 01.88 + 234.84 + 6 = 305.6 \text{ KN}$$

- **Calculer les moments**

- **Calculer les moments horizontaux KN.m**

$$M_{HT1} = F_{HT1} * H/3 = 80.73 * 5.6/3 = 150.7$$

$$M_{HT2} = F_{HT2} * h/3 = 2.08 * 0.9/3 = 00.62$$

$$\sum M_H = 1.35 * (M_{HT1} - M_{HT2}) = 1.35 * (150.7 - 0.62) = 202.6$$

- **Calculer les moments verticaux ; KN.m**

$$M_{VR} = F_{VR} * (b_2 + e_2/2) = 28 * 0.8 = 22.40$$

$$M_{VS1} = F_{VS1} * (b_2/2) = 7.88 * 0.35 = 02.76$$

$$M_{VS2} = F_{VS2} * (b_2 + e_2 + b_1/2) = 27 * 2.1 = 56.70$$

$$M_{VS3} = F_{VS3} * (b_2 + e_2 + (b_1 - e_3/2)) = 1.88 * 3.15 = 05.92$$

$$M_{VT1} = F_{VT1} * (b_2 + e_2 + b_1/2) = 234.84 * 2.1 = 493.16$$

$$M_{VT2} = F_{VT2} * (b_2/2) = 6 * 0.35 = 02.10$$

Chapitre 05 : Stabilité externe et ferrailage du mur avec contre fort (Mur 02)

$$\sum MV = M_{VR} + M_{VS1} + M_{VS2} + M_{VS3} + M_{VT1} + M_{VT2} =$$

$$\sum MV = 22.4 + 2.76 + 56.7 + 5.92 + 493.16 + 2.1 = 583.04$$

$$MV_u = 1.35 * \sum MV = 1.35 * 583.04 = 787.1$$

- **Tableau des forces et des moment**

Tableau 5.1 : Tableau Récapitulatif des forces et moments agissant sur le mur

Forces	Les forces verticales									
	Fht2	Fhq	Fvr	Fvs1	Fvs2	Fvs3	Fvs4	Fvt1	Fvt2	fvq
Valeur des forces (KN/m)	2.08	00	28	7.88	27	1.88	00	234.84	6	00
Bras de levier (m)	0.316	00	0.855	1.745	0.365	2.385	00	1.745	0.365	00
Moment (KN.M)	0.62	00	22.4	2.6	56.7	5.92	00	493.16	2.10	00
∑ des force	∑ FH = 106.18			∑ FV = 305.6 KN						
∑ des moment	ELS ∑ MH = 150.08 KN.m			ELS ∑ MV = 583.04 KN.m						
	ELU ∑ MH = 202.6 KN.m			ELU ∑ MV = 787.1 KN.m						

5.4 Stabilité externe du mur :

La stabilité du mur de soutènement doit être vérifiée en suivant les conditions suivantes :

- Vérification pour le glissement.
- Vérification pour le renversement.
- Vérification pour le poinçonnement du sol de fondation.

5.4.1 Vérification de la stabilité vis-à-vis du glissement

$$\frac{\sum f_H}{\sum f_V} > 1.5$$

$$\sum F_V / \sum F_H = 305.6 / 106.18 = 2.87 \geq 1.5$$

2.87 \geq 1.5 la stabilité du mur vis avis du risque de glissement est assurée Donc le mur est stable en glissement

5.4.2 Vérification de la stabilité vis-à-vis du renversement :

$$\frac{\sum M_{vH}}{\sum M_v} > 1.5$$

$$\sum M_V / \sum M_H = 583.04 / 202.6 = 2.87 \geq 1.5$$

la stabilité du mur vis avis du risque de renversement est assurée Donc le mur est stable en renversement

5.4.3 Vérification de la stabilité vis-à-vis du poinçonnement

- A l'ELS (KN.m)

$$\sum MV = 583.04$$

$$M_S = \sum MV - \sum M_H = 583.04 - 150 = 433.04$$

$$e = b/2 - M_S / \sum F_V = 3.3 / 2 - 433.04 / 305.6 = 0.24\text{m}$$

$$M_g = \sum F_V * e = 305.6 * (0.24) = 73.34$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= \sum F_V / b + 6M_g / b^2 = 305.6 / 3.3 + 6 * (73.34) / 3.3^2 = \\ &= 92.6 + 40.40 = 133 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\sigma_{\min} = \sum F_V / b - 6M_g / b^2 = 92.6 - 40.40 = 52.2 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = (3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}) / 4 = (3 * 73.34 + 52.2) / 4 = 112.8 \text{ KN/m}$$

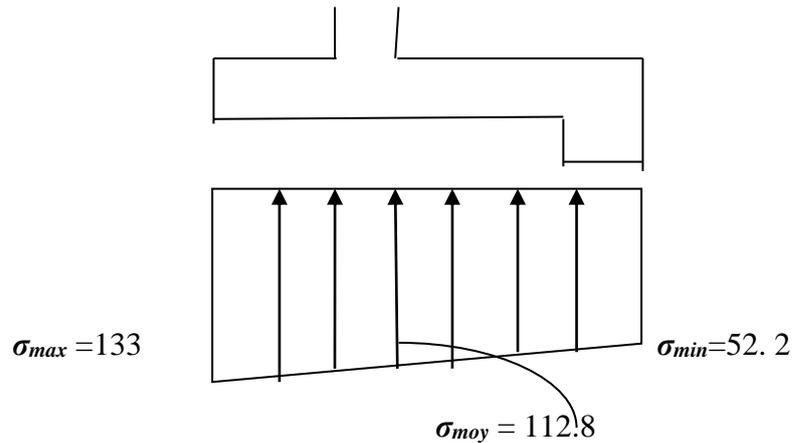


Figure 5.4 : Contraintes A l'E.L.S

- A l'ELU (KN.m)

$$\sum MV = 1.35 * \sum M_V = 583.04 * 1.35 = 787.1$$

$$M_S = \sum MV - \sum M_H = 787.1 - 202.6 = 584.5$$

$$e = b/2 - M_S / \sum F_V = 3.3 / 2 - 584.5 / 305.6 = - 0.26$$

$$M_g = \sum F_V * e = 305.6 * (- 0.26) = 79.46 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= \sum F_V / b + 6M_g / b^2 = 305.6 / 3.3 + 6 * (79.46) / 3.3^2 \\ &= 92.6 + 43.78 = 136.38 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_{\min} = \sum F_V / b - 6M_g / b^2 = 92.6 - 43.78 = 48.82 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{moy}} &= (3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}) / 4 = (3 * 136.38 + 48.82) / 4 = \\ &= 114.5 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$\sigma_{\text{moy}} \leq \sigma_{\text{adm}} = 1.36 \text{ bar} < 1.8 \text{ bar} \rightarrow$ la stabilité du mur vis avis du risque de poinçonnement du sol de fondation est assurée. Donc le mur est stable En poinçonnement

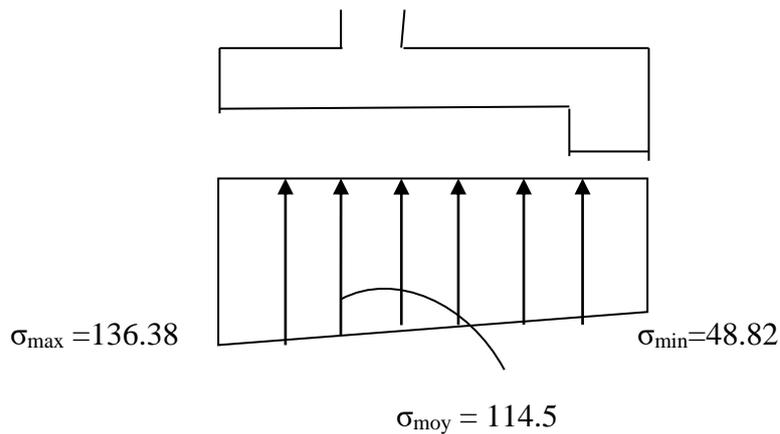


Figure 5.5 : Contraintes A l'E.L.U

5.5 Ferrailage

5.5.1 : Ferrailage du voile

nous des composons le rideau en tranche horizontale de 1.03 mètre de hauteur
et on calcule aux flexion simple

$$P = K_a * \sigma_h * H =$$

$$0.271 * 19 * 5.15 = 28.83 \text{ kpa}$$

•à l'ELU :

- $1.35 P_u = 1.35 * 28.83 = 38.83 \text{ kpa}$
- Le moment en travée = $M_t = p_u L^2 * 0.8 / 8$
- Le moment en appui = $M_a = p_u L^2 * 0.5 / 8$
- L'effort tranchant $V_x = (p * l) / 2$
- section = $(20 * 100) \text{ cm}^2$

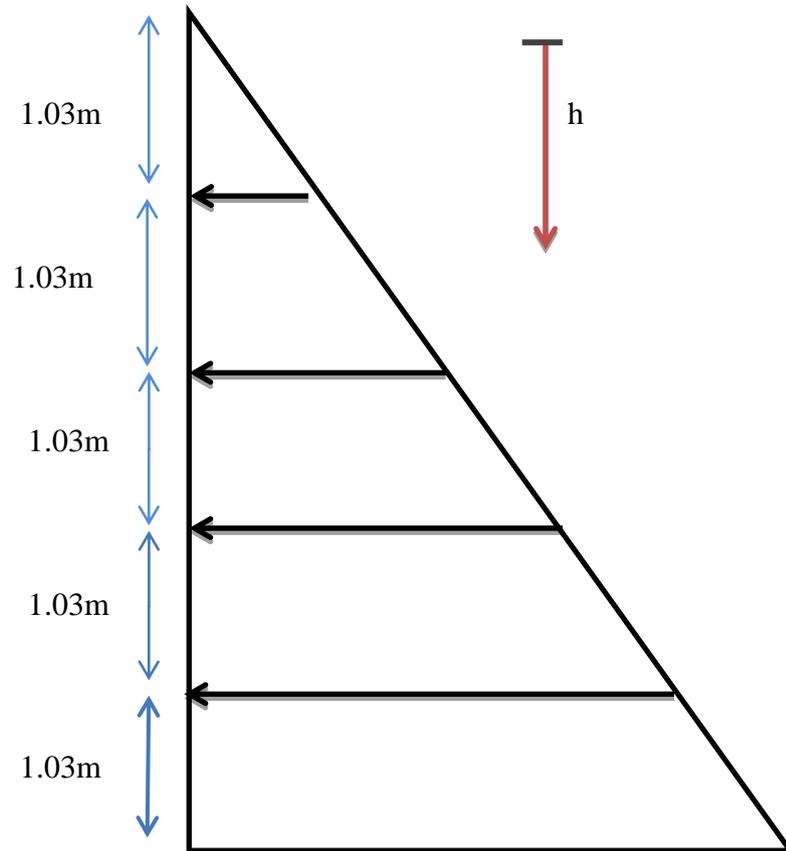


Figure 5.6 : les forces de la poussé des sol

• Tableau 5.2 : de calcul des moments

	H	P _u	M _t	M _a	P _{ser}	M _{t ser}	v _x
a	51,5	3,56	1,97	1,23	2,64	1,46	4.18
b	154,5	10,70	5,91	3,70	7,93	4,38	12.57
c	257,5	17,84	9,85	6,16	13,21	7,30	20.96
d	360,5	24,98	13,80	8,62	18,49	10,21	29.35
e	463,5	32,12	17,74	11,09	23,78	13,13	37.74

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} =$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times 22}{1.5} = 12.47$$

$$d = h - 0.04 =$$

$$d = 0.2 - 0.04 = 0.16 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} =$$

$$\mu = \frac{17.74 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16^2 \times 12.47} = 0.0539$$

$$\mu < 0.379$$

Donc il n'est pas nécessaire de mettre des armateurs comprimés

(As'=0).

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

$$1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0539}) = 0.0693$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) =$$

$$Z = 0.16 \times (1 - (0.4 \times 0.0693)) = 0.132$$

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M}{z \times \delta_s} = \frac{17.74 \times 10^{-3}}{0.132 \times 434.78} = 2.6229 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

➤ (BAEL)

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 22 = 1.92 \text{ Mpa}$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 103 \times 16 \times 1.92}{500} = 1.46 \text{ cm}^2$$

➤ (BAEL élément expose)

$$A_{\min} = 0.0025 \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0.0025 \times 103 \times 20 = 5.15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espacement : } E = \min(2h, 25\text{cm}) \rightarrow E = \min(40 ; 25\text{cm})$$

$$E = 25\text{cm}$$

➤ (EC2)

$$A_{\min} = \max\left(\frac{0.26 \times f_{ctm} \times b \times d}{f_e} ; 0.0013 b \times d\right)$$

$$F_{ctm} = 0.3 \times f_c^{28\frac{2}{3}} = 2.35\text{Mpa}$$

$$A_{\min 1} = \frac{0.26 \times f_{ctm} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.26 \times 2.35 \times 103 \times 16}{500} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min 2} = 0.0013 b \times d = 0.0013 * 103 * 16 = 2.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \max(2.01 ; 2.14)$$

$$A_{\min} = 2.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{rt}} = \max\{A_{\text{st calculé}} ; A_{\min}(\text{BAEL}), A_{\min}(\text{ec2}) ; A_{\min}(\text{BAEL élément expose})\}$$

$$A_{\text{ST}} = \max(1.46 ; 5.15 ; 2.14 ; 2.62) \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ST}} = 5.15 \text{ cm}^2 \implies 6 \text{ HA T } 12 \text{ (S} = 6.79 \text{ cm}^2\text{)}$$

Escapement

$$St < \min(0.9 \times d ; 40) = \min(0.9 \times 17 ; 40)$$

$$St = 15 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes à l'E.L.S

➤ Moment de service : $M_{\text{ser}} = 13.13 \text{ KN.m}$

- Position de l'axe neutre :

- $\frac{b}{2} y^2 + n(A_s + A'_s)y - n(d.A_s + d'.A'_s) = 0$

Avec :

- A_s = Section d'armatures tendues choisie,

- A'_s = Section d'armatures comprimées choisie,
- b = Largeur de la section de béton,
- d = hauteur utile de la section de béton
- $n = 15$

• **Calculer « y » :**

$$\frac{b}{2} \times y^2 + n (A_s + A'_s) \times y - n(d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\frac{100}{2} \times y^2 + 15 (6.79 + 0) \times y - 15(16 \times 6.79 + 0) = 0$$

$$50 \times y^2 + 101.85 \times y - 1629.6 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4 \times a \times c$$

$$\Delta = 101.85^2 - 4 \times 50 \times -1629.6 = 1113530.25$$

$$\sqrt{\Delta} = \sqrt{1113530.25} = 1055.24$$

$$\text{➤ } X1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-101.85 - 1055.24}{2 \times 50} = -6.12$$

$$\text{➤ } X2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-231 + 1055.24}{2 \times 50} = 4.42$$

$$\text{➤ } Y = 4.42 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2].$$

$$I = \frac{100}{3} y^3 + 15[6.79(16 - 4.42)^2 + 0].$$

$$I = 14242.99 \text{ cm}^4$$

• **Contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{13.13 \times 10^3}{14242.99} \times 4.42 = 4.08 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 22 = 13.2 \text{ MPA.}$$

$$\text{Il faut : } \sigma_b < \overline{\sigma}_{bc}$$

• **Contrainte dans l'acier σ_{st} :**

Type de fissuration est considéré comme très préjudiciable :

Fissuration très préjudiciable... $\overline{\sigma}_{st} = \min(0.8 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$ MPA.

Chapitre 05 : Stabilité externe et ferrailage du mur avec contre fort (Mur 02)

Avec : η coefficient de fissuration pour les aciers à HA ; $\phi \leq 6 \text{ mm}$; On prend $\eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(0.8 \times f_e ; 90\sqrt{1.6 * 1.92})$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(400 ; 157.4)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 157.4$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 1.6 \frac{13.13 \times 10^3}{14242.99} (16 - 4.42) = 17.08 \text{ MPa}$$

Il faut : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

$17.08 < 157.4$ condition vérifier

➤ Vérification des contraintes

L'effort tranchant :

$$V_u = \frac{q.l}{2} = \frac{32.12 \times 2.35}{2} = 37.74 \text{ KN} = 37740 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{37740}{560 \times 16 \times 100} = 0.042 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bare} = \min(0.10 \times f_{c28} ; 3 \text{ MPa})$$

$$\tau_u < \tau_{bare} ; 0.42 < 2.2 \text{ MPa}$$

5.5.2 Contrefort

le contrefort est considéré comme une console encastree à la base :

donc ; nous avons à la base

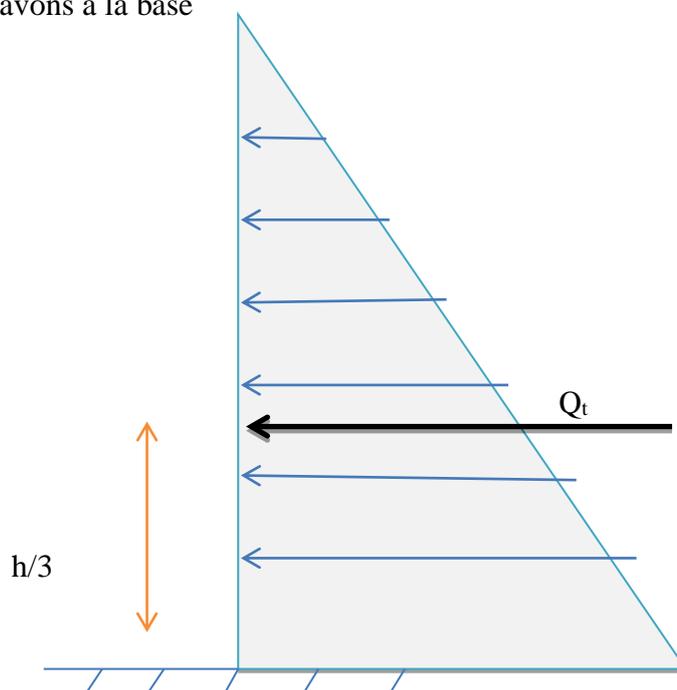


Figure 5.7 : force horizontale

$$Q_t = k_a * \sigma_s * H * L = 0.271 * 19000 * 5.15 * 2.35 =$$

$$Q_t = 16.8876 \text{ KN/m}$$

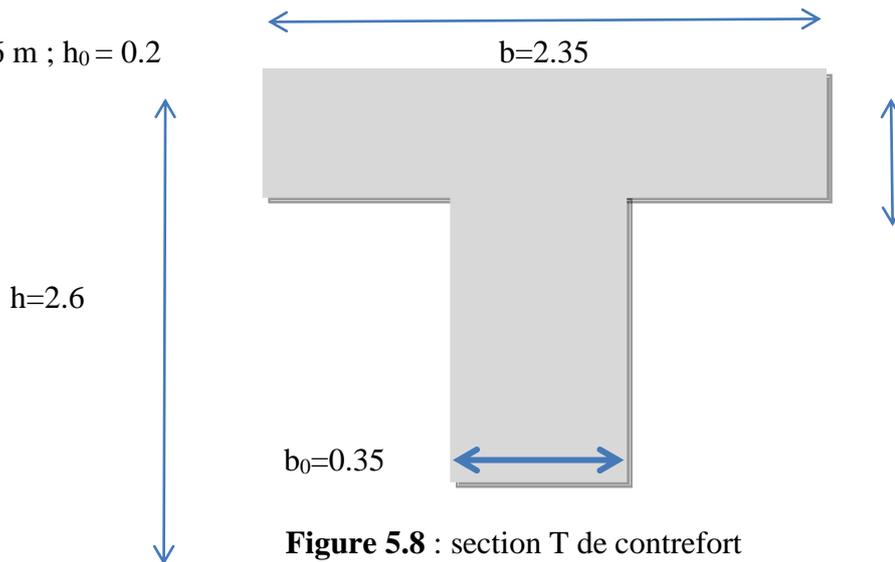
$$M = Q_t * H/3 * H/2 = 16.8876 * 5.15/3 * 5.15/2 = 74.36 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 1.35 M = 1.35 * 74.36 = 100.4 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = M = 74.36 \text{ KN.m}$$

On a une section en T de dimension : $b = 2.35 \text{ m}$; $b_0 = 0.35 \text{ m}$

$$h = 2.6 \text{ m} ; h_0 = 0.2$$



$$M_t = b * h_0 * f_{cb} * (d - h_0/2)$$

$$d = 0.9 * h = 0.9 * 2.6 = 2.34 \text{ m}$$

$$M_t = 235 * 20 * 12.46 * (234 - 20/2) * 10^{-3} = 13117.88 \text{ KN.m}$$

On a voir que : $M_u < M_t$

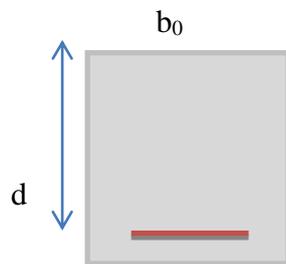
donc l'axe neutre est dans la table de compression

la section en T se calcule comme une section rectangulaire de dimensions $b_0 * h$ (35*240)

$$d = 0.9 * h =$$

$$d = 2.16 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M}{b * d^2 * \sigma_{bc}} =$$



$$\mu = \frac{100.4 \times 10^{-3}}{0.35 \times 2.16^2 \times 12.47} = 0.004 ;$$

Figure 5.9 : section rectangulaire calcules

$$\mu < 0.379$$

donc il n'est pas nécessaire de mettre des armateurs comprimées

$$(A_{s'}=0).$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.004}) = 0.006$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) =$$

$$Z = 2.16 \times (1 - (0.4 \times 0.006)) = 2.154$$

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M}{z \times \delta_s} = \frac{100.4 \times 10^{-3}}{2.154 \times 434.78} = 1.07 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

(BAEL)

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 22 = 1.92 \text{ Mpa}$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 35 \times 216 \times 1.92}{500} = 6.68 \text{ cm}^2$$

(BAEL élément expose)

$$A_{\min} = 0.0025 \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0.0025 \times 240 \times 35 = 21 \text{ cm}^2$$

Espacement : $E = \min(2h, 25\text{cm}) \rightarrow E = \min(40 ; 25\text{cm})$

$$E = 25\text{cm}$$

(EC2)

$$A_{\min} = \max\left(\frac{0.26 \times f_{ctm} \times b \times d}{f_e} ; 0.0013 b \times d\right)$$

Chapitre 05 : Stabilité externe et ferrailage du mur avec contre fort (Mur 02)

$$F_{ctm} = 0.3 \times f_c 28^{2/3} = 2.35 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min 1} = \frac{0.26 \times f_{ctm} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.26 \times 2.35 \times 35 \times 216}{500} = 9.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min 2} = 0.0013 b \times d = 0.0013 * 216 * 35 = 9.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \max (9.82 ; 9.23)$$

$$A_{\min} = 9.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{rt} = \max \{ A_{st \text{ calculé}} ; A_{\min (\text{BAEL})} , A_{\min (\text{ec2})} ; A_{\min (\text{BAEL élément exposé})} \}$$

$$A_{ST} = \max (1.07 ; 9.82 ; 6.68 ; 21)$$

$$A_{st} = 21 \text{ cm}^2$$

En prend

2 HA T 20 (S= 6.28 cm²)

2 HA T 16 (S= 4.02 cm²)

22 HA T 8 (S= 11 cm²)

(S_{TOTALE} = 21.3 cm²)

} l'armement principale

Escapement

$$St < \min (0.9 \times d ; 40) = \min (0.9 \times 30 ; 40)$$

$$St = 20 \text{ cm}$$

Armature de répartition :

$$A_r = A_{st} / 4 = 21.3 / 4 = 5.325 \text{ cm}^2 \quad 7 \text{ HA T } 10 \quad , e=15$$

Vérification des contraintes

$$Q_t = 16.8876 \text{ KN/m}$$

$$Q_{tu} = 16.8876 * 2.35 = 22.8 \text{ KN/m}$$

L'effort tranchant

$$V_u = \frac{Q_l}{2} = \frac{68190 \times 515}{2} = 58740 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{58740}{515 \times 31 \times 100} = 0.04 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{bare}} = \min(0.10 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa})$$

$$\tau_u < \tau_{\text{bare}} ; 0.04 < 2.2 \text{ MPa}$$

5.5.3 Ferrailage de la semelle

➤ Patin avant

Cette partie d'ouvrage est uniquement soumise à la réaction du sol, le poids des terres aval au-dessus du patin est négligeable et ces terres pourraient être enlevées.

Moment :

$$M_{a1} = \sigma_{\text{max}} * b_2^2/2 =$$

$$M_{a1} = 136 * 0.7^2/2 = 33.32 \text{ MN.m/m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} =$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times 22}{1.5} = 12.47$$

$$d = h - 0.04 =$$

$$d = 0.45 - 0.04 = 0.41 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} =$$

$$\mu = \frac{33.32 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16^2 \times 12.47} = 0.0227$$

$$\mu < 0.379$$

donc il n'est pas nécessaire de mettre des armateurs comprimés

(As'=0).

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

$$1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0227}) = 0.0287$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) =$$

$$Z = 0.41 \times (1 - (0.4 \times 0.0287)) = 0.405$$

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ Mpa}$$

Chapitre 05 : Stabilité externe et ferrailage du mur avec contre fort (Mur 02)

$$A_{st} = \frac{M}{z \times \delta s} = \frac{33.32 \times 10^{-3}}{0.405 \times 434.78} = 1.89 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

(BAEL)

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 22 = 1.92 \text{ Mpa}$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 70 \times 16 \times 1.92}{500} = 2.53 \text{ cm}^2$$

(BAEL élément expose)

$$A_{\min} = 0.0025 \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0.0025 \times 70 \times 45 = 7.875 \text{ cm}^2$$

Espacement : $E = \min(2h, 25\text{cm}) \rightarrow E = \min(40 ; 25\text{cm})$

$$E = 25\text{cm}$$

(EC2)

$$A_{\min} = \max\left(\frac{0.26 \times f_{ctm} \times b \times d}{f_e} ; 0.0013 b \times d\right)$$

$$F_{ctm} = 0.3 \times f_{c28}^{2/3} = 2.35\text{Mpa}$$

$$A_{\min 1} = \frac{0.26 \times f_{ctm} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.26 \times 2.35 \times 70 \times 41}{500} = 3.507 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min 2} = 0.0013 b \times d = 0.0013 * 70 * 41 = 3.731 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \max(3.507 ; 3.731)$$

$$A_{\min} = 3.731 \text{ cm}^2$$

$$A_{rt} = \max\{A_{st} \text{ calcule} ; A_{\min}(\text{BAEL}), A_{\min}(\text{ec2}) ; A_{\min}(\text{BAEL élément expose})\}$$

$$A_{ST} = \max(1.89 ; 2.53 ; 7.875 ; 3.731) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 7.875 \text{ cm}^2 \implies 5 \text{ HA } 16 \text{ S} = 10.05 \text{ cm}^2 \text{ e} = 15 \text{ cm}$$

➤ Talon

Cette partie d'ouvrage est uniquement soumise à la réaction du sol et le poids du remblai du dessus.

Le chargement vertical appliqué sur le talon :

$$\sigma_{t,u} = 1,35 \times 5.15 \times 19 = 132.1 \text{ kN/m}^2$$

$$e_a = (\sum MV - \sum MH) / (1.35 * \sum F_v) =$$

$$e_a = (562.71) / (412.56) = 1.36$$

$$M_T = \{ -\sigma_{\max} * (2 * e_a - (b_2 + e_3))^2 / 2 \} + \{ \sigma_{t,u} * b_1^2 / 2 \}$$

$$M_T = \{ -136 * (2 * 1.36 - (0.7 + 0.2))^2 / 2 \} + \{ 132.1 * 2.4^2 / 2 \} =$$

$$M_T = -225.24 + 380.16 = 154.92 \text{ KN.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} =$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 * 22}{1.5} = 12.47$$

$$d = h - 0.04 =$$

$$d = 0.45 - 0.04 = 0.41 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M}{b * d^2 * \sigma_{bc}} =$$

$$\mu = \frac{154.92 * 10^{-3}}{1 * 0.16^2 * 12.47} = 0.105$$

$$\mu < 0.379$$

donc il n'est pas nécessaire de mettre des armateurs comprimés

(As'=0).

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

$$1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.105}) = 0.139$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) =$$

$$Z = 0.41 \times (1 - (0.4 \times 0.139)) = 0.387$$

Chapitre 05 : Stabilité externe et ferrailage du mur avec contre fort (Mur 02)

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M}{z \times \delta_s} = \frac{33.32 \times 10^{-3}}{0.387 \times 434.78} = 9.04 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

(BAEL)

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 22 = 1.92 \text{ Mpa}$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 41 \times 1.92}{500} = 3.62 \text{ cm}^2$$

(BAEL élément expose)

$$A_{\min} = 0.0025 \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0.0025 \times 100 \times 45 = 11.25 \text{ cm}^2$$

Espacement : $E = \min(2h, 25\text{cm}) \rightarrow E = \min(40 ; 25\text{cm})$

$$E = 25\text{cm}$$

(EC2)

$$A_{\min} = \max\left(\frac{0.26 \times f_{ctm} \times b \times d}{f_e} ; 0.0013 b \times d\right)$$

$$F_{ctm} = 0.3 \times f_{c28}^{2/3} = 2.35 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min 1} = \frac{0.26 \times f_{ctm} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.26 \times 2.35 \times 100 \times 41}{500} = 5.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min 2} = 0.0013 b \times d = 0.0013 \times 100 \times 41 = 5.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \max(3.507 ; 3.731)$$

$$A_{\min} = 5.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{rt} = \max\{A_{st} \text{ calculée} ; A_{\min}(\text{BAEL}), A_{\min}(\text{ec2}) ; A_{\min}(\text{BAEL élément expose})\}$$

$$A_{ST} = \max(9.04 ; 11.25 ; 3.62 ; 5.33) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 11.25 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \text{ HA T16}, (S=12.06 \text{ cm}^2) e=15\text{cm}$$

5.4.4 Ferrailage de la bèche

On a réaction de sol est :

$$\sigma_{\max} = 0.13638 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_{\min} = 0.04882 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = \sigma_{\min} + \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{b} \times b_2 = 0.04882 + \frac{0.13638 - 0.04882}{3.3} \times 2.4 = 0.1125 \text{ MPa}$$

$$P_{\text{remblai}} = 19000 \times 2.4 \times 5.15 = 234840 \text{ N/m}$$

$$P_{\text{mur}} = 25000 \times 0.2 \times 5.15 = 25750 \text{ N/m}$$

$$P_{\text{semelle}} = 0.45 \times 3.3 \times 25000 = 37125 \text{ N/m}$$

La semelle est soumise : a Poids propre de rideau, remblai (terre) , et des surcharge

$$Pr = \frac{1.35 \times (25750 + 234840)}{1000 \times 2.6 \times 10^3} = 0.135 \text{ MPa}$$

a Poids propre de la semelle, repartie et uniformément sur la semelle :

$$Ps = \frac{1.35 \times 37125}{1000 \times 3.3 \times 10^3} = 0.0153 \text{ MPa}$$

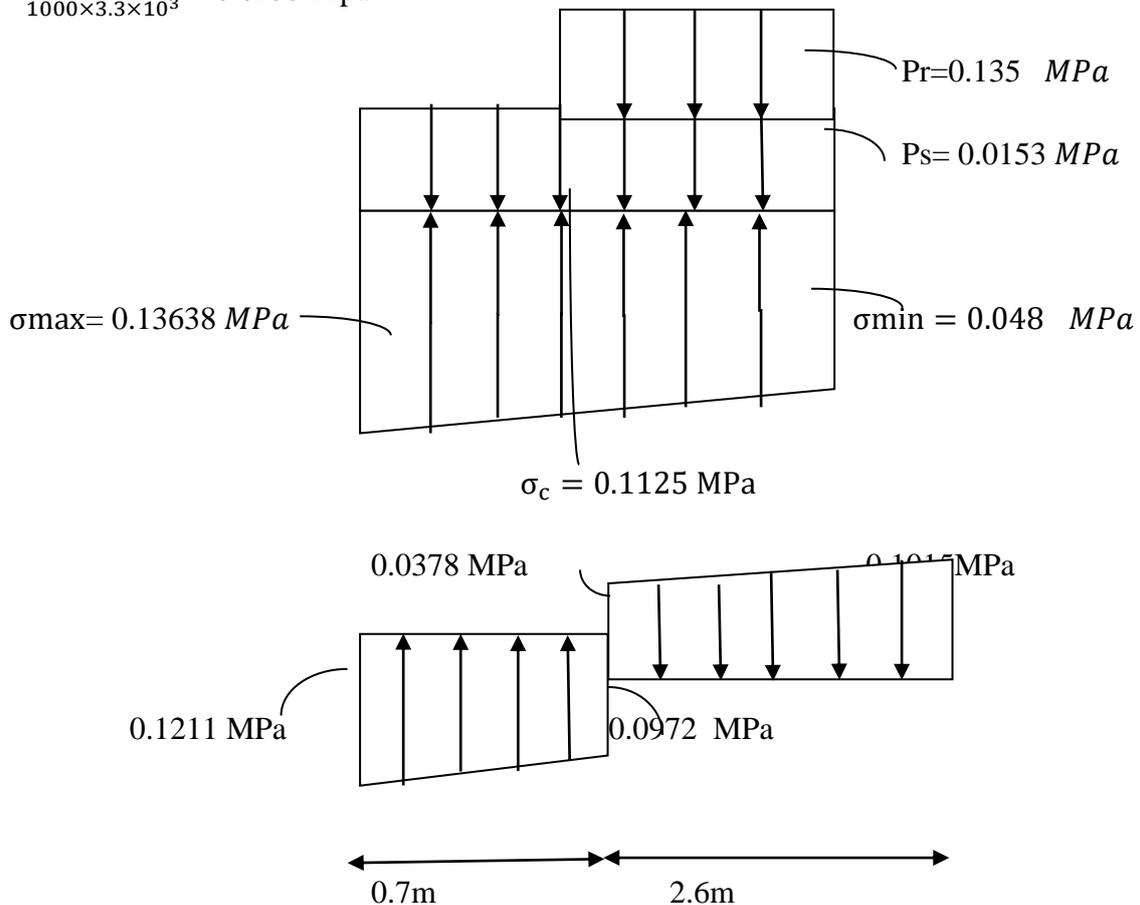


Figure 5.10 : contraintes a la semelle

$$P1 = \frac{0.1211+0.0972}{2} \times 1000 \times 0.7 \times 10^3 = 76405 \text{ Mpa}$$

$$X1 = \frac{2 \times 0.1211 + 0.0972}{0.1211 + 0.0972} \times \frac{0.7}{3} = 0.363 \text{ m}$$

$$P2 = \frac{0.1211+0.0972}{2} \times 1000 \times 2.9 \times 10^3 = 316535 \text{ Mpa}$$

$$X2 = \frac{2 \times 0.1211 + 0.0972}{0.1211 + 0.0973} \times \frac{2.9}{3} = 1.50 \text{ m}$$

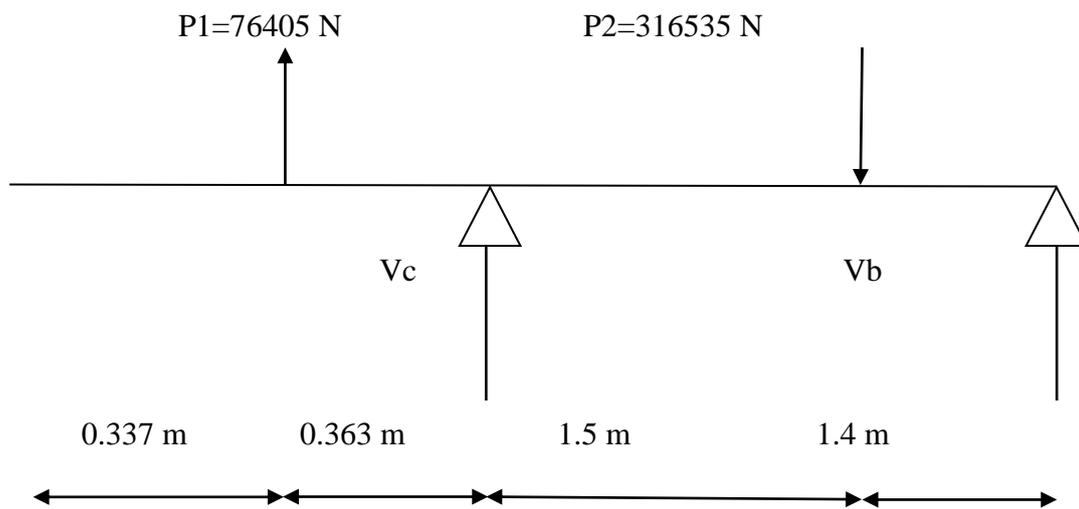


Figure 5.11 : schéma statique de semelle (les forces).

$$\sum M/c = V_b \times 2.6 - 316535 \times 1.5 - 76405 \times 0.363 = 0$$

$$V_b = \frac{316535 \times 1.5 + 76405 \times 0.363}{2.6} = 193283.65 \text{ N}$$

➤ **Poids propre de la bèche**

$$P_b = 0.30 \times 0.25 \times 1 \times 25000 = 1875 \text{ N/m}$$

$$Q_b = v_b + 1.35 \times P_b = 193283.65 + 1.35 \times (1875) = 195.815 \text{ KN}$$

➤ **Moment :**

$$M_t = \frac{195.815 \times (2.35)^2}{10} = 108.14 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \frac{195.15 \times (2.35)^2}{16} = 67.6 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferrailage en travée**

$$M_t = 108.14 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{108.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.67^2 \times 12.47} = 0.0193$$

$\mu < 0.379 \rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées ($A_s' = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0243$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.67 \times (1 - (0.4 \times 0.0193)) = 0.67 \times 0.99$$

$$z = 0.6633$$

$$A_{st} = \frac{M}{z \times \delta_s} = \frac{82.68 \times 10^{-3}}{0.503 \times 434.78} = 0.00039 \text{ m}^2 = 3.9 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

(BAEL)

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 22 = 1.92 \text{ Mpa}$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 66 \times 1.92}{500} = 1.75 \text{ cm}^2$$

(BAEL élément exposé, (EC2))

$$A_{\min} = 0.0025 \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0.0025 \times 30 \times 70 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Espacement : $E = \min(2h, 25\text{cm}) \rightarrow E = \min(140 ; 25\text{cm})$

$$E = 25\text{cm}$$

(EC2)

$$A_{\min} = \max\left(\frac{0.26 \times f_{ctm} \times b \times d}{f_e} ; 0.0013 b \times d\right)$$

$$F_{ctm} = 0.3 \times f_{c28}^{2/3} = 2.35 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min 1} = \frac{0.26 \times f_{ctm} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.26 \times 2.35 \times 30 \times 67}{500} = 2.45 \text{ cm}^2$$

Chapitre 05 : Stabilité externe et ferrailage du mur avec contre fort (Mur 02)

$$A_{\min 2} = 0.0013 b \times d = 0.0013 * 30 * 67 = 2.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \max (2.45 ; 2.61)$$

$$A_{\min} = 2.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{rt} = \max \{ A_{st} \text{ calcule} ; A_{\min} (\text{BAEL}), A_{\min} (\text{ec2}) ; A_{\min} (\text{BAEL élément expose}) \}$$

$$A_{ST} = \max (3.9 ; 1.75 ; 5.25 ; 2.61) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5.25 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Choix 4 HA T 14 (S= 6.16 cm}^2)$$

• Vérification des contraintes

$$V_u = \frac{195815 \times 2.35}{2} = 230080 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{230080}{70 \times 30 \times 100} = 1.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{barre}} = \min(0.10 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa})$$

$$\tau_{\text{barre}} = 2.2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{\text{barre}} \quad 1.1 < 2.2 \text{ MPa}$$

➤ Ferrailage en appui

$$M_a = 67.6 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{67.6 \times 10^{-3}}{1 \times 0.67^2 \times 12.47} = 0.0120$$

$\mu < 0.379 \rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armateurs comprimés ($A_s' = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0151$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.67 \times (1 - (0.4 \times 0.0151)) = 0.67 \times 0.993$$

$$Z = 0.6653$$

$$A_{st} = \frac{M}{z \times \delta_s} = \frac{67.6 \times 10^{-3}}{0.6653 \times 434.78} = 0.000236 \text{ m}^2 = 2.33 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

(BAEL)

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 22 = 1.92 \text{ Mpa}$$

Chapitre 05 : Stabilité externe et ferrailage du mur avec contre fort (Mur 02)

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 66 \times 1.92}{500} = 1.74 \text{ cm}^2$$

(BAEL élément expose, EC2)

$$A_{\min} = 0.0025 \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0.0025 \times 30 \times 70 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Espacement : $E = \min(2h, 25\text{cm}) \rightarrow E = \min(140 ; 25\text{cm})$

$$E = 25\text{cm}$$

(EC2)

$$A_{\min} = \max\left(\frac{0.26 \times f_{ctm} \times b \times d}{f_e} ; 0.0013 b \times d\right)$$

$$F_{ctm} = 0.3 \times f_c 28^{2/3} = 2.35 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min 1} = \frac{0.26 \times f_{ctm} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.26 \times 2.35 \times 30 \times 67}{500} = 2.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min 2} = 0.0013 b \times d = 0.0013 * 30 * 67 = 2.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \max(2.45 ; 2.61)$$

$$A_{\min} = 2.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{rt} = \max\{A_{st \text{ calculée}} ; A_{\min}(\text{BAEL}), A_{\min}(\text{ec2}) ; A_{\min}(\text{BAEL élément expose})\}$$

$$A_{ST} = \max(2.33 ; 1.78 ; 5.25 ; 2.61) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5.25 \text{ cm}^2 \implies \text{Choix 4 HA T 14}(S = 6.16 \text{ cm}^2)$$

Vérification des contraintes

$$V_u = \frac{195815 \times 2.35}{2} = 230080 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{230080}{70 \times 30 \times 100} = 1.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{barre}} = \min(0.10 \times f_c 28 ; 3 \text{ MPa})$$

$$\tau_{\text{barre}} = 2.2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{\text{barre}} \quad 1.1 < 2.2 \text{ MPa}$$

Tableau de ferrailage

Tableau 5.3 : ferrailage du mur 02.

	Ferrailage/ml		Espacement (cm)	La section (cm ²)
Voile	Principal (deux cotés)	2*6 HA T12	Espacement : 15	$A_{st} = 2*6.79$
	Répartition (deux cotés)	2*6 HA T12	Espacement : 15	$A_{rep} = 2* 6.79$
Contrefort	Principal	2 HA T 20 2 HA T 16 2*11 HA T 8	Espacement : 20	$A_{rep} = 6.28$ $A_{rep} = 4.02$ $A_{rep} = 11$
	Répartition (deux cotés)	2* 7 HA T 10	Espacement : 15	$A_{rep} = 2*5.50$
Semelle	Patin	Patin : 5 HA T16	Espacement : 15	$A_{st} = 10.05$
	Talon	Talon : 6 T16	Espacement: 15	$A_{st} = 12.06$
La bêche	Principal	Entravée : 4 HA T14	Espacement :20	$A_{st} = 6.16$
	Principal	En appui : 4HA T14	Espacement: 20	$A_{st} = 6.16$

Chapitre 05 : Stabilité externe et ferrailage du mur avec contre fort (Mur 02)

Modalisation :

➤ Données

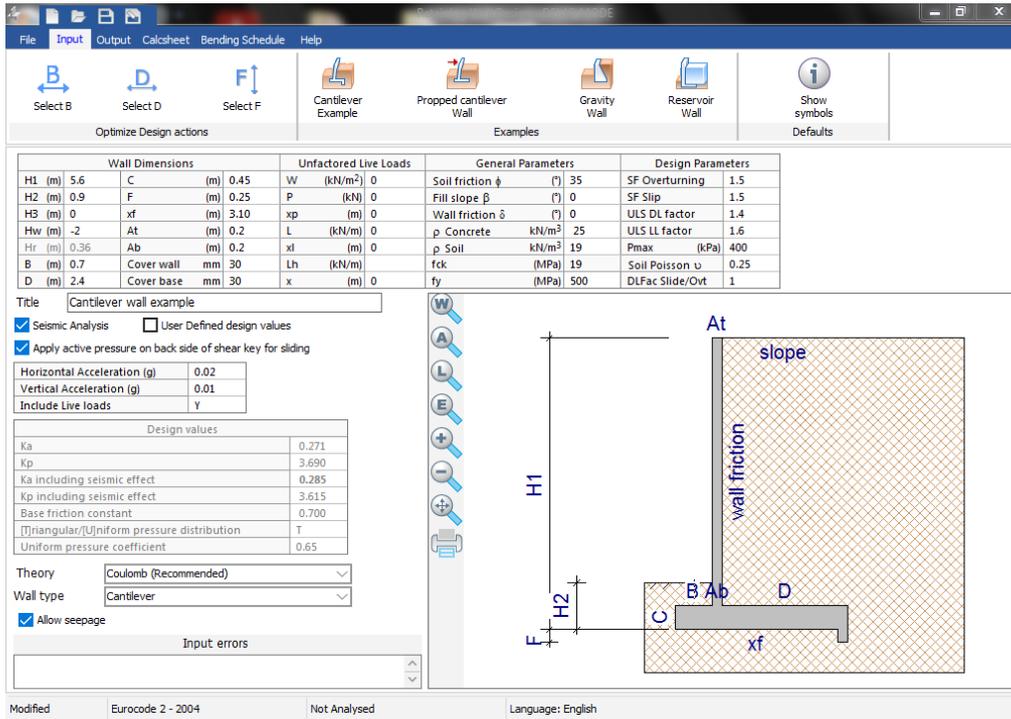


Figure 5.12 : données.

➤ Vérification des contraintes (Figure 4)

Les contraintes calculées précédemment et celles fournies pour le logiciel semblent semblables.

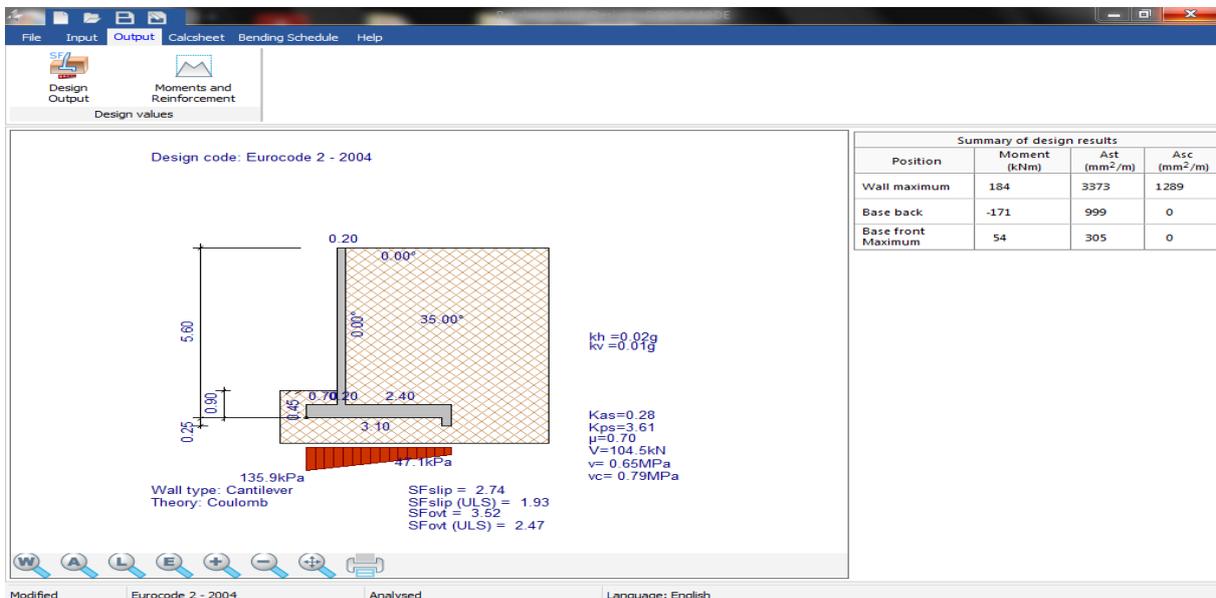


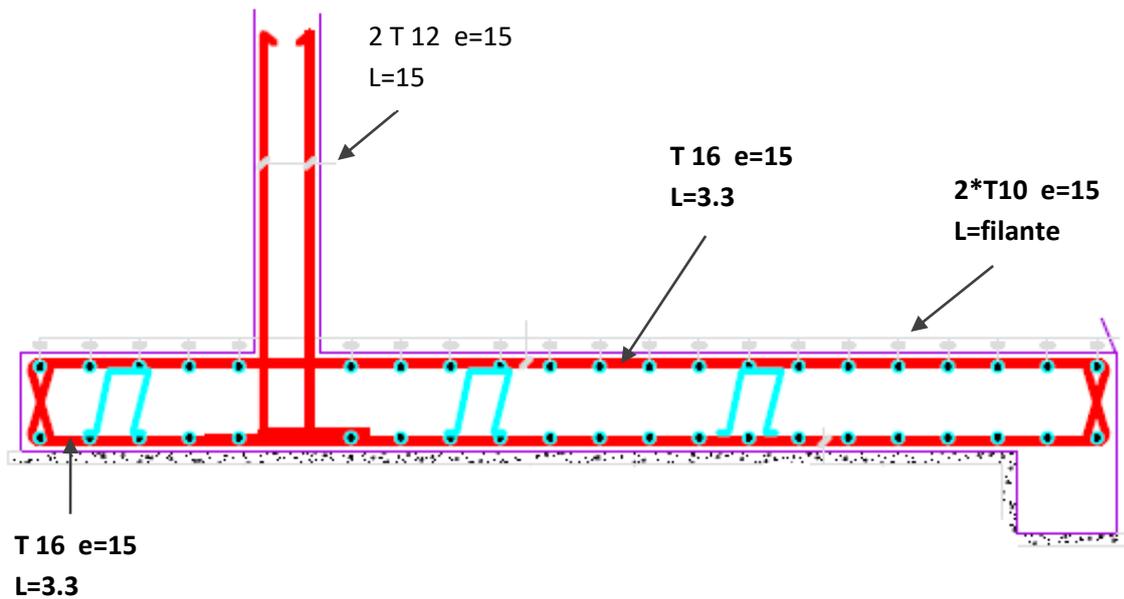
Figure 5.13 : Vérification des contraintes.

➤ Vérification sismique

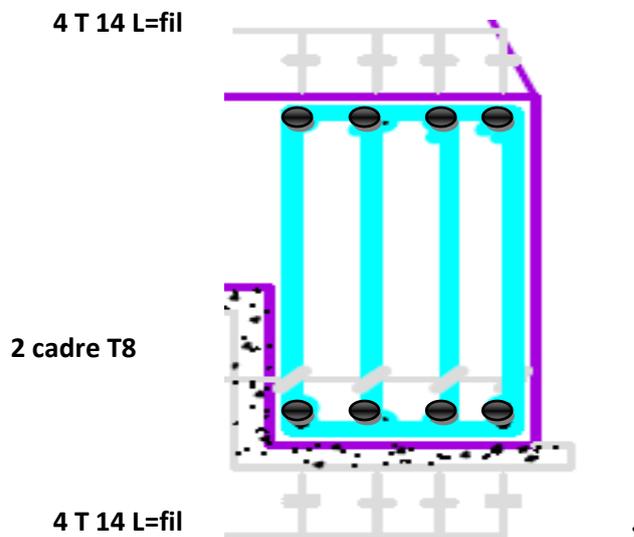
Après la vérification vis-à-vis aux séismes à l'aide de logiciel **Prokon**, le ferrailage proposé par ce logiciel est identique au ferrailage calculé précédemment.

Schéma de ferrailage

Ferrailage de la semelle :

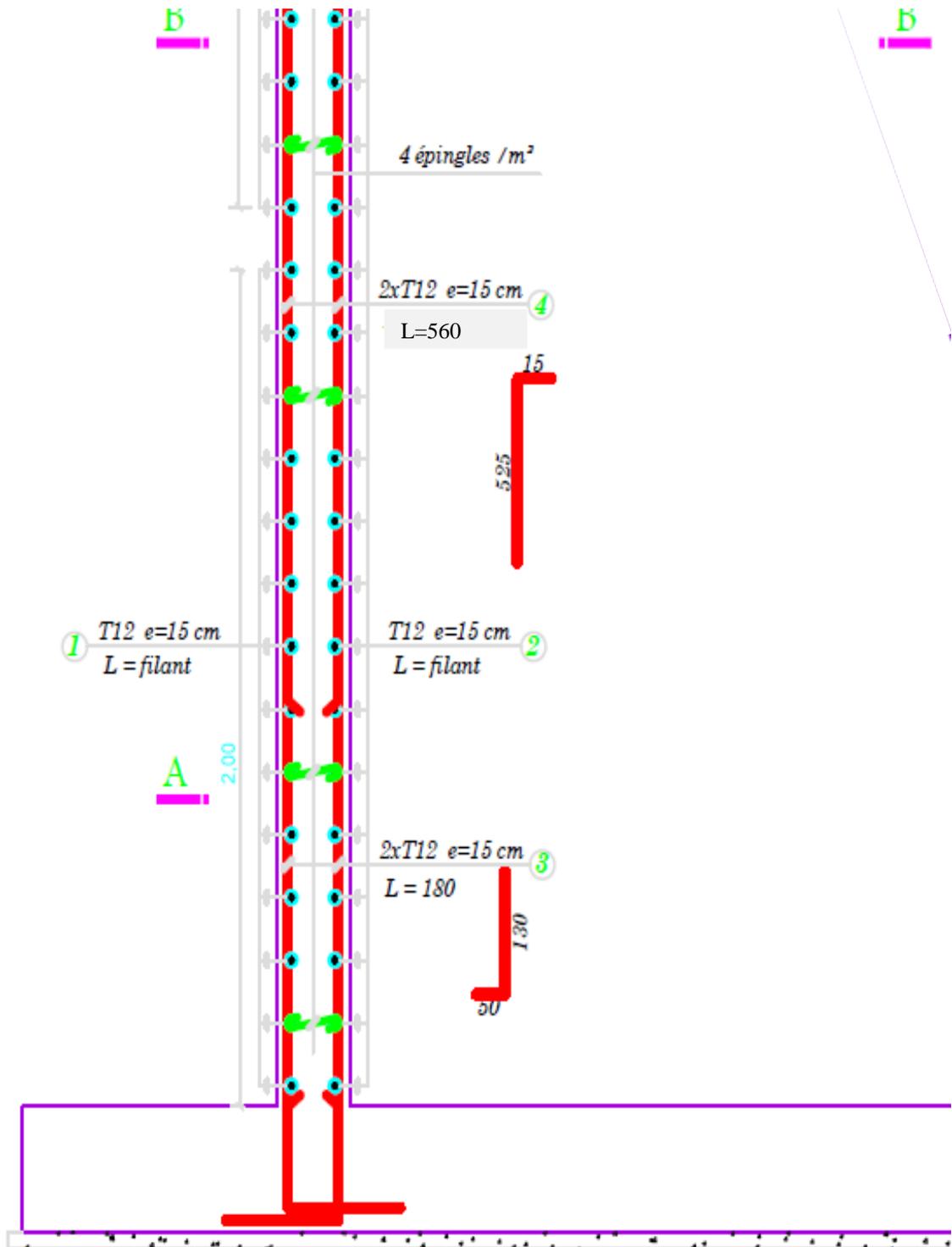


Ferrailage de la bèche

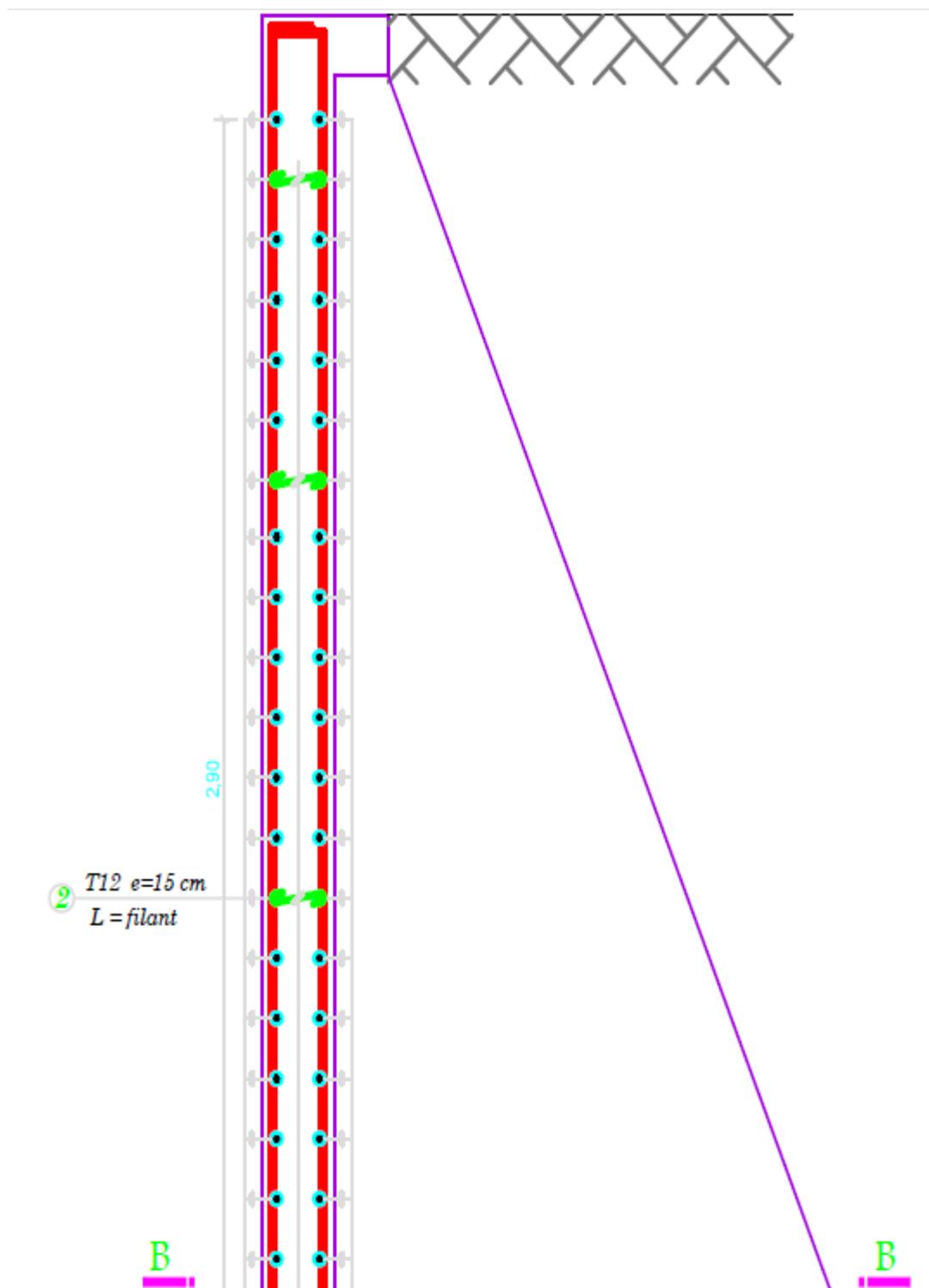


Ferrailage de voile

➤ **Partie 01** (de 0 m à 2.575 m)

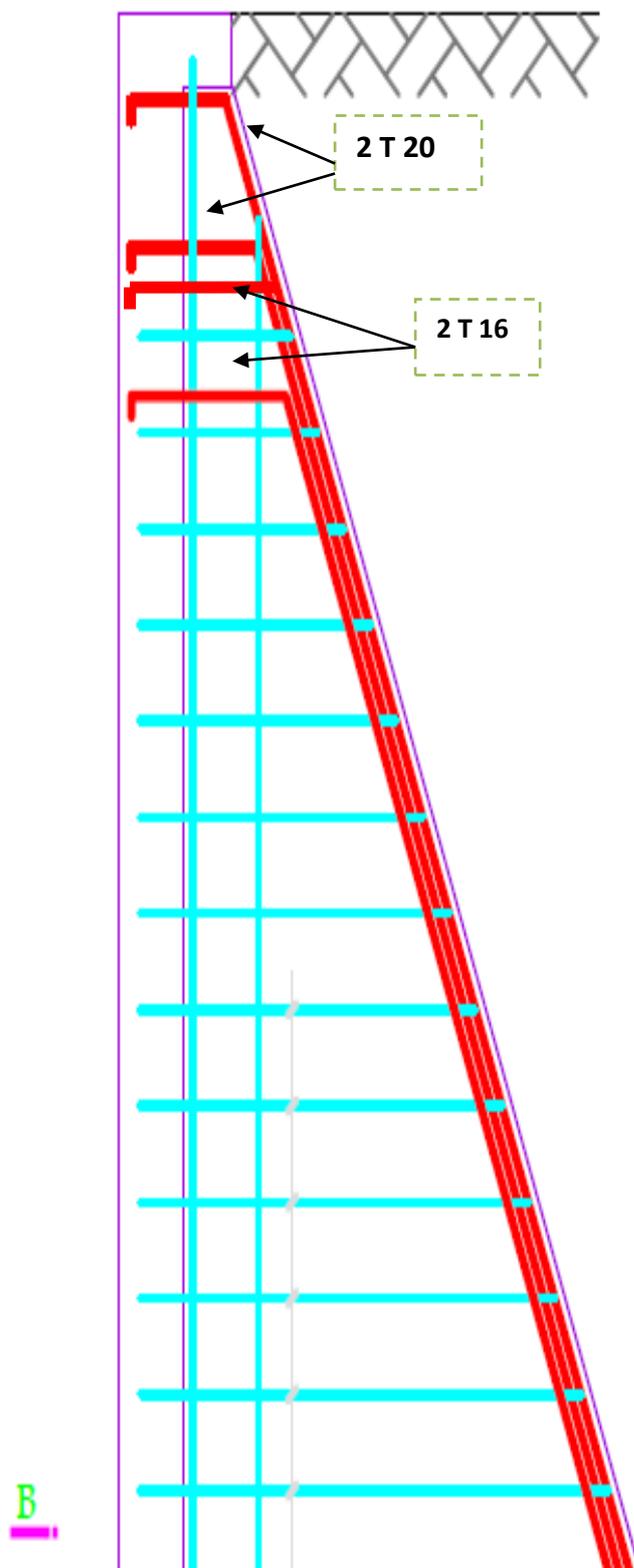


➤ **Partie supérieur** (de 2.575 m à 5.15m)

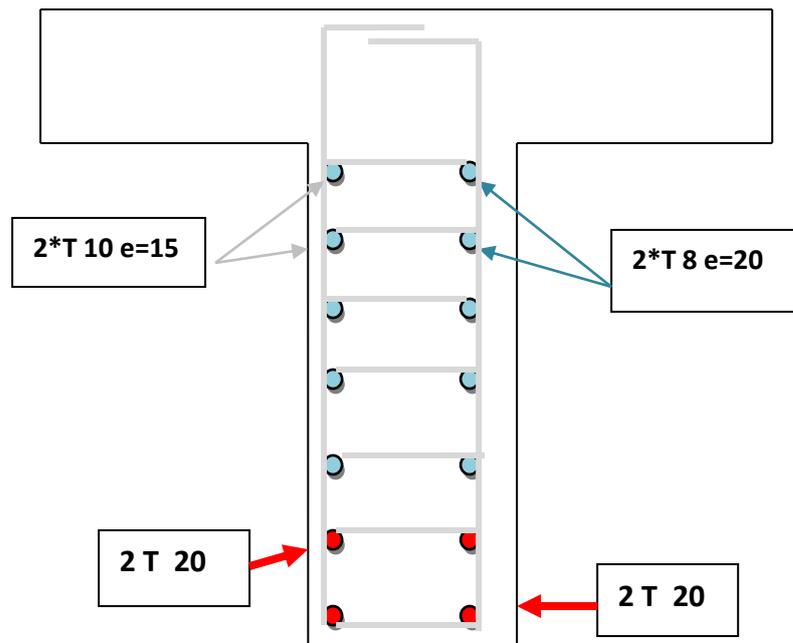
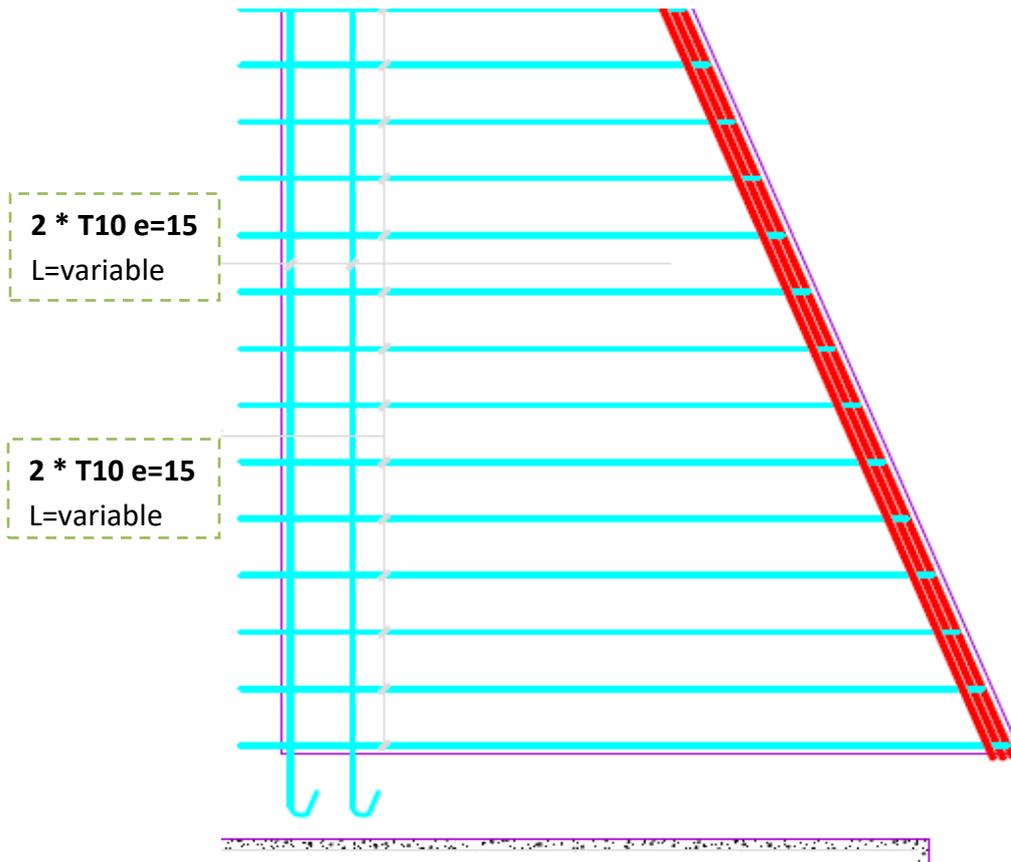


Ferrailage de contrefort

➤ **Partie supérieur** (de 2.575 m à 5.15m)



➤ **Partie inferieur** (de 0 m à 2.575 m)



Conclusion générale

Conclusion générale

L'élaboration de ce projet nous a permis de rassembler différentes connaissances sur les murs de soutènement spécifiquement en béton armé, leur comportement et les diverses méthodes de calculs.

À travers cette étude, nous avons appris comment se familiariser à l'utilisations de plusieurs documents techniques ainsi que de modéliser l'ouvrage et de voir son comportement réel soumis aux différents chargements et sollicitations.

Le présent travail, avait pour but d'analyser la stabilité globale d'un mur de soutènement de type cantilever en béton armé, en vue de soutenir les glissements, renversement et poinçonnement

Au final de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, qui nous a été bénéfique que ce soit dans l'aspect scientifique que technique, et ça reste une étape très importante qui demande des connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur. Nous avons utilisé toutes les possibilités pour présenter un travail bien détaillé et le rendre à l'abri des erreurs car toute œuvre humaine n'est jamais parfaite, nous espérons avoir fait de notre mieux et que la présente étude aura répondu aux objectifs qui lui ont été assigné au départ et quelle sera bénéfique pour tous les étudiants.

Références

ADETS, l'association pour le développement de l'emploi du treillis soudé, mai 2005.

BAEL91-99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, CSTB, Février 2000.

BENYAHIA I et DJELLOULI O, Analyse de la stabilité globale d'un mur cantilever en BA, projet de fin d'étude, Université AbouBekr Belkaid Tlemcen, 2020.

EN 1992-1-1., "Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings", Euro code 2, Brussels, 2004.

Fabrice ROJAT ; Laboratoire de Lyon ENTPE - Cours d'ouvrages de soutènement - 03 & 10
Février 2012.

Henry Thonier, Conception et calcul des structures de bâtiments, Tome 5, Presse de l'école nationale des ponts et chaussées, Paris 1998.

https://www.brainkart.com/article/Design-Of-Retaining-Walls_3751, 20/04/2021.

<https://maconnerie.bilp.fr/guide-mur-soutenement/part-1-generalite/historique>, 20/04/2021.

<https://maconnerie.bilp.fr/guide-mur-soutenement/part-1-generalite/> les règles de prédimensionnement, 20/04/2021.