



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique



جامعة محمد البشير الإبراهيمي برج بوعريريج
Université Mohamed El Bachir Ibrahimy B.B.A
كلية العلوم و التكنولوجيا
Faculté de Science et Technologie
قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil

Mémoire

Présenté pour obtenir

LE DIPLOME DE MASTER

OPTION : STRUCTURE

Par

➤ **CHERGHAL AMIRA**

Intitulé :

**Etude d'un mur de soutènement en béton armé dans une zone
sismique : calcul analytique et modélisation numérique**

Soutenu le :

/06/2025

Devant le jury composé de :

Nom et Prénom	Qualité	Etablissement
M. KHENNOUF Abdelaziz	Encadreur	Univ-BBA
M. TOUAMA Dhiaeddine	Président	Univ-BBA
M.GOUFI Abdelmalek	Examineur	Univ-BBA
M.LAOUBI Hamza	Examineur	Univ-BBA

Année Universitaire : 2024/2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

A decorative floral element consisting of a central flower with several petals and a stem with leaves, positioned at the top left of the calligraphic text.

Remerciements

Nous devons tout d'abord remercions Dieu le tout puissant et miséricordieux, pour nous avoir donnée la force et la patience d'accomplir ce travail.

J'exprime ma profonde gratitude et mon appréciation particulière à mon superviseur, le **Dr Khennouf Abdelaziz**, pour son soutien, ses conseils avisés et sa grande gentillesse tout au long de l'élaboration de ce projet.

Mes respects aux membres du jury et le président qui me feront l'honneur d'apprécier ce modeste travail.

Enfin ma reconnaissance à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de cette mémoire.

Dédicaces

Je dédie ce travail à ceux qui ont planté l'espoir dans mon cœur, l'ont arrosé de prières et l'ont protégé avec patience et sacrifice.

À celui qui m'a appris à donner sans attendre, à celui dont je porte le nom avec fierté, à celui que dieu a doté de prestige de dignité, **mon cher père**.

À **ma chère mère**, source d'une infinie tendresse, celle qui a veillé sur moi, chaque mot de ce travail est le fruit de ton amour et de ton éducation.

A mon cher oncle **AISSA**, qui a toujours été comme un deuxième père et un véritable soutien en toutes circonstances. Merci pour ton soutien constant et ta présence rassurante qui m'ont donné confiance et force. Que Dieu te bénisse et que tu puisses vivre longtemps et en bonne santé.

À ma sœur **Rima**, ta présence dans ma vie est une grande bénédiction et ton soutien est inoubliable.

A mon petit frère **Ayoub**, je voudrais te dire combien je t'aime, qu'Allah te guide et t'accorde réussite et bonheur.

A mes chers cousins et cousines, compagnons d'enfance et porteurs des plus beaux souvenirs d'enfance et détenteurs des plus beaux souvenirs, et tout particulièrement à SARA et DIDIN, merci pour votre présence, car vous avez fait partie de ce parcours, à votre manière.

À ma famille bien-aimée, mon soutien dans la vie, mon refuge dans les moments de doute et ma lumière dans l'obscurité de la route.

Je tiens également à remercier mes amis <<Hadjer>>, <<Maria>> et <<Batoul>> pour leurs orientations, leurs conseils et leur aide.

Résumé

Résumé :

La conception des murs de soutènement revêt une grande importance dans le domaine du génie civil. Une approche courante de la conception sismique de ces derniers consiste à estimer les charges auxquelles ils seront soumis pendant les secousses sismiques et à s'assurer qu'ils peuvent résister à ces charges. En effet, pour garantir leur stabilité et leur résistance sous l'effet d'une charge dynamique, il faut prendre en compte une bonne estimation de la poussée des terres contenues par la paroi du mur en statique et dynamique.

L'objectif de cette étude est de fournir quelques contributions sur l'application de l'analyse statique équivalente des pressions de poussée sismiques pour la conception sismique d'un mur de soutènement rigide en béton armé. Un calcul analytique de stabilité selon RPA 2024 a été suivi par une modélisation numérique à l'aide de logiciel ROBOT EXPERT, dont le but de faire une comparaison entre les résultats de stabilité et de ferrailage.

Mots clés : mur de soutènement, action dynamique, facteur de sécurité, modélisation numérique.

Abstract

Abstract:

The design of retaining walls is of great importance in civil engineering. A common approach to the seismic design of retaining walls is to estimate the loads to which they will be subjected during seismic shaking, and to ensure that they can withstand these loads. Indeed, to guarantee their stability and resistance under dynamic loading, it is necessary to take into account a good estimate of the earth thrust contained by the wall, both statically and dynamically.

The aim of this study is to provide some contributions on the application of equivalent static analysis of seismic thrust pressures for the seismic design of a rigid reinforced concrete retaining wall. An analytical stability calculation according to RPA 2024 was followed by numerical modeling using ROBOT EXPERT software, with the aim of comparing stability and reinforcement results.

Key words : retaining wall, dynamic action, safety factor, numerical modeling.

ملخص :

يكتسب تصميم الجدران الاستنادية أهمية كبيرة في الهندسة المدنية. يتمثل أحد الأساليب الشائعة للتصميم الزلزالي للجدران الاستنادية في تقدير الأحمال التي ستعرض لها أثناء الاهتزازات الزلزالية والتأكد من قدرتها على مقاومة هذه الأحمال. في الواقع، لضمان ثباتها ومقاومتها تحت تأثير الحمل الديناميكي، من الضروري أن يؤخذ في الاعتبار تقدير جيد للدفع الأرضي الذي يحتوي عليه الجدار، سواءً من الناحية الاستاتيكية أو الديناميكية.

تهدف هذه الدراسة إلى تقديم بعض المساهمات في تطبيق التحليل الساكن المكافئ لضغوط الدفع الزلزالي في التصميم الزلزالي لجدار استنادي من الخرسانة المسلحة الصلبة. أُجري حساب الاستقرار التحليلي وفقاً لمعيار RPA 2024، ثم أُجريت نمذجة عددية باستخدام برنامج ROBOT EXPERT، بهدف مقارنة نتائج الاستقرار ونتائج التسليح.

كلمات مفتاحية : الجدار الاستنادي، الحركة الديناميكية، عامل الأمان، النمذجة العددية.

Sommaire

Résumé.....	I
Liste des figures.....	VII
Liste des tableaux.....	IX
Liste des symboles.....	X
Introduction Générale	1

CHAPITRE I : SYENTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1	Introduction	4
1.2	Définition des ouvrages de soutènement.....	4
1.3	Les différents types des ouvrages de soutènement	4
1.3.1	Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement	5
1.3.2	Cas où la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement	6
1.3.3	Cas où la poussée est reprise en totalité ou en partie par des ancrages	8
1.4	Théorie de la pression des terres	9
1.4.1	Pression statique sur les murs de soutènement	9
1.4.2	Méthodes des calculs des forces sismiques	18
1.5	Pressions sismiques sur les murs de soutènement	19
1.5.1	La vérification de la stabilité	19
1.5.2	La poussée active dynamique globale, <i>Pad</i>	20
1.5.3	La poussée passive dynamique globale, <i>Ppd</i>	23
1.5.4	Vérification de la stabilité dynamique de l'ouvrage de soutènement	24
1.6	Type de rupture des ouvrages de soutènement.....	24
1.6.1	Stabilité externe	25
1.6.2	Stabilité interne	26
1.7	Conclusion.....	27

CHAPITRE II : CALCUL DYNAMIQUE D'UN MUR DE SOUTENEMENT

2.1	Introduction	28
2.2	Présentation de cas étudier	28
2.3	Pré-dimensionnement	29
2.4	Calcul statique de la poussée	30
2.4.1	Calcul le coefficient de poussée	30

2.4.2	Les forces de poussées	31
2.5	Calcul dynamique de poussée	31
2.5.1	Calcul les coefficients de sismicité	31
2.5.2	La force de poussée dynamique globale	32
2.6	Calcul de la stabilité	34
2.6.1	Les forces verticales Fv :	34
2.6.2	Les moments de stabilité MS	35
2.6.3	Les moments de renversements Mr	36
2.6.4	Vérification au renversement	36
2.6.5	Vérification au glissement	36
2.6.6	Vérification au poinçonnement	36
2.7	Calcul du Ferrailage	37
2.7.1	Ferrailage de la semelle	37
2.7.2	Ferrailage de rideau	39
	Calcul des forces de poussées dynamique pour 1 ml de largeur :	39
2.8	Conclusion	40

CHAPITRE III : MODELESATION NUMERIQUE D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT PAR LOGICIEL EXPERT

3.1	Introduction	42
3.2	Présentation de programme EXPERT (2010)	42
3.2.1	Géométrie du mur	42
3.2.2	Sols	45
3.2.3	Charges	45
3.2.4	Paramètres de calcul	46
3.2.5	Paramètres de ferrailage	47
3.2.6	Résultats	47
3.3	Modèle numérique du calcul dynamique d'un mur de soutènement en béton armé	48
3.3.1	Les donnés	49
3.3.2	Résultats	52
3.4	Note de calcul	53
3.4.1	Paramètre de calcule	53
3.4.2	Géométrie	54
3.4.3	Sol	54
3.4.4	Charges	55

3.4.5	Résultats de calculs	55
3.5	Conclusion	59
	Conclusion Générale et Perspectives	60
	Référence	62

LISTE DES FIGURE

Figure I.1 Exemple d'un mur de soutènement en béton armé.	1
Figure I.2 Mur poids en maçonnerie.	1
Figure I.3 Mur poids en béton.	1
Figure I.4 Mur en gabion.	1
Figure I.5 Eléments préfabriqués pour mur de soutènement.	1
Figure I.6 Bloc emplié en béton préfabriqués.	1
Figure I.7 Mur cantilever en béton armé.	1
Figure I.8 Diverses disposition de bèches.	1
Figure I.9 Paroi moulée.	1
Figure I.10 Techniques de bétonnage les parois moulées.	1
Figure I.11 Les rideaux de palplanches.	1
Figure I.12 Mur ancrée.	1
Figure I.13 Paroi ancrée.	1
Figure I.14 Etat initial du sol au repos.	1
Figure I.15 Déplacement nécessaire de la mobilisation des état limite de poussée et de butée.	1
Figure I.16 Etat limite de poussée du sol (terre horizontale $\beta=0$; et sans frottement sol-écran $\delta=0$).	1
Figure I.17 Etat limite du butée du sol (terre horizontale $\beta=0$; et sans frottement sol-écran $\delta=0$).	1
Figure I.18 Poussées sur un mur selon Coulomb.	1
Figure I.19 Hypothèse de la méthode de Rankine (d'après Schlosser).	1
Figure I.20 Cercles de Mohr de poussée et butée pour un sol purement frottant avec $\lambda = \beta = \delta = 0$	1
Figure I.21 Cercles de Mohr de poussée et butée pour un sol purement cohérent.	1
Figure I.22 Cercles de Mohr de poussée et butée pour un sol cohérent et frottant.	1
Figure I.23 Equilibre de Boussinesq et de Rankine.	1
Figure I.24 Conventions de signe pour les tables de poussée-butée.	1
Figure I.25 Schématisation des angles considérés dans les expressions du coefficient de poussée.	1
Figure I.26 Trois types de stabilité externe.	1
Figure I.27 Influence de renversement sur le mur.	1
Figure I.28 Influence de glissement sur le mur.	1
Figure I.29 Influence de poinçonnement sur le mur.	1
Figure I.30 Rupture interne des ouvrages de soutènement.	1
Figure II.1 Présentation du cas étudié.	1
Figure II.2 Schéma de Prédimensionnement d'un mur de soutènement en BA.	1
Figure II.3 Prédimensionnement du mur de soutènement en BA étudié.	1
Figure II.4 Les forces de poussées statiques du au surcharge et au remblai.	1
Figure II.5 Les forces de poussées dynamiques du au remblai.	1
Figure II.6 Les forces de poussées dynamiques du a la surcharge.	1
Figure II.7 Les forces verticales.	1
Figure III.1 Donnée de Géométrie (général).	1

Figure III.2 Donnée de Géométrie (voile).....	1
Figure III.3 Donnée de Géométrie (semelle).....	1
Figure III.4 Donnée de Géométrie (tablettes).....	1
Figure III.5 Donnée de Sols.....	1
Figure III.6 Donnée de charge.....	1
Figure III.7 Donnée Paramètres de calcul.....	1
Figure III.8 Donnée Paramètres de ferrailage.....	1
Figure I.9 Fenêtre de résultats.....	1
Figure III.10 Donnée de Géométrie.....	1
Figure III.11 Donnée de Sols.....	1
Figure III.12 Donnée de charge.....	1
Figure III.13 Donnée de calcul.....	50
Figure III.14 Donnée sismique.....	50
Figure III.15 Donnée de ferrailage.....	1
Figure III.16 Donnée de Résultats.....	51
Figure III.17 Sol de fondation.....	1
Figure III.18 Sol coté aval.....	1
Figure III.19 Diagramme des moments.....	1
Figure III.20 Les surfaces des ferrailages.....	1
Figure III.21 Schéma de ferrailage par expert.....	59

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée.	1
Tableau I.2 La valeur K0 de varie suivant les différents sols [8]......	11
Tableau I.3 Expression des composantes de la poussée active dynamique globale.	1
Tableau II.1 Prédimensionnement du mur en BA étudié.	1
Tableau II.2 Les moments de stabilités.	35
Tableau II.3 Les moments de renversements.	36
Tableau II.4 Ferrailage de la semelle et du voile.	39
Tableau III.1 Paramètres géotechniques du sol.	1
Tableau III.2 Calculs géotechniques du sol coté amont.	55
Tableau III.3 Moments de flexion.	57
Tableau III.4 Calcul de ferrailage	58

LISTE DES SYMBOLES

K_0 : Coefficient de pression des terres au repos.

K_a : Coefficient de poussée.

K_p : Coefficient de butée.

σ'_{h0} : Contrainte effective horizontale.

σ'_{v0} : Contrainte effective verticale.

τ : Contrainte tangentielle.

F_p : Force de poussée.

F_a : Force de butée.

F_V : Force vertical.

F_H : Force horizontal.

F_r : Facteur de sécurité de renversement.

P_{ad} : Force de poussée dynamique.

ΔP_{ad} : L'incrément dynamique.

F_g : Facteur de sécurité de glissement.

q : Surcharge uniformément répartie.

EI : Rigidité de flexion.

E : Module de Young.

φ' : L'angle de frottement effective de sol.

C' : La cohésion de sol.

θ : Angle de rupture.

β : L'inclinaison du remblai d'arrière le mur.

δ : Angle de frottement sol-écran.

γ : Poids volumique.

λ : Inclinaison du mur.

e : Excentricité.

ε : Déformation.

ν : Coefficient de poisson.

i : Angle de la surface du remblai sur l'horizontale.

A : Coefficient d'accélération sismique maximal.

I : Coefficient d'importance.

S : Classe de site.

h_{ae} : Point d'application de la force P_{ad} .

Introduction Générale

Introduction Générale

La stabilisation des massifs de sols se fait généralement, soit par la construction d'un ouvrage de soutènement, ce procédé rentre dans le domaine de la structure, soit par l'ajout d'éléments de renforcement au sol en place, ce procédé appartient au domaine de la géotechnique. Les besoins sont nombreux : protection contre les glissements de terrain ou les éboulements, le long des routes ou des berges, vers les fondations des ouvrages ou les bases des bâtiments, etc. Pour réaliser le dimensionnement correct d'un mur de soutènement, la considération principale est l'estimation correcte de la poussée du sol retenue par le mur.

L'étude des murs de soutènement en béton armé en zone sismique a pour objectif de comprendre le comportement de ces structures sous sollicitations dynamiques, et de proposer un dimensionnement sûr et efficace, adapté aux caractéristiques du site, du sol, et aux exigences réglementaires en vigueur. Elle vise également à identifier les solutions techniques les plus appropriées pour assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage face aux aléas sismiques.

L'objet de la présente recherche consiste essentiellement de l'étude et de la modélisation numérique d'un ouvrage de soutènement en béton armé en T renversé dans une zone sismique. Ce mur est étudié par l'utilisation de logiciel de calcul performant (ROBOT EXPERT). Ce logiciel permet de modéliser n'importe quelle structure en remblai de sol en étudiant plusieurs paramètres influant sur son comportement.

Pour ce faire, notre mémoire est scindé en trois chapitres :

- Le premier chapitre sera consacré à une recherche bibliographique sur les murs de soutènement en béton armé (leur contenu, les types, les classements et leur fonctionnement), et représenté aussi les méthodes de calculs et dimensionnement du mur de soutènement en béton armé dans un site sismique. Ainsi qu'une brève description des méthodes de calcul de stabilité externe et interne du mur.
- Quant au deuxième chapitre, il la présente le calcul analytique dynamique d'un mur de soutènement en béton armé en T renversé. Le dimensionnement du mur et

Introduction Générale

les calculs des forces de poussées statique et dynamique ont été envisagés afin d'analyser la stabilité externe du mur.

- En ce qui concerne le troisième chapitre comporte une présentation de l'ensemble de fonctionnalités de l'outil de simulation numérique (ROBOT) nécessaire pour la modélisation des murs de soutènement.

En fin, ce mémoire s'achève par les conclusions auxquels nous aurons aboutis

CHAPITRE I : SYENTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

Synthèse Bibliographique

1.1 Introduction

Les ouvrages de soutènement sont des structures essentielles dans le domaine du génie civil, conçues pour résister à la pression des terres et stabiliser les sols. Ce chapitre est consacré sur une synthèse bibliographique sur les ouvrages de soutènement, dans laquelle nous présentons une définition des ouvrages de soutènement sur leur différent type et les modes de rupture. Ainsi que les méthodes d'analyse sismique dans les règlements parasismiques algérienne (RPA 2024).

1.2 Définition des ouvrages de soutènement

Un ouvrage de soutènement est une construction destinée à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide. Les ouvrages de soutènement sont 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 : ceux composés d'une paroi résistante et d'une semelle de fondation et ceux composés d'une paroi (palplanches) [1].



Figure I.1 Exemple d'un mur de soutènement en béton armé.

1.3 Les différents types des ouvrages de soutènement



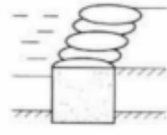
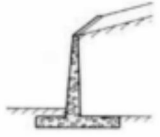

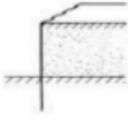
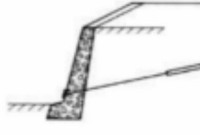

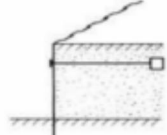
Il existe de nombreux types d'ouvrages de soutènement, sont classés selon leur mode de reprise par poussée :

- Poids de l'ouvrage.

Chapitre I : Synthèse Bibliographique

- Encastrement.
- Ancrage.

Tableau I.1 Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la

Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l'ouvrage	 Mur poids en béton ou maçonnerie	 Mur en Terre Armée	 Ouvrage cellulaire
Encastrement	 Mur cantilever en béton armé	 Paroi moulée	 Rideau de palplanches
Ancrage	 Mur poids en béton ou maçonnerie	 Mur en Terre Armée	 Ouvrage cellulaire

1.3.1 Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement

On distingue 4 familles principales d'ouvrages :

1.3.1.1 Mur poids

Réalisés en maçonnerie de pierres, en assemblage de très gros blocs ou en gros béton, ils résistent à la poussée des terres par son propre poids et sont les plus anciens murs de

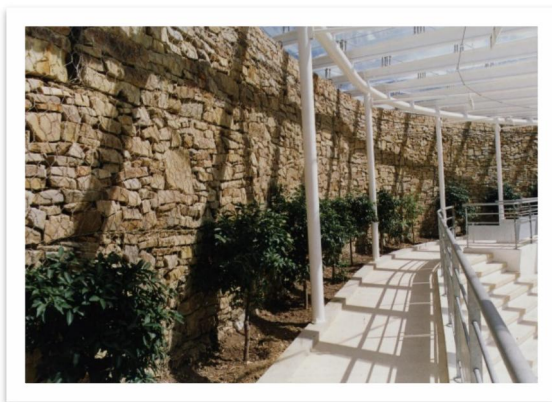


Figure I.2 Mur poids en maçonnerie.



Figure I.3 Mur poids en béton.

soutènement [2].

1.3.1.2 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, il s'agit d'une enveloppe de fil de fer grillagée parallélépipédique 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 [3].

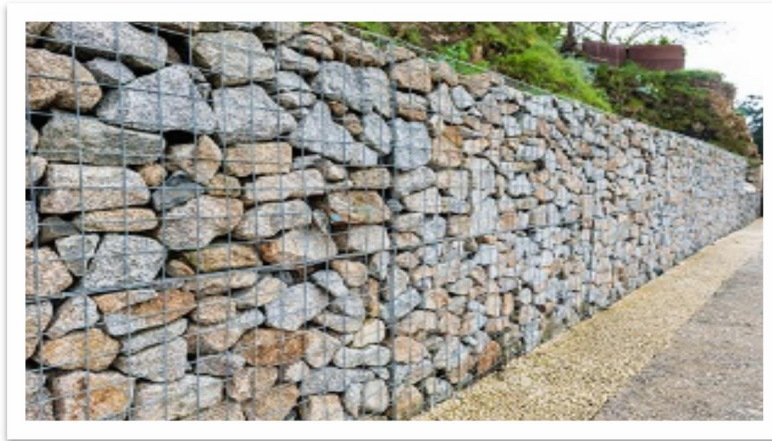


Figure I.4 Mur en gabion.

1.3.1.3 Les murs en éléments préfabriqués

Ce sont des murs en béton armé préfabriqué ou en métal constitués d'éléments superposés. Ce dispositif offre un aspect architectural très intéressant [4].



Figure I.5 Eléments préfabriqués pour mur de soutènement.



Figure I.6 Bloc empilé en béton préfabriqués.

1.3.2 Cas où la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement

Dans le cas où la poussée est reprise par un encastrement, plusieurs types d'ouvrages sont à signaler. Parmi lesquels, on citera :

1.3.2.1 Mur cantilever en béton armé

Il est composé d'une base élargie et encastrée à la partie supérieure du sol de fondation, fonctionne en faisant participer à l'action de soutènement une partie du poids du remblai. Les murs cantilevers en béton armé sont également des ouvrages rigides [5].

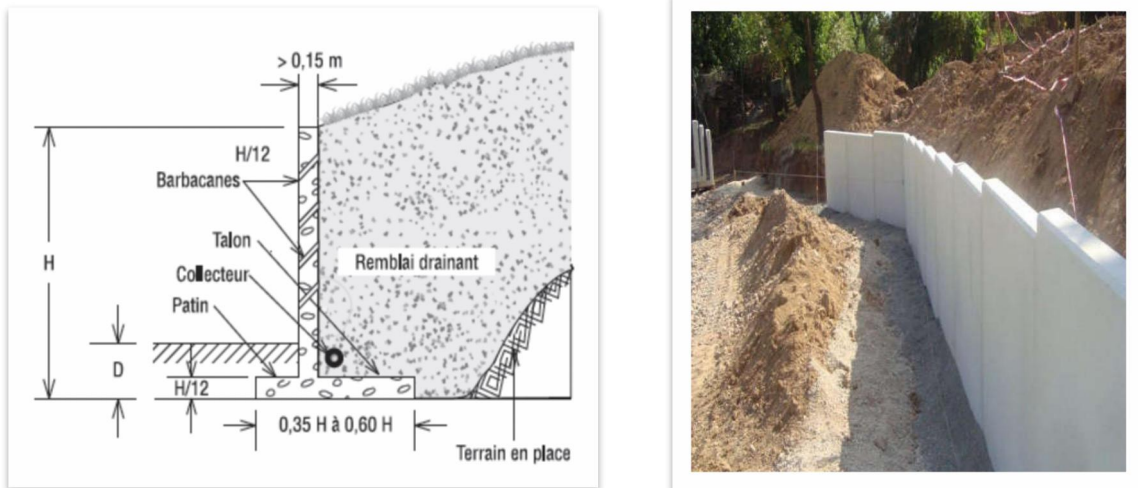


Figure I.7 Mur cantilever en béton armé.

Parfois, la stabilité au glissement du mur nécessite de disposer sous la semelle une « bêche ». Celle-ci peut être soit à l'avant, soit à l'arrière de la semelle, soit parfois encore en prolongement du voile. Cette bêche est toujours coulée en « pleine fouille » sans coffrage [3].

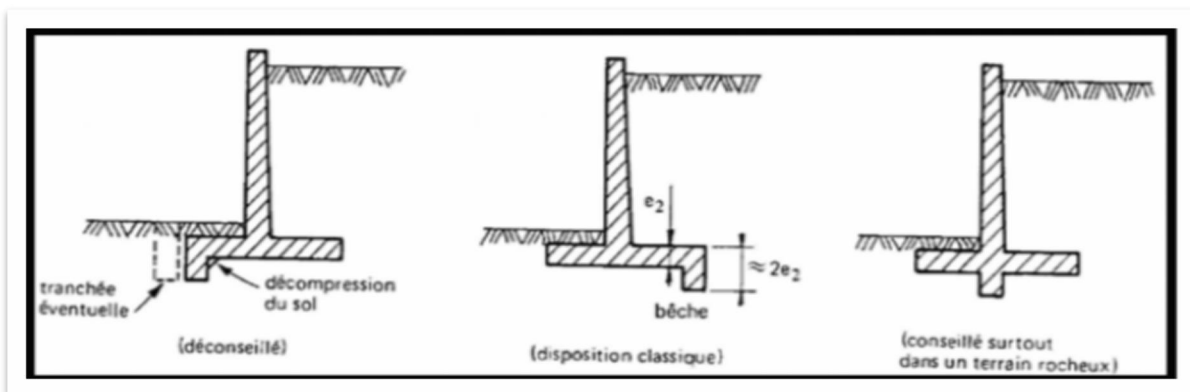
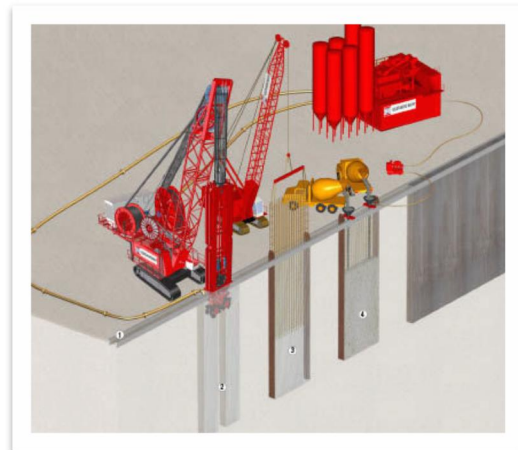


Figure I.8 Diverses disposition de bèches.

1.3.2.2 Les murs en parois moulées

Une paroi moulée est un écran en béton armé moulé dans le sol. La stabilité de la tranchée pendant les opérations de forage, de ferrailage et de bétonnage est obtenue avec un



fluide de perforation appelé boue [6].

1.3.2.3 Les rideaux de palplanches

Encastrés dans le sol de fondation : ce sont des ouvrages de soutènement flexibles, où l'interaction structure-remblai a une influence prépondérante sur le comportement de l'ouvrage [7].

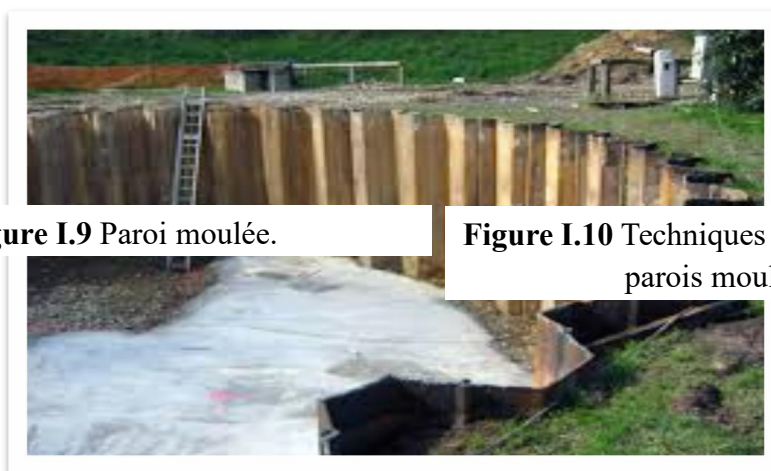


Figure I.9 Paroi moulée.

Figure I.10 Techniques de bétonnage les parois moulées.

Figure I.11 Les rideaux de palplanches.

1.3.3 Cas où la poussée est reprise en totalité ou en partie par des ancrages

Dans les deux cas cités précédemment (poussée reprise par le poids ou l'encastrement), il est possible d'utiliser des tirants pour reprendre une partie de la poussée des terres. Les tirants sont très fréquents dans le cas des parois, pour limiter la profondeur à encastrer et reprendre

Chapitre I : Synthèse Bibliographique

provisoirement la poussée des terres. Après excavation les efforts seront repris par les planchers disposés entre les parois et souvent les tirants seront désactivés [3].

Les ouvrages ancrés rencontrés sont donc :

- les murs ancrés.
- les parois moulées ancrées.
- les palplanches ancrées.

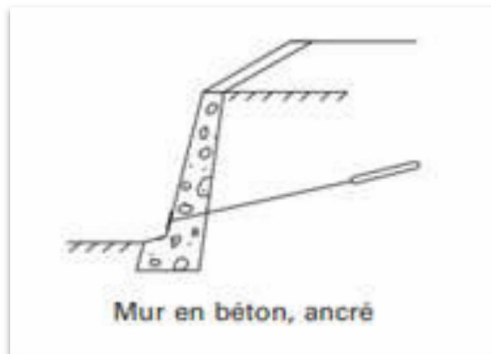


Figure I.12 Mur ancrée.

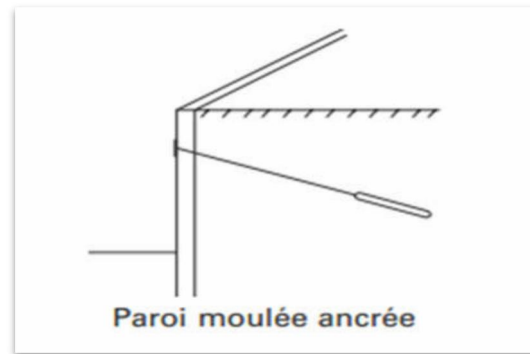


Figure I.13 Paroi ancrée.

1.4 Théorie de la pression des terres

1.4.1 Pression statique sur les murs de soutènement

La pression statique sur les murs de soutènement est un concept important en génie civil, notamment pour la conception et l'analyse de ces structures. La pression statique est la force exercée par le sol ou un autre matériau retenu sur le mur en l'absence de mouvement. La pression statique exercée par le sol sur un mur de soutènement est souvent calculée en utilisant la théorie de Rankine ou celle de Coulomb. Ces théories permettent de déterminer la pression latérale exercée par le sol en fonction de ses propriétés et de la géométrie du mur.

1.4.1.1 Etat de repos

Avant de subir des déplacements, le sol se trouve dans un état initial qui dépend de son histoire géologique. On nomme cet état « poussée des terres au repos » (sans déplacement). Pour le définir, on relie la contrainte effective horizontale à la contrainte effective verticale par le coefficient des terres au repos K_0 [8].

$$\sigma_{h0}' = k_0 \sigma_{v0}' \quad (1.1)$$

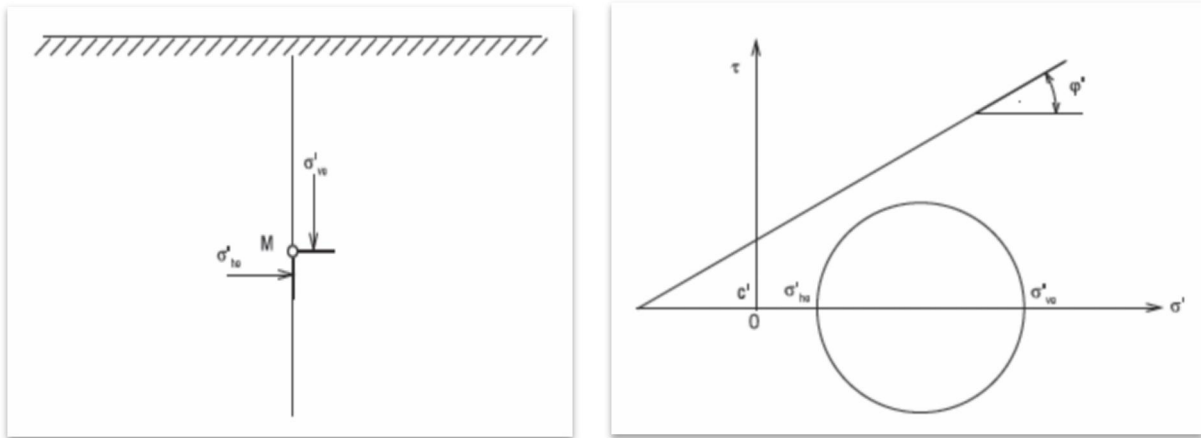


Figure I.14 Etat initial du sol au repos.

✚ Estimation du coefficient k_0 :

- Si le sol avait un comportement élastique linéaire, K_0 serait égal à :

$$k_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (1.2)$$

Avec ν coefficient de poisson du sol, Cette valeur théorique s'éloigne trop de la réalité pour être utilisée pratiquement.

- Pour les sols pulvérulents et les sols fins normalement consolidés, on pourra utiliser la formule simplifiée de Jacky :

$$k_0 = 1 - \sin\varphi \quad (1.3)$$

S'il existe, derrière le mur, un talus de pente β la valeur du coefficient des terres au repos, avec la même définition sera :

$$k_{0\beta} = k_0(1 + \sin\beta) \quad (1.4)$$

La valeur de K_0 augmente pour les sols sur consolidés, d'autant que le R_{0c} est important.

On pourra utiliser la relation suivante :

$$K_0 = (1 - \sin\varphi)R_{0c}^{\frac{1}{2}} \quad (1.5)$$

Avec :

$$R_{0c} = \sigma_p' / \sigma_{v0}'$$

(1.6)

La valeur de K_0 varie suivant les différents sols. Elle est donnée de façon approximative dans le tableau I.2 :

Tableau I.2 La valeur K_0 de varie suivant les différents sols [8].

Type de sol	Valeur de K_0
Sable lâche	0.45 à 0.50
Sable compacte	0.40 à 0.45
Argile normalement consolidée	0.50
Argile sur consolidée	> 0.50

1.4.1.2 Mobilisations des équilibres de Poussée et butée

Pour qu'il y ait équilibre de poussée ou de butée, il faut qu'il y ait déplacements (Figure.I.13), grossièrement de l'ordre de $\frac{H}{1000}$ pour mobiliser la poussée et supérieur à $\frac{H}{100}$ pour mobiliser la butée [9].

$$Poussée \approx \frac{H}{1000}$$

$$Butée > \frac{H}{100}$$

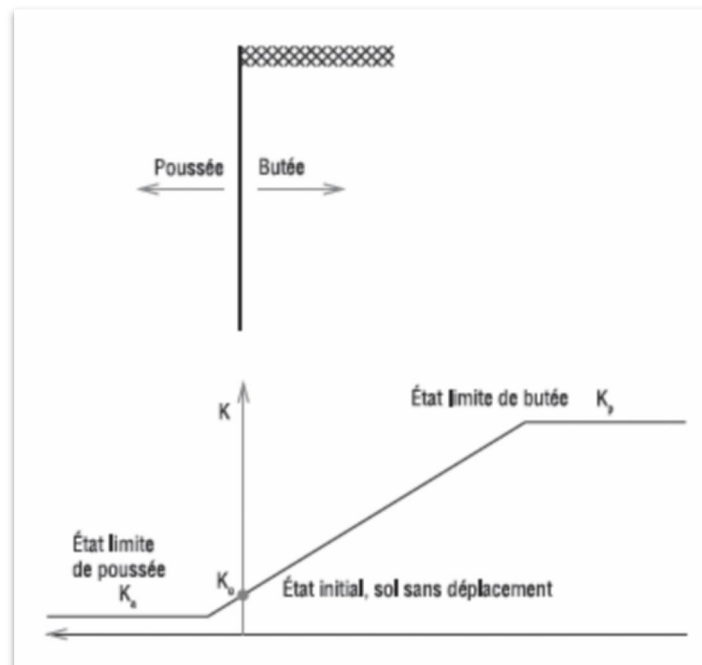


Figure I.15 Déplacement nécessaire de la mobilisation des état limite de poussée et de butée.

a) Équilibre de poussée

Le sol se décomprime, pour atteindre une valeur limite σ_a' (équilibre actif ou inférieur) inférieure à σ_{h0}' . Par rapport à l'état initial, la contrainte σ_{v0}' étant constante, la contrainte

Chapitre I : Synthèse Bibliographique

horizontale σ_{h0}' diminue jusqu'à ce que le cercle de Mohr devienne tangent à la droite de Mohr-Coulomb pour une valeur de $\sigma_h' = \sigma_a'$ (Figure I.14). Le sol est à l'état de poussée ; la contrainte de poussée est reliée à la contrainte verticale σ_{v0}' , dans le cas d'un écran vertical sans frottement sol-écran, par le coefficient de poussée K_a [9].

$$\sigma_a' = K_a \cdot \sigma_{v0}'$$

(1.7)

Où :

- σ_a' est la contrainte de poussée.
- σ_{v0}' est la contrainte effective vertical.
- K_a est le coefficient de poussée.

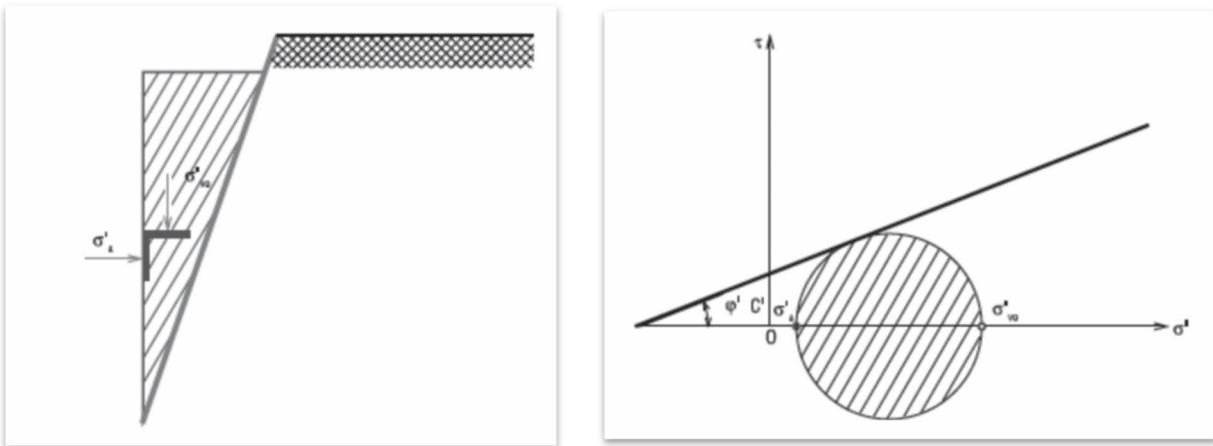


Figure I.16 Etat limite de poussée du sol (terre horizontale $\beta=0$; et sans frottement sol-écran $\delta=0$).

b) Equilibre de butée

Le sol se déplacera jusqu'à ce que la contrainte initiale σ_{h0}' augmente ; le sol se comprime, pour atteindre une valeur limite σ_p' (équilibre passif ou supérieur) supérieure à σ_{h0}' . Par rapport à l'état initial, la contrainte σ_{v0}' étant constante, la contrainte horizontale σ_{v0}' augmente jusqu'à ce que le cercle de Mohr devienne tangent à la droite de Mohr-Coulomb pour une valeur de $\sigma_h' = \sigma_{v0}'$ (Figure I.15). Le sol est à l'état de butée. La contrainte de butée est reliée à la contrainte verticale σ_{v0}' , dans le cas d'un écran vertical sans frottement sol-écran, par le coefficient de butée K_p [9].

$$\sigma_p' = K_p \sigma_{v0}'$$

(1.8)

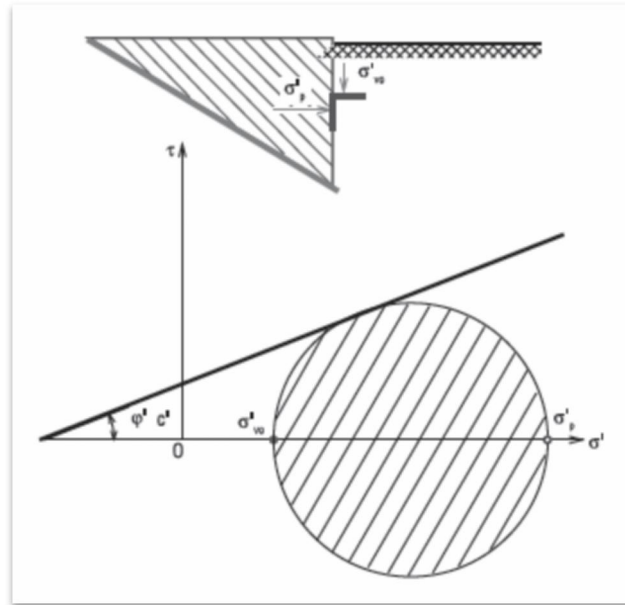


Figure I.17 Etat limite du butée du sol (terre horizontale $\beta=0$; et sans frottement sol-écran $\delta=0$).

1.4.1.3 Théorie de Coulomb (1773)

Cette méthode, déjà ancienne, permet la détermination de la force de poussée s'exercent sur un écran d'orientation verticale ou inclinée (Figure I.16) [10].

Les hypothèses sont les suivant :

- Le sol est homogène et isotrope.
- Le mur est rigide.
- La surface de rupture est plane passant au pied de l'écran.
- L'angle de frottement δ entre le mur et le sol est connu.
- La cohésion n'est pas prise en compte.

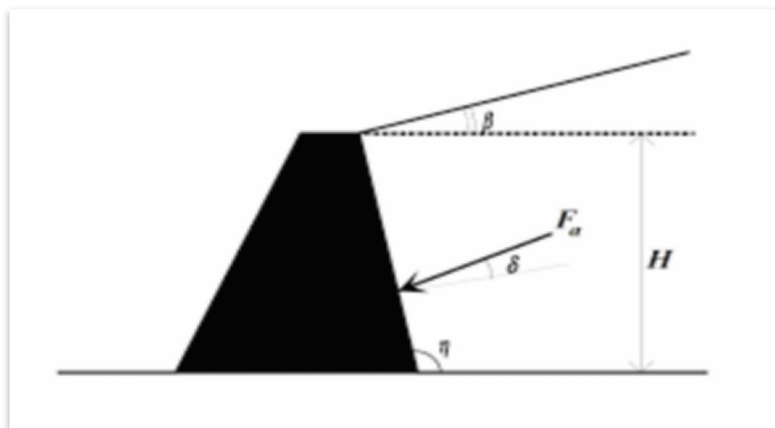


Figure I.18 Poussées sur un mur selon Coulomb.

Chapitre I : Synthèse Bibliographique

La force de la poussée égale à :

$$F_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

(1.9)

- Ou K_a coefficient de poussée, es donné par la formule de Poncelet :

$$K_a = \frac{\sin^2(n-\varphi)}{\sin^2 n \cdot \sin(n+\delta)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta) \cdot \sin(\varphi-\delta)}{\sin(n+\delta) \cdot (n-\beta)}} \right]^{-2} \quad (1.10)$$

- Pour $\beta = 0$, $n = \frac{\pi}{2}$, $\delta = 0$ (mur lisse), on obtient :

$$K_a = \frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (1.11)$$

1.4.1.4 Théorie de Rankine (1860)

Rankine (1860) suppose que le mur est lisse (pas de frottement entre le mur et le sol) et que le sol est homogène et isotrope. Cette théorie satisfait la solution de la borne inférieure de l'analyse limite [11].

Les hypothèse sont les suivants [10] :

- Le sol est isotrope.
- Le mur ne modifie pas la répartition des contraintes verticales :

$$\sigma_v = \gamma \cdot h \text{ Pour un sol à surface horizontale.}$$

$$\sigma_v = \gamma \cdot h \cdot \cos \beta \text{ pour un sol à surface inclinée d'un angle } \beta \text{ sur l'horizontal.}$$

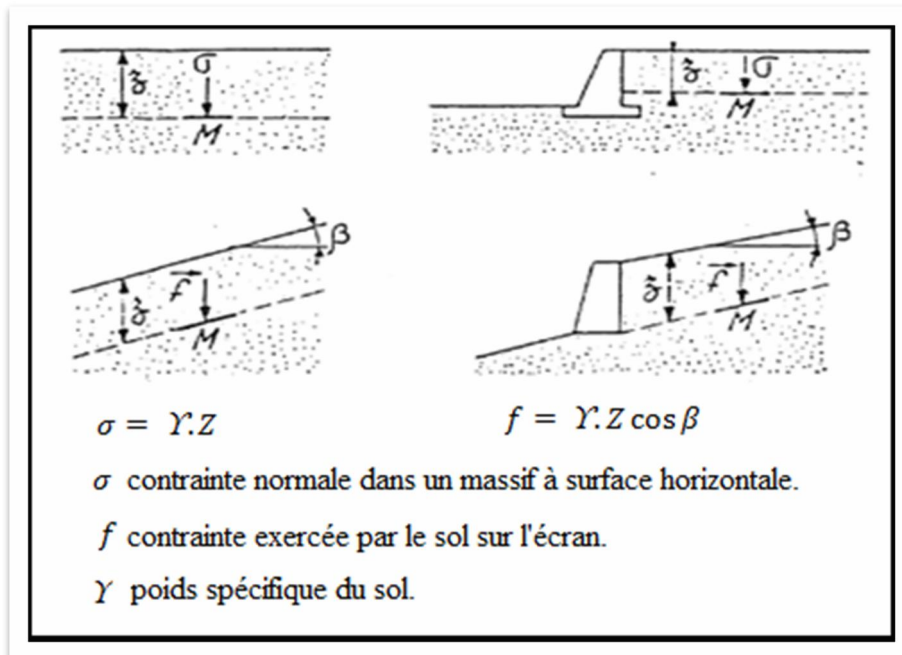


Figure I.19 Hypothèse de la méthode de Rankine (d'après Schlosser).

Chapitre I : Synthèse Bibliographique

a) Pour les sols pulvérulent ($\varphi' \neq 0; c' = 0$) a surface horizontale

La contrainte de poussée (active) est :

$$\sigma_a = K_a \cdot \gamma \cdot h$$

(1.12)

Avec :

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

De même la contrainte de butée (passive), est :

$$\sigma_p = K_p \cdot \gamma \cdot h \quad (1.12)$$

Avec :

$$K_p = \frac{1}{K_a} = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (1.13)$$

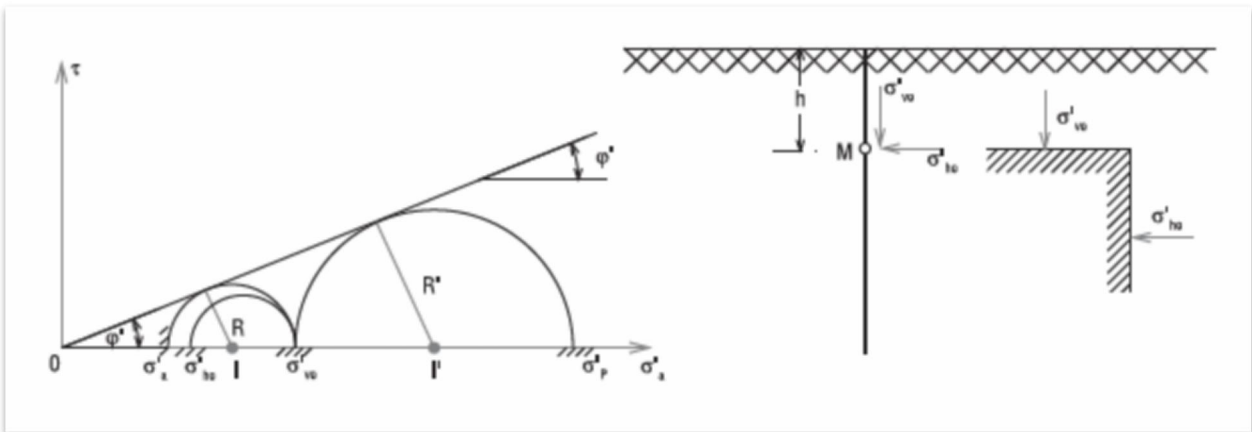


Figure I.20 Cercles de Mohr de poussée et butée pour un sol purement frottant avec $\lambda = \beta = \delta = 0$.

b) Pour les sols purement cohérent ($\varphi_u = 0; c_u \neq 0$)

C'est le cas du sol fin saturé en comportement à court terme. Le calcul s'effectue donc en contraintes totales comme argile ou limon saturés non drainés.

La contrainte de poussée est :

$$\sigma_a = \sigma_v - 2c_u \quad (1.14)$$

Avec :

$$K_a = 1 - 2 \frac{c_u}{\gamma h}$$

(1.15)

La contrainte de butée est :

$$\sigma_a = \sigma_v + 2c_u$$

(1.16)

Chapitre I : Synthèse Bibliographique

Avec :

$$K_p = 1 + 2 \frac{c_u}{\gamma h}$$

(1.17)

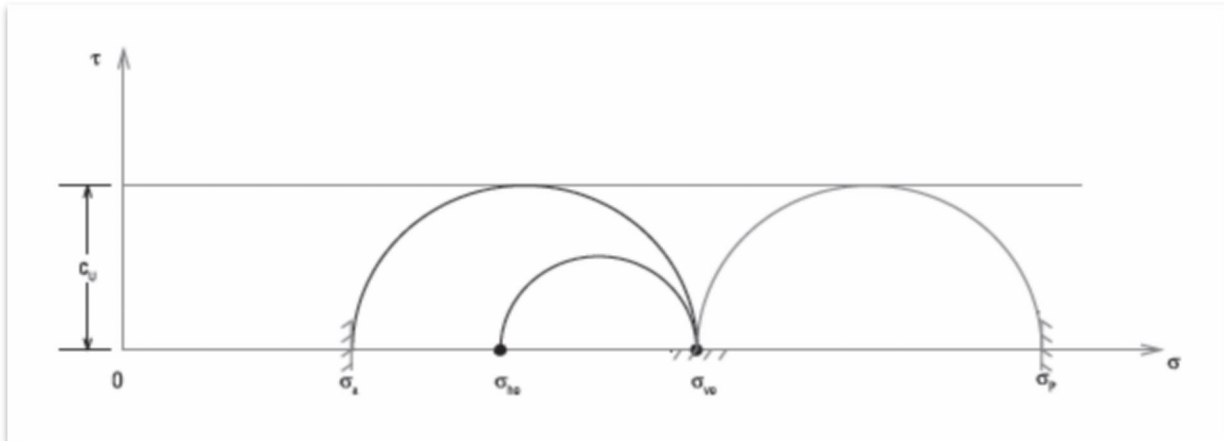


Figure I.21 Cercles de Mohr de poussée et butée pour un sol purement cohérent.

c) Pour les sols cohérent et frottant ($\varphi' \neq 0$; $c' \neq 0$)

La contrainte de poussée est :

$$\sigma_a' = k_a \sigma_v' - 2c' \sqrt{k_a} \quad (1.18)$$

Avec :

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.19)$$

La contrainte de butée est :

$$\sigma_a' = k_p \sigma_v' + 2c' \sqrt{k_p} \quad (1.20)$$

Avec :

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.21)$$

Les forces de poussée et de butée sont obtenues par intégration :

$$F_a = \int_0^H K_a \cdot \gamma \cdot h \cdot dh = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2$$

(1.22)

De même :

$$F_p = K_p \cdot \gamma \cdot H^2$$

(1.23)

Les forces sont appliquées au tiers de la hauteur à partir de la base.

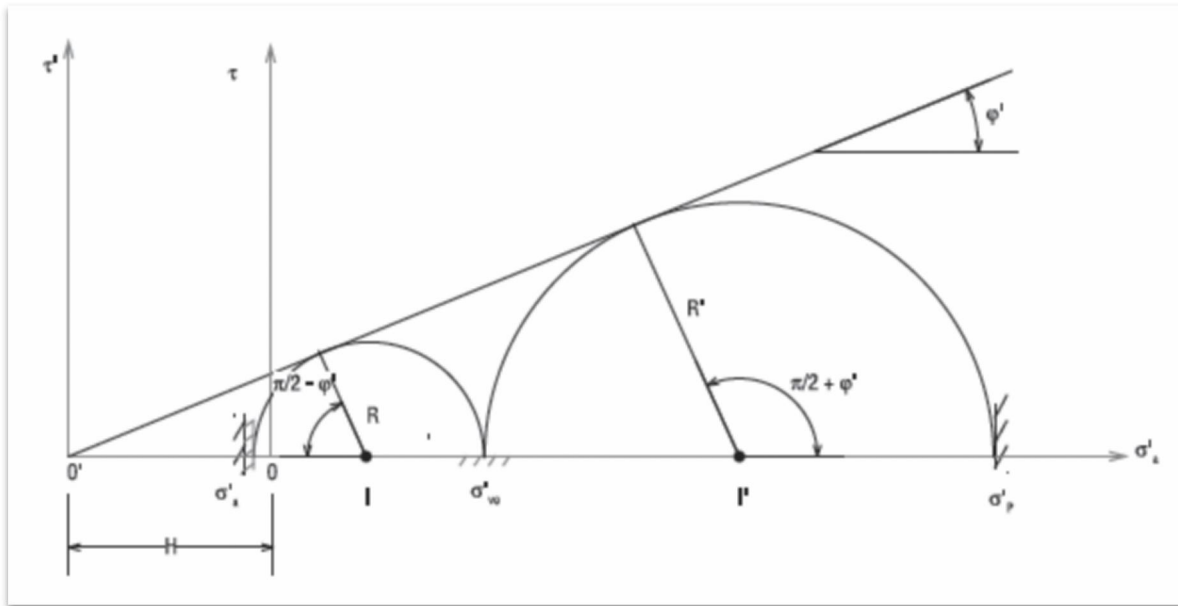


Figure I.22 Cercles de Mohr de poussée et butée pour un sol cohérent et frottant.

1.4.1.5 Méthode de Boussinesq

BOUSSINESQ (1882) a amélioré la théorie de RANKINE en prenant en compte l'interaction réelle entre le sol et l'écran, c'est-à-dire en choisissant la valeur de l'angle de frottement δ sol-écran. Les contraintes appliquées sur le mur de soutènement sont donc inclinées d'un angle δ par rapport à la normale à l'écran. Dans cet équilibre, BOUSSINESQ considère une première zone où on a l'équilibre de RANKINE se raccordant à une seconde zone où il tient compte des conditions aux limites sur l'écran [12].

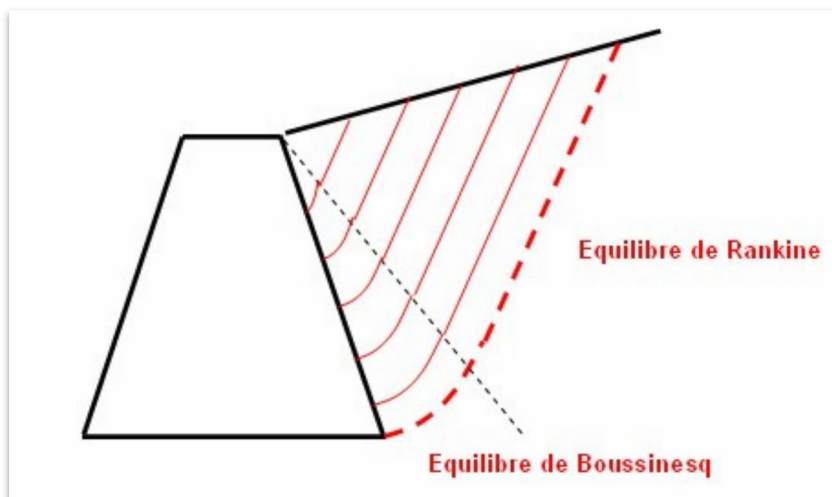


Figure I.23 Equilibre de Boussinesq et de Rankine.

Chapitre I : Synthèse Bibliographique

Si Boussinesq avait bien posé le problème, il n'a été résolu qu'en 1948 par Caquot et Kérisel. Les résultats sont fournis dans les tables de Caquot, Kérisel et Absi qui donnent les coefficients de poussée et de butée du sol (pesant) *purement frottant* : K_a et K_p [12].

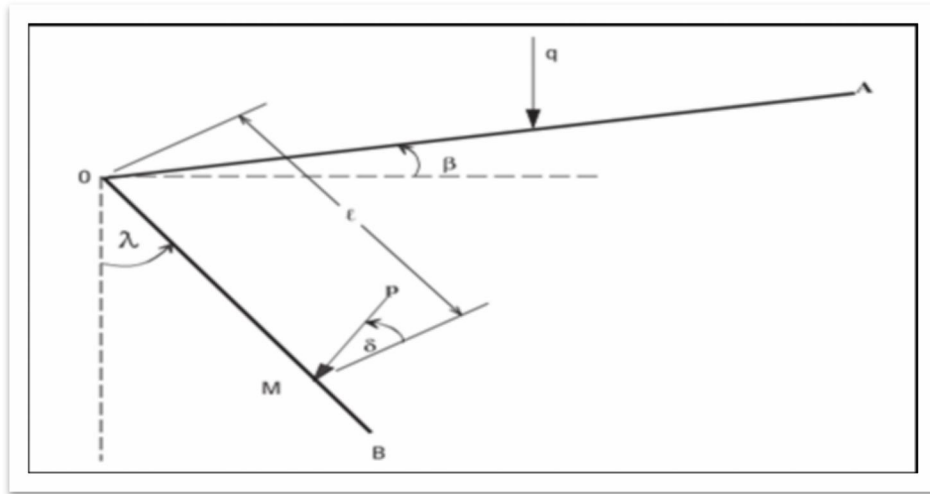


Figure I.24 Conventions de signe pour les tables de poussée-butée.

Les contraintes de poussée et de butée due au sol pesant agissant sur la paroi à une distance L du sommet O est donnée par :

$$\sigma_a = k_a \cdot \gamma \cdot l \quad (1.24)$$

$$\sigma_p = k_p \cdot \gamma \cdot l \quad (1.25)$$

1.4.2 Méthodes des calculs des forces sismiques

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

1.4.2.1 La méthode statique équivalent

Les forces réelles dynamiques, qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique [13].

1.4.2.2 La méthode d'analyse modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et, en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Le principe de la méthode spectrale repose sur la base modale dans l'objectif d'obtenir la réponse sismique de la structure (déplacement). Elle prend en compte tous les modes de vibration contribuant de manière significative à la réponse globale de la structure [14].

1.4.2.3 La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée, au cas par cas, par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire [13].

1.5 Pressions sismiques sur les murs de soutènement

L'analyse de sécurité, sous sollicitations sismiques des ouvrages de soutènement (murs en BA, remblais renforcés, Gabions, massifs cloués, etc.), peut être faite soit au moyen de méthodes d'analyse dynamique reconnues, soit par un calcul statique équivalent sous certaines conditions. Le calcul statique équivalent, détaillé ci-après, n'est pas applicable pour des ouvrages de soutènement ayant des hauteurs supérieures à 10 mètres [13].

1.5.1 La vérification de la stabilité

La vérification de la stabilité est effectuée par application de deux coefficients sismiques :

$$k_h = \begin{cases} \frac{1}{2} A.I.S \text{ ouvrages flexibles} \\ \frac{2}{3} A.I.S \text{ ouvrages semi flexibles} \\ A.I.S \text{ ouvrages rigide} \end{cases} \quad (1.26)$$

$$k_v = \begin{cases} \pm \frac{1}{2} k_h : \text{situation sismique de type 1} \\ \pm \frac{1}{3} k_h : \text{situation sismique de type 2} \end{cases} \quad (1.27)$$

Avec :

K_h et K_v sont des coefficients utilisés pour calculer les forces horizontales et verticales à appliquer à l'ouvrage de soutènement et au terrain retenu ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le terrain, selon les combinaisons (K_h, K_v) et $(K_h, -K_v)$.

(A.I.S) est l'accélération de calcul tel que :

Chapitre I : Synthèse Bibliographique

- A : Coefficient d'accélération maximale normalisée par rapport à l'accélération de la pesanteur, g, de zone au rocher.
- I : Coefficient d'importance.
- S : Coefficient de site.

En absence d'ouvrage, il y a lieu de choisir la valeur de I correspondant à celles du groupe d'importance 2 en fonction de la zone sismique.

- ❖ **Remarque 1** : Un ouvrage flexible, cas des murs poids, est celui admettant des déplacements en tête allant jusqu'à 300 AIS (mm). Un ouvrage semi flexible, cas des murs poids, est celui admettant des déplacements en tête allant jusqu'à 200 AIS (mm). Les ouvrages rigides sont ceux qui n'admettent pas de déplacements significatifs en tête tels que les murs cantilever, murs ancrés ou contreventés, murs en béton renforcé fondés sur pieux verticaux, etc.
- ❖ **Remarque 2** : En présence de sols sableux saturés, susceptibles de développer une forte pression interstitielle, il convient de prendre $K_h = A.I.S.$
- ❖ **Remarque 3** : Pour les murs autres que les murs-poids, les effets de l'accélération verticale (K_v) peuvent être négligés en situation sismique de type 2.
- ❖ **Remarque 4** : Dans le cas où l'ouvrage de soutènement est érigé sur une pente présentant des caractéristiques géométriques susceptibles de provoquer une amplification topographique, il est nécessaire d'appliquer le coefficient d'amplification topographique (ST) à Eq.(1.26).

1.5.2 La poussée active dynamique globale, P_{ad}

La force de poussée dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du soutènement, est égale à :

$$\vec{P}_{ad} = \vec{P}_{ae} + \vec{P}_{ws} + \vec{P}_{wd} \quad (1.28)$$

Où : P_{ae} est la poussée dynamique active

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma^* \left(1 + \frac{2.q.\cos(\beta)}{\gamma^*.H.\cos(\beta-i)} \right) . H^2 . (1 \pm k_v) . k_{ae} \quad (1.29)$$

- K_{ae} : Coefficient de poussée dynamique donné par :

- Si $\theta \leq (\varphi' - i)$:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\varphi' - \theta - \beta)}{\cos\theta . \cos^2\beta . \cos(\delta + \beta + \theta)} \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) . \sin(\varphi' - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) . \cos(\beta - i)}} \right]^{-2} \quad (1.30)$$

Chapitre I : Synthèse Bibliographique

- Si $\theta > (\phi' - i)$:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(i-\beta)}{\cos(\phi'-i) \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\delta+\beta+\phi'-i)} \quad (1.31)$$

- L'expression de P_{ae} donne deux valeurs dépendant du signe de K_v . Pour des considérations de conception, le maximum des deux valeurs doit être pris en compte.
- Pour le cas statique ($K_h=K_v=0$), l'expression du coefficient de poussée statique active, K_a , est obtenue en considérant $\theta = 0$ dans Eq (1.30) ou (1.31).

Avec :

- P_{wd} : poussée hydrodynamique de l'eau.
- P_{ws} : poussée statique de l'eau.
- γ^* : poids volumique du sol de remblai.
- q : surcharge verticale uniforme du remblai.
- H : hauteur de la paroi à l'arrière du soutènement sur laquelle s'exerce P_{ae} .
- H_w : hauteur du niveau de la nappe phréatique par rapport à la base du mur.
- ϕ' : angle de frottement interne du remblai sans cohésion.
- θ : angle.
- β : inclinaison du soutènement (parement amont) par rapport à l'axe vertical.
- δ : angle de frottement remblais/soutènement ($\delta < \frac{2}{3}\phi'$), pour la butée $\delta = 0$.
- i : angle de la surface du remblai sur l'horizontale.
- α : inclinaison du plan de rupture potentiel.

Ces coefficients représenté dans le **tableau I.3**

Tableau I.3 Expression des composantes de la poussée active dynamique globale.

Paramètre	Nappe en-dessous du mur	Sous nappe dans les conditions dynamiques	
		Sol très perméable: $k > 0.1m/s$	Sol imperméable: $k < 10^{-4}m/s$
γ^* : poids volumique du sol	γ	γ' égal aussi à $(\gamma_{sat} - \gamma_w)$	
P_{wd} : poussée hydrodynamique de l'eau	0	$\frac{7}{12} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H_w^2$	0
P_{ws} : poussée statique de l'eau	0	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_w^2$	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_w^2$
angle θ	$\tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$	$\tan^{-1}\left(\left(\frac{\gamma_d}{\gamma^*}\right) \cdot \left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)\right)$	$\tan^{-1}\left(\left(\frac{\gamma_{sat}^*}{\gamma^*}\right) \cdot \left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)\right)$

Chapitre I : Synthèse Bibliographique

Où :

- γ : poids volumique total (ou humide) du sol,
- γ' : poids volumique effectif de sol (déjaugée)
- γ_{sat} : poids volumique du sol saturé
- γ_w : poids volumique de l'eau
- γ_d : poids volumique du sol sec
- $\gamma^*_{sat} = \gamma_{sat}$ lorsque $H = H_w$
- Si le niveau de la nappe d'eau, H_w , est situé au-dessous de la hauteur du mur de soutènement, H , nous pouvons considérer, d'une manière approchée, le poids volumique du sol équivalent, γ^* , et le poids volumique du sol saturé équivalent, γ^*_{sat} , sont comme suit :

$$\gamma^* = \left(\frac{H_w}{H}\right)^2 \cdot \gamma' + \left(1 - \left(\frac{H_w}{H}\right)^2\right) \cdot \gamma$$

$$\gamma^*_{sat} = \left(\frac{H_w}{H}\right)^2 \cdot \gamma_{sat} + \left(1 - \left(\frac{H_w}{H}\right)^2\right) \cdot \gamma$$

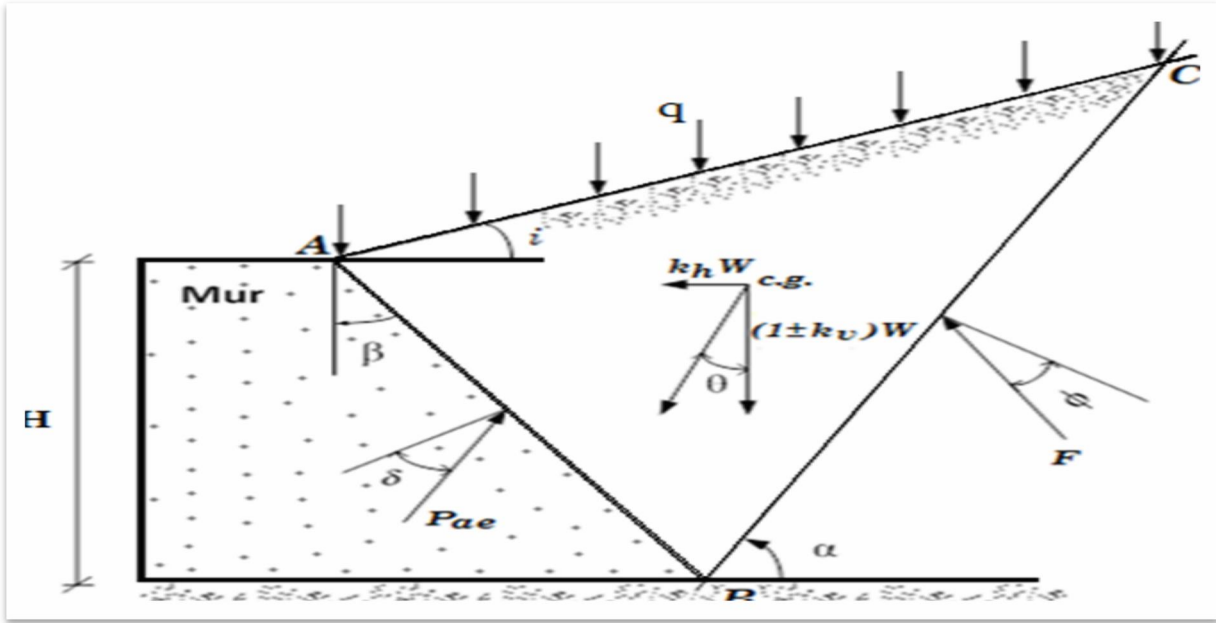
- La poussée dynamique active ($P_{ae} \cdot \cos\delta$) est normale au soutènement et agit à la hauteur h_{ae} par rapport à sa base, telle que:

$$\frac{h_{ae}}{H} = \frac{1}{2} - \frac{1}{6} \cdot \frac{\bar{P}_a}{P_{ae}}$$

- \bar{P}_a est la poussée statique active sans surcharge verticale uniforme du remblai, donnée par :

$$\bar{P}_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot H^2 \cdot K_a$$

- La force P_{ws} est normale au soutènement et agit à $\left(\frac{H}{3}\right)$ par rapport à sa base



- La force P_{wd} est normale au soutènement et agit à $(\frac{2}{5}H)$ par rapport à sa base.

Figure I.25 Schématisation des angles considérés dans les expressions du coefficient de poussée.

1.5.3 La poussée passive dynamique globale, P_{pd}

La force de butée dynamique globale qui s'exerce à l'aval sur une hauteur, D, correspondant à la profondeur d'ancrage de la semelle du soutènement, est égale à :

$$\vec{P}_{pd} = \vec{P}_{pe} + \vec{P}_{ws} - \vec{P}_{wd} \quad (1.32)$$

$$P_{pe} = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot q \cdot \cos \beta}{\gamma^* \cdot D \cdot \cos(\beta - i)}\right) \cdot D^2 \cdot (1 \pm K_v) \cdot K_{pe} \quad (1.33)$$

- K_{pe} : Coefficient de butée dynamique donné par :

- si $\theta \leq \phi' + i$:

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\phi' - \theta + \beta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta - \beta + \theta)} \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \cdot \sin(\phi' - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cdot \cos(\beta - i)}}\right]^{-2} \quad (1.34)$$

- si $\theta > \phi' + i$:

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(i - \beta)}{\cos(\phi' + i) \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta - \beta + \phi' + i)} \quad (1.35)$$

Chapitre I : Synthèse Bibliographique

- L'expression de P_{pe} donne deux valeurs dépendant du signe de K_v . Pour des considérations de conception, le minimum des deux valeurs doit être pris en compte.
- Pour le cas statique ($K_h = K_v = 0$), l'expression du coefficient de butée statique passive, K_p , est obtenue en considérant $\theta = 0$ dans Eq. (1.34) ou (1.35).
- La butée dynamique passive, $P_{pe} \cos \delta$, est normale au mur de soutènement et agit à h_{pe} par rapport à sa base tel que :

$$\frac{h_{pe}}{D} = \frac{1}{2} - \frac{1}{6} \cdot \frac{\overline{P}_p}{P_{pe}}$$

\overline{P}_p : est la butée statique passive sans surcharge verticale uniforme du remblai, donnée par

$$\overline{P}_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot D^2 \cdot k_p$$

1.5.4 Vérification de la stabilité dynamique de l'ouvrage de soutènement

La vérification de la stabilité globale (ensemble ouvrage-terrain) s'identifie à celle de la stabilité des pentes.

- ✚ La stabilité au glissement, sous la fondation de l'ouvrage de soutènement, est vérifiée en tenant compte de l'application, à la résistance ultime au glissement, d'un coefficient de sécurité de 1.25.
- ✚ La stabilité au renversement du mur, autour de l'arête aval de la semelle, sera vérifiée en tenant compte d'un coefficient de sécurité égal à 1.3. La résistance au renversement résulte du poids de l'ouvrage de soutènement, de sa fondation et du remblai sus-jacent.
- ✚ La vérification de la capacité ultime de la fondation de l'ouvrage de soutènement s'identifie à celle de la vérification de la capacité portante.
- ✚ Les vérifications des résistances des diverses parties de l'ouvrage de soutènement (système d'ancrage, éléments structuraux, etc.) sont effectuées compte tenu des coefficients de sécurité pour les matériaux utilisés.

1.6 Type de rupture des ouvrages de soutènement

La stabilité dynamique d'un ouvrage de soutènement doit être étudiée à l'état limite ultime. Plusieurs modes de rupture doivent être envisagés. La vérification doit être conduite pour chacun d'entre eux.

Parmi les modes de rupture possibles, on distingue la stabilité interne (rupture des éléments constitutifs de l'ouvrage sous l'action des forces extérieures) de la stabilité externe (renversement, instabilité d'ensemble, poinçonnement, glissement) [12].

1.6.1 Stabilité externe

Il existe trois types de stabilité externe :

- ✓ La stabilité au renversement.
- ✓ La stabilité au glissement.
- ✓ La stabilité au poinçonnement

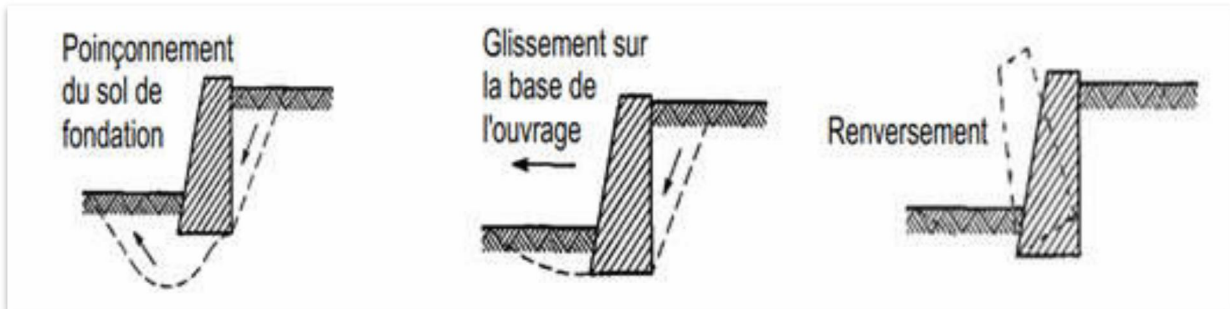


Figure I.26 Trois types de stabilité externe.

1.6.1.1 La stabilité au renversement

Pour que la stabilité au renversement soit assurée. Il faut que le rapport entre les moments stabilisants et les moments renversants, doit être supérieur à 1,3.

$$F_{\text{ren}} = \frac{\sum M_s}{\sum M_r} > 1.3 \quad (1.36)$$

Les moments renversants (M_r) sont les forces horizontales multipliées par leur bras de levier par rapport à O.

Les moments stabilisants (M_s) sont les forces verticales multipliées par leurs bras de levier par rapport à O [15].

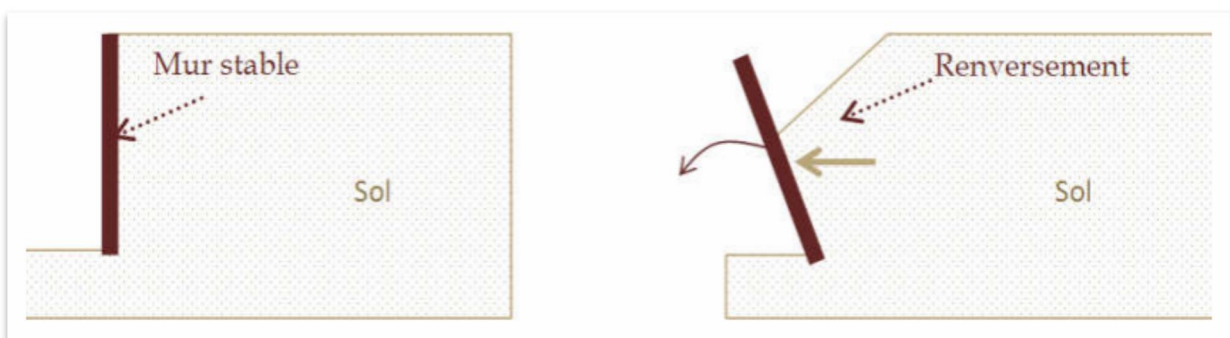


Figure I.27 Influence de renversement sur le mur.

1.6.1.2 Stabilité au glissement

Cette justification consiste à vérifier que l'ouvrage ne glisse pas sur sa base. On vérifie que [16] :

$$F_{gli} = \frac{\sum F_s}{\sum F_r} > 1.25 \quad (1.37)$$

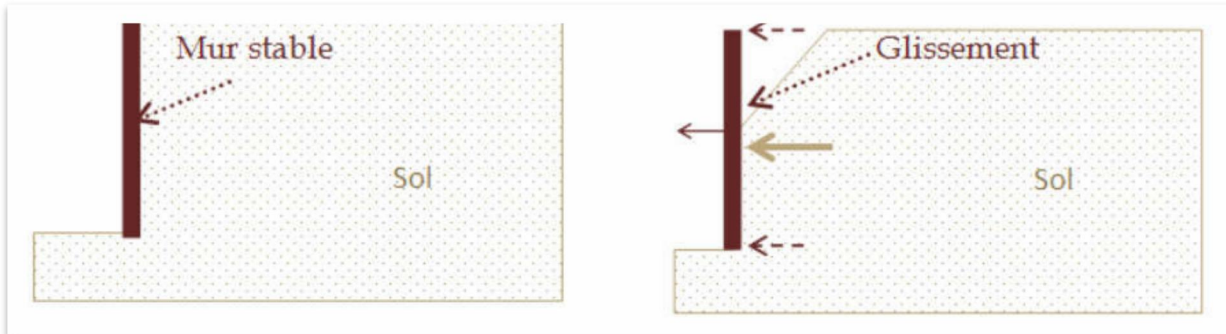


Figure I.28 Influence de glissement sur le mur.

1.6.1.3 Stabilité au poinçonnement

Un ouvrage de soutènement peut poinçonner par un excès de charges verticales. La conception de la semelle du mur doit tenir compte de ce risque d'instabilité [17].

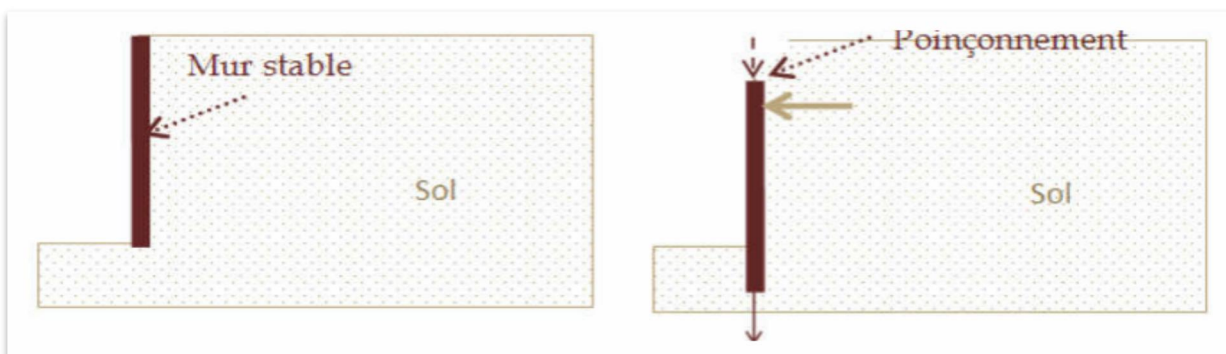


Figure I.29 Influence de poinçonnement sur le mur.

1.6.2 Stabilité interne

L'étude de la stabilité interne est propre à chaque type d'ouvrage. C'est la résistance propre de la structure, qu'il y a lieu de vérifier vis-à-vis des efforts (et déplacements) qui la sollicitent. Dans le cas des murs poids, cette étude relève des calculs classiques de béton. Pour les murs en béton armé (ou murs cantilever), la stabilité interne se vérifie par un calcul de béton armé [17].

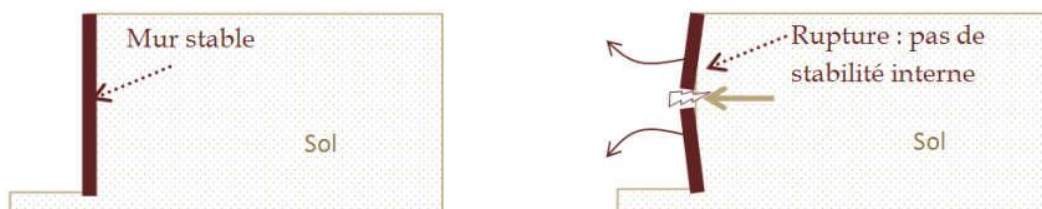


Figure I.30 Rupture interne des ouvrages de soutènement.

1.7 Conclusion

Les murs de soutènement jouent un rôle prépondérant dans la stabilité des ouvrages instables. Ils sont classés en de nombreux types en fonction de la force de la poussée de la terre. Nous avons veillé à présenter les différentes méthodes de calcul statique et dynamique de poussée et de butée et les modes de rupture.

**CHAPITRE II : CALCUL DYNAMIQUE D'UN MUR DE
SOUTÈNEMENT**

Calcul dynamique d'un mur de soutènement

2.1 Introduction

Le calcul complet d'un mur de soutènement est une œuvre assez laborieuse, le dimensionnement de l'ouvrage et ses vérifications demandant une succession de calculs longs et itératifs. Aussi pour arriver de la façon la plus rapide aux bons résultats, il est important de pré-dimensionner de la manière la plus juste possible les caractéristiques géométriques du mur.

2.2 Présentation de cas étudiant

On se propose l'étude d'un mur de soutènement en béton armé de forme T renversé de hauteur 6 m cité à Bordj Bou Arreridj. Cette wilaya est située dans une zone de sismicité moyenne à élever (zone IV) d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 2024), ces caractéristiques sont :

- **Les caractéristiques du mur :**

La hauteur H (m)	H=6
Module de Young (GPa)	E = 30
Poids volumique de béton (KN/m ³)	$\gamma_{\text{béton}} = 25$
Mur Rigide	/

- **Les caractéristiques du remblai :**

Sol pulvérisant	/
Angles de frottement interne (degré)	37°
Cohésion (KN/m ²)	0
Le poids volumique de remblai (KN/m ³)	18
La surcharge (kPa)	10
L'inclinaison du remblai d'arrière le mur	0°
Angle de la surface du remblai sur l'horizontale	0°

- **Les caractéristiques de sol de fondation :**

Angles de frottement interne (degré)	30°
Cohésion (KN/m ²)	20
Contrainte admissible (bars)	2

Chapitre II : Calcul dynamique d'un mur de soutènement

- Les caractéristiques de séisme:

Coefficient d'accélération sismique (zone IV)	$A = 0.2$
Coefficient d'importance	$I = 1$
Classe de site	$S = 1$

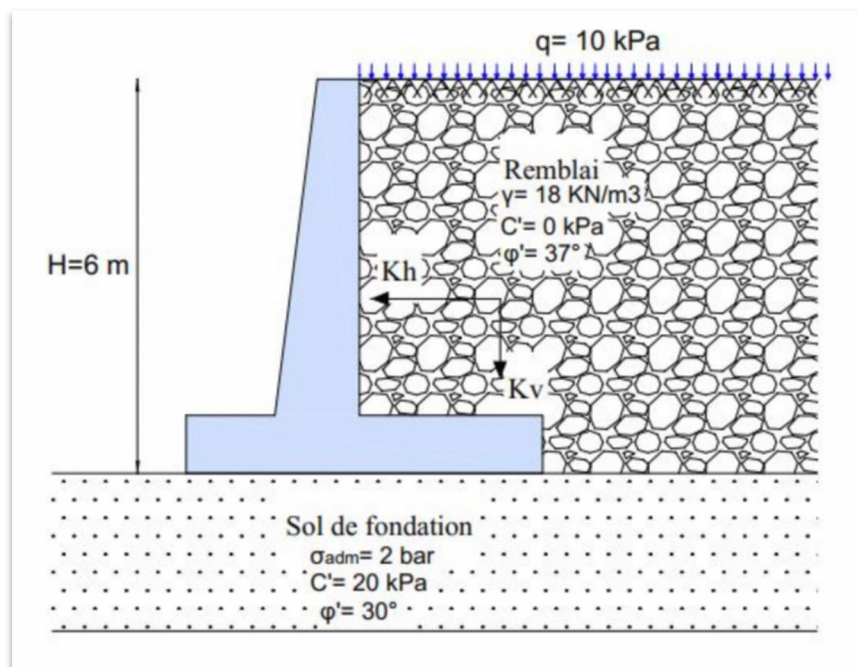


Figure II.1 Présentation du cas étudié.

2.3 Pré-dimensionnement

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

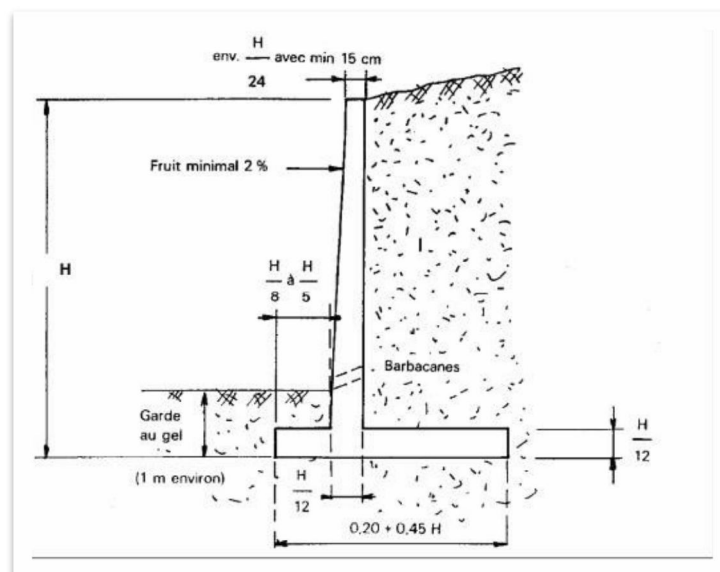


Figure II.2 Schéma de Pré-dimensionnement d'un mur de soutènement en BA.

Chapitre II : Calcul dynamique d'un mur de soutènement

On a : $H = 6 \text{ m}$

- $e_0 = \frac{H}{24} = \frac{600}{24} = 25 \text{ cm.}$

on prend : $e_0 = 30 \text{ cm}$

- $e_1 = e_2 = \frac{H}{12} = \frac{600}{12} = 50 \text{ cm.}$

On prend : $e_1 = e_2 = 60 \text{ cm}$

- $B_1 \geq \left(\frac{H}{5} \text{ à } \frac{H}{8}\right) = (75 \text{ à } 120) = 80 \text{ cm.}$

- $B \geq 0.20 + 0.45H = 0.20 + 0.45 \times 6 = 2.9 \text{ m.}$

On prend : $B = 3.8 \text{ m.}$

Le pré-dimensionnement résumé dans le tableau suivant :

Tableau II.1 Pré-dimensionnement du mur en BA étudié.

Hauteur (m)	e_0 (m)	e_1 (m)	e_2 (m)	b (m)	b_1 (m)	P (m)
6	0.3	0.6	0.6	3.8	0.8	2.4

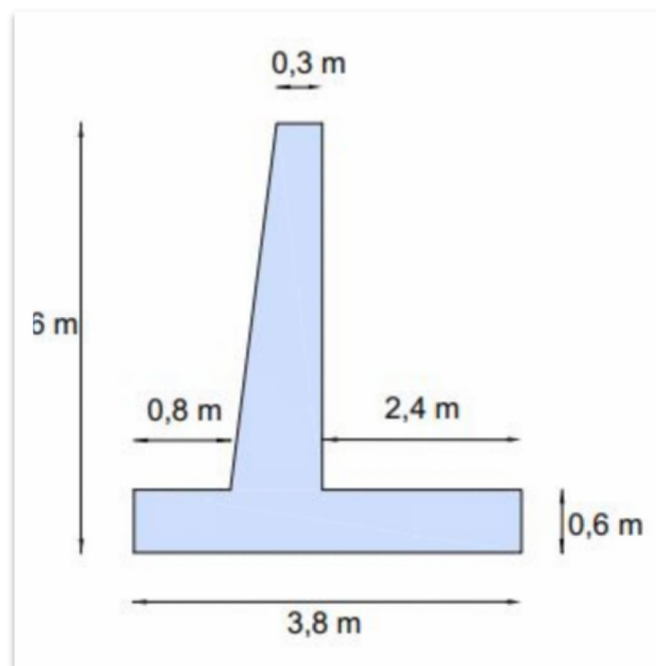


Figure II.3 Pré-dimensionnement du mur de soutènement en BA étudié

2.4 Calcul statique de la poussée

2.4.1 Calcul le coefficient de poussée

Le coefficient de poussée des terres, est calculé selon Rankine :

$$K_a = \frac{1 - \sin\phi'}{1 + \sin\phi'} = \frac{1 - \sin 37}{1 + \sin 37} = \mathbf{0.248}$$

2.4.2 Les forces de poussées

2.4.2.1 Poussée du au remblai

La force est donné par la formule :

$$P_{a1} = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 = 0.248 \times 18 \times 6^2 = \mathbf{80.352 \text{ KN/ml}}$$

Le point d'application de la force P_{a1} est situés à $\frac{H}{3}$ de la base de la mur.

$$h_{a1} = \frac{6}{3} = \mathbf{2 \text{ m}}$$

2.4.2.2 Poussée du au surcharge

La force est donné par la formule :

$$P_{a2} = K_a \cdot q \cdot H = 0.248 \times 10 \times 6 = \mathbf{14.88 \text{ KN /ml}}$$

Le point d'application de la force P_{a2} est situés à $\frac{H}{2}$ de la base de la mur.

$$h_{a2} = \frac{6}{2} = \mathbf{3 \text{ m}}$$

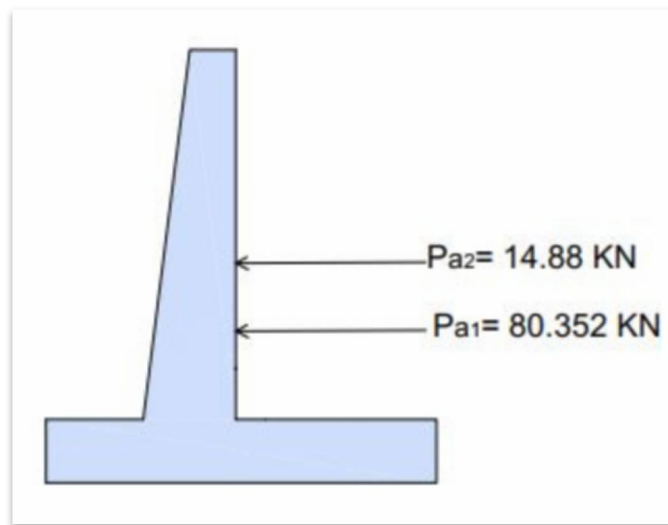


Figure II.4 Les forces de poussées statiques du au surcharge et au remblai

2.5 Calcul dynamique de poussée

2.5.1 Calcul les coefficients de sismicité

Selon le RPA 2024, K_h et K_v sont des coefficients utilisés pour calculer les forces horizontales et verticales à appliquer à l'ouvrage de soutènement et au terrain retenu.

✚ Le coefficient horizontale K_h

On a : ouvrage rigide, donc :

$$K_h = A \cdot I \cdot S$$

Avec :

- $A = 0.2$ coefficient d'accélération sismique (Zone de sismicité IV).
- $I = 1$ coefficient d'importance (group 2, importance moyenne).
- $S = 1$ classe de site (S1).

$$K_h = 0.2 \times 1 \times 1 = \mathbf{0.2}$$

✚ Le coefficient verticale K_v

On a : situation sismique de type 1, donc :

$$K_v = \pm \frac{1}{2} \cdot K_h = \pm \frac{1}{2} \times 0.2 = \mathbf{0.1}$$

2.5.2 La force de poussée dynamique globale

La forces de poussée dynamique globale est donné par la formule suivant :

$$P_{ad} = P_a + \Delta P_{ad}$$

Avec :

- P_a : est la force de poussée statique.
- ΔP_{ad} : est l'incrément dynamique.
- P_{ad} : est la poussée dynamique active.

$$P_{ad} = \frac{1}{2} \gamma^* \left(1 + \frac{2 \cdot q \cdot \cos(\beta)}{\gamma^* \cdot H \cdot \cos(\beta - i)} \right) \cdot H^2 \cdot (1 \pm k_v) \cdot k_{ae}$$

✚ Calcul le Coefficient de poussée dynamique K_{ae}

Tout d'abord pour calculer K_{ae} , il suffit de calculer l'angle θ :

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{K_h}{1 - K_v} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{0.2}{1 - 0.1} \right) = \mathbf{12.52^\circ}$$

$$\text{➤ } \theta = 12.52^\circ \leq (\theta' - i = 37^\circ) \text{ et } \delta = 0$$

Donc :

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi' - \theta - \beta)}{\cos\theta \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta)} \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \cdot \sin(\phi' - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^{-2}$$

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(37 - 12.52 - 0)}{\cos 12.52 \cdot \cos^2 0 \cdot \cos(0 + 0 + 12.52)} \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(37 + 0) \cdot \sin(37 - 12.52 - 0)}{\cos(0 + 0 + 12.52) \cdot \cos(0 - 0)}} \right]^{-2}$$

$$K_{ae} = 0.44$$

2.5.2.1 La force de poussé dynamique dû au remblai

Donné par la formule :

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_{ae}$$

$$\begin{cases} P_{ae} = \frac{1}{2} \times 18 \times 6^2 \times (1 + 0.1) \times 0.44 = 156.816 \text{ KN/m} \\ P_{ae} = \frac{1}{2} \times 18 \times 6^2 \times (1 - 0.1) \times 0.44 = 128.304 \text{ KN/m} \end{cases}$$

On prend la force maximale, donc : **P_{ae} = 156.816 KN/m**

La force de poussée dynamique du au remblai est appliqué à un hauteur *h_{ae}* par rapport à sa base, telle que :

$$h_{ea} = \frac{1}{2} - \frac{1}{6} \times \frac{\overline{P}_a}{P_{ae}} \times H = \frac{1}{2} - \frac{1}{6} \times \frac{80.352}{156.816} \times 6 = 2.48 \text{ m}$$

- **L'incrément dynamique est égale :**

$$\Delta P_{ad} = P_{ae} - P_a = 156.816 - 80.352 = 76.464 \text{ KN/m}$$

Le point d'application de l'incrément dynamique est situé à :

$$0.6 \cdot H = 0.6 \times 6 = 3.6 \text{ m}$$

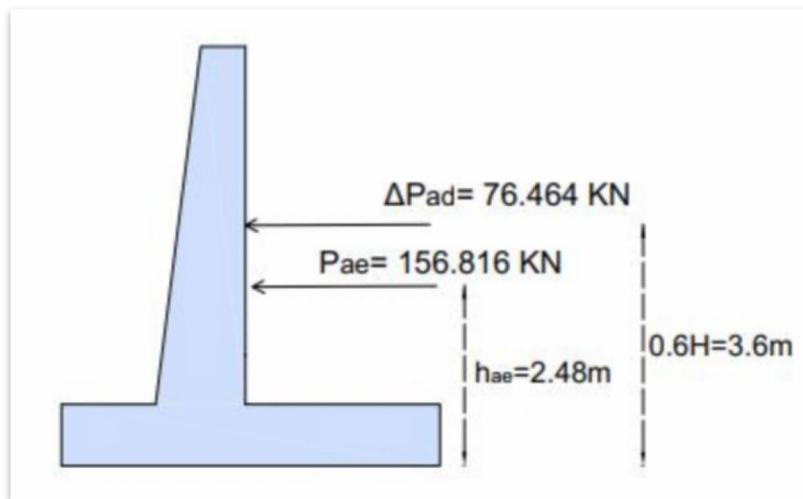


Figure II.5 Les forces de poussées dynamiques du au remblai.

2.5.2.2 La force de poussée dynamique dû au surcharge

Donné par la formule :

$$P_{ae} = q \cdot H \cdot (1 \pm K_v) \cdot K_{ae}$$
$$\begin{cases} P_{ae} = 10 \times 6 \times (1 + 0.1) \times 0.44 = 29.04 \text{ KN/m} \\ P_{ae} = 10 \times 6 \times (1 - 0.1) \times 0.44 = 23.76 \text{ KN/m} \end{cases}$$

On prendre la valeur maximale donc : $P_{ae} = 29.04 \text{ KN/m}$.

La force de poussée dynamique du au surcharge est appliqué à un hauteur h_{ae} par rapport à sa base, telle que :

$$h_{ea} = \frac{1}{2} - \frac{1}{6} \times \frac{P_a}{P_{ae}} \times H = \frac{1}{2} \times \frac{1}{6} \times \frac{14.88}{29.04} \times 6 = 2.48 \text{ m}$$

- L'incrément dynamique est égale :

$$\Delta P_{ad} = 29.04 - 14.88 = 14.16 \text{ KN/m.}$$

Le point d'application de l'incrément dynamique est situé à :

$$0.6 \cdot H = 0.6 \times 6 = 3.6 \text{ m}$$

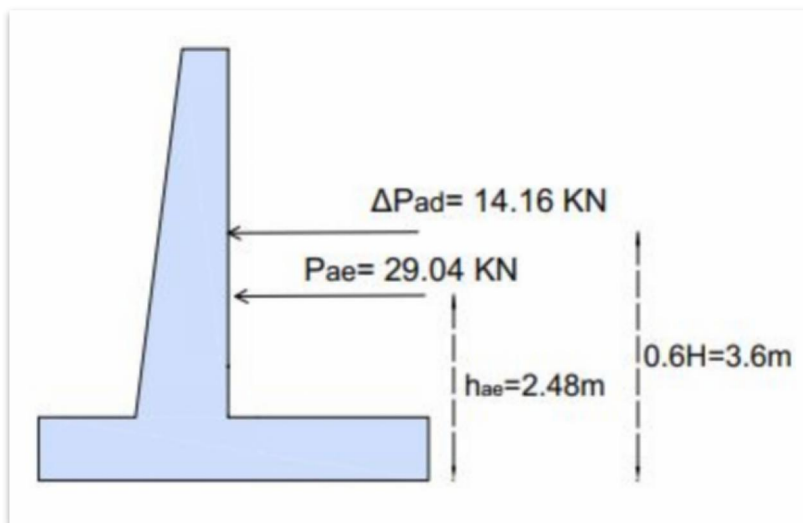


Figure II.6 Les forces de poussées dynamiques du a la surcharge.

2.6 Calcul de la stabilité

2.6.1 Les forces verticales F_v :

- Le poids de la semelle :

$$F_1 = 0.6 \times 3.8 \times 25 \times 1 = 57 \text{ KN/ml.}$$

- Le poids de rideau :

Chapitre II : Calcul dynamique d'un mur de soutènement

$$F_2 = 0.3 \times 5.4 \times 25 \times 1 = 40.5 \text{ KN/ml.}$$

$$F_3 = 0.3 \times 5.4 \times \frac{1}{2} \times 25 \times 1 = 20.25 \text{ KN/ml.}$$

- Le poids de remblais sur la semelle :

$$F_4 = 2.4 \times 18 \times 5.4 \times 1 = 233.28 \text{ KN/ml.}$$

- Le poids de surcharge sur la semelle :

$$F_5 = 10 \times 2.4 \times 1 = 24 \text{ KN/ml.}$$

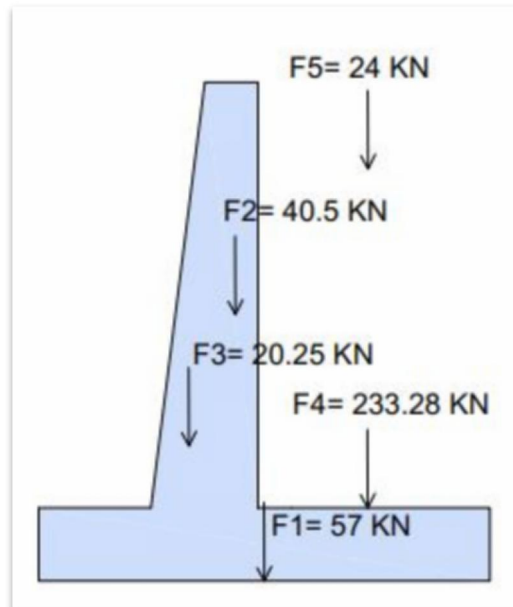


Figure II.7 Les forces verticales.

2.6.2 Les moments de stabilité M_S

Donné par la formule :

$$M_S = F_v \times x$$

On a :

- x : Bra de levier en (m).
- F_v : les forces verticales.

Tableau II.2 Les moments de stabilités.

F_v (KN)	Bra de levier (m)	M_S (KN.m)
57	1.9	108.3
40	1.25	50.625
20.35	1	20.35
233.286	2.6	606.528
24	2.6	62.4
\sum 375.03		\sum 848.203

2.6.3 Les moments de renversements M_r

Donné par :

$$M_r = F_h \times x$$

On a :

- x : Bra de levier en (m).
- F_h : les forces horizontales.

Tableau II.3 Les moments de renversements.

F_h (KN)	Bra de levier (m)	M_S (KN.m)
29.04	2.48	72.019
156.816	2.48	388.90
\sum 185.856		\sum 375.03

2.6.4 Vérification au renversement

Le facteur de sécurité F_r est vérifié par la formule :

$$F_r = \frac{M_s}{M_r} > 1.3$$

$$F_r = \frac{848.203}{460.919} = 1.84 > 1.3$$

condition vérifiée

2.6.5 Vérification au glissement

Le facteur de sécurité F_g est vérifié par la formule :

$$F_g = \frac{F_v \cdot \text{tg} \phi' + C' \cdot B}{F_h} > 1.25$$

$$F_g = \frac{375.03 \times \text{tg}(30) + 20 \times 3.8}{185.856} = 1.57 > 1.25$$

condition vérifiée

2.6.6 Vérification au poinçonnement

✚ Calcul de l'excentricité e_0 :

$$e_0 = \left(\frac{B}{2} - x \right)$$

On a :

Chapitre II : Calcul dynamique d'un mur de soutènement

$$X = \frac{\sum M_{total}}{F_v}$$

$$\sum M_{total} = M_s - M_r = 848.203 - 460.919 = \mathbf{387.284 \text{ KN.m}}$$

$$x = \frac{387.284}{375.03} = \mathbf{1.03 \text{ m}}$$

Donc:

$$e_0 = \left(\frac{B}{2} - x\right) = \left(\frac{3.8}{2} - 1.03\right) = \mathbf{0.87 \text{ m}}$$

On a : $\frac{B}{6} = \mathbf{0.63} < e_0$ donc le sol est partiellement comprimé et la répartition des contraintes est triangulaire.

$$\sigma_{max} = \left(\frac{F_v}{B}\right) \cdot \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) = \frac{375.03}{3.8} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.87}{3.8}\right) = \mathbf{234.26 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_{min} = \left(\frac{F_v}{B}\right) \cdot \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) = \frac{375.03}{3.8} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.87}{3.8}\right) = \mathbf{-36.87 \text{ KN/m}^2}$$

Pour assurer la stabilité au poinçonnement, il faut vérifier que :

$$\sigma_{réf} \leq \sigma_{adm}$$
$$\sigma_{réf} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 234.26 - 36.87}{4} = 166.47 \text{ KPa} = \mathbf{1.66 \text{ bar}}$$
$$\sigma_{réf} = \mathbf{1.66 \text{ bar}} \leq \sigma_{adm} = \mathbf{2 \text{ bar}} \quad \text{condition vérifier}$$

2.7 Calcul du Ferrailage

Le ferrailage du mur est fait en flexion simple.

2.7.1 Ferrailage de la semelle

Le ferrailage de la semelle se fait par la méthode des consoles, on a :

$$A = 2.4 \text{ m} ; C = 0.6 \text{ m} ; B = 3.8 \text{ m} ; Fe = 400 ; U_l = 0.392 ; \sigma_{st} = \frac{Fe}{\gamma_s} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

- A : patin de la semelle.
- B : la largeur de la semelle.
- C : surface de liaison entre la semelle et le voile.

Longueur de la console (D) :

$$D = A + \frac{C}{2} = 2.4 + \frac{0.6}{2} = 2.7 \text{ m}$$

$$\sigma_d = \sigma_{max} - \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min}) \times D}{B} = 234.26 - \frac{(234.26 + 36.87) \times 2.7}{3.8} = \mathbf{41.615 \text{ KPa}}$$

$$R = \frac{(\sigma_{max} - \sigma_d) \times D}{2} = \frac{(234.26 - 41.615) \times 2.7}{2} = \mathbf{260.07 \text{ KPa}}$$

Le bra de levier (d) :

Chapitre II : Calcul dynamique d'un mur de soutènement

$$d = \frac{(2\sigma_{max} + \sigma_d) \times D}{(\sigma_{max} + \sigma_d) \times 3} = \frac{(2 \times 234.26 + 41.615) \times 2.7}{(234.26 + 41.615) \times 3} = \mathbf{1.66 \text{ m}}$$

Le moment (M_u) :

$$M_u = R \times d = 260.07 \times 1.66 = \mathbf{431.71 \text{ KN.m}}$$

Section de patin :

$$u = \frac{M_u}{b \cdot d'^2 \cdot f_{bu}}$$

On a :

$$d' = 0.9 \times e_1 = 0.9 \times 0.6 = \mathbf{0.54 \text{ m}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = \mathbf{14.2 \text{ MPa}}$$

Donc :

$$u = \frac{0.43171}{1 \times 0.54^2 \times 14.2} = \mathbf{0.104}$$

$\mu = 0.104 < u_l = 0.391$, donc Il n'est pas nécessaire de mettre des Armatures comprimées
 $A_s' = 0$.

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}}$$

On a :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.104}) = \mathbf{0.137}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.54 \times [1 - (0.4 \times 0.137)] = \mathbf{0.51 \text{ m}}$$

Donc :

$$A_s = \frac{0.43171}{0.51 \times 347.89} = 24.33 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T25 = \mathbf{24.54 \text{ cm}^2}$$

✚ Condition de non-fragilité

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.54 \times 2.1}{400} = \mathbf{6.52 \text{ cm}^2} \rightarrow 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

$A_u = \max(A_{min}; A_s) = \max(6.52; 24.33) = \mathbf{24.33 \text{ cm}^2}$, donc on adopte **5T25** pour ferraillee la semelle.

• Choix des barres

- La nappe inférieure on prend : 5T25/ml, espacement 25 cm.
- Pour la nappe supérieure le ferrailage doit être un ferrailage de répartition, mais vue que l'autre côté de la semelle va être tendue on prévoit la même nuance d'armature :5T25/ml, espacement 20 cm.

Chapitre II : Calcul dynamique d'un mur de soutènement

2.7.2 Ferrailage de rideau

Calcul des forces de poussées dynamique pour 1 ml de largeur :

$$F_1 = 29.04 \text{ KN}$$

$$F_2 = 156.816 \text{ KN}$$

Point d'application de ces forces :

$$X_1 = X_2 = 2.48 \text{ m}$$

Le moment utilisé dans le calcul de ferrailage M_u est calculé comme suit:

$$M_u = F_1 \times X_1 + F_2 \times X_2 = 29.04 \times 2.48 + 156.816 \times 2.48 = 460.92 \text{ KN.m}$$

$$u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.46092}{1 \times 0.55^2 \times 14.2} = 0.107$$

$\mu = 0.107 < u_l = 0.391$, donc Il n'est pas nécessaire de mettre des Armatures comprimées $A_s' = 0$.

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}}$$

On a :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.107}) = 0.141$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.55 \times [1 - (0.4 \times 0.141)] = 0.52 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.46092}{0.52 \times 347.89} = 25.47 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T25 = 29.45 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non-fragilité**

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.55 \times 2.1}{400} = 6.64 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

$A_u = \max(A_{min}; A_s) = \max(6.64; 25.47) = 25.47 \text{ cm}^2$, donc on adopte **6T25** pour ferrailée le rideau.

- **Choix des barres**

- Pour le coté intérieur on prend : **6T25/ml** espacement **20cm**.
- Pour le coté extérieur on prend un ferrailage de répartition, puisqu'il va être comprimé on prend **6T12** espacement **20cm**.

Tableau II.4 Ferrailage de la semelle et du voile.

Hauteur (m)	Ferrailage			
	Semelle		voile	
	Nappe supérieure	Nappe inférieure	avant	Arrière
6	5T25/ml	5T25/ml	6T25/ml	6T12/ml

2.8 Conclusion

Les calculs dynamiques analytique de la stabilité externe du mur montrent que le mur est stable vis-à-vis le renversement, le glissement et le poinçonnement

**CHAPITRE III : MODELESATION NUMERIQUE D'UN MUR DE
SOUTENEMENT PAR LOGICIEL EXPERT**

Modélisation numérique d'un mur de soutènement par le logiciel EXPERT

3.1 Introduction

Ce chapitre a pour objectif d'étudier la modélisation numérique d'un mur de soutènement en béton armé en tenant compte des effets sismiques. A travers une étude de cas concrète, nous analyserons les étapes de la modélisation, les résultats obtenus et les implications des sollicitations sismiques sur la stabilité et la performance du mur. L'objectif est de démontrer comment l'intégration des effets sismiques dans la modélisation numérique peut améliorer la précision des calculs, optimiser la conception et assurer la sécurité des ouvrages de soutènement dans des zones sismiquement actives.

3.2 Présentation de programme EXPERT (2010)

Le programme EXPERT (2010) Murs de soutènement est un outil performant permettant d'effectuer les calculs de la stabilité des ouvrages géotechniques et les calculs de la structure en béton armé (résistance ultime, surface théorique de ferrailage ...etc.). Ce chapitre examine les étapes de modélisation d'un mur de soutènement en béton armé à l'aide de logiciel EXPERT.

Le module permet aussi d'effectuer le pré dimensionnement de la section transversale de l'élément de la structure en béton armé.

Les calculs des murs de soutènement sont effectués conformément aux prescriptions des normes françaises suivantes :

- Paramètres géotechniques : DTU 13.12 ou Fascicule N° 62 – Titre.
- Ferrailage : BAEL 91 ou BAEL 91 mod.99.

Pour vous faciliter l'étude des murs de soutènement, le programme EXPERT Murs de Soutènement comprend six onglets prédéfinis :

3.2.1 Géométrie du mur

Les options disponibles sur cet onglet servent à définir la géométrie du mur de soutènement. La partie centrale de la boîte de dialogue contient le schéma du mur de soutènement. Dans la partie droite de la boîte de dialogue, les onglets suivants sont disponibles :

3.2.1.1 Général

Après la sélection de l'onglet Général, la boîte de dialogue Géométrie prend la forme suivante :

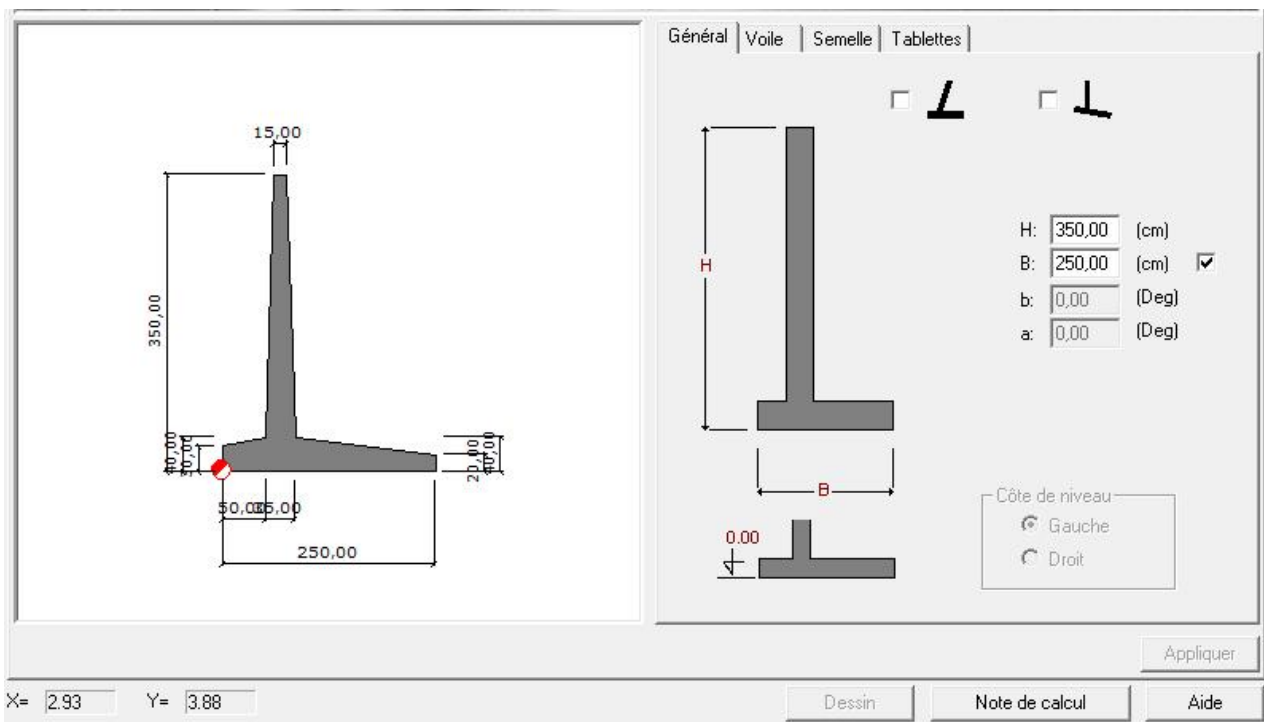


Figure III.1 Donnée de Géométrie (général).

3.2.1.2 Voile

Après la sélection de l'onglet Voile, la boîte de dialogue Géométrie prend la forme suivante :

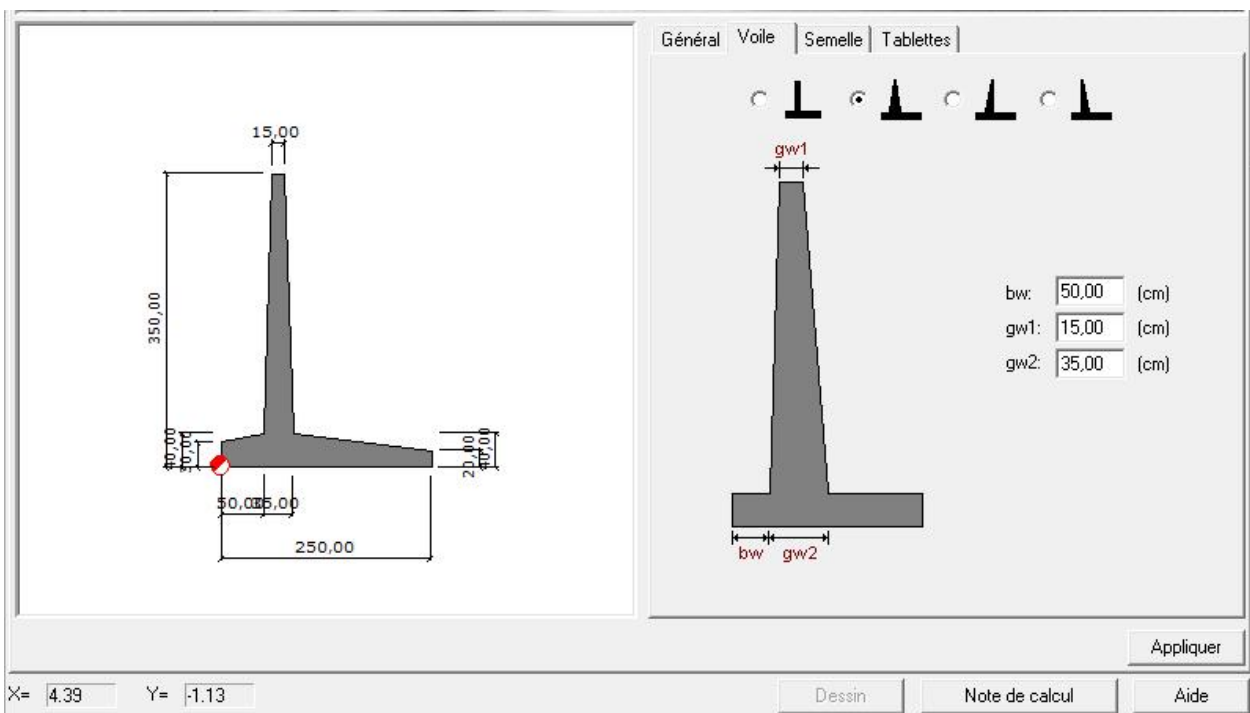


Figure III.2 Donnée de Géométrie (voile).

3.2.1.3 Semelle

Après la sélection de l'onglet Semelle, la boîte de dialogue Géométrie prend la forme suivante :

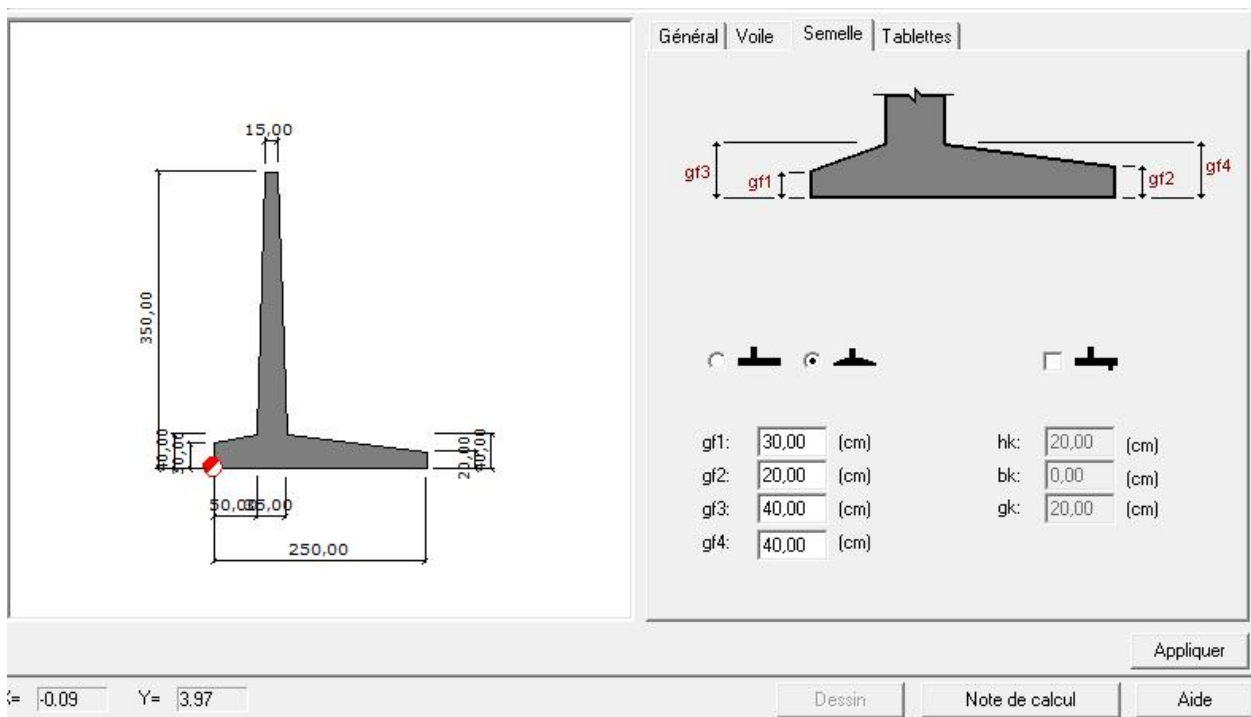


Figure III.3 Donnée de Géométrie (semelle).

3.2.1.4 Tablettes

Après la sélection de l'onglet Tablettes, la boîte de dialogue Géométrie prend la forme suivante :

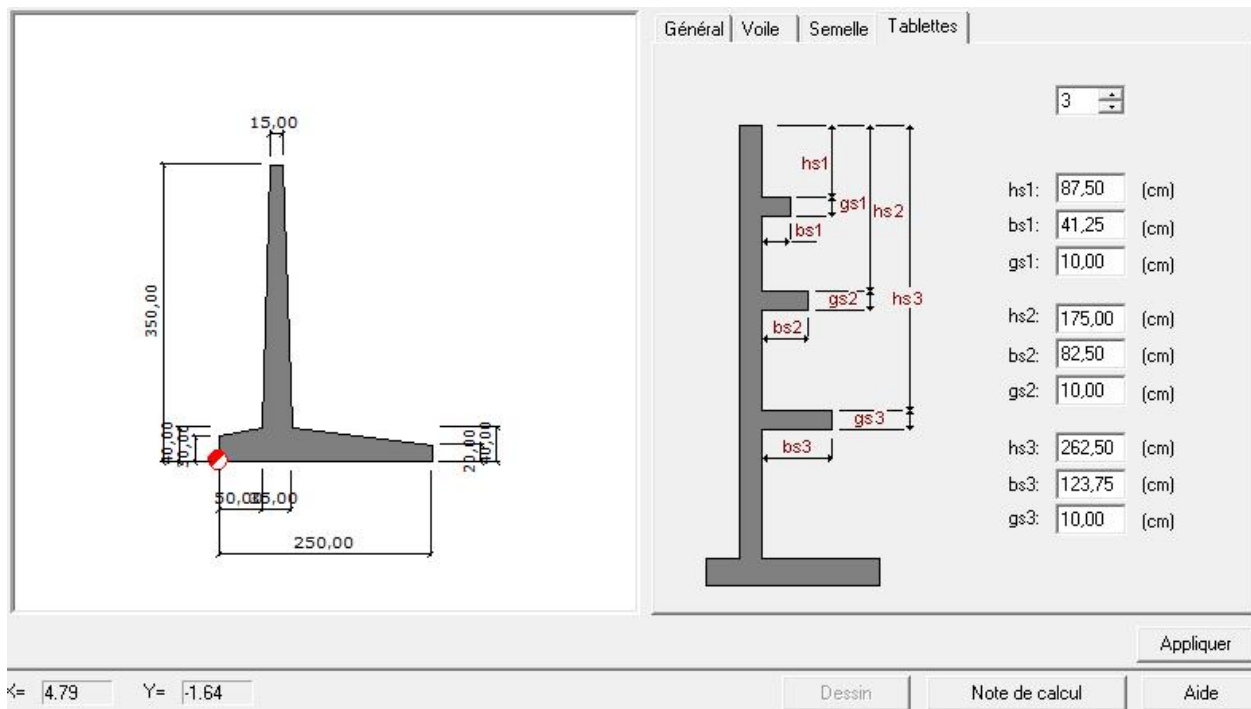
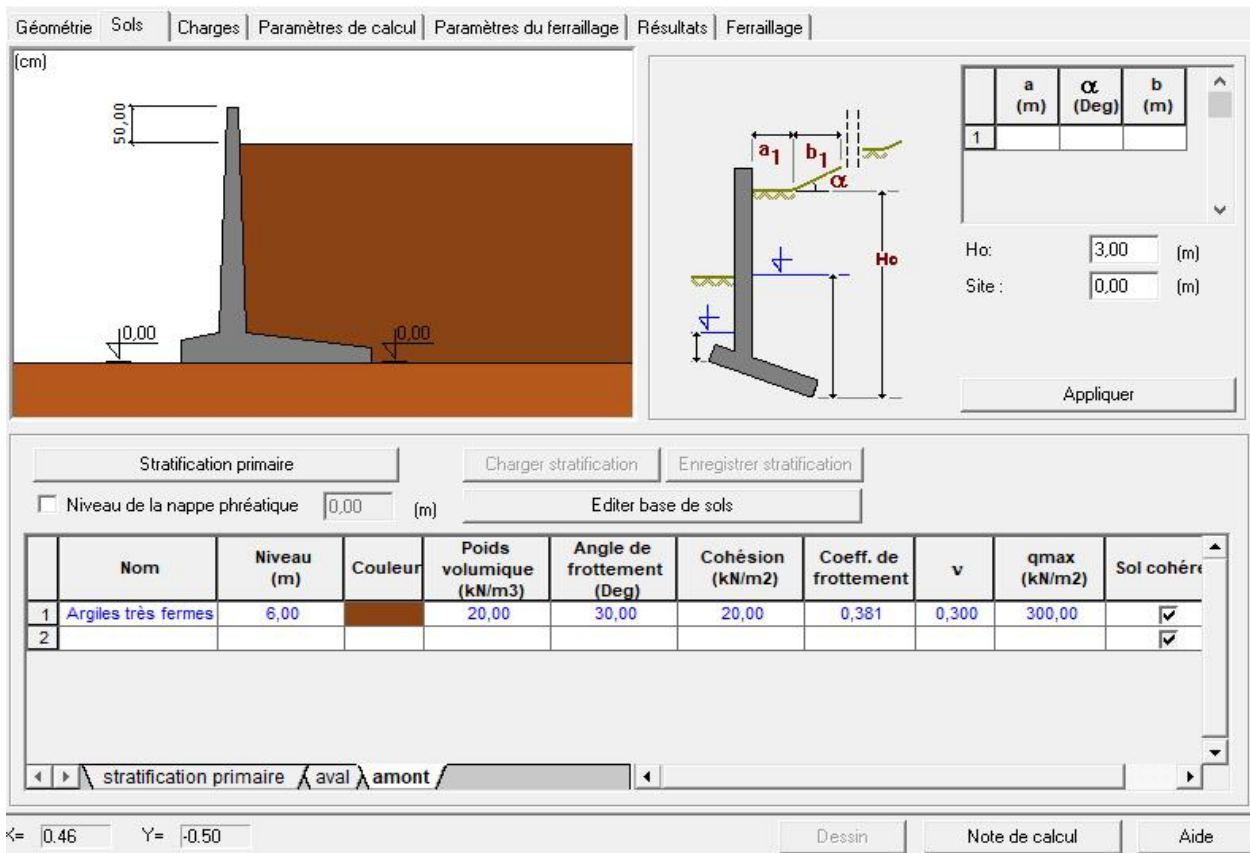


Figure III.4 Donnée de Géométrie (tablettes).

3.2.2 Sols

Les sols qui se trouvent du côté droit/gauche du mur et ceux au-dessous du mur peuvent être définis dans l'onglet Sols présenté sur la figure ci-dessous. La définition des sols concerne



les sols situés en amont et en aval du mur de soutènement.

Figure III.5 Donnée de Sols.

3.2.3 Charges

Les charges appliquées sur le talus ou directement sur le voile du mur de soutènement peuvent être définies dans l'onglet Charges représenté sur la figure ci-dessous :

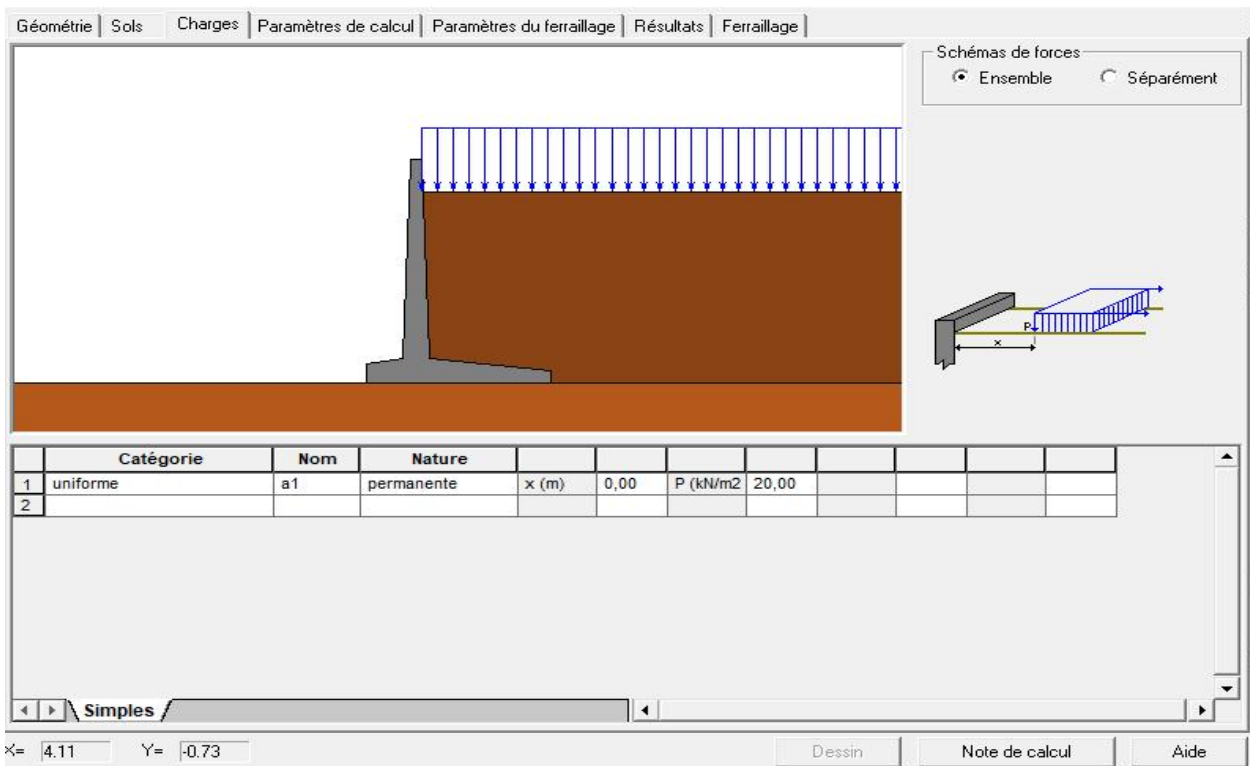


Figure III.6 Donnée de charge.

3.2.4 Paramètres de calcul

Dans l'onglet Paramètres de calcul, vous pouvez définir les paramètres géotechniques à utiliser lors des calculs du mur de soutènement : étendue des calculs pour ELS et ELU, coefficients de réduction et de correction, sélection de la méthode de calcul de la poussée, coefficients de frottement sol-voile, etc.

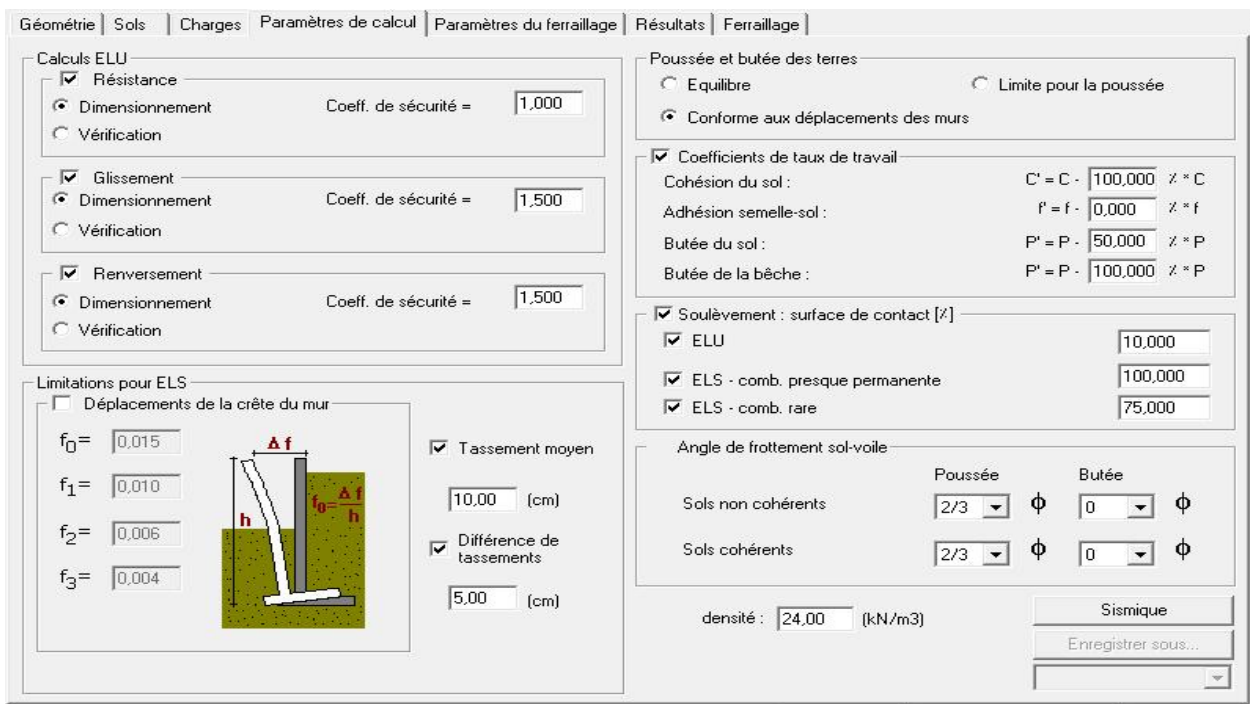


Figure III.7 Donnée Paramètres de calcul.

3.2.5 Paramètres de ferrailage

Dans l'onglet Paramètres de ferrailage, vous pouvez définir les paramètres de ferrailage à utiliser lors des calculs du mur de soutènement.

The screenshot shows the 'Paramètres de ferrailage' dialog box with the following settings:

- Paramètres de calcul:** Classe de béton: C25/30, $f_{c28} = 25,00$ (MN/m²), Agressivité du milieu: non agressif, Fissuration: peu préjudiciable.
- Armatures principales:** Classe d'acier: HA 500, $f_e = 500,00$ (MN/m²), Diamètres des barres: Auto, Enrobage pour voile: 3,00 (cm), Enrobage pour semelle: 5,00 (cm), Espacement: 15,00 (cm).
- Crochets:** Seulement si nécessaire, $l \geq 10,00$ (cm), $l \geq 0,200 \cdot d$.
- Modification de l'espacement des barres verticales:** Pour la section d'acier égale à: 50% du maximum, 25% du maximum.
- Disposition du ferrailage:** Diagrams for wall and footing reinforcement.
- Bêche:** Diagram for beam reinforcement.
- Tablettes:** Diagram for slab reinforcement.
- Ordre des armatures:** Même pour voile et semelle, Même pour partie sup./inf. de la semelle.
- Espacement des barres:** Minimum: 5,00 (cm), Maximum: 40,00 (cm).
- Armatures suppl. de l'avant du voile:** Diamètre: Auto, Espacement: 40,00 (cm), Acier dito armatures principales, Acier dito armatures de répartition, Seulement si exigé, Dito armatures principales.
- Armatures réparties - longitudinales:** Section d'acier: 3,00 (cm²/m), Section d'acier: 25,00% - des armatures principales maximales, Diamètre: Auto, Acier: HA 500, $f_e = 500,00$ (MN/m²), Espacement min: 5,00 (cm), Espacement max: 40,00 (cm).
- Bétonnage par couches:** Bétonnage par couches, h = 300,00 (cm), Longueur du segment du mur: L = 100,00 (cm), Nombre d'éléments: 1.

Coordinates: X = -1.88, Y = 5.25. Buttons: Dessin, Note de calcul, Aide.

Figure III.8 Donnée Paramètres de ferrailage

3.2.6 Résultats

Les résultats des calculs effectués pour le mur de soutènement défini sont représentés sur l'onglet Résultats :

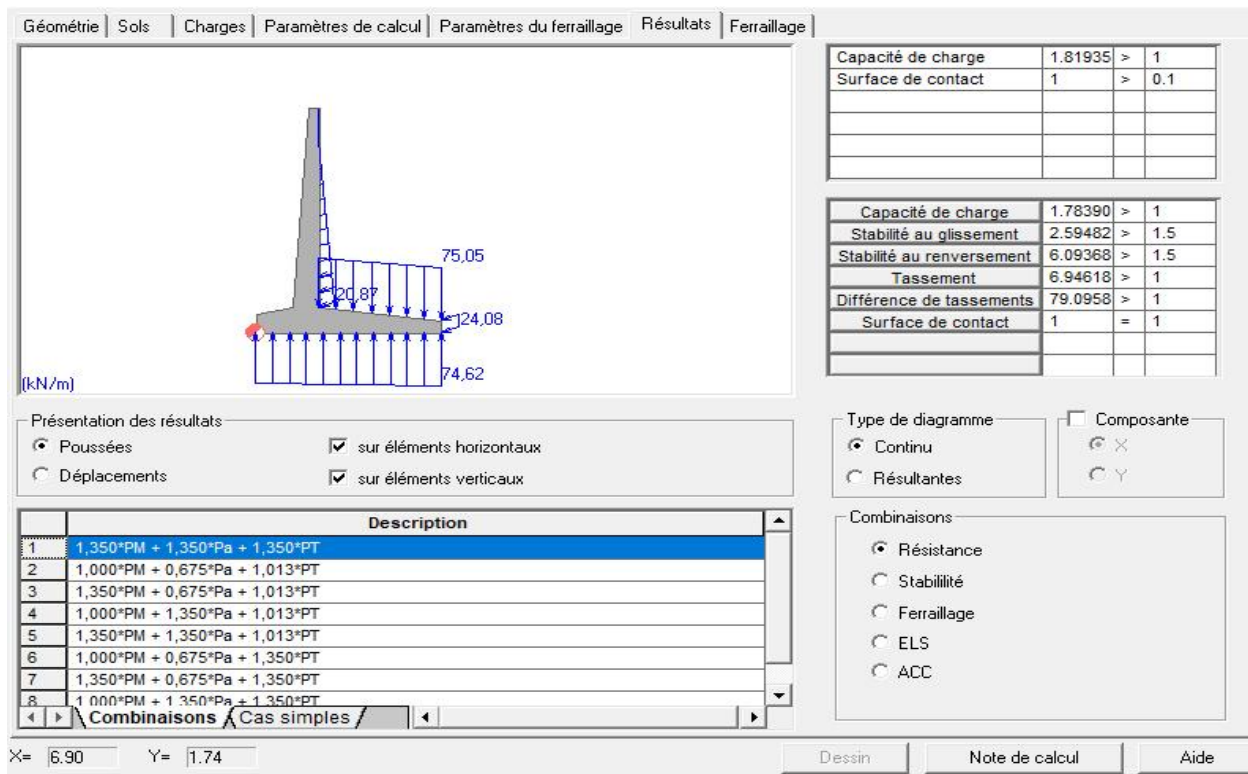


Figure III.9 Fenêtre de résultats.

3.3 Modèle numérique du calcul dynamique d'un mur de soutènement en béton armé

On se propose l'étude du mur de soutènement en béton armé de forme T renversé de hauteur 6 m citée à Bordj Bou Arreridj. Le calcul du mur a été fait par le **logiciel robot expert**. Le cas étudié dispose des caractéristiques suivantes :

- **Caractéristique de sol :**

pois volumique du sol (KN/m ³)	20
Angle de frottement interne (degré)	23
Angle de dilatance (degré)	0
Cohésion (KN/m ²)	25
Contrainte admissible (bars)	2

- **Caractéristique de remblai :**

pois volumique du remblai (KN/m ³)	18
Cohésion (KN/m ²)	0
Angle de frottement interne (degré)	37
Angle de dilatance (degré)	0

- **Caractéristique de mur :**

Poids volumique de béton (KN/m ³)	25
Classe C25/30 (MN/m ²)	$F_{C28} = 25$
Module de Young (GPa)	30

3.3.1 Les données

a) Donnée de Géométrie

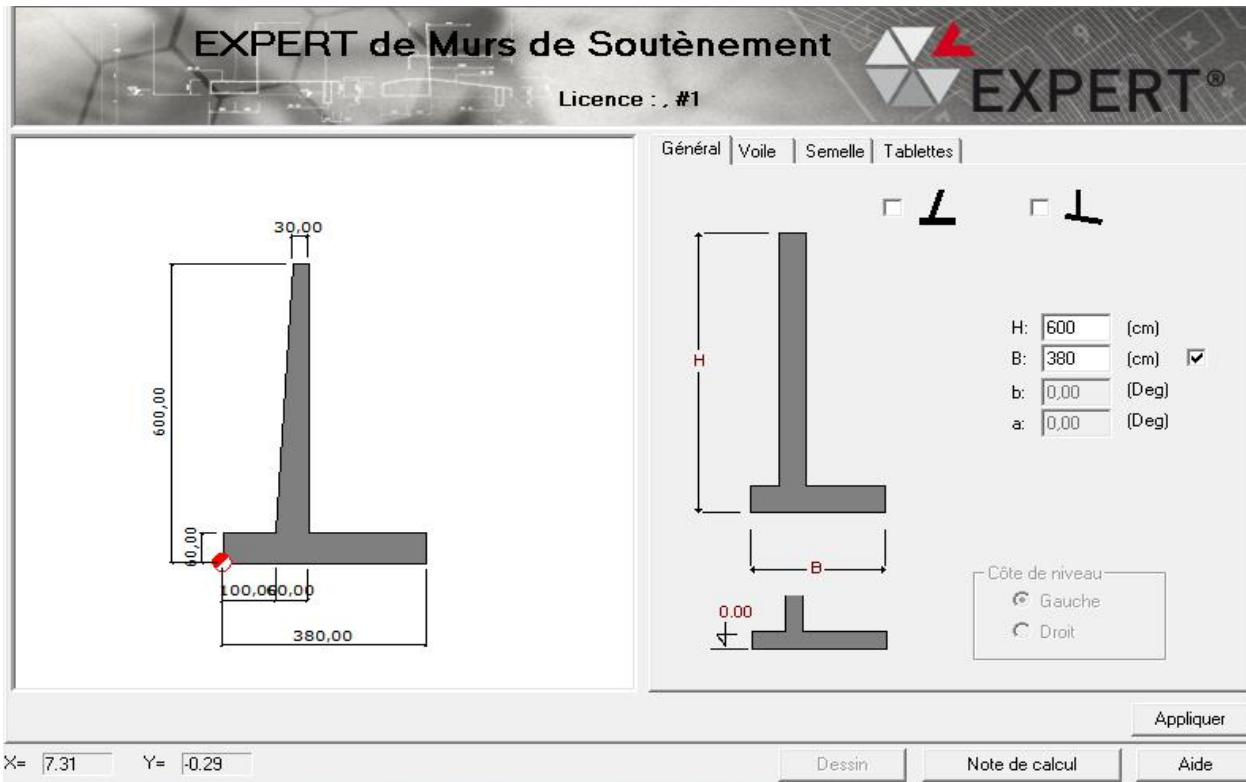


Figure III.10 Donnée de Géométrie

b) Donnée de Sols

Chapitre III : Modélisation numérique d'un mur de soutènement par logiciel Expert.

Géométrie | Sols | Charges | Paramètres de calcul | Paramètres du ferrailage | Résultats | Ferrailage

	a (m)	α (Deg)	b (m)
1			

Ho: 6,00 (m)
Site: 0,00 (m)

Appliquer

Stratification primaire | Charger stratification | Enregistrer stratification

Niveau de la nappe phréatique 0,00 (m) | Editer base de sols

	Nom	Niveau (m)	Couleur	Poids volumique (kN/m ³)	Angle de frottement (Deg)	Cohésion (kN/m ²)	Coeff. de frottement	ν	qmax (kN/m ²)	Sol cohérent
1	Sables et graves c	6,00		18,00	37,00	0,00	0,462	0,300	200,00	<input type="checkbox"/>
2										<input checked="" type="checkbox"/>

stratification primaire | aval | amont

Figure III.11 Donnée de Sols.

c) Donnée de charge

Géométrie | Sols | Charges | Paramètres de calcul | Paramètres du ferrailage | Résultats | Ferrailage

Schémas de forces
 Ensemble Séparément

	Catégorie	Nom	Nature							
1	uniforme	a1	permanente	x (m)	0,00	P (kN/m ²)	10,00			
2										

Simples

Figure III.12 Donnée de charge.

d) Donnée de ferrailage et de calcul

Géométrie | Sols | Charges | Paramètres de calcul | Paramètres du ferrailage | Résultats | Ferrailage

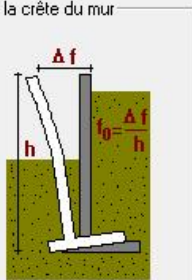
Calculs ELU

- Résistance
 - Dimensionnement Coeff. de sécurité = 1,000
 - Vérification
- Glissement
 - Dimensionnement Coeff. de sécurité = 1,250
 - Vérification
- Renversement
 - Dimensionnement Coeff. de sécurité = 1,300
 - Vérification

Limitations pour ELS

Déplacements de la crête du mur

$f_0 =$ 0,015
 $f_1 =$ 0,010
 $f_2 =$ 0,006
 $f_3 =$ 0,004



Tassement moyen 10,00 (cm)
 Différence de tassements 5,00 (cm)

Poussée et butée des terres

Equilibre Limite pour la poussée
 Conforme aux déplacements des murs

Coefficients de taux de travail

Cohésion du sol : $C' = C \cdot$ 100,000 % * C
 Adhésion semelle-sol : $f' = f \cdot$ 0,000 % * f
 Butée du sol : $P' = P \cdot$ 50,000 % * P
 Butée de la bêche : $P' = P \cdot$ 100,000 % * P

Soulèvement : surface de contact [%]

ELU 10,000
 ELS 100,000

Angle de frottement sol-voile

	Poussée	Butée
Sols non cohérents	0 ϕ	0 ϕ
Sols cohérents	0 ϕ	0 ϕ

densité : 25,00 (kN/m3)

Sismique

Enregistrer sous...

Figure III.13 Donnée de Calcul.

Dispositions sismiques

Zone de sismicité : [] $a_N =$ 2 (m/s²)
 Classe d'ouvrage : [] $K =$ 1
 Type de site : S1 $\text{sigm } v =$ 0.5 *sigm h
 Topographie : 1

OK Annuler



Figure III.14 Donnée sismique.

Chapitre III : Modélisation numérique d'un mur de soutènement par logiciel Expert.

Géométrie | Sols | Charges | Paramètres de calcul | Paramètres du ferrailage | Résultats | Ferrailage

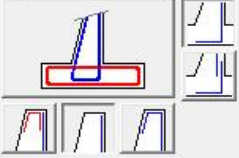
Paramètres de calcul
 Classe de béton : C25/30 $f_{c28} = 25,00$ (MN/m²)
 Agressivité du milieu : non agressif
 Fissuration : préjudiciable

Armatures principales
 Classe d'acier : HA 400 $f_e = 400,00$ (MN/m²)
 Diamètres des barres : Auto
 Enrobage pour voile : 3,00 (cm)
 Enrobage pour semelle : 5,00 (cm)
 Espacement 15,00 (cm)


Crochets
 Seulement si nécessaire
 $l \geq 10,00$ (cm)  $l \geq 0,200 * d$

Modification de l'espacement des barres verticales
 Pour la section d'acier égale à :
 50% du maximum 25% du maximum

Bétonnage par couches $h = 300,00$ (cm)
 Longueur du segment du mur : $L = 100,00$ (cm)
 Nombre d'éléments : 1

Disposition du ferrailage


Bèche
 Voile : Barres
 Semelle : Barres

Tablettes


Ordre des armatures
 Même pour voile et semelle
 Même pour partie sup./inf. de la semelle

Espacement des barres
 Minimum : 5,00 (cm)
 Maximum : 25,00 (cm)

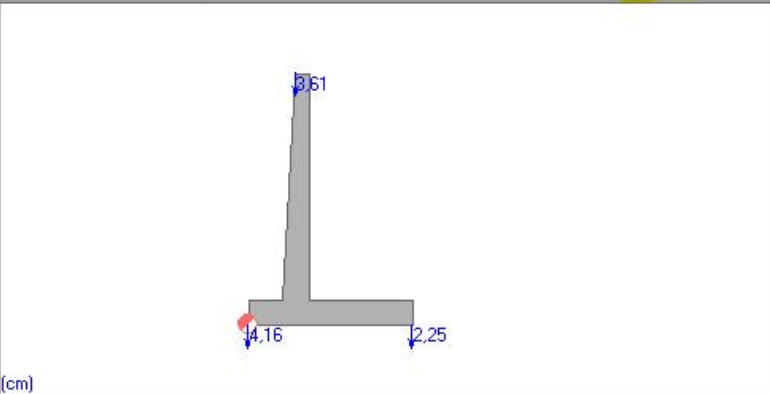
Armatures suppl. de l'avant du voile
 Diamètre : Auto Acier dito armatures principales
 Espacement : 40,00 (cm) Acier dito armatures de répartition
 Seulement si exigé Dito armatures principales

Armatures réparties - longitudinales
 Section d'acier : 3,00 (cm²/m)
 Section d'acier : 25,00% des armatures principales maximales
 Diamètre : Auto Acier : HA 400 $f_e = 400,00$ (MN/m²)
 Espacement min : 5,00 (cm)
 Espacement max : 40,00 (cm)

Figure III.15 Donnée de ferrailage.

3.3.2 Résultats

Géométrie | Sols | Charges | Paramètres de calcul | Paramètres du ferrailage | Résultats | Ferrailage



Présentation des résultats
 Poussées sur éléments horizontaux
 Déplacements sur éléments verticaux

Description		
1	1,000*PM + 1,000*Pa + 1,000*PT + 1,000*a1	

Combinaisons / Cas simples

Capacité de charge	1.48979	>	1
Surface de contact	1	>	0.1
Capacité de charge	1.48979	>	1
Stabilité au glissement	1.54100	>	1
Stabilité au renversement	2.60140	>	1.3
Tassement	3.11999	>	1
Différence de tassements	2.62104	>	1
Surface de contact	1	=	1
Soulèvement	0	<	1

Type de diagramme
 Continu Résultantes
 Composante X Y

Combinaisons
 Résistance
 Stabilité
 Ferrailage
 ELS
 ACC

Figure III.16 Donnée de Résultats.

3.4 Note de calcul

3.4.1 Paramètre de calcul

✚ Matériaux

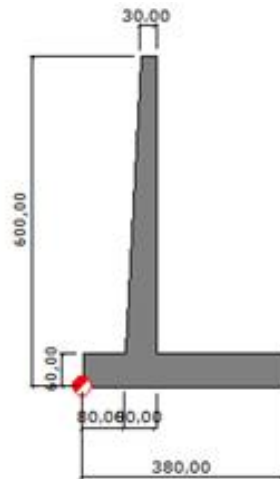
- **Béton** : classe C25/30, $f_{c28} = 25.00$ (MN/m²), poids volumique = 25.00 (kN/m³).
- **Acier** : classe HA 400, $F_e = 400.00$ (MN/m²).

✚ Option :

- Calculs suivant la norme :
 - ❖ Béton : BAEL 91 mode 99.
 - ❖ Sol : DTU 13.12.
- Structure dans la zone sismique :
 - ❖ Zone sismique IV.
 - ❖ Classe de structure.
 - ❖ Classe de site S1.
 - ❖ $a_N = 2$ m/s².
 - ❖ $K = 1$.
 - ❖ $\begin{cases} \theta(+\sigma) = 10.30^\circ \\ \theta(-\sigma) = 12.53^\circ \end{cases}$
- Enrobage : $c_1 = 30.0$ (mm), $c_2 = 50.0$ (mm).
- Agressivité du milieu : non agressif.
- Fissuration : peu préjudiciable.
- Dimensionnement du mur en fonction de :
 - ❖ Résistance
 - ❖ Glissement $g = 1.25$.
 - ❖ Renversement $g = 1.3$.
- Vérification du mur en fonction de :
 - ❖ Tassement moyen: $S_{dop} = 10.00$ (cm).
 - ❖ Différence de tassements: $S_{dop} = 5.00$ (cm).
- Coefficients de réduction pour :
 - ❖ Cohésion du sol 100.000 %.
 - ❖ Adhésion semelle-sol 0.000 %.
 - ❖ Butée du voile 50.000 %.
 - ❖ Butée de la bèche 100.000 %.

- Angle de frottement sol-voile :
 - ❖ Butée pour les sols incohérents : $0 \times \varphi$.
 - ❖ Poussée pour les sols cohérents : $0 \times \varphi$.
 - ❖ Butée pour les sols cohérents : $0 \times \varphi$.
 - ❖ Poussée pour les sols incohérents : $0 \times \varphi$.

3.4.2 Géométrie



3.4.3 Sol

- Définition des paramètres géotechniques suivant la méthode : A.
- Talus Profondeur du sol aval $H_0 = 600.00$ (cm).
- Stratification primaire :

Tableau III.1 Paramètres géotechniques du sol.

N°	Nom du sol	Niveau (cm)	Cohésion (KN/m ³)	Angle de frottement (Deg)	Densité (KN/m ³)
1	Argiles et limons ferme	0	20	30	20
2	Sables et graves compacts	600	0	37	18

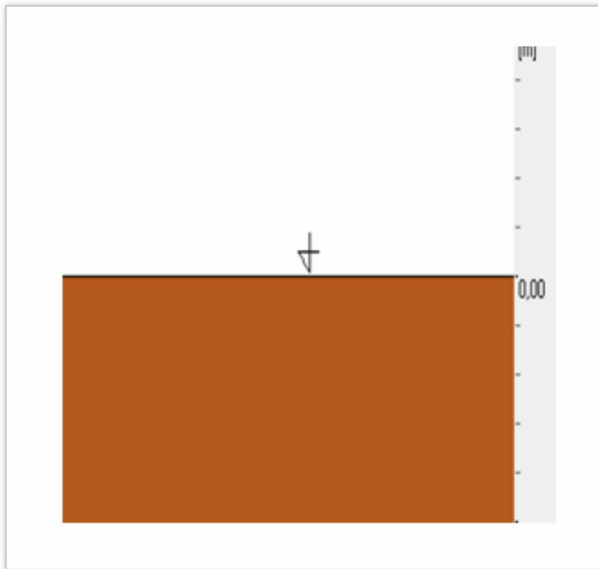


Figure III.17 Sol de fondation.

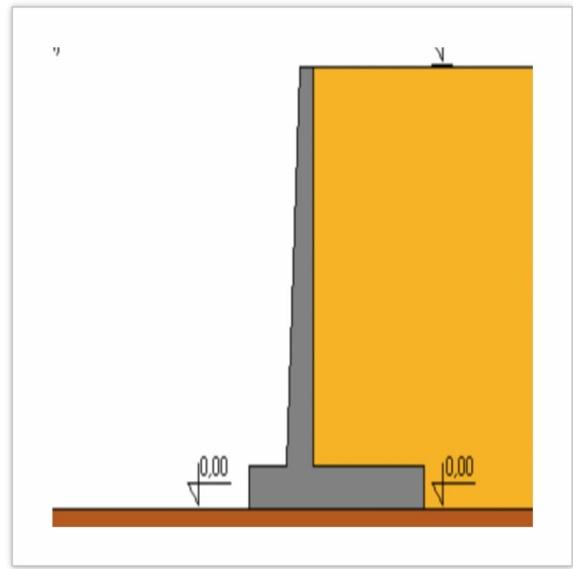
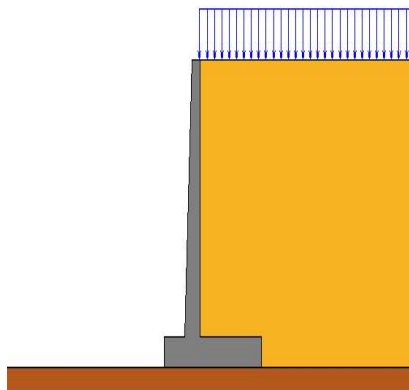


Figure III.18 Sol coté aval.

3.4.4 Charges

- ✚ Charge permanente uniformément répartie $q=10 \text{ KN/m}^2$.



3.4.5 Résultats de calculs

- ✚ Poussée

Poussée et butée des terres : conforme aux déplacements du mur, les coefficients de poussées et butées limites et équilibres pour les sols :

- Angle d'inclinaison moyen du talus $\varepsilon= 0.00 \text{ (Deg)}$.
- Angle d'inclinaison du voile $\beta= 0.00 \text{ (Deg)}$.

$$K_a = \frac{\cos^2 \cdot (\beta - \phi)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - \varepsilon)}} \right)^2}$$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2 \cdot (\beta - \phi)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta_2) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_2) \cdot \sin(\phi - \varepsilon)}{\cos(\beta + \delta_2) \cdot \cos(\beta - \varepsilon)}} \right)^2}$$

$$K_o = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

$$K_a \leq K_o \leq K_p$$

Tableau III.2 Calculs géotechniques du sol coté amont.

N°	Nom de sol	Niveau (m)	Angle de frottement (Deg)	K _a	K _o	K _p
1	Sables et graves compacts	600	37	0.249	0.429	4.023

✚ Déplacements limites totaux :

- Butée 0.118.
- Poussée 0.012.

✚ RESISTANCE

- Type de sol sous la semelle : Uniforme.
- Combinaison dimensionnant : 1,000*PM + 1,000*Pa + 1,000*PT + 1,000*a1
- Charge dimensionnant réduite :

$$N = -374.58 \text{ (KN/m)} \quad ; \quad M_y = -286.34 \text{ (KN.m)} \quad ; \quad F_x = -95.46 \text{ (KN/m)}$$

Coefficient de sécurité : 1,490 > 1,000.

✚ TASSEMENT

- Type de sol sous la fondation : uniforme
- Combinaison dimensionnant : 1,000*PM + 1,000*Pa + 1,000*PT + 1,000*a1
- Charge dimensionnant réduite :

$$N = -374.58 \text{ (kN/m)} \quad ; \quad M_y = -286.34 \text{ (KN.m)} \quad ; \quad F_x = -95.46 \text{ (kN/m)}$$

- Charge caractéristique unitaire due aux charges totales : $q = 0.10 \text{ (MN/m}^2\text{)}$
- Epaisseur du sol en tassement active : $z = 380.00 \text{ (cm)}$.
- Contrainte au niveau z :
 - Additionnelle : $S_{zd} = 0.01 \text{ (MN/m}^2\text{)}$
 - Due au poids du sol : $S_{zg} = 0.08 \text{ (MN/m}^2\text{)}$

- Tassement : $S = 3.21 \text{ (cm)} < S_{dop} = 10.00 \text{ (cm)}$.

✚ RENVERSEMENT :

- Combinaison dimensionnant : $1,000*PM + 1,553*Pad + 0,900*PT + 1,350*a1d$
- Charge dimensionnant réduite :

$$N = -359.49 \text{ (KN/m)} \quad ; \quad M_y = -188.88 \text{ (KN.m)} \quad ; \quad F_x = -140.34 \text{ (KN/m)} .$$

- Moment de renversement : $M_o = 310.49 \text{ (KN.m)}$.
- Moment empêchant le renversement de la fondation : $M_{uf} = 807.70 \text{ (KN.m)}$

Coefficient de sécurité : 2.601 > 1.3

✚ GLISSEMENT

- Combinaison dimensionnant : $1,000*PM + 1,000*Pad (+) + 1,000*PT + 1,000*a1d (+)$
- Charge dimensionnant réduite

$$N = -374.58 \text{ (KN/m)} \quad ; \quad M_y = -124.26 \text{ (KN.m)} \quad ; \quad F_x = -140.34 \text{ (KN/m)}$$

- Dimensions équivalentes de la semelle : $A = 380.00 \text{ (cm)}$
- Coefficient de frottement : Du sol (position du sol) : $f = 0.577$
- Coefficient de réduction de la cohésion du sol = 100.000 %
- Cohésion : $C = 20 \text{ (KN/m}^2\text{)}$
- Valeur de la force de glissement : $Q_{tr} = 140.34 \text{ (KN/m)}$
- Valeur de la force empêchant le glissement du mur :

$$Q_{tf} = N * \text{tg}(\phi) / 1,5$$

- Au niveau du sol : $Q_{tf} = 216.26 \text{ (KN/m)}$

Coefficient de sécurité: 1,541 > 1,25

✚ ANGLES DE ROTATION

- Type de sol sous la fondation : uniforme
- Combinaison dimensionnant : $1,000*PM + 1,000*Pad + 1,000*PT + 1,000*a1d$
- Charge dimensionnant réduite :

$$N = -374.58 \text{ (KN/m)} \quad ; \quad M_y = -286.34 \text{ (KN.m)} \quad ; \quad F_x = -95.46 \text{ (KN/m)}$$

- Contraintes unitaires maximales caractéristiques dues aux :
- Charges totales : $q_{max} = 0.13 \text{ (MN/m}^2\text{)}$
- Contraintes unitaires minimales caractéristiques dues aux :
- Charges totales : $q_{min} = 0.07 \text{ (MN/m}^2\text{)}$
- Angle de rotation : $r_0 = 0.29 \text{ (Deg)}$
- Coordonnées du point de rotation du voile :

$$X = 828.46 \text{ (cm)}$$

$$Z = 0.00 \text{ (cm)}$$

Coefficient de sécurité : 2.621 > 1.500

✚ Résultats de calcul béton armé

La figure représenté le diagramme du moment :

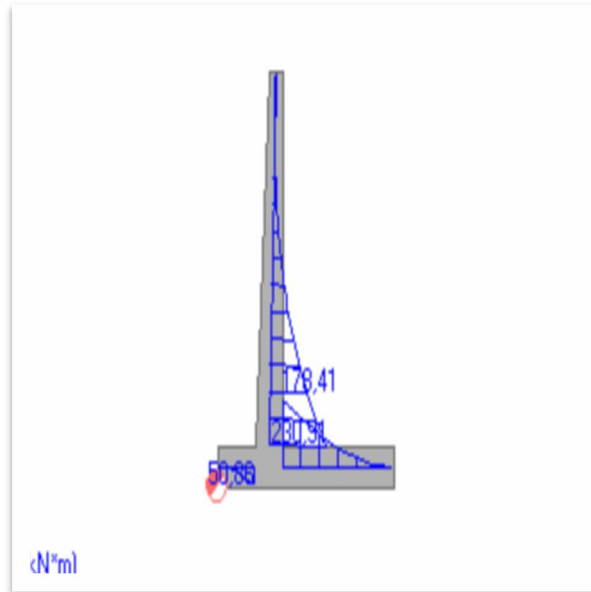


Figure III.19 Diagramme des moments.

Le tableau (III.3) regroupe les moments de flexion dans le mur :

Tableau III.3 Moments de flexion

Elément	moments	Valeur (KN.m)	Position (cm)	combinaison
Voile	maximum	314.89	60.83	1,000*PM + 1,000*Pad(+) + 1,000*PT + 1,000*a1d(+)
Voile	Minimum	-0.00	599.58	1,000*PM + 1,553*Pa + 0,900*PT + 1,000*a1
Semelle	Maximum	56.47	80.00	1,000*PM + 1,000*Pad(+) + 1,000*PT + 1,000*a1d(+)
semelle	Minimum	-246.74	140.00	1,000*PM + 1,000*Pad(+) + 1,000*PT + 1,000*a1d(+)

✚ Ferrailage

La figure (III.20) représenté les surfaces des ferrailages :

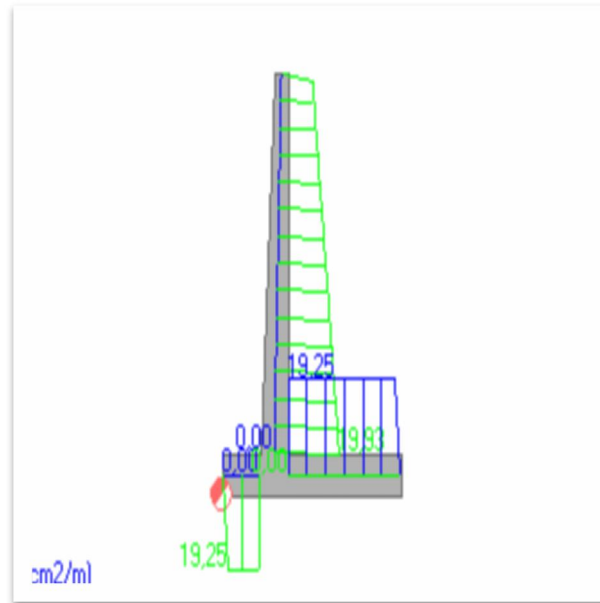


Figure III.20 Les surfaces des ferrailages.

Le tableau (III.4) regroupe le ferrailage du mur :

Tableau III.4 Calcul de ferrailage.

Position	Surface réelle (cm^2/m)	Section d'acier théorique (cm^2/m)	Espacement (cm)	Barres
Voile	20.45	19.93	24	25
Semelle	19.63	19.25	16	20

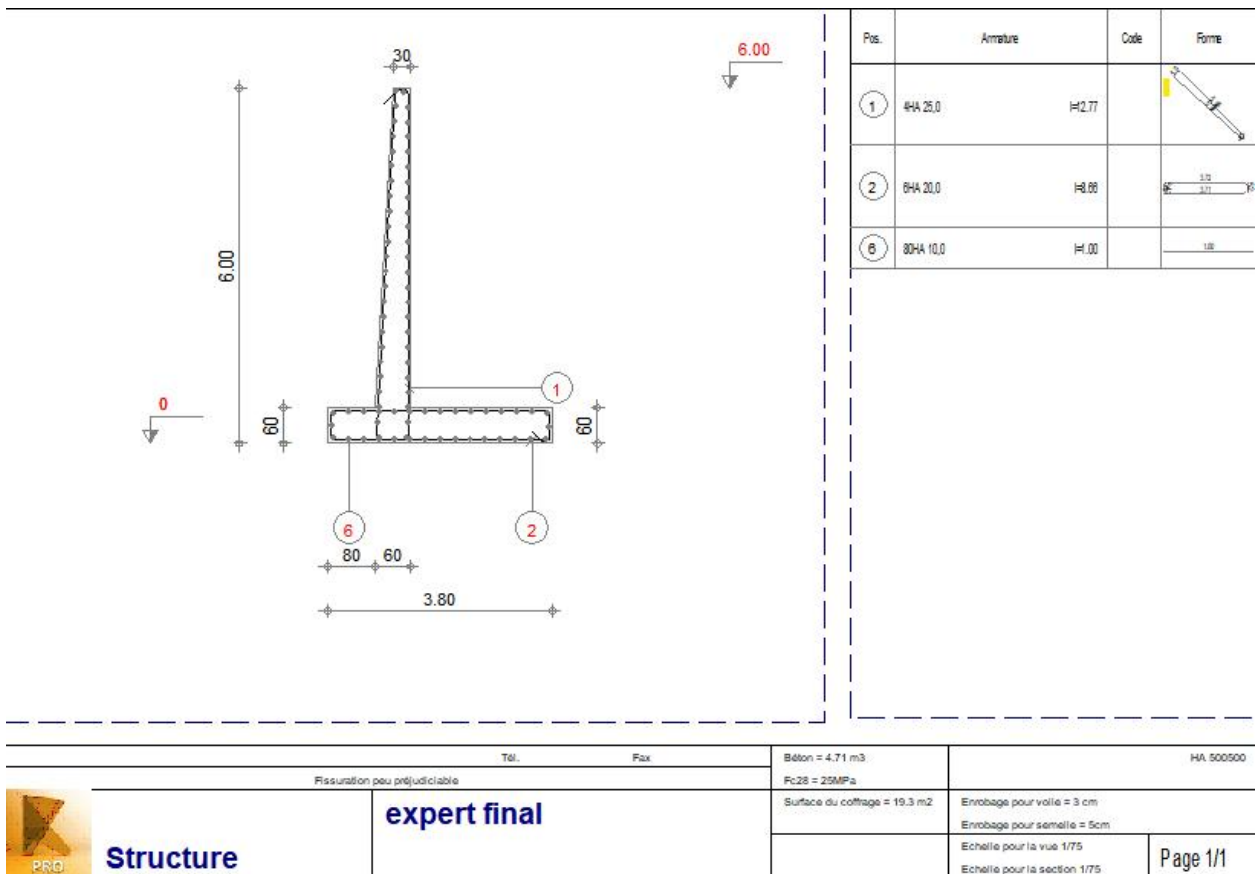


Figure III.21 Schéma de ferrailage par expert.

3.5 Conclusion

Les principaux résultats obtenus dans ce chapitre sont :

- Les calculs dynamiques numérique de la stabilité externe du mur montrent que le mur est stable vis-à-vis le renversement, le glissement et le poinçonnement.
- Contrairement aux condition statiques classique, les effets sismiques peuvent considérablement augmentés les efforts de poussées agissant sur le mur et donc augmentés le risque d'instabilité.
- On constate qu'il y a une concordance entre les résultats analytiques selon RPA 2024 et résultats numériques par le robot expert. Une différence de 10 % entre les résultats de stabilité et le ferrailage a été obtenues par le calcul analytique et celles obtenues par le robot expert.

Conclusion Générale et Perspectives

Conclusion Générale et Perspectives

Les murs de soutènement en zones sismiques doivent être conçus avec une attention particulière pour résister aux sollicitations dynamiques induites par les séismes. Les principaux défis incluent l'augmentation des pressions latérales due aux forces d'inertie, le risque de liquéfaction des sols, et les déplacements excessifs pouvant compromettre la stabilité de l'ouvrage. Une conception bien étudiée et des matériaux performants permettent de réduire les vulnérabilités et d'assurer la résilience des ouvrages face aux séismes.

Dans ce travail nous avons modélisé numériquement le comportement d'un mur de soutènement en béton armé sous chargement sismique (méthode statique équivalente). Pour ce faire, nous avons utilisé le logiciel ROBOT EXPERT, basé sur la méthode des éléments finis, afin de modéliser avec précision les différents éléments qui composent le mur.

Cette étude nous a permis de recueillir plusieurs connaissances sur les ouvrages de soutènement en béton armé, leur fonctionnement et les différentes techniques d'analyse. Nous avons également pu étudier l'influence de quelques paramètres sur leur stabilité. Les principaux résultats sont :

- Les calculs dynamique analytiques de la stabilité externe du mur montrent que le mur est stable vis-à-vis le renversement, le glissement et le poinçonnement.
- Les résultats de modélisation numérique du mur montrent qu'il est stable face au séisme (zone IV) et ils ont conforme aux résultats analytiques.
- Une concordance entre les résultats analytiques selon RPA 2024 et résultats numériques. Une différence moins de 10 % entre les résultats de stabilité et le ferrailage a été obtenues par le calcul analytique et celles obtenues par le robot expert.
- Les résultats de chaque méthode diffèrent que ça soit pour un calcul manuel ou le calcul logiciel, chacun ayant ses avantages on peut être plus économique avec un calcul manuel en prenant le ferrailage minimal alors que le calcul logiciel peut s'avérer plus rapide en comparaison.

Enfin, nous espérons que nous aurons fait de notre mieux et que la présente étude aura atteint les objectifs qui lui ont été attribués au départ, et qu'elle sera bénéfique pour tous les étudiants.

Pour aller plus loin, des pistes d'amélioration peuvent être explorées, telles que :

Conclusion Générale et Perspectives

- Le recours à des techniques de renforcement innovantes (géosynthétiques, murs à énergie dissipatives, etc.).
- L'étude expérimentale du comportement sismique des murs à l'aide de plateformes de simulation.
- Etude paramétrique de l'influence des paramètres de séisme et le mur sur le facteur de sécurité.

Références Bibliographiques

Référence

- [1] A. ANNANE, *Mur de soutènement en zone sismique*. Département de génie civil Université Hadj Lakhdar-Batna, 2013.
- [2] S. François, « Techniques de l'ingénieur tba 320 », juin 2006.
- [3] A. khennouf et A. Souadeuk, « Etude du comportement d'un mur de soutènement renforcée par la géogrille ». Université Ferhat Abbas -Sétif Département de Génie civil, 2016.
- [4] A. BOUGUERRA et B. MAGROUD, « Conception et calcul de mur de soutènement en zone sismique ». l'Université 08 Mai 1945 de Guelma Département de Génie Civil & Hydraulique, juin 2018.
- [5] L. Bouabdallah, « OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT ».
- [6] N. KONE ICHAKA, « AUTOMATISATION DU CALCUL DES MURS DE SOUTÈNEMENT CANTILEVER », Université 08 Mai 1945 de Guelma Génie Civil & Hydraulique, 2019.
- [7] S. Thomas et J. Yann, « mur et écrans de soutènement TECHNIQUES DE L'INGÉNIEUR », mai 2015.
- [8] T. SIMONNOT et Y. JUILLIÉ, « Ouvrages de soutènement - Poussée et butée, C242 Techniques de l'ingénieur. ».
- [9] F. Thibault, « tba310 Action du sol sur un mur de soutènement », sept. 2005.
- [10] G. Degoutte et P. Royet, « mécanique des sols », 2005.
- [11] A. : CHOGUEUR, « Modélisation numérique d'un écran de soutènement cas de l'interaction écran-fondation », Université Abou Bakr BelKaid -Tlemcen, 2012.
- [12] E. BIETH, « Murs de soutènement », 2010 2009.
- [13] « REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 2024 », *Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville*, 2024.
- [14] O. Ben Sidi Brahim, « Etude sismique (méthode spectrale) », oct. 2020.

Références Bibliographiques

- [15] A. - DELHEM et M. Y. BELLA, « CONCEPTION ET ETUDE D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT EN BA SUR FONDATIONS PROFONDES », UNIVERSITÉ ABOU BEKR BELKAID TLEMEN, 2018.
- [16] L. Arba et L. Mouhellel, « Stabilisation des talus par mur de soutènement », Université du 8 Mai 1945 Guelma, 2015.
- [17] S. Gahmous, « Étude de la stabilité d'un ouvrage de soutènement renforcé par géosynthétique », Université Mohamed Khider de Biskra, 2018.