



Faculty of Sciences and Technology

Civil Engineering Department

كلية العلوم والتكنولوجيا  
قسم الهندسة المدنية

N° d'ordre : M2... /GC/2024

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADEMIQUE

**Filière :** TRAVAUX PUBLICS.

**Option :** VOIES ET OUVRAGES D'ART (VOA).

### Thème

**Contribution à l'étude numérique de la stabilité et  
ferraillage d'un mur de soutènement**

**Présenté par :**

Mr. BELGHARBI Nasreddine.

Mr. SAADOUNE Nabil.

Soutenu le 26/06/2024 devant le jury composé de :

Mr.ZELMAT.Y	Président	Université de Mostaganem
Mr. MEKAIDECHE.KH	Encadrant	Université de Mostaganem
M <sup>lle</sup> . GUERZOU.T	Examinatrice	Université de Mostaganem

Année Universitaire 2023/2024

# Remerciement

Tout notre remerciement à ALLAH qui nous a donné le courage, la détermination, la volonté et la persévérance d'aller jusqu'au bout.

C'est avec une profonde et particulière reconnaissance que nous remercions notre encadreur Mr MEKAIDECHE pour son aide, ses conseils et ses remarques qui nous ont permis d'accomplir notre travail de fin d'étude.

Nos remerciements s'adressent aux membres de jury qui ont accepté de juger ce modeste travail.

# Dédicace

*Je dédie ce mémoire A*

*mes chers parents.*

*A mes frères qui m'ont toujours aidé et qui ont été  
ma première source d'inspiration et de courage, et*

*à ma très chère sœur.*

*A toute ma famille oncles, tantes et  
cousins.*

*A tous mes amis.*

*A tous ceux que j'ai côtoyés au cours de mes  
études, enseignants et étudiants.*

*A vous tous.*

# Dédicace

*Je dédie ce projet :*

*A ma chère mère,*

*A mon cher père,*

*Qui n'ont jamais cessé, de formuler des prières à mon égard, de me  
soutenir*

*Et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs.*

*A mon cher grand-père,*

*Qui je souhaite une bonne santé.*

*A mes chères ami(e)s*

*Pour leurs aides et supports dans les moments difficiles*

## Résumé :

L'objectif de ce travail est d'identifier différents murs de soutènement et d'étudier les murs en béton armé à Alger, zone classée à forte activité sismique. Il a été conçu conformément aux codes et normes de construction en vigueur en Algérie. (RPA99, BAEL 91).

Nous avons présenté le l'outil numérique utilisé dans cette étude, c'est GEO SLOPE, qui est basé sur la simulation par plusieurs méthodes, et les résultats ont été très satisfaisant pour le cas statique et le cas dynamique sans utilisation de renforcement.

## Mots-clés :

Murs de soutènement, GEO SLOP, cas statique, cas dynamique

---

## Abstract :

The objective of this work is to identify the different retaining walls and to study a reinforced concrete wall in Algiers, which is classified as an area of high seismic activity.

It has been designed in accordance with the building codes and standards in force in Algeria. (RPA99, BAEL 91).

We presented the numerical tool used in this study, GEO SLOPE, which is based on simulation by several methods, and the results were very satisfactory for the static case and the dynamic case without the use of recesses.

Keywords :.

Retaining walls, GEO SLOP, static case, dynamic case

---

## ملخص :

إن الهدف من هذا العمل هو التعرف على مختلف جدران الاستناد ودراسة جدار استناد من الخرسانة المسلحة وهو في طور الإنجاز بالجزائر لعاصمة المصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي قوي.

قد تم تصميمه وفق لقوانين ومعايير البناء السارية المفعول بها في الجزائر (RPA99, BAEL 91).  
قدمنا الأداة العددية المستخدمة في هذه الدراسة، GEO SLOPE، والتي تعتمد على المحاكاة بعدة طرق، وكانت النتائج مرضية للغاية للحالة الساكنة والحالة الديناميكية دون استخدام التجاويف.

## الكلمات المفتاحية:

الجدران الاستنادية، GEO SLOP، الحالة الساكنة، الحالة الديناميكية.

# Sommaire

## INTRODUCTION GÉNÉRALE

I-	CHAPITRE I : GENERALITE SUR LES MURS DE SOUTÈNEMENT .....	16
I.1	Introduction. ....	17
I.2	Définition des ouvrages de soutènement. ....	17
I.3	Différents types des ouvrages de soutènement. ....	18
I.3.1	Murs de soutènement. ....	18
I.3.2	Murs gravitaires ou Mur Poids. ....	18
I.3.3	Écrans de soutènement. ....	19
I.3.4	Les murs de soutènement végétalisés atalus. ....	21
I.3.5	Mur en Béton Armé ou mur cantilever. ....	23
I.4	Le choix des murs de soutènement. ....	25
I.4.1	Type de sol. ....	25
I.4.2	Hauteur de la paroi. ....	25
I.4.3	Charges exercées. ....	25
I.4.4	Conditions environnementales. ....	25
I.4.5	Aspect esthétique. ....	25
I.5	Conclusion. ....	26
II-	CHAPITRE II : PRINCIPE DE CALCUL D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT EN BÊTON ARMÉE.....	27
II.1	Introduction. ....	28
II.2	Calcul de la stabilité du mur. ....	28

II.2.1	Calcul des forces agissantes. ....	28
II.2.2	Calcul des poussées. ....	28
II.2.3	Calcul des charges verticales. ....	29
II.2.4	Calcul de la réaction du sol. ....	29
II.2.5	Vérification de la stabilité du mur. ....	30
II.3	Calcul du rideau. ....	30
II.4	Calcul de la semelle. ....	31
II.5	Définition du coefficient de sécurité. ....	32
II.6	Méthodes de calcul de la stabilité. ....	32
II.6.1	Méthode des tranches. ....	33
II.6.2	La méthode de FELLENIUS (1936). ....	34
II.6.3	Méthode de Bishop (1955). ....	35
II.6.4	Méthode de Morgenstern et Price (1965) : ....	36
II.6.5	Méthode de Spencer (1967). ....	38
II.6.6	Méthode de Janbu simplifiée. ....	38
II.7	Les modèles de calcul. ....	39
II.7.1	Mohr-Coulomb: ....	39
II.7.2	Le modèle spatial de Mohr-Coulomb. ....	41
II.7.3	Modèles combinés frictionnels et non drainés. ....	41
II.7.4	Le modèle de Hoek et Brown. ....	42
II.8	Conclusion. ....	44
III-	CHAPITRE III : ETUDE DE CAS. ....	45

III.1	Introduction.....	46
III.2	Données de Projet.....	46
III.2.1	Situation de projet.....	46
III.2.2	Description de projet.....	47
III.3	Problématique.....	47
III.4	Donnée de sol.....	47
III.5	Charges et surcharges.....	48
III.5.1	Poids des terres :.....	49
III.5.2	Action sismique.....	49
III.5.3	Pression hydrostatique : .....	50
III.6	Caractéristiques des murs : .....	50
III.7	Pré dimensionnement de l'ouvrage :.....	50
III.8	Les étapes à suivre dans une étude avec GEO SLOPE.....	53
III.9	Conclusion.....	56
IV-	CHAPITRE IV : ÉTUDE DE LA STABILITÉ DU MUR DE SOUTÈNEMENT À L'AIDE DE GEO SLOPE.....	57
IV.1	Introduction.....	58
IV.2	Étude numérique de la stabilité à l'aide de GEO SLOPE.....	58
IV.2.1	Paramètres d'analyse.....	58
IV.2.2	Analyse SLOPE/W.....	58
IV.2.3	Points d'entrée et de sortie de surface de glissement.....	59
IV.2.4	Points de dessin.....	60



IV.2.5	Surface de glissement actuelle. ....	61
IV.2.6	Tranches de surface de glissement. ....	62
IV.3	Étude comparative des coefficients.....	63
IV.3.1	Cas de modélisation sans séisme.....	64
IV.3.2	Cas de modélisation avec séisme. ....	68
IV.4	Conclusion. ....	69
V- CHAPITRE V : ÉTUDE DE FERRAILLAGE DU MUR DE SOUTÈNEMENT L'AIDE		
DE CYPE. ....		
70		
V.1	Introduction. ....	71
V.2	Dimensionnement du mur de soutènement en béton armé.....	71
V.2.1	Caractéristiques des matériaux.....	71
V.2.2	Caractéristiques du sol. ....	72
V.2.3	La géométrie.....	73
V.3	Description du ferrailage. ....	74
V.4	Vérifications géométriques et de résistance. ....	75
V.5	Conclusion. ....	83
CONCLUSION GÉNÉRALE.		

## Liste des figures.

<b>Figure I.1:</b> Exemple d'un Mur poids.....	19
<b>Figure I.2:</b> Palplanches en béton armé avec rainures et languettes (d'après Tschebotarioff, in Leonards).....	19
<b>Figure I.3:</b> Palplanches en béton armé avec rainures pour l'injection de coulis de ciment (id). .....	20
<b>Figure I.4:</b> Palplanches constituées de profilés I (d'après Caudreiiier, 1913).....	20
<b>Figure I.5:</b> Palplanches en U et en Z (d'après la documentation Arbed).....	20
<b>Figure I.6:</b> Ancrage d'un rideau de palplanches en bord de route.....	21
<b>Figure I.7:</b> Les murs de soutènement végétalisés atalus. ....	21
<b>Figure I.8:</b> Un mur qui disparaît sous la végétation.....	23
<b>Figure I.9:</b> ferrailage Mur en Béton Armé. ....	24
<b>Figure I.10:</b> Mur en Béton Armé.....	24
<b>Figure II.1:</b> Détermination de la poussée.....	28
<b>Figure II.2:</b> Forces agissantes sur un mur. ....	31
<b>Figure II.3:</b> Schéma de la méthode des tranches.....	33
<b>Figure II.4:</b> Schéma de la méthode de FELLENIUS. ....	34
<b>Figure II.5:</b> Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Bishop. .....	35
<b>Figure II.6:</b> Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Morgenstern et Price. ....	38
<b>Figure II.7:</b> variation du coefficient de sécurité fonction de $\lambda$ .....	39
<b>Figure II.8:</b> Représentation graphique de l'équation de la résistance au cisaillement de Coulomb.....	40

<b>Figure II.9:</b> Enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb.....	40
<b>Figure II.10:</b> Exemple de fonction spatiale attribuée au matériau de la région du sol de fond. .....	41
<b>Figure II.11:</b> modèle de résistance au cisaillement frictionnel non drainé. ....	42
<b>Figure III.1:</b> Situation du projet.....	46
Figure III.2: Zones d'intervention. ....	47
<b>Figure III.3:</b> Diagramme des pressions sur une paroi.....	49
<b>Figure III.4:</b> Pré dimensionnement géométrique du mur de soutènement. ....	51
<b>Figure III.5:</b> Paramètres pour spécifier les données de base. ....	53
<b>Figure III.6:</b> caractéristiques des sols. ....	54
<b>Figure III.7:</b> les paramètres de la teneur en eau.....	54
<b>Figure III.8:</b> Définition des surcharges. ....	55
<b>Figure III.9:</b> Définition des renforcements. ....	55
<b>Figure III.10:</b> Gestionnaire des analyses. ....	56
<b>Figure IV.1:</b> Valeurs minimales de FS sans séisme (statique).....	64
<b>Figure IV.2:</b> Le facteur de sécurité du talus dans les conditions défavorables.....	65
<b>Figure IV.3:</b> L'ensemble des lignes de glissement proposées par GEO SLOPE.....	65
<b>Figure IV.4:</b> Caractéristique de la tranche de surface de glissement critique. ....	66
<b>Figure IV.5:</b> la résistance à la cohésion en fonction de la distance étudiée.....	67
<b>Figure IV.6:</b> La résistance à la friction en fonction de la distance étudiée. ....	67
<b>Figure IV.7:</b> La contrainte totale en fonction de la distance étudiée. ....	68
<b>Figure IV.8:</b> la sélection de la méthode des analyses pseudo-élastique.....	68
<b>Figure IV.9:</b> affectation les coefficients $K_h$ et $K_v$ . ....	69
<b>Figure IV.10:</b> Le coefficient de sécurité $F_s$ lors d'un séisme. ....	69
<b>Figure V.1:</b> Caractéristiques du sol. ....	72

<b>Figure V.2:</b> le schéma de l'ouvrage de soutènement et terrain naturel présenté par CYPE. ...	72
<b>Figure V.3:</b> La ligne de glissement présenté par le logiciel CYPE. ....	73
<b>Figure V.4:</b> Schéma de ferrailage du mur de soutènement. ....	83

## Liste des tableaux.

<b>Tableau II.1:</b> les différentes méthodes de calcul des murs de soutènement. ....	43
<b>Tableau III.1:</b> Les caractéristiques du sol après corrélation. ....	48
<b>Tableau III.2:</b> Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon le RPA (version 2003)..	50
<b>Tableau III.3:</b> les caractéristiques géométriques de mur. ....	51
<b>Tableau III.4:</b> les différents outils de GEO SLOPE et leur utilisation. ....	52
<b>Tableau IV.1</b> points de dessin. ....	60
<b>Tableau IV.2:</b> Les matériaux utilisés dans cette étude. ....	61
<b>Tableau IV.3:</b> Surface de glissement critique. ....	61
<b>Tableau IV.4:</b> Caractéristique de la tranche de surface de glissement. ....	62
<b>Tableau V.1:</b> Le ferrailage adopté pour le voile et la semelle. ....	74
<b>Tableau V.2:</b> Vérifications géométriques et de résistance (Mur). ....	75



## **INTRODUCTION GENERALE.**

Ce projet de fin d'études porte sur la conception d'un mur de soutènement dans la commune de Baba Hassan, wilaya d'Alger, dans le cadre de la construction de 160 logements répartis en 10 blocs de R+5. L'objectif est de déterminer les éléments géométriques et structurels nécessaires pour garantir la stabilité du mur sous les forces appliquées, notamment la poussée des terres et les actions sismiques.

Le site, situé sur un terrain en pente avec un talus naturel, présente des défis spécifiques nécessitant la conception de murs de soutènement. Le logiciel Géo-Slope a été utilisé pour analyser la stabilité des terrains et déterminer les surfaces de rupture potentielles, en prenant en compte les caractéristiques géotechniques du sol

De plus, le logiciel CYPE a été utilisé pour le ferrailage du mur de soutènement, garantissant une optimisation des armatures tout en respectant les normes de sécurité et de durabilité. L'utilisation combinée de ces outils logiciels permet de concevoir un mur de soutènement répondant aux exigences de sécurité et de durabilité, tout en optimisant les coûts de construction. Ce projet représente une application concrète des connaissances théoriques acquises durant la formation, tout en contribuant au développement urbain de la commune de Baba Hassan.

**I- CHAPITRE I : GENERALITE SUR LES MURS DE  
SOUTENEMENT**



## **I.1 Introduction.**

Les murs de soutènement sont des structures verticales conçues pour retenir et stabiliser des terres ou des matériaux en pente. Ils sont couramment utilisés dans la construction pour créer des niveaux de terrains différents, prévenir l'érosion et maximiser l'utilisation de l'espace dans des zones présentant des pentes naturelles ou artificielles.

Ces murs sont généralement construits en béton armé, en gabions (structures de pierre ou de fil métallique), en bois traité, en acier ou en matériaux composites. Leur conception dépend de plusieurs facteurs, notamment la hauteur de la paroi, le type de sol, les charges qu'elle doit supporter et les conditions environnementales locales.

Il existe différents types de murs de soutènement, y compris les murs en gravité, les murs cantilevers, les murs de terre renforcée et les murs en gabions. Chacun a ses propres avantages et limitations en termes de coût, de complexité de construction et d'adaptabilité aux conditions du site.

Les murs de soutènement peuvent être utilisés dans divers projets, tels que la construction de routes, de voies ferrées, de bâtiments, de terrasses de jardin et même de barrages pour retenir l'eau. Ils sont essentiels pour assurer la sécurité des structures et des personnes tout en optimisant l'utilisation des terrains en pente.

## **I.2 Définition des ouvrages de soutènement.**

Le mur de soutènement est un mur vertical ou subverti cal qui permet de contenir des terres (ou tout autre matériau granulaire ou pulvérulent) sur une surface réduite. La conception de ce type d'ouvrage peut être très variée, allant des murs poids en béton ou en maçonnerie aux parois ancrées, en passant par les murs en sol renforcé la retenue des terres par un mur de soutènement répond à des besoins multiples, parmi eux, préservé les routes et chemins des éboulements et glissement de terrain. Le choix d'un ouvrage de soutènement dépend notamment de son implantation (en remblai, en déblai), du site (aquatique ou terrestre), du sol de fondation (caractéristiques mécaniques, hydrologie) et des contraintes d'intégration dans l'environnement (nuisance, traitement architectural).

### **I.3 Différents types des ouvrages de soutènement.**

Il existe une grande variété d'ouvrages de soutènement, se caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques. Distinguons trois grandes classes d'ouvrages de soutènement :

#### ***1.3.1 Murs de soutènement.***

Ce sont des ouvrages généralement fonds superficiellement, dont le poids (incluant parfois une partie de la masse de sols retenus) joue un rôle prépondérant. Qui sont constitués d'une paroi résistante et d'une semelle de fondation, comme les murs en béton armé en (T renversé ou L) ou les murs-poids, qu'ils soient en maçonnerie (briques, pierres,) ou formés d'éléments spéciaux (gabions métalliques).

#### ***1.3.2 Murs gravitaires ou Mur Poids.***

Les murs de soutènement de type "poids" (figure I.1) sont des structures qui utilisent leur propre masse pour résister à la pression exercée par les terres ou les matériaux qu'ils retiennent. Ces murs sont généralement construits en empilant des blocs de béton préfabriqués ou des blocs de pierre de grande taille.

L'idée principale derrière les murs de soutènement de poids est que leur poids propre et leur friction contre le sol fournissent une force de résistance suffisante pour empêcher le mouvement du sol en pente. Ces murs sont souvent utilisés dans des situations où la hauteur de la paroi est relativement faible et où les charges exercées sur la structure ne sont pas excessives.

Les murs de soutènement de poids sont simples à construire et peuvent être économiques pour des applications à petite échelle. Cependant, ils peuvent ne pas être adaptés aux situations où des charges importantes doivent être supportées ou lorsque la hauteur de la paroi dépasse une certaine limite, car leur efficacité dépend en grande partie de leur propre poids.

Malgré leurs limitations, les murs de soutènement de poids restent une option populaire dans de nombreux projets de construction résidentielle, commerciale et de génie civil où des solutions simples et économiques sont nécessaires pour stabiliser des terrains en pente.

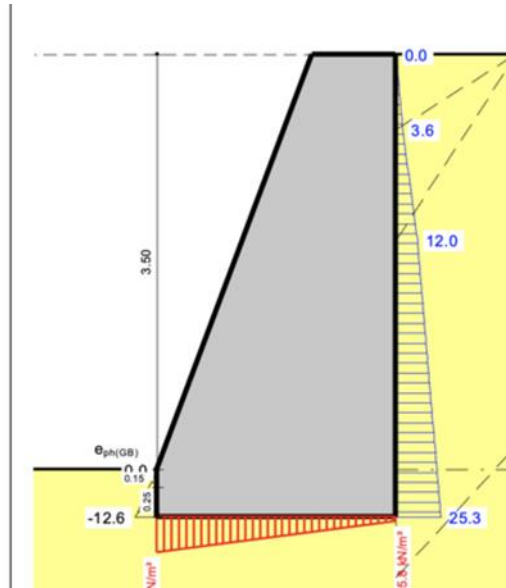


Figure I.1: Exemple d'un Mur poids.

### 1.3.3 Écrans de soutènement.

Les écrans de palplanches en béton armé et en acier :

La recherche d'éléments de structure plus résistants, tant pour leur mise en place dans le sol, qui s'effectue généralement par battage, que pour leur résistance à la poussée du sol, a conduit les ingénieurs du génie civil à se tourner vers les nouveaux matériaux mis à leur disposition par l'industrie. C'est ainsi que, dès le début du 20<sup>ème</sup> siècle, des palplanches en béton armé (figure I.2.3.4) ou en acier ont été utilisées en remplacement des palplanches en bois.

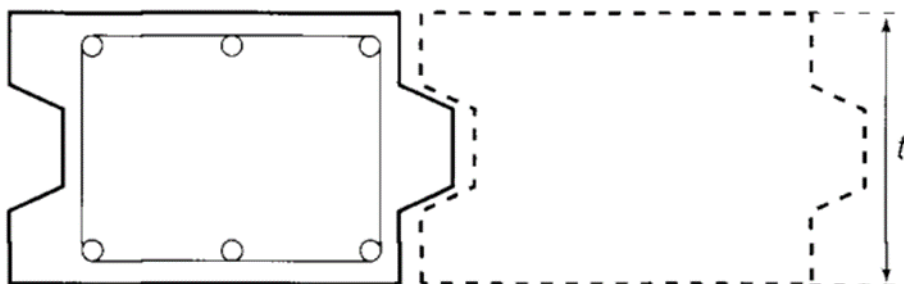


Figure I.2: Palplanches en béton armé avec rainures et languettes (d'après Tschébotarioff, in Leonards).

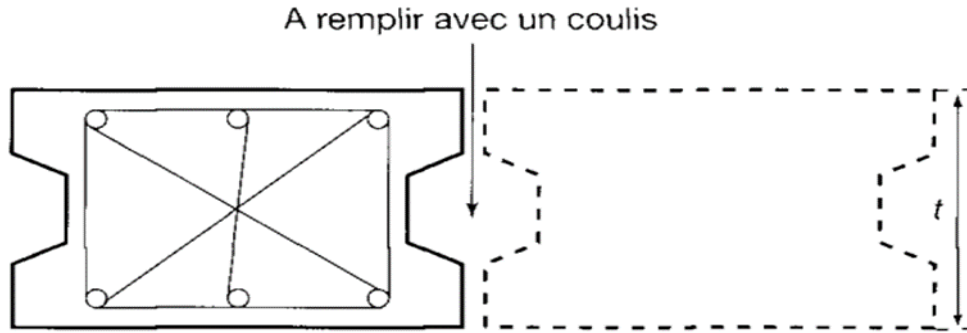


Figure I.3: Palplanches en béton armé avec rainures pour l'injection de coulis de ciment (id).

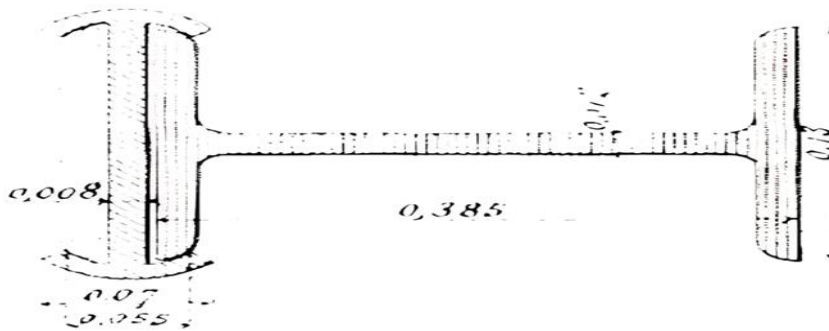


Figure I.4: Palplanches constituées de profilés I (d'après Caudreier, 1913).

L'emploi des palplanches en béton armé ne connaîtra pas de réel développement, à cause du poids de ces structures, de leur fragilité, des difficultés de battage qu'elles présentaient ainsi que des difficultés d'étanchement des joints entre palplanches.

Les palplanches en acier vont par contre connaître un développement important. Initialement elles ne différaient pas des profilés métalliques utilisés à d'autres fins et notamment en construction métallique. Il s'agissait de profilés en I ou en U assemblés de sorte à constituer des écrans continus (figure. I.5), le raccord étant constitué d'un profil en I dont les ailes avaient préalablement été recourbées. L'utilisation de telles palplanches restera marginale.

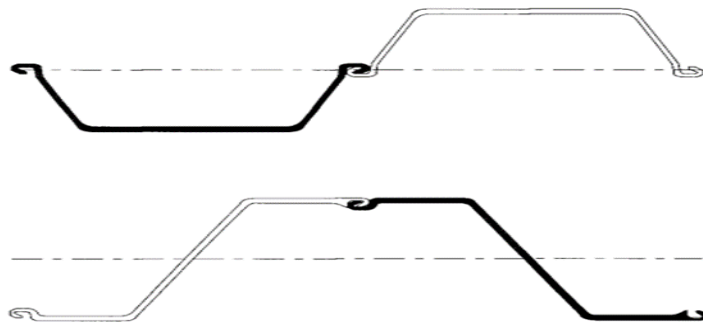


Figure I.5: Palplanches en U et en Z (d'après la documentation Arbed).



*Figure I.6: Ancrage d'un rideau de palplanches en bord de route.*

### ***1.3.4 Les murs de soutènement végétalisés atalus.***

Le terme "soutènement par les atalus" fait référence à une technique de stabilisation des terrains en pente ou des falaises. Les talus sont des ouvrages de génie civil composés de matériaux en vrac, tels que des blocs de pierre ou des gabions (cages remplies de pierres), qui sont empilés en gradins le long de la pente pour créer une structure de soutènement (figure.I.7). Cette méthode est utilisée pour empêcher l'érosion des pentes et pour stabiliser les sols instables, notamment dans les zones montagneuses ou le long des routes et des voies ferrées. Les talus permettent de redistribuer les contraintes exercées par le sol en pente et d'éviter les glissements de terrain.



*Figure I.7: Les murs de soutènement végétalisés atalus.*

Et aussi une solution avantageuse sous tous points de vue :

- **Une solution écologique :**

L'atalus est une solution écologique, propice au développement durable. Le volume de terre végétale est important (de 100 à 350 litres/m<sup>2</sup>). La mise en place d'un système d'arrosage intégré (dans les ailes de l'atalus) assure une végétalisation rapide (murs verts, massifs de fleurs, jardins suspendus...).

L'atalus, c'est aussi une économie de béton (de 240 à 450 kg par m<sup>2</sup> de mur). Il ne demande aucune fondation, juste un béton de propreté. Il est à 100 % en matière première naturelle (sable + gravier + liant hydraulique), démontable, réutilisable et recyclable. Il faut savoir qu'après des années de bons et loyaux services, l'atalus peut être concassé et réutilisé pour la fabrication d'un autre élément en béton.

- **Une solution économique :**

La facilité de mise en œuvre sur un simple béton de propreté et une production industrialisée font de l'atalus une solution très compétitive.

- **Une solution technique :**

Grâce à la technique des massifs renforcés, nous pouvons réaliser des murs de grande hauteur. Nous réalisons la pré-étude, la note de calcul d'exécution (conforme à la norme NF) et fournissons une assistance technique. À partir d'une vue de face, d'une coupe et des renseignements sur la qualité du sol en place, nous réalisons gratuitement la pré-étude.

- **Une solution esthétique :**

Un mur qui disparaît sous la végétation (figure.I.8), avec des formes arrondies, à échelle humaine offre une grande souplesse d'utilisation (courbes, angles droits, raccords verticaux, variation de pente de 45 à 88°, intégration d'escaliers...). Il existe en plusieurs coloris (béton gris ou ton pierre).



*Figure I.8: Un mur qui disparaît sous la végétation.*

### ***1.3.5 Mur en Béton Armé ou mur cantilever.***

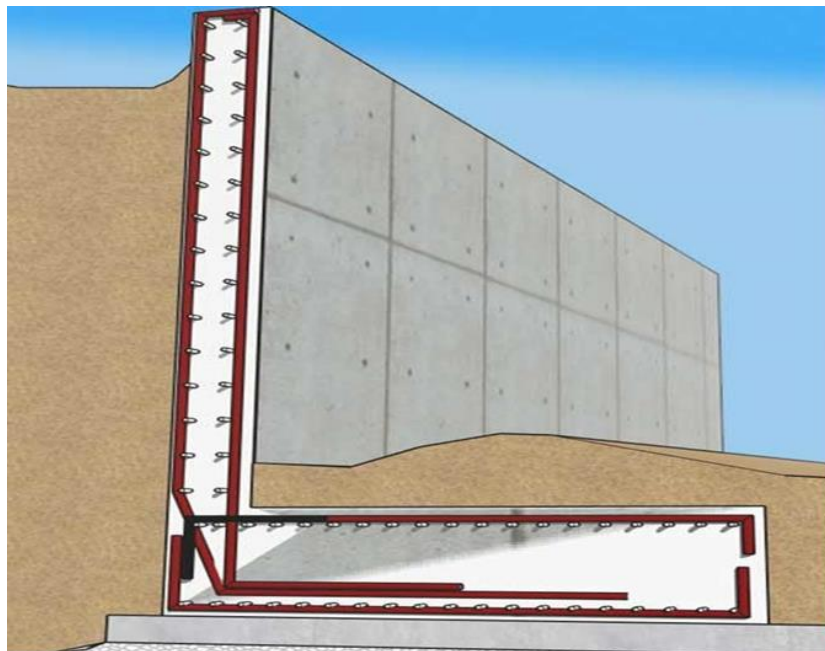
Un mur en béton armé est une structure de soutènement fabriquée en coulant du béton autour d'un treillis d'acier ou de barres d'armature. Cette combinaison de béton et d'acier offre une résistance à la traction et à la compression, ce qui en fait un choix populaire pour les murs de soutènement, en particulier pour les applications nécessitant une grande résistance et une durabilité élevée.

Voici quelques caractéristiques et avantages des murs en béton armé :

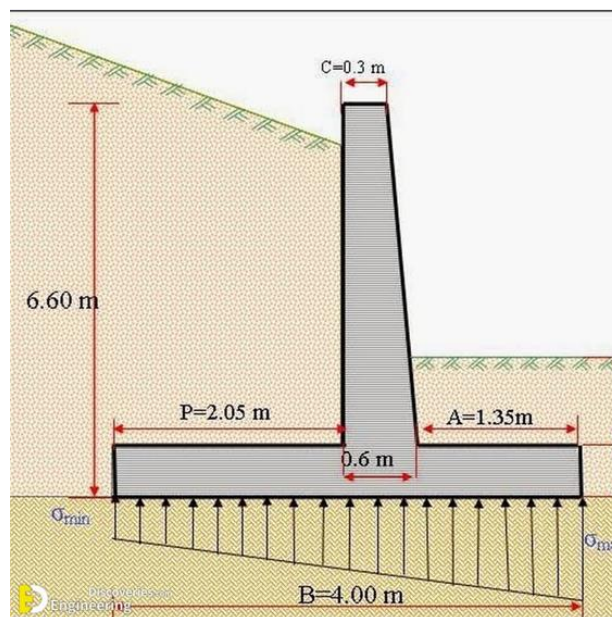
- **Résistance et durabilité** : Le béton armé est capable de supporter des charges importantes et de résister aux forces exercées par les terres ou les matériaux qu'il retient. Il est également durable dans des conditions environnementales variées, telles que l'exposition aux intempéries et aux cycles de gel-dégel.
- **Flexibilité de conception** : Les murs en béton armé peuvent être conçus et construits dans une variété de formes et de tailles pour s'adapter aux besoins spécifiques du site. Cela permet une plus grande flexibilité dans la conception des projets et permet de maximiser l'utilisation de l'espace disponible.
- **Longue durée de vie** : En raison de sa résistance et de sa durabilité, un mur en béton armé peut avoir une longue durée de vie sans nécessiter beaucoup d'entretien, ce qui en fait un investissement rentable à long terme.
- **Construction efficace** : La construction de murs en béton armé est généralement rapide et efficace, en particulier lorsqu'elle est réalisée avec des techniques modernes telles que le coffrage modulaire et l'utilisation de machines de coulage du béton.

- **Adaptabilité aux conditions du site :** Les murs en béton armé peuvent être construits pour résister à une variété de conditions du sol et peuvent être renforcés pour faire face à des charges supplémentaires ou à des contraintes environnementales spécifiques.

En raison de leurs caractéristiques de résistance, de durabilité et de flexibilité, les murs en béton armé sont largement utilisés dans une gamme diversifiée de projets de construction, y compris les routes, les bâtiments, les infrastructures de transport, les aménagements paysagers et les ouvrages hydrauliques.



*Figure 1.9: ferrailage Mur en Béton Armé.*



*Figure 1.10: Mur en Béton Armé.*



## **I.4 Le choix des murs de soutènement.**

Le choix des murs de soutènement dépend de plusieurs facteurs, notamment :

### ***I.4.1 Type de sol.***

La nature du sol sur le site influe sur le type de mur de soutènement le mieux adapté. Par exemple, les sols meubles nécessitent souvent des murs avec des capacités de drainage améliorées, tandis que les sols rocheux peuvent permettre des structures plus simples.

### ***I.4.2 Hauteur de la paroi.***

La hauteur de la paroi à soutenir est un facteur crucial dans le choix du type de mur. Les murs en gabions ou en béton armé peuvent être adaptés à des hauteurs relativement faibles, tandis que les murs en terre renforcée ou les murs de gravité peuvent être nécessaires pour des hauteurs plus importantes.

### ***I.4.3 Charges exercées.***

La charge exercée sur le mur, qu'elle provienne du sol, de bâtiments adjacents ou d'autres structures, influence également le type de mur à choisir. Les murs de soutènement de poids peuvent être adaptés à des charges légères à moyennes, tandis que les murs en béton armé ou les murs de terre renforcée sont plus adaptés aux charges plus importantes.

### ***I.4.4 Conditions environnementales.***

Les conditions environnementales telles que la présence d'eau, le gel-dégel, les vents forts, etc., doivent être prises en compte lors du choix du type de mur de soutènement. Certains matériaux et techniques de construction peuvent mieux résister à ces conditions que d'autres.

### ***I.4.5 Aspect esthétique.***

Dans certains projets, l'aspect esthétique peut également être un facteur important. Certains types de murs, tels que les murs en gabions ou les murs en pierre, peuvent offrir une esthétique naturelle qui s'intègre bien dans l'environnement.

## **I.5 Conclusion.**

En résumé, le choix du type de mur de soutènement dépend d'une évaluation approfondie de ces facteurs, ainsi que des objectifs du projet, du budget disponible et des préférences du client. Il est souvent conseillé de consulter un ingénieur ou un spécialiste en génie civil pour déterminer le type de mur le mieux adapté à une situation spécifique.

Les ouvrages de soutènement sont des constructions ont pour but de prévenir l'éboulement ou le glissement des talus raides ou verticaux leur mise en œuvre peut, être faite à titre temporaire ou définitif.

La réalisation des ouvrages de soutènement est nécessaire, soit pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanches dans les zones montagneuses, soit pour réduire l'emprise des talus naturels dans les sites citadins, lors de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.

**II- CHAPITRE II : PRINCIPE DE CALCUL D'UN MUR DE  
SOUTÈNEMENT EN BÊTON ARMÉE**

## II.1 Introduction.

Dimensionner un ouvrage de soutènement consiste à déterminer ses éléments géométriques ainsi que ses éléments structuraux pour qu'il soit stable sous l'action des forces qui lui sont appliquées, notamment de la poussée des terres qu'il retient.

La plupart des méthodes de dimensionnement reposent sur des calculs à la rupture de mur avec la prise en compte de coefficient de sécurité.

La conception des murs de soutènement en béton armé est différente de celle des murs gravitaires, les terres sont retenues par un voile vertical dont l'équilibre est assuré par une semelle qui se prolonge sous le remblai, cette dernière supporte le poids des terres dont le rôle de stabilisateur est évident.

La partie la plus délicate de l'ouvrage se situe à l'encastrement du voile dans la semelle, vue la force des moments fléchissant qui s'y développent.

## II.2 Calcule de la stabilité du mur.

### II.2.1 Calcule des forces agissantes.

La force principale agissant sur un mur de soutènement est la poussée du sol, également appelée pression latérale du sol. Cette force est générée par le poids du sol situé derrière le mur et est influencée par des facteurs tels que la hauteur du mur, la densité du sol, l'angle de frottement interne du sol et les conditions de surcharge

### II.2.2 Calcul des poussées.

La poussée des terres et celle due à la surcharge se calcule à l'aide des cours des mécaniques des sols.

Soit  $Q$  la résultante de ces poussées et  $r$  la distance de cette résultante à la partie inférieure de la semelle (Figure. II.1).

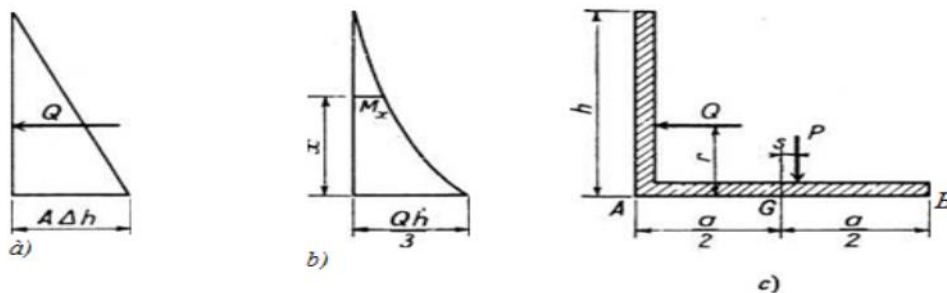


Figure II.1: Détermination de la poussée.

### ***II.2.3 Calcul des charges verticales.***

En déterminant pour un mètre de longueur du mur :

- Le poids du rideau,
- Le poids de la semelle,
- Le poids du remblai supporté par la semelle,
- Le poids des surcharges sur le remblai.

Soit P la résultante des charges verticales et s la distance de P au milieu G de la semelle.

### ***II.2.4 Calcul de la réaction du sol.***

Le moment par rapport au centre de gravité G de la semelle est égal, en valeur absolue,

à : 
$$M = Qr - Ps (*)$$

(\*) Si P était à gauche de G, alors  $M = Qr + Ps$

Les contraintes en A et B sont données par la formule générale :

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{Mv}{I}$$

Où :

$A = \text{surface} = ba$

$I = \text{moment d'inertie} = \frac{ba^3}{12}$

$v = a/2$

En prenant pour unités le Newton et le millimètre, nous aurons :

$$\sigma = \frac{N}{1000 a} \pm \frac{6M}{1000 a^2}$$

Dans cette formule,  $\sigma$  est exprimée en MPa, N en Newtons, M en Newtons- millimètres et  $a$  en millimètres.

### II.2.5 Vérification de la stabilité du mur.

On vérifiera alors successivement :

I. Que le mur ne peut pas se renverser autour de l'arête A.

En prenant les moments par rapport à A, nous obtenons :

- Moment de renversement :  $M_r = Qr$
- Moment stabilisateur :

\*  $M_s = P\left(\frac{a}{2} + s\right)$  ou bien  $M_s = P\left(\frac{a}{2} - s\right)$  si **P** à gauche de G.

Nous devons avoir :

$$\frac{M_s}{M_r} > 2.$$

2) Que la contrainte maximale sur le sol de fondation est admissible, c'est-à-dire que l'on a :

$$\sigma = \frac{N}{1000 a} \pm \frac{6M}{1000 a^2} < \text{Contrainte permise par la résistance du sol}$$

3) Que le mur ne peut pas glisser sur sa fondation, c'est-à-dire que l'on a :

$$\frac{Q}{P} < (f \text{ Coefficient de frottement béton sur terre}).$$

### II.3 Calcule du rideau.

Le rideau est considéré comme une console encastree sur la semelle et soumise à une charge triangulaire (Fig. II.2).

Le moment en un point quelconque est donné par :

$$M_x = \frac{Q(h-x)^3}{3 h^2}$$

Le diagramme des moments est représenté sur la figure 2.2b. Le moment maximal a pour valeur :

$$M_{\max} = \frac{Qh^2}{3}$$

Connaissant le moment dans une section quelconque, les armatures sont déterminées par les méthodes vues durant les cours de béton armé.

## II.4 Calcul de la semelle.

La semelle est soumise, pour une tranche de 1 m, à :

- Son poids propre, aux poids du rideau, du remblai, des surcharges éventuelles sur le remblai. Soit P la résultante de ces forces (Figure II.2).

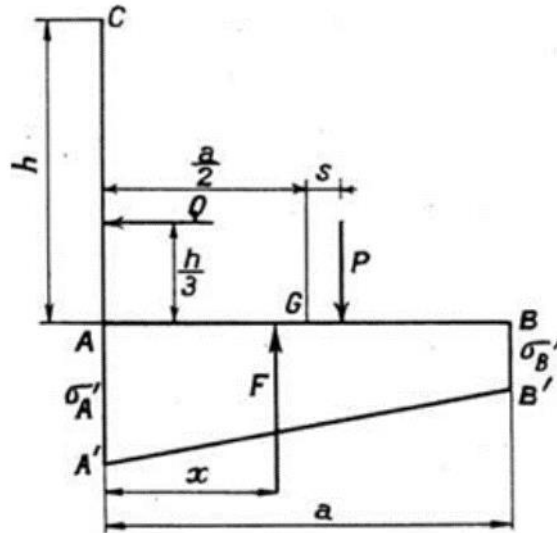


Figure II.2: Forces agissantes sur un mur.

- Aux réactions du sol. Soit F leur résultante appliquée à x de A.

Si nous exprimons les contraintes en MPa, les forces en Newtons, les moments en Newtons-millimètres et les distances en millimètres, nous avons :

$$F = \frac{\sigma_A + \sigma_B}{2} \times 1000a$$

F passe par le centre de gravité du trapèze ABA'B', donc à une distance x du point A donnée par :

$$x = \frac{\sigma_A + 2\sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B} \times \frac{a}{2}$$

Le moment en A à pour valeur :  $MA = Fx - P\left(\frac{a}{2} + s\right)$

En remplaçant F et X par leur valeur respective, il vient :

$$MA = 1000 \frac{a^2}{6} (\sigma_A + 2\sigma_B) - P\left(\frac{a}{2} + s\right)$$

## II.5 Définition du coefficient de sécurité.

Le calcul de la stabilité des talus est généralement estimé à l'aide d'un coefficient appelé : coefficient de sécurité  $F_s$ . Ce coefficient est défini comme étant le rapport du moment par rapport à un point fixe de la résultante des forces résistantes au glissement aux forces provoquant le glissement.

$$F = \frac{\text{Moments des forces résistant au mouvement}}{\text{Moments des forces provoquant le mouvement}}$$

Théoriquement, le talus est dit stable si  $F_s > 1$ . L'état d'équilibre limite (rupture) est obtenu lorsque :  $F_s = 1$ .

Mais dans la pratique, le coefficient  $F_s$  est compris entre 1,15 et 1,30 en tenant compte des facteurs suivants :

- Les erreurs dues à l'exactitude des méthodes de calcul de la stabilité du bord.
- Les incertitudes expérimentales de la détermination des propriétés physico-mécaniques des roches, comme par exemple la valeur moyenne du poids volumique des roches composant le massif.
- Les incertitudes de la détermination de l'influence de la fissurité.
- L'influence des charges dynamiques provoquées par le tir, par le mouvement des moyens de transport et par les séismes.

## II.6 Méthodes de calcul de la stabilité.

Les principales méthodes de calcul de la stabilité des talus sont :

- Les méthodes basées sur l'équilibre limite.
- Les méthodes des éléments finis.
- Les méthodes des abaques.

Pour les méthodes sur l'équilibre limite. La mise en équation du problème de l'équilibre d'une masse de sol peut se faire de deux manières :

- Ou bien on étudie l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement. La ligne de rupture est ; la plupart du temps supposé circulaire. C'est la « méthode globale » (méthode de TAYLOR ; de CAQUOT ; de BIAREZ...).



- Ou bien on décompose le talus en tranches dont on étudie d'abord l'équilibre individuel, avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses simplificatrices ; c'est la « méthode des tranches » (méthode de FELLENIUS, méthode de BISHOP...).

### II.6.1 Méthode des tranches.

Cette méthode (figure.II.3) consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement.

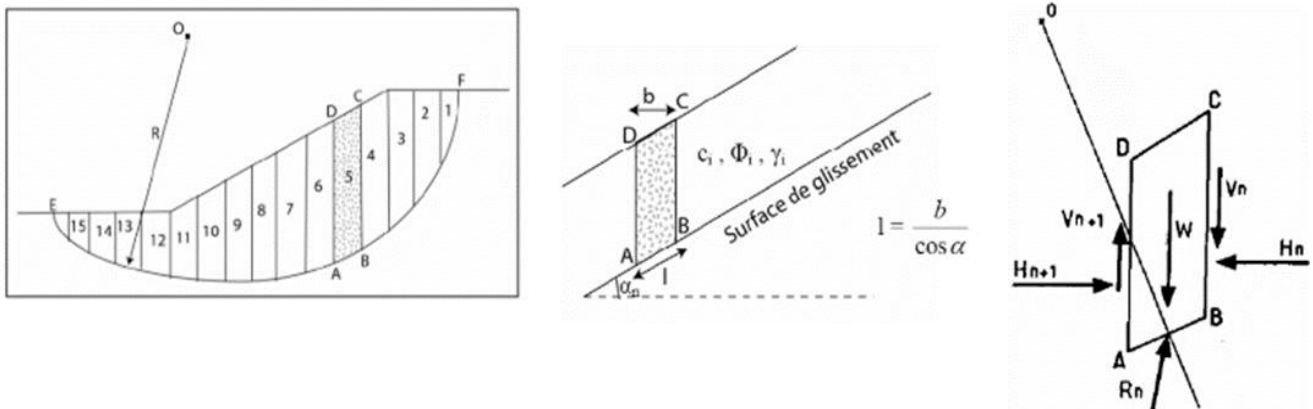


Figure II.3: Schéma de la méthode des tranches.

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode des tranches consiste à découper le volume de sol (compris dans l'arc EF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux. En l'absence d'eau, une tranche (n) est soumise à :

- Son poids  $W = \gamma_n \cdot h_n \cdot b_n$ .
- Les efforts inter-tranches décomposés en efforts horizontaux  $H_n$  et  $H_{n+1}$  et en efforts verticaux  $V_n$  et  $V_{n+1}$ .
- La réaction  $R_n$  du milieu sous-jacent sur l'arc AB (résistance de cisaillement). Elle se décompose en une composante normale et tangentielle.

### II.6.2 La méthode de FELLENIUS (1936).

Appelée aussi méthode suédoise (figure.II.4), on considère que :

- La ligne de glissement est de forme circulaire
- On néglige totalement les efforts inter-tranches
- La seule force agissant sur l'arc AB est le poids W.

Par rapport au centre O, on peut définir :

- Le moment moteur comme celui du poids des terrains W tendant à provoquer le glissement.
- Le moment résistant maximal fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de R.

D'après la loi de Coulomb :

$$R_n = c_n \cdot AB + N \tan \phi$$

Par ailleurs :  $N_n = w_n \cos \alpha_n$

Donc :  $R_n = c_n \cdot AB + w_n \cdot \cos \alpha_n \tan \phi$

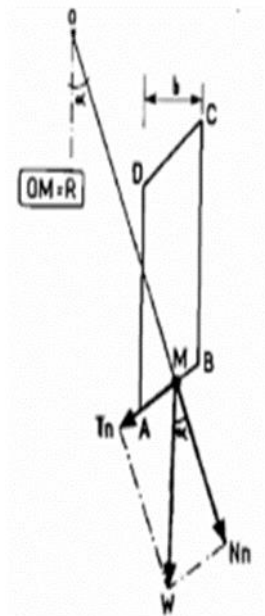


Figure II.4: Schéma de la méthode de FELLENIUS.

La somme des moments résistants maximaux s'écrit donc :

$$\sum_1^m R. (c_i \cdot \frac{b_n}{\cos \alpha_n} + w_n \cos \alpha_n \tan \Phi_i)$$

Où : m = nombre total de tranches.  $C_i$ ,  $\Phi_i$  = caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc AB.

- Le moment moteur est dû à  $T_n$  et égal à  $T_n \cdot R$ .

Et en fini par :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^m (c_i \cdot \frac{b_n}{\cos \alpha_n} + w_n \cos \alpha_n \tan \Phi_i)}{\sum_{n=1}^m w_n \sin \alpha_n}$$

Les paramètres intervenant dans le calcul de  $F_s$  sont donc :

- b, la largeur des tranches.
- $\alpha$ , l'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale.
- La hauteur de la tranche pour le calcul du poids W.

### II.6.3 Méthode de Bishop (1955).

Bishop ne néglige plus les forces horizontales inter-tranches, dans sa méthode simplifiée la résultante verticale des forces inter-tranches est nulle, d'où :  $X_i = X_{i+1}$  mais  $E_i \neq E_{i+1}$ .

Cette méthode satisfait, l'équilibre des forces verticales de chaque tranche ainsi que l'équilibre des moments par rapport au centre du cercle de rupture (figure.II.5).

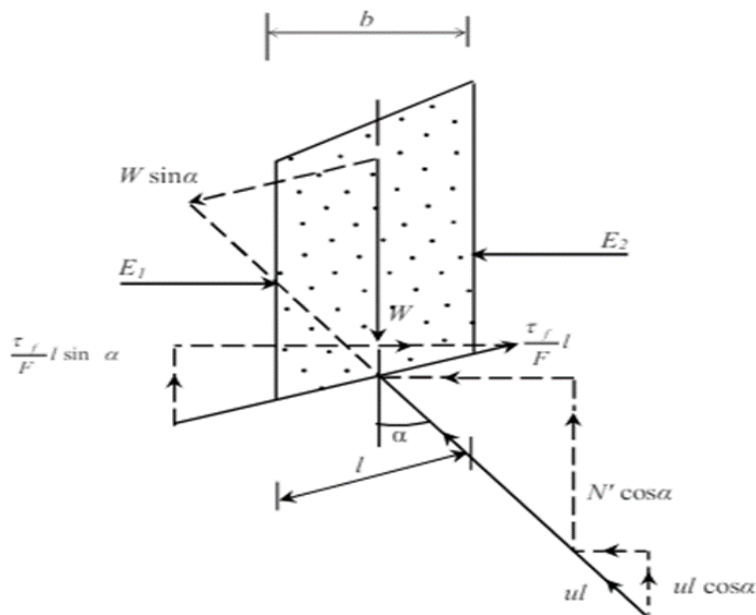


Figure II.5: Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Bishop.

Selon Huang, R. Whitlow a formulé l'équation de la méthode de Bishop comme suit :

- L'équilibre le long de la base de la tranche :

$$0 = W \sin \alpha - \frac{\tau_f}{F} l = W \sin \alpha \frac{c' l + N \tan \varphi}{F}$$

- L'équilibre dans la direction verticale :

$$0 = W - N' \cos \alpha - ul \cos \alpha - \frac{c'}{F} l \sin \alpha - \frac{N' \tan \varphi'}{F} \sin \alpha$$

$$l = b \sec \alpha$$

Après substitution on trouve une équation de coefficient de sécurité non linéaire :

$$F = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \frac{[c' b + (W - ub) \tan \varphi'] \sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \varphi'}{F}}$$

Ces méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif. La programmation à l'aide d'un ordinateur permet de trouver une solution rapide après seulement quelques cycles. En supposant tout d'abord que  $F=1$  à droite, et en calculant ensuite la valeur de gauche. Cette dernière valeur de  $F$  est comparée à la valeur proposée, s'il n'est pas suffisamment proche, le coefficient  $F$  calculé est utilisé dans la prochaine itération et ainsi de suite.

Il existe une autre version rigoureuse pour Bishop qui justifiée toutes les équations d'équilibre mais, l'écart entre la version rigoureuse et la version simplifiée n'étant que de 1%.

#### ***II.6.4 Méthode de Morgenstern et Price (1965) :***

Morgenstern et Price définissent une fonction donnant l'inclinaison des efforts inter-tranches, cette méthode introduit une fonction mathématique arbitraire pour représenter la variation de la direction des forces entre les tranches :

$$\tan \theta_i = \frac{X}{E} = \lambda \cdot f(x'_i)$$

Où :

- $\theta_i$  : est l'angle formé par la résultante et l'horizontale, il varie systématiquement d'une tranche à une autre le long de la surface de glissement.
- $\lambda$  : est une constante qui doit être évaluée pour le calcul du facteur de sécurité.

- $f(x'_i)$  : est la fonction de variation par rapport à la distance le long de la surface de glissement.
- $x'_i$  est la normalisation linéaire des coordonnées  $x'_i$ , avec les valeurs des deux bouts de la surface de rupture égales à zéro et  $\pi$ .

Cette méthode satisfait toutes les conditions d'équilibre statique pour chaque tranche, ainsi que l'équilibre des moments et l'équilibre des forces dans la direction horizontale, pour l'ensemble de la masse qui glisse suivant une surface de rupture circulaire ou non circulaire. Selon Zolfaghari, en assurant l'équilibre des forces de chaque tranche, la résultante ( $Q_i$ ) des forces inter-tranches ( $Z_i, Z_{i+1}$ ), inclinées d'un angle  $\theta_i$  par rapport à l'horizontal est :

$$Q_i = \frac{\frac{c' \cdot b \cdot \sec \alpha}{F} + \frac{\tan \varphi'}{F} (W \cdot \cos \alpha - W \cdot a_v \cdot \cos \alpha - W a_h \sin \alpha - u \cdot b \cdot \sec \alpha + q_c \cdot b \cdot \cos \alpha) - W \cdot \sin \alpha + W \cdot a_v \cdot \sin \alpha - W \cdot a_h \cos \alpha - q_c \cdot b \cdot \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta_i) \cdot (1 + \tan(\alpha - \theta_i) \cdot \frac{\tan \varphi'}{F}}$$

L'équilibre des moments dans chaque tranche est pris par rapport au point E défini sur la figure, il permet de trouver le point d'application de la résultante :

$$\sum M = Q \cdot \cos \theta_i \cdot h_Q - W \cdot a_h \cdot h_G = 0$$

L'ordonnée du point d'application de la résultante  $Q_i$  par rapport à l'axe global devient :

$$Y_{qi} = Y_{ei} + h_Q$$

L'équilibre des forces de toute la masse glissée, donne :

$$\sum [Q_i \cdot \cos \theta_i] = 0 \quad \text{(i)}$$

$$\sum [Q_i \cdot \sin \theta_i] = 0 \quad \text{(ii)}$$

L'équilibre global des moments par rapport à l'origine ( $x=0$  ;  $y=0$ ) :

$$\sum M = \sum (Q_i \cdot \cos \theta_i \cdot Y_{qi} + Q_i \cdot \sin \theta_i \cdot X_{qi}) = 0 \quad \text{(iii)}$$

Pour trouver les deux inconnues,  $F$  et  $\lambda$ , on résout l'équation (i) (ou (ii)) et l'équation (iii). Et on assure la théorie algébrique suivante :

$$\left| \sum M \right| + \left| \sum (Q_i \cdot \cos \theta_i) \right| = \left| \sum (Q_i \cdot \cos \theta_i) \cdot Y_{qi} + Q_i \cdot \sin \theta_i \cdot X_{qi} \right| + \left| \sum (Q_i \cdot \cos \theta_i) \right| = 0$$

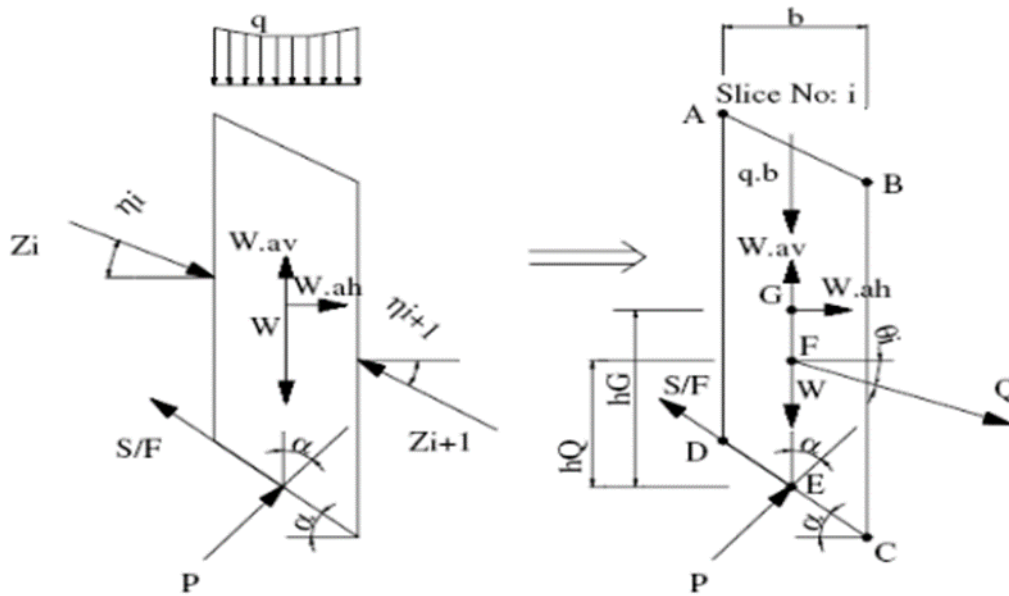


Figure II.6: Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Morgenstern et Price.

En 1977, Fredlund et Krahn ont démontré dans une étude comparative des méthodes d'analyse, que le choix de la fonction  $f(x)$  dans la méthode de Morgenstern et Price a une faible influence sur la valeur du facteur de sécurité.

### II.6.5 Méthode de Spencer (1967).

Cette méthode a le même principe de calcul que la méthode de Morgenstern and Price, la différence réside dans la fonction de variation qui est constante ( $f(x)=1$ ), et que l'angle d'inclinaison ( $\theta$ ) est constant dans toutes les tranches. Spencer a présenté cette méthode pour une surface de rupture circulaire, Wright l'a développé pour une surface non circulaire.

### II.6.6 Méthode de Janbu simplifiée.

Cette méthode elle a comme hypothèse, les forces inter-tranches sont horizontales, ce qui sous-estime le coefficient de sécurité. Dans cette méthode les forces verticales inter-tranches sont supposées nulles. Le facteur de sécurité est calculé à partir d'équilibre des forces horizontales, puis un facteur de correction empirique est multiplié par ce coefficient de sécurité pour pallier au manque de l'effet des forces verticales inter-tranches. L'équilibre des moments n'est pas satisfait. Il existe d'autres méthodes de calcul à la rupture comme : méthodes globales (on trouve : méthodes graphiques, méthode des perturbations...), et des méthodes en trois dimensions. En 1977, Fredlund et Krahn ont entrepris une étude de comparaison en déterminant le facteur de sécurité pour différentes méthodes de calcul. L'exemple d'un talus simple a été traité avec plusieurs combinaisons de la géométrie, des propriétés du sol et des conditions

piézométriques. Mis à part la méthode ordinaire (méthode de Fellenius), les écarts du calcul du facteur de sécurité, avec un même jeu de données, n'excèdent pas de plus de 4% pour l'ensemble des méthodes utilisées (Bishop simplifiée, Spencer, Janbu simplifiée, Janbu rigoureuse, Morgenstern et Price). Dans ces cas-là, la différence entre le facteur de sécurité obtenu par la méthode de Bishop simplifiée et celui obtenu par les méthodes de Spencer et Morgenstern-Price (avec  $\lambda$  choisi pour satisfaire les forces et les moments d'équilibre), ne dépasse pas 0.4% (figure.II.7).

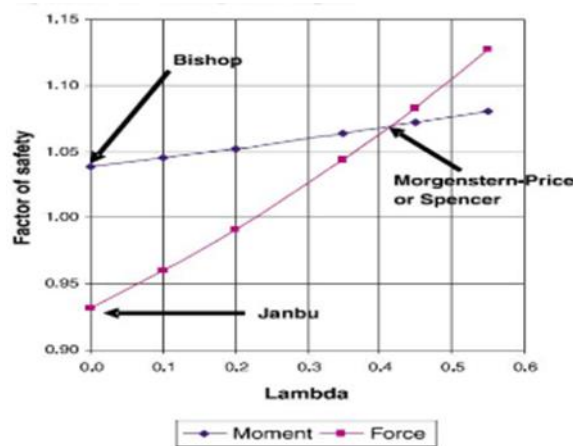


Figure II.7: variation du coefficient de sécurité fonction de  $\lambda$ .

Le facteur de sécurité  $F$ , déterminé à partir de l'équilibre des forces (comme Janbu simplifiée sans correction [34]), est plus sensible aux hypothèses faites sur les forces de cisaillement inter-tranches que le facteur de sécurité déterminé par les moments d'équilibre, comme illustre la figure II.7.

Pour cette raison, il est préférable d'utiliser une méthode d'analyse où le moment d'équilibre est satisfait.

## II.7 Les modèles de calcul.

### II.7.1 Mohr-Coulomb:

L'une des façons les plus courantes de décrire la résistance au cisaillement des matériaux géotechniques est l'équation de Coulomb, qui est la suivante :

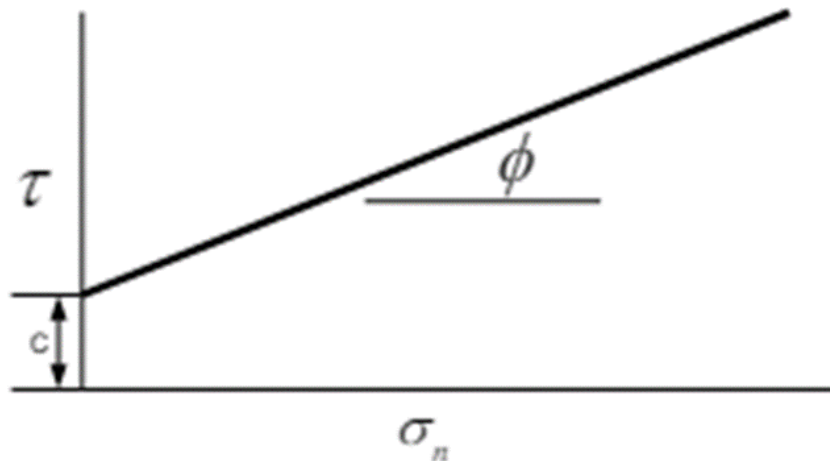
$$\tau = c + \sigma_n \cdot \tan \phi$$

Tell que :

- $\tau$  : la résistance au cisaillement (c'est-à-dire le cisaillement à la rupture),

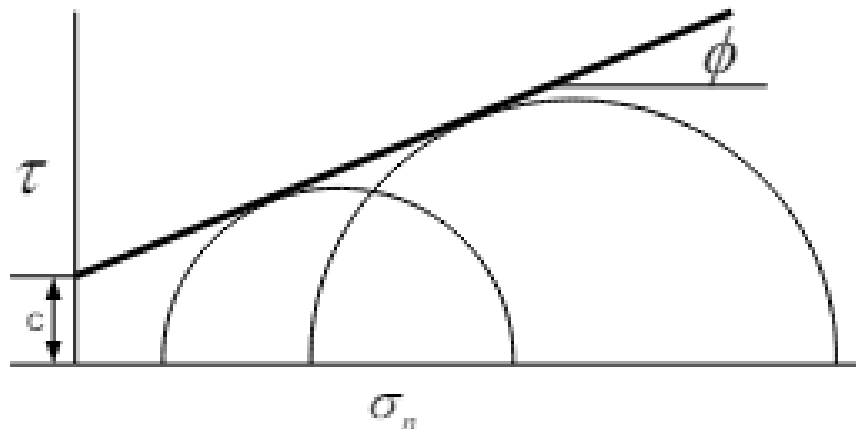
- $c$  : la cohésion,
- $\sigma_n$  : contrainte normale sur le plan de cisaillement,
- $\phi$  : l'angle de frottement interne (phi).

Cette équation représente une ligne droite sur un graphique de la résistance au cisaillement en fonction de la contrainte normale (figure II.8). L'ordonnée à l'origine sur l'axe de la résistance au cisaillement est la cohésion ( $c$ ) et la pente de la ligne est l'angle de frottement interne ( $\phi$ ).



*Figure II.8: Représentation graphique de l'équation de la résistance au cisaillement de Coulomb.*

L'enveloppe de rupture est souvent déterminée à partir d'essais triaxiaux et les résultats sont présentés en termes de demi-cercles de Mohr, comme le montre la figure, l'enveloppe de rupture étant alors appelée enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb comme indiqué dans figure.II.9.



*Figure II.9: Enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb.*



### II.7.2 Le modèle spatial de Mohr-Coulomb.

Il est désormais possible de spécifier une fonction spatiale pour C, Phi et le poids unitaire en tant que fonctions des coordonnées géométriques x et y. Une fois qu'une fonction spatiale est définie, elle peut être appliquée au modèle spatial de Mohr-Coulomb, puis à n'importe quelle région géométrique. La nouvelle option Contour de DEFINE peut être utilisée pour visualiser les valeurs appliquées telles qu'elles seront interprétées par le solveur. Un exemple de fonction spatiale pour la cohésion est illustré à la figure II.10.

La région supérieure à une cohésion constante appliquée, la région centrale a une variation linéaire de la cohésion en fonction de la coordonnée x, et la région inférieure a une fonction spatiale précédemment définie pour la cohésion en termes de coordonnée x et de coordonnée y.

Une fois qu'une fonction est définie et appliquée à un modèle, puis à une région du sol, il est possible de revenir à la commande de fonction Key In et de modifier les valeurs tout en visualisant une mise à jour en direct de la fonction à l'écran.

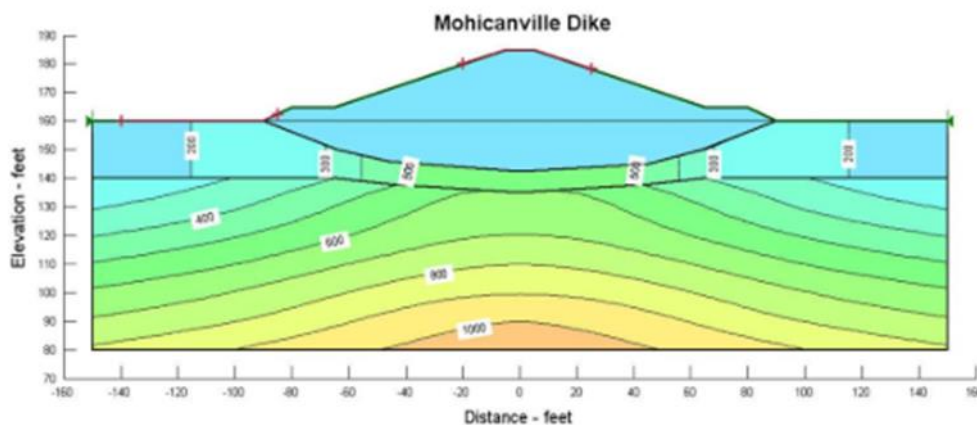


Figure II.10: Exemple de fonction spatiale attribuée au matériau de la région du sol de fond.

### II.7.3 Modèles combinés frictionnels et non drainés.

Le modèle de résistance au cisaillement frictionnel non drainé a été développé et est utilisé dans les pays scandinaves où l'on trouve beaucoup d'argiles marines relativement molles. L'argile est essentiellement traitée comme un sol  $c \phi$ , mais avec une résistance maximale non drainée, comme l'illustre la figure II.11, Le modèle a évolué à partir des observations des essais de résistance.

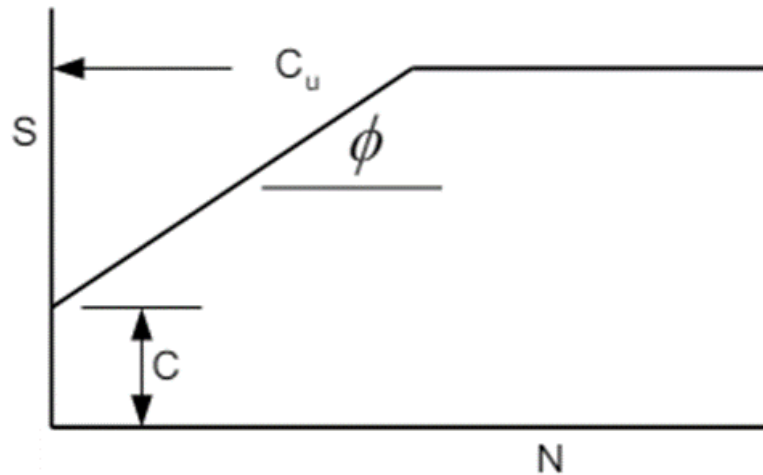


Figure II.11: modèle de résistance au cisaillement frictionnel non drainé.

#### II.7.4 Le modèle de Hoek et Brown.

Le modèle de Hoek et Brown est un modèle de résistance au cisaillement non linéaire pour la roche. Hoek, Carranza-Torres et Corkum (2002) présentent la relation suivante entre les contraintes principales à la rupture :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Où  $c_i$  est la résistance à la compression uniaxiale de la roche intacte et  $m_b$ ,  $a$  et  $s$  sont des constantes du matériau.

La méthode	Les hypothèses	Les equations d'équilibre	Les inconnues recherché
<b>Fellenius</b>	-La surface de rupture est circulaire; - Les forces sur les côtés des tranches sont négligées.	$\sum$ moments par rapport au centre du cercle de glissement	Le coefficient de sécurité.

<p><b>Bishop simplifié</b></p>	<p>-La surface de rupture est circulaire; -Les forces sur les côtés des tranches sont horizontales (pas de cisaillement entre les tranches)</p>	<p><math>\sum</math>moments par rapport au centre du cercle de glissement.  <math>\sum</math> des forces dans le sens vertical.</p>	<p>-Le coefficient de sécurité. -La force normale (N) à la base de la surface de rupture.</p>
<p><b>Spencer</b></p>	<p>Les forces intertranches sont parallèles, (c'est-à-dire, toutes ont la même inclinaison). -La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.</p>	<p><math>\sum</math>Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. <math>\sum</math>des forces dans le sens vertical. <math>\sum</math>des forces dans le sens horizontal.</p>	<p>-Le coefficient de sécurité. -La force normale (N) à la base. - L'inclinaison des forces intertranches (<math>\Theta</math>) . -Résultante des forces intertranches (Z). - Emplacement des forces latérales (ligne de poussée)</p>
<p><b>Morgenstern et Price</b></p>	<p>-Les forces intertranches de cisaillement sont liée au forces normale par: <math>T = \lambda f(x) \bar{E}</math> . -La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.</p>	<p><math>\sum</math>Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. <math>\sum</math>des forces dans le sens vertical. <math>\sum</math> des forces dans le sens horizontal.</p>	<p>-Le coefficient de sécurité. -La force normale (N) à la base. - Le coefficient (<math>\lambda</math>). -Les forces inter-tranche horizontales. -Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).</p>

*Tableau II.1: les différentes méthodes de calcul des murs de soutènement.*

## **II.8 Conclusion.**

Ce chapitre a exploré les différentes méthodes de calcul des murs de soutènement, en mettant en évidence leurs principes fondamentaux et les critères de conception spécifiques, Le tableau ci-dessous synthétise les principales méthodes de calcul des murs de soutènement abordées dans ce chapitre :

Cette synthèse permet de choisir la méthode de calcul la plus appropriée en fonction des contraintes spécifiques de notre projet et des conditions géotechniques rencontrées sur le site. En appliquant ces méthodes de manière rigoureuse, nous pouvons garantir la stabilité et la durabilité des murs de soutènement tout en optimisant les ressources et les coûts.

**III- CHAPITRE III : ETUDE DE CAS.**

### III.1 Introduction.

Dans ce chapitre, nous allons examiner un cas concret de conception d'un mur de soutènement dans la wilaya d'Alger. Cette étude de cas a pour objectif de déterminer les éléments géométriques nécessaires pour garantir la stabilité et la durabilité du mur sous l'effet des forces appliquées, en particulier la poussée des terres. Nous analyserons les données de base requises, telles que les caractéristiques géotechniques du sol, les charges appliquées et les conditions environnementales. En outre, nous aborderons les enjeux spécifiques liés à la réalisation de ce mur de soutènement, notamment la sécurité et durabilité.

### III.2 Données de Projet.

#### III.2.1 *Situation de projet.*

Le projet sujet de notre étude se trouve sur le territoire de la commune de Baba Hassan, wilaya d'Alger. A environ 1.34 Km –à vol d'oiseau- au Sud-ouest du centre-ville, il situe au Nord de la deuxième rocade d'Alger.



*Figure III.1: Situation du projet.*

### III.2.2 Description de projet.

Le projet est un ensemble de 160 logements en 10 blocs de R+5. A l'Est du site il existe un talus naturel dont la voie d'accès au projet est préconisée dans cette zone. (36.686275, 2.983585)



Figure III.2: Zones d'intervention.

### III.3 Problématique.

Deux problématiques sont présentes :

- La voie d'accès au site se trouve sur un terrain en pente ce qui conduit à des profils de terrassement en mixte (déblai /remblai), Vu la largeur stricte de l'emplacement de cette voie, il est nécessaire e réaliser des ouvrages de soutènements, il est nécessaire de vérifier la stabilité de ces ouvrages.
- La voie B passe au voisinage des villas qui se trouvent au Nord du site, où une voie mécanique existe, le terrassement au niveau de cette zone atteint environ 4.50m, il est nécessaire donc de vérifier la stabilité de ce talus résultant.

Dans la présente note de calcul, nous allons traiter les différents cas de figures.

### III.4 Donnée de sol.

D'après le rapport d'étude de sol, le sol est constitué en général d'une couche de terre végétale en surface avec une épaisseur de 30 cm, en dessous se trouve une couche d'argile sableuse à graveleuse avec une épaisseur d'environ 3.50m, suivie d'une couche de sable grésifié qui s'étend jusqu'à 15.00m de profondeur.

Vu la nature pulvérulente du sol, aucun essai mécanique n'a été effectuée, mais à travers des essais pressiométriques nous pouvons faire des corrélations pour sortir les caractéristiques du sol. Les travaux sur site nécessitent un remblai compacté que nous donnons leurs caractéristiques. Les caractéristiques du sol après corrélation sentent comme suit :

*Tableau III.1: Les caractéristiques du sol après corrélation.*

Couche	Epaisseur moyenne	Paramètres physique		Paramètres mécaniques	
		$\gamma_h$ (KN/m)	$\gamma_{sat}$ (KN/m <sup>3</sup> )	C' (KPa)	$\phi$ (°)
Argile sableuse	3.50 m	22	23.5	35	15
Sable grésifié	11.50 m	22	23	15	35

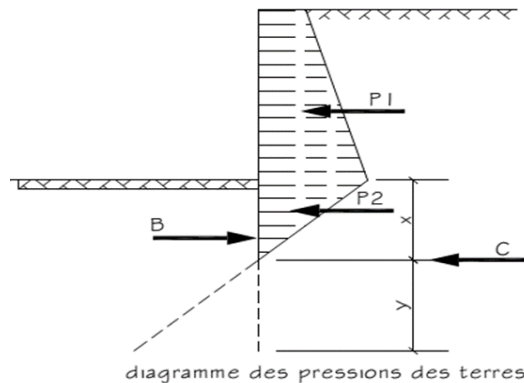
### III.5 Charges et surcharges.

Les effets qui s'appliquent sur un écran de soutènement sont les suivantes :

- a) Effet du poids de sol.
- b) Effet de la surcharge, plusieurs cas de figures (fondation d'habitation, trottoir et jardin).
- c) Effet de la cohésion (théorème des états correspondant).
- d) Effet de la pression hydrostatatique dans le cas où l'eau stagne derrière la paroi.

Donc, la pression totale, soit aux cas de la poussée ou de la butée, est égale à :

$$\vec{P}_t = \vec{P}_\gamma + \vec{P}_q + \vec{P}_c + \vec{P}_e$$





*Figure III.3: Diagramme des pressions sur une paroi.*

### III.5.1 Poids des terres :

Poussée active Appliquée sur le côté amont de la paroi dont le centre d'application se trouve à 1/3 de la hauteur totale.

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2 - 2C_u h$$

$K_a$  : le coefficient de poussée où  $K_a = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right)$

Argile ...  $K_a=0.59$  ;

Sable ....  $K_a=0.27$  ;

$\gamma$  : est le poids volumique du sol, on prend le poids volumique humide.

$h$  : la hauteur totale de l'écran de soutènement (hauteur de la fouille + profondeur de l'ancrage)

Poussée passive appliquée sur le côté aval de la paroi dont le centre d'application se trouve à 1/3 de la profondeur d'ancrage (fiche).

$$P_a = \frac{1}{2} K_p \gamma f^2 + 2C_u f$$

$K_p$  : le coefficient de butée où  $K_p = \frac{1}{K_a}$

Argile ....  $K_p=1.69$  ;

Remblai...  $K_p=2.50$

$\gamma$  : est le poids volumique du sol, on prend le poids volumique humide.

$f$  : la profondeur de l'ancrage (la fiche) Poussée active Appliquée sur le côté amont de la paroi dont le centre d'application se trouve à 1/3 de la hauteur totale.

### III.5.2 Action sismique.

La vérification de la stabilité sous sollicitation sismique est justifiée avec un calcul statique équivalent.

$K_h = A$  (%)

$K_v = \pm 0,3 K_h$

La région du site se trouve dans la zone de forte sismicité **III**.

Le sol est classé selon le rapport de sol **S3**.

Le groupe d'usage : les ouvrages étudiés sont des ouvrages de soutènement d'un ensemble de projet qui est dans le **groupe N°02** (tableau. III.2).

*Tableau III.2: Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon le RPA (version 2003).*

Groupe \ Zone	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

L'action sismique doit être représentée par un ensemble de forces statique horizontales et verticales égales au produit des forces gravitaires par un coefficient sismique.

Le coefficient d'accélération de zone est donc :  $A=0.25$ .

Les coefficients sismiques horizontal  $k_h$  et vertical  $k_v$  :

$$K_h = 0.25$$

$$K_v = \pm 0,075$$

### **III.5.3 Pression hydrostatique :**

Cette charge est considérée quand le sol est saturé, dans notre cas, selon le rapport de sol, une présence d'eau existe au niveau de -4.00m en dessous du terrain naturel, et pour éviter ces pressions il y a lieu de préconiser un système de drainage adéquat.

$$P_e = \frac{1}{2} \gamma_w h^2$$

$\gamma_w$  : le poids volumique de l'eau.

### **III.6 Caractéristiques des murs :**

Nous citons dans le tableau suivant les caractéristiques de chaque mur :

### **III.7 Pré dimensionnement de l'ouvrage :**

Pour le prédimensionnement du mur, tel que mentionné sur le figure III.4, nous nous sommes basés sur les recommandations citées par le BAEL 2005.

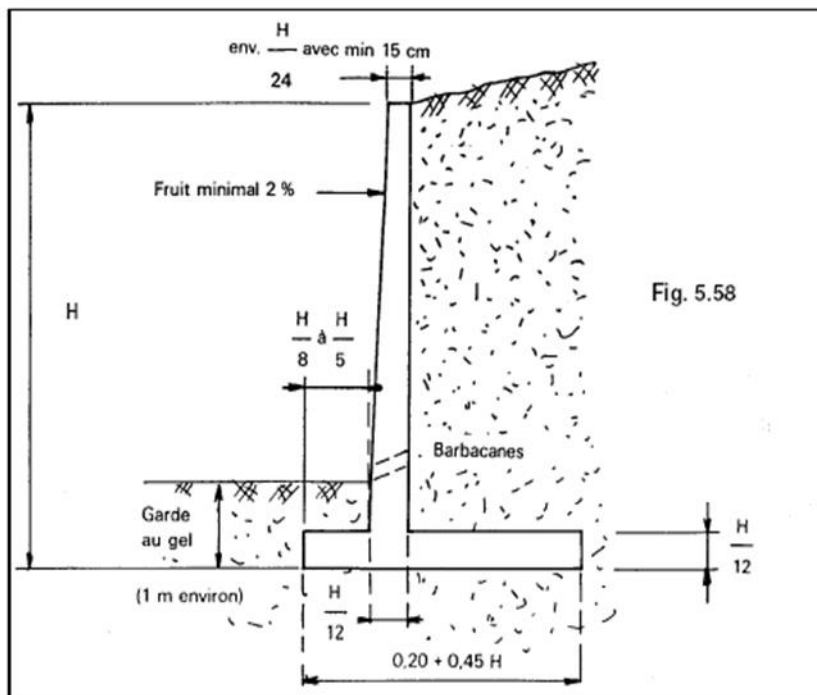


Figure III.4: Pré dimensionnement géométrique du mur de soutènement.

Nous citons dans le tableau suivant les caractéristiques de chaque mur :

Tableau III.3: les caractéristiques géométriques de mur.

Type	MS1
Hauteur du mur (m)	6.40
Largeur de la semelle (m)	4.00
Épaisseur de la semelle (m)	0.70
Largeur du bas du voile (m)	0,25
Longueur du patin (m)	0,40
Longueur du talent (m)	1,35
Largeur de la tête du voile (m)	0,25
Épaisseur du tablier (m)	-
Dimensions de la bêche (m x m)	0,30x0,30
Épaisseur du contrefort (m)	-

Le logiciel Géo-Slope est un logiciel de calcul géotechnique qui analyse la stabilité des terrains et détermine la surface de rupture potentielle, il utilise la méthode des tranches basée sur l'analyse limite et donne un coefficient de sécurité pour l'ensemble des zones étudiés suivant les quatre méthodes : Ordinaire, Bishop, Janbu et Morgenstern-Price ; et considère le terrain comme un solide rigide-plastique. Les différents outils de GEO SLOPE et leur utilisation sont donnés dans le tableau III.4.

*Tableau III.4: les différents outils de GEO SLOPE et leur utilisation.*

Programmes	Utilisation
SLOPE/W	Permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyses classiques et aussi par la méthode des éléments finis mais à l'aide de la modélisation obtenue par le programme SIGMA/W.
SEEP/W	Permet de calculer les infiltrations des eaux (Par la méthode des éléments finis).
SIGMA/W	Permet d'analyser les problèmes de la relation contraintes / déformations (Par la méthode des éléments finis).
QUAKE/W	Permet de définir le comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme (Par la méthode des éléments finis).
TEMP/W:	Permet d'analyser les problèmes Géothermique du sol (Par la méthode des éléments finis)... et autres logiciels.

### III.8 Les étapes à suivre dans une étude avec GEO SLOPE.

Dans cette partie nous avons explicité toutes les manipulations de l'interface nécessaires pour définir le projet. Dans l'optique d'alléger l'ensemble des explications.

**Étape 1** : Dessin et paramétrage (figure. III.5 )

- Choix de la méthode par exemple : Bishop
- Choix de l'unité, les axes, les échelles...

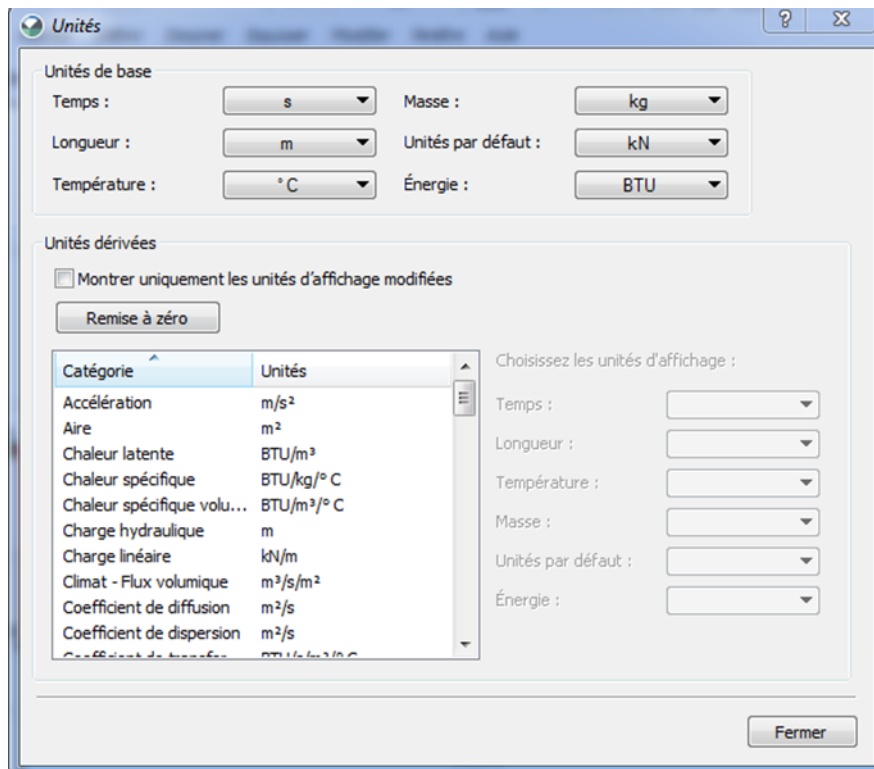


Figure III.5: Paramètres pour spécifier les données de base.

**Étape 2** : Définition des caractéristiques de sol (figure. III.6.7 )

- Cette session nous permet de définir les caractéristiques des sols, les modèles de calculs de la teneur en eau (Ven genuchten ,1987, Fredlund-xing )
- On peut utiliser la fonction spatial (interpolation, surface de krigeage).

Stabilité des pentes

Modèle de matériau : Mohr-Coulomb

Base Succion Enveloppe R Liquéfaction Avancé

Poids volumique : 0 pcf Cohésion eff (C') : 0 lb/pi<sup>2</sup>

Phi : 0 °

Figure III.6: caractéristiques des sols.

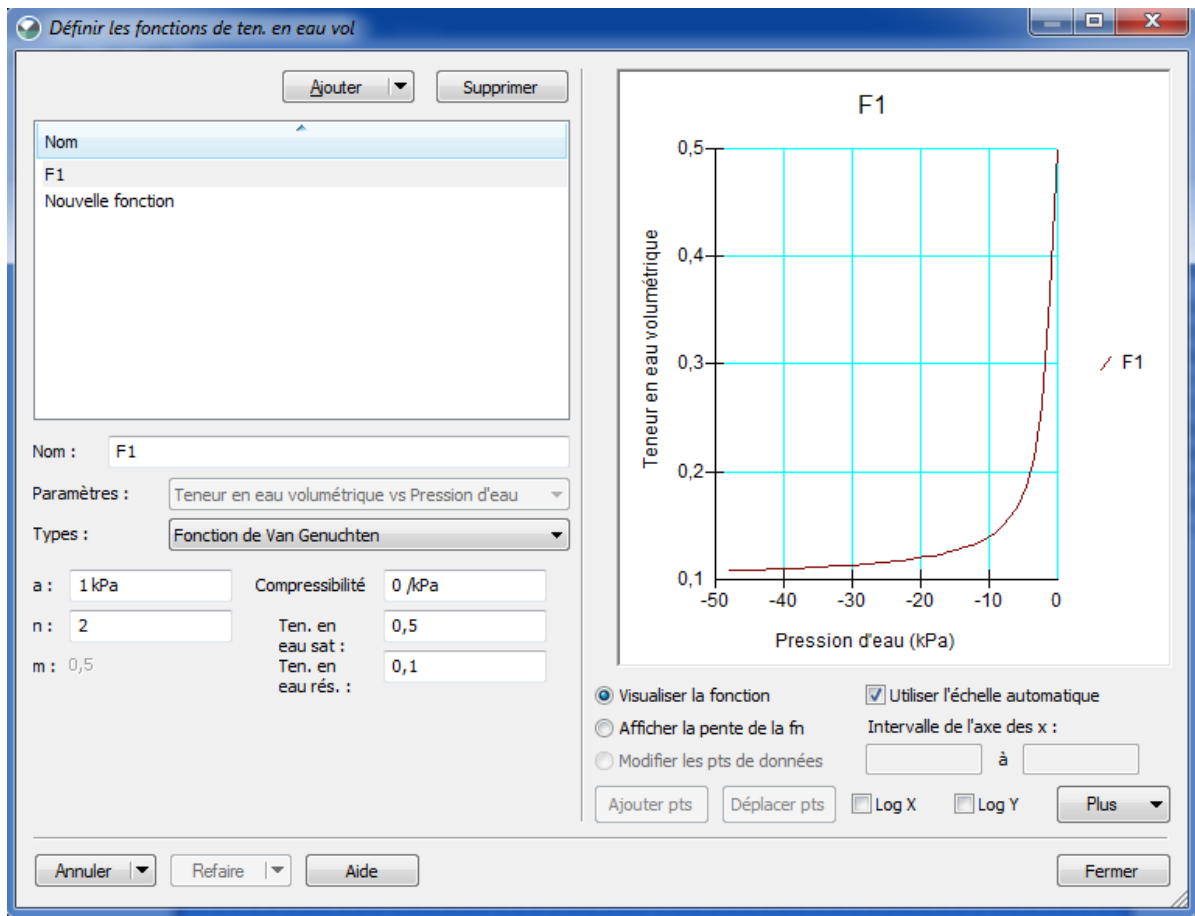


Figure III.7: les paramètres de la teneur en eau.

**Étape 3 :** Définition des surcharges (figure. III.8 )

- Il s'agit de définir une surcharge répartie sur la partie soit amont ou aval du mur.

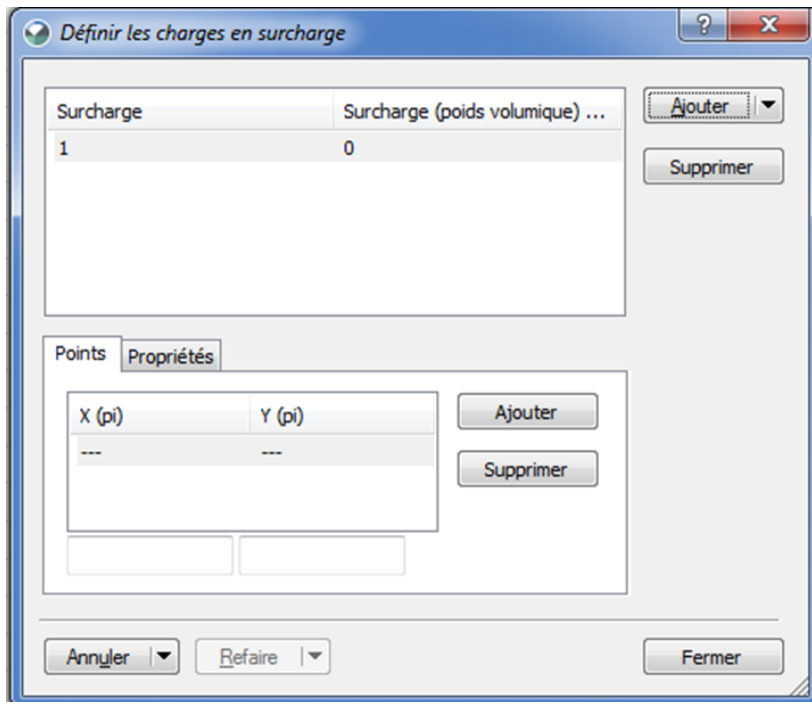


Figure III.8: Définition des surcharges.

**Étape 4 :** Définition des renforcements (figure. III.9 )

- Il s'agit de définir des renforcements en cas de faible coefficient de sécurité.

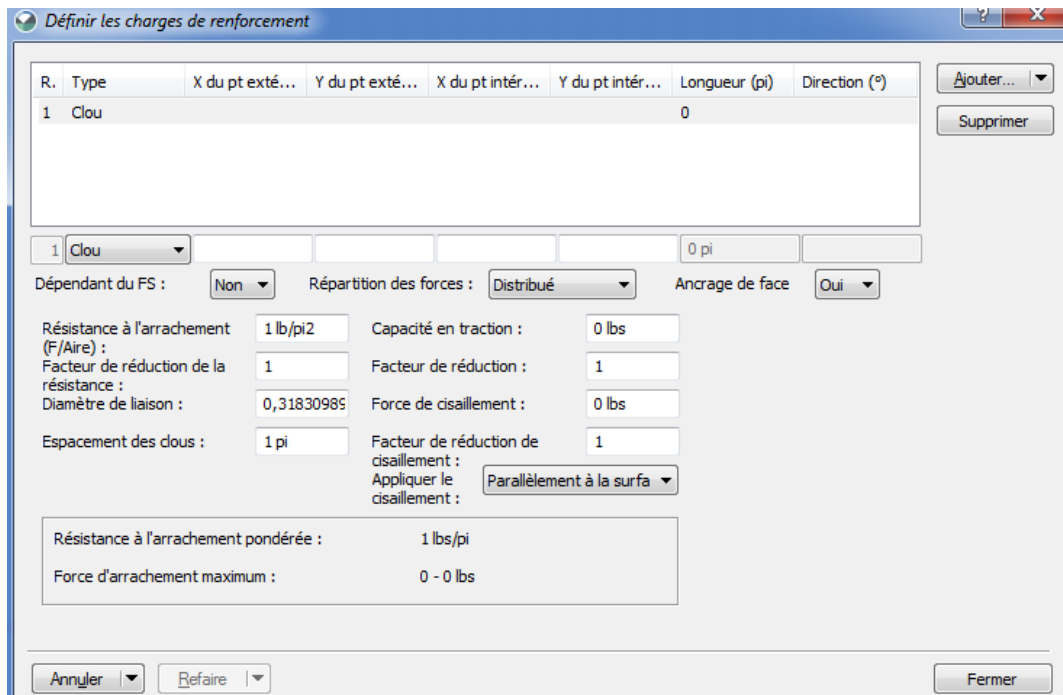


Figure III.9: Définition des renforcements.

**Étape 5** : calculs (figure. III.10 )

- Pour effectuer le calcul de cette situation, cliquer sur le bouton démarrer l'analyse.

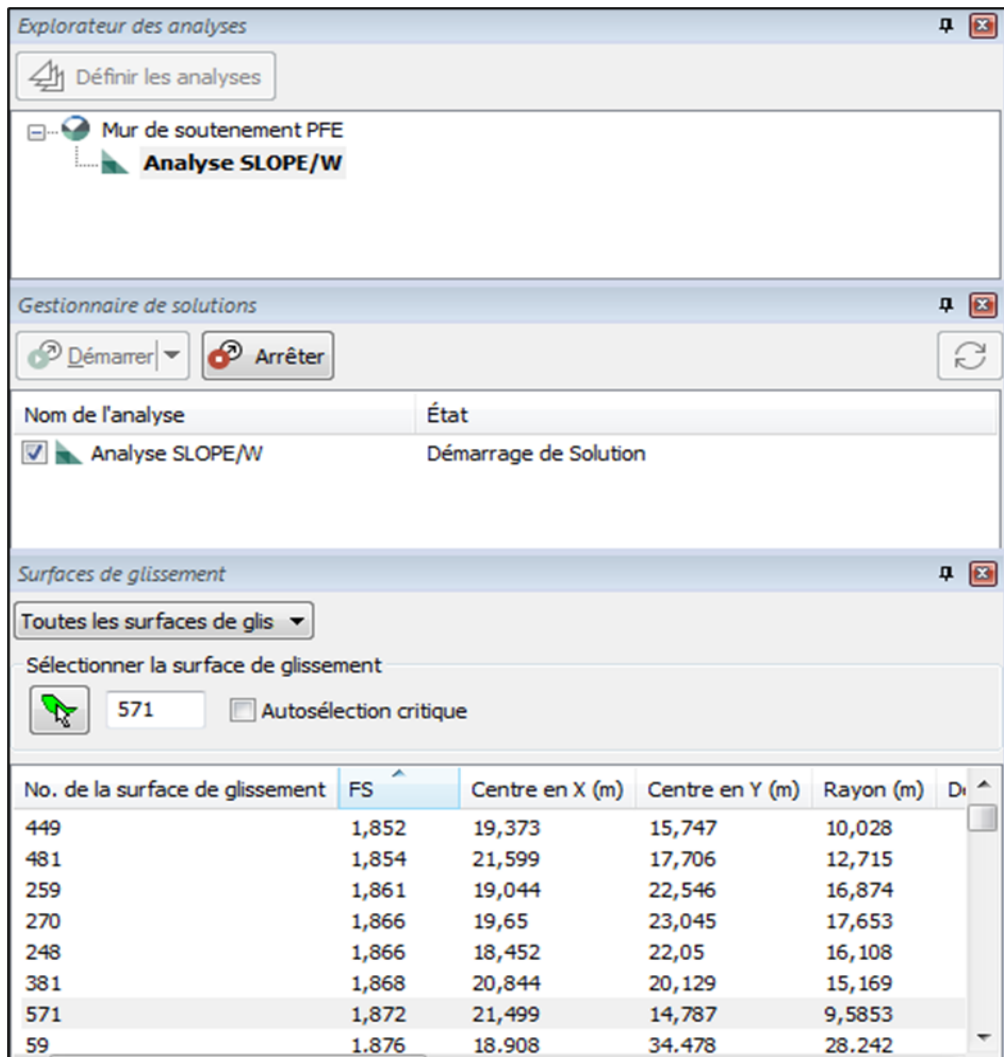


Figure III.10: Gestionnaire des analyses.

### III.9 Conclusion.

Ce chapitre, dédié au prédimensionnement du mur de soutènement et à l'étude des paramètres géotechniques du glissement de terrain, nous a permis d'identifier les éléments clés nécessaires pour effectuer un calcul numérique de la stabilité. En examinant les caractéristiques géotechniques du sol et en prenant en compte les forces appliquées, nous avons pu déterminer les critères essentiels pour garantir la stabilité et la durabilité du mur. Cette analyse préliminaire est cruciale pour assurer la sécurité et l'efficacité de l'ouvrage dans des conditions variées, et elle pose les bases pour des calculs plus détaillés et une conception finale.



**IV- CHAPITRE IV : ÉTUDE DE LA STABILITÉ DU MUR DE  
SOUTÈNEMENT À L'AIDE DE GEO SLOPE.**

## **IV.1 Introduction.**

Ce chapitre se concentre sur l'étude de la stabilité du mur de soutènement en utilisant le logiciel GEO SLOPE, un outil de modélisation géotechnique avancé. L'analyse de stabilité est essentielle pour garantir que le mur peut résister aux pressions exercées par le sol et aux conditions environnementales. En appliquant les paramètres géotechniques déterminés précédemment, nous utiliserons GEO SLOPE pour simuler différentes conditions de charge et de sol. De plus, nous effectuerons une modélisation et une analyse sismique pour évaluer la performance du mur sous des conditions de tremblement de terre.

Cette approche permet d'identifier les facteurs de sécurité et de déterminer les dimensions optimales du mur. Les résultats obtenus fourniront des informations critiques pour la conception finale, en assurant la sécurité et la performance à long terme du mur de soutènement.

## **IV.2 Étude numérique de la stabilité à l'aide de GEO-SLOPE.**

Le présent travail que nous avons élaboré dans cette partie a pour objectif de mettre une étude numérique de la stabilité à l'aide de GEO SLOPE. Ce dernier permet de déterminer le facteur minimum de sécurité et la surface critique de glissement.

### ***IV.2.1 Paramètres d'analyse.***

Afin de caractériser la stabilité de ce mur de soutènement, nous avons utilisé le modèle de comportement utilisé dans les calculs est un modèle élasto-plastique parfait régi par le critère de Mohr-Coulomb dans le programme SLOPE-W. Nous avons défini les conditions de pression interstitielle en ingérant une ligne piézométrique à -4m.

### ***IV.2.2 Analyse SLOPE-W.***

Les Données et les paramètres de l'étude d'un analyser le comportement d'un mur de soutènement. Le modèle a une hauteur de 6,14 m. Concernant les conditions aux limites, le modèle est composé de deux couches (argile et sable). Le sol de fondation de hauteur  $h=5\text{m}$  et de 30m de longueur.

- Genre : SLOPE-W.
- Méthode : Bishop.
- Paramètres.
  - Poids volumique de l'eau : 9,807 kN/m<sup>3</sup>.
- Surface de glissement.
  - Direction du mouvement : De gauche à droite.
  - Utiliser le mode passif : Non.
  - Option Surface de glissement : Entrée et sortie.
  - Surfaces de glissement critiques enregistrées : 1.
  - Optimiser l'emplacement de la surface glissement critique : Non.
  - Option de fissure de tension : (aucun).
- Distribution.
  - FS Option de calcul : Constante.
- Avancé.
  - Paramètres de géométrie.
    - Profondeur minimum de surface de glissement : 0,03048 m.
    - Nombre de tranches : 30.
  - Facteur de sécurité Paramètres de convergence du fact. de sécurité.
    - Nombre maximal d'itérations : 100.
    - Tolérance du facteur de sécurité FS: 0,001.

### **IV.2.3** Points d'entrée et de sortie de surface de glissement.

Ces points définissent la surface de glissement circulaire, avec deux points situés à la surface du sol et un troisième point situé à l'intérieur du corps du sol. Le degré de liberté associé à ces points est crucial pour déterminer la forme et l'emplacement de la surface de glissement, ce qui influence directement le coefficient de stabilité de pente.

- Type de gauche : Plage.
- Coordonnées gauches de la zone gauche : (0,1282318 ; 13,5) m.
- Coordonnées droites de la zone gauche : (17,7 ; 13,5) m.
- Incrément de la zone gauche : 8.
- Type de droite : Plage.
- Coordonnées gauches de la zone droite : (20,267121 ; 7,0999999) m.
- Coordonnées droites de la zone droite : (30 ; 7,0999999) m.
- Incrément de la zone droite : 8.
- Incréments de rayon : 10.

#### ***IV.2.4 Points de dessin.***

Tous les points de dessin sont représentés dans tableau IV.1 et les régions avec l'aire en sont donnés dans le tableau IV2.

*Tableau IV.1 points de dessin.*

	X	Y
Point 1	0,1 m	0 m
Point 2	30 m	0 m
Point 3	30 m	7,0999999 m
Point 4	20 m	7,0999999 m
Point 5	20 m	6,3999999 m
Point 6	16,9 m	6,3999999 m
Point 7	16,9 m	7,0999999 m
Point 8	0,1 m	7,0999999 m
Point 9	18,9 m	7,0999999 m
Point 10	18,9 m	13,5 m
Point 11	17,7 m	13,5 m
Point 12	17,7 m	7,0999999 m
Point 13	0 m	13,5 m

*Tableau IV.2: Les matériaux utilisés dans cette étude.*

	Matériau	Points	Aire
Région 1	Sable	1 ;2 ;3 ;4 ; 5 ;6 ;7 ;8	210,12 m <sup>2</sup>
Région 2	Concrete	7 ;6 ;5 ; 4 ; 9 ;10 ;11 ; 12	9,85 m <sup>2</sup>
Région 3	Argile	11 ;13 ;8 ;7 ;12	112,96 m <sup>2</sup>

#### ***IV.2.5 Surface de glissement actuelle.***

Les résultats obtenus sont synthétisés ci-après dans la Tableau IV-3. Ce tableau illustre la grille de recherche sur les centres des cercles qui a été utilisée, les moments, le coefficient de sécurité, et le cercle potentiellement le plus critique, avec son entrée et sortie ainsi que les coordonnées du cercle de glissement.

*Tableau IV.3: Surface de glissement critique.*

Surface de glissement: 549	
Facteur de sécurité:	2,353
Volume:	15,609551 m <sup>3</sup>
Poids:	357,47976 kN
Moment de résistance:	2 987,9722 kN·m
Moment d'activation:	1 269,8318 kN·m
Niveau du coef de sécurité (analyse):	1 de surfaces de glissement 891
Sortie:	(25,13356; 7,0999999) m
Entrée:	(11,110587; 13,5) m
Rayon:	9,1010243 m
Centre:	(20,131713; 14,7033) m
Volume:	15,609551 m <sup>3</sup>

### IV.2.6 Tranches de surface de glissement.

Dans le tableau, nous représentons les caractéristiques de la tranche de surface de glissement tel que Pression d'eau interstitielle, la résistance due à la friction, la résistance due à la cohésion, la résistance due à la succion. Ce dernier présente des valeurs négligeables parce que nous avons présumé que zone est saturé.

*Tableau IV.4: Caractéristique de la tranche de surface de glissement.*

	X(m)	Y(m)	Pression d'eau interstitielle(kpa)	Contrainte normale de base(Kpa)	Résistance due à la friction(kpa)	Résistance due à la cohésion(kpa)	Résistance due à la succion(kpa)	Matériel de base
Tranche 1	12,26943	12,44025	-104,34893	-24,451274	-6,5516992	35	0	Argile
Tranche 2	12,808291	10,79406	-88,20475	20,878378	5,5943445	35	0	Argile
Tranche 3	13,347152	9,7698472	-78,160291	47,46775	12,718945	35	0	Argile
Tranche 4	13,886013	8,9789166	-70,403635	67,786695	18,16339	35	0	Argile
Tranche 5	14,424874	8,3305575	-64,045177	84,484397	22,637526	35	0	Argile
Tranche 6	14,963734	7,7839287	-58,684389	98,69064	26,444077	35	0	Argile
Tranche 7	15,502595	7,3162512	-54,097875	111,01329	29,745922	35	0	Argile
Tranche 8	16,054019	6,9051992	-50,066688	113,87044	79,732938	15	0	Sable
Tranche 9	16,618006	6,5434402	-46,518917	123,38839	86,397478	15	0	Sable
Tranche 10	17,116669	6,2650696	-43,788937	137,19062	96,061907	15	0	Sable
Tranche 11	17,550006	6,0556707	-41,735362	143,44736	100,44292	15	0	Sable
Tranche 12	17,983344	5,8722463	-39,936519	149,26072	104,51348	15	0	Sable
Tranche 13	18,300006	5,7514103	-38,751481	177,91351	124,57638	15	0	Sable
Tranche 14	18,55	5,6675124	-37,928693	205,92181	144,188	15	0	Sable
Tranche 15	18,916667	5,5583943	-36,858572	33,306167	23,321229	15	0	Sable
Tranche 16	19,35	5,4479287	-35,775236	36,127777	25,296942	15	0	Sable

CHAPITRE IV : ÉTUDE DE LA STABILITÉ DU MUR  
DE SOUTÈNEMENT À L'AIDE DE GEO SLOPE.

Tranche 17	19,783333	5,3586643	-34,89982	38,599095	27,027377	15	0	Sable
Tranche 18	20,258036	5,2855578	-34,182865	34,144396	23,908164	15	0	Sable
Tranche 19	20,774107	5,2323041	-33,660606	36,065541	25,253364	15	0	Sable
Tranche 20	21,290179	5,2071283	-33,413706	37,478794	26,242934	15	0	Sable
Tranche 21	21,80625	5,2098081	-33,439988	38,371774	26,868206	15	0	Sable
Tranche 22	22,322321	5,2403672	-33,739681	38,726944	27,116898	15	0	Sable
Tranche 23	22,838393	5,2990758	-34,315436	38,520757	26,972524	15	0	Sable
Tranche 24	23,354464	5,3864628	-35,17244	37,72243	26,41353	15	0	Sable
Tranche 25	23,870536	5,5033408	-36,318662	36,292175	25,412055	15	0	Sable
Tranche 26	24,386607	5,6508454	-37,76524	34,178647	23,932146	15	0	Sable
Tranche 27	24,902679	5,8304954	-39,527068	31,315161	21,927112	15	0	Sable
Tranche 28	25,41875	6,0442808	-41,623661	27,613971	19,33551	15	0	Sable
Tranche 29	25,934821	6,2947915	-44,08042	22,95727	16,074854	15	0	Sable
Tranche 30	26,450893	6,5854112	-46,930527	17,18242	12,03126	15	0	Sable
Tranche 31	26,966964	6,920614	-50,217861	10,056293	7,0414918	15	0	Sable

### IV.3 Étude comparative des coefficients

En changeant les méthodes de calculs, les valeurs minimales du coefficient de sécurité données par le logiciel de GEOSLOPE sont figurées dans le tableau. La plus grande valeur est donnée par la méthode de bishop. D'après Melouka.S.(2003) ont montré que la méthode de bishop donne des résultats pertinents, c'est pour cela notre choix a été porté sur cette dernière méthode.

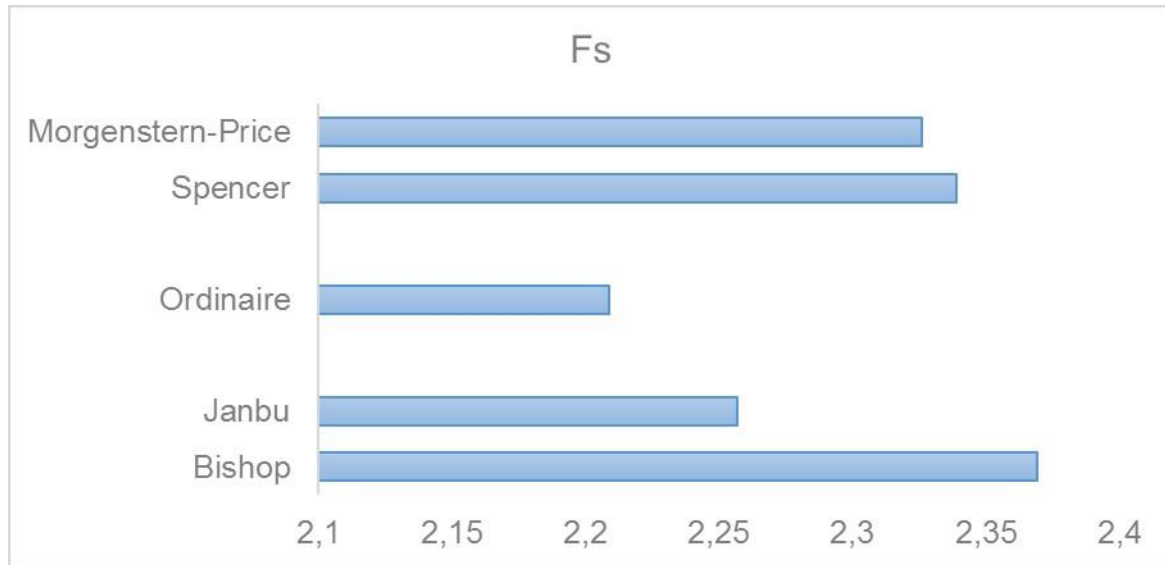


Figure IV.1: Valeurs minimales de FS sans séisme (statique).

### IV.3.1 Cas de modélisation sans séisme.

Une vérification de la stabilité globale du mur a été effectuée par la méthode de BISHOP. Nous avons analysée la stabilité du mur de soutènement étudié en cas de sans séisme (statique).

#### IV.3.1.1 Le coefficient de sécurité.

Une analyse de stabilité du glissement de terrain a été réalisée pour vérifier la stabilité en utilisant la méthode de bishop. Cette méthode considère les inter-tranches force normale. Le facteur de sécurité d'une section du talus pour une condition la plus défavorable est l'ordre de 2.353 montré dans la figure IV.2.



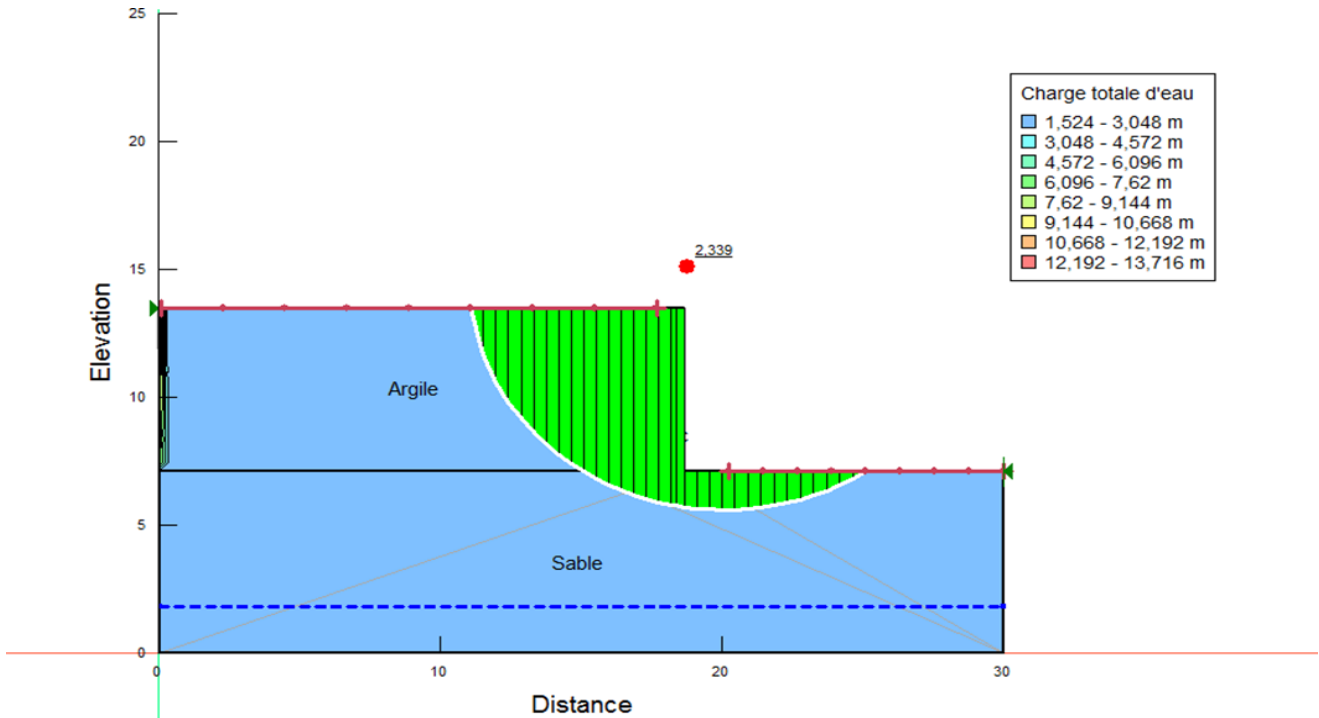


Figure IV.3: Le facteur de sécurité du talus dans les conditions défavorables.

#### IV.3.1.2 Surface de glissement critique.

Les méthodes de calcul consistent à rechercher la surface le long de laquelle le coefficient de sécurité  $F$  est le plus faible. La carte de couleurs permet de visualiser le nombre de surfaces de glissement d'essai qui ont un coefficient de sécurité proche de la valeur critique et la forme la plus probable de la zone de défaillance.

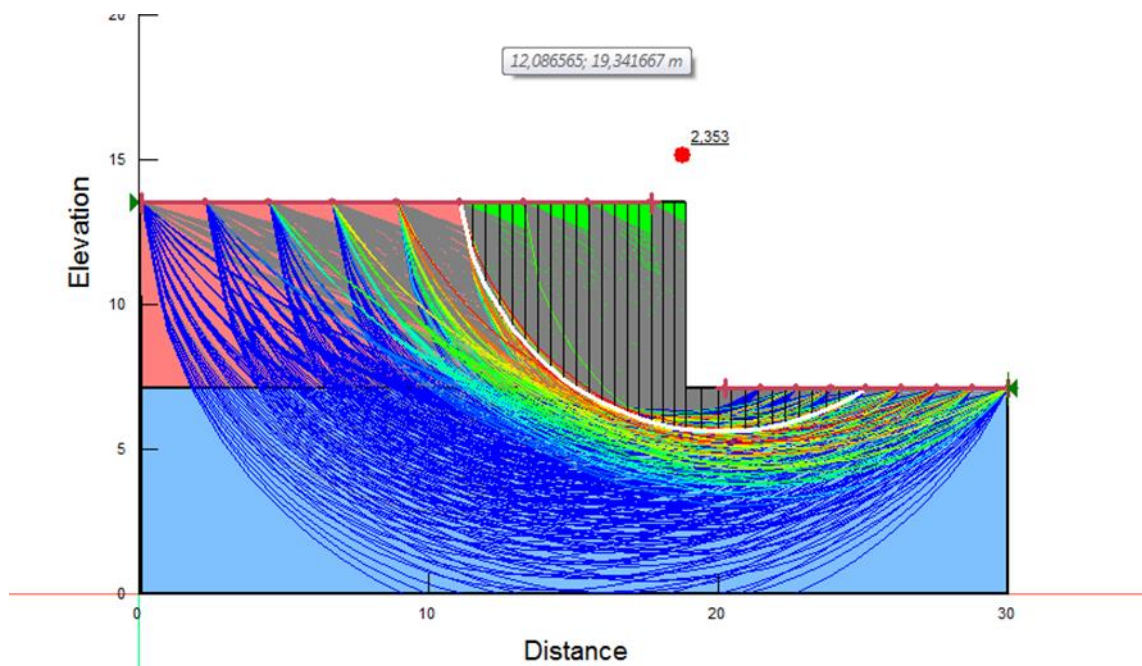


Figure IV.4: L'ensemble des lignes de glissement proposées par GEO SLOPE.

### IV.3.1.3 Diagramme des forces agissant sur de des tranches.

Les méthodes de calcul à la rupture divisent la masse glissante en tranches verticales. Elles résolvent les équilibres en forces et en moments afin d'aboutir à une expression plus simple des forces s'exerçant sur chacune des tranches, en fonction des caractéristiques mécaniques et hydrauliques du massif étudié. Le diagramme de corps libre et un polygone de force montrant les forces agissant sur chaque tranche (figure IV.4).

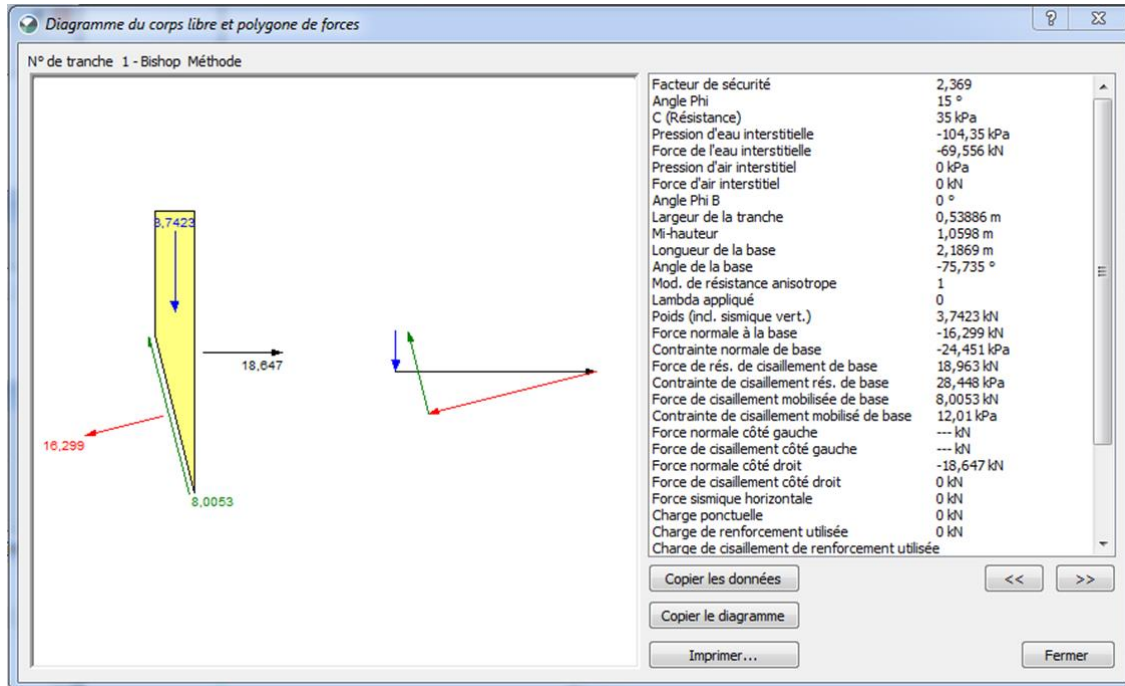


Figure IV.5: Caractéristique de la tranche de surface de glissement critique.

La résistance à la friction, à la cohésion et la contrainte totale varie en fonction de la distance étudiée de la même manière. Une augmentation progressive de ces deux paramètres jusqu'à la distance entre 10 et 20 m où se trouve le mur en béton (Figure IV.6 et 7).

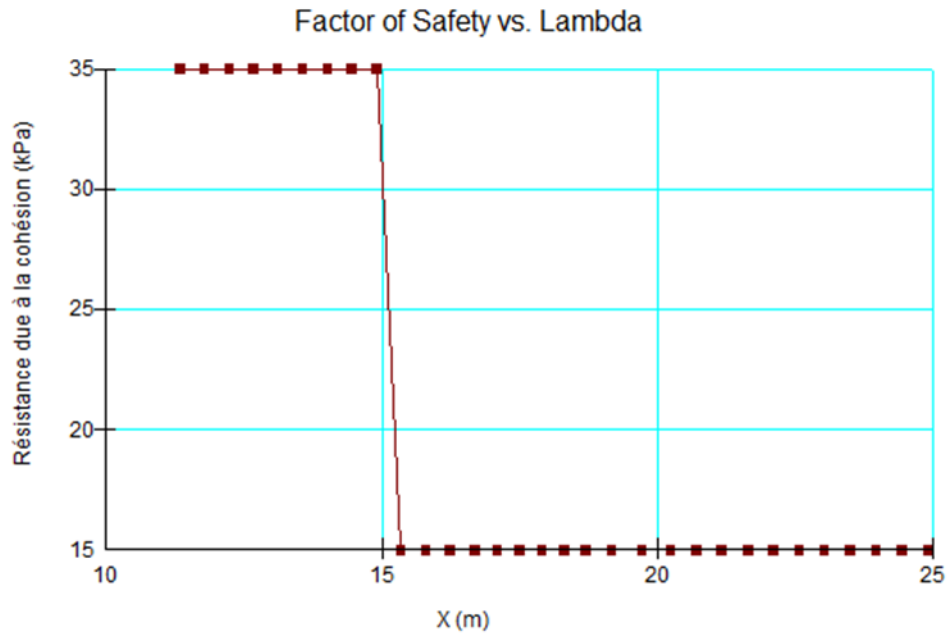


Figure IV.6: la résistance à la cohésion en fonction de la distance étudiée.

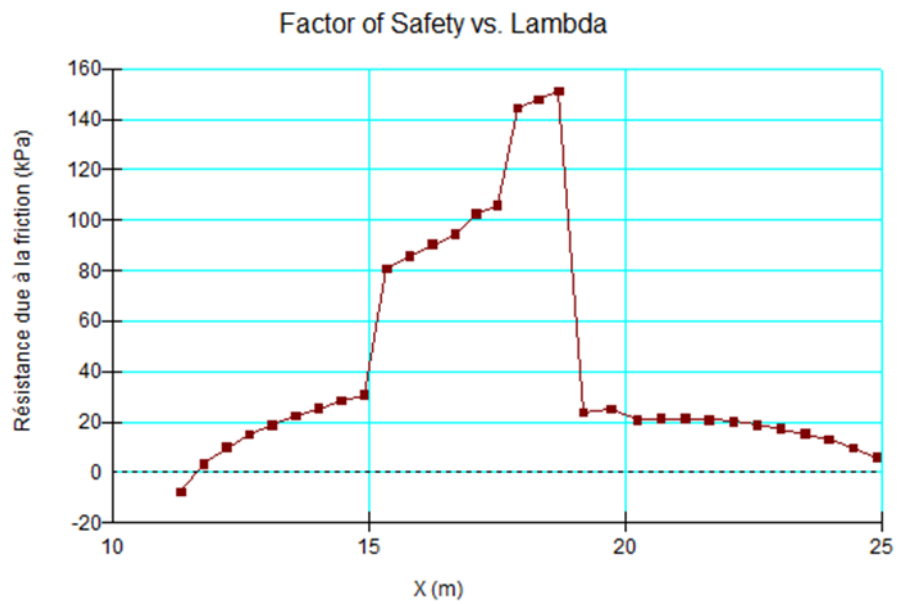


Figure IV.7: La résistance à la friction en fonction de la distance étudiée.

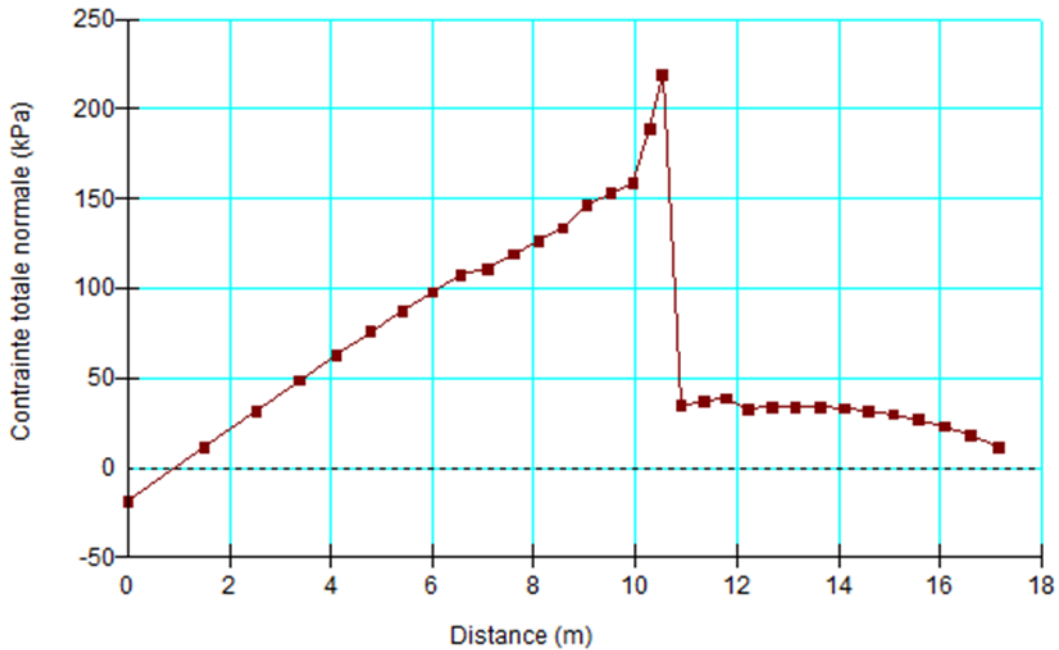


Figure IV.8: La contrainte totale en fonction de la distance étudiée.

### IV.3.2 Cas de modélisation avec séisme.

La même vérification de la stabilité globale du mur a été effectuée par la méthode de BISHOP en cas dynamique. En introduisant les coefficients d'accélération de la zone donnés dans le paragraphe pour recalculer le coefficient de sécurité  $F_s$  dans d'un séisme. Nous avons remarqué que le  $F_s$  est diminué jusqu' à une valeur de 1.70. Dans cette partie nous utilisons des analyses pseudo-élastique par la méthode de résistance de contrainte effective comme montré dans la figure. IV.8.

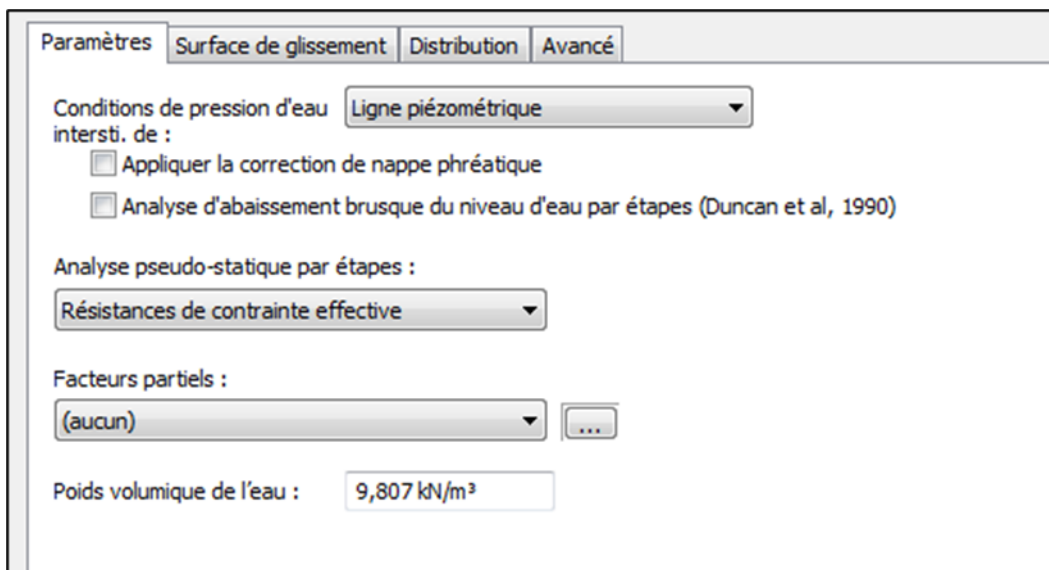


Figure IV.9: la sélection de la méthode des analyses pseudo-élastique

Dans la figure dessous, le coefficient de sécurité lors d'imposition d'un séisme est supérieure à 1.5 pour les deux cas  $K_h = A$  (%),  $K_v = + 0,3 K_h$  et  $K_v = - 0,3 K_h$  comme il est préconisé par le règlement parasismique algérien (RPA version 2003).

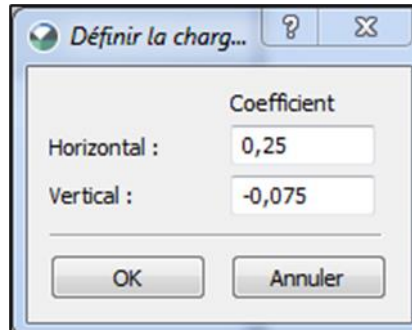


Figure IV.10: affectation les coefficients  $K_h$  et  $K_v$ .

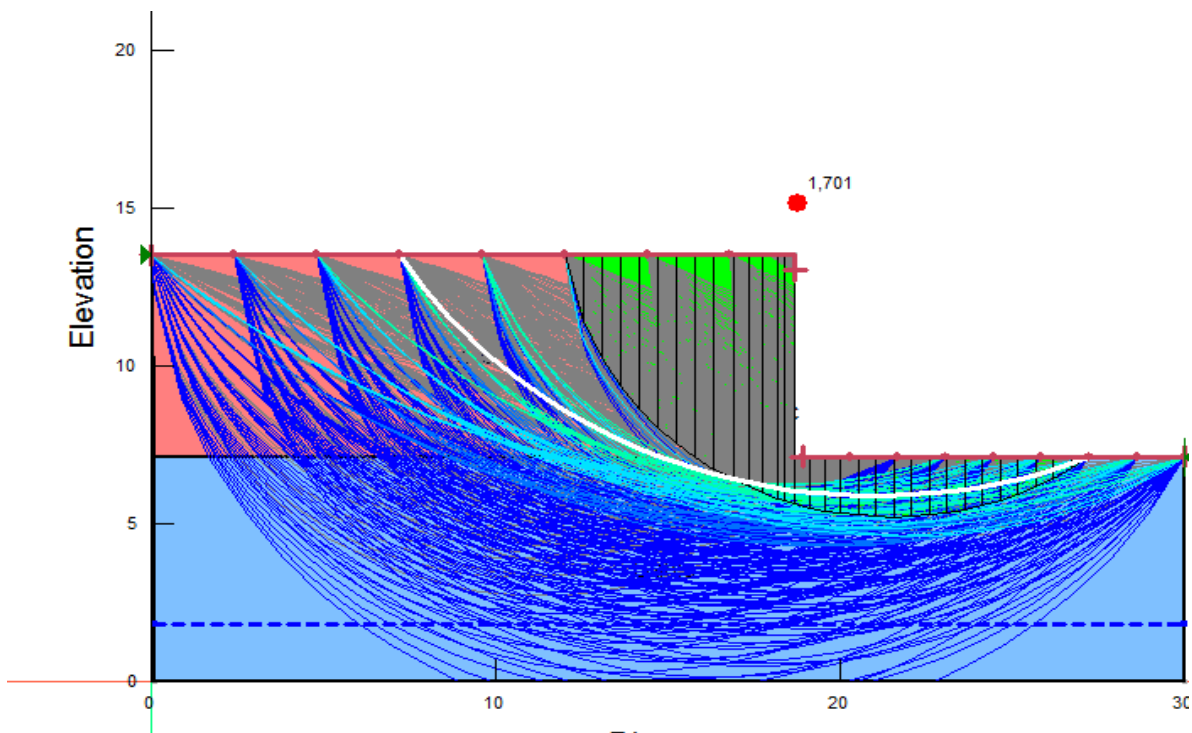


Figure IV.11: Le coefficient de sécurité  $F_s$  lors d'un séisme.

#### IV.4 Conclusion.

Dans ce chapitre, nous étudions la stabilité d'un mur de soutènement à l'aide de GEO-SLOPE, en comparant deux cas de modélisation : sans séisme et avec séisme. L'analyse montre que le coefficient de sécurité diminue sous l'effet des forces sismiques, mettant en évidence l'importance d'intégrer ces efforts dans la conception pour assurer la stabilité structurelle du mur.

**V- CHAPITRE V : ÉTUDE DE FERRAILLAGE DU MUR DE  
SOUTÈNEMENT L'AIDE DE CYPE.**

## **V.1 Introduction.**

Dans ce chapitre, nous étudierons le ferrailage du mur de soutènement à l'aide du logiciel CYPE, utilisé pour la conception des ouvrages en béton armé. L'objectif est de déterminer les dimensions optimales et la disposition des barres d'armature pour assurer la stabilité et la sécurité du mur, tout en respectant les normes en vigueur.

## **V.2 Dimensionnement du mur de soutènement en béton armé.**

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 plusieurs catégories d'ouvrages de soutènement. Dans notre site nous avons choisi le mur auto stable dit : "Mur en T renversé".

### ***V.2.1 Caractéristiques des matériaux.***

Les caractéristiques des matériaux utilisés pour le calcul sont :

#### **Béton :**

- Dosage en ciment 350 kg/m<sup>3</sup>,
- $f_{c28} = 25,00$  MPa,
- $\sigma_{bc} = 15,00$  MPa.

#### **Aciers :**

- Aciers F<sub>e</sub> E 40 H.A,
- Aciers F<sub>e</sub> E 24 pour les cadres,
- F<sub>e</sub> = 420 MPa.

### V.2.2 Caractéristiques du sol.

Aucune étude de sol n'est prévue pour le présent projet, et vue la nature du terrain rencontré sur site nous pouvons conclure que le sol existant est une roche altérée en surface et dure en profondeur, les caractéristiques du sol peuvent être estimées comme suit :

Figure V.1: Caractéristiques du sol.

La contrainte (bar)	1.40
L'ancrage (m)	1.00
Cohésion $c'$ (kPa)	20.00
Angle de frottement $\varphi'$ (°)	30
Poids volumique $\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	20.00

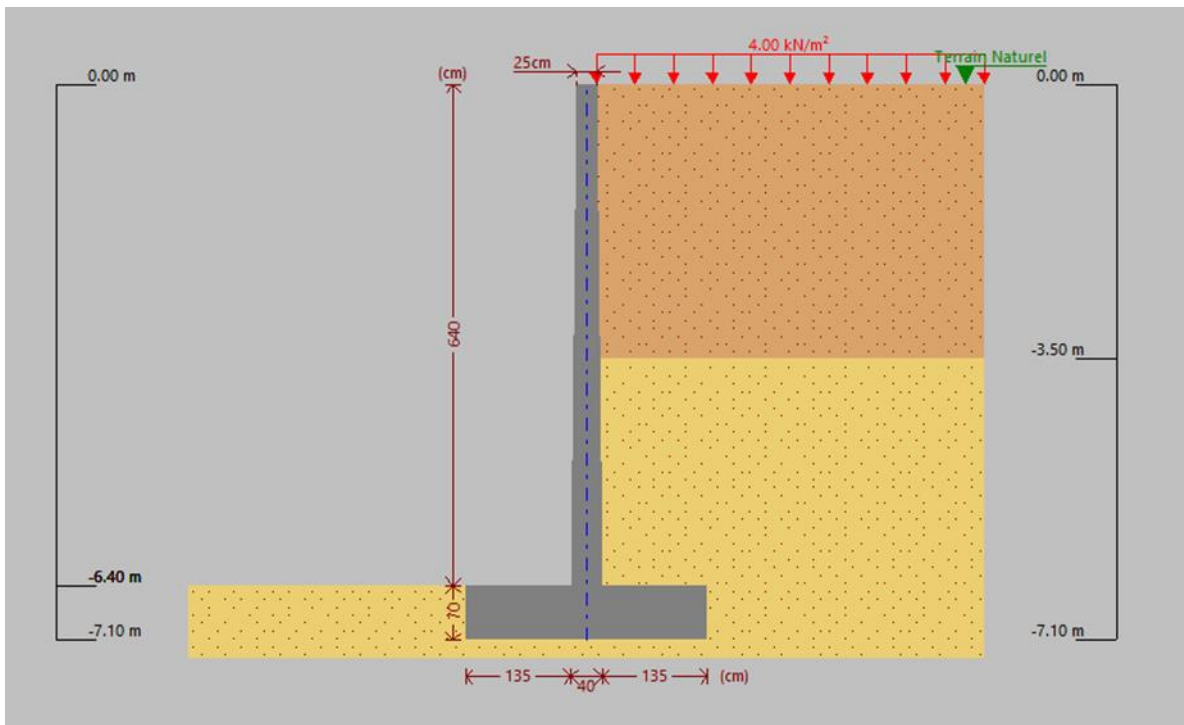


Figure V.2: le schéma de l'ouvrage de soutènement et terrain naturel présenté par CYPE.



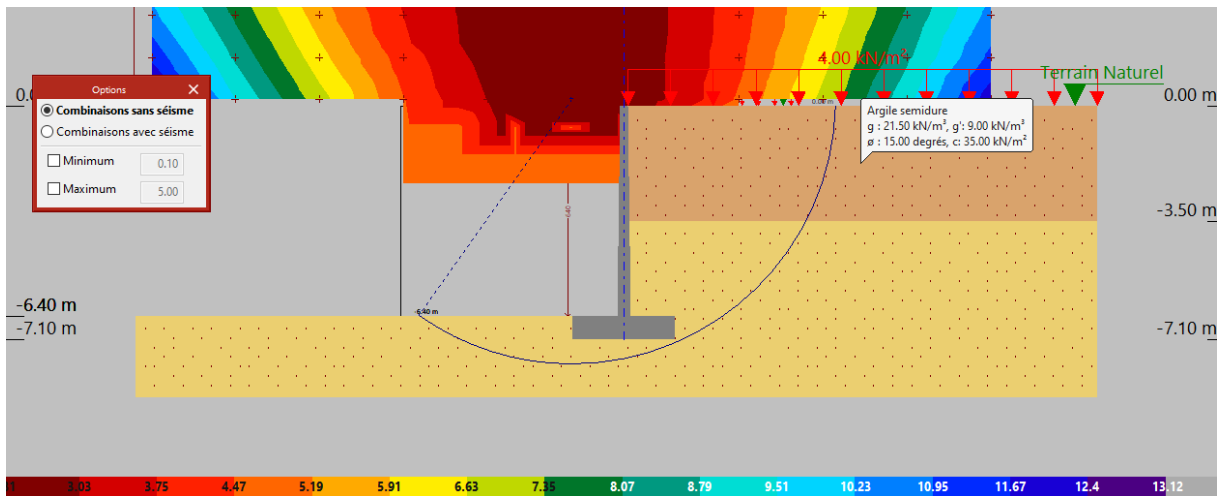


Figure V.3: La ligne de glissement présentée par le logiciel CYPE.

### V.2.3 La géométrie.

#### MUR

Hauteur : 6.40 m

Épaisseur supérieure : Avant : 12.5 cm / Arrière : 12.5 cm

Épaisseur inférieure : Avant : 20.0 cm / Arrière : 20.0 cm

#### SEMELLE FILANTE

Avec patin et talon

Épaisseur/Hauteur : 70 cm

Débord avant / arrière : 135.0 / 135.0 cm

Béton de propreté : 10 cm

### V.3 Description du ferrailage.

Dans cette partie, nous présentons le ferrailage adopté pour le voile et la semelle.

*Tableau V.1: Le ferrailage adopté pour le voile et la semelle.*

<b>COURONNEMENT</b>				
Armature supérieure : 2Ø16				
Ancrage avant / arrière : 13 / 14 cm				
<b>TRONÇONS</b>				
Nb.	Avant		Arrière	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø12 e=25 Recouvrement : 0.6 m	Ø12 e=25	Ø10 e=15 Recouvrement : 0.25 m Renfort 1 : Ø16 h=1.9 m	Ø12 e=25
<b>SEMELLE SUPERFICIELLE</b>				
Armature	Longitudinal	Transversal		
Supérieure	Ø16 e=20	Ø12e=10  Longueur d'ancrage droit : 50 cm		
Inférieure	Ø16 e=20	Ø12e=10		
Longueur d'ancrage courbe en amorce : 30 cm				

#### V.4 Vérifications géométriques et de résistance.

Toutes les vérifications géométriques et de résistance du mur et de la semelle filante obtenues sont illustrées dans les deux tableaux.

*Tableau V.2: Vérifications géométriques et de résistance (Mur).*

Référence: Vérifications géométriques et de résistance (Mur): 31.5		
Vérification	Valeurs	État
Vérification au cisaillement en amorce du mur:  <i>Norme EC-2. Article 6.2.5</i>	Maximum: 792.1 kN/m  Calculé: 127.8 kN/m	Conforme
Épaisseur minimale du tronçon:  <i>Critère de CYPE</i>	Minimum: 20 cm  Calculé: 25 cm	Conforme
Espacement libre minimal des armatures horizontales:  <i>Norme EC-2. Article 8.2 (2)</i>	Minimum: 3.5 cm	
-Arrière:	Calculé: 23.8 cm	Conforme
-Avant:	Calculé: 23.8 cm	Conforme
Espacement maximal des armatures horizontales:  <i>Norme EC-2. Article 9.3.1.1 (3)</i>	Maximum: 40 cm	
-Arrière:	Calculé: 25 cm	Conforme
-Avant:	Calculé: 25 cm	Conforme
Ratio géométrique horizontal minimum par face:  <i>Norme EC-2. Article 9.6.3 (1)</i>	Minimum: 0.001	
-Arrière (-6.40 m):	Calculé: 0.00113	Conforme

CHAPITRE V : ÉTUDE DE FERRAILLAGE DU MUR  
DE SOUTÈNEMENT L'AIDE DE CYPE.

- Avant (-6.40 m):	Calculé: 0.00113	Conforme
Ratio mécanique horizontal minimum par face: <i>Norme EC-2. Article 9.3.1.1 (2)</i>	Calculé: 0.00113	
- Arrière:	Minimum: 0.00093	Conforme
- Avant:	Minimum: 0.00022	Conforme
Ratio géométrique vertical minimum sur la face tendue: <i>Norme EC-2. Article 9.2.1.1 (1)</i>	Minimum: 0.0013	
- Arrière (-6.40 m):	Calculé: 0.00466	Conforme
- Arrière (-4.50 m):	Calculé: 0.00147	Conforme
Ratio mécanique vertical minimum sur la face tendue: <i>Norme EC-2. Article 9.2.1.1 (1)</i>	Minimum: 0.0013	
- Arrière (-6.40 m):	Calculé: 0.00466	Conforme
- Arrière (-4.50 m):	Calculé: 0.00147	Conforme
Ratio géométrique vertical minimum sur la face comprimée: <i>Norme EC-2. Article 9.6.2 (2)</i>	Minimum: 0.001	
- Avant (-6.40 m):	Calculé: 0.00113	Conforme
- Avant (-4.50 m):	Calculé: 0.00127	Conforme
Ratio mécanique vertical minimum sur la face comprimée: <i>Critère de CYPE</i>		

CHAPITRE V : ÉTUDE DE FERRAILLAGE DU MUR  
DE SOUTÈNEMENT L'AIDE DE CYPE.

- Avant (-6.40 m):	Minimum: 2e-005 Calculé: 0.00113	Conforme
- Avant (-4.50 m):	Minimum: 1e-005 Calculé: 0.00127	Conforme
Ratio géométrique maximum d'armature verticale total:  <i>Norme EC-2. Article 9.6.2 (1)</i>	Maximum: 0.04	
- (0.00 m):	Calculé: 0.0039	Conforme
- (-4.50 m):	Calculé: 0.00651	Conforme
Espacement libre minimal des armatures verticales:  <i>Norme EC-2. Article 8.2 (2)</i>	Minimum: 3.5 cm	
- Arrière, vertical:	Calculé: 5.7 cm	Conforme
- Avant, vertical:	Calculé: 22.6 cm	Conforme
Espacement maximal entre les barres:  <i>Norme EC-2. Article 9.3.1.1 (3)</i>	Maximum: 25 cm	
- Armature verticale Arrière, vertical:	Calculé: 15 cm	Conforme
- Armature verticale Avant, vertical:	Calculé: 25 cm	Conforme
Vérification sous flexion composée:  <i>Vérification réalisée par unité de longueur de mur</i>		Conforme
Vérification à l'effort tranchant:  <i>Norme EC-2. Article 6.2.2</i>	Maximum: 178.2 kN/m Calculé: 110.1 kN/m	Conforme

CHAPITRE V : ÉTUDE DE FERRAILLAGE DU MUR  
DE SOUTÈNEMENT L'AIDE DE CYPE.

Contrôle de la fissuration:	Maximum: 0.4 mm Calculé: 0 mm	Conforme
Longueur de recouvrement:  <i>Norme EC-2. Article 8.7.3</i>		
-Base arrière:	Minimum: 0.23 m Calculé: 0.25 m	Conforme
-Base avant:	Minimum: 0.58 m Calculé: 0.6 m	Conforme
Vérification de l'ancrage de l'armature de base en couronnement :  <i>Critère de CYPE</i>		
-Arrière:	Minimum : 14 cm Calculé : 14 cm	Conforme
-Avant:	Minimum : 0 cm Calculé : 13 cm	Conforme
Section minimale longitudinale face supérieure poutre de couronnement :  <i>Critère de CYPE</i>	Minimum : 4 cm <sup>2</sup> Calculé : 4 cm <sup>2</sup>	Conforme
Toutes les conditions sont vérifiées		
Informations supplémentaires:		
- Cote de la section avec le rapport minimal 'ratio horizontal / ratio vertical' Arrière : -6.40 m		
- Cote de la section avec le rapport minimal 'ratio horizontal / ratio vertical' Avant: -6.40 m		

- Section critique en flexion composée: Cote: -4.90 m, Md: 63.23 kN·m/m, Nd: 37.52 kN/m,  
Vd: 58.81 kN/m, Contrainte maximale de l'acier: 347.826 MPa

- Section critique sous effort tranchant: Cote: -6.07 m

**Tableau V.3:** Vérifications géométriques et de résistance (semelle filante)

Vérification	Valeurs	État
Vérification de la stabilité: <i>Valeur introduite par l'utilisateur.</i>		
-Coefficient de sécurité au renversement (Situations durables):	Minimum: 1.8 Calculé: 7.55	Conforme
-Coefficient de sécurité au renversement (Situations accidentelles sismiques):	Minimum: 1.2 Calculé: 2.04	Conforme
-Coefficient de sécurité au glissement (Situations durables):	Minimum: 1.5 Calculé: 3.55	Conforme
-Coefficient de sécurité au glissement (Situations accidentelles sismiques):	Minimum: 1.2 Calculé: 1.21	Conforme
Épaisseur minimale: -Semelle superficielle: <i>Critère de CYPE</i>	Minimum: 15 cm Calculé: 70 cm	Conforme
Contraintes appliquées au sol: <i>Valeur introduite par l'utilisateur.</i>		
-Contrainte moyenne (Situations durables):	Maximum: 1.4 MPa Calculé: 0.0935 MPa	Conforme
-Contrainte maximale (Situations durables):	Maximum: 1.75 MPa Calculé: 0.1492 MPa	Conforme
-Contrainte moyenne (Situations accidentelles sismiques):	Maximum: 1.4 MPa Calculé: 0.0934 MPa	Conforme
-Contrainte maximale (Situations accidentelles sismiques):	Maximum: 2.1 MPa Calculé: 0.1764 MPa	Conforme
Flexion dans la semelle: <i>Vérification basée sur des critères résistants</i>	Calculé: 11.31 cm <sup>2</sup> /m	
-Armature sup. arrière:	Minimum: 5.39 cm <sup>2</sup> /m	Conforme
-Armature inf. arrière:	Minimum: 0 cm <sup>2</sup> /m	Conforme
-Armature inf. avant:	Minimum: 6.14 cm <sup>2</sup> /m	Conforme
Effort tranchant: <i>Norme EC-2. Article 6.2.2</i>	Maximum: 220.5 kN/m	

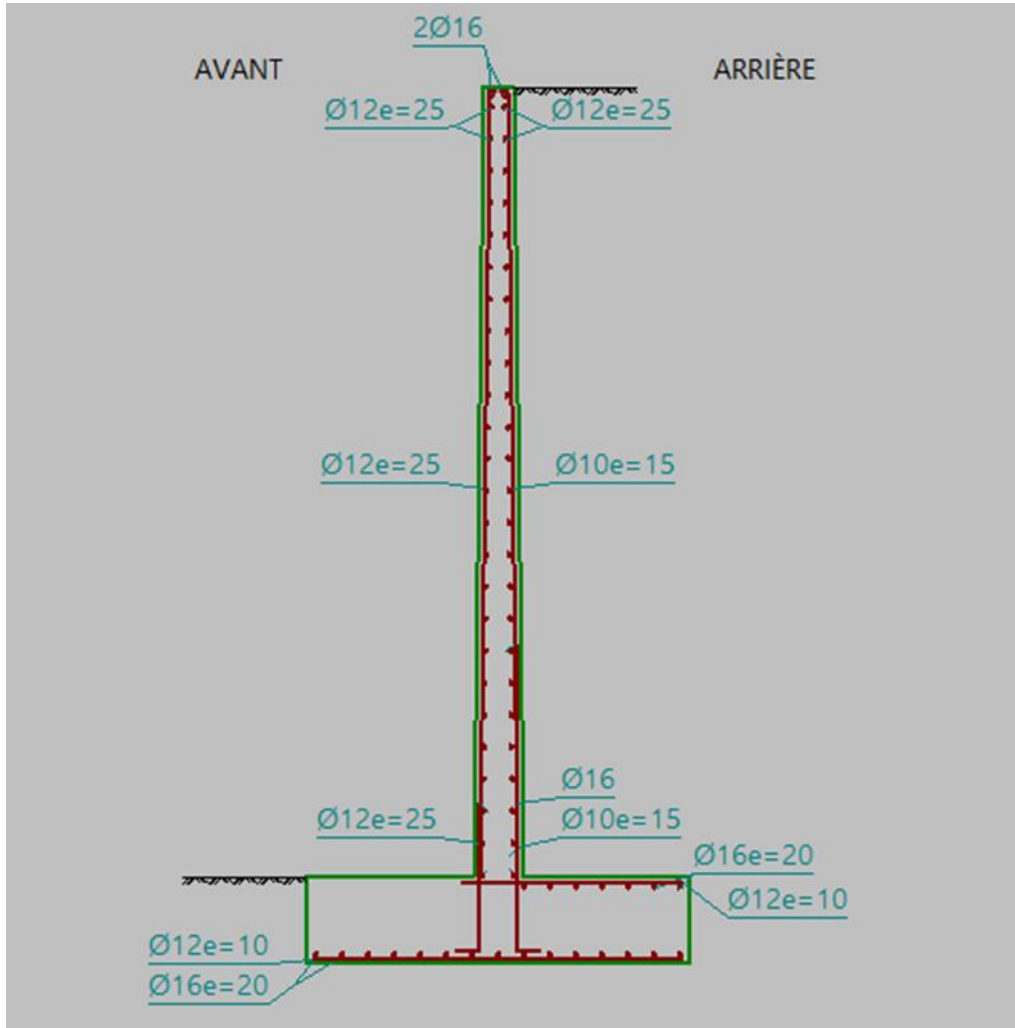


CHAPITRE V : ÉTUDE DE FERRAILLAGE DU MUR  
DE SOUTÈNEMENT L'AIDE DE CYPE.

-Arrière (Situations durables):	Calculé: 24.3 kN/m	Conforme
-Arrière (Situations accidentelles sismiques):	Calculé: 87 kN/m	Conforme
-Avant (Situations durables):	Calculé: 33.1 kN/m	Conforme
-Avant (Situations accidentelles sismiques):	Calculé: 98.3 kN/m	Conforme
Longueur d'ancrage:		
-Attentes arrière: <i>Norme EC-2. Article 8.4.4</i>	Minimum: 33.7 cm Calculé: 62.2 cm	Conforme
-Attentes avant: <i>Norme EC-2. Article 8.4.4</i>	Minimum: 12 cm Calculé: 62.2 cm	Conforme
-Armature inf. arrière (Crosse): <i>Norme UNI EN 1992-1-1. Article 8.4</i>	Minimum: 0 cm Calculé: 0 cm	Conforme
-Armature inf. avant (Crosse): <i>Norme UNI EN 1992-1-1. Article 8.4</i>	Minimum: 0 cm Calculé: 0 cm	Conforme
-Armature sup. arrière (Crosse): <i>Norme UNI EN 1992-1-1. Article 8.4</i>	Minimum: 0 cm Calculé: 0 cm	Conforme
-Armature sup. avant: <i>Norme EC-2. Article 8.4.4</i>	Minimum: 18.6 cm Calculé: 50 cm	Conforme
Enrobage: -Latéral: <i>Norme EC-2. Article 4.4.1.3</i>	Minimum: 7.5 cm Calculé: 7.5 cm	Conforme
Diamètre minimal: <i>Norme EC-2. Article 9.8.2.1.</i>	Minimum: Ø8	
-Armature transversale inférieure:	Calculé: Ø12	Conforme
-Armature longitudinale inférieure:	Calculé: Ø16	Conforme
-Armature transversale supérieure:	Calculé: Ø12	Conforme
-Armature longitudinale supérieure:	Calculé: Ø16	Conforme
Espacement maximal entre les barres: <i>Norme EC-2. Article 9.3.1.1 (3)</i>		
-Armature transversale inférieure:	Maximum: 25 cm Calculé: 10 cm	Conforme
-Armature transversale supérieure:	Maximum: 25 cm Calculé: 10 cm	Conforme

CHAPITRE V : ÉTUDE DE FERRAILLAGE DU MUR  
DE SOUTÈNEMENT L'AIDE DE CYPE.

-Armature longitudinale inférieure:	Maximum: 40 cm Calculé: 20 cm	Conforme
-Armature longitudinale supérieure:	Maximum: 40 cm Calculé: 20 cm	Conforme
Espacement minimal entre les barres: <i>Norme EC-2. Article 8.2 (2)</i>	Minimum: 3.5 cm	
-Armature transversale inférieure:	Calculé: 10 cm	Conforme
-Armature transversale supérieure:	Calculé: 10 cm	Conforme
-Armature longitudinale inférieure:	Calculé: 20 cm	Conforme
-Armature longitudinale supérieure:	Calculé: 20 cm	Conforme
Ratio géométrique minimum:		
-Armature longitudinale inférieure: <i>Norme EC-2. Article 9.3.1.1 (1)</i>	Minimum: 0.0013 Calculé: 0.00143	Conforme
-Armature longitudinale supérieure: <i>Norme EC-2. Article 9.3.1.1 (1)</i>	Minimum: 0.0013 Calculé: 0.00143	Conforme
-Armature transversale inférieure: <i>Norme EC-2. Article 9.3.1.1 (2)</i>	Minimum: 0.00026 Calculé: 0.00161	Conforme
-Armature transversale supérieure: <i>Norme EC-2. Article 9.3.1.1 (2)</i>	Minimum: 0.00026 Calculé: 0.00161	Conforme
Ratio mécanique minimal: <i>Norme EC-2. Article 5.4.2.1</i>	Minimum: 0.0015	
-Armature transversale inférieure:	Calculé: 0.00161	Conforme
-Armature transversale supérieure:	Calculé: 0.00161	Conforme
Toutes les conditions sont vérifiées		



*Figure V.4: Schéma de ferrailage du mur de soutènement.*

## V.5 Conclusion.

Dans ce chapitre, nous avons vérifié la résistance des éléments structurels du mur de soutènement sous diverses conditions et élaboré le plan de ferrailage de l'ouvrage. Toutes les conditions ont été vérifiées, confirmant ainsi la stabilité du mur de soutènement.

## **CONCLUSION GÉNÉRALE.**

Ce projet de fin d'études avait pour objectif calcul d'un mur de soutènement en béton armé en utilisant des données géotechniques et la méthode de Bishop, ainsi que les outils informatiques GEO-SLOPE et CYPE. À travers cette étude, nous avons réalisé une analyse approfondie de la géométrie et du ferrailage du mur afin d'assurer sa stabilité et sa durabilité face aux charges appliquées et aux efforts accidentels, notamment les forces sismiques.

Les résultats obtenus ont démontré l'efficacité des outils numériques dans la modélisation et l'évaluation des murs de soutènement, permettant ainsi de prendre en compte divers scénarios de charges et de vérifier la résistance structurelle de l'ouvrage. En intégrant les données géotechniques avec les logiciels spécialisés, nous avons pu optimiser la conception du mur et garantir sa capacité à résister aux contraintes environnementales et géotechniques spécifiques du site.

Cette étude a également souligné l'importance de la méthode de Bishop dans l'analyse des pentes et des murs de soutènement, en fournissant des résultats précis sur la stabilité et en facilitant la prise de décision pour les ingénieurs chargés du projet. En conclusion, ce projet de fin d'études a non seulement enrichi nos connaissances théoriques et pratiques, mais il a également contribué à la préparation de solutions concrètes et efficaces pour des projets similaires dans le domaine des ouvrages de soutènement et la géotechnique.

## **Bibliographie.**

- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL1991, BAEL2005
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93
- Cours de Mécanique des sols appliquée, M. BIETH Emmanuel, STERA, 1998, 51
- Calcul des ouvrages en béton armé, M. Belazougui, MODULO, 1997, 158
- D. Mendjel and S. Messast, Genetic algorithm search for critical slip surface in slope stability analysis, Third Euro Mediterranean Symposium on Advances in Geomaterials and Structures, Djerba, Tunisia, 2010.
- P. Mestat. Modélisation élastoplastique des sols. In Elastoplasticité des sols et des roches. Modèle de comportement des sols et des roches 1. Sous la direction de P.Y. Hicher et J.F. Shao. Hermès science, 2002 .
- N.R.Morgenstern and V.E. Price. The analysis of stability of general slip surface. Géotechnique, Vol. 15, N°1, pp. 79–93, 1965.
- Y.H. Huang. Stability analysis of slopes. Van Nostrand Reinhold Company, USA, 1983.
- Melouka.S.(2003) Meloukas. S. (2003). Analyse de la stabilité des pentes en terrain meuble Application du code de calcul Flac. Mémoire de Magister, Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen, Département du Génie civil
- Bishop, Alan. W. (1955),” The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. Geotechnique, 5, pp.7-17.
- Spencer, E. (1967). „A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces““. Geotechnique 17, pp.11-26. 9.
- Janbu, N. (1968), “Slope stability computations, Soil Mech. And Found. Engrg. Rep., The Technical University of Norway, Trondheim, Norway.
- Fellenius, Wolmar. (1936), „Calculation of the stability of earth dams. In Calculation of the stability of earth dams, Transactions of the 2nd congress on large dams, Washington, DC, p.445-463.
- GEO-SLOPE International, Ltd.
- StruBIM Cantilever Wall

