



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

جامعة البليدة 1

UNIVERSITE DE BLIDA 1

دائرة الهندسة المدنية كلية الهندسة

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER 2

EN GENIE CIVIL

Spécialité : Géotechnique

Thème

**Pathologie des écrans de soutènement**

Etudié par :

AFTISSE Naser

KHECHNA Nacer abdelkader

Encadré par :

Dr. M.ABDESSEMED

PROMOTION: 2020/2021



## ملخص :

يغطي مفهوم شاشة الدعم جميع الهياكل المستخدمة للاحتفاظ بكتلة من التربة حول الحفر باستخدام عناصر من المواد المقاومة لقوة دفع التربة. وعادة ما يتحقق تثبيت الكتل الترابية ببناء هيكل دعم يشار إليه عادة باسم "درع الدعم". ولقد ثبت، وخاصة أثناء المخاطر الكبرى (الانهيارات الأرضية، والفيضانات، ومرتفعات الملء الكبيرة، والاستيطان، وما إلى ذلك)، أن تصميم وحساب وبناء شاشة الدعم هذه، أصبح واحداً من المخاوف الرئيسية لدى المتخصصين في مجالات الأشغال العامة. والهدف من هذا العمل هو حساب استقرار شاشة الدعم وتصغيرها تلقائياً من أجل تحديد القابس والضغوط المختلفة التي تحدث بالقرب من هذه الشاشة. ولهذا السبب، نقترح تحليلاً عددياً يستند إلى طريقة العناصر المحدودة باستخدام البرنامج التجاري PLAXIS2D، وتؤخذ المتغيرات الافتراضية (ارتفاع الجدران، وزاوية الاحتكاك الأرضية، والميل إلى الانحدار) في الاعتبار، وتعرض النتائج التي يتم الحصول عليها من حيث التشرذم الداخلي والقوى الداخلية، وتُقارن بنتائج البحوث المماثلة الأخرى. لإثبات صحتها.

الكلمات الرئيسية: الشاشة، الدعم، الاستقرار، الورقة، التحليل، نمذجة، بلاكس.

## Résumé :

La notion d'écran de soutènement couvre l'ensemble des structures servant à retenir un massif de sol autour d'une excavation à l'aide des éléments des matériaux résistants à la poussée des terres. La stabilisation des massifs de sol se fait généralement, soit par la construction d'un ouvrage de soutènement, appelé couramment "écran de soutènement". Il est avéré et surtout pendant les risques majeurs (glissements, crues, grandes hauteurs de remblais, tassements, ...), que la conception, le calcul et la réalisation de cet écran de soutènement, est devenu parmi les soucis majeurs des spécialistes dans les domaines des travaux publics. L'objectif de ce travail porte sur le calcul automatique de la stabilité et le dimensionnement de l'écran de soutènement et ce, afin déterminer la fiche et les différentes sollicitations qui surviennent à proximité de cet écran. Pour cela, nous proposons une analyse numérique, basée sur la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel commercial PLAXIS 2D. Les variables d'hypothèses (Hauteur du mur, angle de frottement du sol, inclinaison du talus) sont pris en compte et les résultats obtenus sont présentés en termes de déplacements et efforts internes et sont comparés à d'autres résultats de recherches similaires et ce, afin de les valider.

Mots clés : Ecran, soutènement, stabilité, fiche, analyse, modélisation, Plaxis.

## Abstract:

The concept of a support screen covers all the structures used to retain a mass of soil around an excavation using elements of materials resistant to the thrust of the soil. The stabilization of the soil masses is usually achieved by the construction of a support structure, commonly referred to as a "support shield". It has been proven, and especially during major risks (landslides, floods, large fill heights, settlement, etc.), that the design, calculation and construction of this support screen, has become one of the major concerns of specialists in the fields of public works. The objective of this work is to automatically calculate the stability and sizing of the support screen in order to determine the plug and the different stresses that occur in the vicinity of this screen. For this, we propose a numerical analysis, based on the finite element method using the commercial PLAXIS 2D software. The hypothetical variables (wall height, ground friction angle, slope inclination) are taken into account and the results obtained are presented in terms of internal displacements and forces and are compared with other similar research results. to validate them.

Keywords: Screen, supports, stability, sheet, analysis, modeling, Plaxis.

## *Dédicaces*

*Tout d'abord, je remercie le Bon Dieu qui m'a donné le courage  
pour arriver à ce stade de fin d'études*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A ma plus belle étoile qui puisse exister dans l'univers ma chère  
mère.*

*A mon meilleur ami : mon père "Yacine", le plus beau et bon de  
tous les pères.*

*A mes grands-parents beba et yema rebi yarhamha nchalah et à  
ma sœur et mon frère*

*A Mon ami et binôme **AFTISSE Naser***

*A tous mes amis : Hamza, Billel, Fouad, Rouchdi .*

***Khechna Nacer Abdalkader***

## *Dédicaces*

*Avec l'aide du Dieu le tout puissant, j'ai pu réalisé ce mémoire de fin d'étude, que je dédie avec toute modestie :*

*A Mes chers parents.*

*A ma sœur nawel.*

*A mon frère zoubir.*

*A Mon ami et binôme **KHECHCHNA Nacer***

*Tous les camarades et les amis de L'Université de Blida1*

*(Option géotechnique).*

*A mon encadreur Docteur M. ABDESSEMED.*

*A tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.*

**AFTISSE NASER**

## *Remerciements*

*En premier lieu, nous souhaitons remercier le Bon Dieu, le tout puissant pour tout le courage et la force qui nous a donné pour effectuer ce travail.*

*Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.*

*Nous tenons à remercier grandement, Docteur **ABDESSEMED**, pour sa disponibilité, ses encouragements et ses conseils prodiges qui nous ont été très utiles.*

*Nous souhaitons également remercier toute l'équipe pédagogique de la spécialité Géotechnique de l'Université de Blida 1, pour les efforts fournis, tout le long de notre cursus universitaire.*

*Nos vifs remerciements vont aux membres de jury pour avoir accepté d'examiner et d'évaluer notre mémoire.*

*Nous exprimons notre reconnaissance à tous nos amis et à tous ceux qui ont participé de près ou de loin pour l'accomplissement de ce modeste travail.*

## TABLE DES MATIERES

RESUME	
DEDICACE	
REMERCEMENT	
TABLE DES MATIERES	
LISTE DES FIGURES	
LISTE DES TABLEAUX	
LISTE DES SYMBOLES	
INTRODUCTION GENERALE.....	01
<b>CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE</b>	
I.1 Iintroduction .....	02
I.2 Principales techniques de construction des écrans soutènements.....	02
I.2.1 Différents types d'écrans de soutènement.....	02
I.2.2 Mur en maçonnerie ou en béton.....	03
I.2.3 Murs en béton armé ou murs cantilever.....	03
I.2.4 Murs en sol renforcé.....	04
I.2.5 Paroi moulée.....	04
I.2.6 Paroi berlinoise.....	05
I.2.7 Rideaux de palplanches.....	06
I.2.8 Les Caissons.....	07
I.2.9 Mur de soutènement en gabions rangés.....	07
I.2.10 Mur en pneu-sol.....	08
I.3 Pathologie des écrans de soutènement .....	08
I.3.1 Principe de mur soutènement .....	08
I.3.2 Pathologie des écrans de soutènement .....	09
I.4. Stabilité des écrans de soutènement .....	10
I.4.1 Principes .....	10
I.4.2 Stabilité d'un ouvrage de soutènement .....	10
I.4.2.1 Comportement d'ouvrage.....	11
I.4.2.2.Mécanismes de ruine .....	11
I.4.2.3 Actions .....	11
I.4.2.4 Données géométriques .....	12
I.4.2.5 Propriétés des terrains .....	13

I.4.3 Calculs de stabilité .....	13
I.4.3.1 Stabilité interne .....	14
I.4.3.2 Stabilité Mécanique (externe) .....	14
I.4.3.3 Stabilité au glissement .....	14
I.4.3.4 Stabilité au renversement .....	15
I.4.3.5 Stabilité au poinçonnement .....	15
Conclusion.....	

## **CHAPITRE II : Méthodes des Eléments Finis et Logiciel de Calcul**

II.1 Méthode des éléments finis .....	17
II.1.1 Introduction .....	17
II.1.2 Principes de la méthode des éléments finis.....	17
II.1.3 Phases de la méthode des éléments finis .....	18
II.1.3.1 Étapes logiques du calcul par éléments finis.....	18
II.1.3.2 Etapes d'un programme d'éléments finis .....	19
II.2. Logiciel de calcul .....	20
II.2.1 Présentation du logiciel Plaxis .....	20
II.2.2 Modèles de comportements utilisés dans Plaxis .....	21
II.2.3 Modèle de Mohr- Coulomb.....	21
II.3.3 Démarche de modélisation avec le code Plaxis .....	23
II.3.3.1 Géométrie.....	23
II.3.3.2 Conditions aux limites .....	24
II.3.3.3 Définition des paramètres des matériaux .....	24
II.3.3.4 Maillage .....	24
II.3.3.5 Les conditions initiale.....	24
II.3.3.6 Phases de calculs .....	25
II.3.3.7 Présentation des résultats .....	25
Conclusion.....	

## **CHAPITRE III : Analyse Numérique et Modèle de Mohr Coulomb**

III.1 Méthodes numériques .....	27
III.1.2 Introduction .....	27
III.1.3 Théorie des états limites de poussée et de butée .....	27



III.2 Méthodes de calculs manuels .....	28
III.2.1 Méthode de Coulomb (1773).....	28
III.2.2 Méthode de Rankine (1857) .....	29
III.2.2.1 Principe .....	30
III.2.2.2 Calcul de la force de poussée pour un massif pulvérulent à surface horizontale..	31
III.2.2.2 Calcul de la force de poussée pour un massif pulvérulent à surface inclinée.....	33
Conclusion.....	

## **CHAPITRE IV : CAS D'ETUDE- MODELISATION NUMERIQUE**

IV.1 Introduction .....	35
IV.2 Présentation de l'ouvrage.....	35
IV.2.1 Implantation du projet .....	35
IV.2.2 Description du problème .....	36
IV.2.3 Solutions préconisées .....	37
IV.3 Analyse numérique .....	38
IV.3.1 Description de la géométrie retenue .....	38
IV.3.1.1 Entrée des données .....	38
IV.3.1.2 Propriétés des couches de sols et des interfaces .....	40
IV.3.1.3 Propriétés des éléments structuraux .....	41
IV.4 Rapport de sol .....	41
IV.4.1 résultats de reconnaissance géotechnique.....	42
IV.5 Lancement du calcul numérique .....	44
IV.5.1 Calcul du talus à son état initial .....	44
IV.5.2 Cas de la solution paroi moulée .....	47
IV.5.3 Variante mur de soutènement avec pieux .....	53
IV.5.4 Cas du mur avec géo-synthétique.....	55
IV.6 Résultats et discussion des résultats.....	62
IV.6.1 Résultats et commentaires .....	62
IV. 6.2 Conclusion et solution retenue.....	64
Conclusion générale.....	64
Références	

## LISTE DES FIGURES

### CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

<b>Figure I.1.</b> Exemples de mur en maçonnerie ou en béton.....	03
<b>Figure I.2</b> Vue de mur en béton armé.....	04
<b>Figure I.3 :</b> Exemple de mur en sol renforcé.....	04
<b>Figure I.4 :</b> Paroi moulée réalisée à proximité d'un ouvrage.....	05
<b>Figure I.5 :</b> Détails de préfabrication de la paroi moulée.....	05
<b>Figure I.6 :</b> Paroi Berlinoise se trouvant à Bordj El Bahri.....	06
<b>Figure I.7 :</b> Vue de rideau palplanche.....	06
<b>Figure I.8 :</b> Ecran en palplanches métalliques .....	06
<b>Figure I.9 :</b> Etapes de fonçage d'un caisson sous son propre poids.....	07
<b>Figure I.10 :</b> Mur en gabions rangés (mur paysage).....	07
<b>Figure I.11 :</b> Chantier expérimental "Mur Pneusol" à Bousmail (Alger) .....	08
<b>Figure I.12 :</b> Cas pathologique d'un mur de soutènement.....	08
<b>Figure I.13 :</b> Désagrège des parois d'un mur de soutènement.....	09
<b>Figure I.14 :</b> Désagrèage des parois d'un mur de soutènement.....	10
<b>Figure I.15 :</b> Modes de rupture des ouvrages de soutènement .....	14
<b>Figure I.16 :</b> Trois types de stabilité externe.....	14
<b>Figure I.17 :</b> Influence de glissement sur le mur.....	15
<b>Figure I.18 :</b> Influence de renversement sur le mur.....	15
<b>Figure I.19 :</b> Influence de poinçonnement sur le mur .....	15

### CHAPITRE II : Méthodes des Eléments Finis et Logiciel de Calcul

<b>Figure II.1 :</b> Phases de la MEF.....	19
<b>Figure II.2 :</b> Vue globale sur les menus arborescents du Plaxis.....	20
<b>Figure II.3 :</b> Fenêtre des paramètres Mohr-Coulomb dans Plaxis.....	22

### CHAPITRE III : Analyse Numérique et Modèle de Mohr Coulomb

<b>Figure III.1 :</b> Principe du calcul de la poussée par la méthode de Coulomb.....	28
<b>Figure III.2 :</b> Cercle de Mohr à l'équilibre limite.....	30
<b>Figure III.3 :</b> Lignes de glissement.....	30
<b>Figure III.4 :</b> Hypothèses de la méthode de RANKINE.....	31
<b>Figure III.5 :</b> Force de poussée exercée par un massif sec.....	32
<b>Figure III.6 :</b> Poussée exercée sur mur dans un massif pulvérulent partiellement saturé....	33

<b>Figure III.7 :</b> Force de poussée sur un massif pulvérulent à surface inclinée.....	34
--	----

## **CHAPITRE IV : CAS D'ETUDE- MODELISATION NUMERIQUE**

<b>Figure IV.1 :</b> Affaissement et glissement de terrain de la route .....	35
<b>Figure IV.2 :</b> Localisation de la commune de Bougaa.....	36
<b>Figure IV.3 :</b> Etat de dégradation de la chaussée de la route.....	36
<b>Figure IV.4 :</b> Schéma d'implantation de la paroi moulée.....	37
<b>Figure IV.5 :</b> Solution mur de soutènement .....	37
<b>Figure IV.6 :</b> Solution consolidation par géogrid .....	38
<b>Figure IV.7 :</b> Paramètres générales.....	39
<b>Figure IV.8 :</b> géométrie de talus initial.....	42
<b>Figure IV.9 :</b> Maillage de cas initial.....	43
<b>Figure IV.10 :</b> Conditions hydrauliques initiales.....	43
<b>Figure IV.11 :</b> Génération des pressions interstitielles initiales.....	44
<b>Figure IV.12 :</b> Le menu de la barre d'outils 'calculate' .....	44
<b>Figure IV.13 :</b> Géométrie avec paroi moulée.....	45
<b>Figure IV.14 :</b> Maillage de cas d'une paroi moulée.....	46
<b>Figure IV.15 :</b> Menu de la barre d'outils 'calculate' .....	46
<b>Figure IV.16:</b> Déformation de la paroi moulée.....	47
<b>Figure IV.17 :</b> Les déplacements horizontaux.....	47
<b>Figure IV.18:</b> Les déplacements verticaux.....	48
<b>Figure IV.19 :</b> Diagramme des moments fléchissant dans la paroi.....	48
<b>Figure IV.20:</b> Diagramme des efforts tranchants dans la paroi.....	49
<b>Figure IV.21 :</b> Diagramme des efforts normaux dans la paroi .....	49
<b>Figure IV.22 :</b> Géométrie de talus avec mur en pieu.....	50
<b>Figure IV.23 :</b> Maillage de cas d'un mur en pieu.....	50
<b>Figure IV.24 :</b> Conditions hydraulique/ nappe phréatique.....	51
<b>Figure IV.25:</b> Génération des pressions interstitielles.....	51
<b>Figure IV.26 :</b> Le menu de la barre d'outils calculate.....	52
<b>Figure IV.27 :</b> La déformation du maillage .....	52
<b>Figure IV.28 :</b> Les déplacements horizontaux.....	53
<b>Figure IV.29 :</b> Les déplacements verticaux.....	53
<b>Figure IV.30 :</b> Diagramme des moments fléchissant dans le pieu. ....	54
<b>Figure IV.31:</b> Diagramme des efforts tranchants dans le pieu.....	54
<b>Figure IV.32 :</b> Diagramme des efforts normaux dans le pieu. ....	55
<b>Figure IV.33 :</b> géométrie avec mur en géotextile.....	55

<b>Figure IV. 34:</b> Maillage de cas d'un mur en géotextile.....	56
<b>Figure IV.35:</b> conditions hydraulique.....	56
<b>Figure IV.36 :</b> Génération des pressions interstitielles . .....	57
<b>Figure IV.37 :</b> Le menu de la barre d'outils calculate. ....	57
<b>Figure IV.38 :</b> La déformation du maillage (CAS 03).....	58
<b>Figure IV.39 :</b> Les déplacements horizontaux .....	58
<b>Figure IV. 40 :</b> Les déplacements verticaux.....	59

## LISTE DES TABLEAUX

### CHAPITRE II : Méthodes des Eléments Finis et Logiciel de Calcul

**Tableau II.1** : Organigramme d'étapes caractéristiques d'un programme d'éléments finis.....19

### CHAPITRE IV : CAS D'ETUDE- MODELISATION NUMERIQUE

**Tableau IV.1** : Propriétés des couches de sols et des interfaces.....40

**Tableau IV.2:** Propriétés mécanique du pieu foré .....41

**Tableau IV.3** : Caractéristiques utilisées.....41

**Tableau IV.4** : Les valeurs de Les pressions limites ainsi que les modules pressiométrique... .....43

**Tableau IV.5** : Les caractéristiques géotechniques des sols sont récapitulées..... .44

**Tableau IV.6** : Résultats des déformations et déplacements.....62

**Tableau IV.7** : Résultats des coefficients de sécurité à la rupture.....63

**Tableau IV.8** : tableau de la comparaison des variantes de confortement.....63

## *Liste des symboles*

### ***Lettres grecques***

$\gamma_{\text{sat}}$  : Poids volumique saturé

$\gamma_{\text{unsat}}$  : Poids volumique non saturé.

$K^*$  : Indice de gonflement.

$\mu^*$  : Indice de fluage.

$\lambda^*$  : Indice de compression.

$\nu$  : Coefficient de poisson.

$\nu_{\text{ur}}$  : Coefficient de poisson en charge décharge.

$\nu_{\text{u}}$  : Coefficient de poisson ultime.

$\phi$  : Angle de frottement interne de sol.

$\phi_{\text{u}}$  : Angle de frottement ultime.

$\phi_{\text{cv}}$  : Angle de frottement à volume constant, au palier.

$\Psi$  : Angle de dilatance du sol.

$P$  : Contrainte isotropique.

$q$  : Contrainte deviatrice.

$\epsilon_1$  : Déformation principale.

$\sigma_{\text{tension}}$ : Résistance à la traction.

$\sigma_1, \sigma_2$  et  $\sigma_3$  : Contraintes principales (majeur, intermédiaire, mineur).

### **Lettres latine**

$e$ : Indice des vides.

$C_c$  et  $C_r$ : Paramètres oedométriques (indice de compression et de recompression).

$R_f$  : Coefficient à la rupture.

$C_p$  et  $A_p$ : Paramètres de compression unidimensionnel.

$m$ : Puissance.

$p_{\text{eq}}$ : La pression équivalente dans le sens principal.

$P_p$ : La contrainte de préconsolidation isotropique.

$C$ : Cohésion du sol.

C incrément: Coefficient du modèle Mohr Coulomb.

E: Module d'Young.

G: Module de cisaillement.

E increment : Augmentation de la rigidité.

EA: Rigidité normale.

EI: Rigidité de flexion.

Ko: Coefficient des terres au repos.

K: Coefficient de réaction.

Kx: Perméabilité horizontale.

KY: Perméabilité verticale.

Pref: Contrainte de référence.

Rinter: Facteur de rigidité de l'interface.

U: Déplacement total.

Ux: Déplacement horizontal.

Uy: Déplacement vertical.

W: Poids.

---

# Introduction

---



## Introduction Générale

Les ouvrages de soutènement sont des constructions destinées à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide et à retenir un massif de sol en place ou rapporté. Ils sont essentiellement employés, soit en site montagneux pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanches, soit, en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art. Il existe deux grandes classes d'ouvrages de soutènement : les murs qui sont composés d'une paroi résistante et d'une semelle de fondation, et les écrans qui sont composés seulement d'une paroi verticale solide.

Dans la pratique, plusieurs contre façons de réalisation dues à la mauvaise conception ou à la négligence de l'application stricte du plan d'exécution, donnaient lieu à une instabilité de l'ouvrage de soutènement, provoquant parfois des dégâts humains et matériels, en plus des agressions des actions dues aux risques majeurs (séisme, glissement brutal, tassement général, effets dynamiques et d'environnement, etc.). C'est pour cela, il faut toujours songer aux solutions plus efficaces et plus adéquats en amont de l'exécution sur terrain. Nous proposons dans ce mémoire, l'étude du comportement des écrans de soutènement composés de paroi vertical. On prendra le cas de mur de soutènement, palplanche ou paroi moulée. Notre étude comportera un calcul qui consiste à un travail numérique, basé sur la méthode des éléments finis (MEF), avec l'utilisation du logiciel PLAXIS 2D. Le travail présenté aura pour objet de présenter quelques définitions concernant les écrans de soutènement, tel que leurs types, leurs utilisations et la mise en œuvre, les caractéristiques, les matériaux des écrans de soutènement et décrire les méthodes classiques souvent utilisées en se familiarisant avec le logiciel de calcul PLAXIS 2D.

Notre travail est scindé en quatre chapitres. Après une introduction générale, le premier chapitre porte sur une étude bibliographique, présentant les définitions et les nomenclatures des écrans de soutènement, les types, le rôle joué, les caractéristiques et les matériaux constituant l'écran, ainsi que l'utilisation et les applications dans la pratique. Les cas pathologiques seront traités dans ce chapitre. Le deuxième chapitre sera consacré à l'étude de la stabilité et le dimensionnement de l'écran de soutènement, concernant les méthodes et les normes. Pour le troisième chapitre, on procédera à la présentation de la méthode des éléments finis et la justification de l'application du logiciel choisi. Le quatrième chapitre sera dédié pour la présentation du calcul, dans le sens des hypothèses de calcul et des différentes phases du travail numérique. Un cas d'étude réel sera pris comme exemple de calcul avec l'application du logiciel PLAXIS 2D, Et on présentera les résultats trouvés et les discussions. Le travail sera achevé d'une conclusion générale et des recommandations pour futurs travaux dans le même domaine.

---

# Chapitre I

**Synthèse bibliographique**

---

## SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

### I.1 Introduction

Les écrans de soutènement sont classés dans la catégorie des ouvrages d'art, vu qu'ils présentent un grand intérêt pour la sécurité des usagers et des véhicules, en cas d'effondrement ou glissement de terrain, pour la protection des biens publics et privés, surtout en période des crues et des risques majeurs (inondations, séismes, surcharges excessives, etc...). C'est pourquoi, il est impérativement nécessaire de procéder à une conception de qualité qui prenne en compte tous les aspects liés à l'art de la construction, à l'application des réglés et des normes de calcul et à la prise en compte de la réglementation en vigueur, telle que les règlements parasismiques des ouvrages d'art [1]. Pour le calcul des écrans de soutènement, les ingénieurs experts dans le domaine, appliquent les connaissances acquises lors de leur cursus universitaire, à savoir, les bases de la mécanique des sols, les lois géotechniques, la RDM, les règles du béton et/ou la charpente, sans oublier l'outil informatique, comme la compilation par les langages : Fortran, C++, TurboPascal, ..., ou les logiciels de calcul basés sur la méthode des éléments finis (Ansys, Abaqus, Plaxis, Adyna, ect, ...). Enfin, afin d'éviter les erreurs, qui donnent lieu à des anomalies apparentes (dégradation, ségrégation, nids de pouls ou des instabilités structurelles de tout l'ouvrage réalisé [2]).

Dans la littérature, les écrans de soutènement sont de plusieurs catégories, soit dans le sens du matériau constituant (béton, acier laminé, bois) [3], dans le sens du rôle à jouer ou dans le sens de la hauteur du remblai à supporter. En effet, les trois grandes familles suivant le mode de reprise de poussée et de fonctionnement, sont les murs poids, les écrans de soutènements [4]. La notion «d'écran de soutènement» couvre l'ensemble des structures servant à retenir un massif de sol autour d'une excavation à l'aide d'éléments de matériaux résistants à la poussée des terres. Ce sont des ouvrages minces (acier, béton armé ou bois), retenus ou soutenus par des ancrages, des butons ou la butée des terres. Leur résistance à la flexion joue un rôle important, alors que leur poids est insignifiant. Toutefois, certains types d'ouvrages requièrent des excavations quasiment verticales à cause d'une technique particulière d'exécution ou à cause de la faible emprise du chantier. C'est notamment le cas dans les zones fortement urbanisées.

### I.2 Principales techniques de construction des écrans soutènements:

#### I.2.1 Différents types d'écrans de soutènement

Les écrans de soutènement peuvent être très différents, Les principaux types utilisés dans la pratique des secteurs des travaux publics, d'urbanisme public et d'hydraulique, sont les suivants :

- Mur en béton
- Mur cantilever

- Mur en sol renforcé
- Paroi moulée
- Paroi berlinoise
- Palplanche
- Caissons
- Mur de soutènement en gabions rangés
- Mur en pneu-sol

### I.2.2 Mur en maçonnerie ou en béton

C'est un est un mur sub-vertical qui permet de contenir des terres (ou tout autre matériau granulaire ou pulvérulent) sur une surface réduite. Le mur est construit devant l'excavation. C'est Le type d'ouvrage le plus classique et le plus ancien est le mur en maçonnerie ou en béton (auné ou non) (Figure I.1). Ce sont des ouvrages rigides qui ne peuvent supporter sans dommages des tassements différentiels supérieurs à quelques pour-mille.

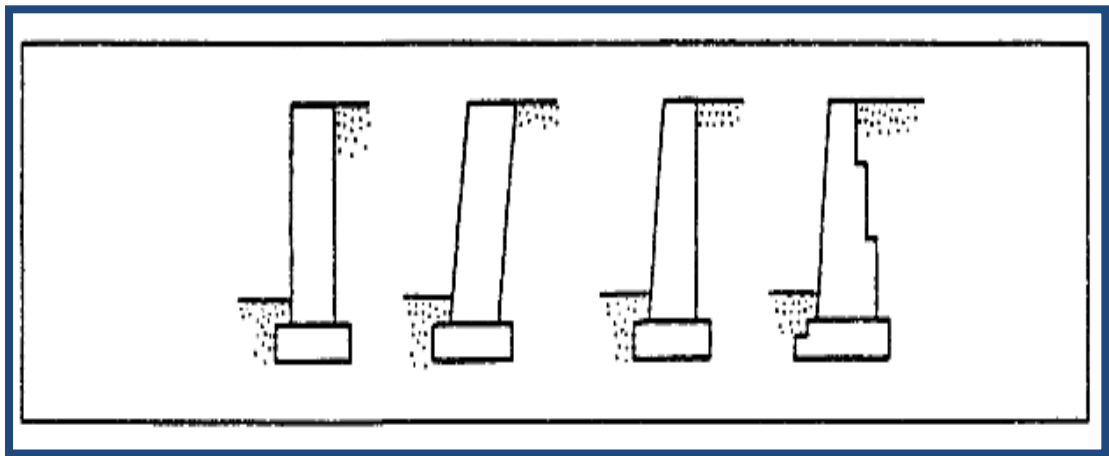


Figure I.1. Exemples de mur en maçonnerie ou en béton [15]

### I.2.3 Murs en béton armé ou murs cantilever

Ce sont des murs couramment employés dans la pratique. Ils sont caractérisés par une base élargie qui est encastrée dans la partie supérieure du sol de fondation afin de faire participer le remblai à soutenir dans sa stabilité. Dans sa réalisation, le voile en béton armé est encastré dans la semelle de fondation, qui est aussi en béton armé. La semelle peut être équipée d'une bêche afin de garantir la stabilité du mur vis-à-vis au glissement dans le cas où la résistance du sol et/ou l'emprise imposent que la largeur de la semelle soit faible.



Figure I.2 Vue de mur en béton armé [16]

#### I.2.4 Murs en sol renforcé

Ce sont des ouvrages dont le remblai est renforcé ou armé. Lors de la mise en place du massif de remblai par couches successives compactées, on y insère les armatures ou les éléments de renforcement. Les renforcements sont souples, résistants et extensibles. Ils peuvent être métalliques (lanières métalliques, treillis soudés, etc.).



Figure I.3 : Exemple de mur en sol renforcé [16]

#### I.2.5 Paroi moulée

L'ouvrage de soutènement est réalisé par le bétonnage d'une tranchée, forée à la boue, après descente d'une cage d'armatures. Une paroi moulée peut assurer également des fonctions d'étanchéité et de portance. La paroi est réalisée par panneaux juxtaposés (Figure I.4). La longueur d'un panneau élémentaire résulte d'un compromis entre le nombre de joints (points faibles), la maniabilité des cages d'armature, le volume de béton à couler pour chaque panneau, la tenue de la tranchée ouverte et les dimensions de la benne d'excavation. L'épaisseur des panneaux varie pratiquement de 0,50m à 1,60m. Moyennant un guidage

approprié de l'outil, il est possible d'atteindre des profondeurs de paroi supérieures à 60m, avec très peu de déviations.



Figure I.4. Paroi moulée réalisée à proximité d'un ouvrage [5]

A la paroi moulée classique s'est adjoint, depuis les années 1970, le procédé de la paroi préfabriquée (Figure I.5). Dans ce procédé, l'excavation est conduite avec le même outillage que pour la paroi moulée classique. Les éléments préfabriqués en béton armé sont ensuite descendus dans la tranchée et maintenus jusqu'à la prise complète du mélange de remplissage qui est placé entre le béton et la surface de la tranchée. Ce mélange peut être constitué soit d'un coulis à base de ciment se substituant à la boue benthonique, soit d'une boue-ciment, ou d'un coulis auto-durcissant, qui assure la double fonction de boue de forage et de coulis de scellement.

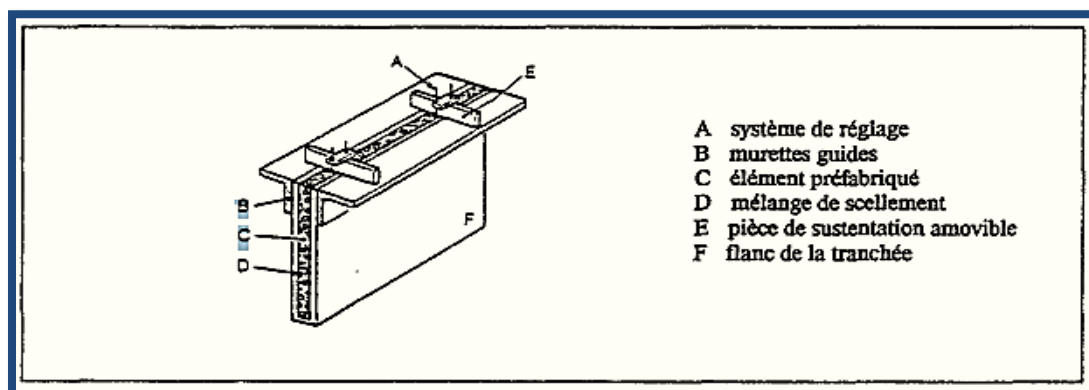


Figure I.5 : Détails de préfabrication de la paroi moulée [15]

### I.2.6 Paroi berlinoise

C'est relatif au mur de séparation entre les deux Allemagnes (Fédérale et Démocratique), réalisé en 1961 [6]. Une paroi de type berlinois est constituée de profilés métalliques fichés en profondeur, espacés de quelques mètres les uns des autres, entre

lesquels s'intercalent des panneaux préfabriqués réalisés en bois, en acier ou en béton (Figure I.6). Les panneaux sont mis en place au fur et à mesure du terrassement et arrêtés peu en dessous du fond de fouille. Les poteaux sont tenus par des tirants ou des butons.



Figure I.6 Paroi Berlinoise se trouvant à Bordj El Bahri (Alger)

### I.2.7 Rideaux de palplanches

Les palplanches sont des pièces le plus souvent métalliques à section mince qui juxtaposées constituent des parois planes appelées rideaux ou cylindriques appelées gabions. Il existe beaucoup de types et de profils de palplanches, cela dépend de la résistance souhaitée (Figure I.7). On trouve des palplanches excessivement lourdes, grande résistance avant déformation et d'autre très légère. Cela dépend de l'utilisation que l'on veut en faire. Les palplanches s'utilisent aussi bien pour les ouvrages temporaires que permanents (Figure I.8). Les utilisations courantes sont la défense contre la mer, la conquête de terrain sur la mer, les quais et les gabions. Les palplanches peuvent être épissées. Lorsque des longueurs supérieures à 30 m sont nécessaires et bien que les palplanches soient, en général, réservées aux ouvrages en ligne droite, par exemple les murs d'un quai, on peut employer les sections dans des formes nombreuses y compris des cercles complets.



Figure I.7 Vue de rideau palplanche



Figure I.8 Ecran en palplanches métalliques

### I.2.8 Les Caissons

Le caisson est un cuvelage à l'intérieur duquel on extrait le sol. Le cuvelage descend dans le sol jusqu'au niveau de la couche porteuse. Le type de caisson le plus ancien est le caisson ouvert. Le cuvelage descend sous son propre poids au fur et à mesure qu'on extrait le sol sur lequel il prend appui. Lorsque le fond du cuvelage est situé au-dessus de la nappe, ou lorsque l'eau est évacuée par pompage dans des puisards, on peut exécuter les fouilles à la main. Dans le cas contraire, il faut extraire le sol par dragage et sceller le fond du caisson en coulant du béton sous l'eau lorsque le niveau définitif est atteint. On peut aussi employer le fonçage à l'air comprimé au lieu de procéder à des épaissements. La figure I.9, montre un exemple de mur caisson. Cette technique est rarement utilisée à l'heure actuelle.

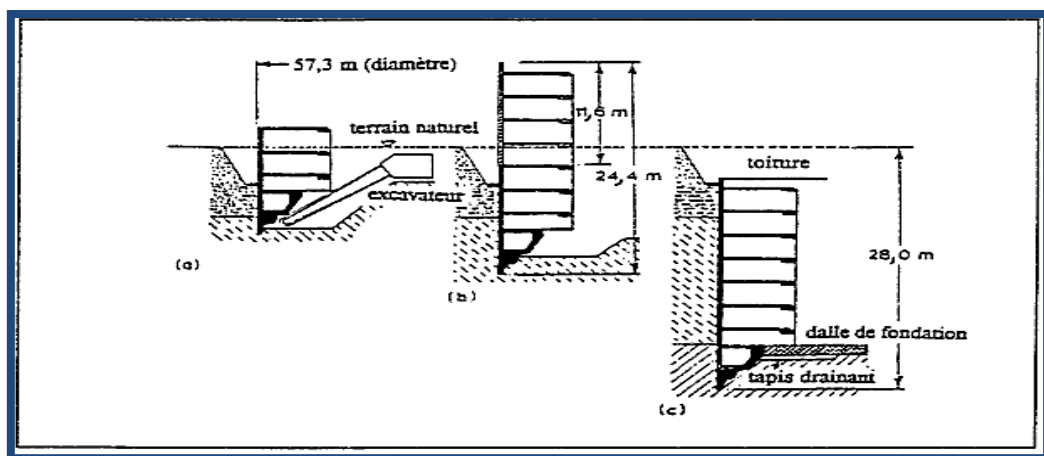


Figure I.9 Etapes de fonçage d'un caisson sous son propre poids [15]

### I.2.9 Mur de soutènement en gabions rangés

Appelé aussi mur paysage et mur végétalisé. Il s'agit de mur de soutènement de hauteur inférieure à 4m avec ou sans surcharge. La hauteur, généralement inclinée, est protégé par des géotextiles pour stabiliser le talus. L'arrosage périodique intégré et un bon volume de terre végétale assurent une bonne plantation (Figure I.10).



Figure I.10 Mur en gabions rangés (mur paysage)



### I.2.10 Mur en pneu-sol

Le procédé "Pneusol", est une association de pneus entiers et de sols, utilisée pour la construction de murs de soutènement (Figure I.11). En effet, Le Pneusol (utilisation des pneus usagés et de sol) peut être utilisé dans un certain nombre de domaines du Génie civil :- en soutènement (y compris les murs de quai),- en raidisseur de pente,- en répartiteur de contraintes (création de l'effet de voûte),- en absorbeur d'énergie,- en remblai léger,- en protection des berges,- en réducteur des poussées sur écran rigide, les trois premiers cas étant plus fréquents que les quatre derniers. Les principaux cas d'utilisation sont les murs de soutènement et les répartiteurs de contraintes [7, 8].



Figure I.11 Chantier expérimental "Mur Pneusol" à Bousmail (Alger)

## I.3 Pathologie des écrans de soutènement

### I.3.1 Principe de mur soutènement

Le but de ce type d'ouvrage est de constituer un écran, vertical ou légèrement incliné, destiné au maintien en place : des terres, celles-ci pouvant être constituées de matériaux divers (sables, graviers, argile... etc.) ; ainsi que de l'eau dans certains cas également. Aussi, à la poussée desquelles, ces ouvrages doivent résister, sans glissement, ni basculement, c'est-à-dire en restant stables. Comme le rôle de ces ouvrages peut être provisoire ou définitif, ceux-ci pouvant se présenter sous différents aspects et avoir différentes utilisations, ils peuvent être affectés par des dégradations et des anomalies, soit de causes intrinsèques (fatigue, vétusté, microfissures) ou de causes externes (poussées excessives, agressions climatiques, inondations, surcharges hors portance).



Figure I.12 Cas pathologique d'un mur de soutènement.

### I.3.2 Pathologie des écrans de soutènement

Les soutènements font appel à une matière technique relativement complexe. Ils dépendent de nombreux paramètres dont ceux de la structure, du terrain, et même des conditions atmosphériques. Cet ensemble d'incertitudes conduit parfois, et faute de maîtrise, à des désordres plus ou moins graves. Les ouvrages de soutènement constituent donc des ouvrages à risque. En général, les pathologies de soutènements génèrent des dégâts importants : matériels et parfois corporels. La connaissance et l'expérience de la pathologie des ouvrages de soutènements permettent la mesure du risque et les contraintes à considérer pour s'en prémunir ou y remédier [9]. Bien qu'a priori un classement des désordres soit difficile à effectuer, ceux-ci ayant bien souvent des causes multiples, nous examinerons ci-après, les pathologies les plus courantes à partir de leurs origines, en illustrant ces cas pathologies par des exemples. Après, nous exposerons quelques cas particuliers avant d'évoquer les principes de réfection et/ou de renforcement les plus courants. Enfin, nous chercherons à tirer de cette étude quelques enseignements ou recommandations. Si, d'une manière générale, l'absence d'études est à l'origine de nombreux désordres affectant les ouvrages en béton armé, s'agissant d'un ouvrage à risques, une telle pratique est, dans le cas des murs de soutènement, à l'origine de désordres de toute nature, souvent graves [10].

Parmi les causes de ces pathologies, il y a le mauvais calcul des murs de soutènement. En effet, il s'agit du mauvais dimensionnement causé par la non prise en compte de tous les efforts appliqués. L'assurance de stabilité est conditionnée par la vérification vis-à-vis aux : renversement, glissement sur la base, rupture du sol d'assise, glissement d'ensemble mur/terrain et le tassement.

Plusieurs dégradations sont subies sur les écrans de soutènement. Parmi ces dégradations, les non ajustements des parois dues aux poussées des terres et la pressions hydraulique (Figure I.13), ou celles qui affectent les écrans de palplanches métalliques (Figure I.14).



Figure I.13 Désagrégation des parois d'un mur de soutènement



Figure I.14. Dévoilement écrans de palplanches

En conclusion, on peut dire que les écrans de soutènement d'une manière globale, doivent être conçus, bien étudiés et bien réalisés pour éviter tous ces cas pathologiques. Une connaissance approfondie du sol d'assise (compagne in situ et au laboratoire) est recommandée pour faire face à ces anomalies qui apparaissent juste après l'achèvement de la construction ou en cas de risques majeurs (inondations, glissements, mouvements dus au charges excessives).

## **I.4. Stabilité des écrans de soutènement**

### **I.4.1 Principes**

Pour stabiliser un massif de sol, on peut aussi s'opposer à la poussée des terres, par la construction d'une paroi ou d'un mur. Dans un massif de sol, le mur permet de réduire l'emprise du talus pour laisser place au passage d'une route ou préserver un bâtiment déjà présent.

### **I.4.2 Stabilité d'un ouvrage de soutènement**

La stabilité d'un ouvrage de soutènement doit être étudiée à l'état limite ultime. Il existe trois types de stabilité externe: la stabilité au renversement, la stabilité au glissement, la stabilité au poinçonnement. Un mur de soutènement est soumis à des moments qui sont de nature à le faire tourner par rapport à sa base et le faire renverser. Plusieurs modes de rupture doivent être envisagés. La vérification doit être conduite pour chacun d'entre eux. Parmi les modes de rupture possibles, on distingue la stabilité interne (rupture des éléments constitutifs de l'ouvrage sous l'action des forces extérieures) de la stabilité externe (renversement, instabilité d'ensemble, poinçonnement, glissement).

### ***1.4.2.1 Comportement d'ouvrage***

Décrit les comportements des murs courants couverts par la norme, au fur et à mesure de leur construction et de leur durée d'utilisation et, identifie les modes de rupture ou les désordres qui sont susceptibles de les affecter.

### ***1.4.2.2.Mécanismes de ruine***

Les déplacements du mur de soutènement, proviennent en général essentiellement des déformations d'ensemble du sol support sous l'effet des réactions que le mur lui transmet. Les mouvements observés (tassement, rotation, déplacement horizontal), sont similaires à ceux que l'on observe pour une fondation superficielle soumise à une charge excentrée et inclinée [17].

Les mécanismes de ruine Concernant les murs de soutènement, ce sont :

- La ruine par défaut de capacité portante du sol de fondation, qui se traduit par un poinçonnement du sol support ou une rotation excessive du mur avec renversement ;
- La ruine par glissement du mur sur sa base, causée par une insuffisance de résistance mobilisable à l'interface entre la base du mur et le terrain ;
- La ruine liée à une instabilité générale du site, le mur peut périr dans ce cas par déformation inacceptable consécutive à un grand glissement le long d'une ligne de rupture extérieure au mur ;
- La ruine par rupture interne du mur, due à une insuffisance de la résistance structurale des éléments qui le constituent (voile, semelle et leur jonction).

### ***1.4.2.3 Actions***

Les actions sont classées comme suit :

- les actions permanentes (G).
- les actions variables (Q).
- les actions accidentelles (A).

**a/** Les actions d'origine pondérale (poids, poussée, butée), doivent être traitées comme des actions permanentes dans les combinaisons d'actions [16]. La valeur caractéristique d'une action d'origine pondérale, doit être déterminée à partir :

- Des volumes de terrain mis en jeu, en tenant compte du modèle de fonctionnement adopté ;
- Des poids volumiques des terrains, mesurés lors de la reconnaissance géotechnique et de données bibliographiques représentatives dans le cas de terrain en place ;

- Des poids volumiques représentatifs, tenant compte de la nature du sol, de son mode de mise en œuvre et de sa compacité, dans le cas de sol rapporté ;

**b/** Les actions de la poussée et de la butée des terres qui agissent sur le bloc monolithique considéré, proviennent du terrain à l'arrière et à l'aval du bloc ainsi que des surcharges appliquées à sa surface. Les actions de poussée ou de butée du sol, sont traitées comme des actions permanentes dans les combinaisons d'actions. Celles dues à des charges appliquées sont traitées comme des actions permanentes ou transitoires selon leur durée d'application par rapport à la situation de projet examinée. Les valeurs limites des coefficients de la poussée ou de la butée dues aux terrains, et le cas échéant à une charge uniforme sur le terrain.

**c/** Les actions transmises par le sol, autres que celles dues à l'eau, dont l'origine n'est pas liée à la présence du sol, doivent être traitées comme des actions variables ou permanentes dans les combinaisons d'action selon leur durée d'application par rapport à la situation de projet examinée.

**d/** Une action due à une charge surfacique ou linéique appliquée au terrain et transmise par celui-ci est évaluée à partir des méthodes de calculs. Dans une combinaison d'actions, selon que sa variation dans le temps est d'ampleur négligeable ou non, l'action appliquée au terrain et transmise par celui-ci est traitée comme permanente (par exemple : charges due eux bâtiments, culées de ponts) ou variable (par exemple, les charges routières).

**e/** Les actions de l'eau contenue dans le terrain est :

- soit en équilibre ou quasi-équilibre hydrostatique, alors elles peuvent être représentées sous la forme de pressions statiques (gradients hydrauliques négligeables) ;
- soit avec effets hydrodynamiques, en cas de la circulation des eaux.

Le choix des niveaux de l'eau libre et des niveaux piézométriques des nappes souterraines est :

- Effectué en se basant sur la reconnaissance des conditions hydrauliques et hydrogéologiques du site ;
- Approprié à l'état limite considéré en tenant compte du caractère favorable ou défavorable de l'effet des actions qui en découlent ;

**f/** Le cas échéant les actions sismiques transmises par le terrain aux murs de soutènement, sont à calculer et prendre en compte.

#### ***1.4.2.4 Données géométriques***

Lorsque l'incertitude  $\Delta a$  relative aux données géométriques (surface du terrain, niveaux d'eau, ...) est importante, et susceptible d'avoir des répercussions significatives sur la fiabilité du projet, les valeurs de calcul des données géométriques  $A_d$  doivent être déduites des valeurs nominales  $A_{nom}$  en appliquant la relation :

$$A_d = A_{nom} \pm \Delta a \dots\dots\dots(1)$$

#### ***1.4.2.5 Propriétés des terrains***

Les propriétés des terrains et la valeur caractéristique des paramètres géotechniques pour les calculs de conception, sont quantifiées par :

- Des paramètres géotechniques déduits des résultats des essais, directement ou par des corrélations, des théories ou des raisonnements empiriques.
- Choisir les sondages et les essais à réaliser en place et en laboratoire afin d'obtenir directement les informations recherchées (disposition des couches, paramètres mécaniques de résistance et de déformation des terrains, perméabilité des terrains, ...), à partir des indications données et recherché.

Dans le cas d'un terrain en place, un modèle géotechnique du terrain doit être établi, au cours des études d'avant-projet et du projet, Pour chacune des zones du projet à l'intérieur desquelles les épaisseurs des différentes couches de sol peuvent être considérées comme uniformes et leurs propriétés homogènes, il convient de définir :

- Les valeurs moyennes ainsi que les valeurs représentatives ou caractéristiques des paramètres des différentes couches de terrain.
- Les conditions aux limites géométriques (couches de terrain, ...), mécaniques (surcharges, etc.) et hydrauliques (conditions d'écoulement des eaux, ...).

Dans le cas d'un remblai, les propriétés géotechniques suivantes doivent être définies avant les études de projet :

- Le poids volumique et les paramètres de cisaillement (angle de frottement interne et cohésion) ;
- Les exigences concernant la distribution granulométrique (classe du matériau, coefficient d'uniformité) et quand c'est approprié celles concernant la mise en œuvre du matériau (teneur en eau, masse volumique optimale, etc.).

#### **I.4.3 Calculs de stabilité**

Les calculs doivent être sélectionnées et classées en distinguant :

- les situations de projet durables.
- les situations de projet transitoires.
- les situations de projet accidentelles.
- les situations de projet sismiques.

Les situations de projet sélectionnées, doivent être assez sévères et variées pour englober toutes les conditions dont on peut raisonnablement envisager leur occurrence au cours de l'exécution et de l'utilisation de la structure.

### I.4.3.1 Stabilité interne

L'étude de la stabilité interne est propre à chaque type d'ouvrage. C'est la résistance propre de la structure, qu'il y a lieu de vérifier vis-à-vis des efforts (et déplacements) qui la sollicitent. Dans le cas des murs poids, cette étude relève des calculs classiques de béton. Pour les murs en béton armé (ou murs cantilever), la stabilité interne se vérifie par un calcul de béton armé (Figure I.15).

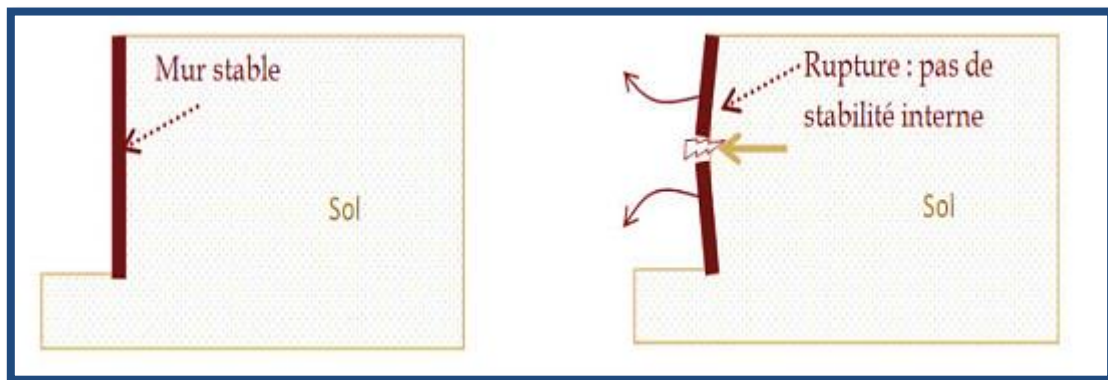


Figure I.15 Modes de rupture des ouvrages de soutènement [18].

### I.4.3.2 Stabilité Mécanique (externe)

Il existe trois types de stabilité externe (Figure I.16) :

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



Figure I.16 Trois types de stabilité externe [18].

### I.4.3.3 Stabilité au glissement

Un ouvrage de soutènement peut glisser sur sa base. La poussée des terres et celles des surcharges doit être reprise par le frottement mobilisé à la sous face de la semelle du mur. A défaut la semelle est munie d'une bêche permettant d'améliorer la résistance au glissement.

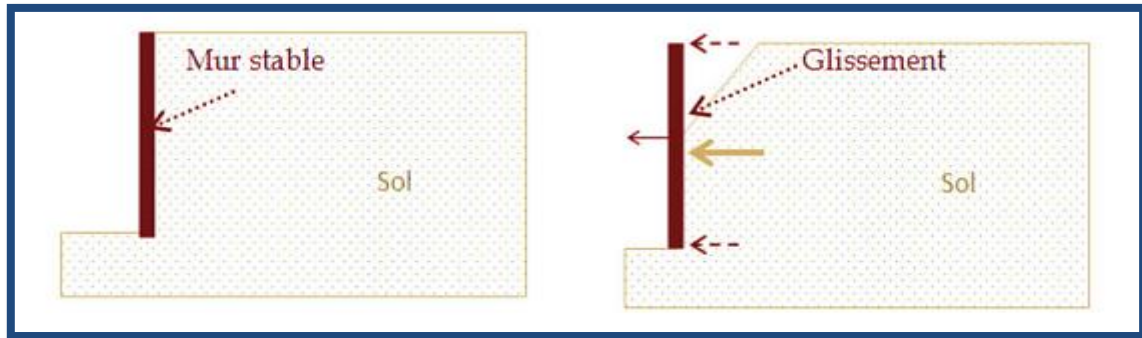


Figure I.17 Influence de glissement sur le mur [18].

#### I.4.3.4 Stabilité au renversement

Un ouvrage de soutènement est soumis à des moments qui sont de nature à le faire tourner par rapport à sa base et le faire renverser. La conception du soutènement doit tenir compte de la valeur du moment moteur produit par les poussées des terres et des surcharges pour l'équilibrer à l'aide d'un moment résistant apporté par le poids du soutènement et celui des terres qu'il déplacerait dès qu'il se met à tourner.

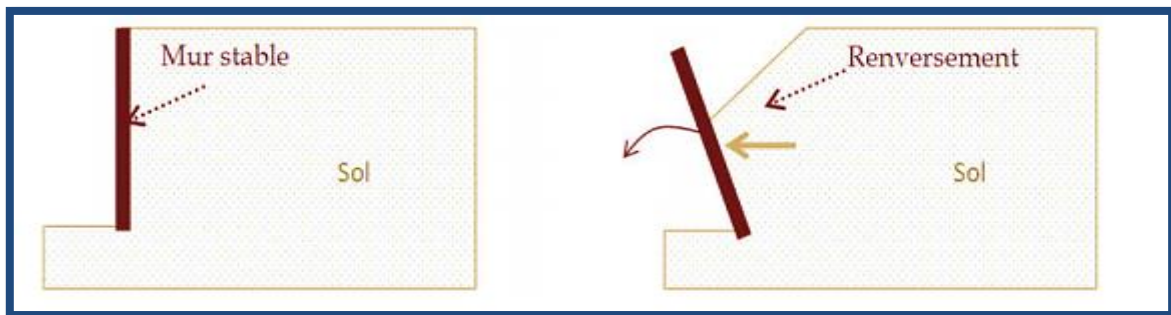


Figure I.18 Influence de renversement sur le mur [18].

#### II.4.3.5 Stabilité au poinçonnement

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

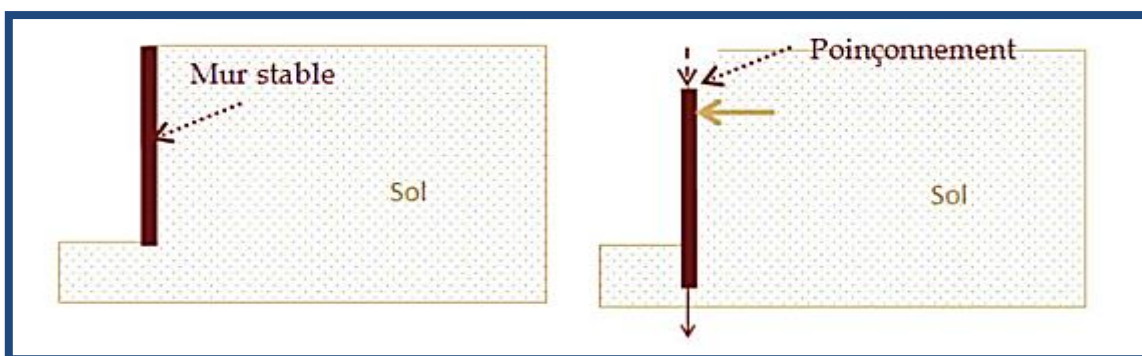


Figure I.19 Influence de poinçonnement sur le mur [18].



**Conclusion :**

Les ouvrages nécessitant la réalisation d'une excavation profonde ne peuvent être conçus de façon rationnelle que si l'ingénieur est capable d'estimer les capacités des méthodes de construction disponibles, les perturbations susceptibles d'être causées aux constructions voisines, les forces ou les déformations auxquelles les structures temporaires et définitives pourraient être soumises. Dans bien des cas, le choix dépend plus de la nature des perturbations prévues dans le sol que des forces appliquées.

---

# Chapitre II

Méthodes des Eléments finis  
Et Analyse numérique

---

## Méthodes des Eléments Finis et Logiciel de Calcul

### II.1 Méthode des éléments finis

#### II.1.1 Introduction

L'utilisation des méthodes numériques qui sont diverses dans les études et calculs de génie civil, comme les méthodes des différences finis, méthodes des volumes finis ou bien celles appelés des éléments finis. La méthode la plus répandue et utilisée dans les différents domaines de génie civil (structures, géotechniques, matériaux et autres), est la l'analyse aux éléments finis (MEF), qui est une méthode de calcul utilisée dans les domaines scientifiques et techniques. Avec les éléments finis, il est possible de calculer des problèmes complexes qui ne peuvent pas être résolus par d'autres méthodes. En effet, la méthode des éléments finis étant une analyse numérique consistant à résoudre des équations différentielles, il est possible de l'utiliser dans divers domaines physiques. Le composant à analyser est subdivisé en un grand nombre de petits éléments finis avec une géométrie simple, qui peuvent être calculés avec les équations initiale connues. Cette subdivision a donné le nom de la méthode numérique: méthode des éléments finis. En ingénierie, la méthode des éléments finis est aujourd'hui une méthode standard dans le calcul assisté par ordinateur des charpentes et structures planes.

#### II.1.2 Principes de la méthode des éléments finis :

La MEF est basée sur une idée simple : subdiviser (discrétiser) une forme complexe en un grand nombre de sous domaines élémentaires de forme géométrique simple (éléments finis) interconnectés en des points appelés nœuds. Nous considérons le comportement mécanique de chaque élément séparément, puis nous assemblons ces éléments de telle façon que l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements soient satisfaits en chaque nœud. En effet, cette méthode utilise des approximations simples des variables inconnues dans chaque élément pour transformer les équations aux dérivées partielles en équations algébriques. Les nœuds et les éléments n'ont pas forcément de signification physique particulière, mais sont basés sur des considérations de précision de l'approximation. Elle permet donc de résoudre de manière discrète une EDP dont on cherche une solution approchée « suffisamment » fiable. De manière générale, cette EDP porte sur une fonction  $u$ , définie sur un domaine. Elle comporte des conditions aux bords permettant d'assurer existence et unicité d'une solution [10].

Sauf cas particuliers, la discrétisation passe par une redéfinition et une approximation de la géométrie, on considère donc le problème posé sur la géométrie approchée par un domaine polygonal ou polyédrique par morceaux. Une fois la géométrie approchée, il faut choisir un espace d'approximation de la solution du problème, dans la MEF, cet espace est défini à l'aide du maillage du domaine (ce qui explique aussi pourquoi il est nécessaire d'approcher la géométrie). Le maillage du domaine permet d'en définir un pavage dont les pavés sont les éléments finis. Un élément fini est la donnée d'une cellule élémentaire et de fonctions de base de l'espace d'approximation dont le support est l'élément, et définies de manière à être interpolantes.

Bien qu'il existe de nombreux logiciels exploitant cette méthode et permettant de « résoudre » des problèmes dans divers domaines, il est important que l'utilisateur ait une bonne idée de ce qu'il fait, notamment quant au choix du maillage et du type d'éléments qui doivent être adaptés au problème posé : aucun logiciel ne fait tout pour l'utilisateur, et il faut toujours garder un œil critique vis-à-vis de solutions approchées. Pour cela il existe des indicateurs d'erreur et des estimateurs d'erreur qui permettent d'ajuster les différents paramètres. La solution trouvée, il reste cependant à déterminer les caractéristiques de la méthode ainsi développée, notamment l'unicité de l'éventuelle solution ou encore la stabilité numérique du schéma de résolution. Il est essentiel de trouver une estimation juste de l'erreur liée à la discrétisation et montrer que la méthode ainsi écrite converge, c'est-à-dire que l'erreur tend vers 0 si la finesse du maillage tend elle aussi vers 0. Dans le cas d'une équation aux dérivées partielles (EDP) linéaire avec opérateur symétrique (comme l'est l'opérateur Laplacien), il s'agit finalement de résoudre une équation algébrique linéaire, inversible dans le meilleur des cas.

### **II.1.3 Phases de la méthode des éléments finis**

#### ***II.1.3.1 Étapes logiques du calcul par éléments finis***

Les étapes de la MEF se résument aux étapes suivantes

- Définir les nœuds et les éléments (Créer le maillage) ;
- Pour chaque élément, établir la matrice de rigidité élémentaire  $[k_e]$  reliant les degrés de libertés (déplacements) nodaux  $\{u_e\}$  et les forces  $\{f_e\}$  appliquées aux nœuds ;
- Assembler les matrices et les vecteurs élémentaires en un système global  $[K] \{U\} = \{F\}$  de manière à satisfaire les conditions d'équilibre aux nœuds ;
- Modifier le système global en tenant compte des conditions aux limites ;
- Résoudre le système  $[K] \{U\} = \{F\}$  et obtenir les déplacements  $\{U\}$  aux nœuds ;
- Calculer les gradients (flux de chaleur, déformations et contraintes) dans les éléments et les réactions aux nœuds sur lesquels les conditions aux limites sont imposées.

## II.2. Logiciel de calcul

### II.2.1 Présentation du logiciel Plaxis

Plaxis Version V8.2, est un logiciel géotechnique aux éléments finis spécialement destiné à l'analyse en 2D des déformations et de la stabilité des sols et structures. Ces applications géotechniques nécessitent des lois de comportement pour la simulation du comportement des sols et des roches, non linéaire, dépendant du temps et anisotropique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. La génération du modèle d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique, qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique consiste en des points, des lignes et des couches. En plus de ces composants de base, des éléments de structure et des conditions spéciales peuvent être ajoutés au modèle géométrique pour simuler les plaques, l'interaction sol structure ou les chargements. Le modèle géométrique doit non seulement comporter la situation initiale, mais aussi les éventuelles étapes de construction ou dégradation considérer dans les phases ultérieures (Figure II.2).

Après la définition de la géométrie, l'utilisateur devra saisir les paramètres relatifs aux matériaux puis, assigner ces jeux de données aux éléments géométriques. Lorsque le modèle géométrique est entièrement défini, et lorsque les propriétés de tous les éléments géométriques ont été affectées, le modèle géométrique est terminé et le maillage peut être généré.

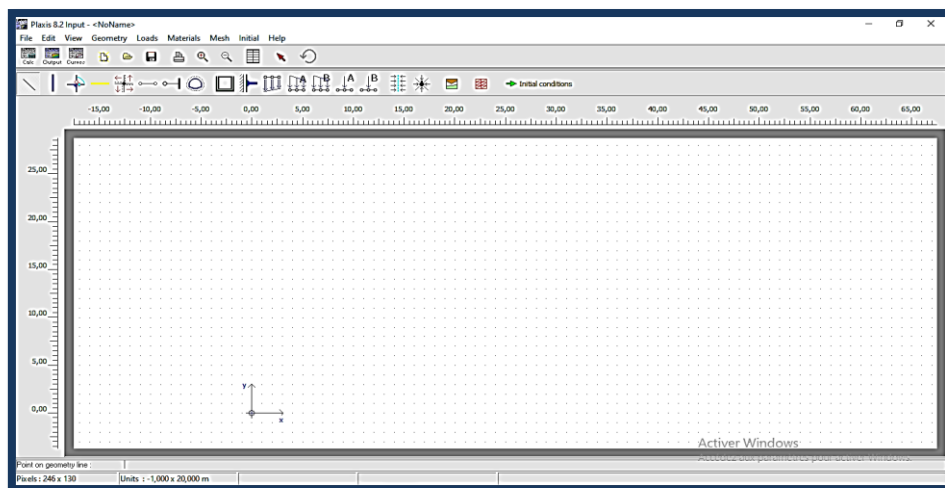


Figure II.2 Vue globale sur les menus arborescents du Plaxis 8.2.

## II.2.2 Modèles de comportements utilisés dans Plaxis

Le logiciel Plaxis est doté des modèles de comportement de sols depuis le modèle de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique et parmi lesquels on cite :

- Modèle élastique linéaire.
- Modèle de Mohr-Coulomb (MC).
- Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model-HSM).
- Modèle pour sols mous (Soft Soil Model-SSM).
- Modèle pour sols mous avec effet du temps (Soft soil Creep Model-SSCM).

Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, ... etc.), il est tout à fait adapté de considérer le sol comme élastoplastique et le modèle de Mohr-Coulomb sera bien adapté dans ce cas ; on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élastoplastiques de coefficient de réaction. Mais pour traiter d'une construction de remblai sur sols mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'écrouissage. Le matériau se consolide et il est plus adapté d'utiliser le Soft Soil Model qui prend en compte cette évolution du matériau. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais on peut avoir à coupler écoulement et déformation ; dans ce cas un modèle elasto-plastique peut être justifié.

## II.2.3 Modèle de Mohr- Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb utilisé dans Plaxis est un modèle de comportement simple et robuste. Il n'a pas la complexité ni aussi les possibilités que l'on peut rencontrer dans d'autres modèles, dont notamment les modèles élasto-plastiques à plusieurs surfaces de charge avec écrouissage. Ces derniers modèles sont plus aptes à décrire le comportement nonlinéaire des sols et le comportement sous sollicitations cycliques. Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres (Figure II.3). Les deux premiers sont  $E$  et  $\nu$  (paramètres d'élasticité).

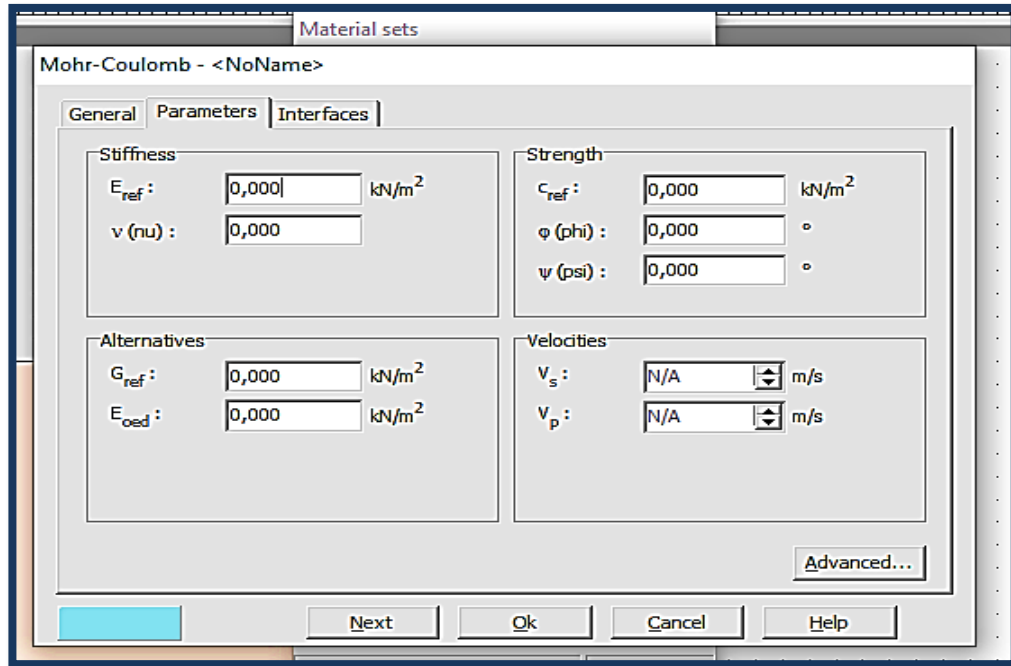


Figure II.3. Fenêtre des paramètres Mohr-Coulomb dans Plaxis

Les deux autres sont  $c$  et  $\phi$  respectivement, la cohésion, l'angle de frottement et enfin l'angle de dilataance  $\psi$ . Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoire, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité [12]. Actuellement, la plupart des analyses dans Plaxis 2D sont effectuées avec le modèle de matériau Mohr-Coulomb élastique et parfaitement plastique. Ce modèle nécessite assez peu de paramètres d'entrée, mais il ne permet pas d'incorporer des aspects importants du comportement du sol, tels que le changement de volume et les changements dans la structure du sol. Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. En absence de données sur le module d'Young (laboratoire ou in situ), certains auteurs intéressés par Plaxis, conseille de le calculer suivant la formule de Ménard ci-dessous :

$$E = E_m / \alpha \quad \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

$E_m$  : Module pressiométrique et  $\alpha$  : Coefficient rhéologique du sol étudié [12].

#### a) Coefficient de Poisson $\nu$ :

Il est conseillé d'utiliser une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K0 ou chargement gravitaire). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

**b) Angle de frottement  $\varphi$  :**

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement "de pic" soit l'angle de frottement de palier. L'utilisation des angles de frottement supérieurs à  $35^\circ$  peuvent considérablement allonger les temps de calcul.

**c) Cohésion  $c_{ref}$  :**

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec  $\varphi_u = 0^\circ$ , PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre c-depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante.

**d) L'angle de dilatance  $\Psi$  :**

Le dernier paramètre est l'angle de "dilatance" noté  $\psi$ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\psi = \varphi - 30^\circ \text{ pour } \varphi > 30^\circ \text{ ou } \psi = 0^\circ.$$

Le cas  $\psi < 0$  correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur  $\psi = 0$  correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, où il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

**e) Le facteur de réduction de l'interaction ( $R_{inter}$ ) :**

L'interaction entre sol et structure est dite rigide si le sol a les mêmes propriétés de la structure et il est non rigide pour le cas différent. On parle ici du facteur réducteur de l'interaction sol-structure noté  $R_{inter}$ . Il peut être donné par les deux formules suivantes :

$$c_{inter} = R_{inter} * c_{sol}$$

$$\tan(\varphi)_{inter} = R_{inter} * \tan(\varphi)_{sol}$$

**II.3.3 Démarche de modélisation avec le code Plaxis**

Nous présenterons ici les principaux axes et cheminements d'un calcul avec le code Plaxis [7].

**II.3.3.1 Géométrie**

La première étape sous Plaxis est la définition de la géométrie. Un certain nombre de propriétés sont disponibles:



- Les lignes géométriques s'utilisent pour dessiner les différentes couches du sol.
- L'outil (plates) permet de tracer et de définir des structures élancées qui possèdent une résistance en traction, compression et une résistance en flexion. Cet outil est principalement utilisé pour modéliser des murs, des poutres des coquilles, des plaques pour modéliser les murs et les zones rigides principalement les éléments ayant une forte extension selon l'axe perpendiculaire au plan de modélisation.
- Les ancrages (à tête fixe, nœud à nœud) sont des éléments élastiques qui servent à modéliser une liaison à partir d'un seul point ou des liaisons entre deux points.

### ***II.3.3.2 Conditions aux limites***

De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements, si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

### ***II.3.3.3 Définition des paramètres des matériaux***

Ensuite, il convient de définir les différentes propriétés des différents matériaux selon son type (sol et interface, plaque, ancrage, géogrille, etc.....), le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir. Pour les sols, en plus de la définition des caractéristiques mécaniques, leurs interfaces avec les autres types d'éléments, il faut également définir le comportement hydraulique du sol (drainé, non drainé ou non poreux). Une fois les propriétés des différents matériaux définies on peut générer le maillage.

### ***II.3.3.4 Maillage***

Les options par défaut commencent dès le maillage : l'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importent, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds-clé, avec contrôle permanent à l'écran. Le meilleur est d'ailleurs en cours de refonte en vue d'accroître son efficacité.

### ***II.3.3.5 Les conditions initiales***

La définition des conditions initiales se fait en deux étapes distinctes. Tout d'abord, lorsque la fenêtre des conditions initiales s'ouvre, seul le sol est activé. L'opérateur active les éléments constructifs (déplacements, contraintes imposées, ancrage, plaque) qui correspondent à l'instant initial. Il désactive les éléments de sol qui ne correspondent pas à cet instant initial. Un switch bouton permet d'accéder à deux fenêtres différentes, chacune représentant la géométrie de la modélisation :

- La première qui s'appelle initiale pore pressure permet de définir un niveau de nappe phréatique initial, et de générer les pressions interstitielles correspondantes.
- La deuxième fenêtre permet de générer les contraintes initiales à l'intérieur du massif.

### ***II.3.3.6 Phases de calculs :***

Après avoir effectué l'ensemble de ces paramétrages on peut accéder aux calculs par le bouton poussoir calculation. L'interface input de Plaxis se ferme et laisse la place à une nouvelle interface calculation. Une phase 0 est déjà calculée, cette phase correspond à l'état initial de la structure. Cette interface permet de définir le phasage de la modélisation de la construction. De nouvelles phases de calcul peuvent être créées basées sur une phase existante. Pour chaque phase on peut modifier la géométrie par l'intermédiaire de la même interface qui a servie à définir les conditions initiales. On peut donc effectuer des changements uniquement en activant ou désactivant des éléments. Le niveau de la nappe phréatique peut être modifié, ainsi que certaines propriétés des matériaux, des éléments autres que le sol. Le niveau d'intensité et la position des conditions limites des chargements en déplacement et en contrainte peuvent également être modifiés. Une fois le phasage de l'étude terminée, des points caractéristiques peuvent être placés. Les courbes de résultats de Plaxis seront calculées en ces points. Après avoir appuyé sur "calculate", les calculs se lancent. Une fois terminée, les résultats sont visionnables grâce à la touche output. Plaxis permet d'effectuer deux types de calculs en consolidation :

- Les calculs effectués à l'aide de l'outil staged construction qui permet de visualiser le sol après l'avoir laissé se consolider pendant un intervalle de temps donné fixé par l'utilisateur.
- Les calculs effectués à l'aide de l'outil minimum pores pressure qui consiste à déterminer le temps et l'état du sol après l'avoir laissé se consolider pendant un intervalle de temps suffisamment long pour que la pression interstitielle soit partout inférieure à la valeur fixée par l'utilisateur.

### ***II.3.3.7 Présentation des résultats***

Les résultats du code Plaxis sont :

- La déformée du maillage.
- Les déplacements (verticaux, horizontaux, totaux) et les déformations.
- Les vitesses et les accélérations (quand on effectue un travail en dynamique).
- Les contraintes totales et les contraintes effectives.
- Le coefficient de sur consolidation, de réduction et les points de déformation plastique.
- Le degré de saturation, le champ d'écoulement et le niveau de l'eau.
- L'incrément des déformations et des contraintes dues aux différentes phases par rapport à la situation d'origine.

**Conclusion :**

Concernant la méthode aux éléments finis, la modélisation numérique des ouvrages de géotechniques repose sur un ensemble d'hypothèses principales concernant la géométrie de l'ouvrage et de son environnement, les matériaux et leur comportement, les chargements, les conditions aux limites permettant de modéliser l'interface sol-structure, les conditions initiales, le phasage d'exécution des travaux , la densité de maillage et la conduite du calcul .

En pratique, les logiciels de calcul par éléments finis sont devenus des outils pour l'ingénieur, au même titre que les méthodes de calcul traditionnelles de la mécanique des sols.

L'utilisation d'un code de calcul a été rendue très facile par le développement de préprocesseurs et de post- processeurs conviviaux et simples d'emploi. Les mailleurs automatiques offrent des possibilités très intéressantes mais la construction du maillage d'éléments finis dépend du choix de l'élément de massif élémentaire du matériau considéré et qui peuvent être bidimensionnels ou tridimensionnels.

---

# Chapitre III

**Méthodes de calcul et Modèle de  
Mohr-Coulomb**

---

## Méthodes de calcul et Modèle de Mohr Coulomb

### III.1 Méthodes numériques

#### III.1.2 Introduction

L'ingénieur en génie civil est souvent confronté à des calculs complexes qui nécessitent le soutien de l'outil informatique et l'application des méthodes numériques. En effet, pour les problèmes, surtout, liés à la géotechnique, on fait appel souvent aux méthodes qui sont très connues, à savoir la méthode aux coefficients de réaction, la méthode des différences finis et la méthode des éléments finis (MEF) [13]. Dans la première approche, le sol est souvent schématisé par des ressorts dont le comportement est généralement modélisé par un modèle élastique parfaitement- plastique. La grande difficulté de l'utilisation de cette approche réside dans la détermination des paramètres mécaniques qui dépendent sensiblement, en plus de la nature des sols, de l'interaction sol-rideau (ou sol- écran) et des conditions d'ancrage [14]. Dans l'approche "éléments finis", le sol est modélisé comme un milieu continu dont le comportement peut être décrit à l'aide de divers modèles de comportement dont les paramètres peuvent être déterminés indépendamment des conditions d'interaction rideau-sol ou d'ancrage. L'utilisation de ces approches pour le calcul des écrans de soutènement (rideau de palplanche mur de soutènement) nécessite, parfois, des vérifications sur des expérimentations en vraie grandeur.

#### III.1.3 Théorie des états limites de poussée et de butée

Plusieurs méthodes ont été développées en se basant sur la théorie des états limites de poussée et de butée et elles sont pratiquement utilisées dans les calculs des ouvrages de soutènements. La méthode de coulomb est la méthode fondatrice de toutes les autres méthodes développées ultérieurement à l'instar des méthodes de Rankine, Boussinesq-Caquot et Kérisel, Sokolovski, Cullmann, les états correspondants, Brunch Hansen, la ligne élastique et la poutre équivalente.

Afin de comprendre la notion de poussée et de butée, imaginons un écran mince vertical lisse dans un massif de sable. Il est soumis par définition à la poussée au repos. En supprimant le demi massif et en déplaçant l'écran parallèlement à lui même vers la droite, il se produit un équilibre dit de butée (ou passif). En le déplaçant vers la gauche, il se produit un équilibre de poussée (ou actif). La théorie de Coulomb (1773), déjà ancienne, permet la détermination de la force de poussée s'exerçant sur un écran d'orientation verticale ou inclinée. Les hypothèses sont :

- le sol est homogène et isotrope;
- le mur est rigide; - la surface de rupture est plane;
- l'angle de frottement  $\delta$  entre le mur et le sol est connu ;
- la cohésion n'est pas prise en compte.

## III.2 Méthodes de calculs manuels

### III.2.1 Méthode de Coulomb (1773)

Comme mentionné auparavant, cette méthode mise au point par ‘‘Coulomb’’, cette méthode permet de déterminer les forces de poussée et de butée s’exerçant derrière un écran ou un mur quelconque sans considération de l’état des contraintes exerçant dans le sol derrière le mur. Le sol se rompt suivant une surface plane passant par le pied de l’écran et la force agissant sur l’écran à une direction connue. En d’autres termes, cela signifie que l’angle de frottement entre l’écran (ou le mur) et le sol est connu. Ces deux hypothèses faites, la force agissant sur le mur est calculée par simples considérations d’équilibre statique. Le calcul sera d’abord conduit dans le cas des sols pulvérulents, puis étendu au cas des sols cohérents.

Le principe est que : Soit un mur soutenant un massif de sol pulvérulent, d’angle de frottement  $\varphi$ . On suppose que la surface de rupture soit le plan AC faisant l’angle  $\rho$  avec l’horizontale (Figure III.1) En chaque point M du plan de rupture s’exerce une contrainte  $\vec{T}$  faisant l’angle  $\varphi$  avec la normale au plan. Donc, la réaction  $\vec{R}$  du sol sur ce plan de rupture fait avec la normale à ce plan l’angle  $\varphi$ . Le principe consiste à écrire l’équilibre statique du coin de sol ABC entraîné dans la rupture sous l’action des forces qui lui sont appliquées et qui sont :

- Son poids  $\vec{W}$ .
- La force  $F_{ca}$  ou la force de poussée de COULOMB.
- La réaction R exercée par le sol sur le plan de rupture.

On détermine ainsi la valeur de la force  $F_{ca}$  en fonction de l’angle que fait le plan de rupture avec l’horizontale.

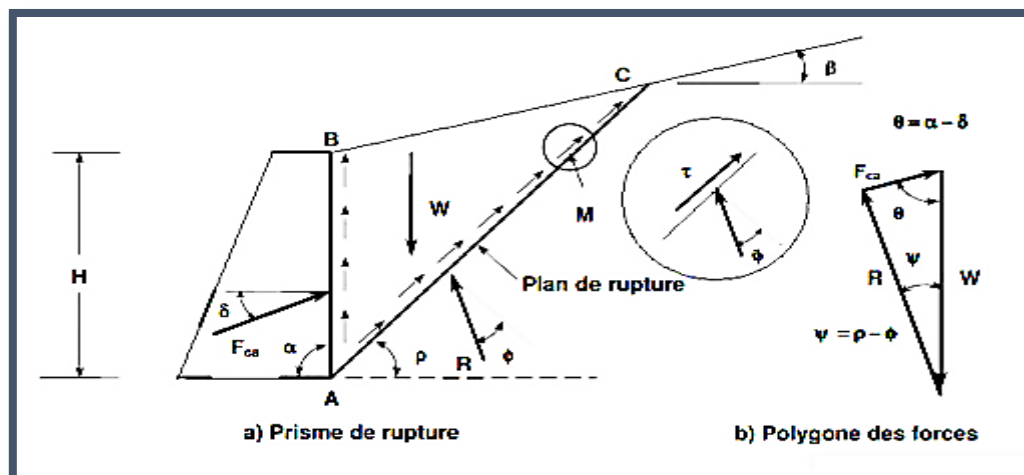


Figure III.1 Principe du calcul de la poussée par la méthode de Coulomb [18].

La force de poussée correspondra au maximum de la force  $F(\rho)$  on écrira :

$$\frac{df}{d\rho} = 0$$

La formule générale est la suivante dans le cas de la poussée :

$$F_{ca} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{ca}$$

$$K_{ca} = \frac{\sin^2(a+\emptyset)}{\sin^2 a \sin(a-\delta) \left[ 1 + \frac{\sin(\emptyset+\delta)\sin(\emptyset-\beta)}{\sin(a-\delta)\sin(a+\beta)} \right]^2}$$

Dans le cas de la butée, la force  $F_{cp}$  a pour expression :

Avec :

$$F_{cp} = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_{cp}$$

$$k_{cp} = \frac{\sin^2(a-\emptyset)}{\sin^2 a \sin(a+\delta) \left[ 1 - \frac{\sin(\emptyset+\delta)\sin(\emptyset+\beta)}{\sin(a+\delta)\sin(a+\beta)} \right]^2}$$

### III.2.2 Méthode de Rankine (1857)

Rankine considère l'état de l'équilibre plastique limite (tout juste avant la rupture). Cette théorie satisfait la solution de la borne inférieure de l'analyse limite. L'état de contrainte est alors représenté par le cercle de Mohr à la rupture suivant la figure III.2. Les plans de rupture sont inclinés de  $\theta$  par rapport au plan principal majeur. Lorsqu'une masse de sol est caractérisée par une contrainte principale qui agit dans la même direction en tout point, il se forme un réseau de plans d'écoulement dit lignes de glissement, également inclinés par rapport aux plans principaux.

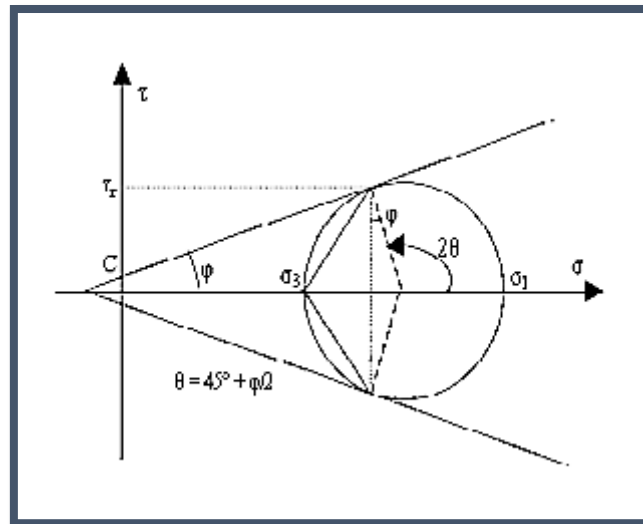


Figure III.2 Cercle de Mohr à l'équilibre limite [19].

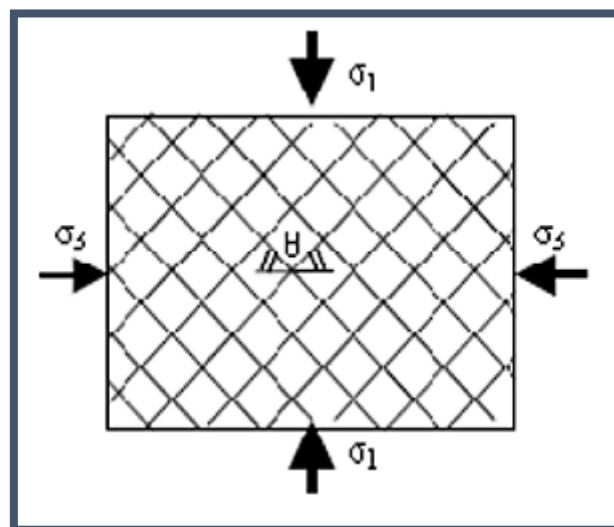


Figure III.3. Lignes de glissement [19].

### III.2.2.1 Principe

La méthode de RANKINE consiste à calculer les forces de poussée et de butée agissant contre le mur ou un écran à partir des relations développées à la section précédente. Cette méthode implique qu'en cas de rupture du massif se trouvant derrière l'écran, les plans de glissement puissent se développer tel que montré précédemment. Cette méthode repose donc sur l'hypothèse fondamentale suivante :



La présence de discontinuités, provoquées par la présence de murs ou d'écrans dans le massif de sol, ne modifie pas la répartition des contraintes dans le sol, soit au contact entre le sol et l'écran soit à l'intérieur du massif (Figure III.4) [18].

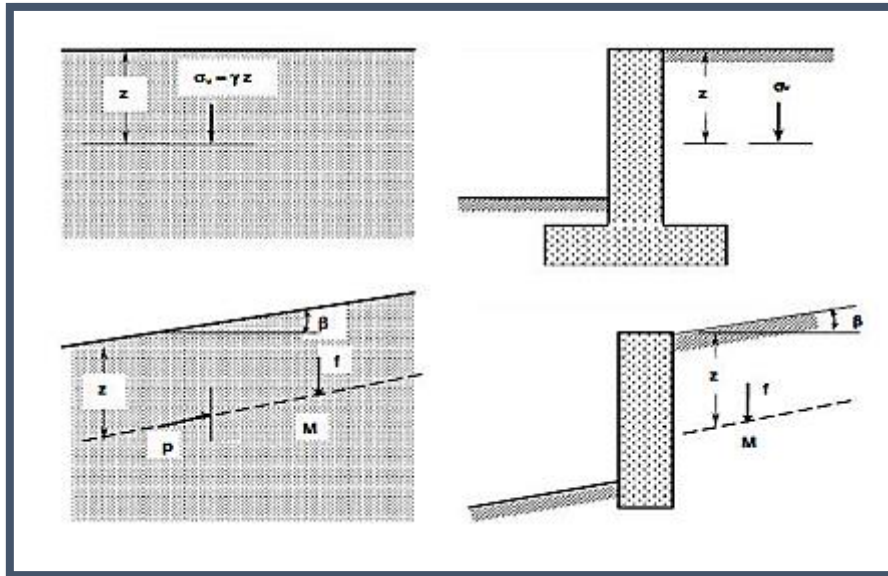


Figure III.4 Hypothèses de la méthode de RANKINE [18].

Ainsi, sur un plan parallèle à la surface du massif du sol, la contrainte reste verticale et égale à  $\gamma \cdot z \cos \beta$ . De plus, à la rupture, les contraintes de poussée et de butée,  $\sigma_{ha}$  et  $\sigma_{hp}$ , restent parallèles à la surface du sol. L'inconvénient d'une pareille hypothèse est d'imposer, en tout point du mur, la direction de la contrainte qui s'exerce sur le mur, et donc de ne pas tenir compte de la valeur du frottement entre le sol et le mur (c'est-à-dire la rugosité de l'écran). Ainsi, dans le cas d'un sol à surface horizontale et d'un mur à paroi verticale, la théorie de RANKINE suppose que le frottement entre le mur et le sol est nul, puisque la contrainte est horizontale. Cette méthode conduit à une répartition triangulaire des contraintes de poussée et de butée sur l'écran et permet d'obtenir le point d'application de la force correspondante. On examine ci-après trois exemples d'application..

### III.2.2.2 Calcul de la force de poussée pour un massif pulvérulent à surface horizontale

#### a) Sol sec (absence de nappe) :

Soit un mur à parement vertical supportant un massif à surface horizontale, constitué d'un sol pulvérulent sec (Figure III.5). Si le sol est en état de rupture de poussée, la contrainte qui s'exerce sur le mur est horizontale, principale et a pour expression

$$\sigma_{ha} = \gamma z k_a = \gamma z \left( \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} \right)$$

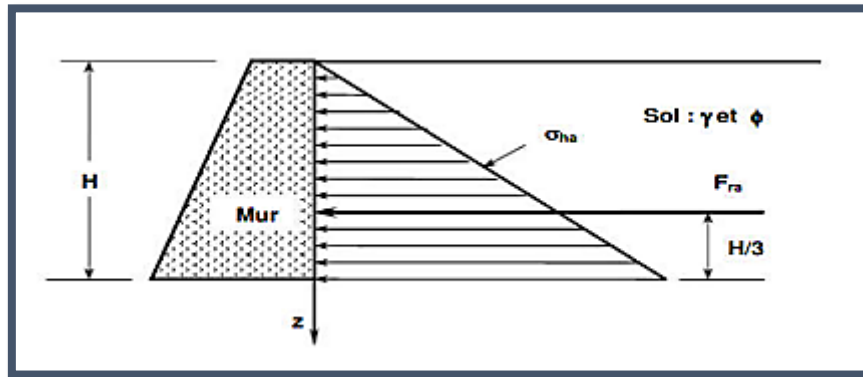


Figure III.5 Force de poussée exercée par un massif sec [18]

La répartition est linéaire, et la force de poussée horizontale  $F_{ra}$  est appliquée au tiers ( $H/3$ ) de la hauteur à partir de la base. Elle a pour expression :

$$\int_0^H \sigma_{ha} dz = \int_0^H \gamma z k_a dz = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_a$$

#### b) Présence de la nappe :

Soit un mur à parement vertical supportant un massif à surface horizontale, constitué d'un sol pulvérulent dont la partie inférieure est saturée (figure 3.13). Si le sol est en état d'équilibre limite de poussée, la contrainte qui s'exerce sur le mur est horizontale, principale, et a pour expression dans la partie saturée :

$$\sigma_{ha} = u + k_a \sigma_v$$

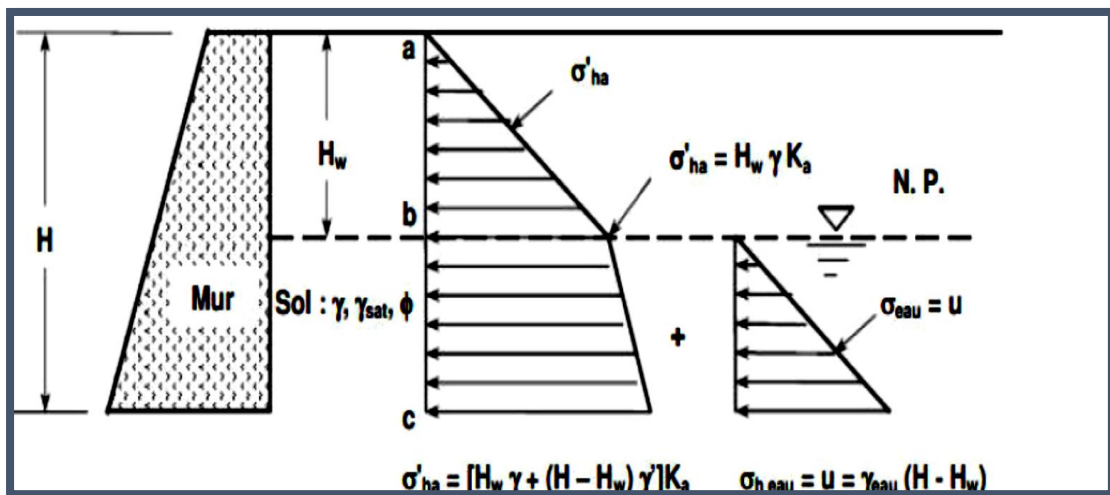


Figure III.6 : Poussée exercée sur mur dans un massif pulvérulent partiellement saturé. [18].

$$F_{ca} = \frac{\gamma H_w k_a}{2} H_w + \frac{1}{2} [\gamma H_w k_a + \gamma' (H - H_w) k_a + \gamma H_w k_a] \times (H - H_w) + \frac{\gamma_w (H - H_w)^2}{2}$$

### III.2.2.3 Calcul de la force de poussée pour un massif pulvérulent à surface inclinée

Soit un écran vertical appliqué sur un massif pulvérulent dont la surface libre est inclinée à  $\beta$  sur l'horizontale (figure 3.14). Si l'on met le sol en rupture de poussée, la force de poussée exercée est donnée par :

$$\vec{F}_{rp} = \int_0^H \vec{\sigma}_{ha} dz$$

La contrainte  $\sigma_{ha}$  exercée sur le sol est inclinée à l'angle  $\beta$  sur l'horizontale et a pour valeur :

$$\sigma_{ha} = \gamma z \cos(\beta) k_a$$

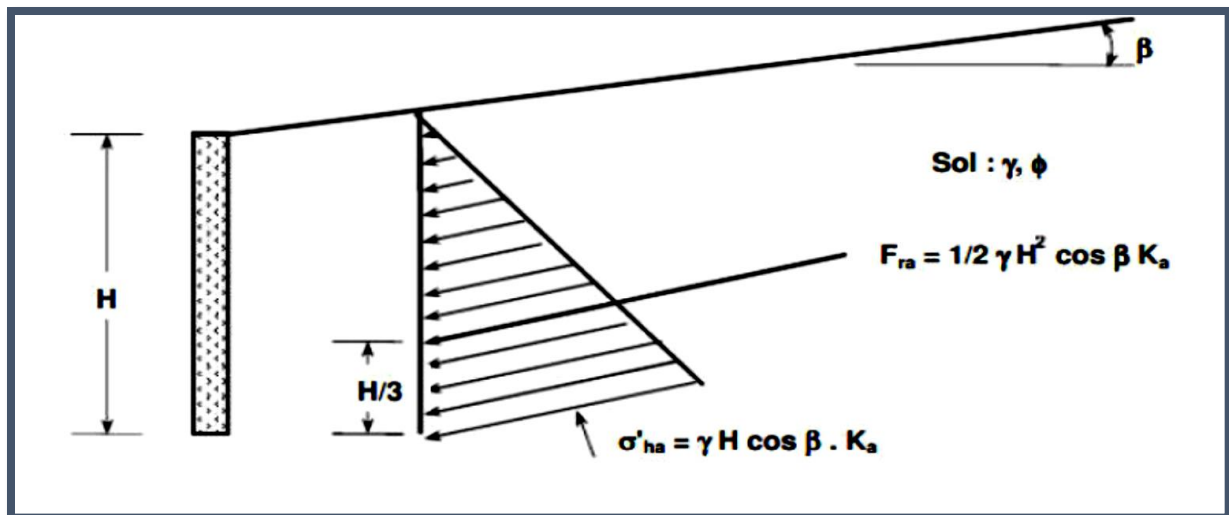


Figure III.7 : Force de poussée sur un massif pulvérulent à surface inclinée [18].

D'où :

$$F_{ca} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cos(\beta) k_a$$

### Conclusion :

Dans ce présent chapitre, on s'est intéressé à aborder les trois principales méthodes avec plus de détails. Il s'avère que les méthodes classiques de calcul aux états limites, s'appuyant sur trois principales méthodes utilisant des hypothèses de poussées et de butées identifiées par les méthodes de Coulomb, Rankine et des équilibres limites, celles-ci permettent de calculer les coefficients de poussée et de butée afin de vérifier l'équilibre des forces résultantes et exercées sur l'écran.



---

# Chapitre IV

Cas d'Etude – Modélisation Numérique

---

## CAS D'ETUDE- MODELISATION NUMERIQUE

### IV.1 Introduction

Dans ce chapitre, on procédera à l'analyse numérique en prenant un cas d'étude réel d'un affaissement de l' »accotement d'une route se trouvant sur la route nationale RN 74 au Pk 30+600 entre la ville de Bougaa et Beni Ourtilene. L'objectif est de concevoir la meilleure solution capable de faire face au glissement de terrain observé et ainsi réaliser un confortement à proximité du côté droit de l'accotement (Figure IV.1)



Figure IV.1 Affaissement et glissement de terrain de la route

### IV.2 Présentation de l'ouvrage

#### IV.2.1 Implantation du projet

L'ouvrage se trouve dans la wilaya de Sétif, située dans le Nord-Est algérien, à 217 km à l'est-sud-est d'Alger, et s'élève à 1 100 m d'altitude et considérée comme région des hauts plateaux d'une superficie 6504 Km<sup>2</sup>. Plus précisément, la route RN 74, se trouve dans la ville de Bougaa, située à 45 km au nord-ouest de Sétif et à 80 km au sud de Bejaïa (Figure IV.2)

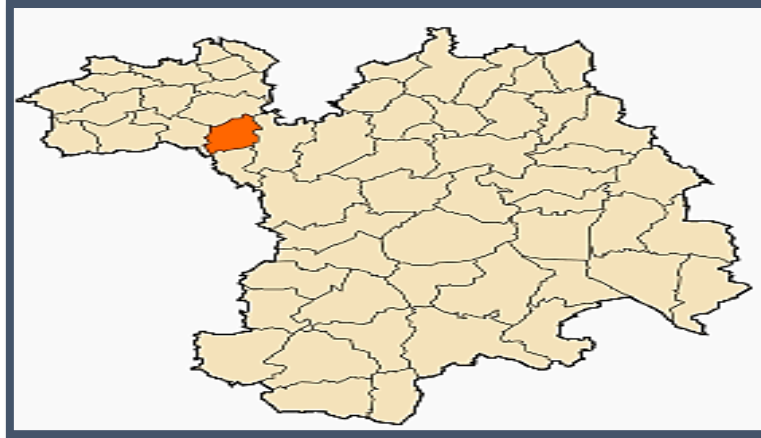


Figure IV.2 : Localisation de la commune de Bougaa

### IV.2.2 Description du problème

Il s'agit d'un problème géotechnique, qui est du au trafic intense des charges lourds et légers traversant la chaussée, ainsi que le taux de la pluviométrie connue dans cette région. Les anomalies constatées sont comme suit (Figure IV.3) :

- Affaissement de quelques centimètres d'une partie de la route à sa partie centrale ;
- Implantation de la route dans un virage, ce qui a provoqué des déchirements des composants du bitume (dévers de la chaussée) ;
- Dégradation de la couche de roulement en béton bitumineux ;
- Mauvaise consolidation du sol d'assise (sous couches de de fondation).



Figure IV.3 : Etat de dégradation de la chaussée de la route.



### IV.2.3 Solutions préconisées

Dans le but de trouver des remèdes à ce problème et après discussion approfondie avec le bureau d'étude de l'organisme "CTTP" d'Alger, nous avons préconisé les solutions suivantes :

**1/ Implantation d'une paroi moulée en béton armé, au droit de la chaussée et au niveau de l'accotement, ancré dans le sol de fondation (Figure IV.4)**

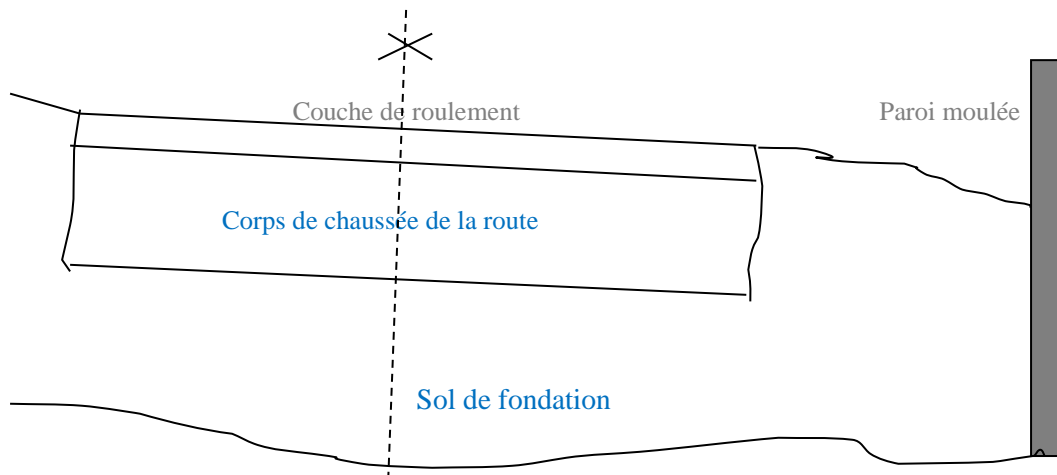


Figure IV.4. Schéma d'implantation de la paroi moulée

L'avantage de cette solution, c'est que l'ancrage se fait d'une manière directe sans faire appel à la semelle de fondation et son effet lors de son exécution (vibration du sol et proximité).

### 2/ Solution mur de soutènement avec pieux

Il s'agit de la deuxième solution proposée par le BET. Il s'agit de la réalisation d'un mur de soutènement avec fondation sur pieux, vu que le bon sol se trouve à une profondeur très éloignée (Figure IV.5). Cette solution présente des avantages, comme des fondations bien ancrés. Mais le faire de réaliser de la semelle avec les pieux de fondation pose problème de vibration au droit de la chaussée

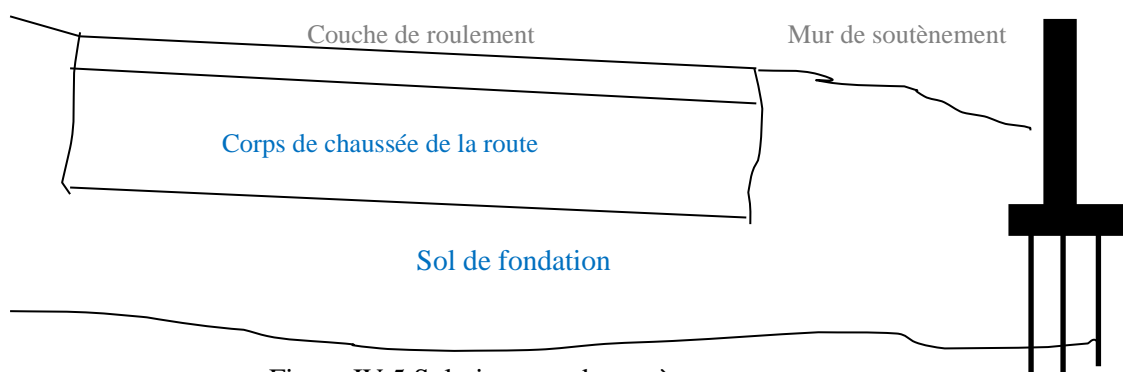


Figure IV.5 Solution mur de soutènement

### 3 / Application des géo-synthétique pour consolidation

La troisième solution consiste à appliquer des nappes de géogrille (famille des géosynthétique) sur la largeur de la chaussée et à l'endroit des affaissements observés. La technique consiste à décaper une épaisseur du béton bitumineux et de la grave bitume (GB) et appliquer la nappe de géogrille et après recharge le GB et le BB et tous les travaux de finition.

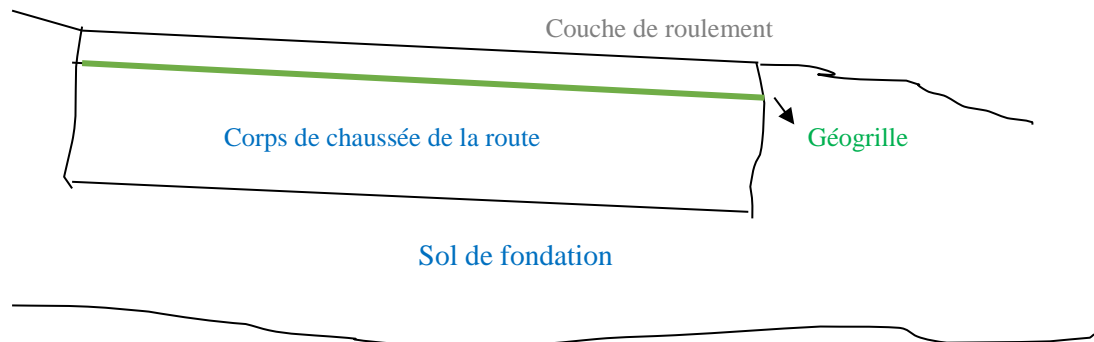


Figure IV.6 Solution consolidation par géogrille

## IV.3 Analyse numérique

### IV.3.1 Description de la géométrie retenue

Dans ce programme, excepté la géométrie, toutes les données du problème sont modifiables simplement de façon itérative, ce qui permet de tester successivement des jeux de valeurs (géométrique, hydraulique, paramètres géotechniques) et donc de dégager l'influence de chacun des paramètres sur la stabilité. La géométrie du talus est décrite dans un repère cartésien (OXY). L'axe (OX) étant orienté horizontalement et dans la direction de l'aval et l'axe (OY) étant dirigé verticalement, orienté vers le haut. Le profil est alors décrit par des segments reliant un ensemble de points, délimitant chacun d'eux une partie propre de la pente.

Nous présentons les différentes phases de modélisation par le logiciel Abaqus

#### IV.3.1.1 Entrée des données

Dès le lancement du programme, nous faisons entrer toutes les données géométriques du sol et de l'écran retenu dans les calculs.

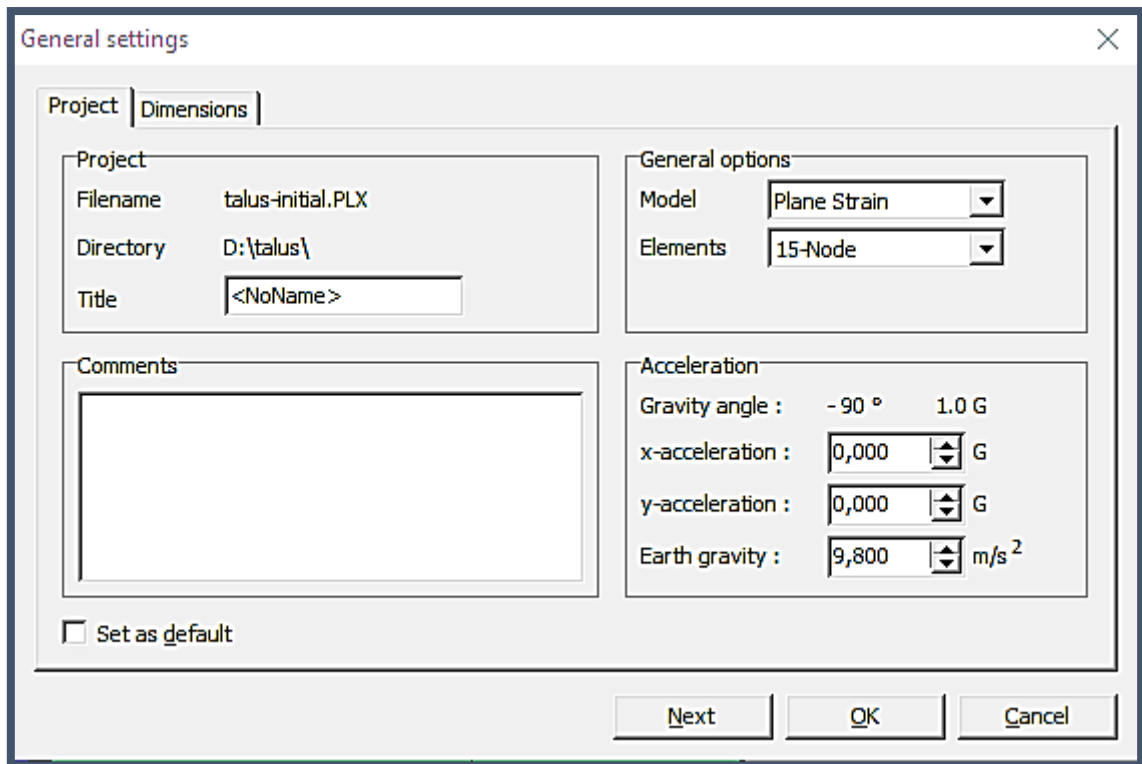
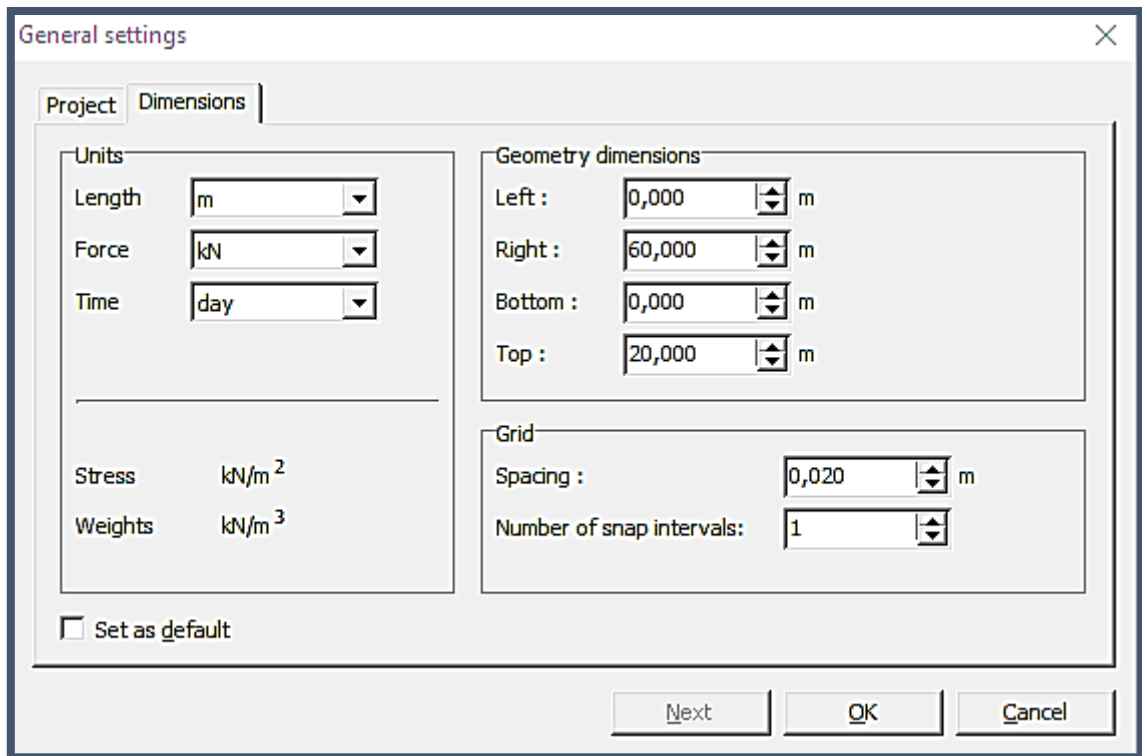


Figure IV.7 : Paramètres générales

### IV.3.1.2 Propriétés des couches de sols et des interfaces

Les propriétés des couches (selon le rapport de sol) et celles des interfaces, sont illustrées dans le tableau suivant.

Tableau IV.1 : Propriétés des couches de sols et des interfaces

Paramètres	Nom	Remblai	Marne.S	Marne.A	TVO	Béton	Unités
Modèle type	<b>Model</b>	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Linear elastic	/
Type de comportement	<b>Type</b>	Drainé	Non- Drainé	Non-Drainé	Drainé	Non-porous	/
Poids volumique non saturé	<b><math>\gamma_{unsat}</math></b>	<b>17</b>	<b>19.9</b>	<b>19.9</b>	<b>17</b>	<b>25</b>	<b>KN/ <math>m^3</math></b>
Poids volumique saturé	<b><math>\gamma_{sat}</math></b>	<b>20</b>	<b>20</b>	<b>20</b>	<b>20</b>	/	<b>KN/ <math>m^3</math></b>
Perméabilité horizontale	<b><math>K_x</math></b>	<b>1</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>1</b>	/	<b>m/day</b>
Perméabilité verticale	<b><math>K_y</math></b>	<b>1</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>1</b>	/	<b>m/day</b>
Module d'Young	<b><math>E_{ref}</math></b>	<b>1.300E+ 04</b>	<b>2,500E+ 04</b>	<b>1,500E+0 4</b>	<b>5,300E+ 04</b>	<b>3,200E+07</b>	<b>KN/<math>m^2</math></b>
Coefficient de poisson	<b><math>\nu</math></b>	<b>0.3</b>	<b>0.3</b>	<b>0.3</b>	<b>0.3</b>	<b>0.3</b>	/
Cohésion	<b>C</b>	<b>8</b>	<b>200</b>	<b>25</b>	<b>5</b>	/	<b>KN/ <math>m^2</math></b>
Angle de frottement	<b><math>\phi</math></b>	<b>35</b>	<b>20</b>	<b>17</b>	<b>35</b>	/	<b>Degré</b>
Angle de dilatation	<b><math>\Psi</math></b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	/	<b>Degré</b>
Facteur de rigidité de l'interface	<b>R inter</b>	Rigide	Rigide	Rigide	Rigide	Rigide	/

### IV.3.1.3 Propriétés des éléments structuraux

#### a- Cas du mur de soutènement avec pieux :

Les caractéristiques d'un pieu sont données dans le tableau ci-après :

Tableau IV.2: Propriétés mécanique du pieu foré

Paramètres	Nom	Valeur	Unité
Type de comportement	Matériau Type	Elastique	/
Rigidité normale	<b>EA</b>	<b>1,000E+09</b>	KN/m
Rigidité de flexion	<b>EI</b>	<b>1,200E+08</b>	KNm <sup>2</sup> /m
Poids	<b>W</b>	<b>25</b>	KN/m/m
Coefficient de poisson	<b>N</b>	<b>0</b>	/

#### b- Caractéristiques de la Geogridle :

On modélise le mur géotextile avec la géogridle (famille des géo-synthétiques). Les caractéristiques d'un mur en géotextile sont données dans le tableau ci-après :

Tableau IV.3 Caractéristiques utilisées

Paramètres	Nom	Valeur	Unité
Type de comportement	Material Type	Elastique	/
Rigidité normale	<b>EA</b>	<b>1,000E+06</b>	KN/m

## IV.4 Rapport de sol

L'étude géotechnique menée dans le cadre de l'étude de confortement de glissement de terrain survenue sur la RN 74 au PK 30+600 à (Bougaa) au niveau de la wilaya de Sétif, fait ressortir des informations très bénéfiques. En effet, les deux sondages carottés (SC-1 et SC-2), réalisés au niveau de la chaussée, révèlent un substratum marneux, de couleur gris, atteint à une profondeur de 10 et 16.5 m, surmontée par des marnes argileuses brune d'une épaisseur allant de 2.5 m à 7.5 m. L'ensemble est coiffé par un remblai (graves et cailloux dans une matrice sableuse) d'une épaisseur de 1 et 7 m, en tête du talus. Le niveau piézométrique se situe à -6m de profondeur.

Les essais de laboratoire montrent que les caractéristiques géotechniques des marnes sont caractérisées par une cohésion de 0.34 à 0.68 bars et un angle de frottement de 32.62 à 54.2°. Les pressions dues aux écoulements des eaux sous le remblai et traversant les marnes, des dispositifs de confortement, consistant en les différentes variantes citées ci-haut, sont proposés à savoir :

- Variante 1 : Paroi moulée ancrée dans le sol
- Variante 2 : Mur sur pieux.
- Variante 3 : Mur en géotextile.

#### **IV.4.1 Résultats de la reconnaissance géotechnique :**

Le programme d'investigations géotechniques, établi par le CTPP, comporte les investigations suivantes :

- Essais in situ :
  - 02 sondages carottés (SC 01 et SC 02 en tête de talus) dont un équipé de piézomètre.
  - 01 sondage et essais pressiométriques.
- Essais de laboratoire :
  - Identification sur échantillons intacts.
  - Cisaillement directe à la boîte.

##### **1. Lithologie :**

Le sondage carotté SC 01, réalisé en tête de talus au niveau de la route, révèle une couche de marne grise altérée sous forme de graves et cailloux anguleux, rencontrée à 10 m de profondeur, surmontée par des limons sableux d'une épaisseur de 2.4 m, de marne grise d'une épaisseur de 4.8 m et d'une couche de limon sableux avec des graves et cailloux anguleux de 1.8 m d'épaisseur.

Le sondage carotté SC 02, réalisé en tête de talus, révèle une couche de marne grise à brunâtre et fragmentée, rencontrée à 15.6 m de profondeur, surmontée par un passage sableux argileux d'une épaisseur de 60 cm, de marne argileuse brune peu plastique d'une épaisseur de 3.6 m et d'une couche de remblai composé de graves et cailloux de 7.4 m d'épaisseur. Le niveau piézométrique se situe à -6m de profondeur.

##### **2. Essais pressiométriques :**

L'objectif de ces essais est la modélisation géotechnique et le recoupement de ces résultats avec ceux en laboratoire.

A cet effet, un (01) forage pressiométrique SP 01, a été réalisé (voir plan d'implantation).

Les essais ont été réalisés dans les formations marneuses à des profondeurs comprises entre 5 et 18 m, avec une fréquence de 1 m.

Les pressions limites ainsi que les modules pressiométriques sont données dans les tableaux ci- après :

Tableau IV.4 : Les valeurs de Les pressions limites ainsi que les modules pressiométriques

<b>Profondeur en m</b>	<b>Pression limite (<math>P_{li}</math>) en (bar)</b>	<b>Module pressiométrique (E) en bar</b>	<b>Pression de fluage (<math>P_f</math>) en (bar)</b>	<b>E/PI</b>
5	17.44	175.35	10.9	10.05
6	22.71	257.10	13.6	18.9
7	35.09	168.95	26.73	6.32
8	21.37	180.93	13.4	13.5
9	18.84	202.41	11.89	17.02
10	26.79	371.28	16.76	22.15
11	23.06	210.78	16.91	12.46
12	20.18	215.57	20.18	10.68
13	6.48	81.39	3.79	21.47
14	16.38	132.4	11.34	11.67
15	22.16	238.13	12.84	22.05
16	26.6	176.26	16.29	10.82
17	38.67	360.2	7.54	47.77
18	38.72	360.8	9.39	38.42

Cette formation est normalement consolidée ou normalement serré de 5 à 8m de profondeur.

Cette formation marneuse est sur consolidée ou très serrée de 8 à 18m de profondeur.

### 3. Essais de laboratoire :

Les caractéristiques géotechniques des sols sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.5 : Les caractéristiques géotechniques des sols sont récapitulées

Nature des sols	Sondage	Prof (m)	$\gamma_d(t/m^3)$	$W_n(\%)$	$W_l(\%)$	IP(%)	$C_u(\text{bar})$	$\Phi_u(^{\circ})$
Marne	SC02	11.5-11.8	1.99	12.54	-	-	0.34	54.2
	SC 02	12-12.4	1.99	14.33	49.2	26.5	0.68	32.62

- **Sable :**

- Les densités sèches sont de 1.99 % t/m<sup>3</sup> avec des teneurs en eau naturelle variant de 12.54 à 14.33 %.
- La granulométrie est caractérisée par des passants à 80 $\mu$ m de 38%.
- Les valeurs des limites de liquidité et de plasticité sont de 49.2 % et de 22.7 % avec un indice de plasticités de 26.5 %.

Selon la classification USCS, ces matériaux font partie des sols grenus, soient des graves argileuses GA.

- Le degré de saturation ( $S_r$ ) est de 100 % traduisant que le sol est saturé.

Vu la non représentativité des essais de laboratoires (cohésions et angle de frottements).

Les essais mécaniques réalisés nous montrent que le sol support (marne) est doué de caractéristiques mécaniques (angle de frottement) assez importantes et une cohésion très faible. Ceci s'explique par la présence de sable et de graviers aux niveaux des échantillons.

## IV.5 Lancement du calcul numérique

### IV.5.1 Calcul du talus à son état initial

Nous allons procéder à la modélisation du talus, comme il est à son état actuel, avec le logiciel "Abaqus", dont ci après les étapes de modélisation.



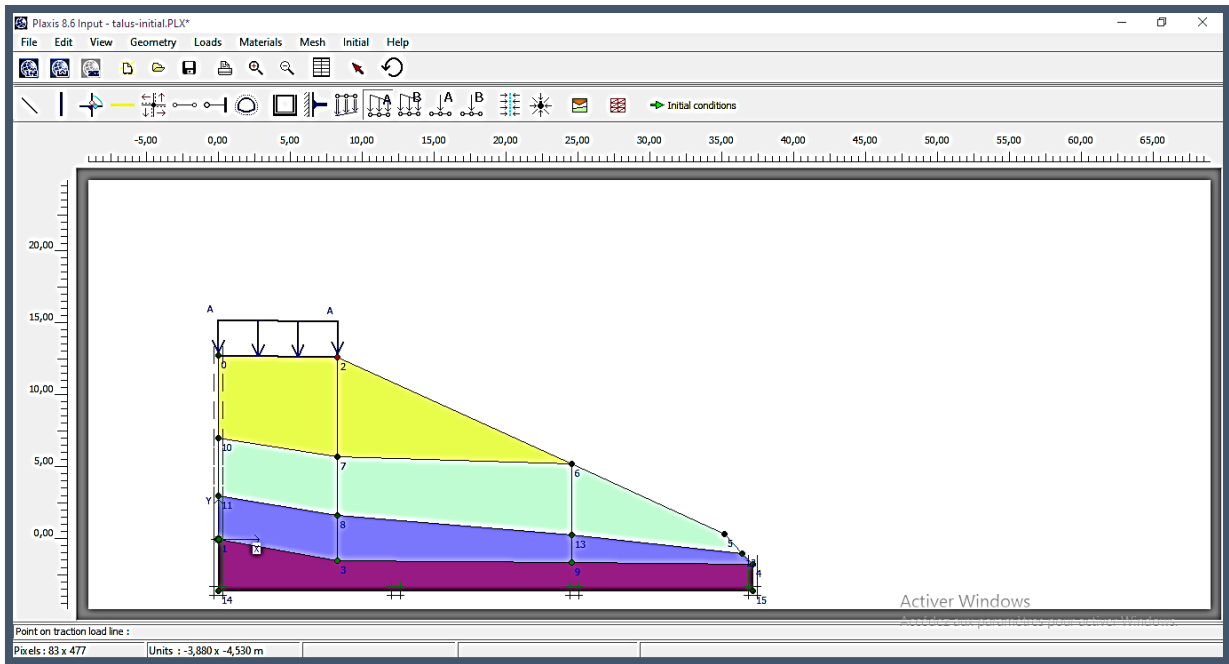


Figure IV.8 : géométrie de talus initial

Le maillage du talus est illustré par la figure IV.9, avec la prise en charge des caractéristiques du sol et le chargement appliqué.

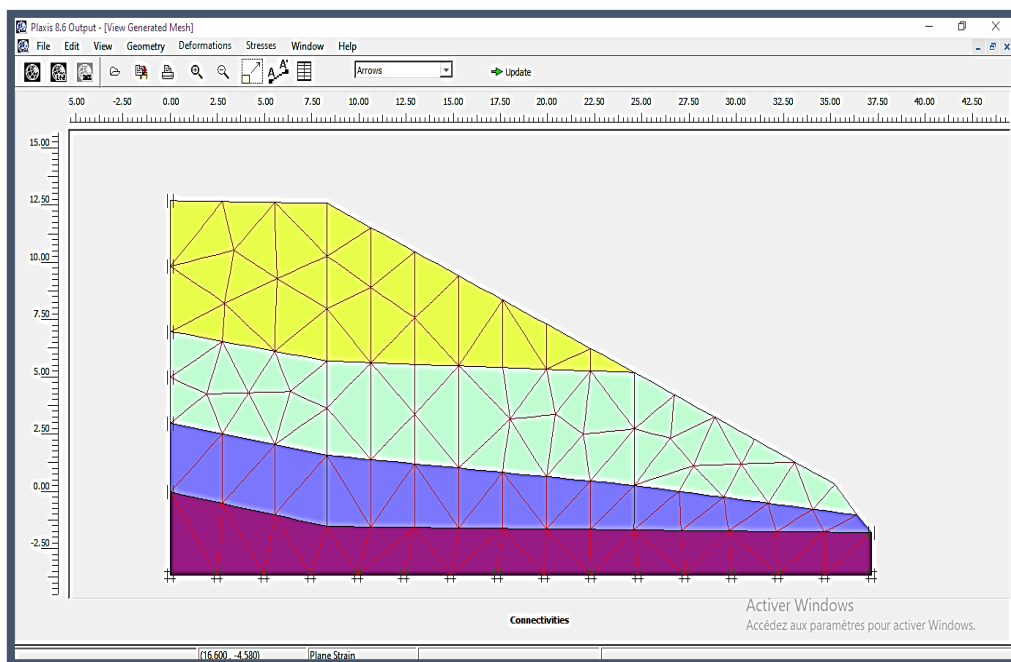


Figure IV.9 : Maillage de cas initial.

Pour les conditions initiales, le niveau de la nappe phréatique initiale est à 1m de profondeur.

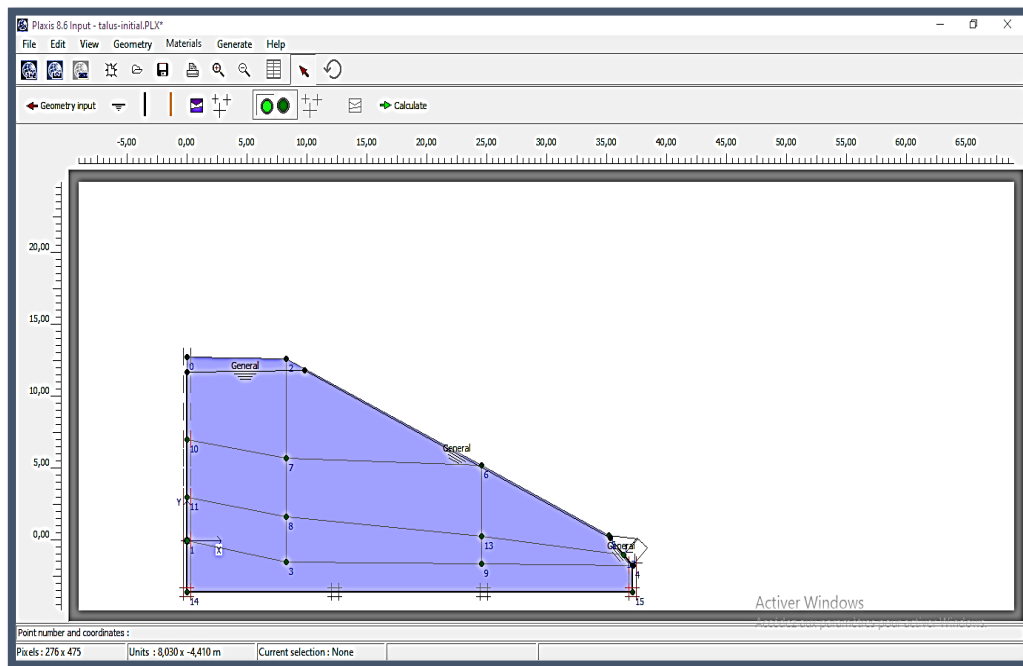


Figure IV.10 : Conditions hydrauliques initiales.

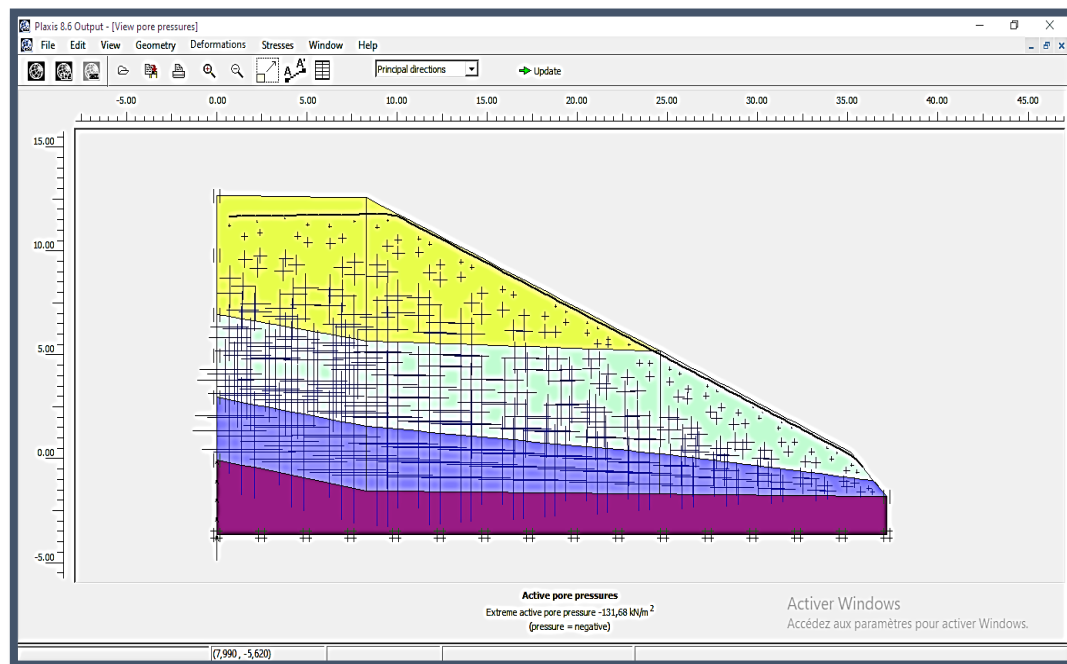


Figure IV.11 : Génération des pressions interstitielles initiales.

Pour le calcul du modèle choisi, le menu de l'interface du logiciel est indiqué sur la figure ci-après (Figure IV.12).

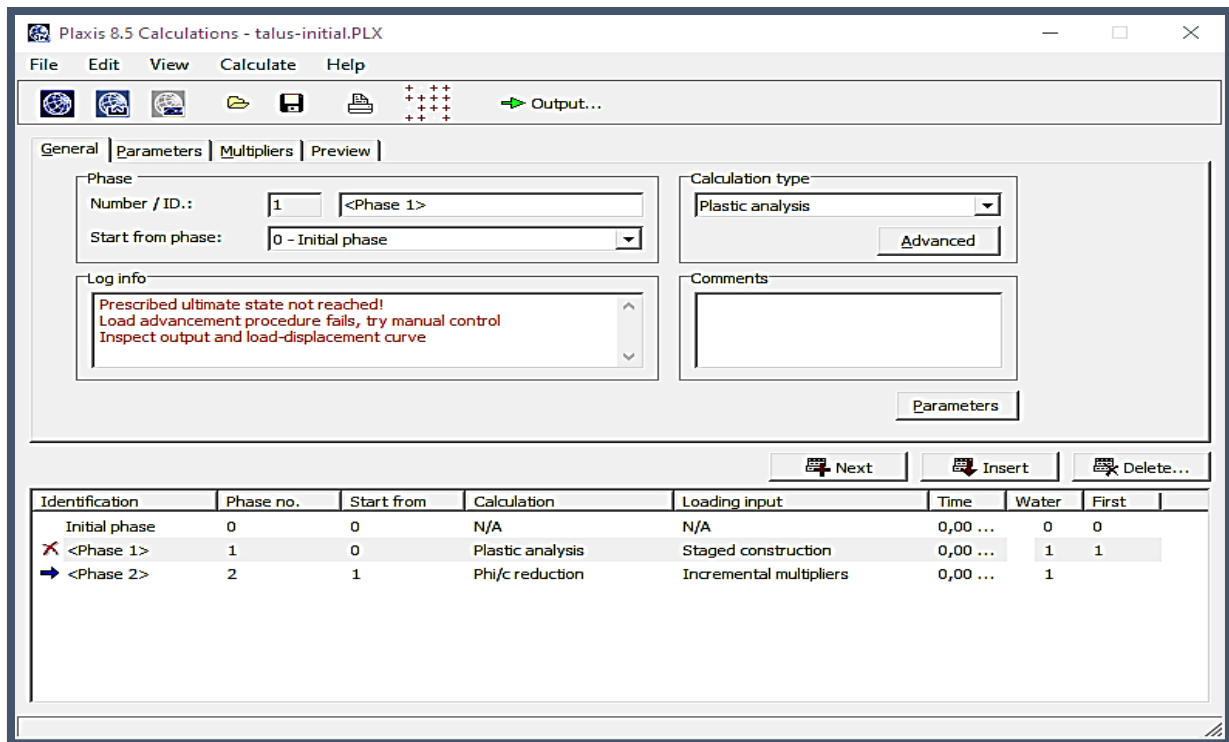


Figure IV.12 : Le menu de la barre d'outils "calculate"

Les principaux résultats trouvés dans cette étude, sont de deux types de déformation, la déformation interne et la déformation de forme telle que : la déformation du maillage, la déformation des éléments structuraux (paroi moulée, mur, pieu et géotextile). On aura donc :

- Les déplacements horizontal et vertical ;
- . Les courbes des efforts internes (moment fléchissant, effort tranchant, effort normal) ;
- . Le coefficient de sécurité et la concentration des points plastiques.

#### IV.5.2 Cas de la solution paroi moulée

Comme indiqué dans le paragraphe précédent, la solution paroi moulée est proposée pour faire face au problème d'affaissement observé. Ci-après les différentes étapes de la modélisation.

##### 1/ Modèle et géométrie

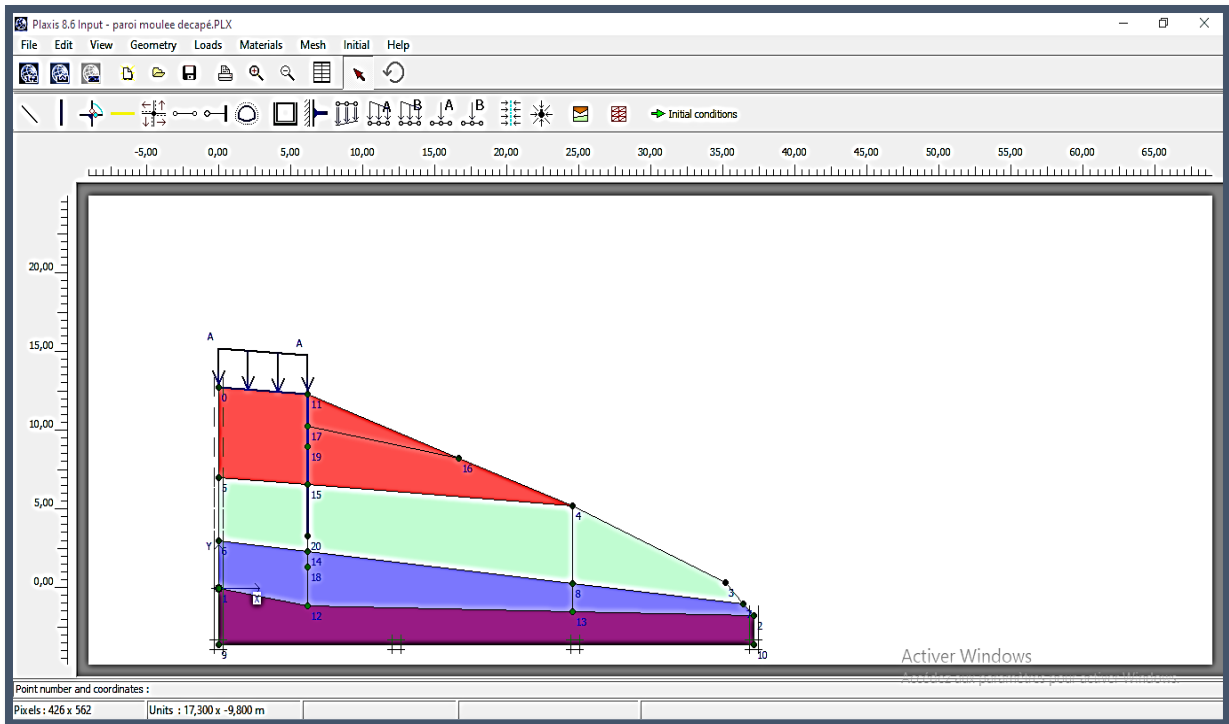


Figure IV. 13 : Géométrie avec paroi moulée.

**2/ Maillage et discrétisation:**

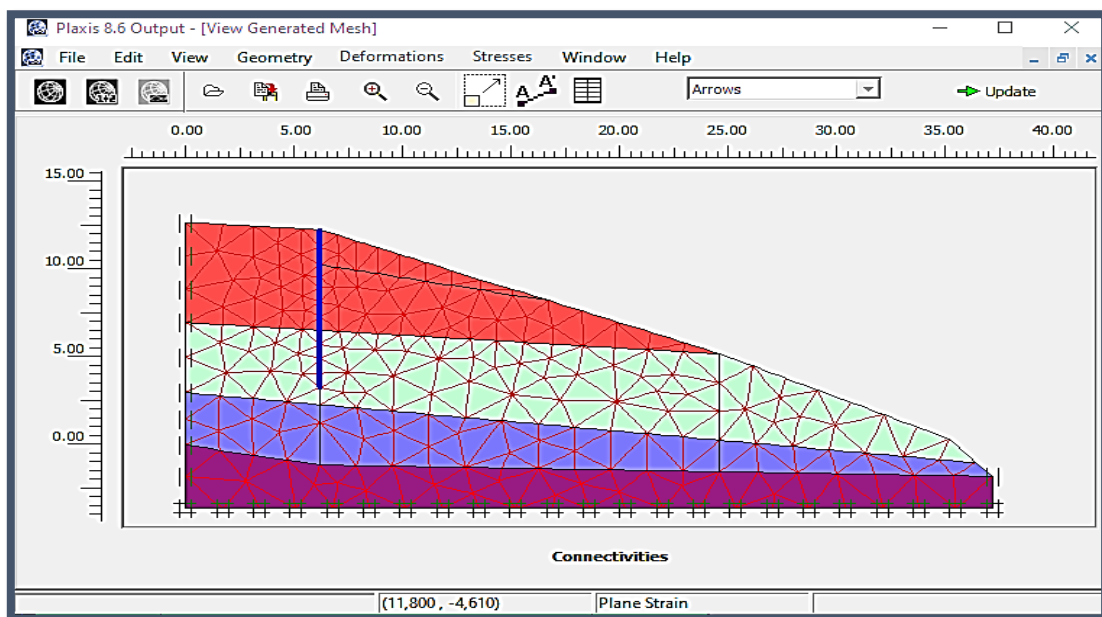


Figure IV.14 : Maillage de cas d'une paroi moulée.

**3/ Calcul du modèle choisi :**

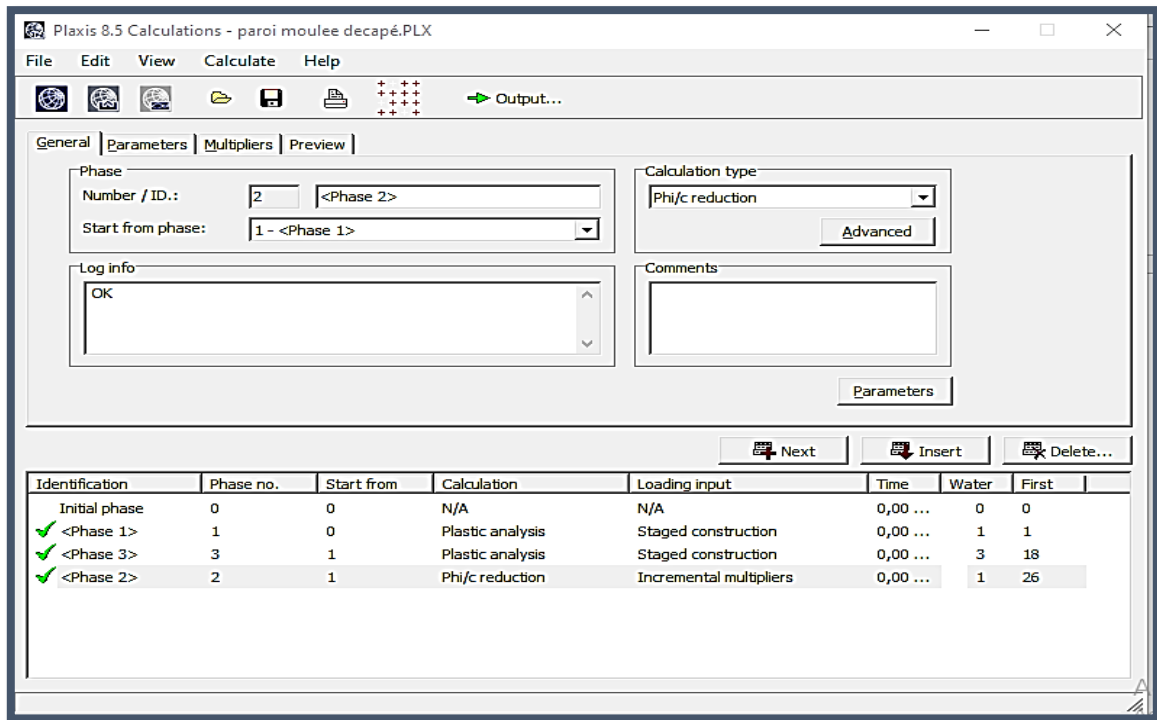


Figure IV.15 : Menu de la barre d'outils 'calculate'.

**4/ Calcul de déformation de la paroi :**

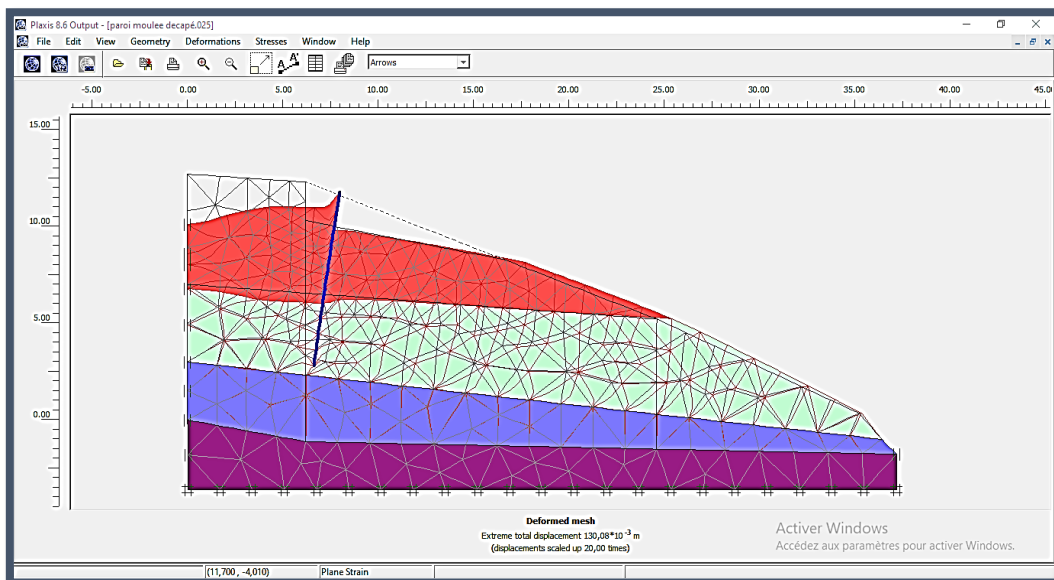


Figure IV.16: Déformation de la paroi moulée.

### 5/ Détermination du déplacement horizontal :

Le calcul de modélisation a donné un déplacement horizontal maximum ( $U_x$ ) de  $82.22 \cdot 10^{-3} \text{ m}$  (Figure IV.17).

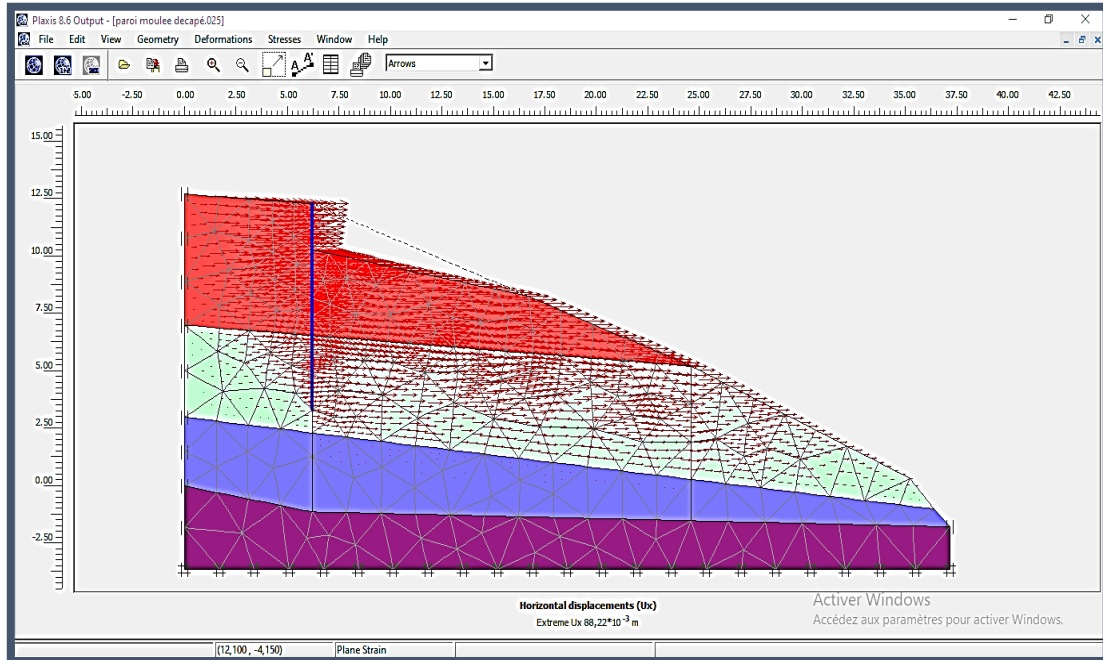


Figure IV.17 : Les déplacements horizontaux.

### 6/ Valeur du déplacement vertical

Le déplacement vertical maximum ( $U_y$ ) est de  $130,08 \cdot 10^{-3} \text{ m}$  (Figure IV.18)

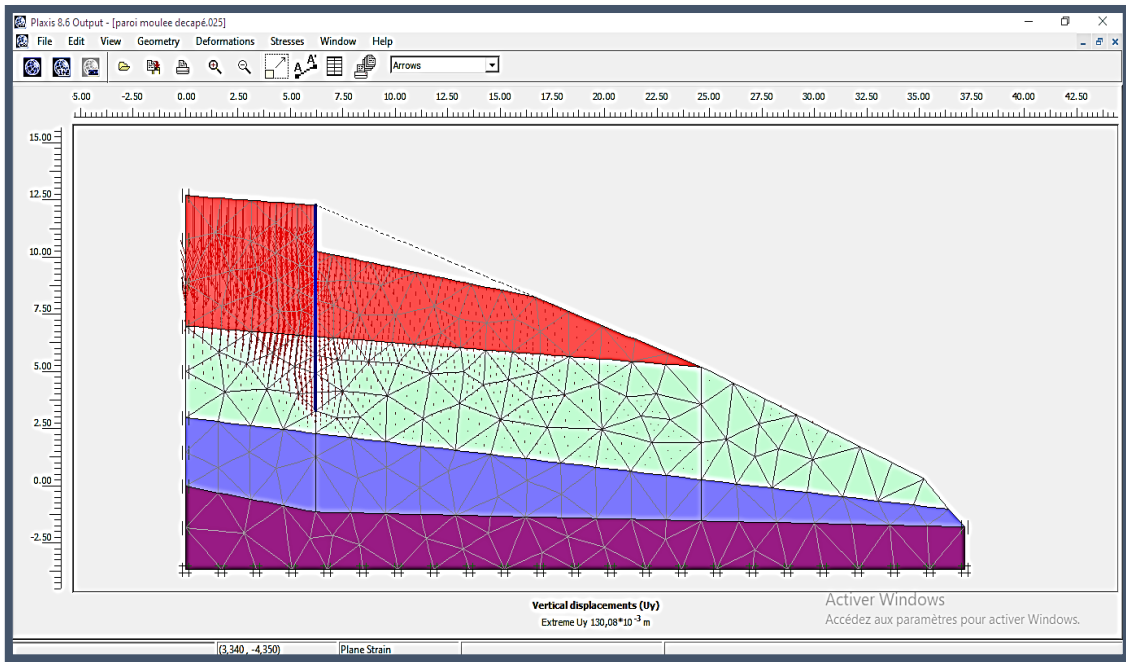


Figure IV.18: Les déplacements verticaux.

### 7/ Moment fléchissant :

Le moment fléchissant maximum dans la paroi est de  $-64.51 \text{ KNm/m}$ .

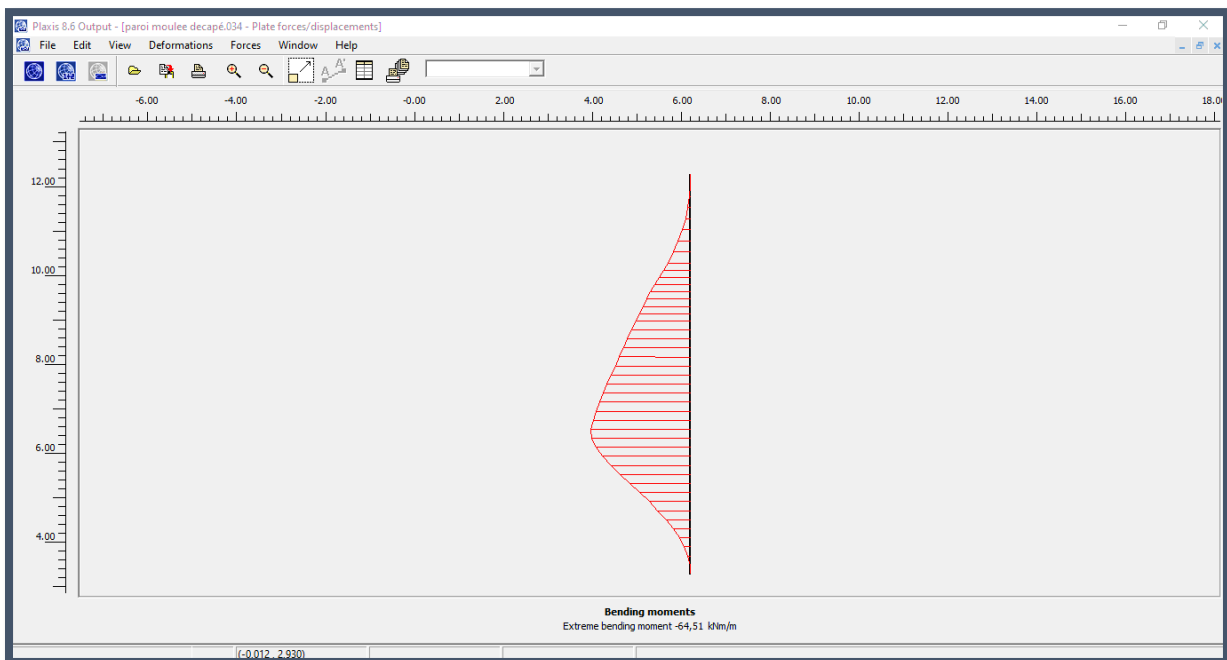


Figure IV.19 : Diagramme des moments fléchissant dans la paroi.

### 8/ Effort de cisaillement et effort normal

L'effort tranchant maximum dans la paroi est de  $30.35 \text{ KN/m}$ .

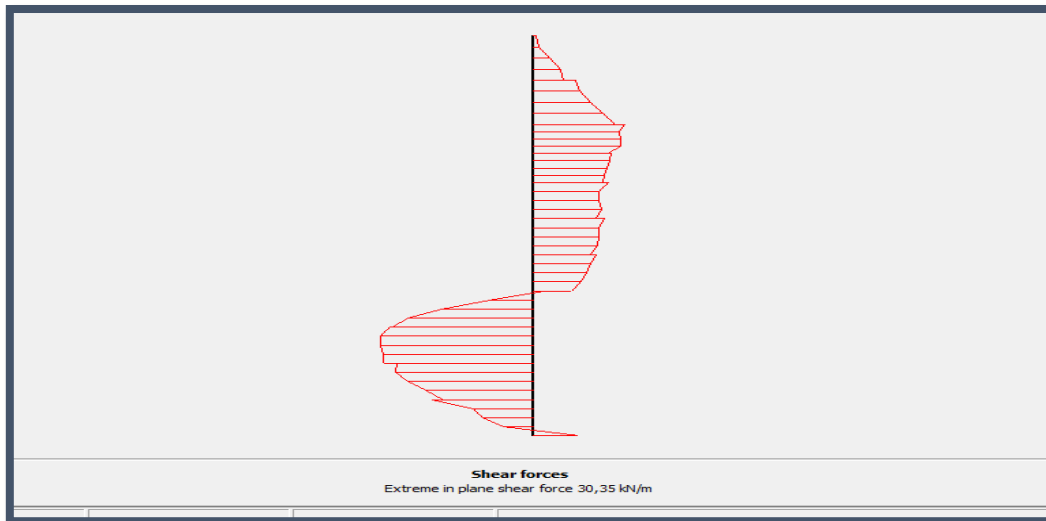


Figure IV.20: Diagramme des efforts tranchants dans la paroi.

Pour l'effort normal, la valeur maximale dans la paroi est de -101.13KN/m. (Figure IV.21)

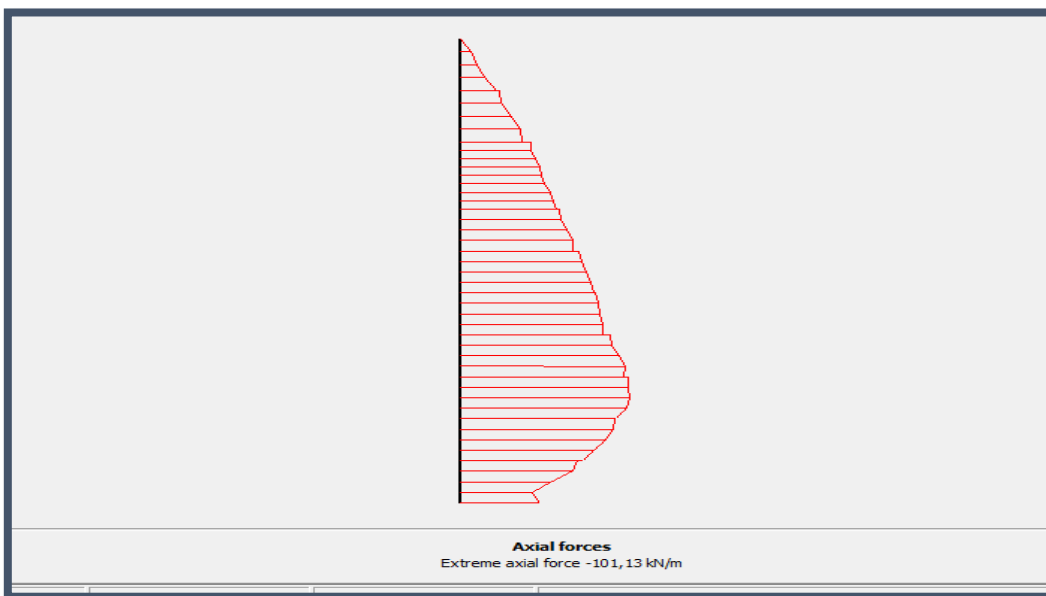


Figure IV. 21 : Diagramme des efforts normaux dans la paroi.



### IV.5.3 Variante mur de soutènement avec pieux

Pour l'analyse numérique pour la variante mur de soutènement avec pieux forés, on a appliqué les mêmes étapes que le cas précédent (Figure IV.22).

#### 1/ Géométrie adoptée

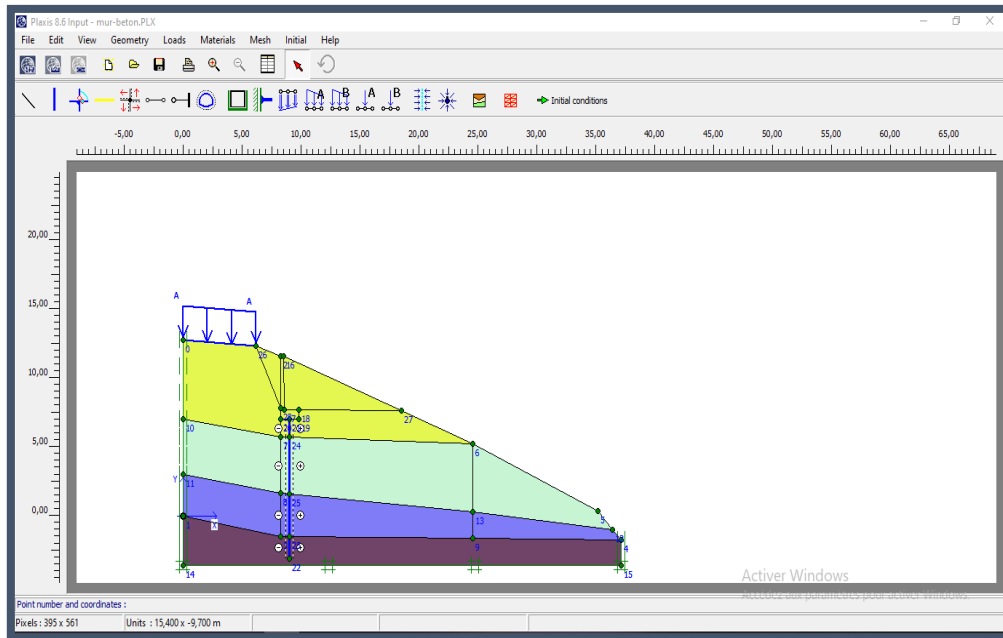


Figure IV.22 : Géométrie de talus avec mur en pieu.

#### 2/ Maillage :

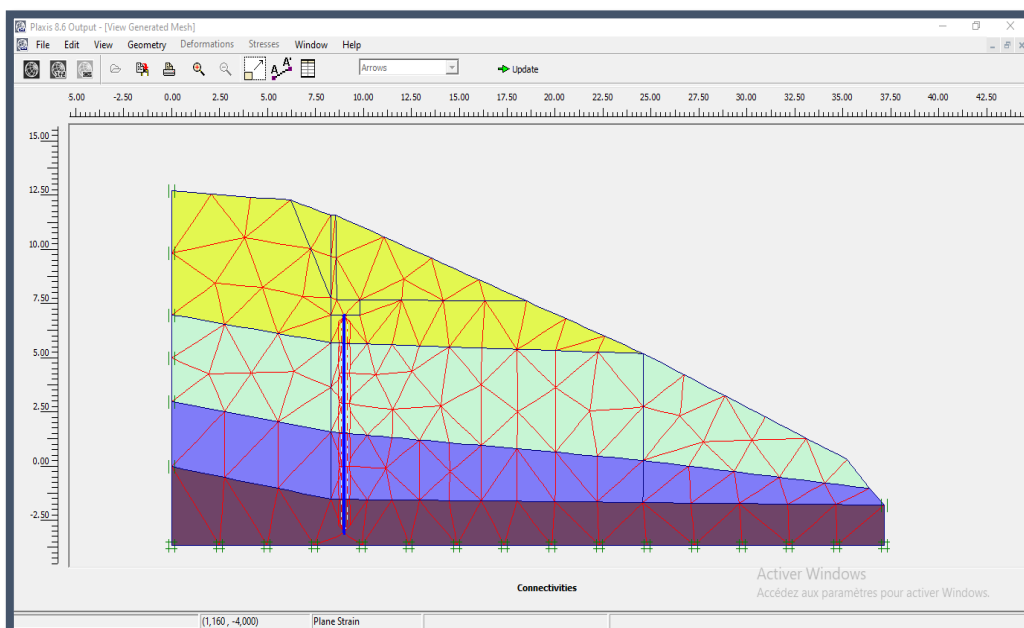


Figure IV.23 :Maillage de cas d'un mur en pieu.

### 3/ Conditions initiales :

La nappe se situe au niveau de la semelle de mur (Figures IV.24 et IV.25).

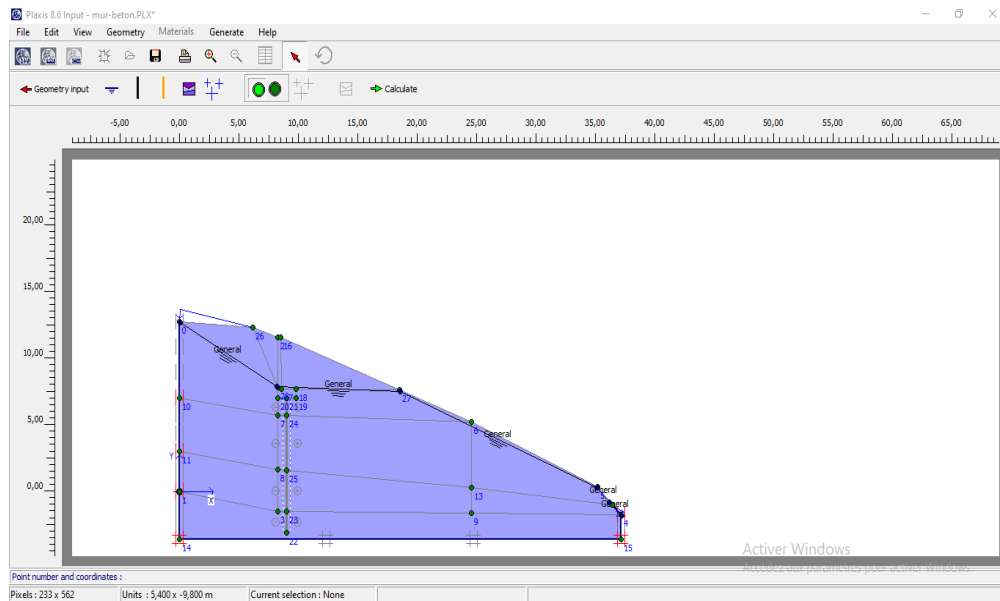


Figure IV.24 : Conditions hydraulique/ nappe phréatique

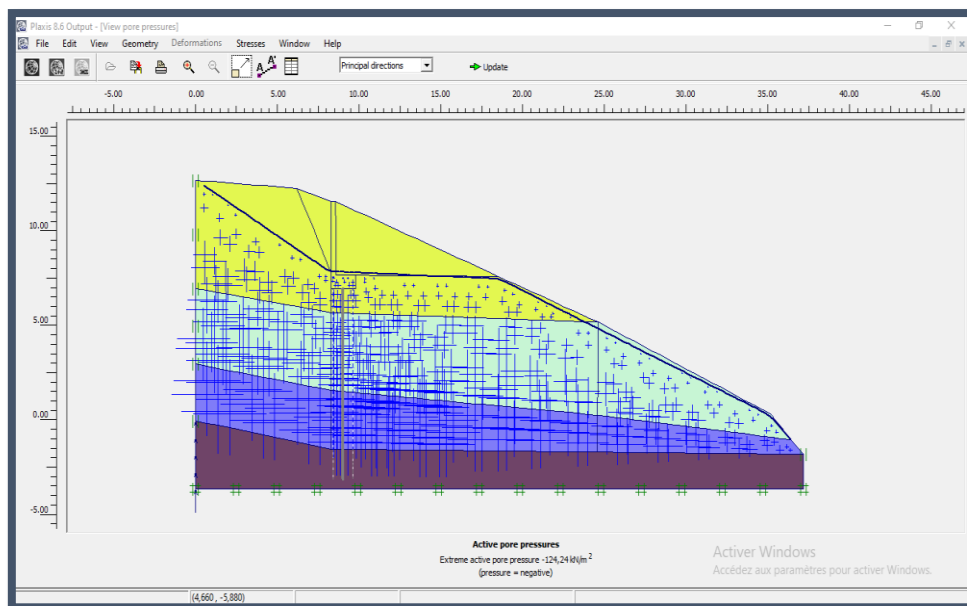


Figure IV.25: Génération des pressions interstitielles.

**4/ Calcul du modèle :**

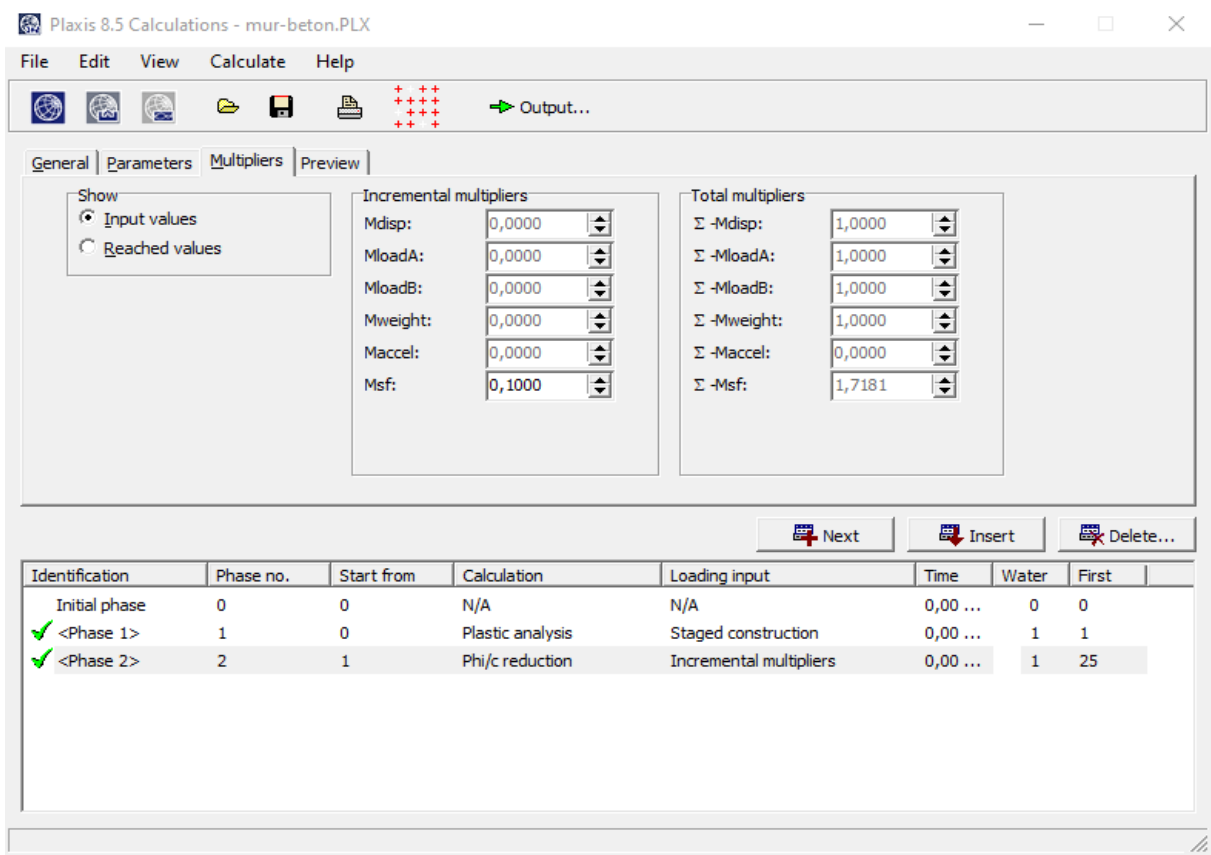


Figure IV.26 : Le menu de la barre d'outils calculate.

**5 / Déformations de maillage :**

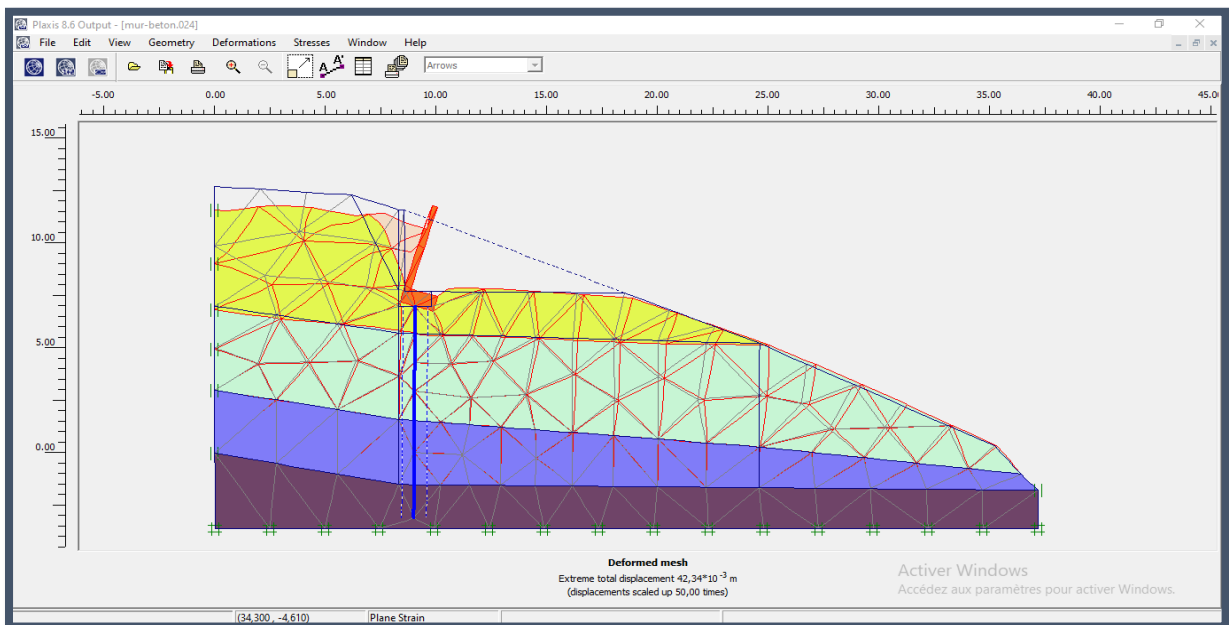


Figure IV.27 : La déformation du maillage.

## 6 / Déplacement horizontal :

Le déplacement horizontal maximum ( $U_x$ ) est de  $36.07.10^{-3}$  m.

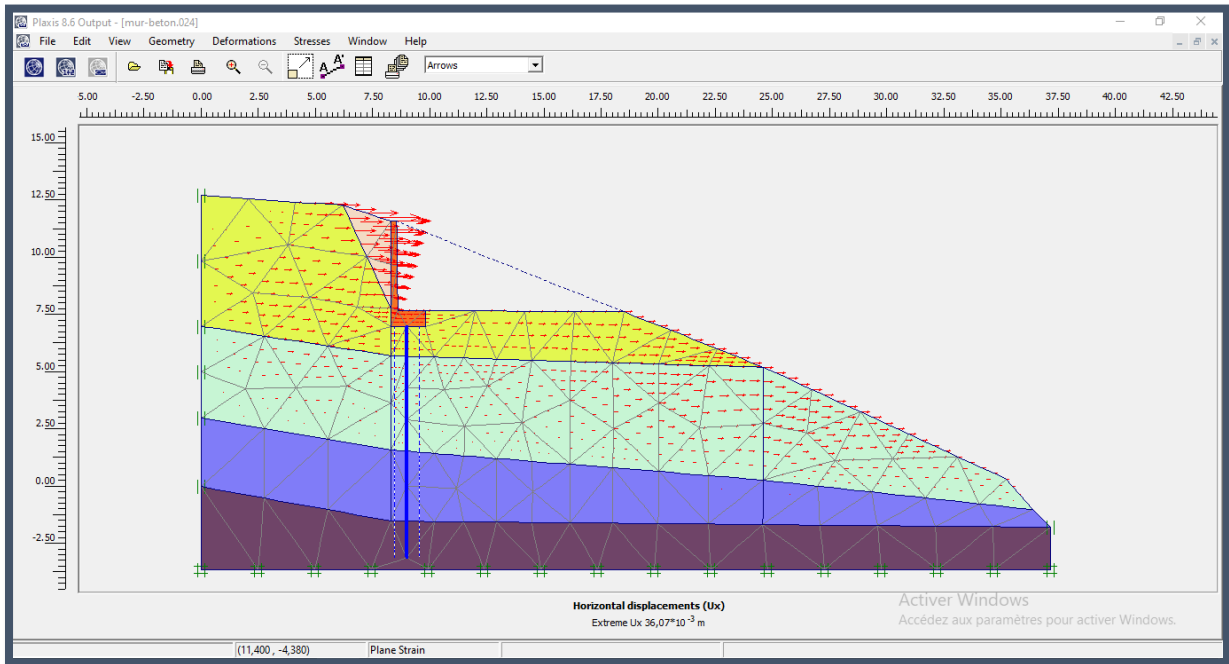


Figure IV.28 : Les déplacements horizontaux.

## 7/Déplacement vertical :

Le déplacement vertical maximum ( $U_y$ ) est de  $22,81.10^{-3}$  m.

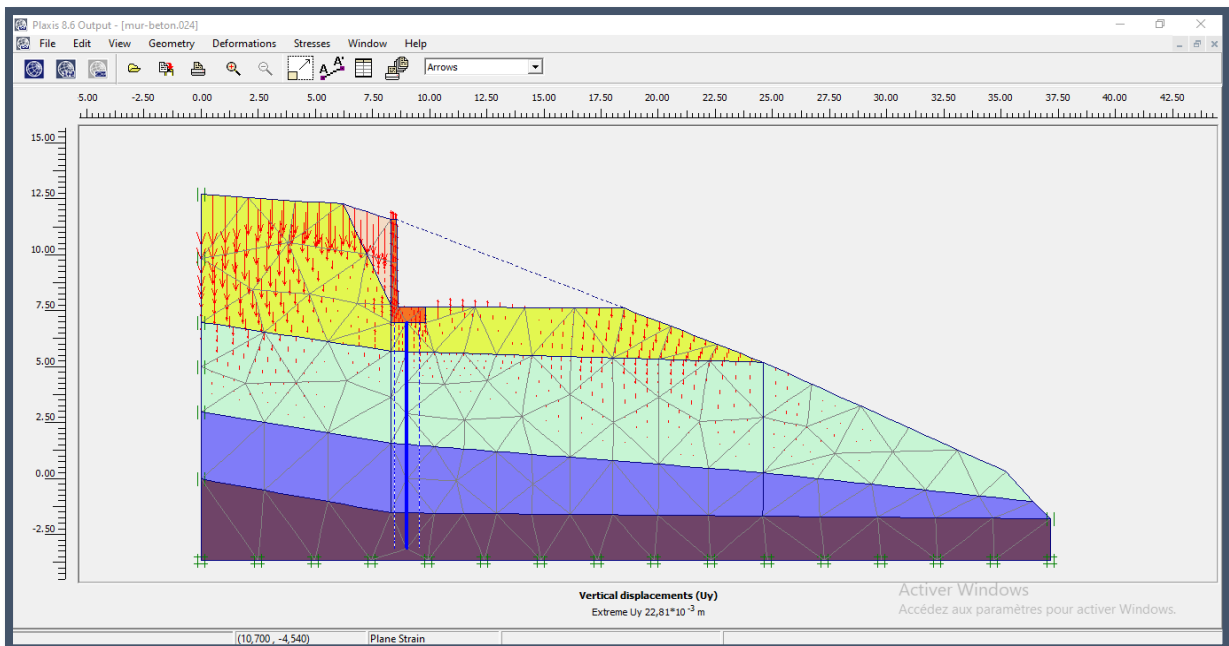


Figure IV. 29 : Les déplacements verticaux.

**8/ Moment fléchissant :**

Le moment fléchissant maximum dans le pieu est de  $-3,58 \cdot 10^3$  kNm/m.

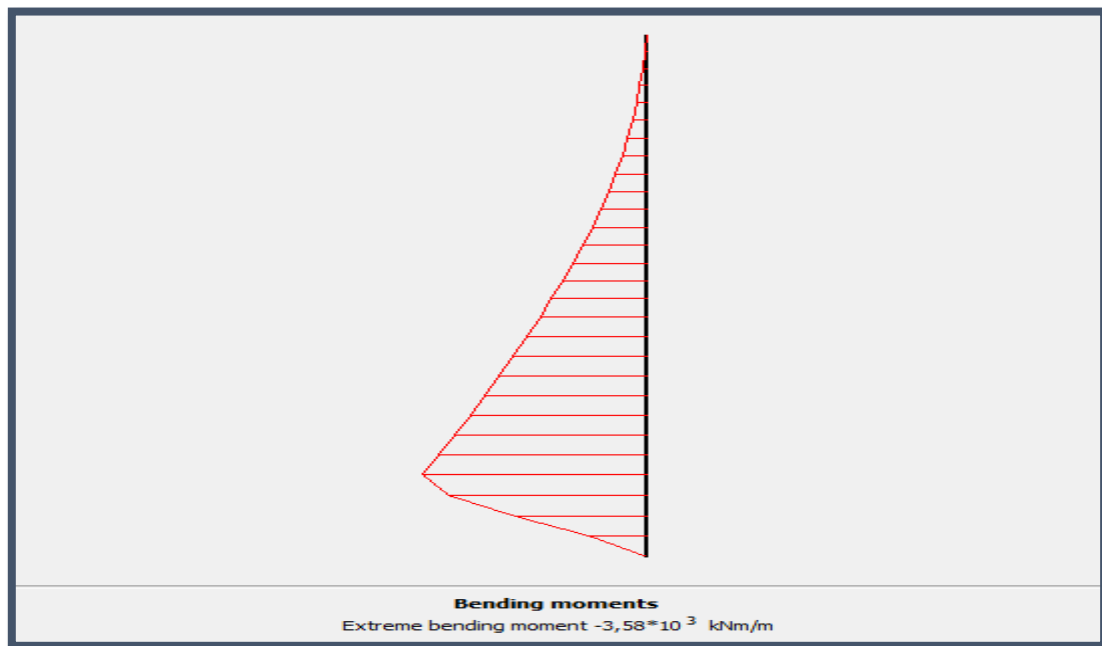


Figure IV.30 : Diagramme des moments fléchissant dans le pieu.

**9 / Effort de cisaillement :**

L'effort tranchant maximum dans la palplanche est de  $2,97 \cdot 10^3$  kN/m.

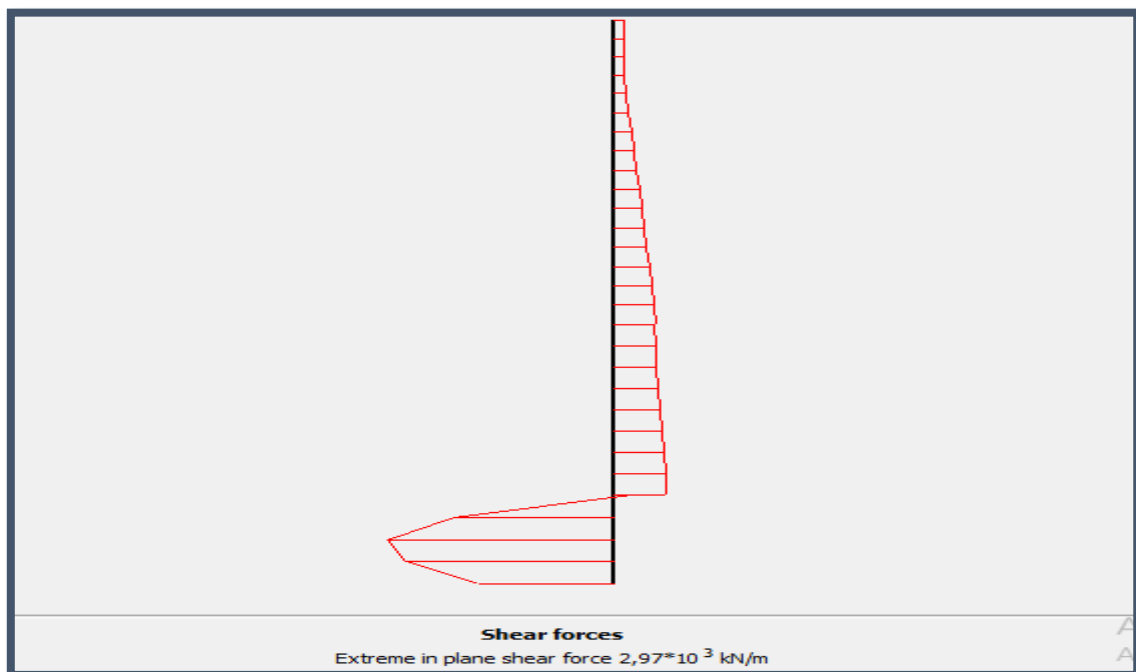


Figure IV.31: Diagramme des efforts tranchants dans le pieu.

**Effort normal :**

L'effort normal maximum dans la palplanche est de  $-214,54 \text{ kN/m}$ .

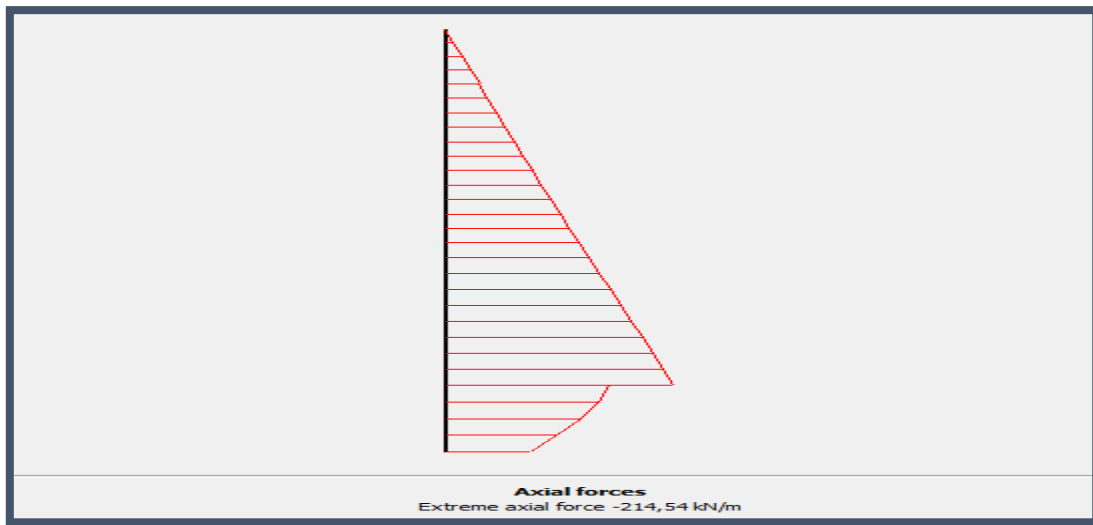


Figure IV. 32 : Diagramme des efforts normaux dans le pieu.

**IV.5.4 Cas du mur avec géo-synthétique:**

La modélisation de la variante mur de soutènement avec insertion de la géogridde, passe par les mêmes étapes que les autres variantes.

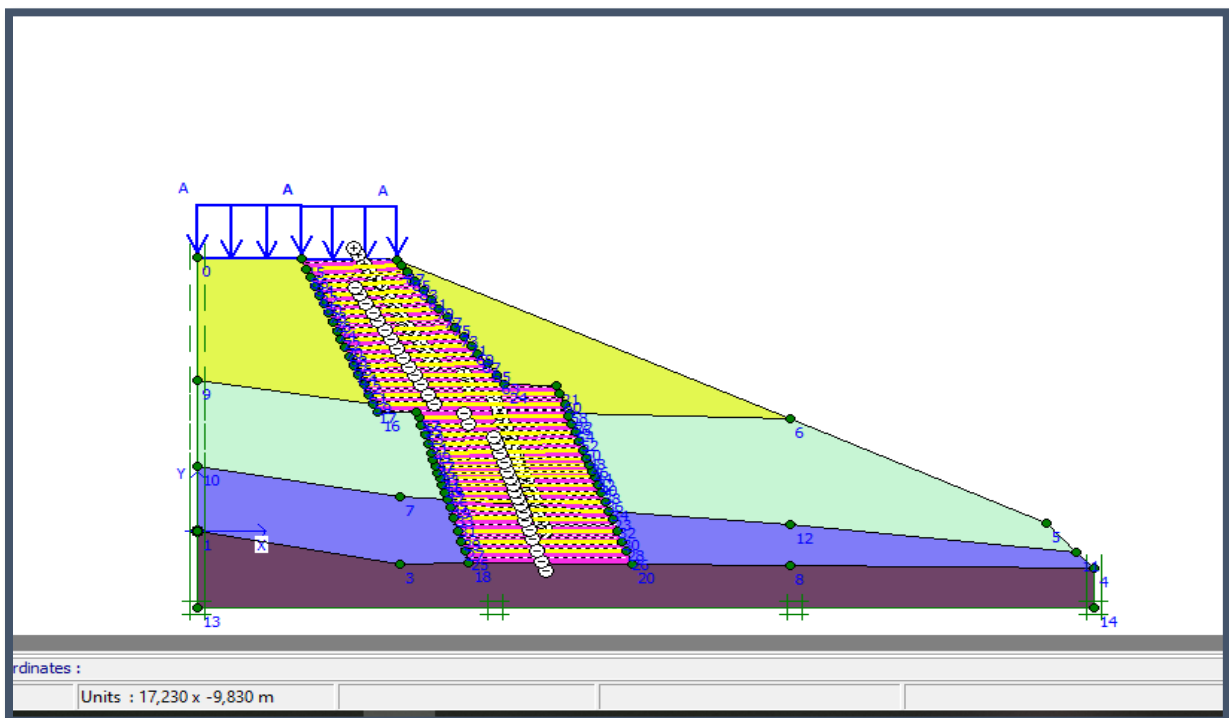


Figure IV.33 : géométrie avec mur en géotextile.

**1 / Maillage :**

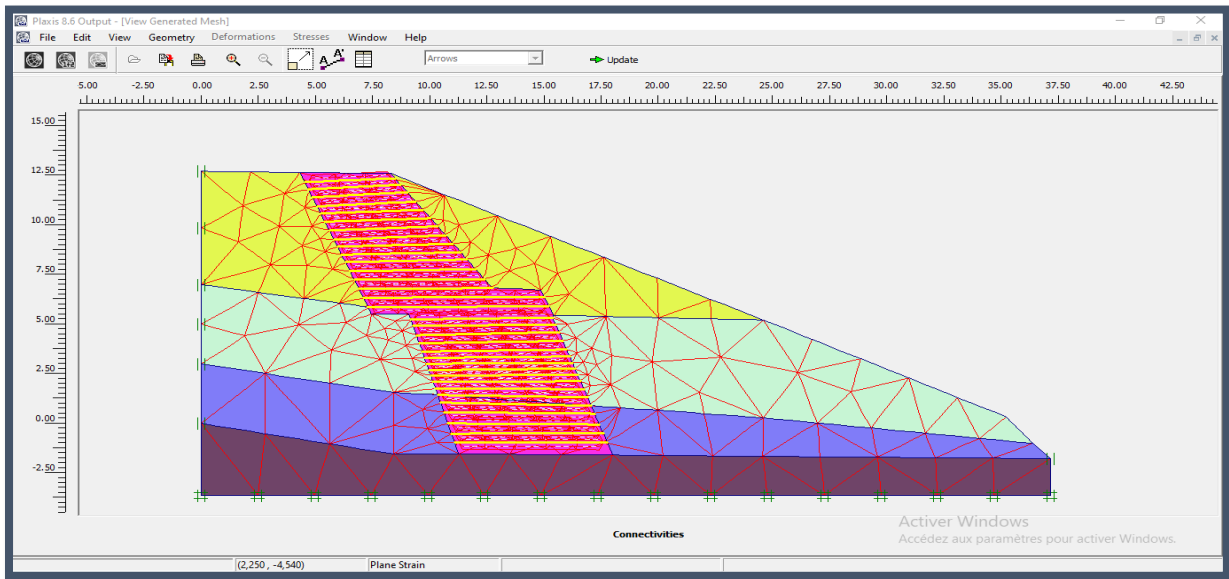


Figure IV. 34:Maillage de cas d'un mur en géotextile.

**2/ Conditions initiales :**

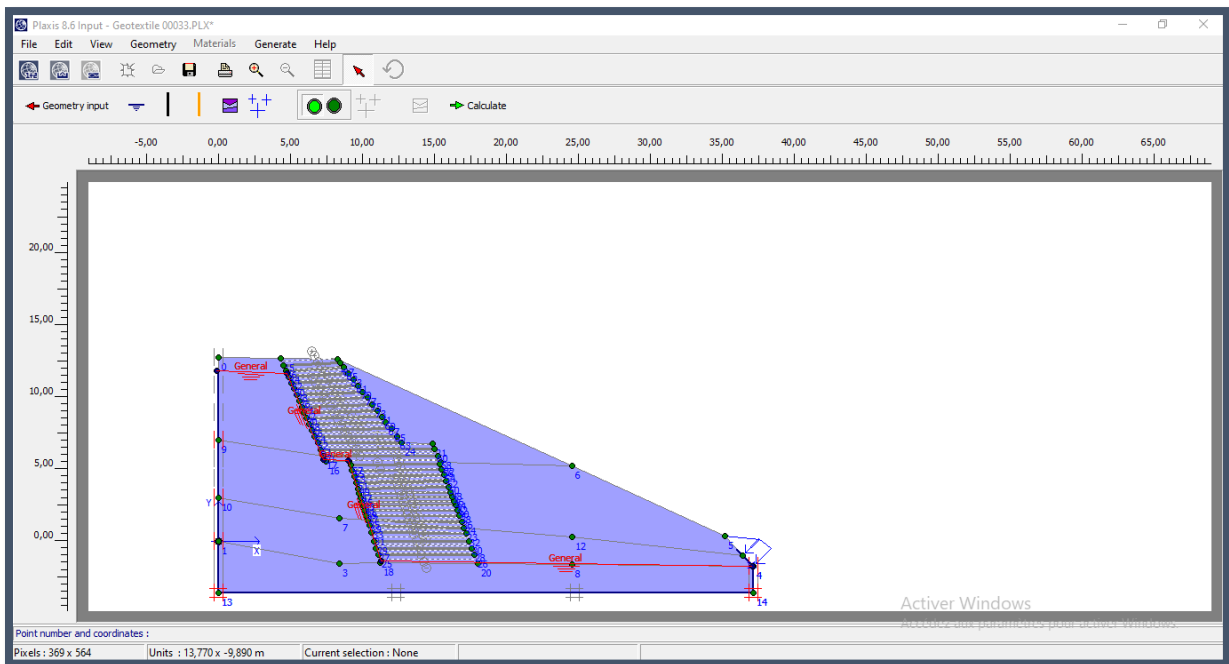


Figure IV.35: conditions hydraulique.

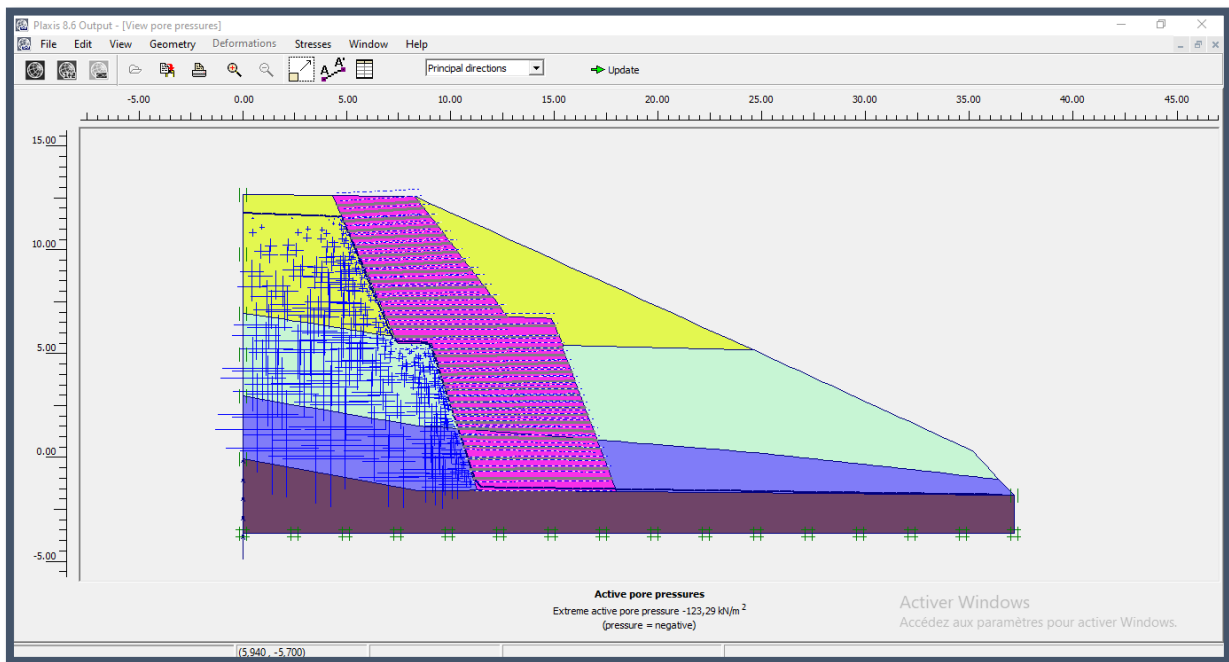


Figure IV.36 : Génération des pressions interstitielles .

3/ Calcul du modèle :

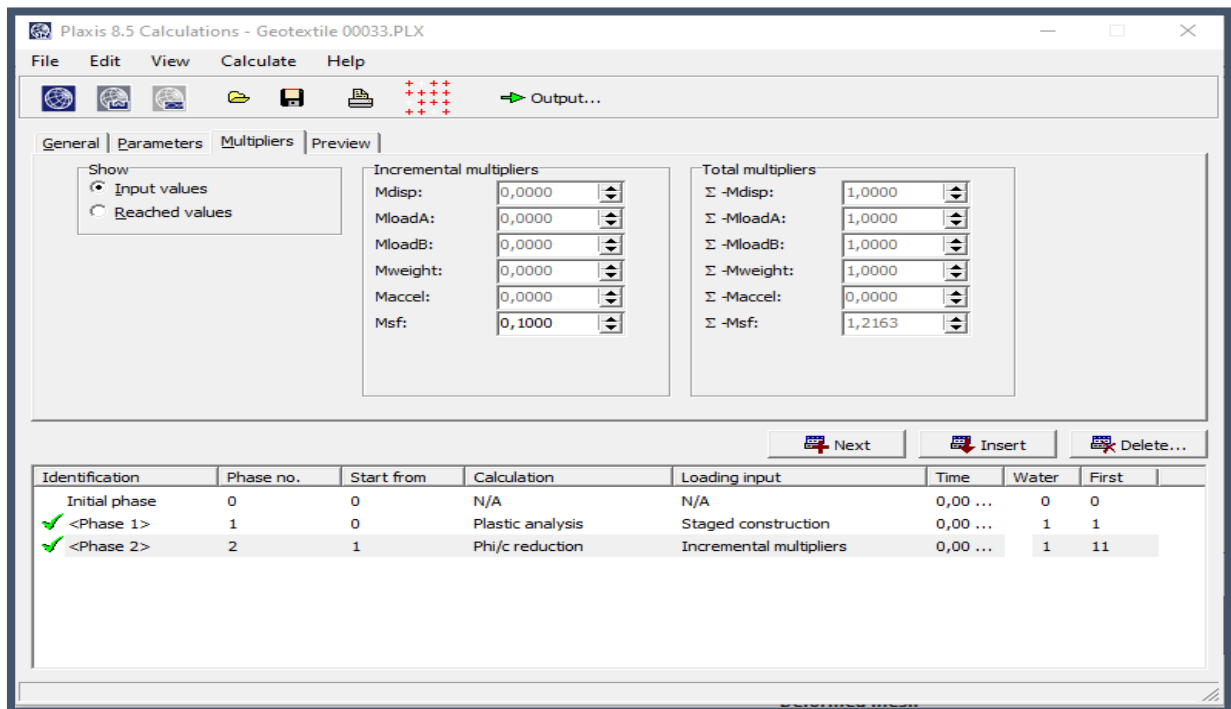


Figure IV.37 : Le menu de la barre d'outils calculate.



**4/ Déformations de maillage :**

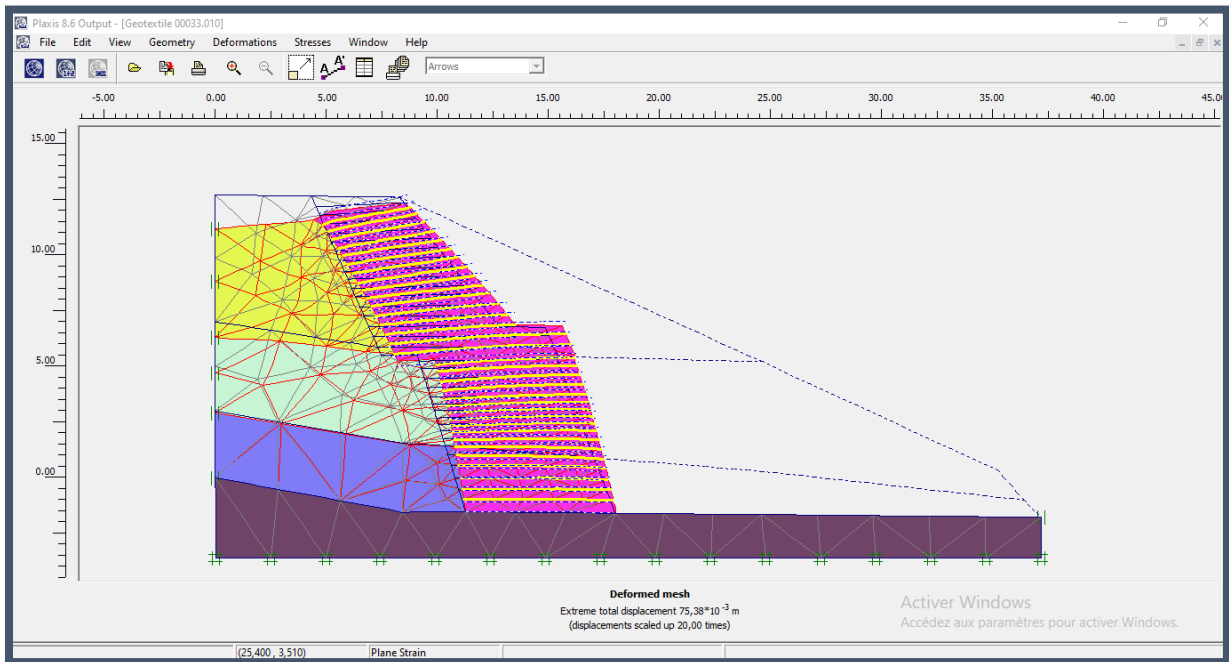


Figure IV.38 : La déformation du maillage (CAS 03).

**5/ Déplacement horizontal :**

Le déplacement horizontal maximum ( $U_x$ ) est de  $38.47 \cdot 10^{-3}$  m.

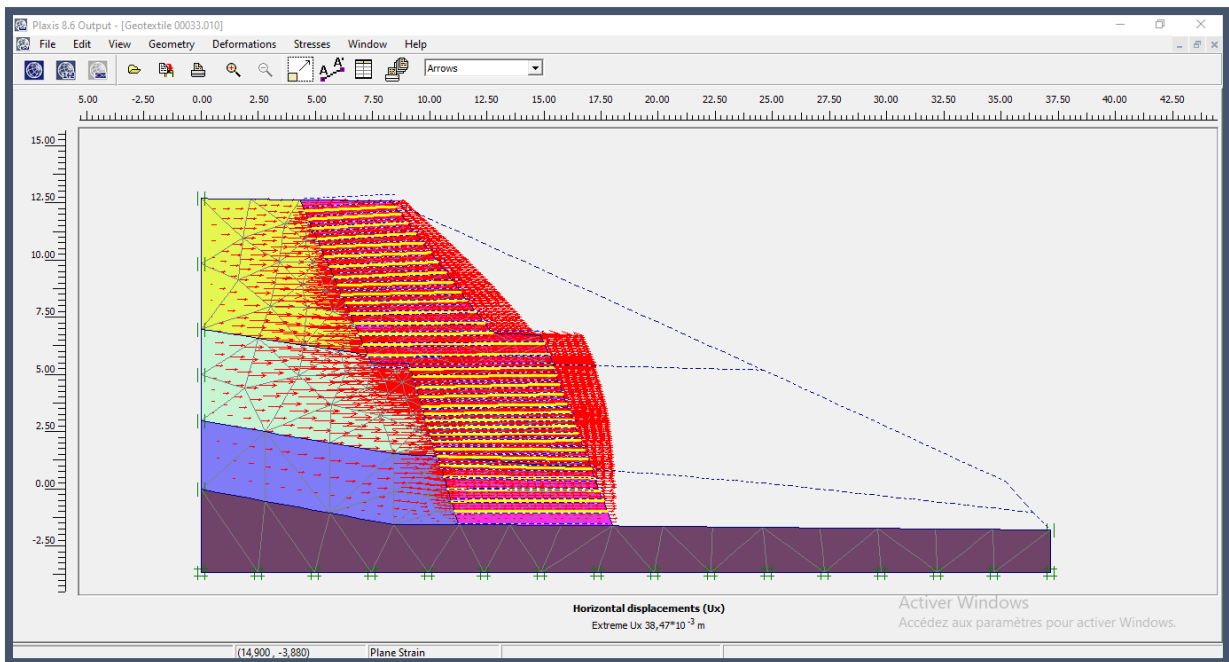


Figure IV.39 : Les déplacements horizontaux.

## 6/ Déplacements vertical :

Le déplacement vertical maximum ( $U_y$ ) est de  $75,38 \cdot 10^{-3}$  m

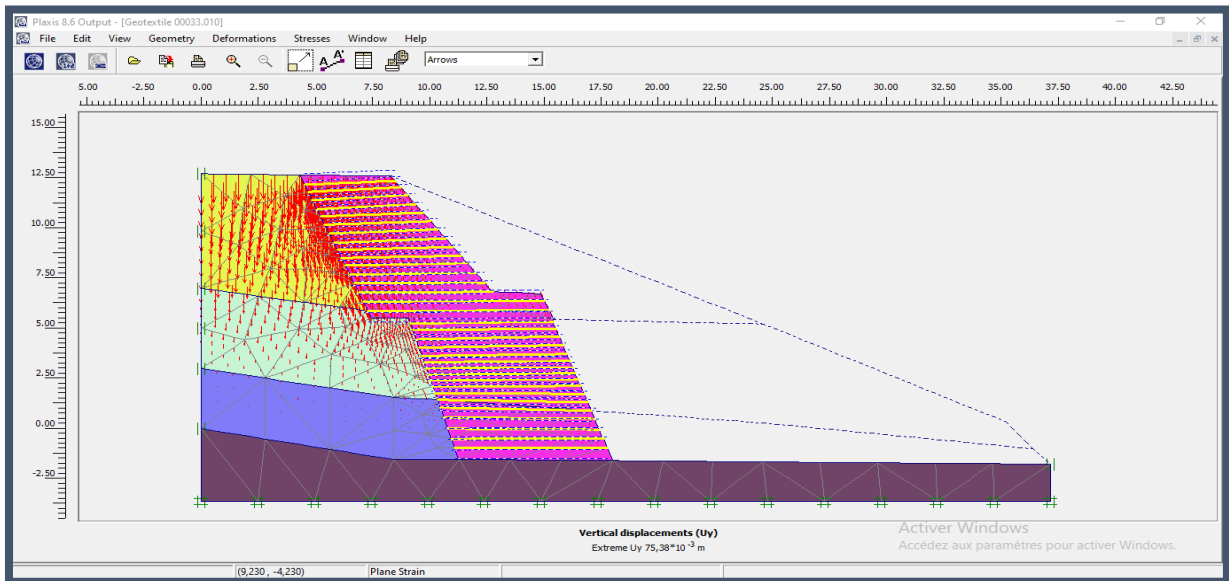


Figure IV. 40 : Les déplacements verticaux.

## IV.6 Résultats et discussion des résultats

### IV.6.1 Résultats et commentaires

Le travail de modélisation par Abaqus, nous a permis de trouver les résultats suivants.

Concernant les déplacements et la déformation de maillage choisi, il s'est avéré que la première variante (paroi moulée), donne des valeurs non satisfaisantes, puisque la fiche d'ancrage dans le sol est insuffisante, ce qui peut engendrer une instabilité d'ensemble. Pour les cas 02 et 03, les déplacements et la déformation de maillage sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.6 Résultats des déformations et déplacements.

Efforts internes	Variante Mur sur pieux	Variante mur avec géogrid
Déformation du maillage (mm)	42.34	75.38
Déplacement horizontal (mm)	36.07	38.47
Déplacement vertical (mm)	22.81	75.38

On remarque, aussi que les valeurs se rapprochent dans les déplacements horizontaux et la fiche d'ancrage H joue un rôle important dans la stabilité externe d'un géotextile et le mur pieu.

Pour les coefficients de sécurité sont déterminés à l'aide des courbes des coefficients de réduction. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Résultats des coefficients de sécurité à la rupture.

Valeurs	Variante Mur sur pieux	Variante mur avec géogrid
Coefficient de sécurité	1.71	1.21

Pour l'analyse comparative des deux cas retenus, le tableau suivant récapitule les résultats obtenus.

Tableau IV.8 : tableau de la comparaison des variantes de confortement.

Solution de confortement	Avantages	Inconvénients	Coût approximatif des travaux
Mur sur pieux	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Assurer une bonne stabilité.</li> <li>- Eviter toutes évolutions des déformations de la route.</li> <li>- Peu de terrassement.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Cout élevé</li> <li>-Voie d'accès pour engins.</li> <li>-Entreprise spécialisée.</li> </ul>	112 M DA (*)
	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Délai de réalisation court</li> <li>- Assurer une bonne stabilité.</li> <li>- Amélioration des caractéristiques mécaniques des sols.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Des voies d'accès pour engins en aval du site.</li> <li>- Risque de fatigue du géotextile sous les effets des UV (soleil) à long terme, d'où</li> </ul>	

Talus conforté par murs en géotextile	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Diminution de l'emprise des terrassements (fruit du mur <math>&gt;50^\circ</math>).</li> <li>- Optimisation du coût de la construction.</li> <li>- Préservation de l'aspect naturel du paysage.</li> <li>- Solution souple donc peut encaissée des petites déformations sans risque de rupture.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>la nécessité d'un engazonnement ou revêtement en béton de la face externe.</li> <li>- Terrassement important</li> </ul>	50 MDA (*)
---------------------------------------	---	--	------------

#### IV. 6.2 Conclusion et solution retenue

Afin de palier à ces désordres (effondrement d'une partie de la chaussée), engendrés par les pressions dues aux écoulements des eaux sous le remblai et traversant les marnes, des dispositifs de confortement, consistant en les différentes variantes citées ci-haut, sont proposés à savoir :

- Mur de soutènement avec en pieu
- Mur en géotextile

La stabilité est vérifiée, un coefficient de sécurité F variant de 1.21 à 1.71 et cela avec les deux variantes de confortement.

Pour cela, malgré le cout un peu élevé, on choisit la première variante (mur de soutènement avec pieux), en pieux car le coefficient de sécurité et 1.71, et il est plus stable que le mur en géotextile.

---

**Conclusion Générale**  
**&**  
**Recommandations**

---

## CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS

Les écrans de soutènement sont des ouvrages d'art, nécessitant un savoir faire non négligeable et un art dans leur conception, leur calcul et leur réalisation. Les diverses dégâts observées (effondrements des talus, affaissement des routes à proximité des routes, débordement des oueds et des écoulements des crues), surtout lors des périodes de crues, sont dans la plupart des cas dues aux mauvaises gestions de ces problèmes par les pouvoirs publics.

Nous avons essayé, par le biais de ce travail, à comprendre l'utilité des écrans de soutènement (murs de soutènement, palplanches, parois moulées) dans la sauvegarde des vies humaines et des biens publics (routes, talus, habitations, etc.) et d'appliquer les connaissances acquises en termes de calculs, codes et méthodes numériques dans le domaine géotechnique. Pour cela, notre travail consistait à prendre un cas d'étude réel ou surgit le problème d'affaissement d'un tronçon de route à proximité d'un talus, un travail numérique par le biais de la méthode des éléments finis, avec l'application du logiciel PLAXIS.

Les écrans de soutènement sont très utilisés pour la protection des talus, protection des infrastructures (routes, autoroutes ou ports) et absorbent les sollicitations horizontales et verticales dues aux poussées des terres et les surcharges. L'étude des écrans de soutènement, exige une large connaissance au domaine de la géotechnique, mécanique des sols, RDM et calcul numérique.

De point de vue quantitative et vu la modélisation faite, par PLAXIS, par le biais de la méthode des éléments finis, on peut conclure :

- L'implantation des écrans de soutènement, doit être faite sur la base des résultats du rapport du sol et la connaissance des caractéristiques mécaniques et physiques du sol.
- Il faut toujours présenter deux à trois variantes aux maitre de l'ouvrage pour pouvoir trancher sur la solution la plus durable et la plus économique ;
- Le travail ne peut se faire sans la connaissance de la méthode des éléments finis et un outil informatique comme un logiciel de calcul (comme PLAXIS)
- Les cas d'étude réel pris, a été étudié, avec trois variante, il s'est avéré qua la solution mur de soutènement avec pieux est la meilleure de point de vue stabilité de toute l'infrastructure (route + talus).

Nous recommandons, pour les futurs travaux), des études travaux plus poussés avec la prise en compte des cas plus diversifiés et en présence des eaux (pression hydrodynamique). Il est souhaitable d'analyser numériquement avec, peut être, d'autres logiciels en travaillant avec des analyses modales et des comportements non linéaires du sol et du matériau de l'écran de soutènement.



## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Ministère des Travaux Publics, Direction des Routes (2008), Règlement Parasismique Algérien des Ouvrages d'Art (RPOA 2008), Document Technique Réglementaire (DTR), Partie I (Ponts Neufs), Alger, Algérie.
- [2] Vassoughi K.Ch. (2001), Etude numérique du comportement des ouvrages de soutènement à la rupture, Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Paris, France.
- [3] Khan A.J. and Sikder M. (2004), Design basis and economic aspects of different types of retaining walls, Journal of Civil Engineering (IEB), Vol.32; Issue , pp: 17-34.
- [4] Guan M. and al. (2019), Seismic behavior of innovative composite walls with high-strength manufactured sand concrete, Engineering Structures, Vol.195, Issue 15, Pages 182-199.
- [5] Cahiers Techniques du Bâtiment, CTB (2001), Paroi moulée, une technique de soutènement multi-usage, Site : <https://www.cahiers-techniques-batiment.fr>.
- [6] Taylor F. (2007), The Berlin Wall, A secret history. History Today, Vol.57, Issue 2 pp: 43-49. Academic Search Complete. Web. 15 Sept. 2015.
- [7] Cerema (201), Climat et Territoires de Demain, Pneusol (Soutènement - Répartiteur de contraintes), Note d'Information - Chaussées Dépendances - Série(CD), France.
- [8] Luhua Li and al.(2016), Study of a small scale tyre-reinforced embankment, Geo-textiles and Geomembranes, Vol. 44, Issue 2, pp: 201-208.
- [9] Techniques de l'Ingénieur (2017), Pathologie générale- Pathologie du béton, Vieillessement, Pathologies et Réhabilitations du Bâtiment, Réf. Internet ti 42240, France.
- [10] Guemiri W. (2020), Etude des Structures maritimes renforcées par application des géocomposites, Choix et Perspectives, Mémoire de Master (sous la conduite du Dr M.Abdesmed), Depart. G.Civil, option géotechnique, Université de Blida1, Algérie.
- [11] Mats Kahlström (2013), Plaxis 2D Comparison of Mohr-Coulomb and Soft Soil Material Models, Master's Thesis of Science in Engineering Technology Civil Engineering Luleå University of Technology Department of Civil, Environmental and Natural Resources Engineering.
- [12] Bhutto A.H., Zardari S. and Bhurgri G.S. (2019), Mohr-Coulomb and Hardening Soil Model Comparison of the Settlement of an Embankment Dam, Engineering, Technology & Applied Science Research, Vol. 9, No. 5, pp: 4654-4658.
- [13] Tahar Abbas M. (2007), Méthodes numériques- Livre (Tome1), Office de Publications Universitaires, 2<sup>ème</sup> Edition, Alger, Algérie.
- [14] Shahrour I. and Ghorbanbeigi S. (1995), Behaviour of sheet and numerical pred icpilteios: n sfield test, Revue Francaise de Géotechnique, N°71, 2ème Trimestre 1995, pages : 39-47.
- [15] Arafati.N '' Contribution à l'étude des problèmes de déchargement dans les massifs de sol : application à la modélisation des ouvrages de soutènement '' thèse de doctorat, l'école nationale des ponts et chaussées 1996.
- [16] J. Kerisel et E. Absi : Tables de poussée et butée des terres. Presses de l'ENPC, 2003.
- [17] NF EN 1990 et son Annexe nationale : Eurocode 0 – Bases de calcul des structures.
- [18] Gahmous.S '' Étude de la stabilité d'un ouvrage de soutènement renforcé par géo synthétique '' mémoire master 2, université de mohamed khider de biskra 2018.



[19] Chogueur.A ‘’ modélisation numérique d’un écran de soutènement cas de l’interaction écran-fondation ‘’ mémoire de magister, université abu bakr belkaid de telemcen 2013.