REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Etude de soutènement de l'excavation du radie Application à la mégapil nord-ouest du stade Baraki

---

Présenté par

GACEMI FAIROUZ

BENTOUTI ILHEM

Proposé et Dirigé par

DR. KHAIATINE MOHAMMED

Promotion Juin 2021

DÉDICACE

Aux deux personnes que j'ai tant aimé qu'elles assistent à ma soutenance : mon cher père et ma chère mère.

A mes très chers frères et sœurs qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un

magnifique modèle de labeur et de persévérance.
J'espère qu'ils trouveront dans ce travail

toute ma reconnaissance et tout mon amour

A Mrs KHIATIN MOHAMED qui ont contribué vraiment à la réalisation de ce travail.

Tous les enseignants qui ont participé à mon épanouissement.

A mes chers et fidèles amis, et les autres, merci pour tous les, moments inoubliables

qu’ont a eu le long de notre amitié.

A mon binôme Bentouti Ilheme et toute sa famille.

-A tous mes collègues de la promotion géotechnique et amis

-A ma chère vous tous Je dédie ce modeste travail.

Gacemi fairouz

DÉDICACE

Aux deux personnes que j'ai tant aimé qu'elles assistent à ma soutenance : mon cher père et ma chère mère.

A mes très chers frères : Mohammed, yaeghoub, Nasser, Khaled et sœurs : Manar, Inass, Aya, Louiza qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour

A Mrs khiatin Mohammed qui ont contribué vraiment à la réalisation de ce travail.

Tous les enseignants qui ont participé à mon épanouissement.

A mes chers et fidèles amis Fatima, Latifa, Aicha, Khadidja, Jiji, Sara, Hanin, Hajer, Hayat, Nour, merci pour tous les, moments inoubliables qu'ont a eu le long de notre amitié.

A mon binôme Fairouz Gacemi et toute sa famille.

A tous mes collègues de la promotion géotechnique et amis.

A ma chère vous tous Je dédie ce modeste travail.

Bentouti Ilheme

Nous remercions avant tout, dieu le tout puissant qui nous a éclairé le chemin de la réussite et du savoir, et nous a donné le courage et la volonté pour réaliser ce travail.

C'est avec un immense plaisir que nous exprimons toute notre gratitude et notre satisfaction à monsieur khiatin Mohammed A qui n'a aménagé aucun effort pour nous encadré, dirigé et conseillé dans le cadre de l'élaboration de ce modeste travail. Nous apprécions sa disponibilité, son expérience qui nous a servie beaucoup de leçons.

Nous espérons vivement que le travail auquel nous avons accompli soit à la hauteur des espoirs qu'il a placé en nous Nous marquons aussi notre gratitude à tous ceux qui nous ferons l'honneur d'évaluer ce travail.

Un grand merci tout le personnel de la Laboratoire central des travaux publics *pour leurs conseils, leurs encouragements, leurs précieuses aide set leurs qualités humaines.*

En fin un grand remerciement à tous les enseignants du département de génie civil.

Résumé :

Dans le domaine de la construction, le blindage est l'ensemble des moyens qui sont mobilisés pour assurer la stabilité et la résistance des parois ou toitures des excavations, c'est à dire tranchées, fosse, galerie de mine ou colonne.
Dans ce travail, nous étudions la protection du stade Baraki et plus méga pile nord et ouest et vérifiez le facteur de sécurité par plaxis. Après avoir vérifié que ce dernier ne remplit pas les conditions, nous en avons déduit deux solutions pour choisir la meilleure d'entre elles, qui consiste à ajouter des pieux ou des palplanches, ce qui nous permet d'augmenter le facteur de sécurité

Mot-clé

Excavations, méga pile, pieux, palplanches, le blindage

Summary:

In the field of construction, shielding is all the means that are mobilized to ensure the stability and resistance of walls or roofs of excavations, i.e. trenches, pit, mine gallery or column.
In this work, we study the protection of Baraki Stadium and specifically the north and west huge pile and check the safety factor by plaxis. After verifying that the latter does not meet the conditions, we deduced two solutions to choose the best among them, which is adding piles or stacking panels, which allows us to increase the safety factor

Keywords

Excavations, shielding ,stacking ,panels, piles ,specifically

ملخص

في مجال البناء ، التدريع هو جميع الوسائل التي يتم تعبئتها لضمان استقرار ومقاومة الجدران أو أسقف الحفريات ، أي الخنادق أو الحفرة أو معرض المناجم أو العمود .في هذا العمل ، ندرس حماية ملعب براقي و بالتحديد الكومة الضخمة الشمالية و الغربية ونتحقق من عامل الأمان Plaxis .

بعد التحقق من أن هذا الأخير لا يحقق الشروط ،استنتجنا حلان لنختار الأفضل بينهما إلا و هو إضافة الأكوام أو تكديس الألواح مما يسمح لنا بزيادة معامل الأمان.

كلمات البحث :

التدريع ، الاكوام ،الالواح ، الحفريات ، الكومة

SOMMAIRE

Remerciements &dédicace ……..…….
Résumé ……..……..…….....
Sommaire ……..……..……...
Liste des tableaux ……..……..……..
Liste des figures ……..……...
Notations ……...……..
Introduction général ……..……..…….. 01

CHAPITRE I :
ETUDE BIBLIOGHRAFIQUE

I-1/Introduction …….....…….. 02
I-2 /Définition de blindage...…….....…… 02
a- Les blindages lourds ……..…… 03
b - Les blindages légers .....……..…… 03
I-3/Type de blindage ……. 03
I-3-1/Pieux .....….....……..…… 03
I-3-1-1/ Définition :……...……...…… 04
I-3-1-2/Historique : ……..…… 04
1.3.1.3/ Rôle depieux……..…… 04
1.3.1.4/Type du pieux……..…… 05
1.3.1.4.1/ Avec refoulement du sol en place ……....….. 08
1.3.1.4.2 /Sans refoulement du sol en place :…….....…… 09
I-3-2/Les palplanches ……..... 10
I-3-2-2/Définition …… 10
I-3-2-2/ Historique :……..... 10
I-3-2-3/ Le rôle de palplanche …….....…….……. 10
3-2-4/Type de palplanches :……...……...……...…… 13
I-3-3/ Les parois moulées 13
I-3-3-1/Définition ……..... .....
I-3-3-2/ Historique ……

I-3-3-3/Le rôle de paroi moulée :…….…… 14
I-3-4/Les mur de soutènement ……..…… 15
I-3-4-1/ Définition…… 15
I-3-4-2/Historique ……..... 15
I-3-4-3/ Le rôle de paroi moulée …….……. 16
I-3-4-4/ Type de paroi moulée ……...…..... 16
I-3-5/Le radier ……..……. 17
I-3-5-1/Définition ……. 17
I-3-5-2/ Historique…….. 18
I-3-5-3/ Le rôle de radier…….. 18
I-3-5-4/ Type de paroi moulée ……..……..……. 19
I-4/ Méthodes de calcul de stabilite …… . 21
I-4-1/ Introduction……. 21
I-4-2/Définition du coefficient de sécurité …….. 22
I-4-2-1/Calcul du coefficient de sécurité en rupture plane …….. 23
I-4-3/ Le choix des méthodes de calcul de la stabilité ……..... 23
I-4-3-1 / La méthode déterministe ……..……. 28
I-4-3-2/ La méthode d'éléments finis…….. 29
I-4-3-3/ Les méthodes probabilistes (stochastiques) …… 29
I-5/conclusion ……. 29

CHAPITRE II :
PRESENTATION DE PROJET

II-1/Introduction …….. 31
II-2/presentation de proje……... 31
II-2-1/ Localisation du site de projet …….. 32
II-2-2/Situation géographique et topographie …… 32
II-2-2-1/Géologie régionale …….. 33
II-2-2-3/Géologie locale …….. 34
II-2-2-4/Données sismologiques …….. 34
II-2-2-5/Données géotechniques …….. 35
II-3 / Reconnaissance géotechnique …… 35
II-3-1/ Organisation de la reconnaissance …… 35
II-3-2/ Nappe Phréatique …….. 35
II-3-3/Agressivité ……..... 36
II-4/Programme d'investigation géotechnique …….. 36
II-4-1/ Résultats de l'investigation géotechnique …….. 36
II-4-1-1/Sondages pressiométrique……. 36

II-4-2/ Essais de Laboratoire…….……. 39
II-4-2-1/ Programme des essais de laboratoire……. 39
II-4-3/Essais in-situ ……. 43
II-4-3-1/ Programme des essais de laboratoire……. 43
II-5/Résultats des essais physico mécaniques…… 45
II-5-1/Le megapile Nord …… 45
II-5-2/Megapile Ouest …….. 49
II-6/Conclusion ……. 55

CHAPITRE III
ANALYSE DE STABILITE

III-1/INTRODUCTION ……..... 58
III-2/ Le logiciel Plaxis :…….. 58
III-2-1/Le Maillage ……..... 59
III-2-2/ Les conditions aux limites en déplacement ……. 59
III-2-3/ Les contraintes initiales dues au poids des terres….. 59
III-2-4Les pressions interstitielles ..…… 59
III-2-5/ Le coefficient de sécurité …… 59
III-4/ Les modèles de comportements intégrés dans Plaxis … 60
III-4-1/ Modèle élastique linéaire …… 60
.III-4-1 / Le modèle de Mohr-Coulomb :…… 60
III-5/Calcul de glissement de terrain …… 62
III-5-1/ Le méga pille nord ……. 62
III-5-3/La méga pile ouest …… 67
III-6/Conclusion……..…… 72

CHAPITR IV
SOLUTION TECHNIQUE

IV- 1/INTRODUCTION …….. 73
IV-2/Visualisation des résultats …… . ……. 7 3
IV-3/Réalisation du pieu et palplanche ……..... 73
IV-3-1/Pieux…… ……. 73
IV-3-1-1/Méga pile nord…… .73

IV-3-1-2/Mēga pile ouest …… 80
IV-3-2/les palplanches …… 89
IV-3-2-1/Méga pile nord …… 89
IV-3-2-2/Méga pile ouest …… 96
IV-4/ Comparaison ente les pieux et palplanche…… 103
IV-5/CONCLUSION …… 104
Conclusion générale …… 105
Annex
bibliographie

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

Tableau I.1.équilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du coefficient de sécurité…22

CHAPITRE II

TableauII.1.représenter la Densité sèche……45
TableauII.2.représenter la Densité humide……..…45
TableauII.3.représenter la Degré de saturation…….46
TableauII.4.représenter la Cisaillement……46
TableauII.5représenter la Odomètre……...46
TableauII.6.représenter la SPT……..…….46
TableauII.7. représenter la Pressiometre……..……..46
TableauII.8.représenter la Pénétromètre statique……..……..……47
TableauII.9.représenter la Densité sèche……47
TableauII.10.représenter la Densité humide……..…...……..……47
TableauII11.représenter la Degré de saturation……47
TableauII.12.représenter la SPT……..……47
TableauII.13.représenter la Pressiometre……...……48
TableauII.14.représenter la Pénétromètre statique……..……48
TableauII.15.représenter la Densité sèche……48
TableauII.16représenter la Densité humide……..……48
TableauII.17.représenter la Degré de saturation……..……48
TableauII.18.représenter la Cisaillement ……49
TableauII.19.représenter la Odomètre…….……49
TableauII.20.représenter la SPT……...……49
TableauII.21.représenter la Pressiometre……49
TableauII.22.représenter la Densité sèche……50
TableauII.23.représenter la Densité humide…….……50
TableauII.24.représenter la Degré de saturation…….……50
TableauII.25.représenter la Cisaillement ……50
TableauII.26.représenter la Pressiometre……50
TableauII.27.représenter la Pénétromètre statique…….…..51

TableauII.28.représenter la Densité sèche…….51
TableauII.29.représenter la Densité humide…….51
TableauII.30.représenter la Degré de saturation……51
TableauII.31.représenter la Cisaillement…….……51
TableauII.32.représenter la Odomètre…….……52
TableauII.33.: représenter la Pressiometre……...…….……..52
TableauII.34.représenter la Pénétromètre statique…….…….52
TableauII.35.représenter la Densité sèche…….……52
TableauII.36.représenter la Densité humide……..53
TableauII.37.représenter la Degré de saturation……..…….53
TableauII.38.représenter la Cisaillement…….……..53
TableauII.39.représenter la Pressiometre……53
TableauII.40.représenter la Pénétromètre statique……..…53
TableauII.41.représenter la Densité sèche……...……54
TableauII.42.représenter la Densité humide……54
TableauII.43représenter la Degré de saturation……..……54
TableauII.44.représenter la Cisaillement……54
TableauII.45.: représenter la Odomètre……..….54
TableauII.46.représenter la Pressiometre……...54

CHAPITRE IV

TableauIV.1.résultat de déplacement et facteur de sécurité……..…103

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

FigureI.1abaque de blindage. ……..……...2
FigureI.2.exemple de blindage ……..……..3
FigureI.3.pieu (construction)…….……..…….....5
FigureI.4.Pieu battu ……...…….……6
FigureI.5.Les pieux à tube battu …….……7
FigureI.6.Les pieux battus moulés.…….…….....7
Figure I.7.pieux forés ……8
Figure I.8. les micropieux ……..9
FigureI.9.Exemples de palplanche bois…….……11
FigureI.10.palplanche en béton arme……...…11
Figure I.11 .palplanche en acier……...…….....12
Figure I.12.palplanche PVC……...……12
Figure I.13.palplanche en fibre de verre……..…13
Figure I.14.: La paroi moulée du World Trade Center, faite en 1966,1 dégagée en 2002 après la destruction des tours le 11 septembre 2001……14
Figure I.15.mur de soutènement……15
Figure I.16.Mur poids……16
Figure.I.17.Mur en gabions……17
Figure.I.18.murs en éléments préfabriqués……17
Figure.I.19. radier……..…18
Figure.I.20.: radier en bois d'une construction en Norvège……...18
Figure.I.21.radier plat……19
Figure.I.22.radier nervuré……20
Figure.I.23.radier champignon……..20
Figure.I.24.radier voûté……..21
Figure.I.25.Les forces agissantes sur une tranche……..22
Figure.I.26.Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche……24
Figure.I.27.Représentation graphique des forces sur une tranche……..…26
Figure.I.28.Forces considérées dans la méthode de Janbu……...28

CHAPITRE II

FigureII.1.: stade Baraki…….……...31

FigureII.2.stade de Baraki…….……32
FigureII.3.Photo aérienne de site……32
FigureII.4.Situation géographique stade……33
FigureII.5.Carte sismique de l'Algérie……34
FigureII.6.: le site de stade…….….35
FigureII.7.module de pressiométrique en fonction de la profondeur…….37
FigureII.8.module limite en fonction de la profondeur……..……37
FigureII.9.module de fluage en fonction de la profondeur…….37
FigureII.10.E/PL en fonction de la profondeur……..……38
FigureII.11.module de pressiométrique en fonction de la profondeur……..….38
FigureII.12.module limite en fonction de la profondeur……...38
FigureII.13.module de fluage en fonction de la profondeur…….…….39
FigureII.14.Rapport E/PL en fonction de la profondeur……....39
FigureII.15.: diagramme de plasticité……40
FigureII.16.Schéma de la boîte de cisaillement…….……41
FigureII.17.Interprétation graphique de l'essai consolidé non drainé……42
FigureII.18.schéma de d'une cellule triaxiale……42
FigureII.19.résultats de l'essai C.U à l'appareil triaxial…….43

CHAPITRE III

FigureIII.1.Fenêtre d'entrée des données de PLAXIS……...….58
FigureIII.2.Fenêtre des paramètres de MOHR-COULOMB……..……61
FigureIII.3.Définition du module à 50 % de la rupture……..…61
FigureIII.4.condition initial……....62
FigureIII.5.Fenêtre des caractéristiques générales relative à la couche de sol……....63
FigureIII.6.:le Maillage…….….63
FigureIII.7.la nappe phréatique……..……64
FigureIII.8.Génération des pressions interstitielles initiales……..……64
FigureIII.9.: Génération des contraintes initiales…….……..65
FigureIII.10.Excavation de la 1ère tranche jusqu'à la profondeur 6 m……..65
FigureIII.11.étape de calcule……..…66
FigureIII.12. Obtention de coefficient de sécurité…….66
FigureIII.13.courbe représenter le facteur de sécurité……...67
FigureIII.14.condition initial……..67
FigureIII.15.fenêtre des caractéristiques générales relative à la couche de sol……68
FigureIII.16.le Maillage…….……68
FigureIII.17.la nappe phréatique……69
FigureIII.18.Génération des pressions interstitielles initiales……69
FigureIII.19.Génération des contraintes initiales…….…..70

FigureIII.20.Excavation de la 1ère tranche jusqu'à la profondeur 6 m……..70
FigureIII.21.étape de calcule……..…71
FigureIII.22.Obtention de coefficient de sécurité……..…….71
FigureIII.23.courbe représenter le facteur de sécurité…….….72

CHAPITRE IV

Figure.IV.1.Modèle géométrique du projet…….……..73
Figure.IV.2.Maillage du projet……..……74
Figure.IV.3.Conditions hydrauliques initiales……...74
Figure.IV.4.Génération des pressions interstitielles initiales……..……...75
Figure.IV.5.Génération des contraintes initiales……...…….75
Figure.IV.6.Réalisation du pieu…….....76
Figure.IV.7.Excavation jusqu'à la profondeur6m……..……76
Figure.IV.8.Obtention de coefficient de sécurité……...77
Figure.IV.9.Obtention de coefficient de sécurité…….……...77
Figure.IV.10.Déformation de maillage……...……77
Figure.IV.11.Déplacement total……..……...78
Figure.IV.12.Déplacement horizontal……..…….78
Figure.IV.13. Déplacement vertical……..….78
Figure.IV.14.deplacement total dans le pieu……..……79
Figure.IV.15.deplacement horizontal dans le piuex……...……79
Figure.IV.16.déplacement vertical dans le pieux……..…….79
Figure.IV.17. force axial……80
Figure.IV.18.moment fléchissant …….….80
Figure.IV.19.moment de cisaillement……80
Figure.IV.20.Modèle géométrique du projet…….…....81
Figure.IV.21.Maillage du projet……..…81
Figure.IV.22.Conditions hydrauliques initiales…….…82
Figure.IV.23.Génération des pressions interstitielles initiales…….…..82
Figure.IV.24.Génération des contraintes initiales…….……83
Figure.IV.25.Réalisation de le pieux…….……83
Figure.IV.26.Excavation jusqu'à la profondeur6m …….…….84
Figure.IV.27.Obtention de coefficient de sécurité…….84
Figure.IV.28.Obtention de coefficient de sécurité…….84
Figure.IV.29.Déformation de maillage……..……85
Figure.IV.30.Déplacement total…….……86
Figure.IV.31.Déplacement horizontal…….…..86
Figure.IV.32.Déplacement vertical…….86
Figure.IV.33.déplacement totale de pieux……..…87
Figure.IV.34.deplacement horizontal de pieux ……....87
Figure.IV.35.deplacement horizontal de pieux……..……87

Figure.IV.36.force axial……..88
Figure.IV.37.moment de cisaillement ……..……88
Figure.IV.38.moment fléchissant……..……88
Figure.IV.39.Modèle géométrique du projet…….…89
Figure.IV.40.Maillage du projet…….……89
Figure.IV.41.Conditions hydrauliques initiales……90
Figure.IV.42.Génération des pressions interstitielles initiales…….……..90
Figure.IV.43.Génération des contraintes initiales……..…91
Figure.IV.44.Réalisation de la palplanche……..……91
Figure.IV.45.Excavation jusqu'à la profondeur6m……...…….92
Figure.IV.46.Obtention de coefficient de sécurité……...……...92
Figure.IV.47.Obtention de coefficient de sécurité……...……...92
Figure.IV.48.Déformation de maillage……..……93
Figure.IV.49.Déplacement total…….……93
Figure.IV.50.Déplacement horizontal……94
Figure.IV.51.Déplacement vertical…….…94
Figure.IV.52.déplacement totale de palplanche……..……...94
Figure.IV.53.deplacement horizontal depalplanche……...95
Figure.IV.54.déplacement vertical de palplanche……..……95
Figure.IV.55.force axial……..95
Figure.IV.56.moment de cisaillement ……..…….96
Figure.IV.57.moment fléchissant……...……96
Figure.IV.58.Modèle géométrique du projet……..……96
Figure.IV.59.Maillage du projet……...……..97
Figure.IV.60.Conditions hydrauliques initiales…….……97
Figure.IV.61.Génération des pressions interstitielles initiales……...……98
Figure.IV.62.Génération des contraintes initiales…….….98
Figure.IV.63.Réalisation de la palplanche…….…….99
Figure.IV.64.Excavation jusqu'à la profondeur6m ……...…99
Figure.IV.65.Obtention de coefficient de sécurité……..……100
Figure.IV.66.Obtention de coefficient de sécurité……..……100
Figure.IV.67.Déformation de maillage…….101
Figure.IV.68.Déplacement total……...……101
Figure.IV.69.Déplacement horizontal……..101
Figure.IV.70.Déplacement vertical……..……101
Figure.IV.71.déplacement totale de palplanche……..……102
Figure.IV.72.déplacement horizontal de palplanche……102
Figure.IV.73.déplacement vertical de palplanche……..……..102
Figure.IV.74.force axial……103
Figure. IV.75.moment fléchissant.....103
Figure. IV.76.moment de cisaillement.……..……103

NOTATION

W : le poids du bloc de sol considéré

V et H : les efforts sur les cotés du bloc

N et T : les réactions normale et tangentielle à la base du bloc

Ul : l'effort du à la pression d'eau latérale

T : effort tranchant

U : l'effort du à la pression d'eau à la bas

WL : La Limite de liquidité

PL : La Limite plastique

γd : La densité sèche

γh : La densité humide

Sr : Le degré de saturation

Cc : Indice de compression

Cu : Cohésion du sol

Em : Module presssiométrique du sol

QC : La résistance à la pénétration du cône

Φ : L'angle de frottement

Φ' : Angle de frottement interne effectif du sol

Fs : coefficient de sécurité

E : Module d'Young

Eref : Module d'Young de référence

N : nombre de coup

W : Poids volumique de l'eau

ν: Coefficient de poisson

MEF: Méthode des Élément Finis.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le développement en zones urbaines conduit généralement à la réalisation de nouvelles constructions comportant plusieurs sous sols, de voiries et de parking souterrains ou encore d'ouvrage d'assainissement. Ainsi, leur réalisation nécessite des excavations profondes. Pour des raisons d'encombrement ces excavations se trouvent à proximité des ouvrages et structures en service en surface. L'intégrité et la stabilité de ces ouvrages est un enjeu primordial pendant les différentes phases des travaux de nouvelles constructions (excavation, construction…).

Dans ce projet, nous examinerons le blindage temporaire pouvoir ont être prescrit a fin de réaliser les excavations puis les fondations. Plus précisément, mégapile nord et ouest.

Pour ce faire, nous procéderons comme suit

• La première étape portera sur la présentation de blindage et la méthode de stabilité.

• La deuxième étape sera Présentation du projet avec investigation géotechnique

•La troisième étape sera le étude par plaxis 2D(Analyse de stabilité)

• La quatrième étape sera propose les solutions technique

Et on fin le mémoire terminé par une conclusion générale

CHAPITRE I

Etude bibliographique

I-1/ Introduction :

Lors de la construction d'un ouvrage, la réalisation des fondations nécessite la mise en sécurité des personnes et des biens en raison des risques d'éboulements. Cette mise en sécurité est appelée le **blindage**. Le blindage de fouilles ou de tranchées est régi par le décret du 8 janvier 1965, lequel le rend obligatoire dès lors que la profondeur des fouilles est supérieure à 1,30 m et que leur largeur est égale ou inférieure au 2/3 de leur profondeur (1)

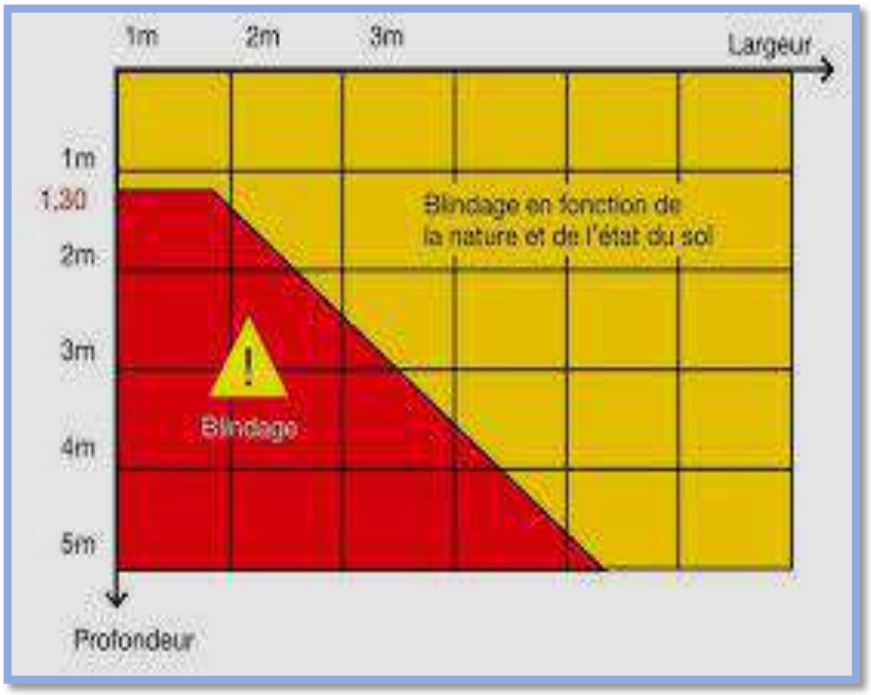


Figure1.1 : abaque de blindage

I-2/Définition de blindage :

Le blindage est l'ensemble des moyens mobilisés pour assurer la stabilité et la résistance des parois ou des plafonds d'une excavation, savoir tranchée, fosse, galerie de mine, puits ou tunnel. L'étaiement est un blindage consistant en la pose d'étais (2).



Figure 1.2 exemple de blindage

On peut classer les blindages en deux catégories : les blindages lourds et les blindages légers (1).

a -Les blindages lourds :

sont préconisés en cas de fouilles larges ou profondes. Leur mise en place suppose l'utilisation d'engins de levage. Sont considérés comme des blindages lourds les blindages par caissons métalliques assemblés le plus souvent à l'extérieur de la fouille, le blindage par palplanches mis en place avant le terrassement.

Le blindage par palplanches est recommandé pour les travaux de grande ampleur. Ce type de blindage est couramment utilisé pour des tranchées de profondeur de 6 m jusqu'à 20 ou 30 m. Enfin, le blindage à simple (jusqu'à 3,50 m) ou double glissière (7,40 m) est utilisé pour les terrains sans cohésion, sa mise en place se fait au fur et à mesure du terrassement.

b - Les blindages légers :

Quant aux blindages dits légers, ils se caractérisent par leur malléabilité et leur légèreté. Ce type de blindage peut être réalisé au moyen de cadres en aluminium modulaires reliés par des montants métalliques. Les cadres en aluminium peuvent atteindre une hauteur pouvant aller jusqu'à 2,5 m. Le blindage par panneaux de bois est également envisageable si les longueurs de tranchées sont conséquentes mais que leur profondeur est égale ou inférieure à 2,50 m.

I-3/Type de blindage :

* les pieux

* les parois moulées

* les palplanches

* les murs de soutènement

* le radier

I-3-1/Pieux :

I-3-1-1/ Définition :

Les pieux font partie des fondations profondes sur lesquelles un bâtiment s'appuie. Il est indispensable d'utiliser ce type de fondation lorsque le sol sur lequel on bâtit un ouvrage n'est pas suffisamment solide et homogène. Les pieux auront alors pour fonction de transmettre les charges de l'ouvrage à une couche de sol plus dure qui se trouve plus en profondeur. On peut aussi l'utiliser pour le renforcement d'une fondation existante. Par ailleurs, les pieux supportent toute la structure de l'ouvrage. Ainsi, il peut être en bois, en béton ou en acier.(3)



Figure1.3: pieu (construction)

I-3-1-2/Historique :

Des pieux de fondation retrouvés sous une pyramide datent de plusieurs milliers d'années avant notre ère mais « l'art » des constructeurs n'a fait place à la « technique », grâce aux progrès conjugués des sciences fondamentales et des machines, que seulement à partir de la deuxième moitié du XXe siècle. (4)

1.3.1.3 Rôle de pieux :

Lorsque le sol, situé immédiatement sous les ouvrages, ne présente pas des qualités de portance suffisantes, les pieux constituent une solution de fondations profondes
Ils sont utilisés également pour résister à :
-des efforts latéraux (poussée des terres, efforts dus au vent ou au freinage, etc.) ;
-des efforts de traction : ils ont alors un rôle d'ancrage (Fondations de pylônes).(2)

1.3.1.4. Type de pieux :

Il existe différents types de pieux :

Avec refoulement du sol en place :

- Les Pieux battus.
- Les pieux foncés.
- Les pieux battus moulés

Sans refoulement du sol en place :

- Les pieux fores.
- Les micropieux.

1.3.1.4.1. Avec refoulement du sol en place :

***Les Pieux battus :**

Les pieux à tube battu sont réalisés à l'aide d'un tube métallique creux fermé à la base, battu en force dans le sol et qui sert ensuite à couler du béton dans le sol à mesure de la remontée du tube. Ils se rapprochent des tubes battus par l'absence d'extraction de matériaux, mais le pieu lui-même est réalisé en place dans le terrain



Figure1.4 : Pieu battu

*** Les pieux à tube battu :**

Le pieu battu tubé, ou pieu pilonné de petit diamètre, est un pieu à tube perdu foncé par battage intérieur à faible énergie. Le battage est réalisé à l'aide d'un mouton à chute libre frappant un bouchon de béton sec, à l'extrémité inférieure du tube. Les éléments de tube sont assemblés par soudure, en fonction de la hauteur libre disponible.



Figure 1.5: Les pieux à tube battu

*** Les pieux battus moulés**

Le pieu battu moulé dans le sol sur plaque est un pieu cylindrique en béton, réalisé par le battage dans le sol d'un tube en acier, récupérable et fermé dans le bas par une plaque perdue. (5)



Figure1.6 : Les pieux battus moulés

1.3.1.4.2. Sans refoulement du sol en place :

*** Les pieux forés :**

Les pieux forés sont une technologie très performante avec de nombreuses applications pour des fondations dans le génie civil et dans le bâtiment. L'utilisation d'un tubage en acier, temporaire ou permanent, permet de résoudre de nombreux problèmes techniques



Figure 1.7 : pieux forés

*** Les micropieux:**

Les micropieux ou pieu-racine est un pieu foré de faible diamètre mis en place dans le sol par injection de coulis de ciment et équipé le plus souvent d'une armature métallique perdue (barre, tube d'acier, profilé métallique,…). Le pieu est foré à l'air comprimé ou au moyen d'un fluide de forage (eau, coulis de ciment, bentonite).

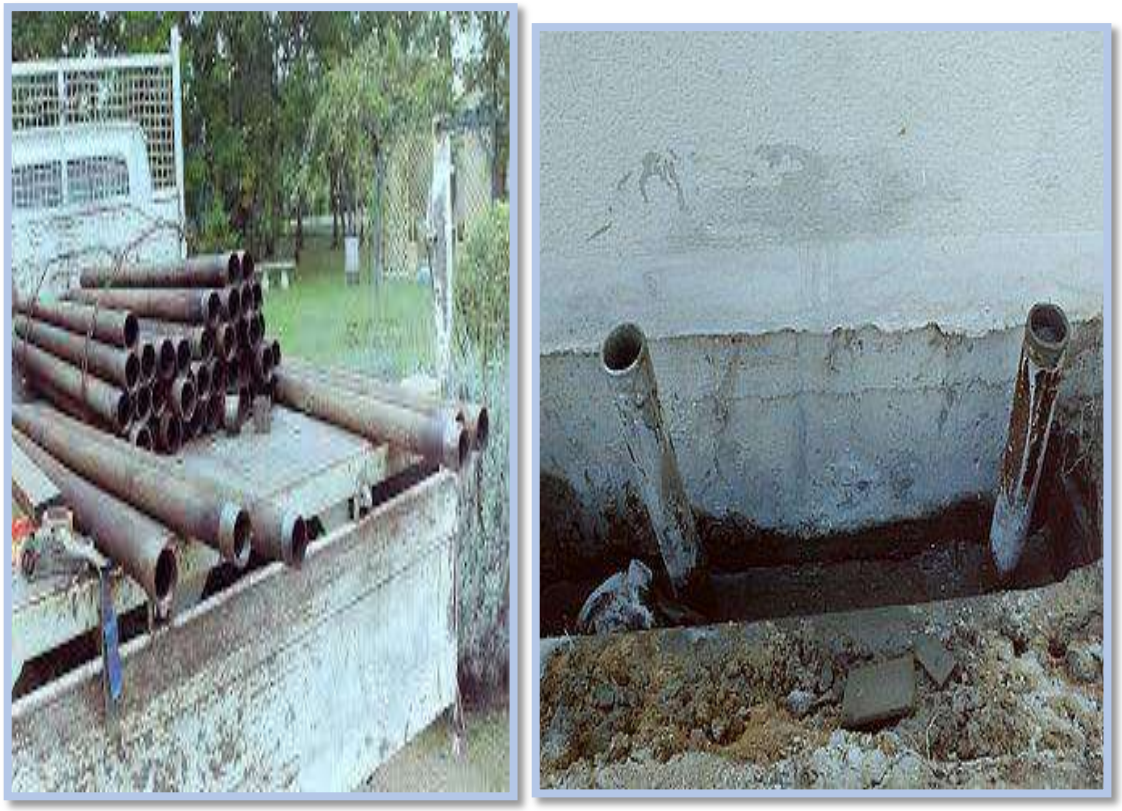


Figure 1.8 : les micropieux

I-3-2/Les palplanches :

I-3-2-2/Définition :

La palplanche est une « pièce en bois, acier, béton, etc., de section spéciale, permettant de l'emboîter à une autre et généralement utilisée à la constitution de parois étanches en terrains meubles, aquifères ou immergés. » Dans le langage courant, la palplanche est souvent définie comme un « profilé métallique » mais la palplanche ne désigne pas seulement le profilé acier mais bien un profilé de section spécifique fait dans divers matériaux tels que le béton, le bois, ou le PVC. (6)

I-3-2-2/ Historique :

Le XIXe vit aussi apparaître les constructions métalliques**.** Les palplanches en bois furent remplacées par des palplanches en fonte en Angleterre dès 1822. L'acier pris la place de la fonte en 1882.

Une multitude de brevets furent déposés mais la véritable utilisation des palplanches en acier ne se fit qu'après 1900 une quarantaine d'années après que l'acier ne soit fourni à bas prix(7)

I-3-2-3/ Le rôle de palplanche :

•afin de réaliser un dénivelé de quelques mètres (une dizaine au maximum) dans un espace exigu (soutènement définitif ou provisoire comme le blindage de fouilles) ;
•au bord des canaux, de manière à stabiliser les berges et éviter leur érosion ;
•d'autre part, ils permettent la réalisation ou l'extension de quais, ports, écluses ;
•pour confiner les sols pollués ;
•afin de bloquer le phénomène de grand glissement d'un talus ;
•lors de réalisation de batardeaux (ouvrages en rivière permettant la construction au sec de piles de ponts ...)
•afin de réaliser les parois verticales de tranchées couvertes

3-2-4/Type de palplanches :

- La palplanche en bois
- La palplanche en béton armé
- La palplanche en acier
- Les palplanches pvc
- La palplanche en fibre de verre

***La palplanche en bois:**

La palplanche en bois est utilisée depuis des centaines d'années. Le bois est le matériau le plus ancien de la construction, il est régulièrement utilisé pour des structures légères. À cet effet, il peut être utilisé pour des rondins placés dans le sol afin d'agir comme barrage brut, ce qui correspond à l'ancêtre de la palplanche



Figure 1.9: Exemples de palplanche bois

***La Palplanchesen béton armé :**

Ont haute résistance, rigidité, facilement obtenue, les avantages de la construction simple, sa forme peuvent être conçus en fonction des besoins, à rainure et les joints de structure.



Figure 1.10 : palplanche en béton arme

***La palplanche en acier :**

Palplanche en acier sans tenir compte de la pile en tirant problème, de sorte que le projet de puits de base occupe une place dans les parois moulées, ennuyé mur pile de retenue avant la ligne n'a pas encore mis au point, la structure de base de la fosse de fondation en utilisant des pieux en acier et en béton palplanche



Figure1.11 : palplanche en acier

***La palplanche PVC :**

Est utilisée comme alternative durable aux pal feuilles et palplanches acier, aux tunages en bois exotique ou encore à l'enrochement et aux gabions. En effet, la matière plastique recyclée qui compose les palplanches PVC ne craint ni l'oxydation, ni l'érosion, ni la putréfaction.



Figure1.12 : palplanche PVC

*** La palplanche en fibre de verre :**

La palplanche en fibre de verre a suivi celle du PVC pour les mêmes raisons mais en apportant une résistance bien plus important que celle du PVC.



Figure 1.13: palplanche en fibre de verre

I-3-3/ Les parois moulées :

I-3-3-1/Définition :

Une paroi moulée est un mur en béton armé creusé et coulé à même le sol. Pour l'exécution de la paroi, on creuse une tranchée par panneaux adjacents réalisée à la profondeur et avec l'épaisseur voulue. La tenue des parois de forage se fait grâce à un fluide de stabilisation à base de boues bentonitique ou à base de boues polymères. Les panneaux sont équipés d'une cage d'armatures permettant la reprise des efforts. Le fluide de stabilisation est ensuite traité pour permettre un bétonnage de qualité. Le bétonnage se déroule au tube plongeur. (2)

I-3-3-2/ Historique :

Après les premiers travaux théoriques en 1913 sur l'effet positif de la boue pour stabiliser les forages, et l'utilisation ponctuelle de boue dans des forages miniers dès 1920, la bentonite est utilisée dans des forages pour la première fois en 1927.
Un ingénieur autrichien, Christian Veder, imagine en 1938 le concept de mur coulé dans une tranchée emplie de boue, puis en 1948 a lieu la première réalisation similaire sur Terminal Island à Long Beach.
La première réalisation en France est faite à Paris par Solétanche à l'impasse d'Antin ;la première paroi moulée des États-Unis est faite en 1962, et en 1966 c'est avec cette technique qu'est faite la « baignoire » étanche des fondations du World Trade Center.(2)



Figure 1.14 : La paroi moulée du World Trade Center, faite en 1966, dégagée en 2002 après la destruction des toursle 11 septembre 2001

I-3-3-3/Le rôle de paroi moulée :

• La paroi moulée remplit soit la fonction de paroi étanche et/ou de mur de soutènement. Elle peut aussi faire fonction d'élément porteur vertical.

• Des panneaux de parois moulées peuvent être réalisés en paroi continue ou en éléments porteurs isolés (barrettes).

• Reprise de charges verticales élevées

• Soutènement d'excavations profondes à proximité immédiate de constructions existantes.

• Projets de tunnels et de parkings en environnement urbain, murs de quai(8)

I-3-4/Les mur de soutènement :

I-3-4-1/ Définition :

Un ouvrage de soutènement est une construction destinée à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide. Les ouvrages de soutènement sont essentiellement employés, soit en site montagneux pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanches, soit en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art. II existe deux grandes classes d'ouvrages de soutènement : ceux composés d'une paroi résistante et d'une semelle de fondation et ceux composés d'une paroi (palplanches). (9)



Figure 1.15: mur de soutènement

I-3-4-2/Historique :

Il s'agit d'une méthode de soutènement assez récente (1963) développée par Henri Vidal, qui consiste à utiliser le sol, et non un mur en béton pour assurer la stabilité d'un versant. Le concept est de renforcer le sol par l'ajout d'armatures qui solliciteront un frottement entre elles et les cailloux du remblai.

I-3-4-3/ Le rôle de paroi moulée :

Le mur de soutènement est utilisé pour de nombreuses raisons. Il peut répondre à différentes nécessités humaines, comme la préservation des routes contre le risque d'éboulements, la structuration d'une berge sur un quai, la création de protection ou de délimitation ou encore l'établissement de fondations

I-3-4-4/ Type de paroi moulée :

- Mur poids.
- Mur en gabions.
- Les murs en éléments préfabriqués.

a - Mur poids :

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



Figure 1.16 : Mur poids

b - Mur en gabions :

C'est un mur dérivé du mur poids, il a la forme d'une caisse chargée par sa partie haute de cailloux quant aux murs gabions, ils peuvent être assimilés à des murs poids ou caisson : il s'agit d'une enveloppe de fil de fer grillagée parallélépipédique remplie de gros galets laissant le drainage de l'eau et évitant ainsi toute pression hydrostatique. Ce type de murs convient dans le cas de terrains compressibles.



Figure 1.17:Mur en gabions

c - Les murs en éléments préfabriqués :

Ce sont des murs en béton armé préfabriqué ou en métal constitués d'élément superposés. Ce dispositif offre un aspect architectural très intéressant, la face visible n'est pas forcément plane et uniforme certains éléments étant avancés ou reculés les une par rapport aux autres.

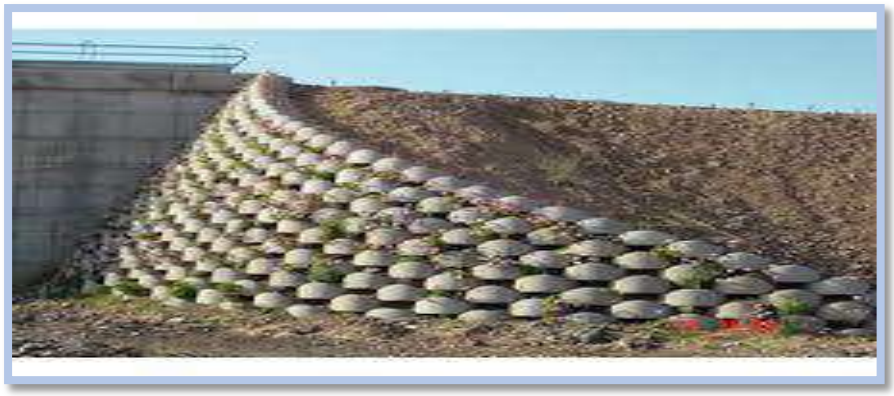


Figure 1.18 : murs en éléments préfabriqués

I-3-5/Le radier :

I-3-5-1/Définition :

Un **radier** est une dalle en béton continue s'étendant sur toute la surface de l'édifice. Le radier permet une bonne répartition des charges et des surcharges. (1)



Figure 1.19 : radier

I-3-5-2/ Historique :

Dans la préhistoire, les hommes, pour se défendre des intrus, construisaient des maisons sur pilotis au-dessus des eaux des lacs ; puis, dans les zones marécageuses et les lagunes, ils créèrent des îles artificielles, en enfonçant profondément dans la vase des pieux de bois qu'ils recouvraient de pierres maçonnées, de façon à obtenir un radier sur lequel était édifiée leur cité. (2)



Figure 1.20 : radier en bois d'une construction en Norvège

I-3-5-3/ Le rôle de radier:

- pour supporter les charges de constructions imposantes ou la couche d'assise est hétérogène et présente un risque de tassement différentiel.
- Le radier peut être également une solution économique lorsque le bon sol est situé à une profondeur trop importante.
- le terrain est situé en zone inondable, le radier étanche permet de résister aux sous-pressions exercées par la nappe. (10)

I-3-5-4/ Type de paroi moulée :

- Les radiers plats
- Les radiers nervurés
- Les radiers champignons. (10)

a -Les radiers plats :

Sont les plus utilisés. Ils sont appropriés aux constructions d'emprise faible. Les porteurs verticaux prennent appui directement sur la dalle.

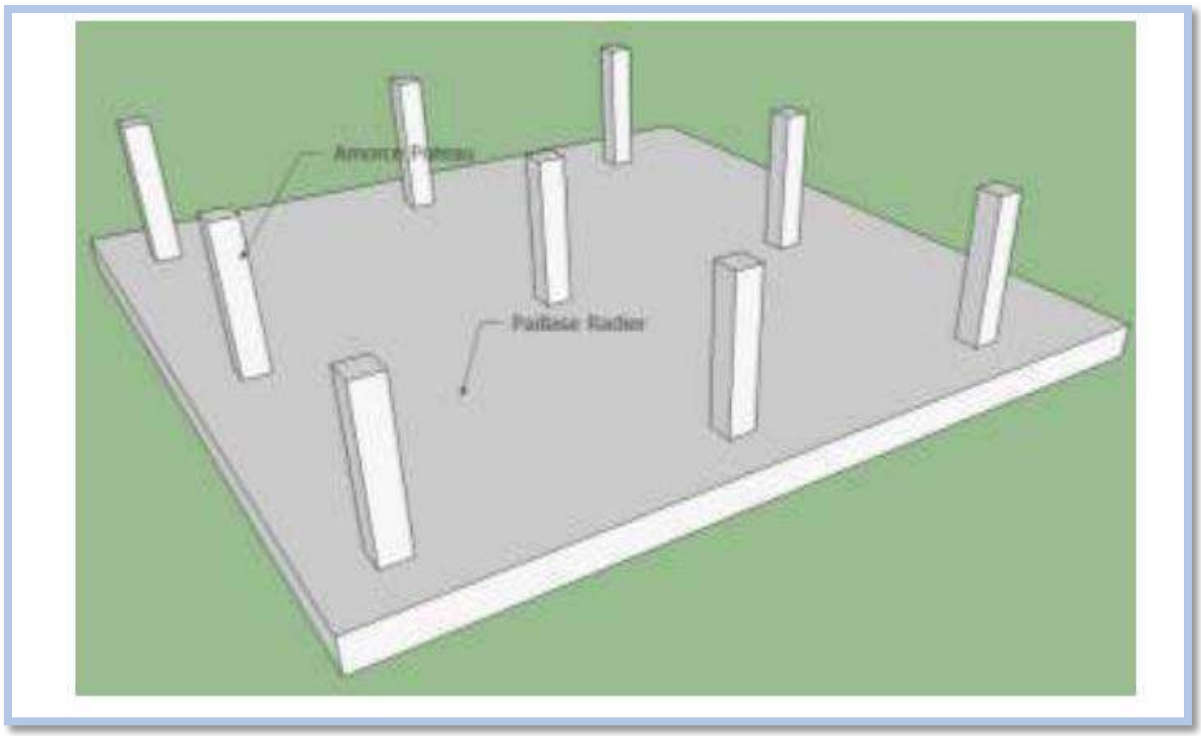


Figure 1.21 :radier plat

b - Les radiers nervurés :

Sont constitués de poutres et de poutrelles croisées qui ont pour fonction de raidir la dalle. Ce type de radier est préconisé lorsque la dalle plate n'est pas suffisamment rigide en raison de son épaisseur pour supporter des charges conséquentes.

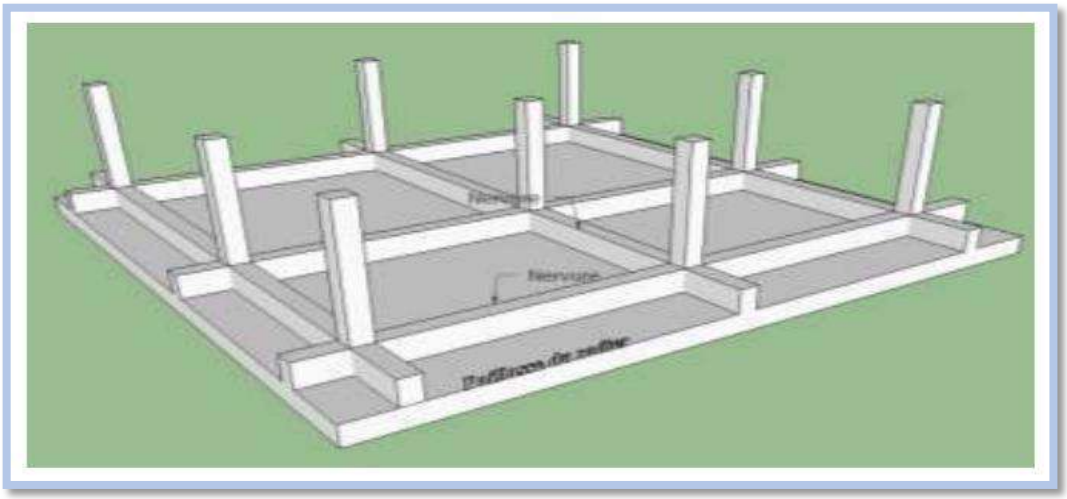


Figure 1.22 :radier nervuré

c - Les radiers champignons :

Se composent de poteaux et de chapiteaux. Les charges sont réparties des poteaux jusqu'aux chapiteaux puis transmises à la dalle. Ce type de radier permet une meilleure répartition. En revanche, les radiers champignons sont imposants.

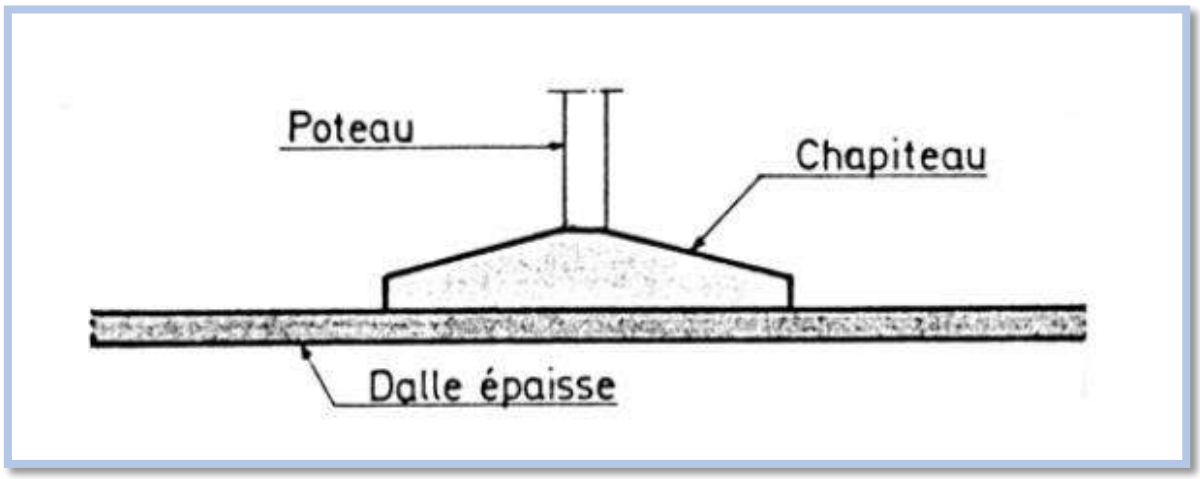


Figure 1.23 : radier champignon

e - les radiers voûtés :

Se constituent de plusieurs voûtes, de poteaux et de tirants en acier. Les voûtes sont placées perpendiculairement au radier ainsi que les tirants positionnés perpendiculairement à l'axe des voûtes. Les voûtes subissent un effort de compression mais aucun moment de flexion. Les radiers voûtés sont peu encombrants car minces (de 12 cm à 20 cm) et de ce fait nécessitent moins de matériaux pour leur.

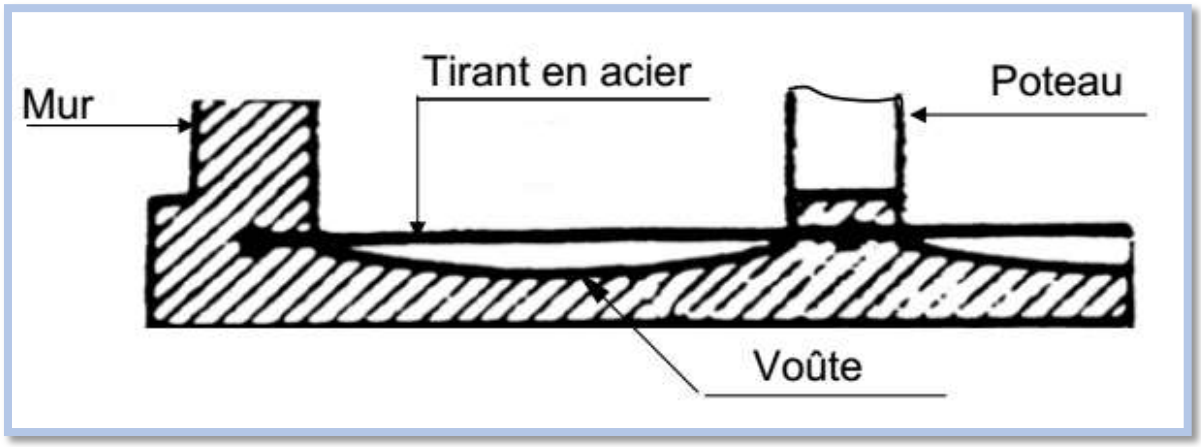


Figure I.24 : radier voûté

I-4/ Méthodes de calcul de la stabilité :

I-4-1/ Introduction :

du coefficient de sécurité Fs. Ce coefficient est utilisé dans les calculs de stabilité et il permet d'apprécier la marge de sécurité vis –en –vis de la rupture : si ce coefficient Fs<1,5 on dit que notre talus est instable, Pour le calcul du facteur de sécurité, on a :

- La méthode des éléments finis.
- La méthode déterministe.
- La méthode probabiliste.(11)

I-4-2/Définition du coefficient de sécurité :

Le coefficient de sécurité est un indicateur de la stabilité des mécaniques d'un versant, défini comme le facteur par lequel les paramètres des résistances au cisaillement peuvent être déduits afin d'amener la pente d'un état d'équilibre limite. (16).

$$F_S = \frac{\sum \text{Force de resistances}}{\sum \text{Force actives}}$$

En se référant aux valeurs du coefficient de sécurité, on peut évaluer l'état de stabilité du talus Comme le montre le tableau suivant :

Facteur de sécurité	Etat de l'ouvrage
$f_s<1$	instable
$f_{s=1}$	Stabilité limite
$f_s \in]1 ; 1.25[$	Sécurité contestable
$f_s \in]1.25 ; 1.4[$	Sécurité satisfaisante pour les ouvrage peu important mais contre c'est sécurité contestables pour les talus des carrières a ciel ouvert
$f_s> 1.4$	Sécurité satisfaisante

Tableau I.1: équilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du coefficient de sécurité

I-4-2-1/Calcul du coefficient de sécurité en rupture plane :

Dans le cas de certains versant naturels, une couche ou une interface « le glissement » (par exemple le cas de formations meubles reposant sur un substratum » : la surface de rupture est alors à peu près plane. Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente.la figure représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées comme suit (16).

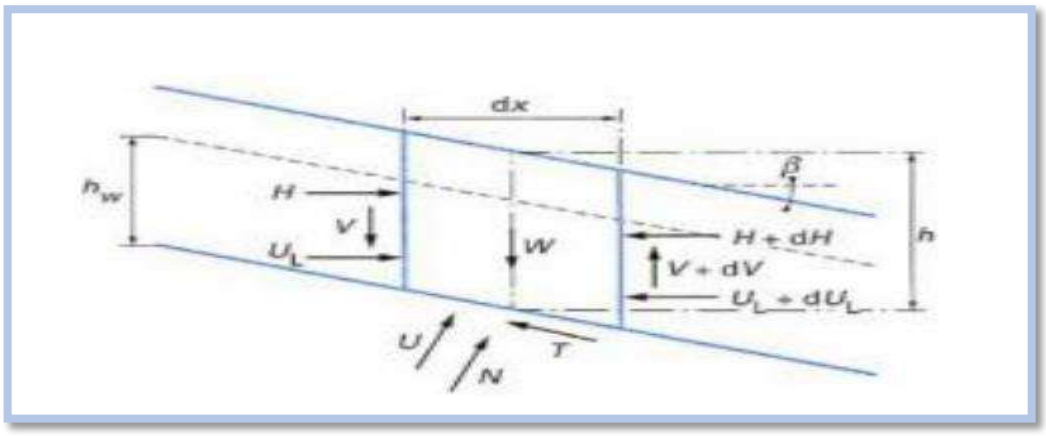


Figure I-25**:** Les forces agissantes sur une tranche

- W : le poids du bloc de sol considéré
- V et H : les efforts sur les cotés du bloc
- N et T : les réactions normale et tangentielle à la base du bloc
- Ul : l'effort du à la pression d'eau latérale
- U : l'effort du à la pression d'eau à la bas
- Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que V=0 et que H et UL s'équilibre de part et d'autre. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, on peut calculer N et T, ainsi que le coefficient de sécurité

$$F = \frac{\mathrm{T_{max}}}{\mathrm{T}}$$

Le critère de rupture de Coulomb s'écrit :

$$\mathrm{T_{max}} = C' + \frac{dx}{\cos\beta} + (\mathrm{N} - \mathrm{U})\tan\varphi'$$

On obtient l'expression suivante pour F :

$$\mathrm{F} = \frac{2}{\sin 2\beta}\frac{c'}{\gamma} + \frac{(\gamma h - \gamma w \mathrm{hw})\tan\varphi'}{\gamma h \tan\beta}$$

Selon le type de matériau et les conditions hydrauliques, cette expression se simplifié :

pour un matériau purement frottant :

En absence d'eau :

$$\mathrm{F} = \frac{\tan\varphi'}{\tan\beta}$$

Lorsque la nappe affleure en surface (hw=h) :

$$\mathrm{F} = (1 - \frac{\gamma h}{\gamma}) + \frac{\tan\varphi'}{\tan\beta}$$

pour un matériau présentant un comportement purement cohérent :

$$\mathrm{F} = \frac{2}{\sin 2\beta}\frac{cu}{\gamma}$$

I-4-3/ Le choix des méthodes de calcul de la stabilité :

Les chercheurs géotechniciens proposent plusieurs méthodes d'évaluation et de prédiction des catastrophes naturelles engendrés par les glissements de terrain. Parmi ces méthodes on distingue :

- La méthode déterministe.
- La méthode d'élément finis.
- La méthode probabiliste.

I-4-3-1 /La méthode déterministe :

Le principe de la méthode déterministe est d'exploiter au mieux d'information connue sur un espace de recherche pour estimer l'optimum. Les méthodes déterministes correspondent principalement aux méthodes dites de gradient .elles n'utilisent aucun concept statistique mais requièrent des hypothèses sur la fonction à optimiser .il est reconnu que les méthodes déterministes manquent généralement de robustesse. Elles évaluent la fonction erreur et ses dérivées .De plus, les méthodes de gradient dépendent de l'existence de dérivées ce qui pose un problème majeur car dans la pratique erreur, dont l'estimation d'un calcul numérique, n'est pas forcément dérivable. Il ya plusieurs méthodes pour déterminer le coefficient de sécurité parmi ces méthodes « les méthodes des tranches », dans lesquelles le massif est décomposé en tranches, surtout utilisée pour les sols hétérogène.(12) .

On peut calculer le facteur de sécurité par plusieurs méthodes :

_ Méthode de Fellenius_ Méthode de bishop.

_ Méthode de Morgenstern et Price.

_ Méthode de Spencer.

_ Méthode de Junbu

- **La méthode des tranches :**

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surfaces de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement

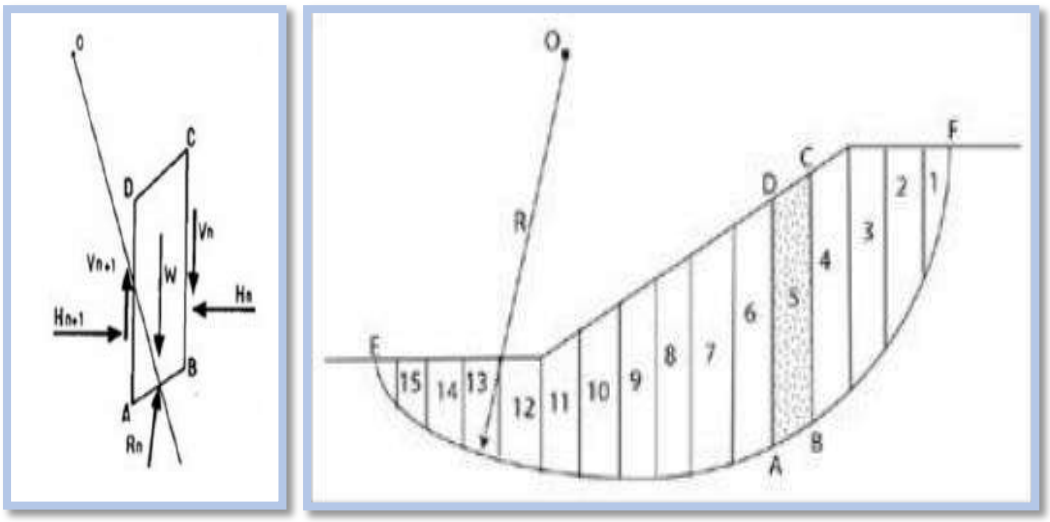


Figure I-26**:**Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche.

La méthode des tranches consiste à découper le volume de sol (compris dans l'arc EF) en un certain nombre de tranches limités par des plans verticaux .chaque tranche est en équilibre sous l'action des forces qui lui sont appliquées.

Son poids :

$$W = \alpha n * hn * bn$$

Les efforts inter-tranchent décomposés en efforts horizontaux H n et H n+1 et en efforts verticaux V n et V n+1. La réaction Rn du milieu sous –jacent sur l'arc AB (résistances de cisaillement) Elle se compose en une compose normale et tangentielle.

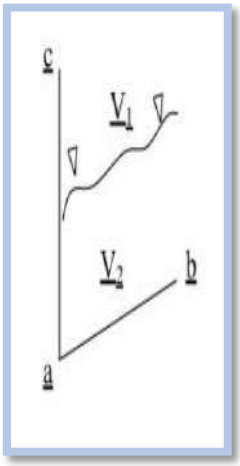
- **Méthode de Fellunius (1927) :**

Cette méthode a été proposée par Fellenius en 1927, dans le cas d'un sol purement cohérent, elle est basée sur les hypothèses suivantes: 9 La surface de glissement est de forme circulaire et divise le talus en tranches. 9 Elle néglige totalement les efforts inter-tranches (efforts verticaux et horizontaux). La méthode de Fellenius vérifié l'équilibre globale des moments tout en négligeant les forces entre-tranches. Seuls les efforts de cisaillement le long de la courbe de rupture circulaire sont pris en compte .la résistance au glissement est alors facilement calculable sous l'expression d'un moment avec un bras de levier égale au rayon R, constant. Le coefficient de sécurité est donné par la formule suivante (17).

- **Absence de la nappe** :

  La valeur de la pression de l'eau :

$$U = Hw * \gamma w$$



Tel que :

H w : la hauteur de l'eau

Ûw :le poids volumique de l'eau

dans ce cas, le poids devient : W = ɀd. V1 + ɀsat. V2V1, V2 : les volumes des tranches situées respectivement au dessus de la surface de la nappe

Ûd**:** poids volumique du sol sec

Ûsat : poids volumique du sol saturé

Ûw : poids volumique d'eau (=10 KN/m).

-La formule coefficient de sécurité :

$$F_S = \frac{\Sigma * ci\frac{b}{\cos \alpha i} + (w.\cos \alpha i - \frac{U.b}{\cos \alpha i}).\tan \varphi i}{\Sigma w.\sin \alpha i}$$

- **Méthode de Bishop simplifié (1955) :**

La méthode de bishop est basée sur la division du talus en tranches égales, comme dans la méthode de Fellenius, mais en introduisant les forces inter tranches. Deux cas peuvent se présenter :(12)

a-absence d'eau :

$$F_s = \frac{\sum(ci.b + wi.\tan \varphi i) * \frac{1}{\cos \alpha i.(1+\tan \alpha i * \frac{\tan \varphi i}{F})}}{\Sigma wi.\sin \alpha i}$$

b-présence de la nappe :

$$F_s = \frac{\sum(ci.b + (wi - U.b).\tan \varphi i) * \frac{1}{\cos \alpha i.(1+\tan \alpha i * \frac{\tan \varphi i}{F})}}{\Sigma wi.\sin \alpha i}$$

Tel que :

Wi : poids de la tranche i.

ui : la pression interstitielle au centre de la base de la tranche i.

ș i : l'angle de frottement de la tranche

Ɩi : inclinaison du plan de rupture au niveau de la tranche i.

bi : largeur de la tranche i.

hi : hauteur de la tranche i.

C'i : la cohésion effective de la tranche i.

- **La Méthode de Morgenstern et Price :**

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

$$\tan \theta i = \frac{X}{E} = \lambda . F(X_i)$$

Les forces considérées sont indiquées dans la figure suivant:

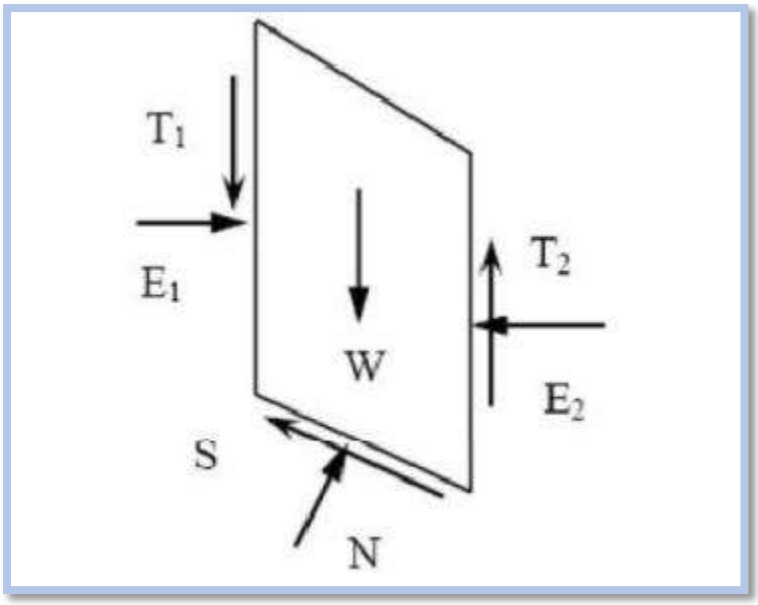


Figure I .27: Représentation graphique des forces sur une tranche

Ou și : est l'angle formé par la résultante et l'horizontale, il varié systématiquement d'une tranche à une autre, le long de la surface de glissement.

ʎ: un scalaire constant à déterminer lors du calcul du facteur de sécurité.

F(x) : une fonction de variation par rapport à la distance le long de surface de glissement.

X : une distance varie le long de la surface de glissement.

Les relations de la force normale à la base (N) et les forces inter-tranches (E, T) sont les mêmes que dans la méthode générale de Janbu. Pour une fonction de force, les forces inter

tranchés sont calculées par la procédure d'itération jusqu'à ce que ,$F_f$est égal à Fm dans les équations suivantes :(2)

$$F_f = \frac{\Sigma[c.l + (N - \acute{l}) \tan\varphi].\acute{\sin}\,\alpha}{\Sigma[w - (T2 - T2)\tan\alpha + \Sigma(E2 - E1)}$$

Et

$$Fm = \frac{\Sigma[c.l + (N - \acute{ul}) \tan\acute{\varphi}]}{\Sigma w.\sin\alpha}$$

Cette méthode satisfait toutes les conditions d'équilibre statique pour chaque tranche, ainsi que l'équilibre des moments et l'équilibre des forces dans la direction horizontale, pour l'ensemble de la masse qui glisse une surface de rupture circulaire ou non circulaire.

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

- **La méthode de Spencer :**

1/ Présentation :

La méthode de Spencer à le même principe de calcul que la méthode de Morgenstern et Price, la différence réside dans la fonction de variation qui est constante (f(x))=1), et que l'angle d'inclinaison ș est constant dans toutes les tranches.

Spencer(1979) à présenter cette méthode pour de rupture circulaire, Wright(1984) l'a développé pour une surface non circulaire.

Cette méthode vérifié l'équilibre horizontal et vertical des forces, l'équilibre des moments en un point quelconque, et détermine également l'inclinaison des forces entre les tranches, et elle est précise et applicable à toute la géométrie et types de sol. Spencer a trouvé une expression réduite pour le coefficient de sécurité : (12)

$$Q = \frac{-Fv.\sin\alpha - Fh\cos\alpha - \left(\frac{c.\acute{\Delta}l}{F}\right) + (Fv\cos\alpha - Fh.\cos\alpha - u.\Delta l)\left(\frac{\tan\acute{\varphi}}{F}\right)}{\cos(\alpha - \theta) + \left[\frac{\sin(\alpha-\theta).\tan\acute{\varphi}}{F}\right]}$$

- **la méthode de Junbu(1956) :**

La méthode de Junbu détermine le coefficient de sécurité par l'équilibre de forces horizontales et suppose une surface de glissement quelconque (non circulaire), cette méthode vérifié l'équilibre des forces horizontales et verticales tout en négligeant l'équilibre des moments, ce que abouti à l'équation :(11)

$$\mathrm{F_s} = \Sigma[\acute{c}](N - ul)\,\grave{\tan}\,\varphi\,]\,\acute{\cos}\,\alpha/\Sigma N \sin\alpha$$

Et si on projette parallèlement à la base de la tranche, cette équation équivalent à :

$$\mathrm{F_s} = \Sigma[\acute{c}](N - ul)\,\grave{\tan}\,\varphi\,]\,\acute{\cos}\,\alpha/\Sigma W \sin\alpha$$

Ce coefficient de sécurité Ff est corrigé par un facteur f0 dépendant de l'allure de la courbe de rupture et des propriétés du sol :

$$\mathrm{Fs} = f0 * Fs$$

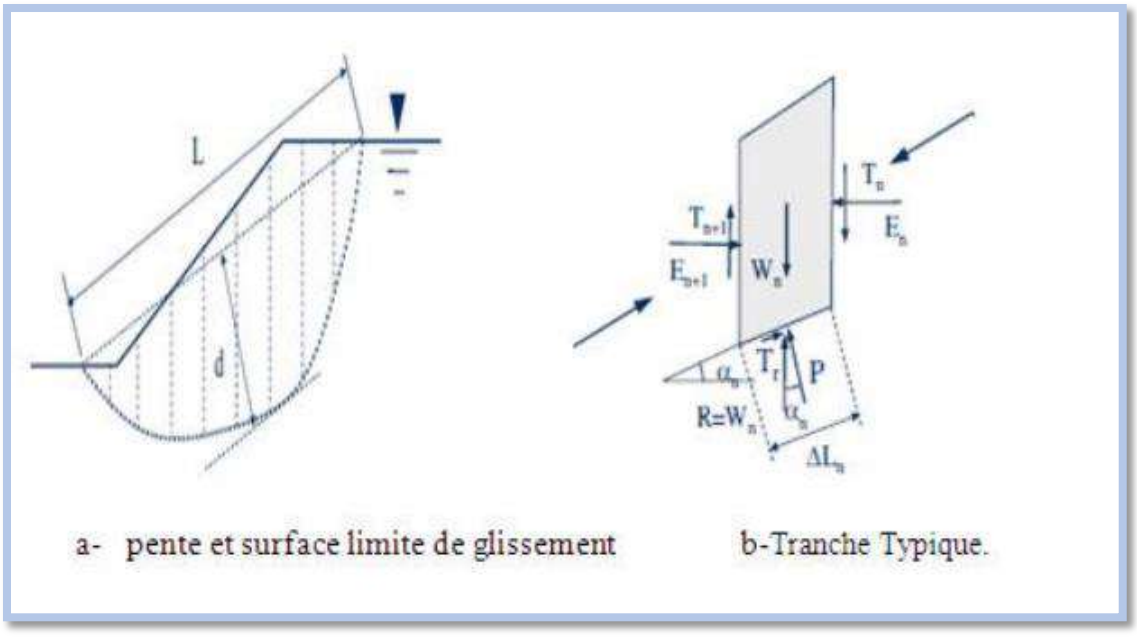


Figure I. 28 : Forces considérées dans la méthode de Janbu

I-4-3-2/La méthode d'éléments finis :

La méthode d'élément finis (FEM) trouve son application principale dans les milieux continus .elle a permis de résoudre et d'expliquer plusieurs problèmes relatifs de

comportement des talus instables (notamment le phénomène de rupture progressive s'amorçant en pied de talus).la méthode des éléments finis permet de modéliser un système physique faisant intervenir plusieurs variables. Cette méthode peut étudier des milieux à caractéristiques homogènes ou hétérogènes. Elle peut prendre en compte des comportements rhéologique variés : élasticité, plasticité, viscosité….etc. Les principales utilisations de la méthode d'élément finis pour la conception sont comme suit :

- les analyses par éléments finis peuvent fournir des évaluations des déplacements et des pressions d'eau interstitielle de construction .ou quand il ya de souci pour des dommages aux structures adjacents.
- Les analyses par l'élément finis fournissent le modèle de déplacement qui peut montrer le potentiel probablement et les mécanismes d'échec complexes .la validité du facteur de sécurité obtenue à partir des analyses d'équilibre limite dépend de la localisation des surfaces de glissement potentielle les plus critiques. Une fois qu'un mécanisme d'échec potentiel se développant par ce mode peut être calculé suivant des procédures conventionnelles d'équilibre limite.
- La méthode d'élément finis peut être particulièrement utile quand les matériaux ont des propriétés différentes (9)

I-4-3-3/ Les méthodes probabilistes (stochastiques) :

Ce sont des méthodes de recherche aléatoires qui explorent et mémorisent le meilleur élément, parmi ces méthodes la plus simple est le type de monte Carlo. Malheureusement, elles sont robustes mais peu efficaces. On leur préfère souvent des méthodes pseudo aléatoires telles que les algorithmes génétiques ou le recuit simulé. Ces procédures d'exploitation utilisent un choix aléatoire comme outil pour guider une exploration intelligente dans l'espace des paramètres codés. (12)

I-5/ conclusion :

La participation de l'armure au dispositif de protection de la fixation dépend de ses propriétés physiques. L'efficacité de la protection dépend également d'autres facteurs à noter. La protection est la contribution de nombreuses composantes que nous devons nous efforcer d'équilibrer.

CHAPITRE II

PRESENTATION DU PROJET AVEC INVESTIGATION GEOTECHNIQUE

II-1/INTRODUCTION :

Le **stade de Baraki** est un stade de football d'une capacité de 40 784 places couvertes et un stade multifonction situé au sud-est d'Alger, dans la commune de Baraki. Sa conception multifonctionnelle lui permet d'accueillir d'importants événements sportifs internationaux ainsi que des événements culturels avec une capacité supplémentaire de 10 000 spectateurs sur le terrain, ce qui porte la capacité totale à 50 784 spectateurs.(2)



Figure II.1 : stade Baraki

II-2/PRESENTATION DE PROJET:

L'idée de construire le stade de Baraki et d'autres stades olympiques est née au début de l'année 2007 dans le cadre du plan de soutien à la croissance économique lancé par le président de la République en 2007. En décembre 2007, le ministre de la Jeunesse et des Sports lance un appel d'offres international, auquel répondent 3 sociétés : Arab Contractors, CRCEG et CSCEC. En 2008 le projet est attribué au groupe chinois China Railway Construction Engineering Group (CRCEG) qui lance les travaux pour sa construction en 2009. .

La construction prend du retard en raison de problèmes financier, et la date d'achèvement n'est pas encore connue en 2021.



Figure II.2 : stade de Baraki

II-2-1/ Localisation du site de projet :



Figure : II.3 : Photo aérienne de site

II-2-2/Situation géographique et topographie :

a -Situation géographique

L'assiette réservée pour abriter le futur stade de Baraki de 40 000 places est localisée à côté du cimetière de Sidi Arcine à la sortie Est de Baraki, elle est limitée par :

- au Nord, par la route menant de Baraki vers El Harrach.
- à l'Est, par l'autoroute menant de Dar El Beida vers Ben Aknoun.

- à l'Ouest, par le cimetière de Ben Ghazi.
- au Sud, par l'autoroute menant de Dar El Beida vers Blida.(13)



Figure : II.4: Situation géographique stade

b - Topographie du site :

Le site choisi pour le stade de Baraki est représenté par une topographie plus ou moins plane (13)

II-2-2-1/Géologie régionale :

D'après la carte géologique de **Larbaa** au **1/50.000e**, la partie sud-est d'Alger est représentée par les formations suivantes :

- **Le primaire :**

par des roches éruptives (dacitoîde andésitique à biotite, pyroxène et hornblende), de roches métamorphiques (schistes à aspect lustré), grès micacés rouges et poudingues à galets et quartz blanc (Permien)

- **Le secondaire :**

correspond aux brèches dolomitiques et gypseuses du Trias et aux calcaires liasiques.

- **Le tertiaire :**

est représenté par de nombreux termes tels que :

- les flyschs albo-aptiens
- les calcaires (cénomanien)

- les marnes et calcaires du sénonien
- les formations de Takourabett, poudingues, grès, marnes et calcaires de l'éocène
- marnes et argiles, grès et poudingues du Carténien
- calcaires et tufs (Helvétien)
- marnes et argiles bleues du sahel
- marnes jaune, calcaires, sables, grès et poudingue coquiller de l' Astien
- poudingues grès et sables du Villafranchien .(13)

• **Le quaternaire :**

correspond aux marnes et cailloutis de maison carrée (comblement de la Mitidja) d'âge Pliocène récent et Quaternaire ancien, alluvions récentes et de terrasses de vallées Pleistocène, éboulis et dépôts de pentes et enfin par les alluvions actuelles. La région de BARAKI est cartée a1, a2, a3 et p2q'' qui correspondent successivement aux uvions caillouteuses et limoneuses, limoneuses, marécageuses et marnes et cailloutis de maison rée en plus des alluvions récentes.

II-2-2-3/Géologie locale :

D'après notre visite au site concerné par l'étude, les formations affleurantes sont constituées entiellement par des argiles sableuses et des alluvions anciennes (comblement de la MITIDJA).

II-2-2-4/Données sismologiques :

La conception et la réalisation du projet devront tenir compte de la sismicité de la région et se référer à la réglementation. En effet, pour le calcul dynamique des ouvrages à projeter, il y ' a lieu de se référer au règlement parasismique Algérien en vigueur.

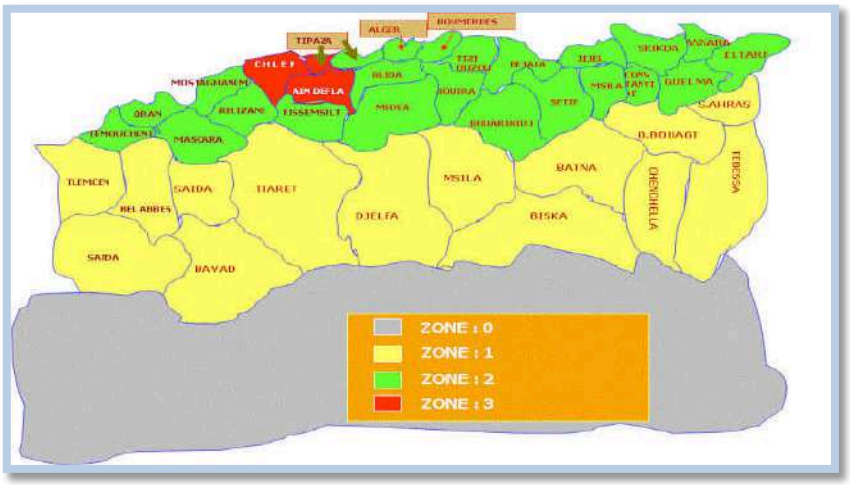


Figure II.5: Carte sismique de l'Algérie

II-2-2-5/Données géotechniques :

La reconnaissance du sol est un paramètre fondamental et essentiel pour définir le type de l'ouvrage correspondant, ainsi que la proposition des fondations envisagées pour notre projet, et de choisir un bon emplacement dans le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage. (13)



Figure II.6: le site de stade

II-3 / Reconnaissance géotechnique :

II-3-1/ Organisation de la reconnaissance :

Un programme de reconnaissance a été effectué à l'aide des moyens suivants : Deux sondages carottés de reconnaissance d'une profondeur de 56 m par rapport au terrain naturel dans le but de :

- Déterminer la nature du sous-sol
- visualiser l'homogénéité et le pendage des couches.
- prélever des échantillons pour réaliser des essais en laboratoire
- deux essais pressiométrique d'une profondeur de 30à 40m par rapport au niveau du terrain actuel.(13)

II-3-2/ Nappe Phréatique :

Les levés piézométriques effectués à partir du 23 Mars jusqu'au 11 Aout 2010 au niveau de l'esplanade du stade du Baraki, ont montré que le niveau d'eau varie de 15.00 à - 25.00 mètres de profondeur par rapport au niveau du terrain naturel.

II-3-3/Agressivité :

Les sols analysés présentent une agressivité nulle pour le béton de l'infrastructure. Pour les marnes de maison carrée le taux des carbonates $CaCO_3$ est compris entre 8.62 et 43.10%, pour la formation vaseuse le taux varie de 7.15 à 10.15% et pour les échantillons tourbeux entre 4.27 et 28%.(13)

II-4/Programme d'investigation géotechnique :

Le programme des investigations géotechniques établi par le client comporte la réalisation de :

Appui Nord :

- Un (01) sondage pressiométrique de 30m.00 de profondeur par rapport au NGA avec essai chaque un mètre SP 01
- Un (01) sondage pressiométrique de 40m.00 de profondeur par rapport au NGA avec essai chaque un mètre SP 02 équipé de piézomètre

Appui Ouest :

- Un (01) sondage pressiométrique de 30m.00 de profondeur par rapport au NGA avec essai chaque un mètre SP 03
- Un (01) sondage pressiométrique de 40m.00 de profondeur par rapport au NGA avec essai chaque un mètre SP 04 équipé de piézomètre.(13)

II-4-1/ Résultats de l'investigation géotechnique

II-4-1-1/Sondages pressiométrique :

Les sondages pressiométrique réalisés nous ont permis de dégager la succession lithologique et les résultats pressiométriques suivante :

➢ Megapile Nord:

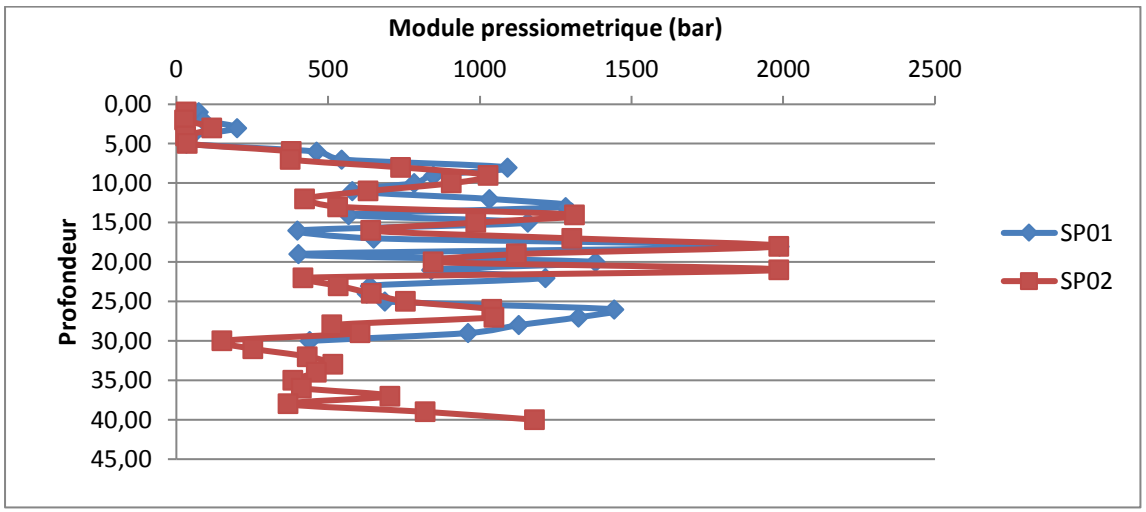


Figure II.7 : module de pressiométrique en fonction de la profondeur

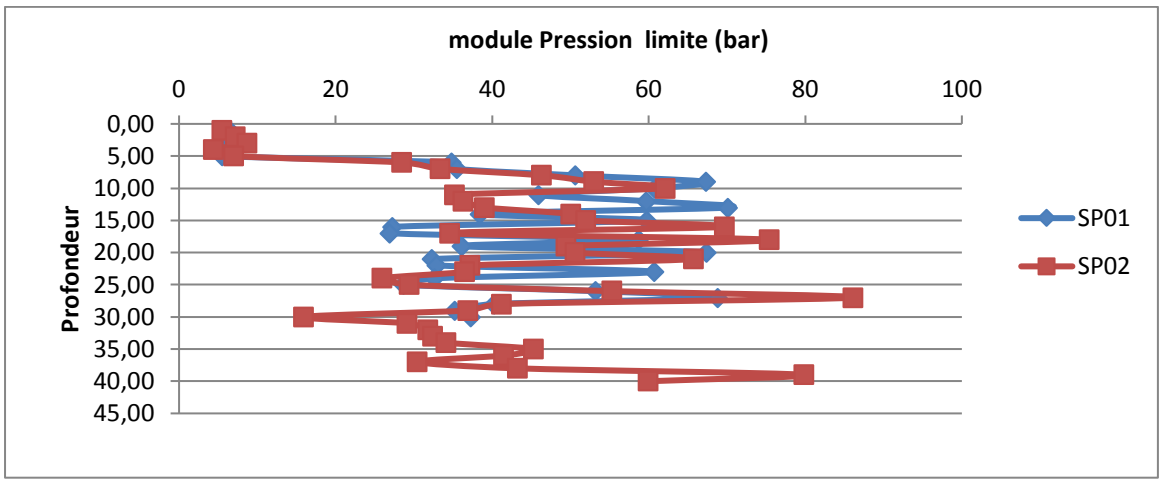


Figure II.8 : module limite en fonction de la profondeur

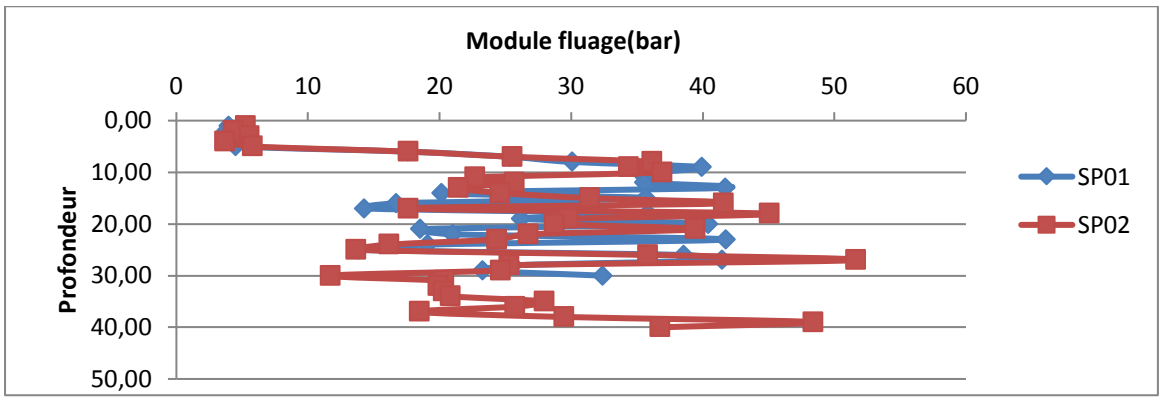


Figure II.9 : module de fluage en fonction de la profondeur

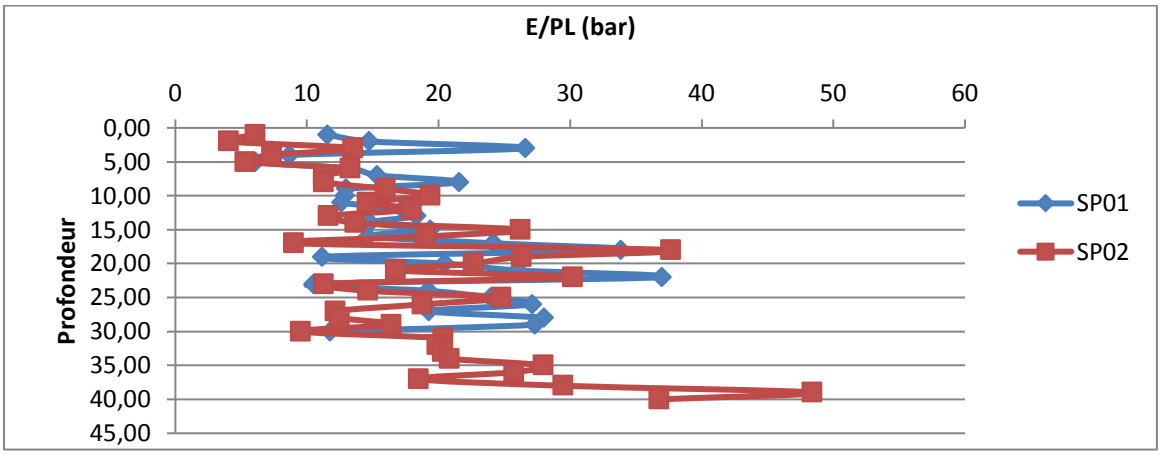


Figure II.10:rapport E/PL en fonction de la profondeur

- **Megapile Ouest :**

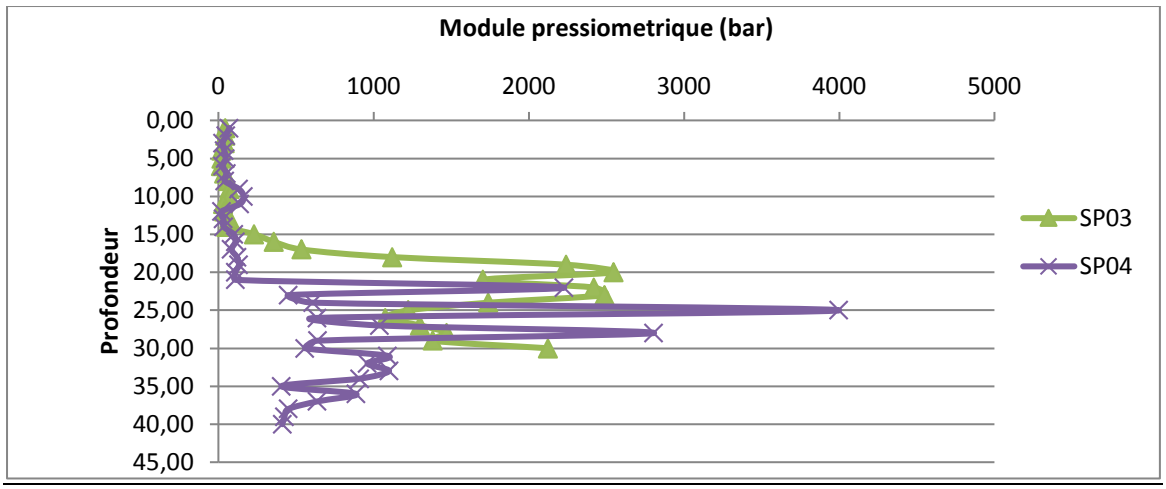


Figure II.11: module de pressiométrique en fonction de la profondeur

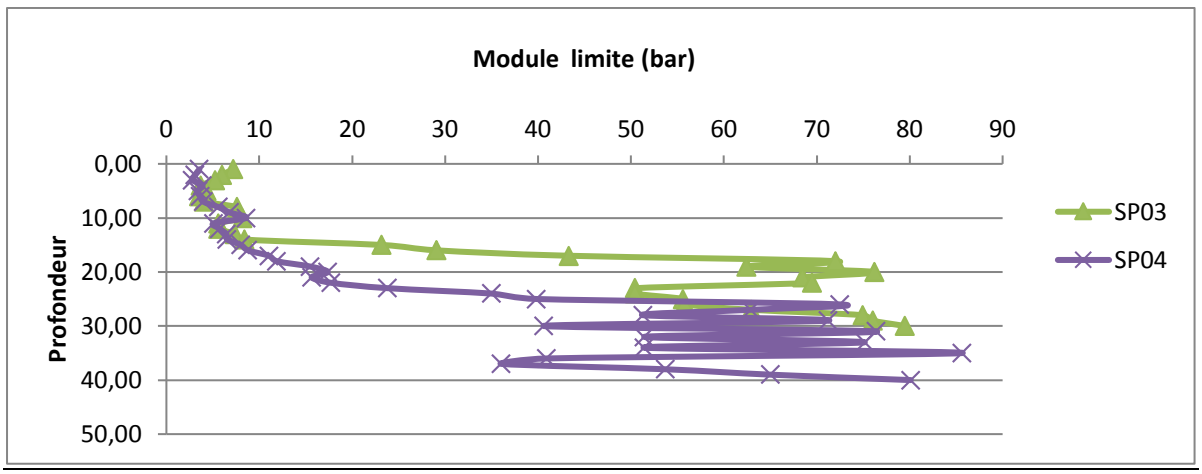


Figure II.12: module limite en fonction de la profondeur

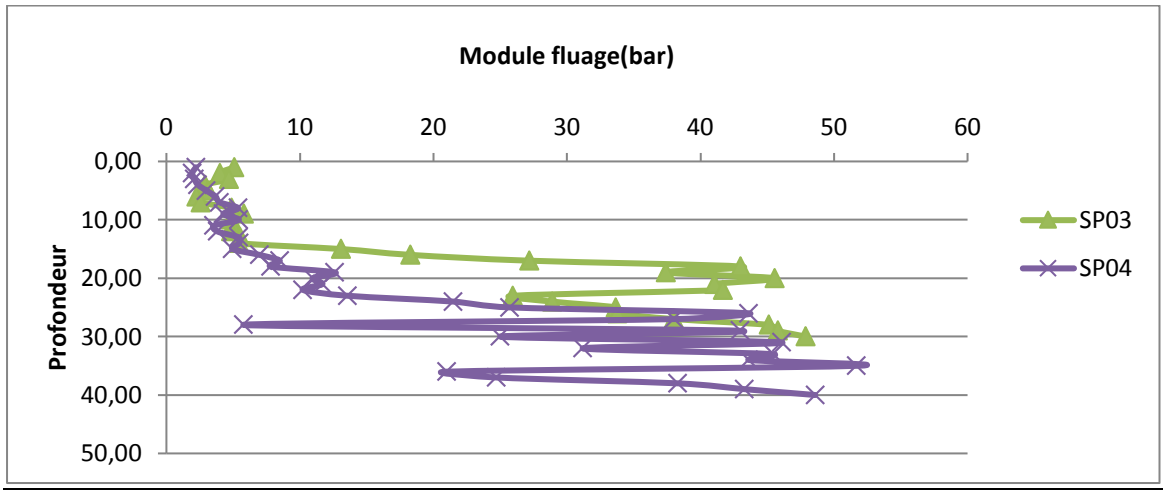


Figure II.13 : module de fluage en fonction de la profondeur

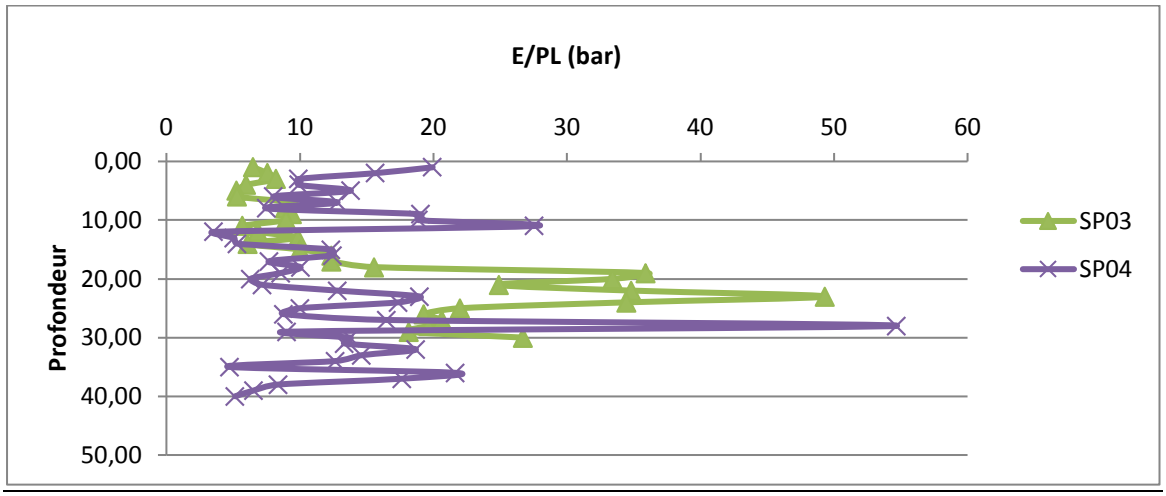


Figure II.14: Rapport E/PL en fonction de la profondeur

II-4-2/ Essais de Laboratoire

II-4-2-1/ Programme des essais de laboratoire

a- la limite de liquidité (wL) :

Caractérise la transition entre un état plastique et un état liquide. C'est la teneur en eau pondérale, exprimée en pourcentage, au-dessus de laquelle le sol s'écoule comme un liquide visqueux sous l'influence de son propre poids.

Formule de la teneur en eau pondérale: **wL =masse eau /mass sol sec** en grammes

b- Limite plastique (PL) :

La limite de plasticité définit la limite entre les états non-plastique et en matière plastique.

Il est déterminé simplement par laminage d'un fil de terre et de réglage de la teneur en eau jusqu'à la rupture

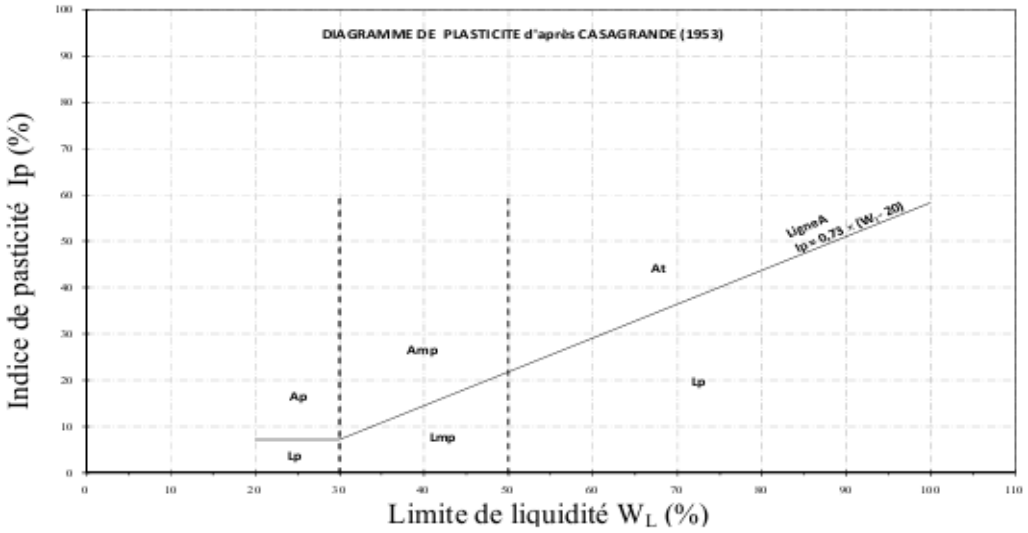


Figure II.15: diagramme de plasticité

c- La densité sèche γd :(sans unité)

d'un matériau est définie par le rapport de la masse volumique du matériau sec **ρd** [kg·m-3] sur la masse volumique de l'eau **ρw** [kg·m-3], avec kg·dm-3 :

$$\gamma d = \rho d / \rho w$$

d- La densité humide γh :(sans unité)

d'un matériau est définie par le rapport de la masse volumique du matériau humide **ρh** [kg.m^{-3}] sur la masse volumique de l'eau **ρw** :

$$\gamma h = \rho h / \rho w$$

La relation qui lie la densité sèche à la densité humide est donnée par

$$\gamma h = \frac{\gamma d}{w + 1}$$

e- Le degré de saturation Sr :

indique dans quelle proportion les vides sont remplis par l'eau, il s'exprime en pour-cent :

$$Sr = \frac{VW * 100}{VV}$$

Le degré de saturation peut varier de 0 % (sol sec) à 100 % (sol saturé)

f- Indice de compression Cc:

On appelle indice de compression Cc la pente de la courbe de compressibilité oedométrique, On peut considérer qu'un sol est :

- peu compressible lorsque Cc < 0, 2
- compressible lorsque 0,2 < Cc < 0,7
- très compressible lorsque 0,7 < Cc.

Lorsqu'il n'y a pas d'essai oedométrique en peut utilise la relation:

Cc = 0,009 (wL - 10), valable dans le cas des argiles normalement consolidées

wL : est la teneur en eau à la limite de liquidité exprimée en pour-cent.

g- Essai de cisaillement :

L'essai à la boîte de Casa grande est un essai simple, économique et rapide. L'échantillon de sol, placé dans deux demi-bottes séparées par un plan horizontal qui peuvent glisser l'une par rapport à l'autre, est soumis sur l'élément supérieur à une contrainte normale (σ=N/S), ensuite un effort de cisaillement T jusqu'à la rupture. Cet essai permet la détermination des caractéristiques de résistance des sols : l'angle de frottement interne υ et la cohésion c.

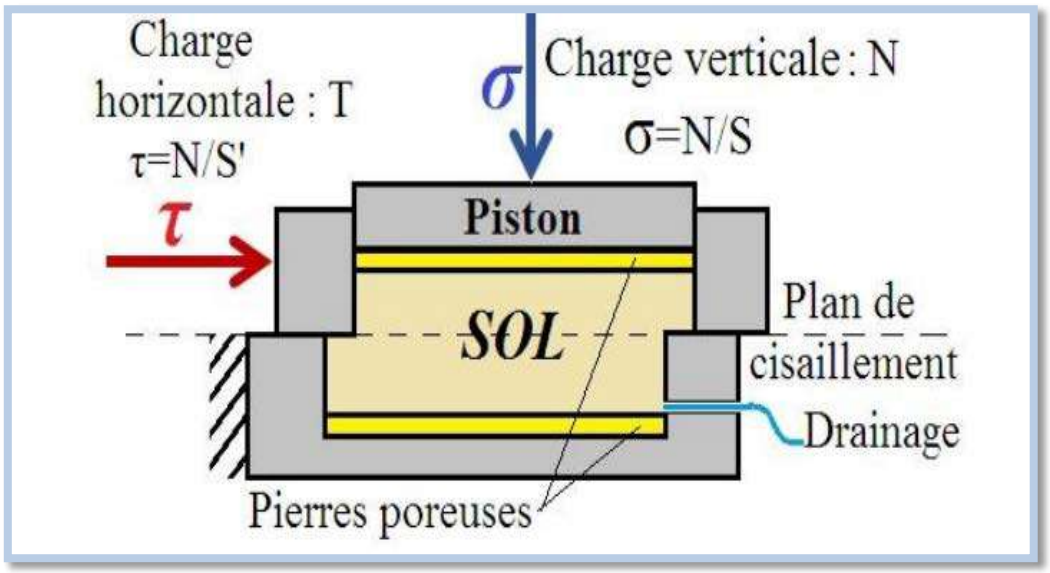


Figure II.15 : Schéma de la boîte de cisaillement.

Selon le cheminement des contraintes et des conditions de drainage, il existe trois modes opératoires: le consolidé drainé, le consolidé non drainé et le non consolidé non drainé

h- L'essai consolidé, non drainé :

avec mesure de « u », l'échantillon est tout d'abord consolidé sous une contrainte isotrope jusqu'à dissipation des pressions interstitielles ; puis le drainage est fermé et la contrainte est augmentée jusqu'à la rupture tout en mesurant les variations de la pression interstitielle. Cet essai, permet d'accéder aux caractéristiques inters granulaires du sol c' et ϕ', à condition de l'interpréter en contraintes effective.

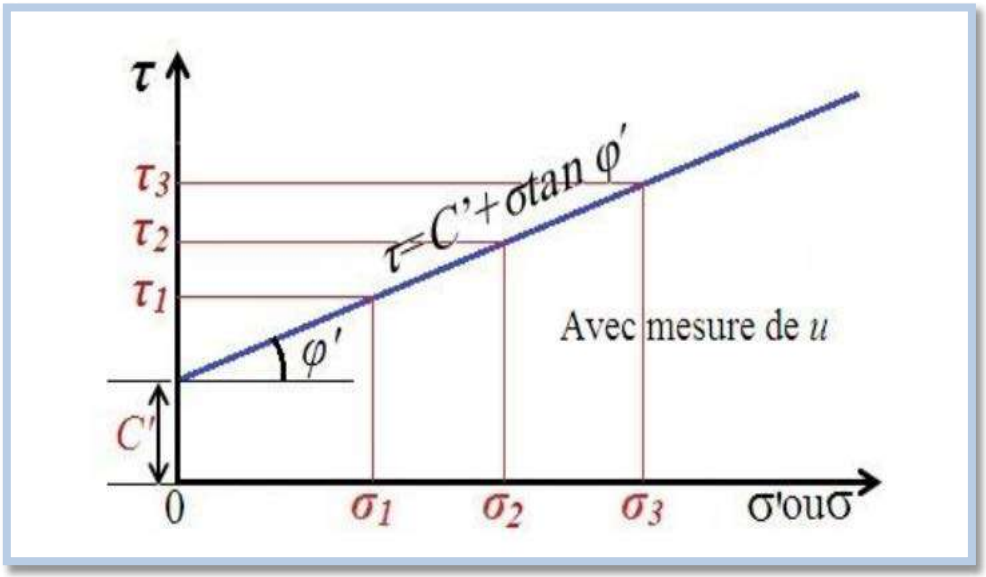


Figure II.16 : Interprétation graphique de l'essai consolidé non drainé.

i- Essai triaxial :

L'essai triaxial est développé pour contourner les limites de l'essai de cisaillement direct.

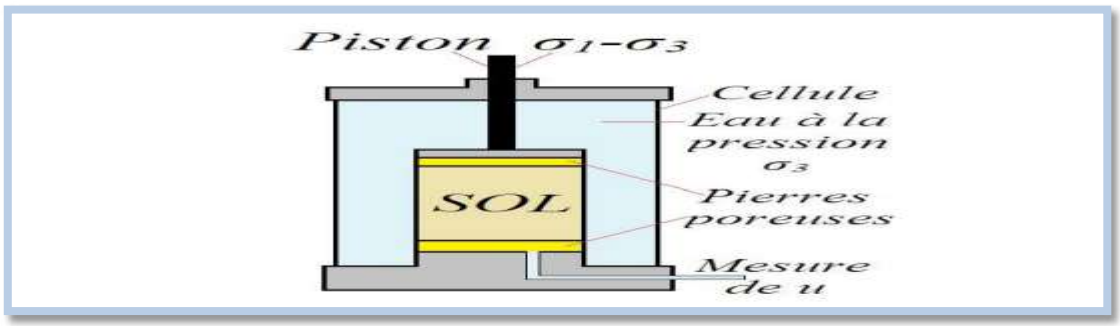


Figure II.17 : schéma de d'une cellule triaxiale.

- **Consolidé non Drainé pour but** :

  - la détermination des paramètres de résistance effectifs (c', υ') en mesurant la pression interstitielle à la rupture ;

  - La détermination des paramètres de résistance consolidés non drainés(Ccu, υcu) ;

  - L'étude de la variation de la cohésion non drainée en fonction de lapression de consolidation.

  -La représentation des résultats peut se faire en contraintes totales et en contraintes effectives.

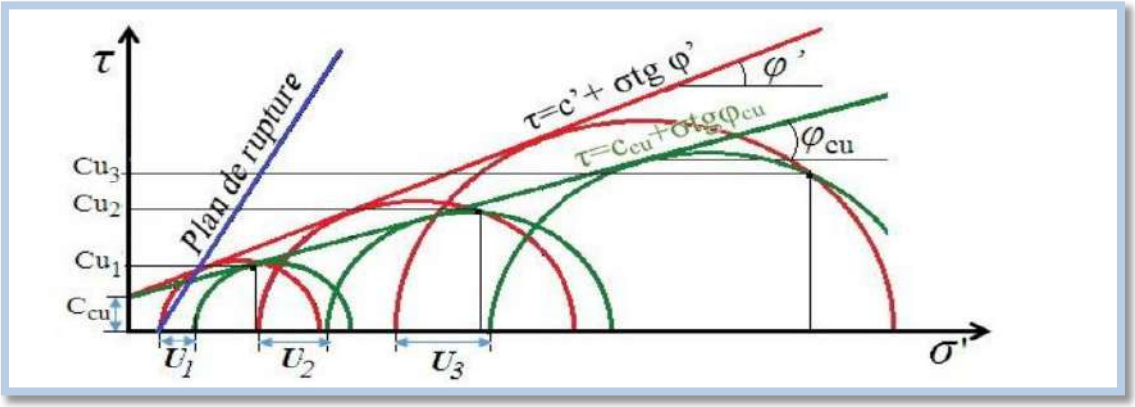


Figure II.18 : résultats de l'essai C.U à l'appareil triaxial.

II-4-3/Essais in-situ :

II-4-3-1/ Programme des essais de laboratoire

a- L'essai SPT :

L'essai SPT consiste à battre dans le sol un carottier normalisé et à compter le nombre de coups (N) nécessaires pour enfoncer le carottier de 30 cm à raison de deux passes de 15 cm. C'est un essai très indiqué dans les sols pulvérulents (où ilest souvent impossible de récupérer des échantillons intacts pour les essais en laboratoire), car il permet à partir du nombre de coups mesures et grâce à des corrélations d'estimer l'angle de frottement, la compacité et la force portante dessables.

Les résultats ne sont fiables que si l'essai est convenablement exécuté par un sondeur expérimenté avec les précautions suivantes lors de sa réalisation.

Avant le début de l'essai proprement dit, le carottier doit avoir pénétré de 15 cm dans la couche à reconnaître. Le sondeur doit respecter la hauteur de chute du mouton et enregistrer le nombre de coups N nécessaire à l'enfoncement du carottier de 30 cm en

deux fois 15 cm. Le poids du mouton doit être 63 Kg. La hauteur de chute de 76 cm.

Les valeurs brutes de N : récupérées des essais SPT sur les premiers 20 m sont assez invariant ce qui montre que le site est globalement uniforme sur les 20premiers mètres et les valeurs N spt sont assez faibles, elles varient entre 8et 30coups.

***La consistance** : d'un sol fin (exemple : le sable) ou cohérent (exemple : l'argile) peut être appréciée par un essai de résistance mécanique (essai de rupture en compression simple, essai de poinçonnement ou de pénétration). Cette consistance varie considérablement avec la teneur en eau du sol. En faisant décroître progressivement la teneur en eau d'un échantillon de sol on constate que le sol passe successivement par plusieurs états:

- **État liquide à teneur en eau élevée :**

Le sol se comporte comme un liquide. Sa résistance au cisaillement est nulle et il se répand lorsqu'on le déverse. Les grains du sol sont pratiquement séparés par I 'eau;

- **État plastique :**

Le sol est stable naturellement mais, dès qu'un effort lui est appliqué, il est le siège de déformations importantes, en grande partie non réversibles sans variation notable de volume et sans apparition de fissures. Par trituration il perd sa consistance.

Certains sols, dits thixotropes, ont la propriété de récupérer avec le temps une partie de leur résistance;

- **État solide :**

Le sol a le comportement d'un solide, l'application d'un effort n'entraîne que de faibles déformations. Le passage à l'état solide s'effectue au départ avec réduction du volume ou retrait, puis à volume constant donc sans retrait

b- L'essai pressiométrique :

Est un essai in-situ, il consiste à descendre dans un forage soigneusement calibré, une sonde cylindre gonflable, on mesure les variations de volume de sol au contact de la sonde en fonction de la pression appliquée.

Deux caractéristiques du sol sont déterminées de l'essai :

-le module pressiométrique E_m qui définit le comportement pseudo-élastique du sol.
- la pression limite Pl qui caractérise la résistance de rupture du sol.

c- <u>pénétromètre statique :</u>

consiste à faire pénétrer dans le sol, par vérinage à vitesse constante, une pointe conique portée par un train de tiges et à mesurer, de manière continue ou à intervalles déterminés, la résistance à la pénétration du cône
La résistance à la pénétration du cône qc est obtenue en divisant la force sur le cône Qc (ou effort de pointe) par la surface Ac de la plus grande section droite de la pointe

$$qc = \frac{Qc}{Ac.}$$

II-5/Résultats des essais physico mécaniques

II-5-1/Le megapile Nord :

a- 1 er couche : Argile marneuse brunâtre à verdâtre avec des tâches jaunâtres. (13)

- **<u>Essai de laboratoire :</u>**

- Plasticité :

WL et Pl (%) ⟹ Argile Plastique

- Mesuré densité sèche :

	Max	Moyenne	Min
Densité sèche	18.90	16.45	14

Tableau II.3 : représenter la Densité sèche

- Mesuré Densité humide :

	Max	Moyenne	Min
Densité humide	21.70	19.9	18.10

Tableau II.4 : représenter la Densité humide

- Mesuré Degré de saturation :

	Max	Moyenne	Min
Degré de saturation	98.94	92.29	85.63

Tableau II.5: représenter la Degré de saturation

- Mesuré Cisaillement :

Cisaillement	**Max**	**Moyenne**	**Min**
C (kpa)	77	48	19
Φu (degrés)	9.33	7.2	5.07
Ccu	30	28	23
Φcu (degrés	24.23	21	18.2

Tableau II.6 : représenter la Cisaillement

- Mesuré Odomètre :

Odomètre	Cc	Type de compressibilité
	0.123	Moyennement compressible

Tableau II.7 : représenter la Odomètre

➢ **Essais in-situ**

- SPT :

SPT	**Max**	**Moyenne**	**Min**
N	30	10	8
Cohésion Cu	100	50	50
Consistance	Ferme a raide		

Tableau II.8 : représenter la SPT

- La Pressiometre :

Pressiometre	Max	Moyenne	Min
Em	20	5.5	3
Pl	1.9	0.7	0.4
Cu		0.07	

Tableau II.9: représenter la Pressiometre

- Pénétromètre statique :

Pénétromètre statique	Max	Moyenne	Min
Qc (MPa)	4	1	0.7
Cu (MPa)		0.04	

Tableau II.10 : représenter la Pénétromètre statique

b - 2eme couche Marne jaunâtre à verdâtre. (13)

- **Essai de laboratoire :**

- Plasticité :

Wl et Pl (%) ⟹ faible Plastique

- mesuré Densité sèche :

Densité sèche	**Max**	**Moyenne**	**Min**
	22.5	22.2	21.9

Tableau II.11: représenter la Densité sèche

- Mesuré Densité humide

Densité humide	**Max**	**Moyenne**	**Min**
	20.2	/	/

Tableau II.12 : représenter la Densité humide

- Mesuré Degré de saturation :

Degré de saturation	**Max**	**Moyenne**	**Min**
	100	/	/

Tableau II.13: représenter la Degré de saturation

- **Essais in-situ :**

- SPT

SPT	**Max**	**Moyenne**	**Min**
N	38	37	37
Compacité	Dance		
Φ’ (dégrées)	37		

Tableau II.14 : représenter la SPT

- Pressiometre :

Pressiometre	Max	Moyenne	Min
Em	59	41	27
Pl	4.2	3.2	2.3

Tableau II.15: représenter la Pressiometre

- Pénétromètre statique :

Pénétromètre statique	Max	Moyenne	Min
Qc (MPa)	10	8	06
Φ’ (dégrées)	40		

Tableau II.16 : représenter la Pénétromètre statique

c - 3eme couche : Marne jaunâtre à grisâtre cailloutis de maison carré : (13)

➢ **Essai de laboratoire :**

- Plasticité :

Wl et IP (%) ⟹ Argile de moyenne à forte plasticité

***** mesuré Densité sèche :

Densité sèche	**Max**	**Moyenne**	**Min**
	18.5	16.85	13.80

Tableau II.17 : représenter la Densité sèche

- Mesuré Densité humide :

Densité humide	**Max**	**Moyenne**	**Min**
	21.20	20.53	15.60

Tableau II.18 : représenter la Densité humide

- Mesuré Degré de saturation :

Degré de saturation	**Max**	**Moyenne**	**Min**
	100	91.27	78.62

Tableau II.19: représenter la Degré de saturation

- Mesuré Cisaillement :

Cisaillement	**Max**	**Moyenne**	**Min**
C (kpa)	114	63	8
Φ (degrés)	24.04	15.75	7.46

Tableau II.20 : représenter la Cisaillement

- Mesuré Odomètre

Odomètre	Cc		Type de compressibilité
	Max	Min	Compressibilité moyenne
	0.18	0.11	

Tableau II.21 : représenter la Odomètre

➢ **Essais in-situ**

- SPT (N)

SPT	Max	Moyenne	Min
N	71	46	26
Cohésion Cu	200		
Consistance	Très raide à dure		

Tableau II.22 : représenter la SPT

- Pressiometre

Pressiometre	Max	Moyenne	Min
Em	118	48.5	23.5
Pl	8	3.9	2.9
Cu		0.34	

Tableau II.23: représenter la Pressiometre

II-5-2/Megapile Ouest :

a - 1 er couche : Argile marneuse brunâtre à verdâtre avec des tâches jaunâtres .(13)

➢ **Essai de laboratoire :**

- Plasticité :

Wl et Pl (%) ⟹ Argile très plastique

- mesuré Densité sèche :

Densité sèche	Max	Moyenne	Min
	17	14.75	12.5

Tableau II.24 : représenter la Densité sèche

- Mesuré Densité humide :

Densité humide	**Max**	**Moyenne**	**Min**
	19.08	18.69	18.30

Tableau II.25 : représenter la Densité humide

- Mesuré Degré de saturation :

Degré de saturation	Max	Moyenne	Min
	100	98.94	97.89

Tableau II.26: représenter la Degré de saturation

- Mesuré Cisaillement :

Cisaillement	Max	Moyenne	Min
Ccu	27	/	/
Φu (degrés	13.44	9.19	4.95
Φcu (degrés	19.2	/	/

Tableau II.27 : représenter la Cisaillement

➢ **Essais in-situ**

- Pressiometre :

Pressiometre	Max	Moyenne	Min
Em	9	3.4	1.9
Pl	0.9	0.42	0.3
Cu		0.037	

Tableau II.28: représenter la Pressiometre

- Pénétromètre statique :

Pénétromètre statique	Max	Moyenne	Min
Qc (MPa)	2	1.15	0.3
Φ (dégrées)	< 30	/	/
Cu (MPa)	0.04		

Tableau II.29 : représenter la Pénétromètre statique

b - 2eme couche : Argile grisâtre à noirâtre.(13)

- **Essai de laboratoire** :
  - Plasticité :

Wl et Pl (%) ⟹ Argile Plasticité moyenne

- mesuré Densité sèche :

Densité sèche	Max	Moyenne	Min
	15.90	15.85	15.80

Tableau II.30 : représenter la Densité sèche

- Mesuré Densité humide :

Densité humide	Max	Moyenne	Min
	20.1	19.85	19.6

Tableau II.31 : représenter la Densité humide

- Mesuré Degré de saturation :

Degré de saturation	Max	Moyenne	Min
	100	99.20	98.41

Tableau II.32: représenter la Degré de saturation

- Mesuré Cisaillement :

Cisaillement	Max	Moyenne	Min
Cu (kN/m3)	78	/	/
Φu (degrés)	15.3	/	/
Ccu(kPa)	25	/	/
Φcu (degrés)	23	/	/

Tableau II.33 : représenter la Cisaillement

- Mesuré Odomètre :

Odomètre	Cc	Type de compressibilité
	0.18	Moyennement compressibilité

Tableau II.34 : représenter la Odomètre

➢ **Essais in-situ**

- Pressiometre

Pressiometre	Max	Moyenne	Min
Em	21	6.3	2
Pl	2.1	0.89	0.4
Cu		0.093	

Tableau II.35: représenter la Pressiometre

- Pénétromètre statique

Pénétromètre statique	Max	Moyenne	Min
Qc (MPa)	7	4	1
Φ (dégrées)	32		
Cu (MPa)		0.38	

Tableau II.36 : représenter la Pénétromètre statique

c - 3eme couche : Marne jaunâtre cailloutis de maison carré. (13)

➢ **Essai de laboratoire :**

- Plasticité :
- WL et Pl (%) ⟹ Argile Plasticité moyenne
- mesuré Densité sèche :

Densité sèche	Max	Moyenne	Min
	12.9	/	/

Tableau II.37 : représenter la Densité sèche

- Mesuré Densité humide :

Densité humide	Max	Moyenne	Min
	17.8	/	/

Tableau II.38 : représenter la Densité humide

- Mesuré Degré de saturation :

Degré de saturation	Max	Moyenne	Min
	100	96.98	93.96

Tableau II.39: représenter la Degré de saturation

- Mesuré Cisaillement :

Cisaillement	Max	Moyenne	Min
Cu (kpa)	55	/	12
Φu (degrés)	15.3	/	/

Tableau II.40 : représenter la Cisaillement

➢ **Essais in-situ**

- Pressiometre

Pressiometre	Max	Moyenne	Min
Em	272	41	11
Pl	7.6	3.7	1.2
Cu		0.42	

Tableau II.41: représenter la Pressiometre

- Pénétromètre statique

Pénétromètre statique	Max	Moyenne	Min
Qc (MPa)	10	6	6
Φ (dégrées)	>34		
Cu (MPa)		0.57	

Tableau II.42 : représenter la Pénétromètre statique

d - 4eme couche : Marne grisâtre cailloutis de maison carré. (13)

➢ **Essai de laboratoire :**

- Plasticité :

Wl et Pl (%) ⟹ Argile forte plasticité

- mesuré Densité sèche :

Densité sèche	Max	Moyenne	Min
	18.5	15.5	17

Tableau II.43: représenter la Densité sèche

- Mesuré Densité humide

Densité humide	Max	Moyenne	Min
	21.8	20.5	19.2

Tableau II.44 : représenter la Densité humide

- Mesuré Degré de saturation :

Degré de saturation	Max	Moyenne	Min
	100	87.24	74.48

Tableau II.45: représenter la Degré de saturation

- Mesuré Cisaillement :

Cisaillement	Max	Moyenne	Min
Cu (kN/m3)	116	76	36
Φu (degrés)	16.61	10.31	4.02

Tableau II.46 : représenter la Cisaillement

- Mesuré Odomètre :

Odomètre	Cc	Type de compressibilité
	0.11	Moyennement compressible

Tableau II.47 : représenter la Odomètre

➢ **Essais in-situ**

- Pressiometre

Pressiometre	Max	Moyenne	Min
Em	430	80	40
Pl	8.6	6.1	3.6
Cu		0.7	

Tableau II.48: représenter la Pressiometre

II-6/ Conclusion :

le modèle géotechnique représentatif tenant compte de tous les essais (sondages et en place) réalisés au droit à proximité du site sera comme suit :

- **Le megapile Nord :**

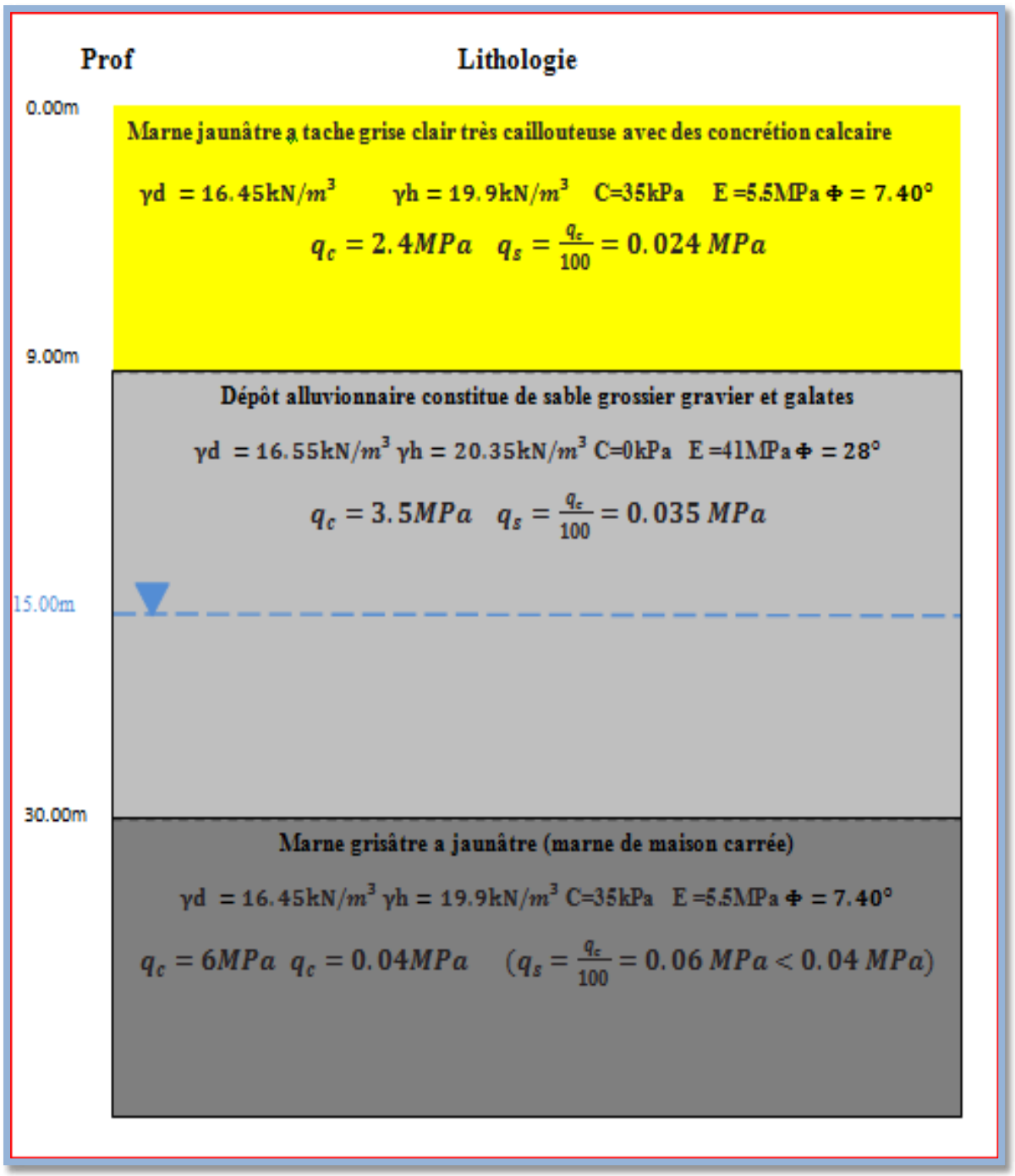


Figure II.19 : représenter déférent couche de sol endroit de megapile nord

➢ **Le megapile ouste :**

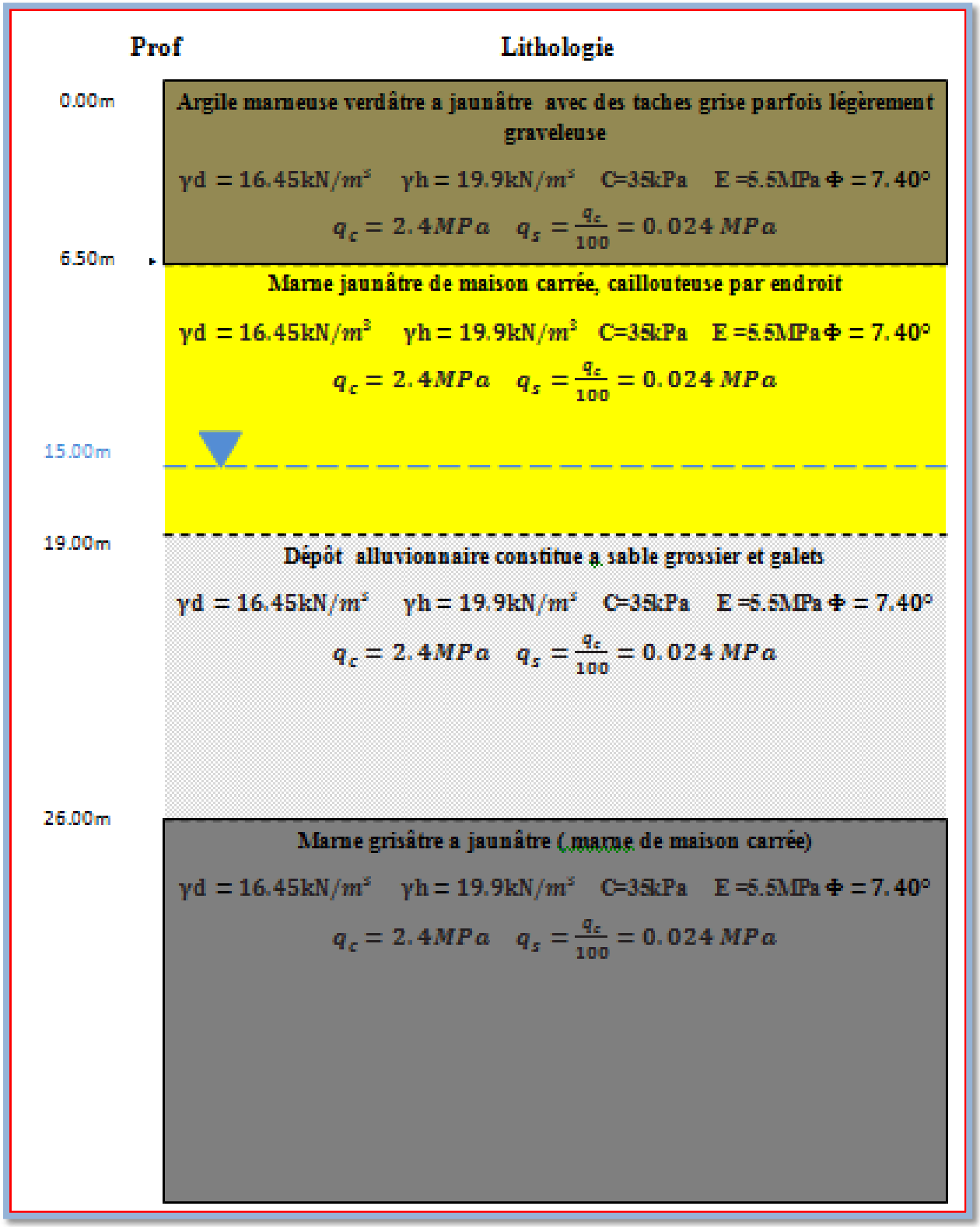


Figure II.20: représenter déférent couche de sol endroit de megapile ouest

CHAPITRE III

Analyse de stabilité

III-1/INTRODUCTION :

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets géotechniques de plus en plus complexes, coûteux et soumis a des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques. La méthode des éléments finis (MEF) est devenue actuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application, ou elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : génie civil, construction navale, mécanique, technique offshore, etc.(15)

III-2/ Le logiciel Plaxis :

Le code PLAXIS est un logiciel de calcul par éléments finis des ouvrages géotechniques (fondations, tunnels et autres ouvrages souterrains, remblais, soutènements, etc.) dans lequel est implémenté, entre autres, le modèle HSM (modèle de Schanz et al. 1999). Ce logiciel exécutable sous Windows, comporte une interface graphique permettant, pour un modèle géométrique donné, de générer un maillage d'éléments finis (triangles à 6 nœuds ou à 15 nœuds selon la précision recherchée), d'effectuer les calculs plans ou axisymétriques pour le modèle de comportement considéré et d'éditer les résultats obtenus sous forme graphique (courbes) ou numérique (tableaux) en vue de leur analyse. Le système d'options du code plaxis commencent par :

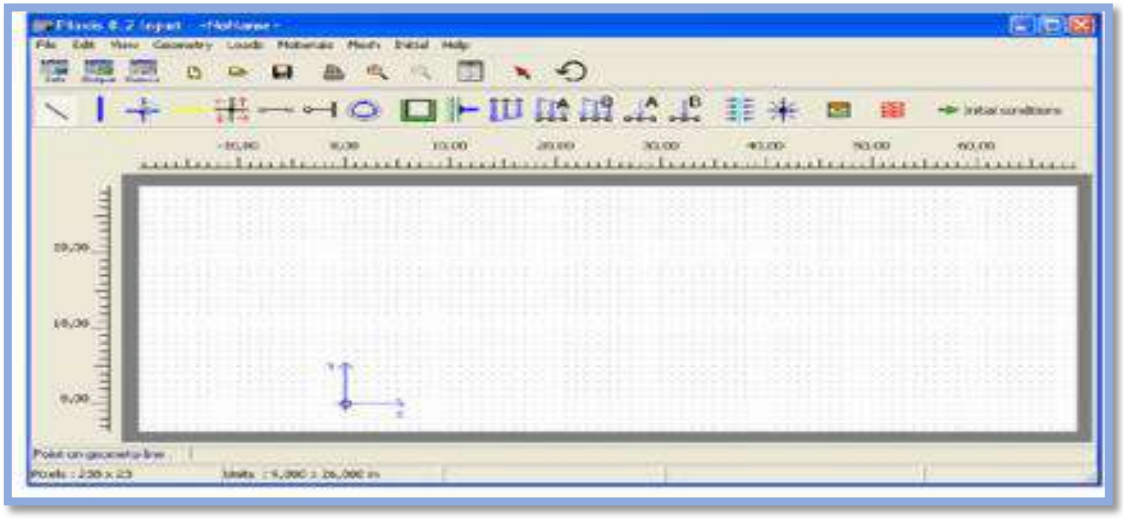


Figure.III.1 : Fenêtre d'entrée des données de PLAXIS

III-2-1/Le Maillage :

L'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importent de détail des éléments, agencé de manière optim ale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds, avec contrôle permanent à l'écran.

III-2-2/ Les conditions aux limites en déplacement :

Si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise (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.

III-2-3/ Les contraintes initiales dues au poids des terres :

Peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état k0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité L'option est particulièrement intéressante dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale.

III-2-4Les pressions interstitielles :

Ont été l'objet d'un soin particulier dans Plaxis pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles, Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine).

III-2-5/ Le coefficient de sécurité :

Est une notation très importante en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une qualité considérable de données, supposant une réduction proportionnelle de la résistance mécanique des matériaux impliquent, ce qui ne constitue pas un état réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui présider à l'évaluation du coefficient de sécurité dans Plaxis. Un calcul par élément finis fournit une masse imposante de résultats : résultats directement utiles au projeteur : déplacements,

contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect.

III-4/ Les modèles de comportements intégrés dans Plaxis :

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux, depuis le modèle élastique plastique 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.

Les modèles de comportement utilisés dans Plaxis sont :

III-4-1/ Modèle élastique linéaire :

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de poisson ν, l'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau (=G'), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. .On passe de G à E par la relation : $E= 2\ G\ (1+\nu)$. Le modèle élastique de Plaxis peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol.

.III-4-1 / Le modèle de Mohr-Coulomb :

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autre sont c et φ respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires.



Figure.III.2 : Fenêtre des paramètres de MOHR-COULOMB

a- le module de Young :

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de Young varie en fonction de la déformation et en fonction de la contraint moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module de déformation est constant. Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module « moyen », par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture.

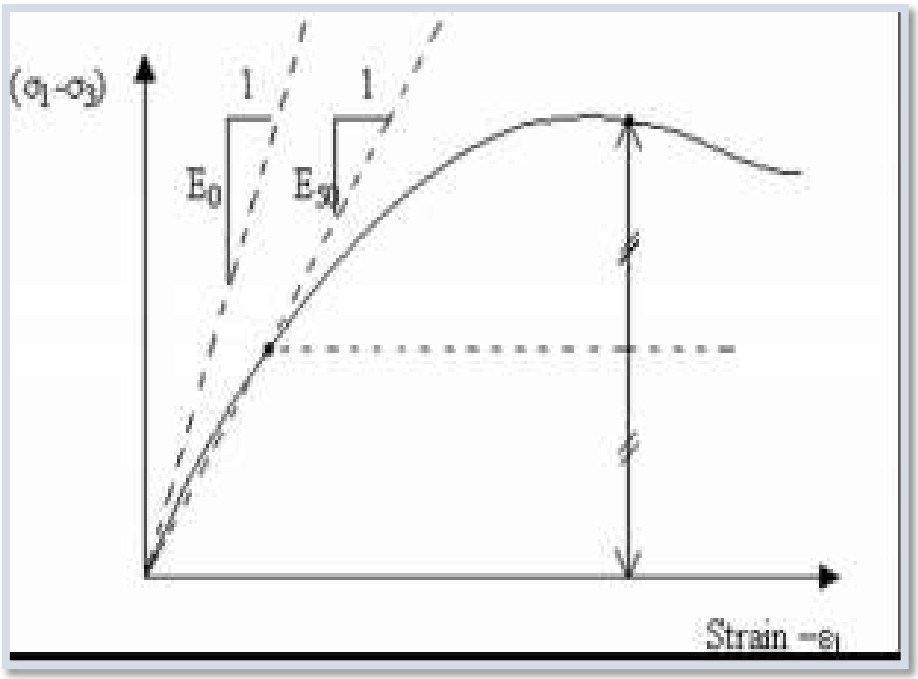


Figure III.3 : Définition du module à 50 % de la rupture

b- Le coefficient de poisson :

On conseille une valeur de 0.2 à 0.4 pour le coefficient de poisson. Pour des sols incompressibles, le coefficient de poisson s'approche de 0.5 sans que cette valeur soit utilisable.

c- L'angle de frottement :

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.

d- La cohésion :

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0.2 à1kpa) pour des questions numériques.

Pour les analyses en non drainé avec φu=0, 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 réalise avec le paramètre C-depth.

III-5/Calcul de glissement de terrain :

III-5-1/ Le méga pille nord :

a - Saisie des données :

Le modèle de référence est limité à un demi-espace. Il présente une extension latérale de 30m, depuis l'axe de l'ouvrage et descend verticalement jusqu'à 35 m au-dessous de la surface du sol. On choisit dans le menu « général setting »

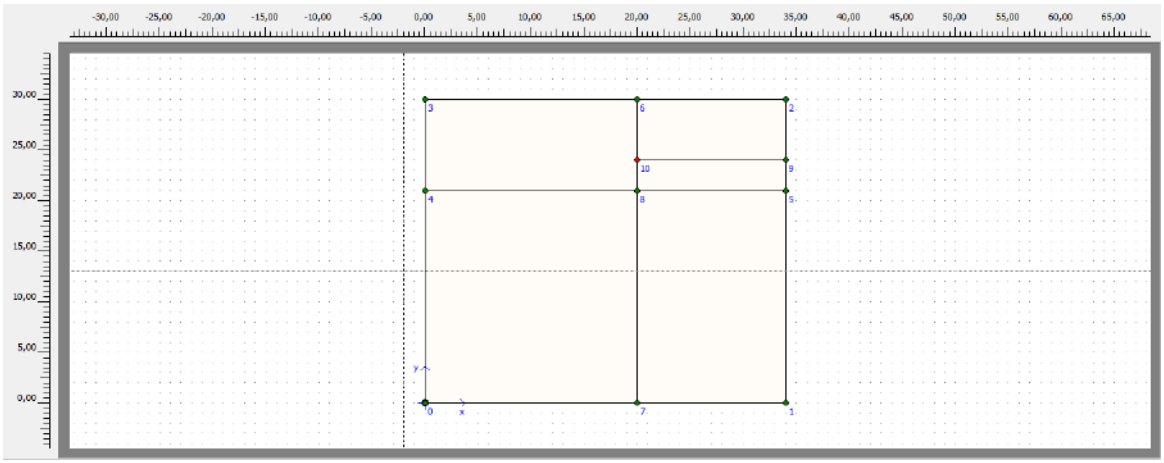


Figure III.4 : condition initial

b - Caractéristiques physiques :

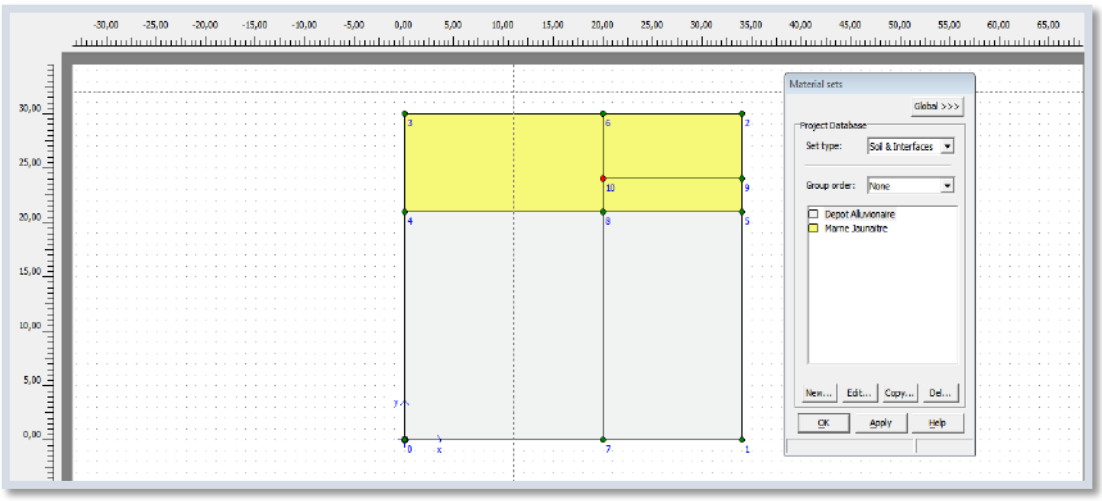


Figure III.5 : Fenêtre des caractéristiques générales relative à la couche de sol

c - Génération du maillage :

Le modèle de référence se fait par des éléments plaque triangulaires à 15 nœuds. On règle la finesse du maillage sur «médium », puis, on le raffine localement au niveau des éléments structuraux.

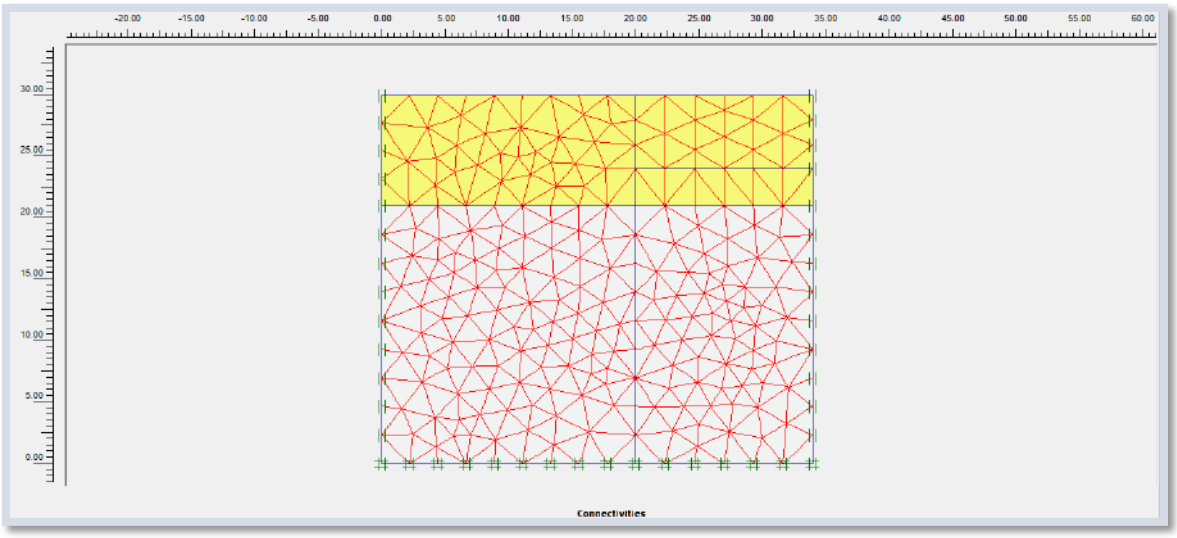


Figure III.6 : le Maillage.

d - Conditions initiales :

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales du sol.

- **Conditions hydrauliques:**

Le niveau de la nappe phréatique initiale est à 15 m de la surface du sol

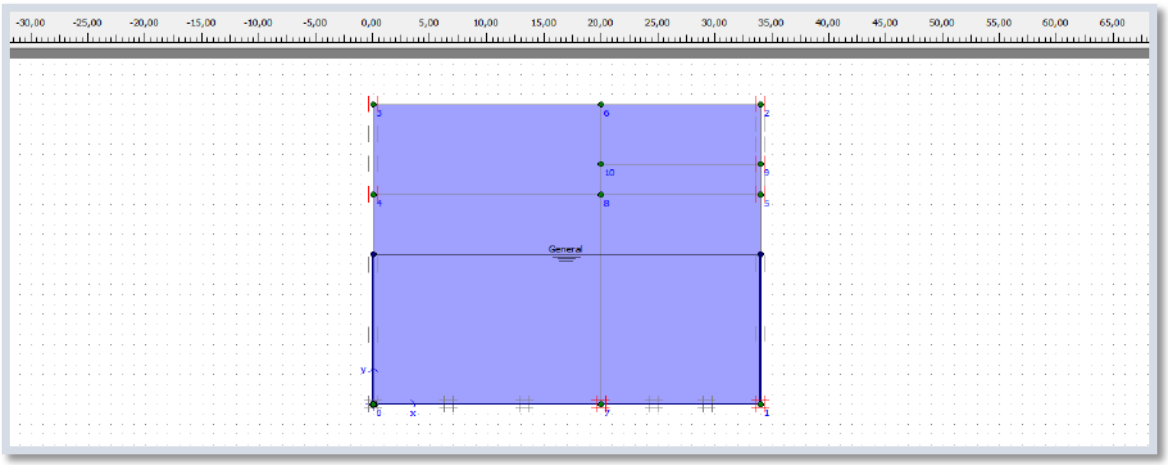


Figure III.7 : la nappe phréatique

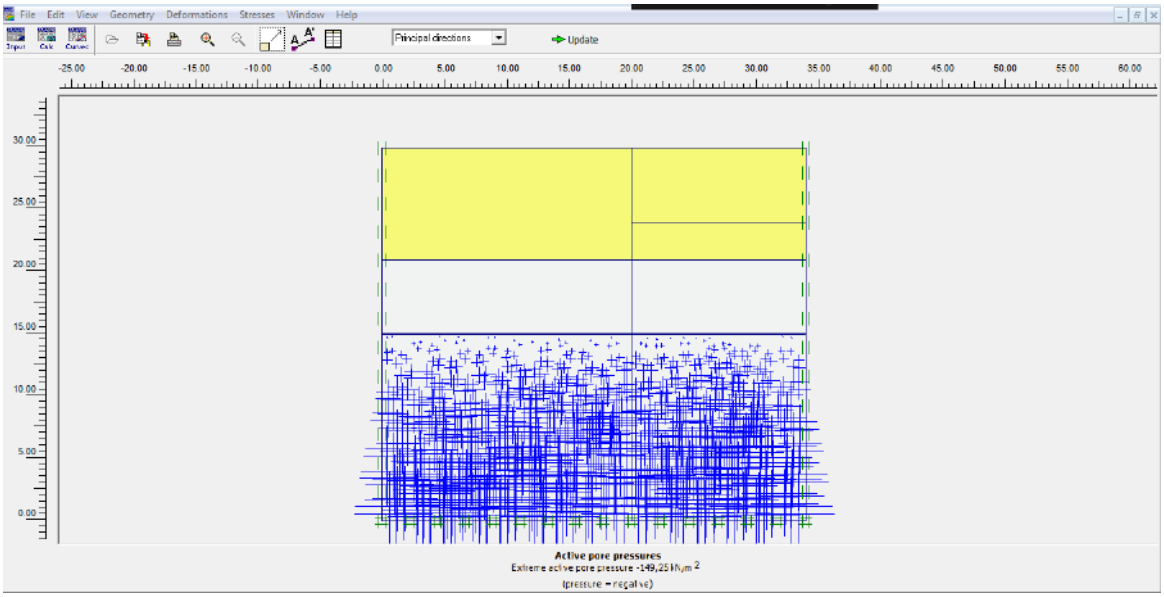


Figure III.8 : Génération des pressions interstitielles initiales.

- **Contraintes initiales dans le sol:**

Pour le calcul des contraintes initiales, il faut désactiver les éléments structuraux. On génère alors les contraintes initiales en prenant les valeurs de K0 par défaut. La valeur de K0 est proposée automatiquement d'après la formule de Jaky. On garde le poids du sol à 1, ce qui correspond à une application totale de la gravité.

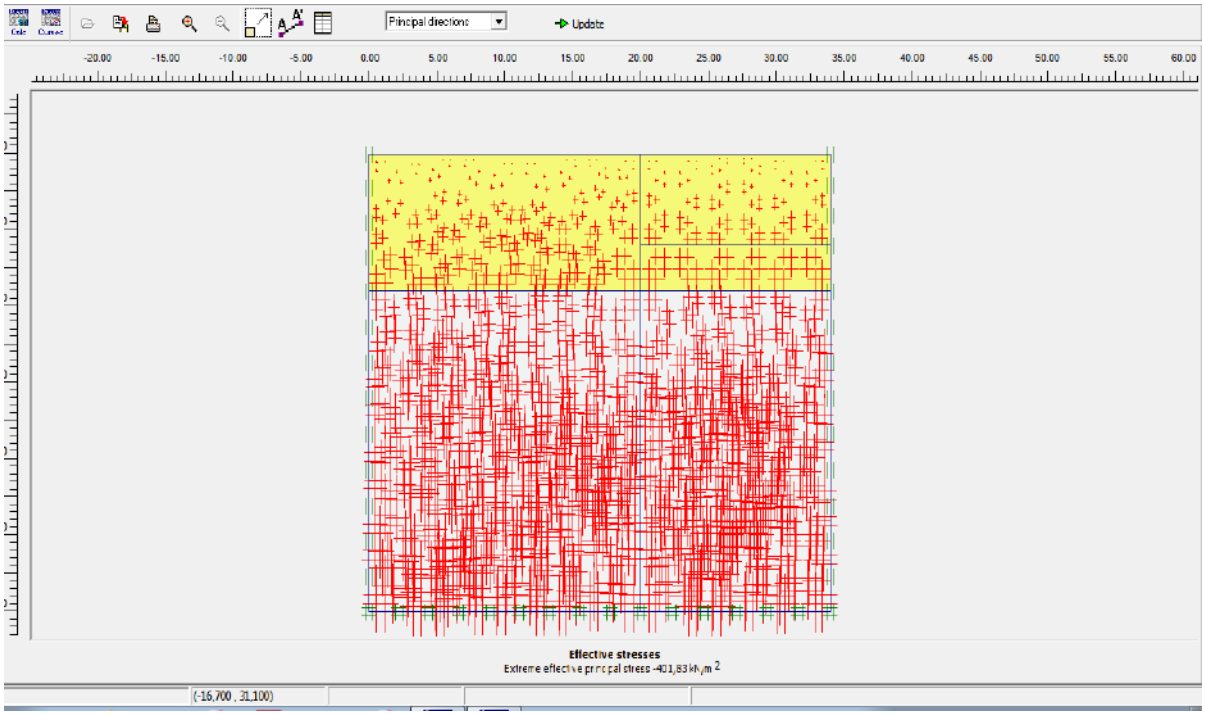


Figure III.9 : Génération des contraintes initiales.

Le modèle fait 20 m de largeur et 30 m de profondeur. Cependant l'excavation aura une profondeur de 24 m alors que le niveau de la nappe phréatique est de 15m par rapport à la surface du sol. Une interface a été introduite pour prendre en compte l'interaction sol structure.

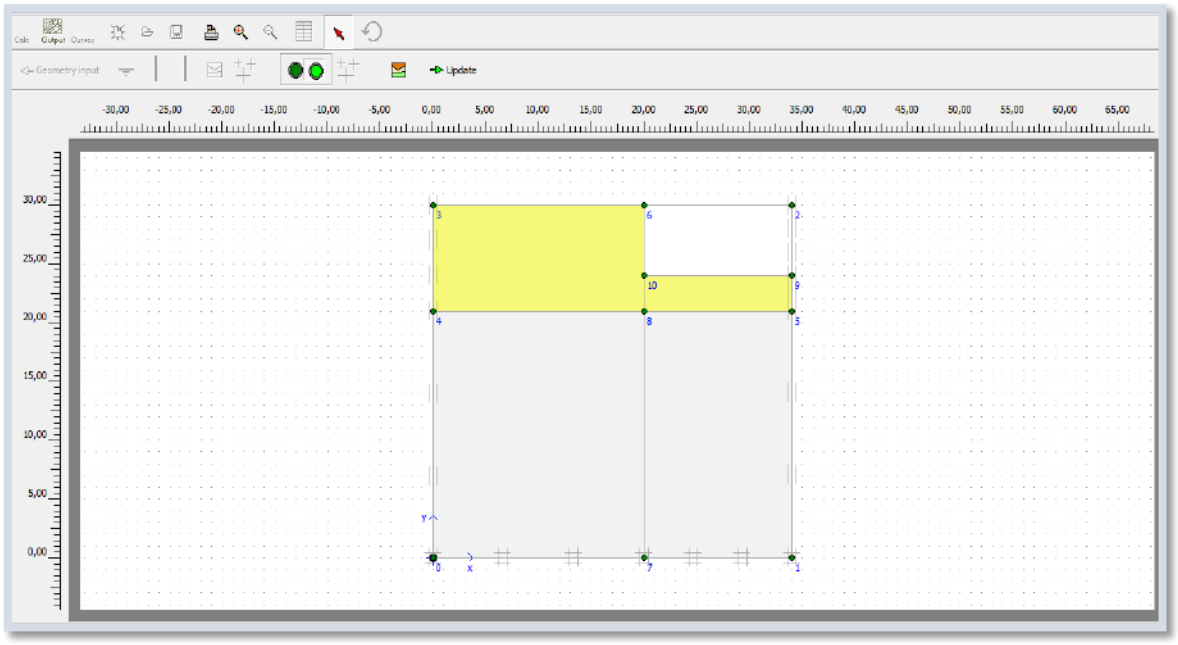


Figure III.10 : Excavation de la 1ère tranche jusqu'à la profondeur 6 m

g - Etape de calcul :

On peut alors lancer le calcul des différentes étapes de chargement.

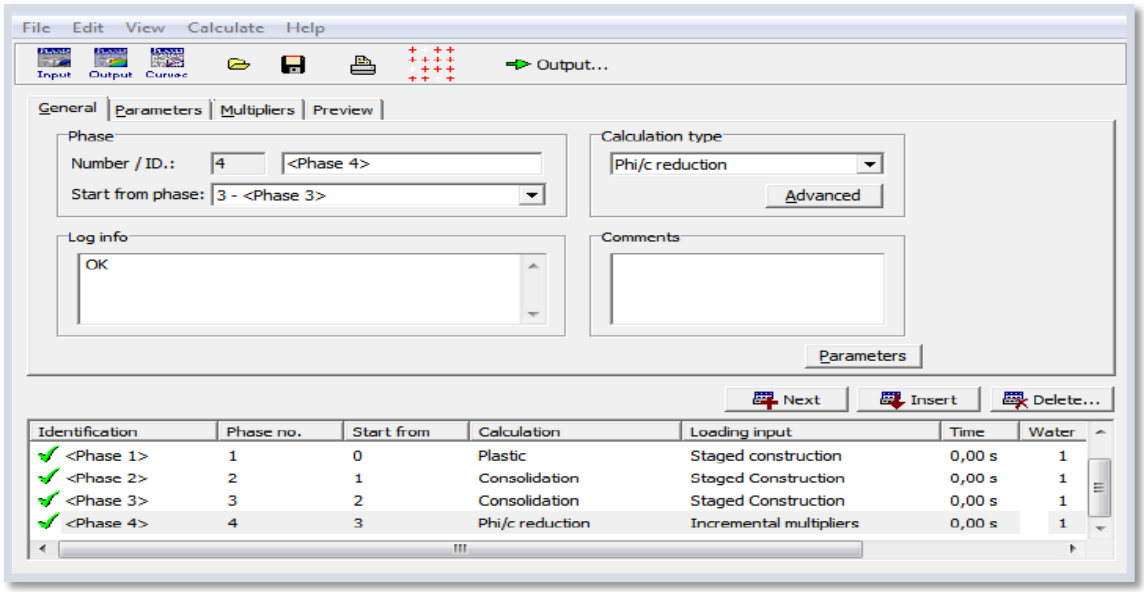


Figure III.11 : étape de calcule

- Etude de stabilité avec obtention du coefficient de sécurité.

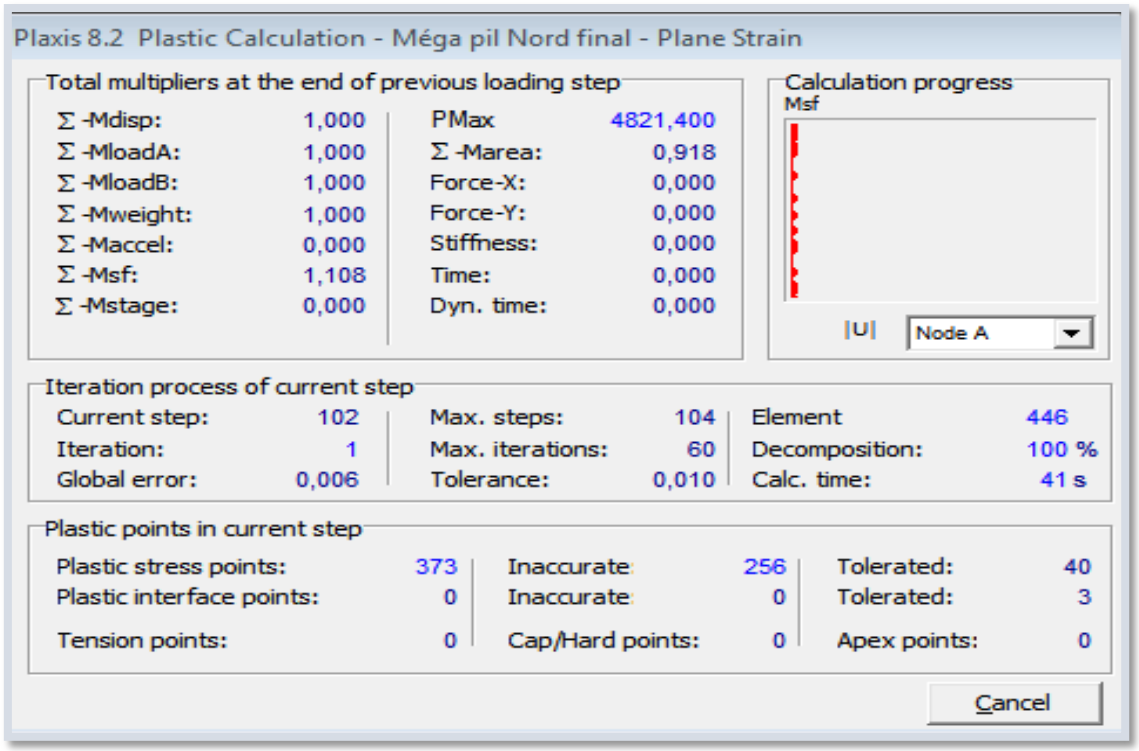


Figure III.12 : Obtention de coefficient de sécurité.

- Le coefficient de sécurité FS=1.108<1,3 le méga pile est instable

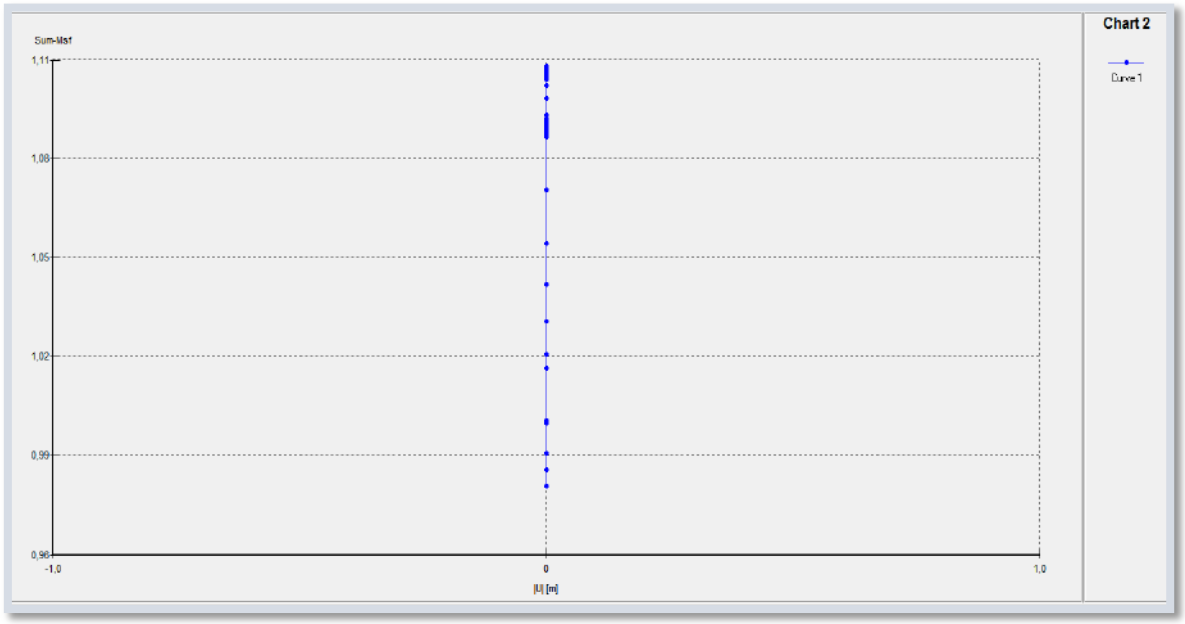


Figure III.13 : courbe représenter le facteur de sécurité

III-5-3/La méga pile ouest :

Calcul de glissement de terrain :

a - Saisie des données :

Le modèle de référence est limité à un demi-espace. Il présente une extension latérale de 30m, depuis l'axe de l'ouvrage et descend verticalement jusqu'à 35 m au-dessous de la surface du sol. On choisit dans le menu « général setting »

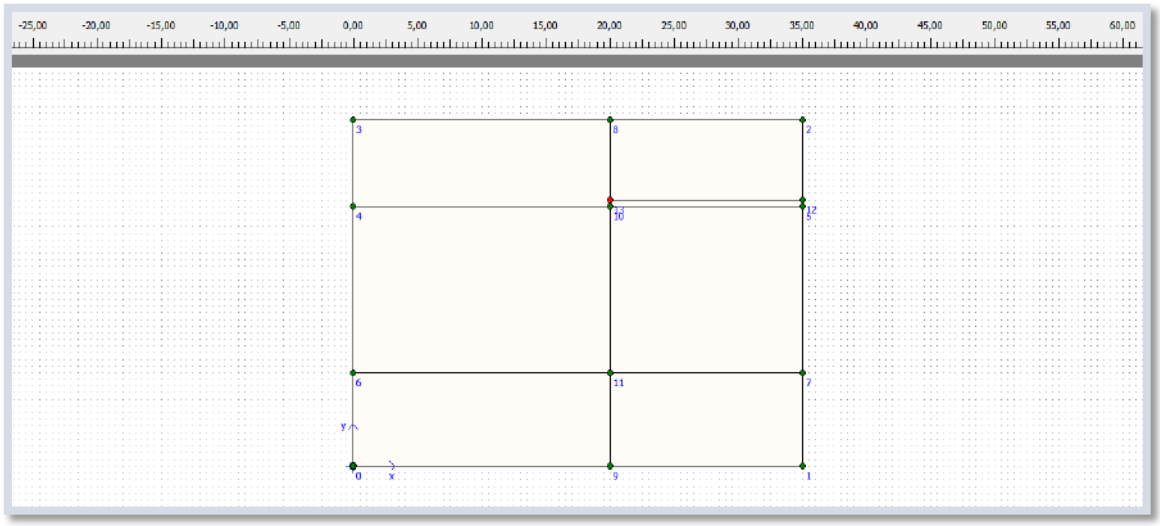


Figure III.13 : condition initial

b- Caractéristiques physiques :

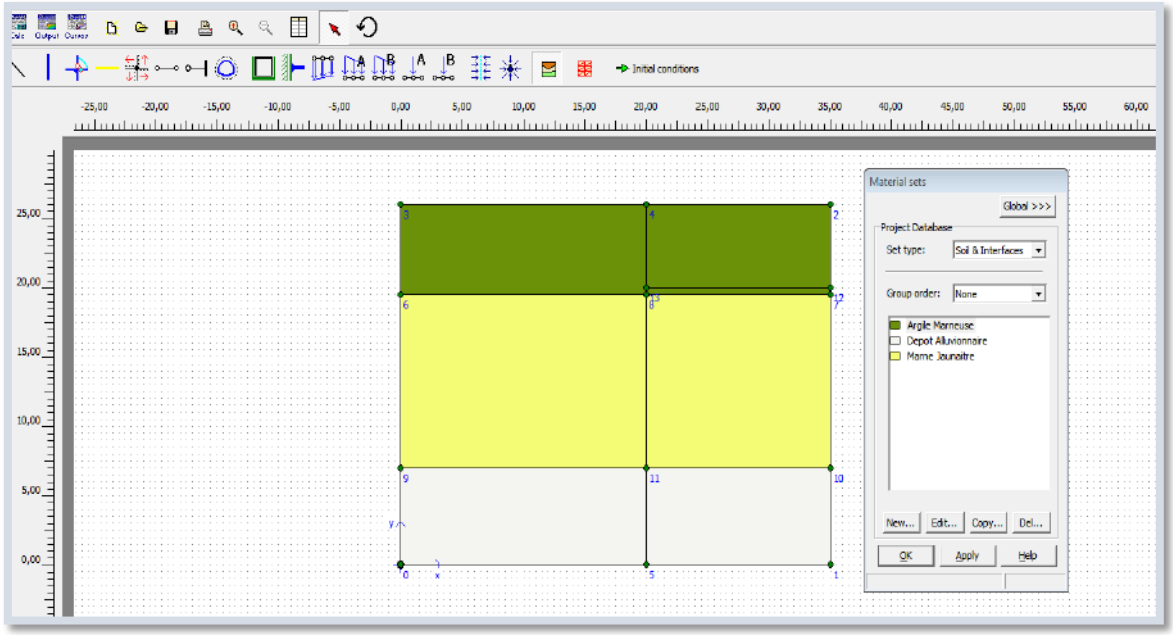


Figure III.14 : fenêtre des caractéristiques générales relative à la couche de sol

c - Génération du maillage :

Le modèle de référence se fait par des éléments plaque triangulaires à 15 nœuds. On règle la finesse du maillage sur «médium », puis, on le raffine localement au niveau des éléments structuraux.

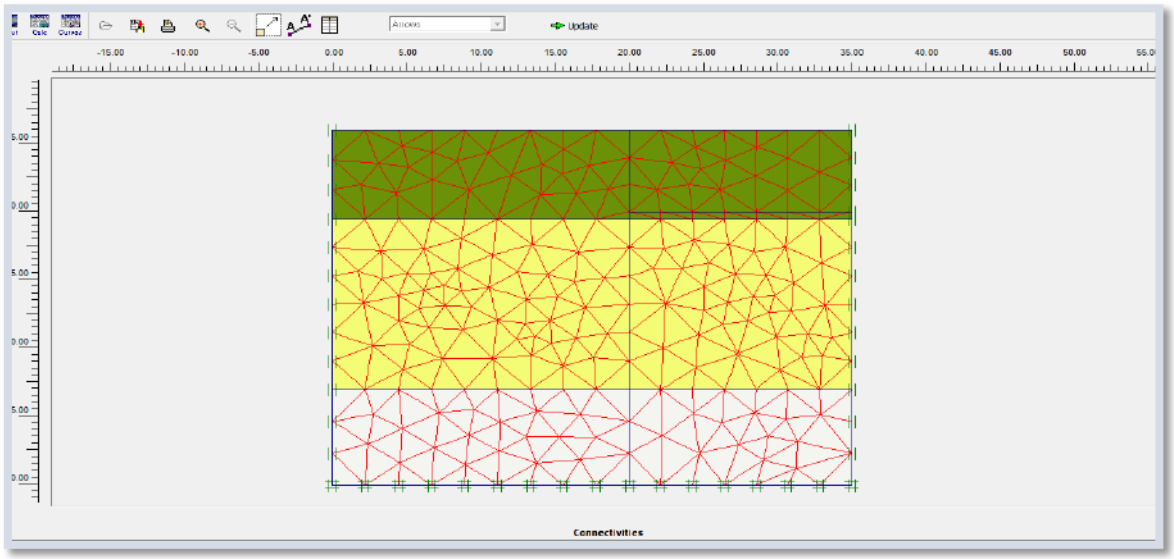


Figure III.15 : le Maillage.

d - Conditions initiales :

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales du sol.

e - Conditions hydrauliques:

Le niveau de la nappe phréatique initiale est à 15 m de la surface du sol

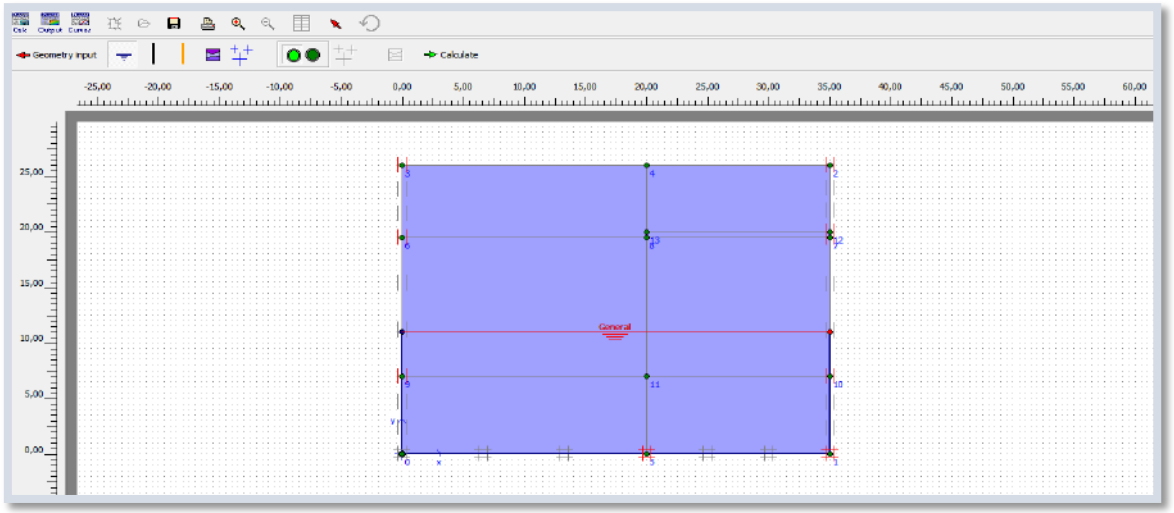


Figure III.16 : la nappe phréatique

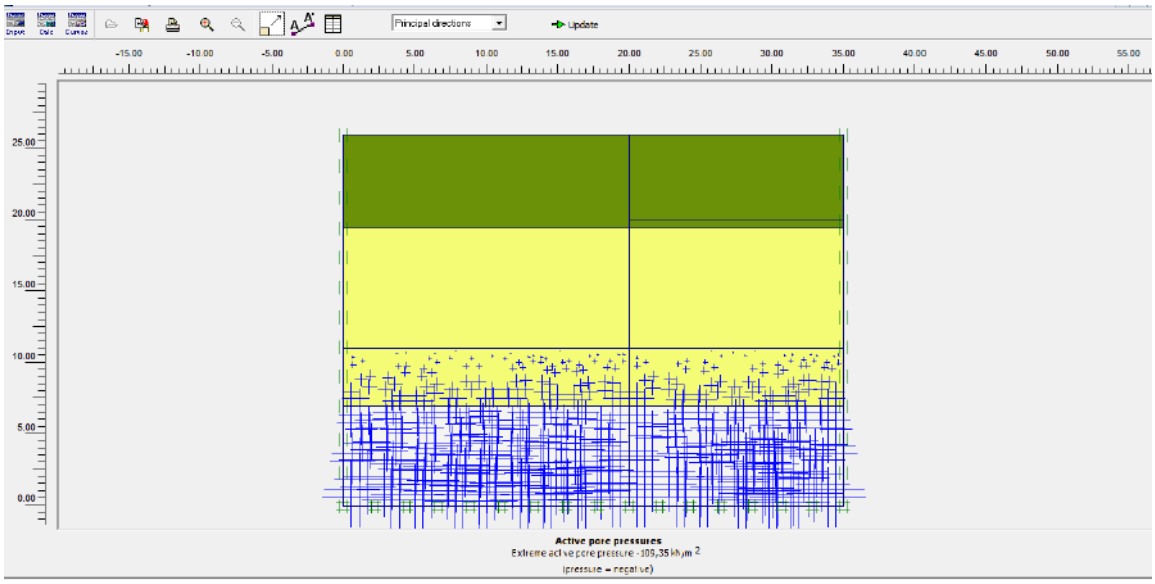


Figure III.17 : Génération des pressions interstitielles initiales**.**

f - Contraintes initiales dans le sol :

Pour le calcul des contraintes initiales, il faut désactiver les éléments structuraux. On génère alors les contraintes initiales en prenant les valeurs de K0 par défaut. La valeur de K0 est proposée automatiquement d'après la formule de Jaky. On garde le poids du sol à 1, ce qui correspond à une application totale de la gravité

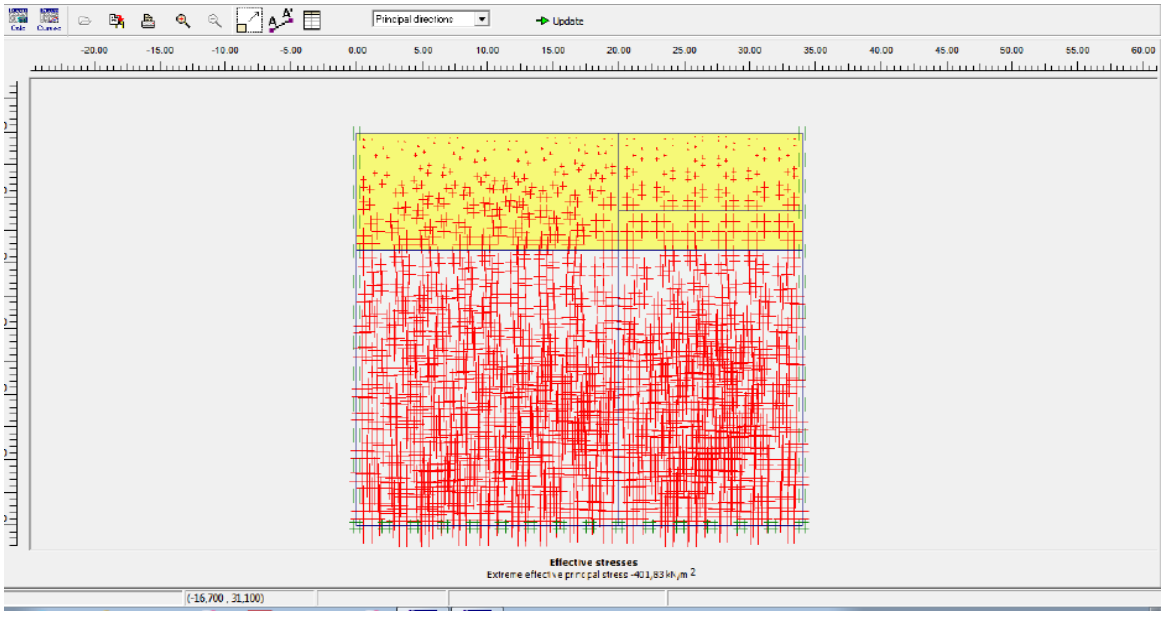


Figure III.18 : Génération des contraintes initiales

- Le modèle fait 35 m de largeur et 26 m de profondeur. Cependant l'excavation aura une profondeur de 6 m alors que le niveau de la nappe phréatique est de 15 m par

rapport à la surface du sol. Une interface a été introduite pour prendre en compte l'interaction sol structure

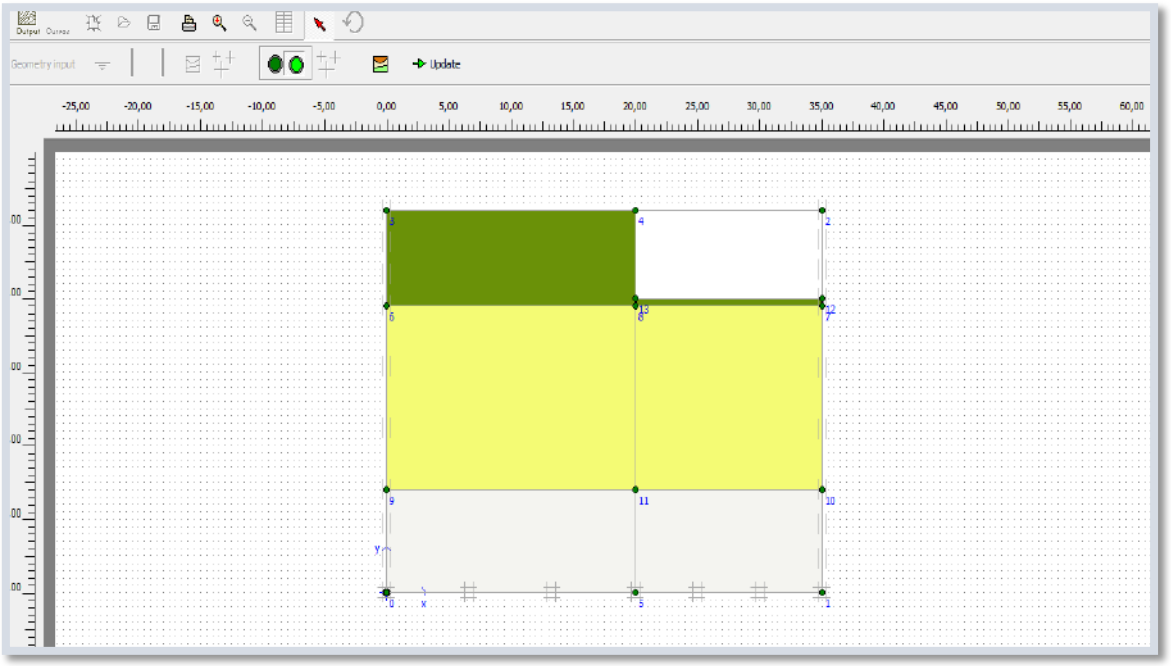


Figure III.19: Excavation de la 1ère tranche jusqu'à la profondeur 6 m

g - Etape de calcule :

On peut alors lancer le calcul des différentes étapes de chargement

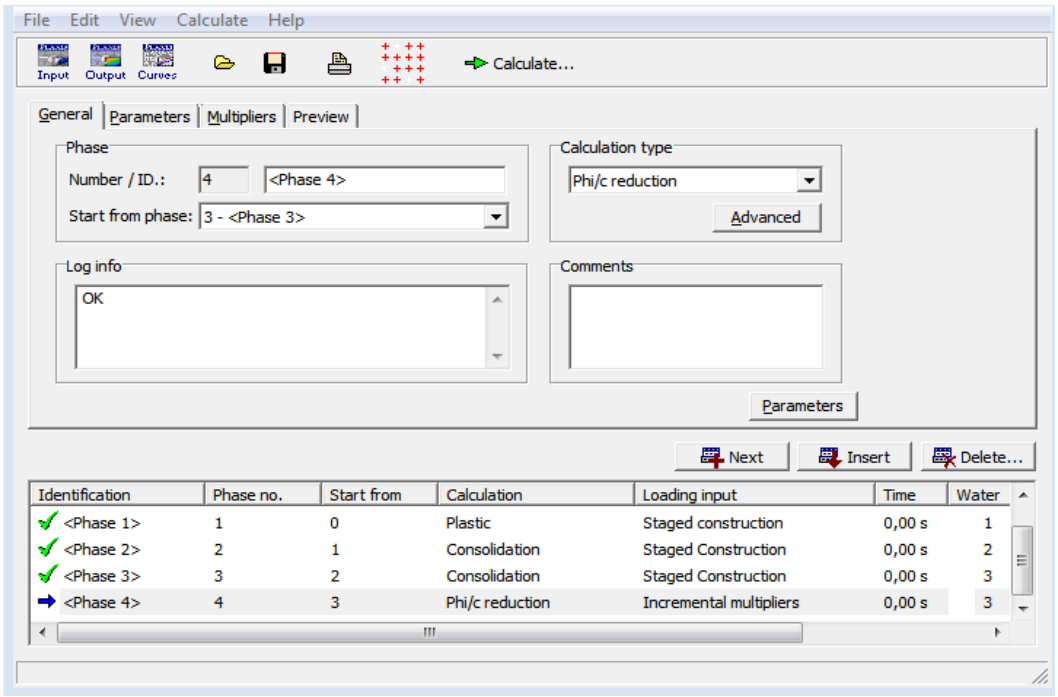


Figure III.20 : étape de calcule

- Etude de stabilité avec obtention du coefficient de sécurité.

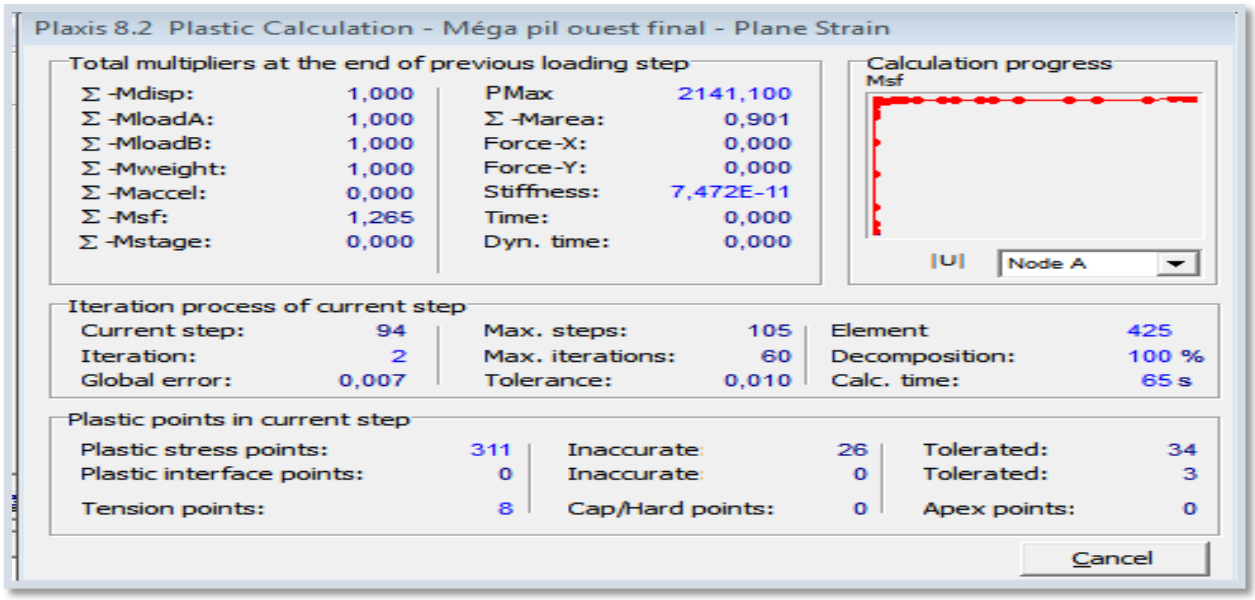


Figure III.21 : Obtention de coefficient de sécurité.

- Le coefficient de sécurité FS=1.265<1,3 le méga pile est instable

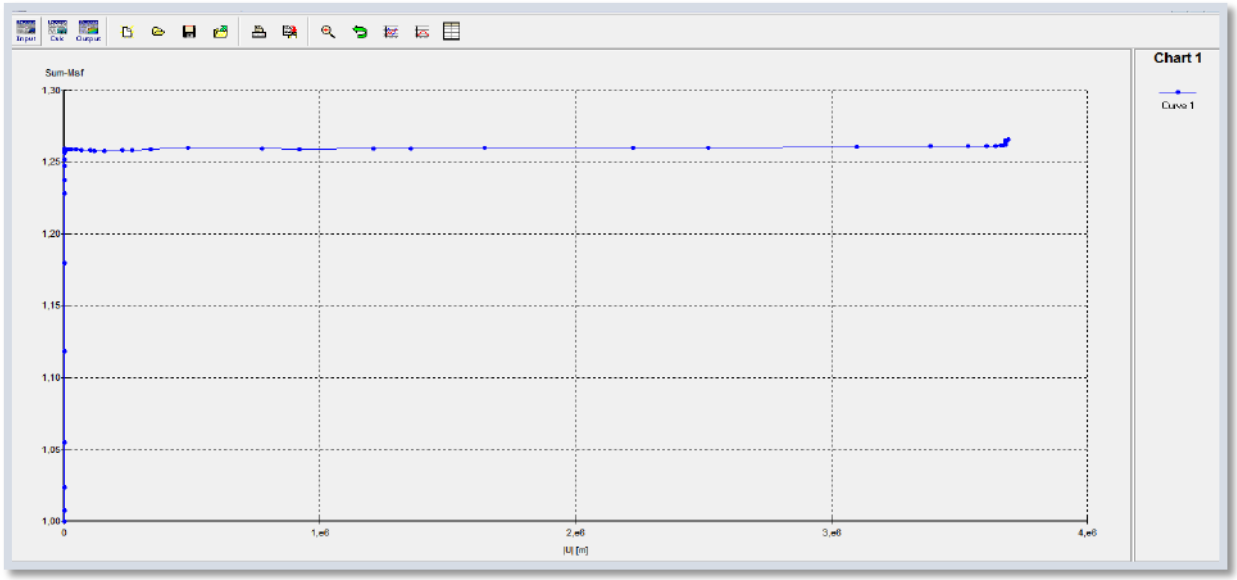


Figure III.22 : courbe représenter le facteur de sécurité

III-6/Conclusion :

Le coefficient de sécurité est obtenu en examinant la valeur finale du facteur Σ Msf, Dans le cas que nous avons étudié, nous constatons que le coefficient de sécurité est inférieur à 1,3 des solutions techniques doivent donc être prises pour atteindre l'équilibre.

CHAPITRE IV

Les solutions techniques

IV- 1/INTRODUCTION :

Après avoir étudié la situation sécuritaire à Méga pile nord et Méga pile ouest nous avons proposé des solutions techniquement et économiquement avantageuses pour atteindre la stabilité, qui sont représentées dans :

*Pieux
*palplanche

IV-2/Visualisation des résultats :

Plaxis 2D permet la sortie des résultats suivants :
- La déformée de maillage.
- Les déplacements (verticaux, horizontaux, totaux) et les déformations.
- Les diagrammes des forces (moments, efforts verticaux et efforts de cisaillement).(14)

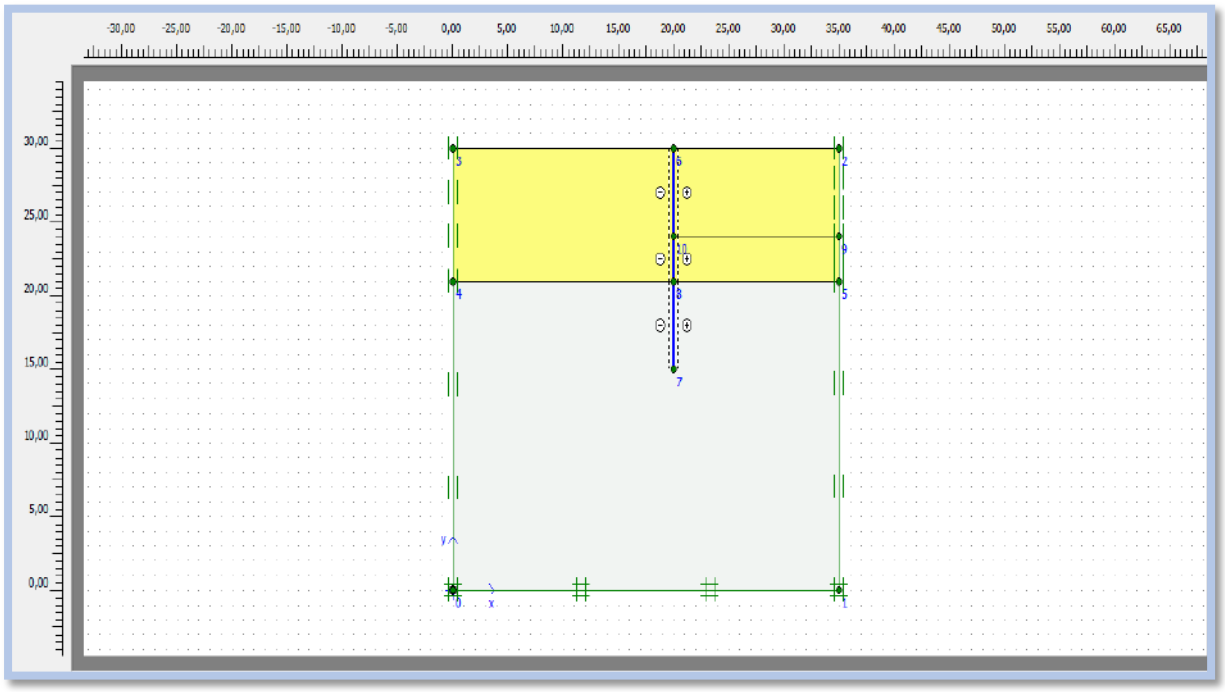
IV-3/Réalisation du pieu et palplanche :

IV-3-1/Pieux :

IV-3-1-1/Méga pile nord :

a- Géométrie du modèle:

Le modèle fait 35 m de largeur et 30 m de profondeur. Le soutènement est assuré par un pieu de 15,0 m de profondeur et 0,8 m d'épaisseur.



.Figure IV.1 Modèle géométrique du projet.

b - Génération du maillage :.

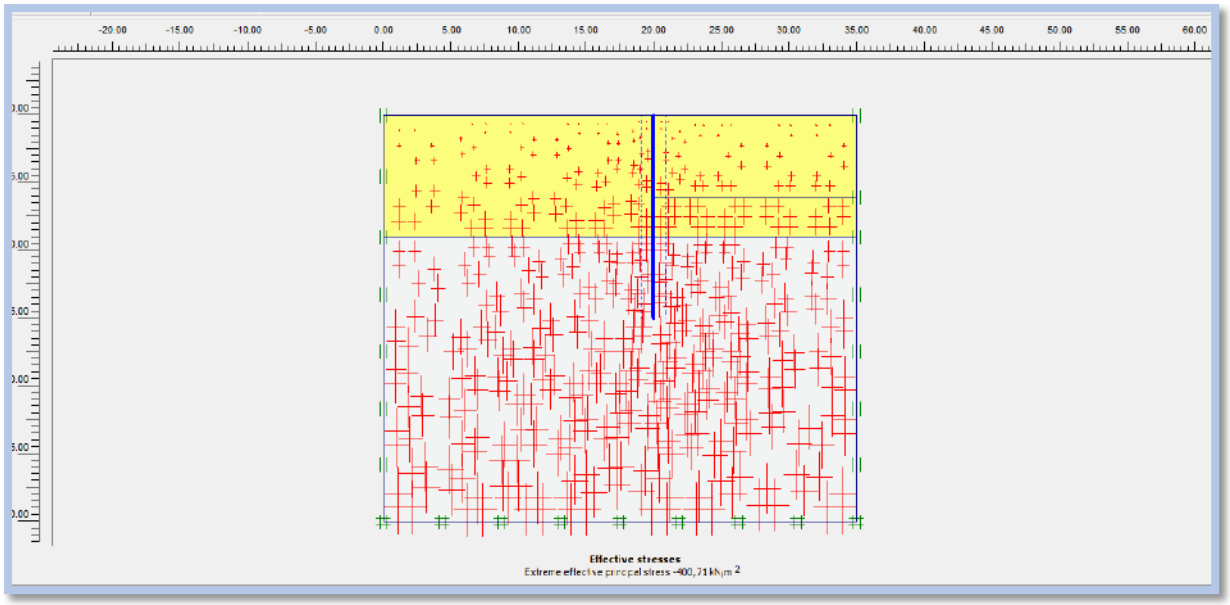


Figure IV.2 Maillage du projet

c - conditions initiales **:**

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales du sol

-Conditions hydrauliques:

Le niveau de la nappe phréatique initiale est à 15 m de la surface du sol :

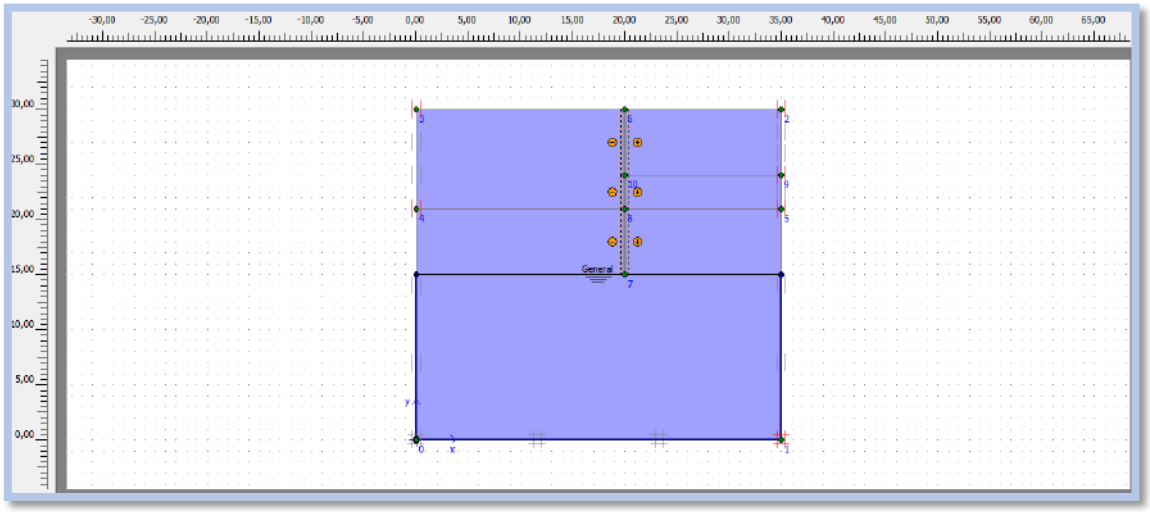


Figure IV.3 Conditions hydrauliques initiales.

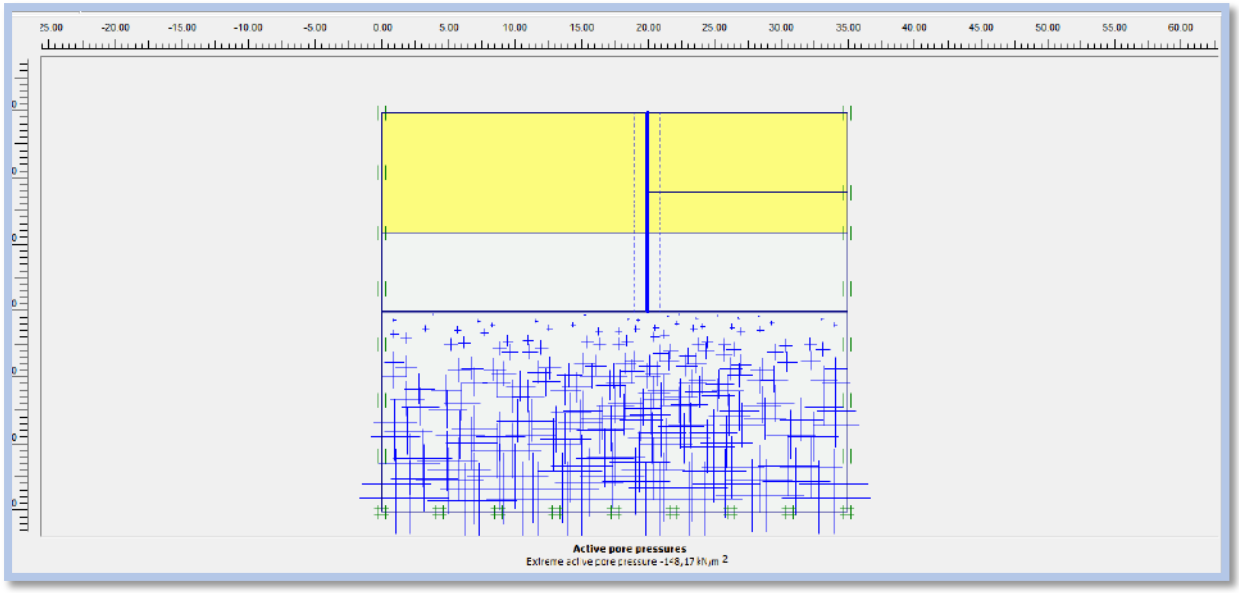


Figure IV.4 Génération des pressions interstitielles initiales.

- Contraintes initiales dans le sol:

Pour le calcul des contraintes initiales, il faut désactiver les éléments structuraux. On génère alors les contraintes initiales en prenant les valeurs de K0 par défaut. La valeur de K0 est proposée automatiquement d'après la formule de Jaky. On garde le poids du sol à 1, ce qui correspond à une application totale de la gravité.

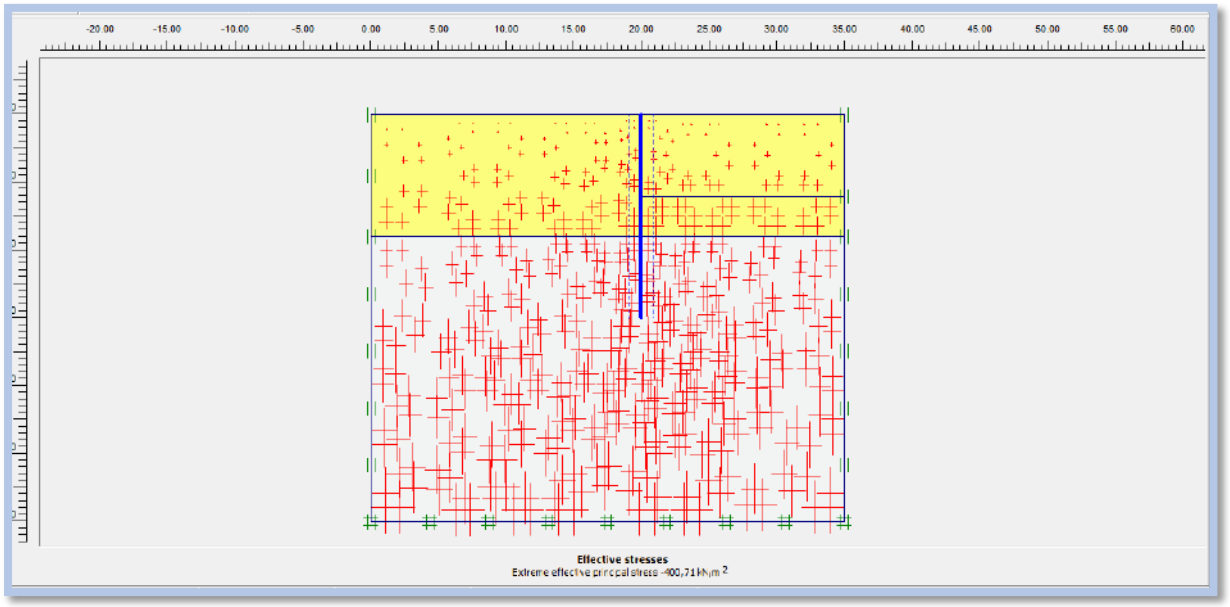


Figure IV.5 Génération des contraintes initiales.

d - Procédure de calcul :

On réalise un pieu de 15 m de profondeur comme indique sur la figure suivante :

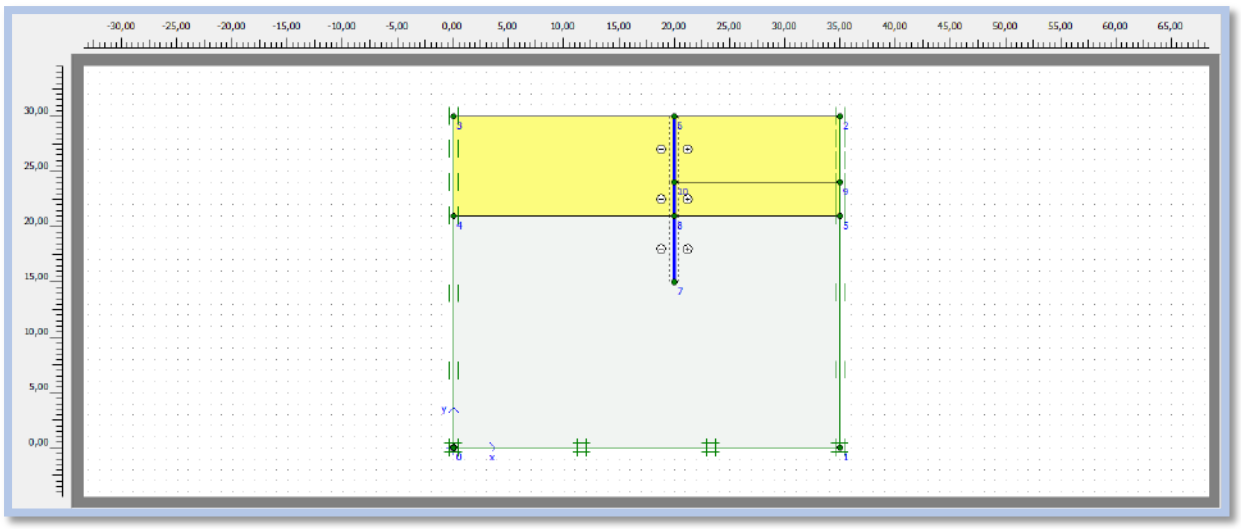


Figure IV.6 Réalisation de le pieux

Le modèle fait 20 m de largeur et 30 m de profondeur. Cependant l'excavation aura une profondeur de 24 m alors que le niveau de la nappe phréatique est de 15m par rapport à la surface du sol. Une interface a été introduite pour prendre en compte l'interaction sol structure

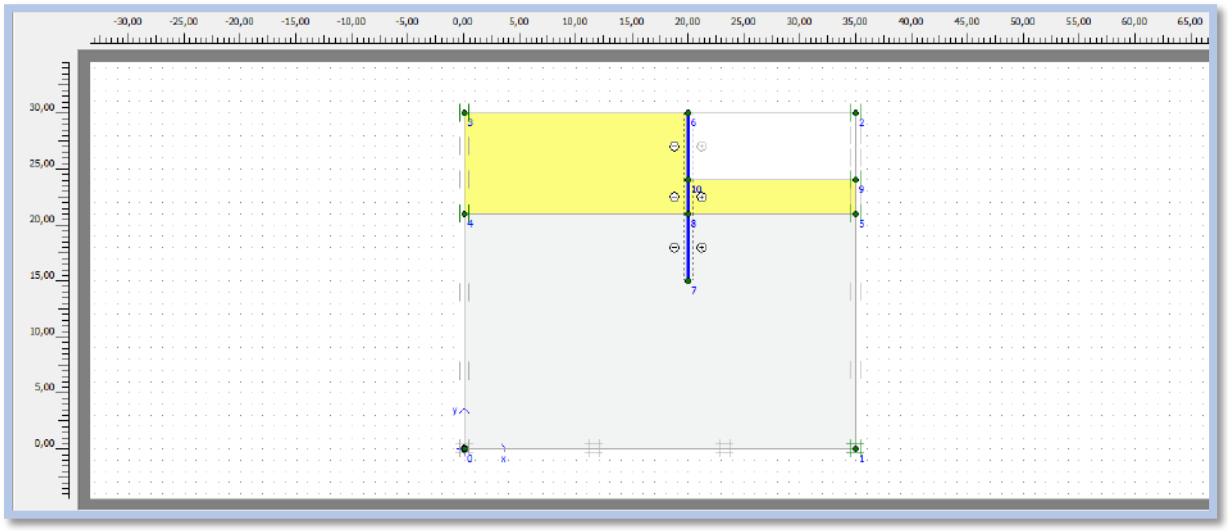
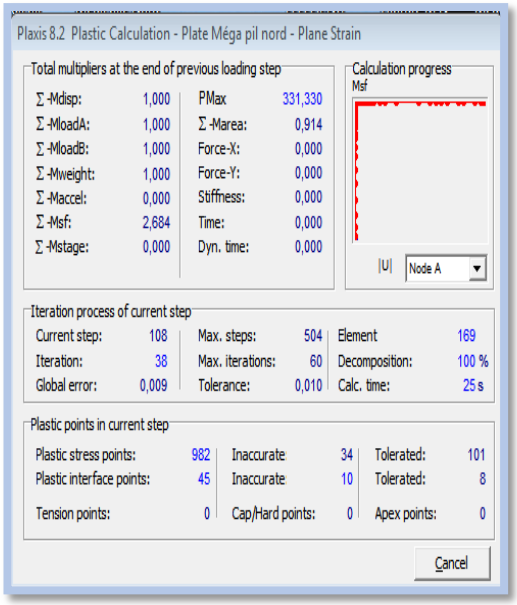
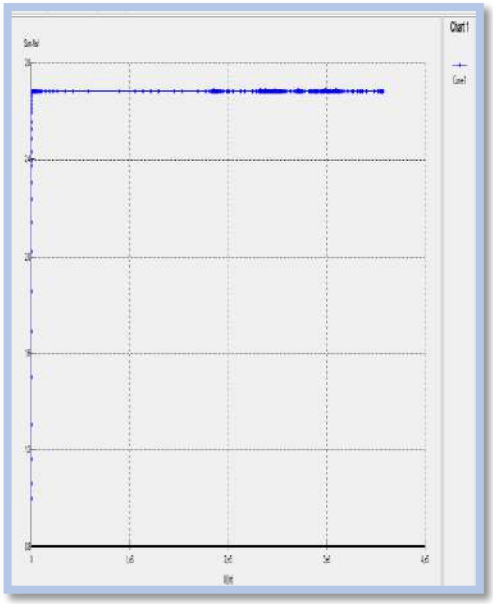


Figure IV.7 Excavation jusqu'à la profondeur6m

e - Etape de calcul :

On peut alors lancer le calcul des différentes étapes de chargement et étude de stabilité avec obtention du coefficient de sécurité :





FigureIV.8 : Obtention de coefficient de sécurité FigureIV.9 : Obtention de coefficient de sécurité

- On trouve un coefficient de sécurité FS =2.684>1.3 donc elle est stable.

f - Analyse paramétriques **:**

On s'intéressera sur le paramètre de l'effet de l'épaisseur de la pieux.

- **Effet de l'épaisseur des pieux:**

On étudiera l'effet de diamètre de le pieux concernons:

1. Déformation de maillage.

2. Déformation des éléments structuraux indiquées par :

- Le déplacement total du pieu
- Le déplacement horizontal.
- Le déplacement vertical.

-Effort normal.

- Effort tranchant au niveau du pieu.
- Moment de flexion au niveau du pieu

.

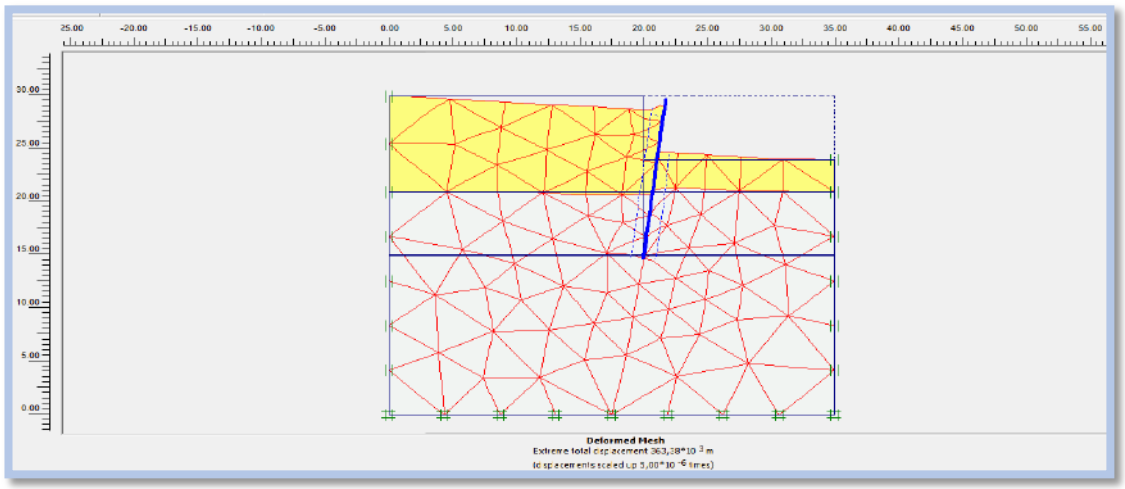


Figure IV.10 Déformation de maillage.

-Le déplacement total de l'ordre de $363.38*10^3$ m

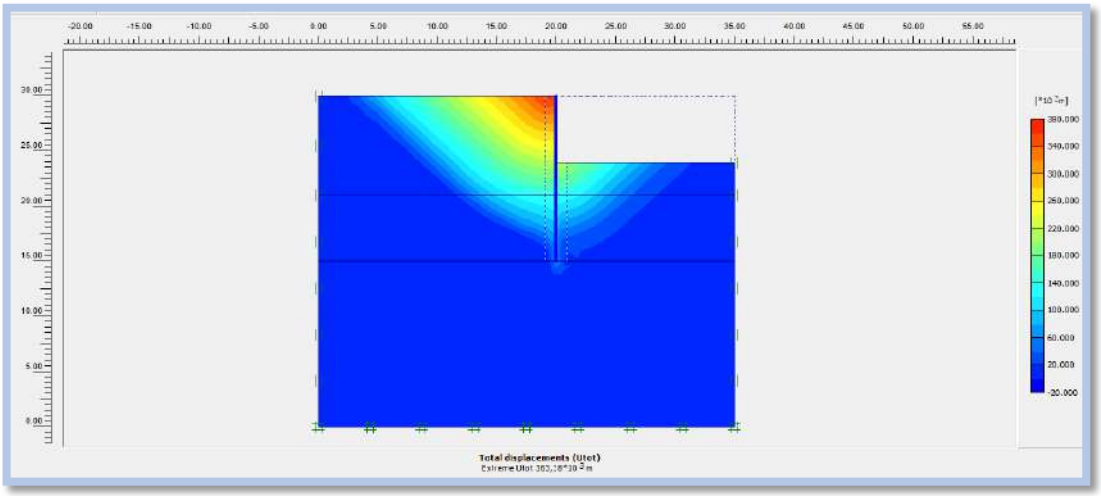


Figure IV.11 Déplacement total.

- Le déplacemenrt horizantal $334.25*10^3$m et le déplacement vertical $256.81*10^3$m

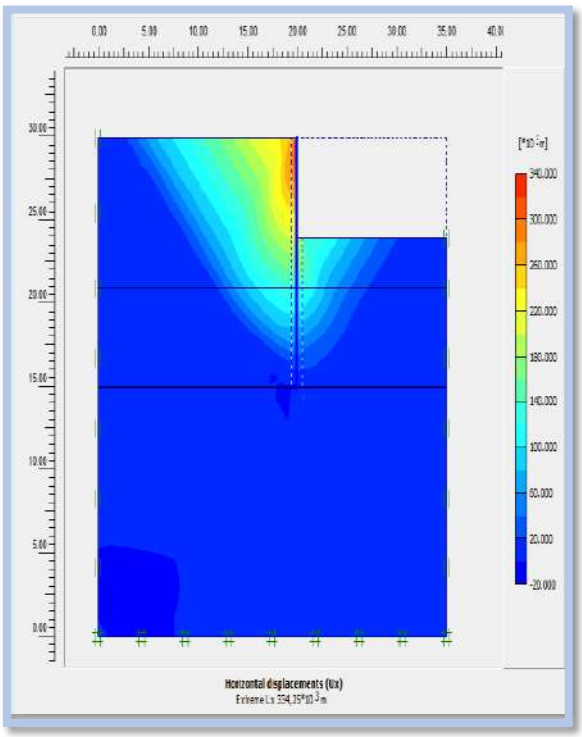


Figure IV.12Déplacement horizontal.

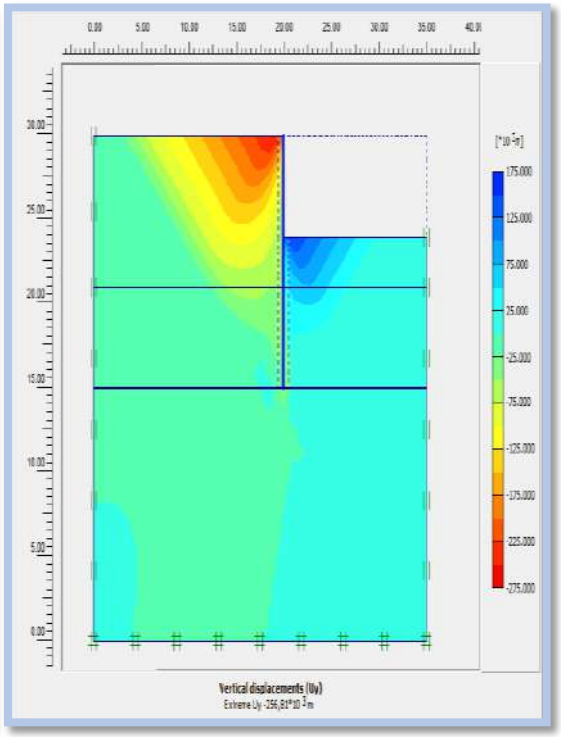


Figure IV.13 Déplacement vertical.

- Le Déplacement total dans le pieux 351.20*10^3m

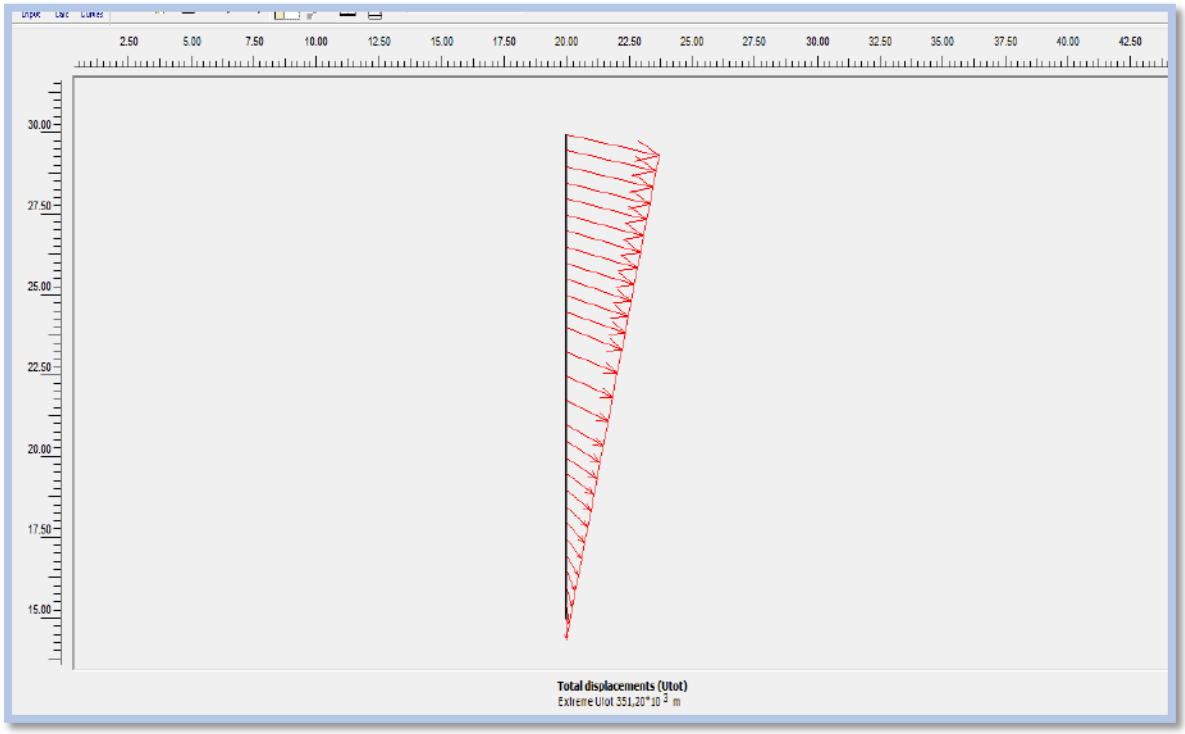
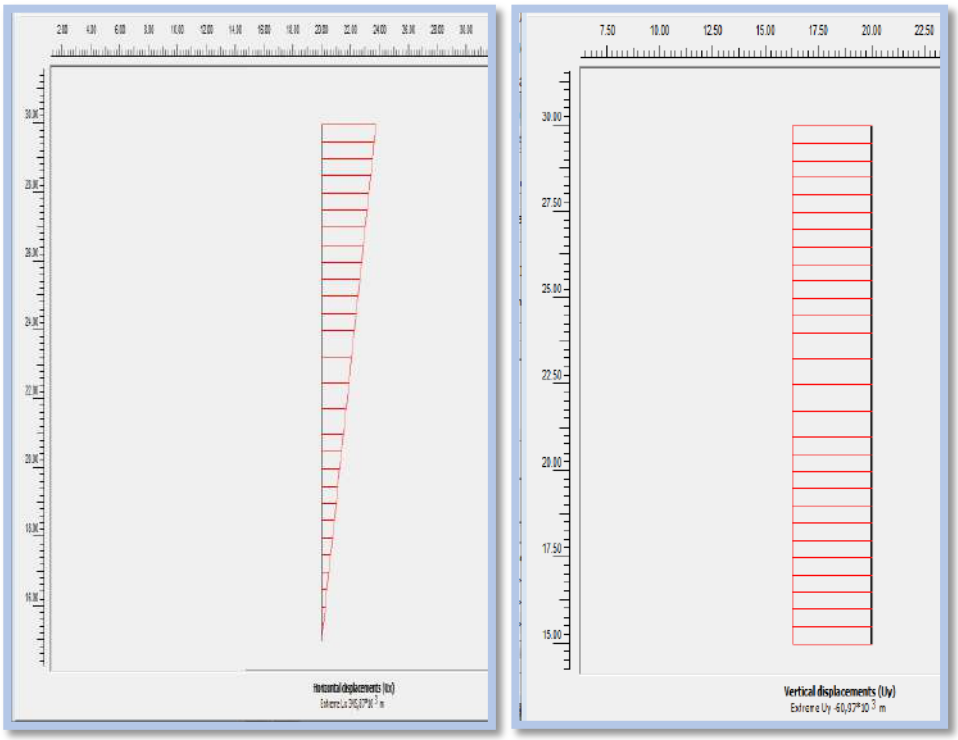


Figure IV.14deplacement total dans le pieux

- Le deplacement horizontzal 345.87*10^3m et le déplacement vertical -60.87*10^3 m



Fugure IV.15:deplacement horizontal dans le piuex Figure IV16:déplacement vertical dans le pieu

- La Force axial- 250.62*10^3m.

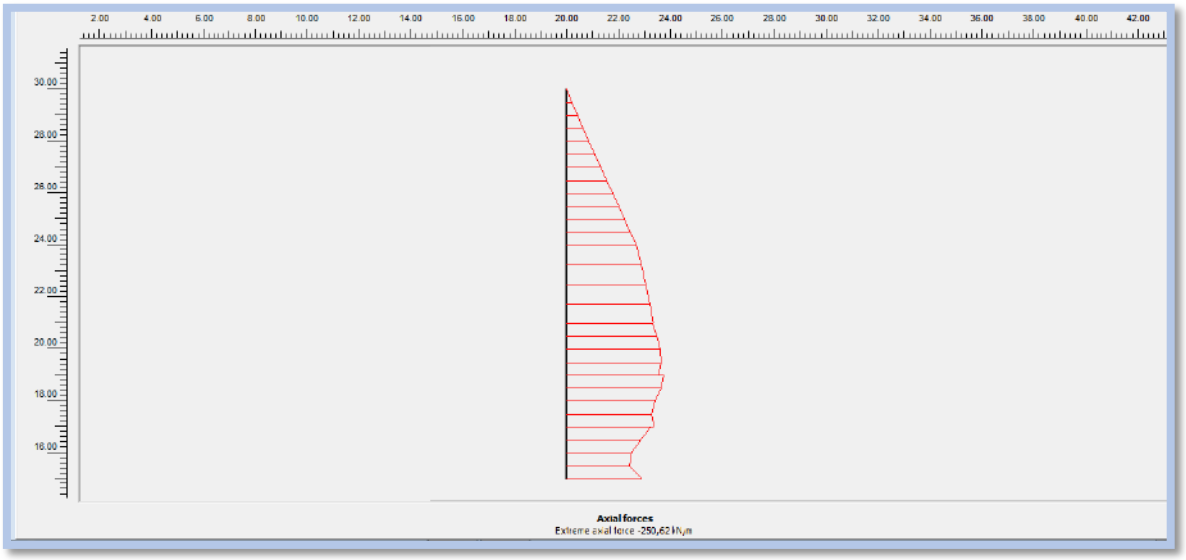


Figure IV.17 force axial.

- Le moment fléchissant178.54kN.m et le moment de caisaillement76.34Kn.m

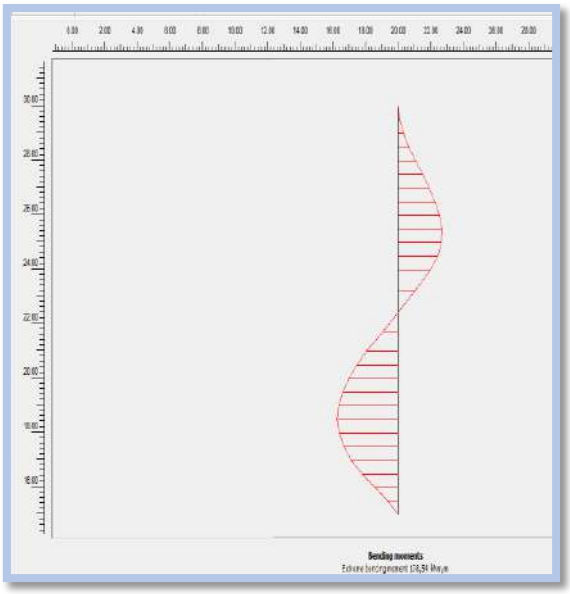


Figure IV.18le moment fléchissant

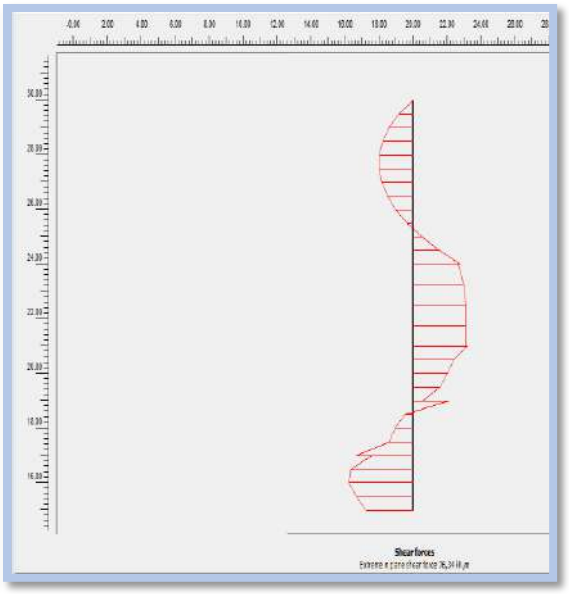


Figure IV.19 le moment de caisaillement

IV-3-1-2/Mēga pile ouest :

a - géométrie du modèle:

Le modèle fait 35 m de largeur et 26 m de profondeur. Le soutènement est assuré par un pieux de 15,0 m de profondeur et 0,8 m d'épaisseur.

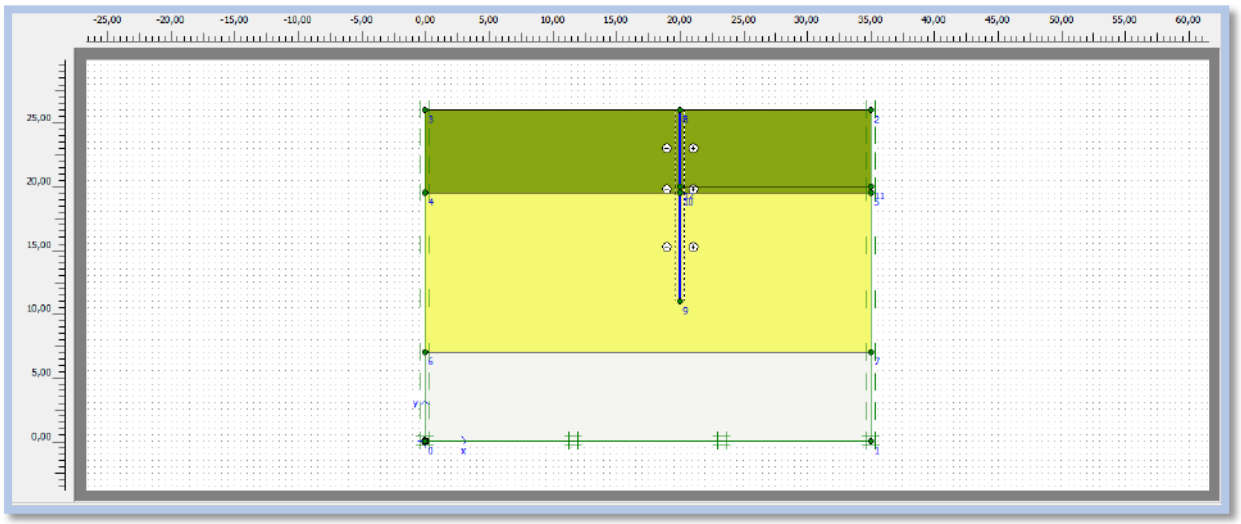


Figure IV.20 le modèle géométrique du projet.

b - Génération du maillage :.

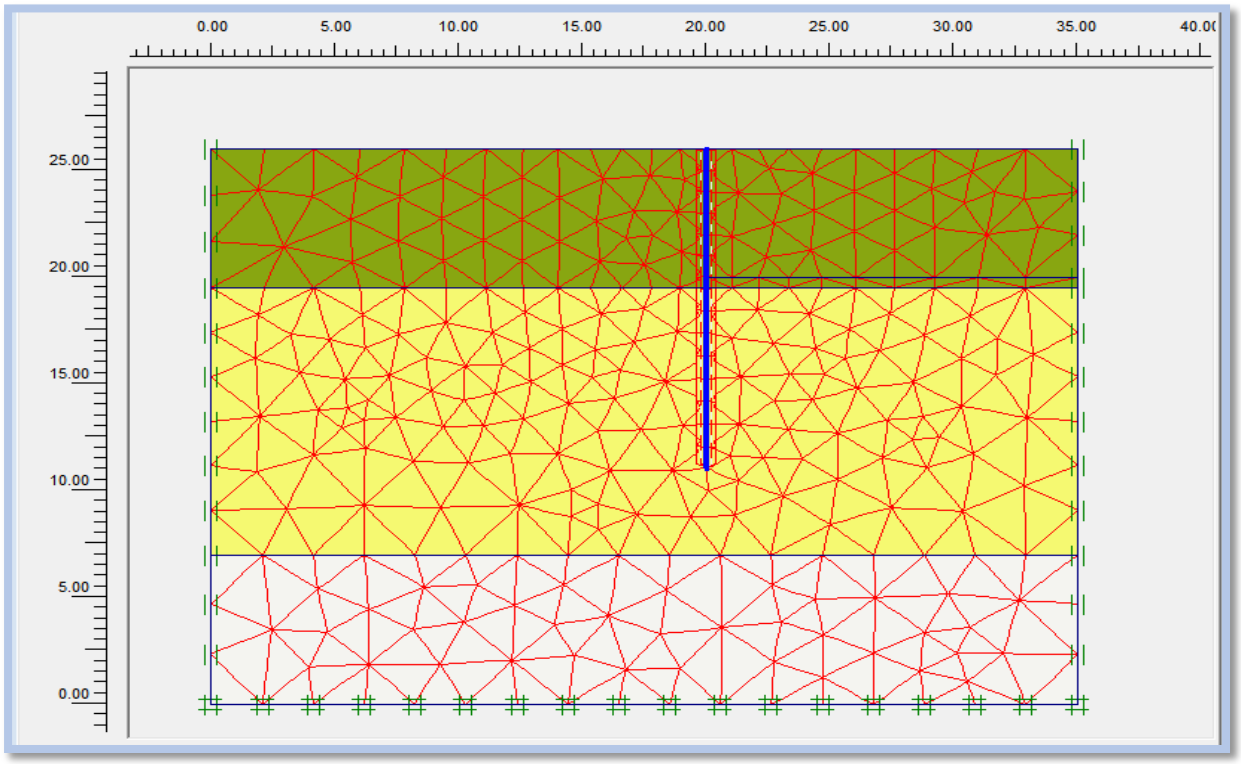


Figure IV.21 Maillage du projet.

c - Conditions initiales **:**

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales du sol.

- Conditions hydrauliques:

Le niveau de la nappe phréatique initiale est à 15 m de la surface du sol

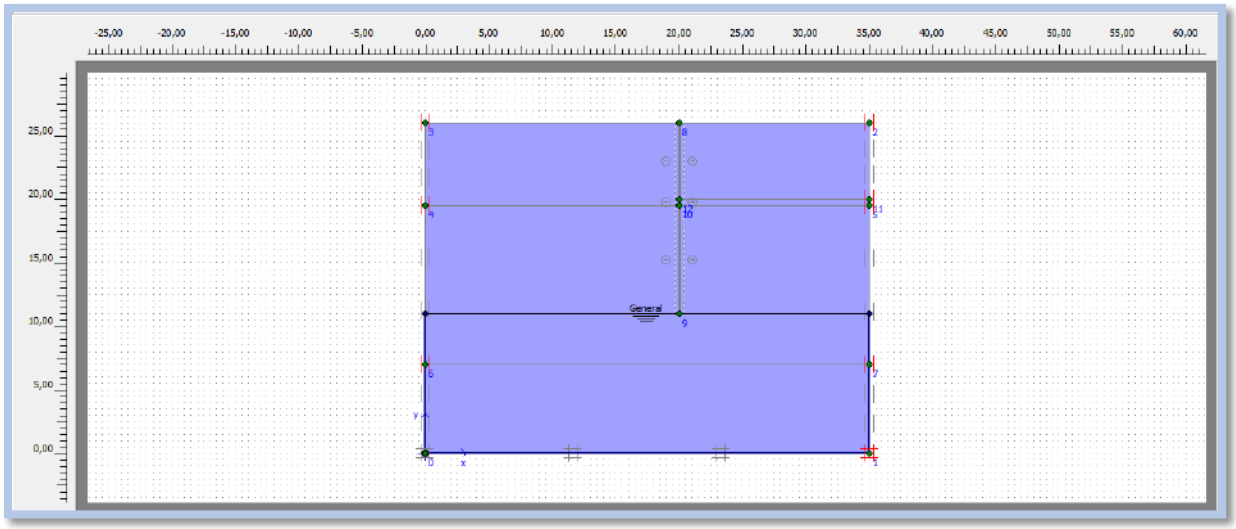


Figure IV.22 Conditions hydrauliques initiales.

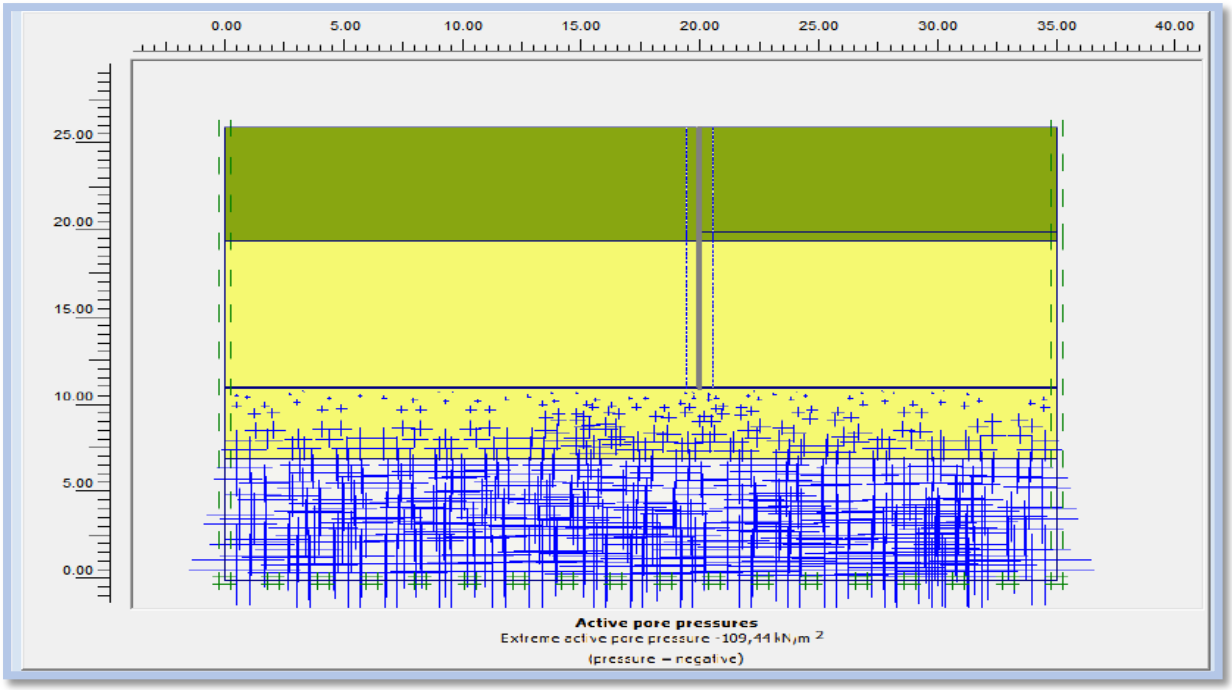


Figure IV.23 :Génération des pressions interstitielles initiales.

- Contraintes initiales dans le sol:

Pour le calcul des contraintes initiales, il faut désactiver les éléments structuraux. On génère alors les contraintes initiales en prenant les valeurs de K0 par défaut. La valeur de K0 est proposée automatiquement d'après la formule de Jaky. On garde le poids du sol à 1, ce qui correspond à une application totale de la gravité.

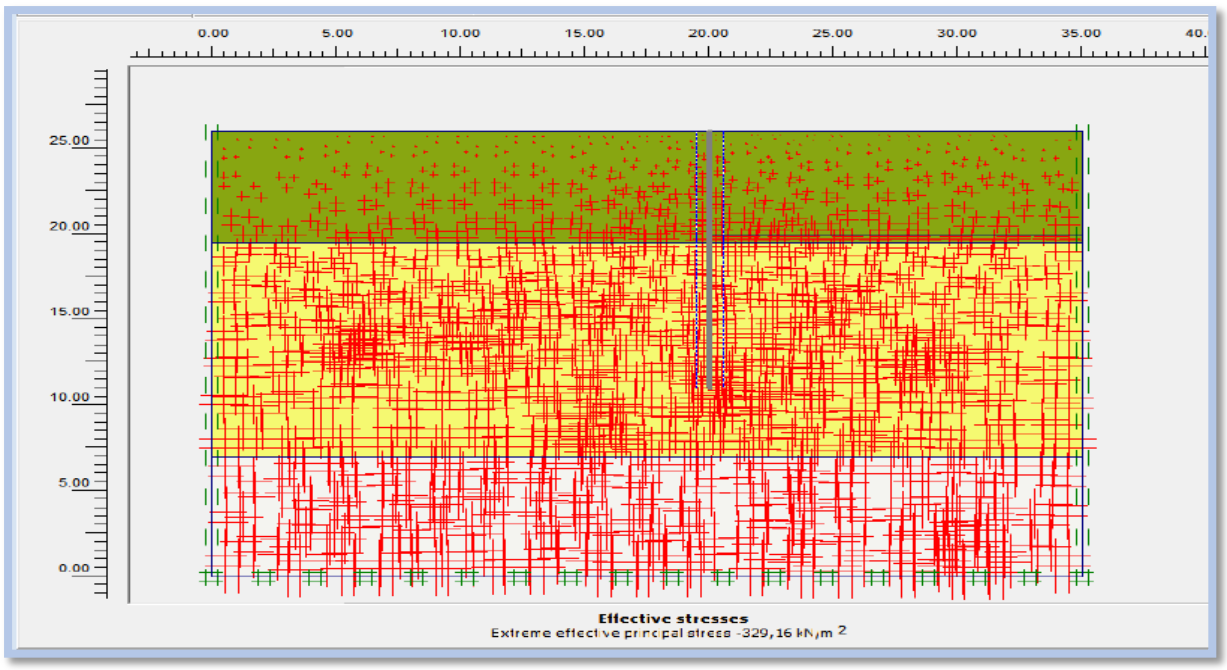


Figure IV.24 Génération des contraintes initiales.

d - Procédure de calcul :

On réalisé un pieux de 15 m de profondeur comme indique de la figure suivante :

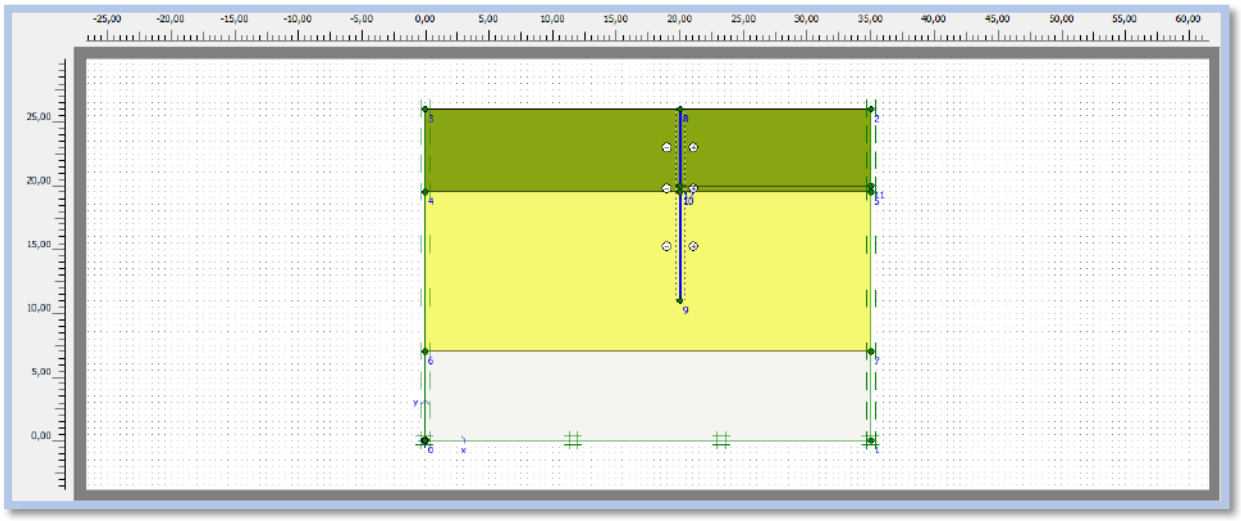


Figure IV.25 la réalisation de le pieux

Le modèle fait 35 m de largeur et 26 m de profondeur. Cependant l'excavation aura une profondeur de 6 m alors que le niveau de la nappe phréatique est de 15m par rapport à la surface du sol. Une interface a été introduite pour prendre en compte l'interaction sol structure .

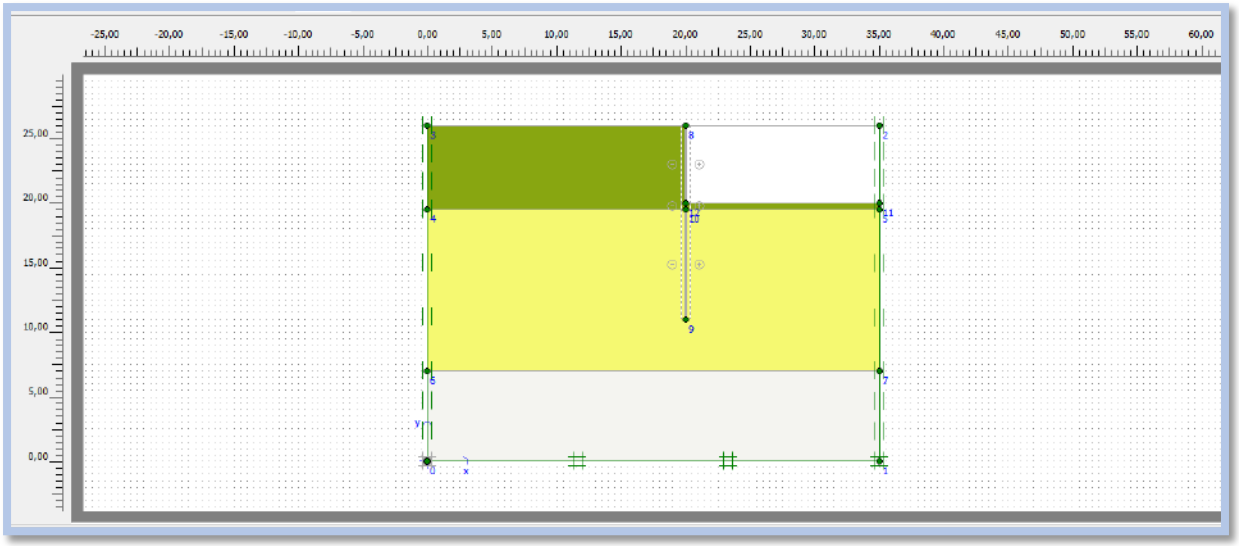
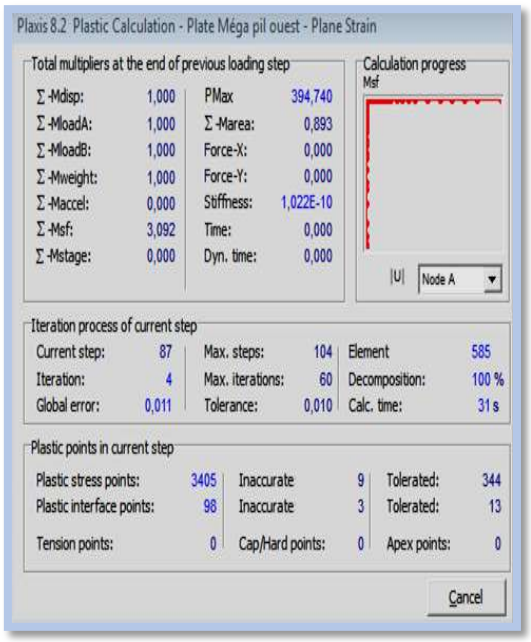


Figure IV.26Excavation jusqu'à la profondeur 6m.

e - Etape de calcul :

On peut alors lancer le calcul des différentes étapes de chargement et étude de stabilité avec obtention du coefficient de sécurité



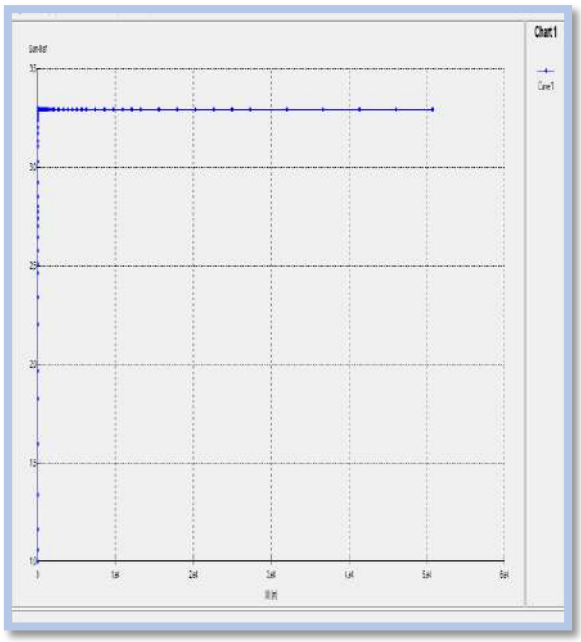


Figure IV.27 : Obtention de coefficient de sécurité

Figure IV.28:Obtention de coefficient de sécurité.

- On trouve un coefficient de sécurité FS =3.092>1.3 donc elle est stable

f - Analyse paramétriques :

On s'intéressera sur le paramètre de l'effet de l'épaisseur de la pieux.

Effet de l'épaisseur de le pieux :

On étudiera l'effet de diamètre de le pieux concernons:

1. Déformation de maillage.

2. Déformation des éléments structuraux indiquées par :

• Le déplacement total de la pieux

• Le déplacement horizontal.

• Le déplacement vertical.

• Effort normal.

• Effort tranchant au niveau de lapieux.

• Moment de flexiont au niveau de le pieux .

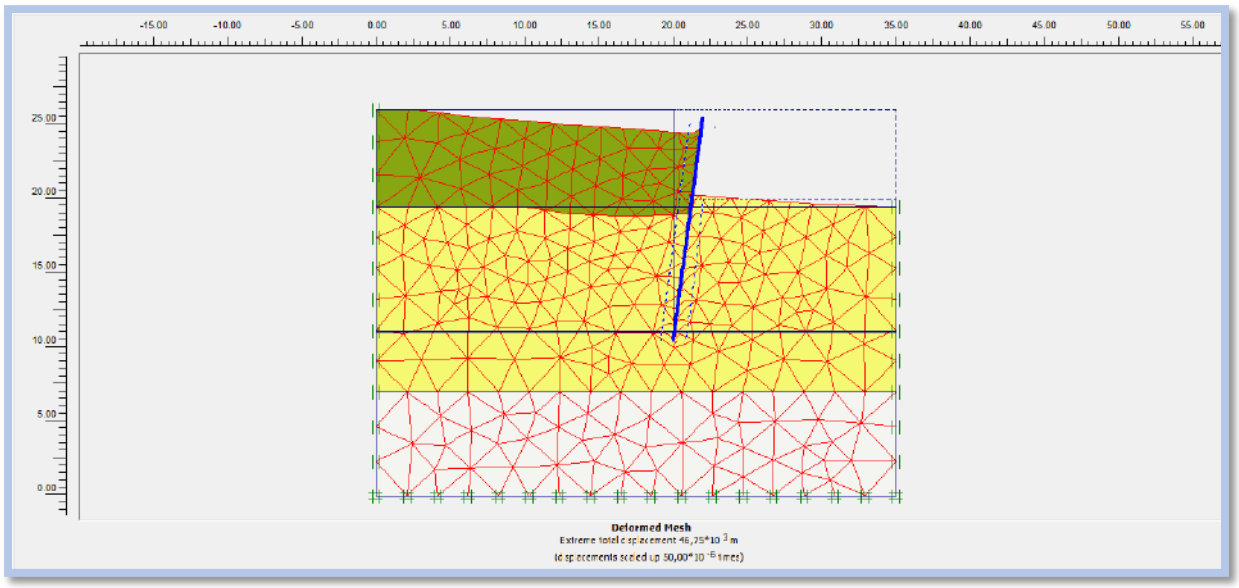


Figure IV.29 Déformation de maillage.

Le deplacement total de lordre est $46.75*10^3$ m

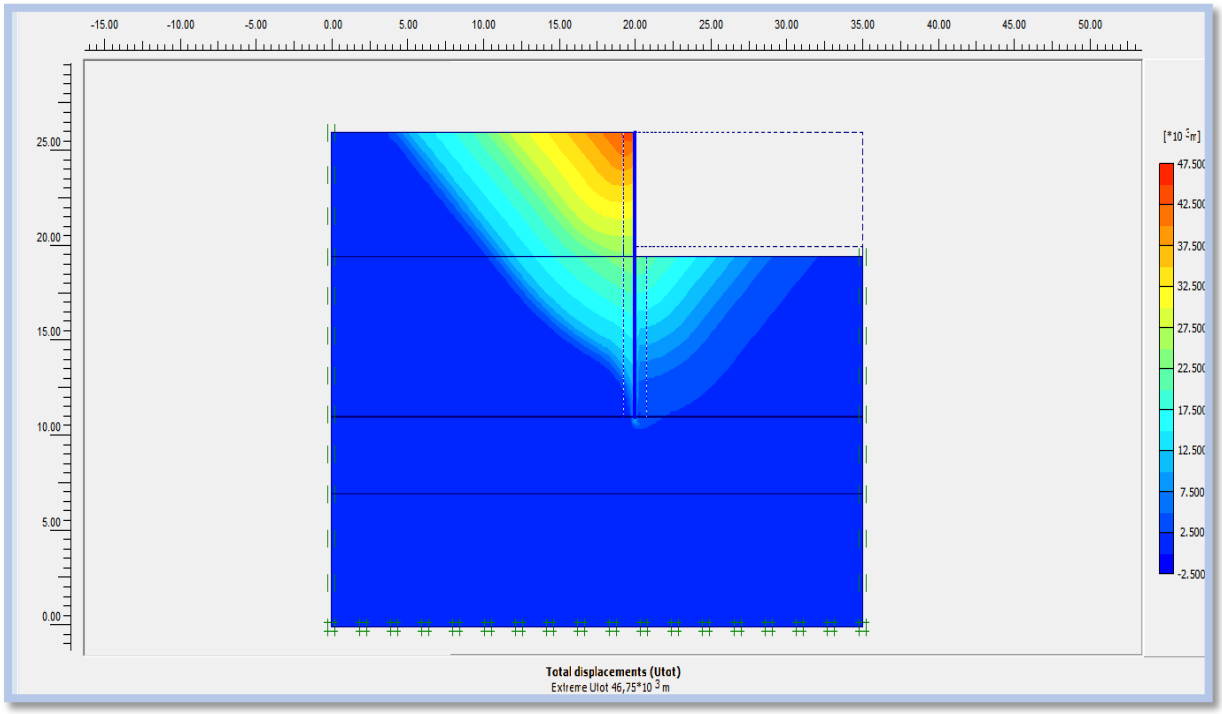


Figure IV.30 Déplacement total

Le déplacement horizontal $39.27*10^3$m et le déplacement vertical-$31.18*10^3$m

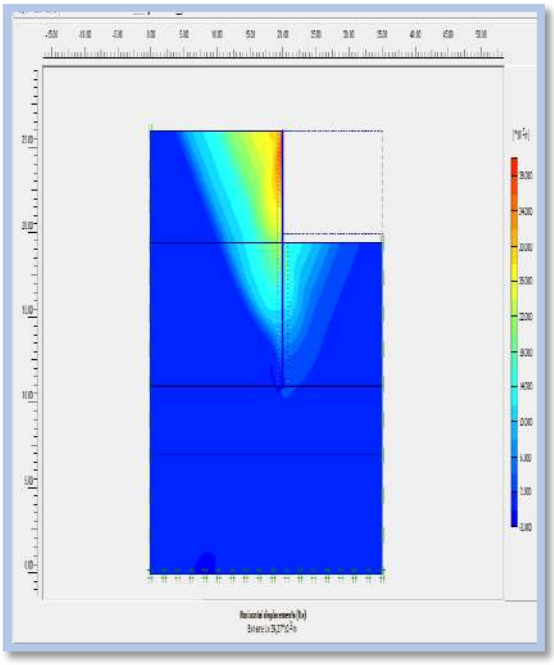


Figure IV.31Déplacement horizontal.

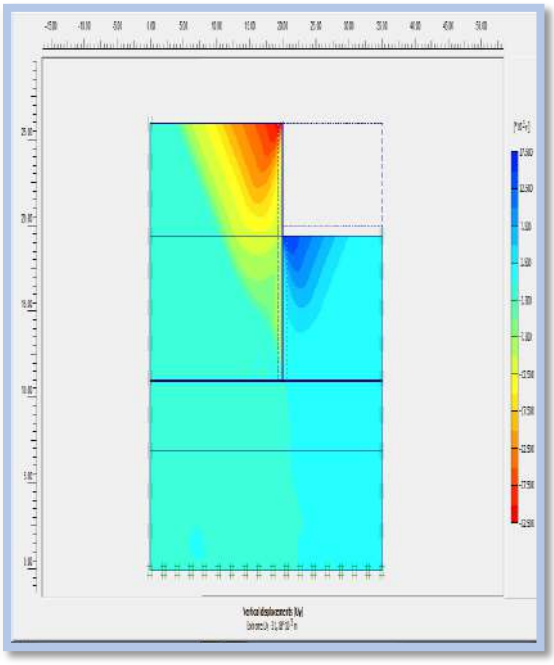


Figure IV.32 Déplacement vertical

- Déplacement totale de pieux41.26*10^3m

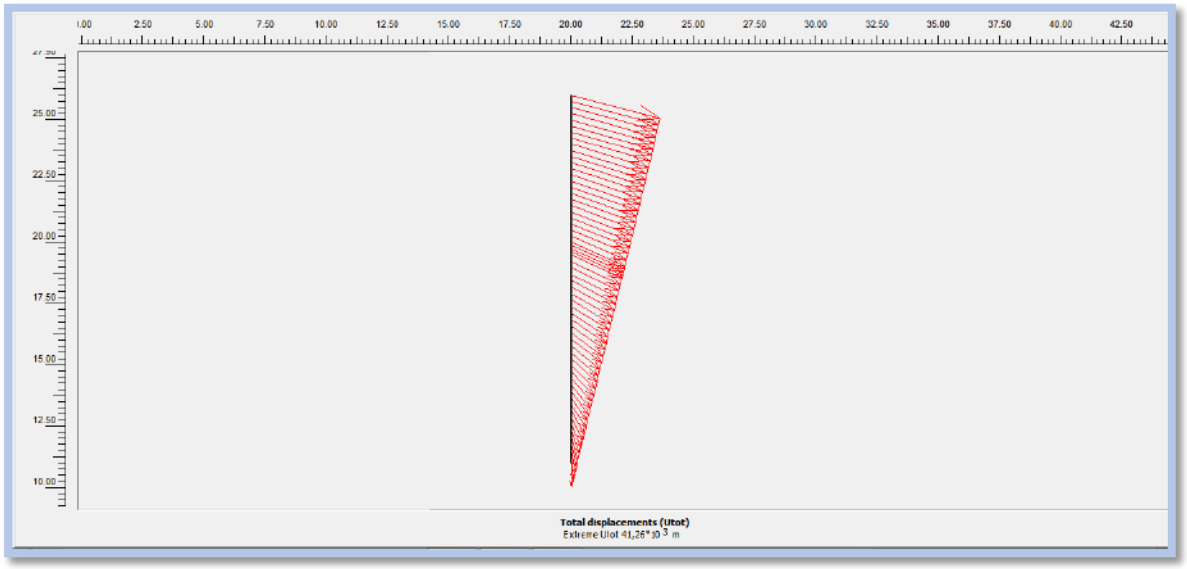


Figure IV.33 déplacement totale de pieux

- Le déplacement horizontal39.93*10^3mri le déplacement vertical-30.40*10^3m .

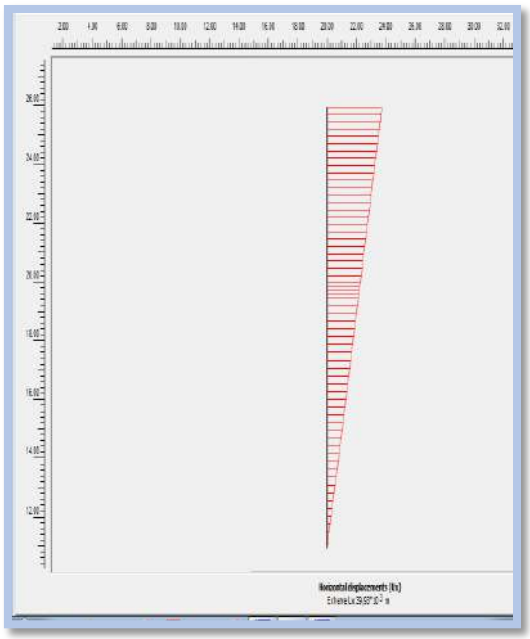


Figure IV.34deplacement horizontal de pieux.

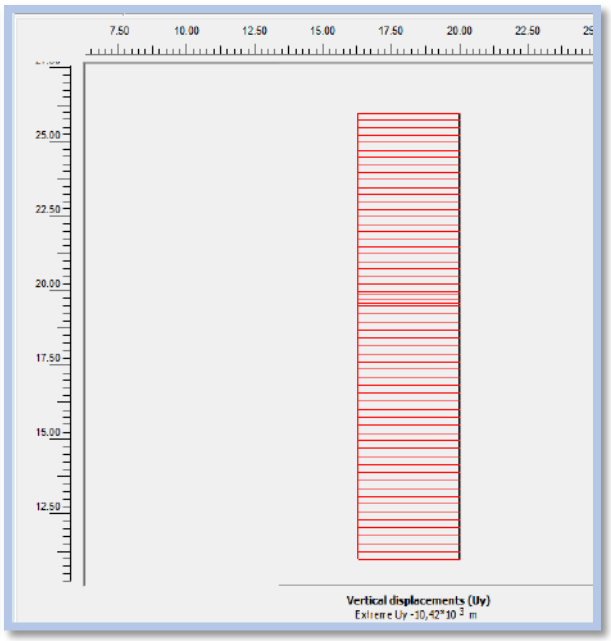


Figure IV.35déplacement vertical de pieux.

- La Force axial -214.74*10^3m

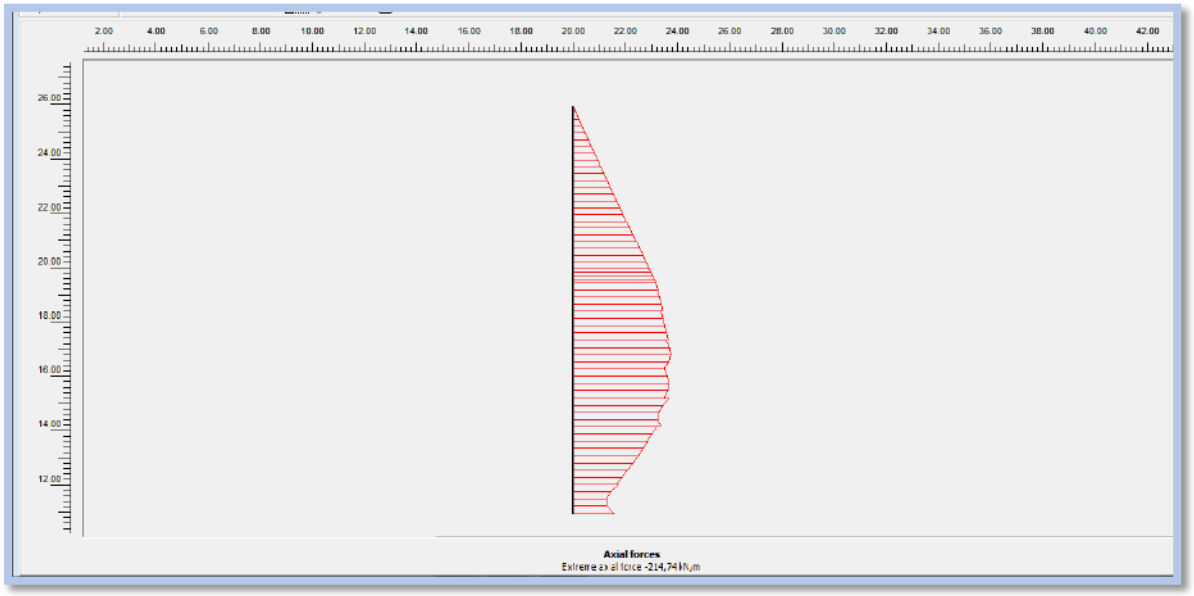
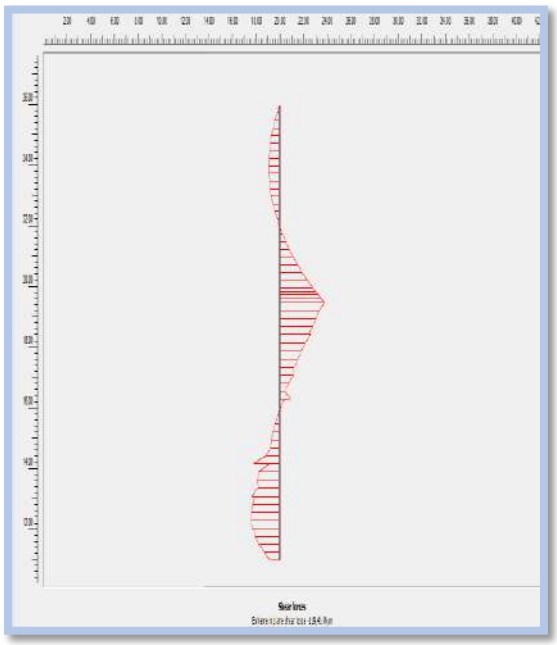
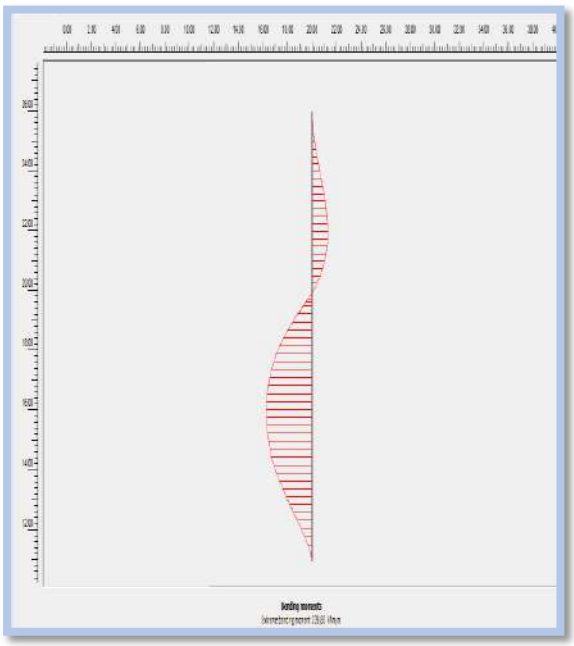


Figure IV.36 force axial

- Le moment de cisaillement -119.41kN.m et le moment fléchissant239.83KN.m





FigureIV.37 moment de cisaillement Figure IV.38 moment fléchissant

IV-3-2/les palplanches :

IV-3-2-1/Méga pile nord :

a - Géométrie du modèle:

Le modèle fait 35 m de largeur et 30 m de profondeur. Le soutènement est assuré par un palplanche de 6.75m de largeure et 4.55 d'houteur et 0.1m d'épaisseur.

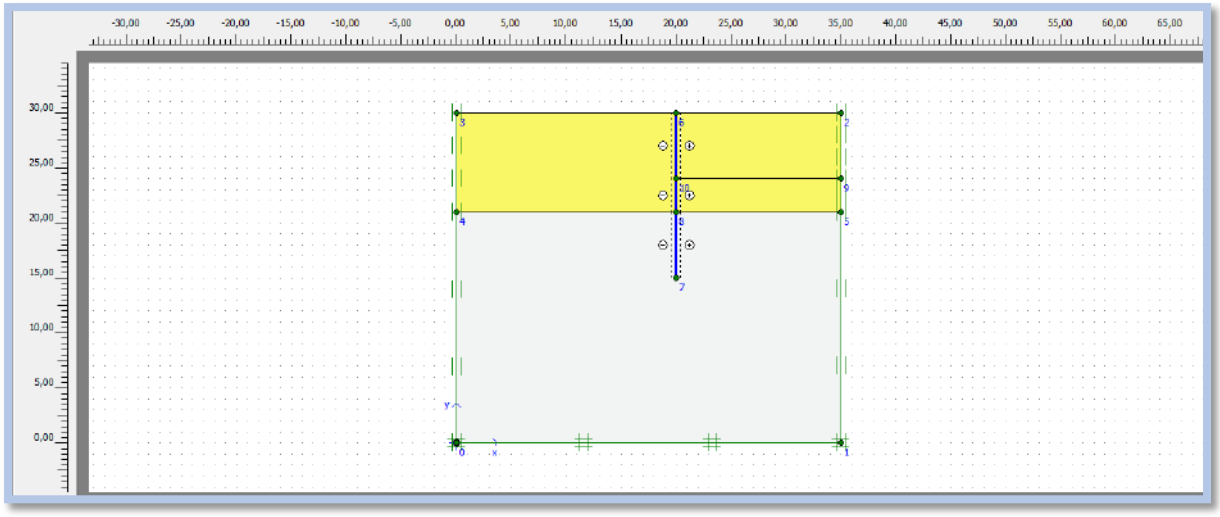


Figure IV.39Modèle géométrique du projet.

b - Génération du maillage :.

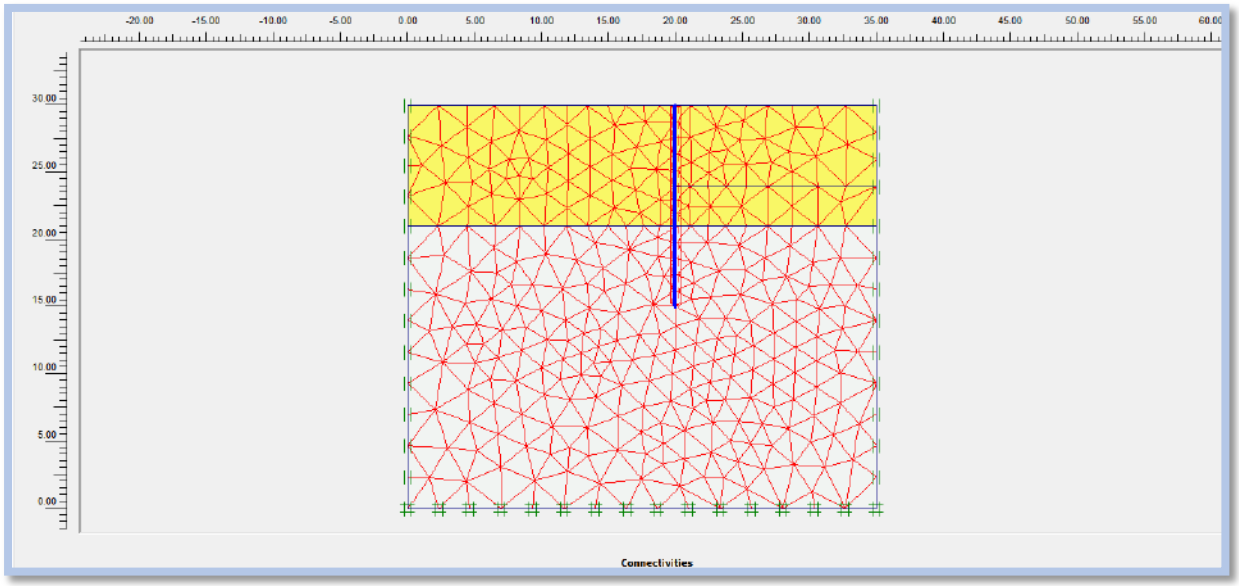


Figure IV.40 Maillage du projet

c - Conditions initiales :

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales du sol

- Conditions hydrauliques:

Le niveau de la nappe phréatique initiale est à 15 m de la surface du sol :

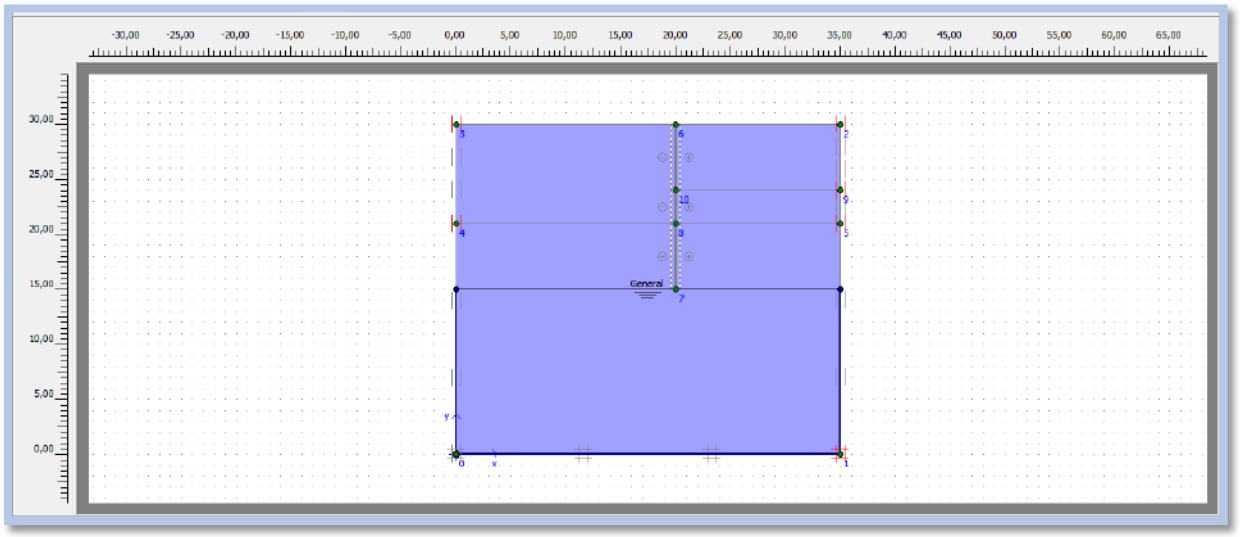


Figure IV.41 Conditions hydrauliques initiales.

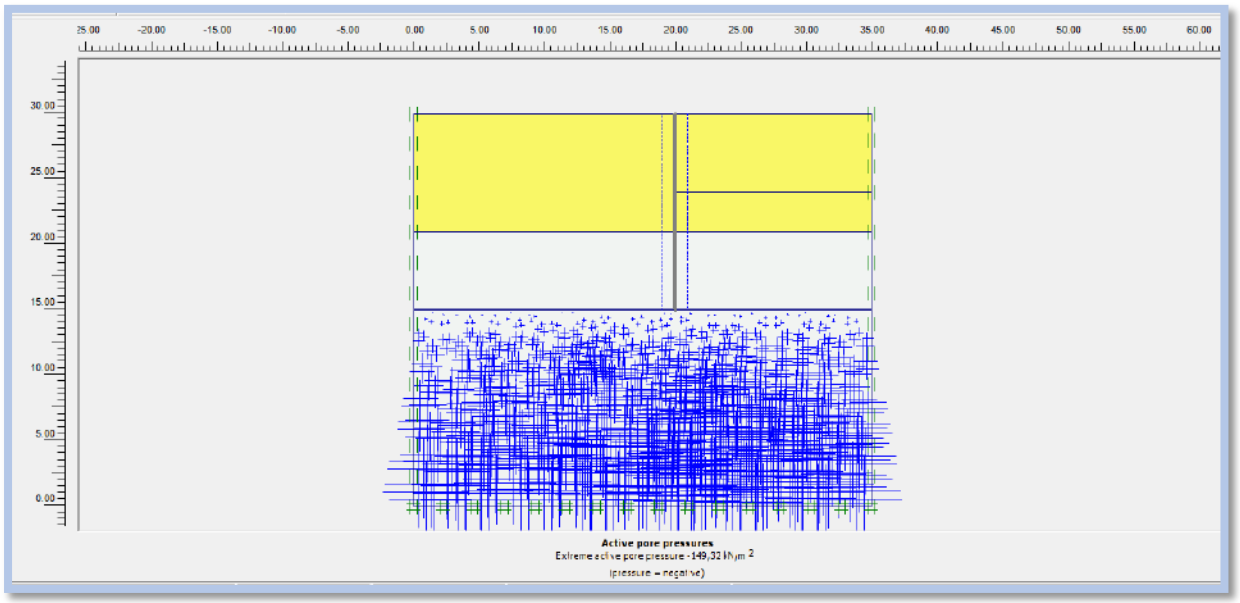


Figure IV.42Génération des pressions interstitielles initiales.

- Contraintes initiales dans le sol:

Pour le calcul des contraintes initiales, il faut désactiver les éléments structuraux. On génère alors les contraintes initiales en prenant les valeurs de K0 par défaut. La valeur de K0 est proposée automatiquement d'après la formule de Jaky. On garde le poids du sol à 1, ce qui correspond à une application totale de la gravité.

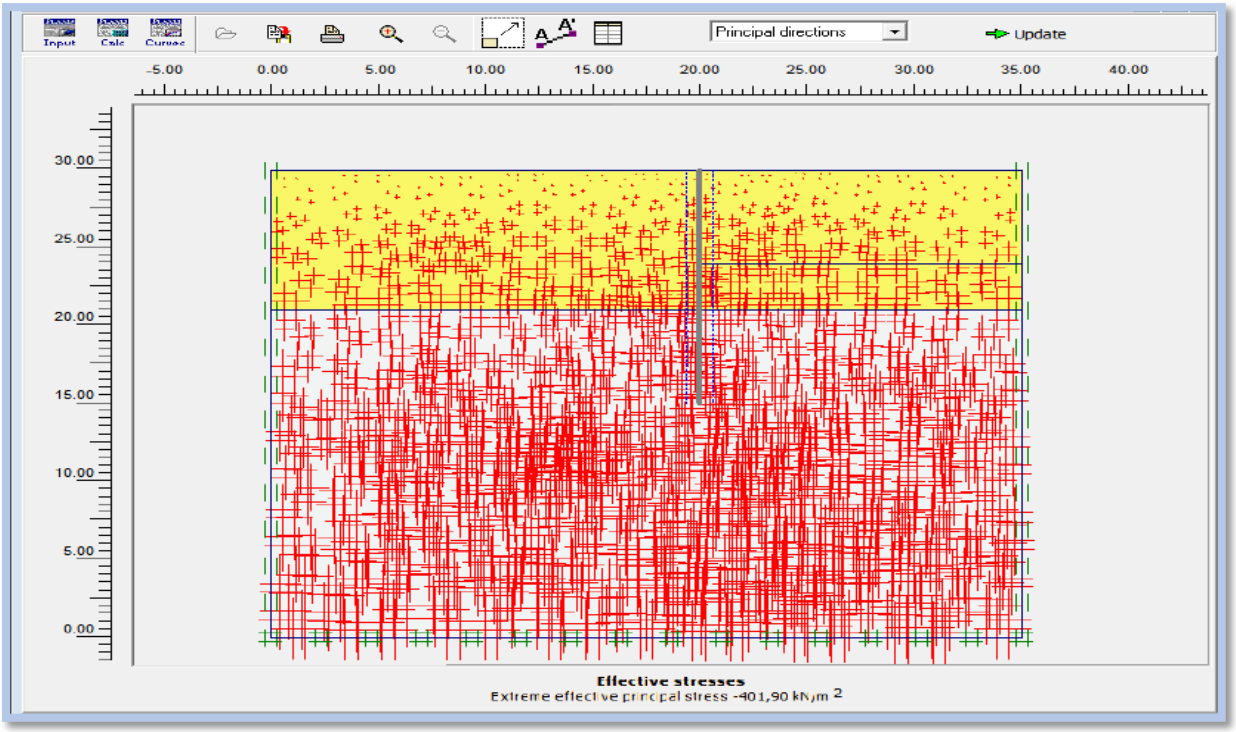


Figure IV.43Génération des contraintes initiales.

d - Procédure de calcul :

On realise le palplanche comme la figure suivante :

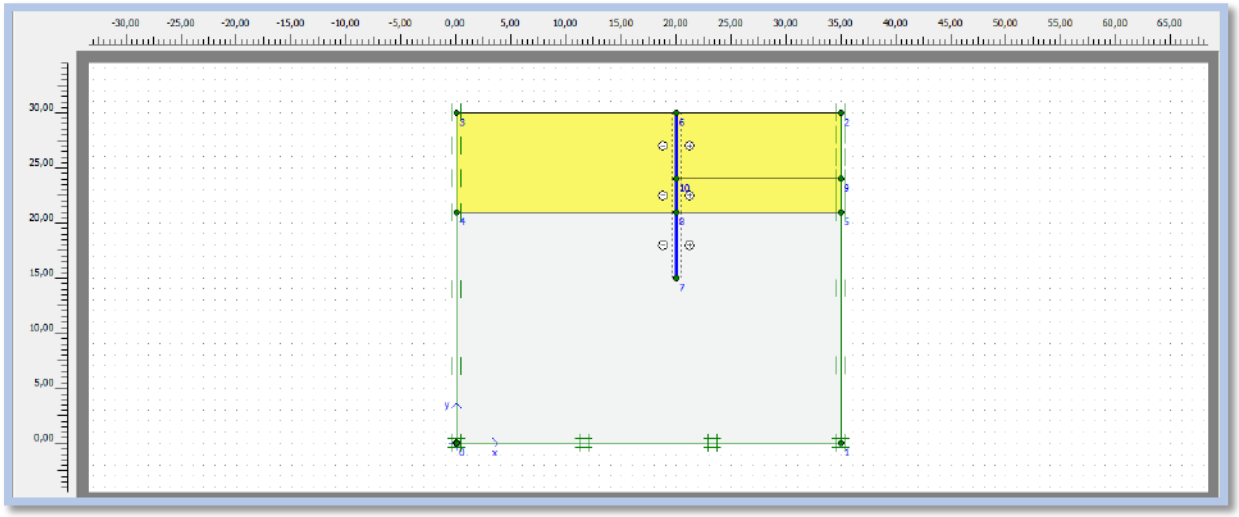


Figure IV.44 Réalisation de la palplanche

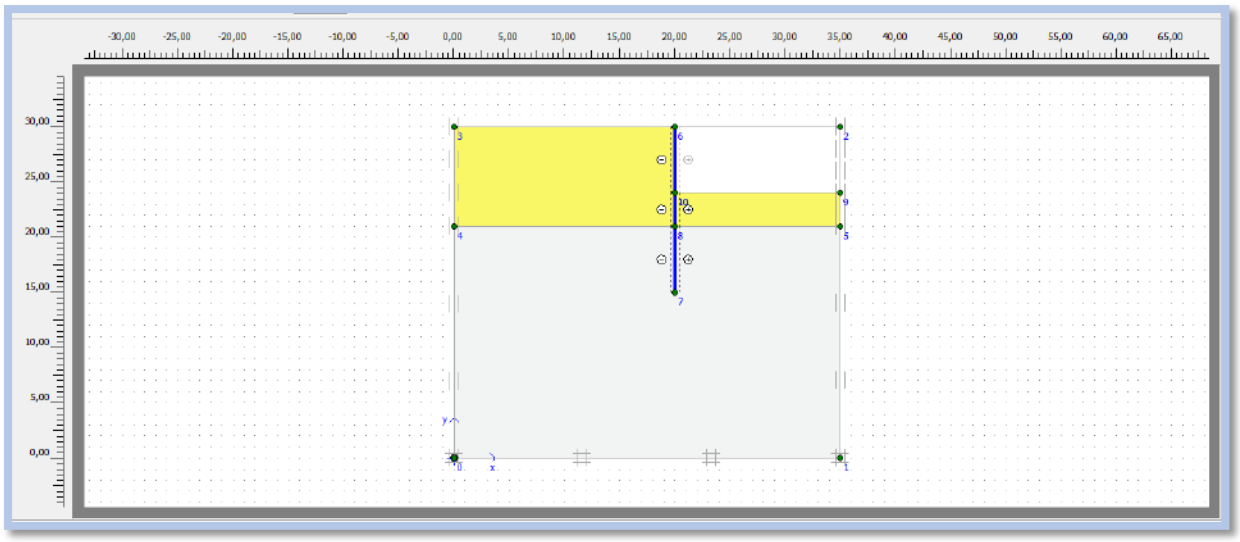
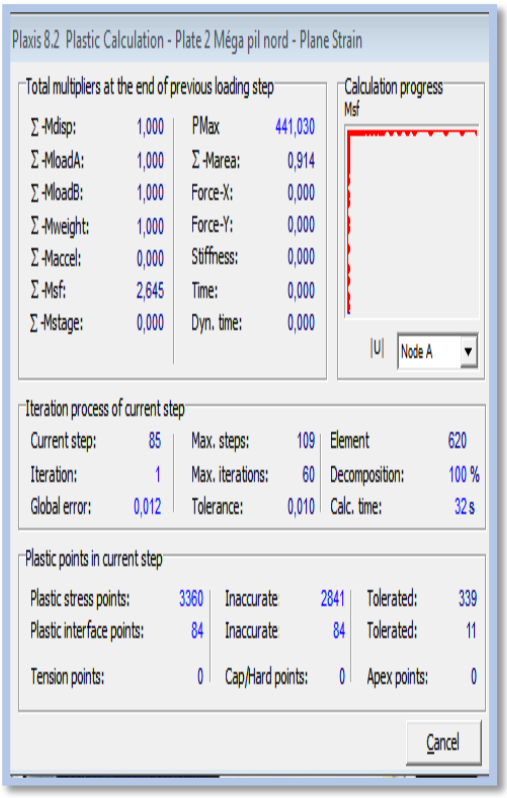


Figure IV.45Excavation jusqu'à la profondeur 6 m

e - Etape de calcul :

On peut alors lancer le calcul des différentes étapes de chargement et etude de stabilité avec obtention du coefficient de sécurité .



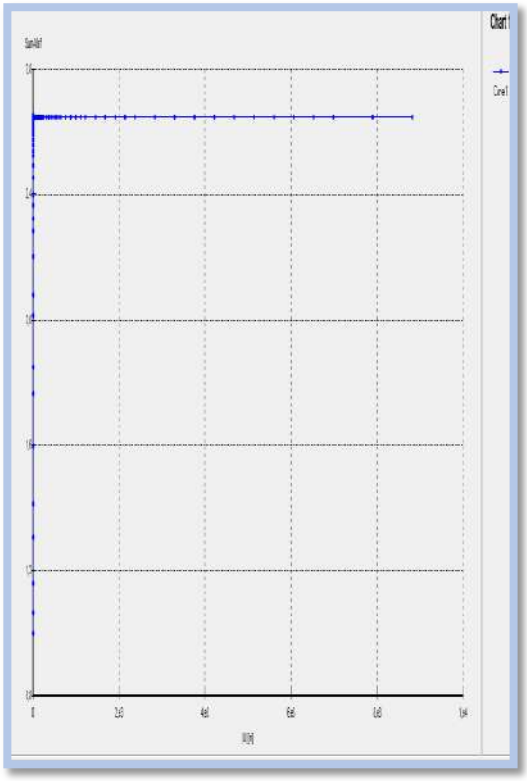


Figure IV.46 :Obtention de coefficient de sécurité Figure IV.47 : Obtention de coefficient de sécurité

- On trouvent un coefficient de sécurité FS =2.645>1.3 donc elle est stable

f - Analyse paramétriques :

On s'intéressera sur le paramètre de l'effet de l'épaisseur de la palplanche :

Effet de l'épaisseur de le pieux :

On étudiera l'effet de diamètre de le pieux concernons:

1. Déformation de maillage.
2. Déformation des éléments structuraux indiquées par :

• Le déplacement total de la pieux

• Le déplacement horizontal.

• Le déplacement vertical.

• Effort normal.

• Effort tranchant au niveau de la palpanche.

• Moment de flexiont au niveau de la palplanche

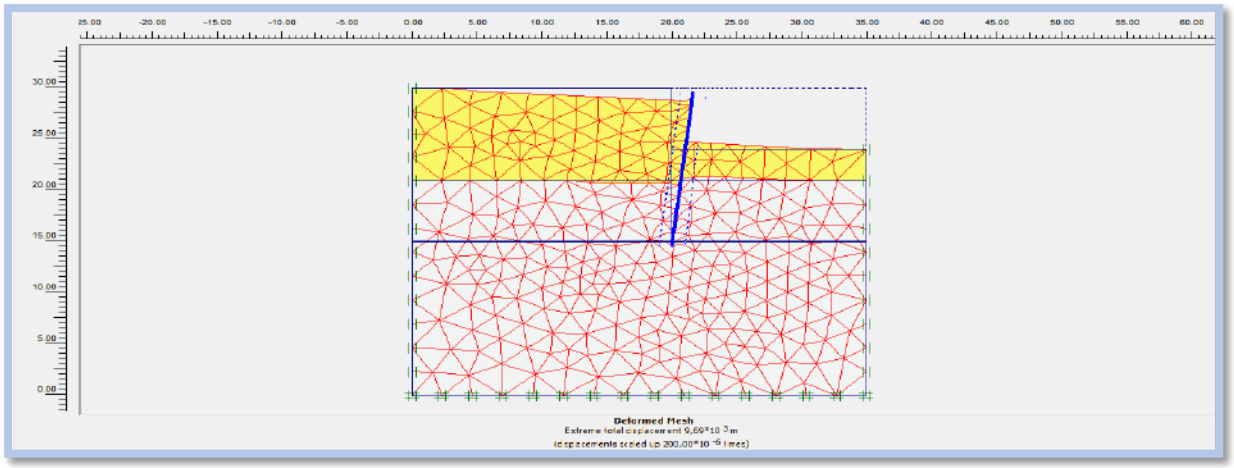


Figure IV.48Déformation de maillage.

- Le deplacement total de lordre est $9.69*10^{3}$ m

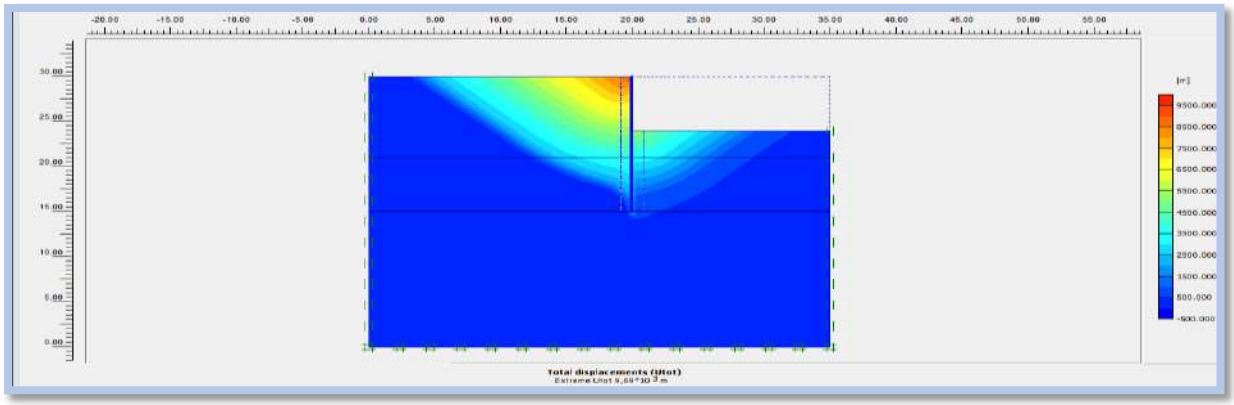


Figure IV.49 Déplacement total.

- Le déplacement horizontal $8.27*10^{3}$m et le déplacement vertical $-6.20*10^{3}$m

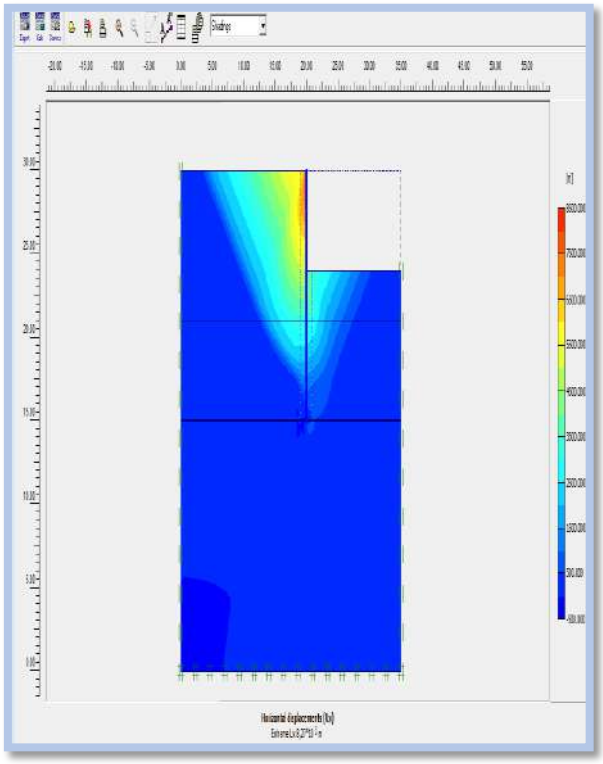


Figure IV.50 Déplacement horizontal.

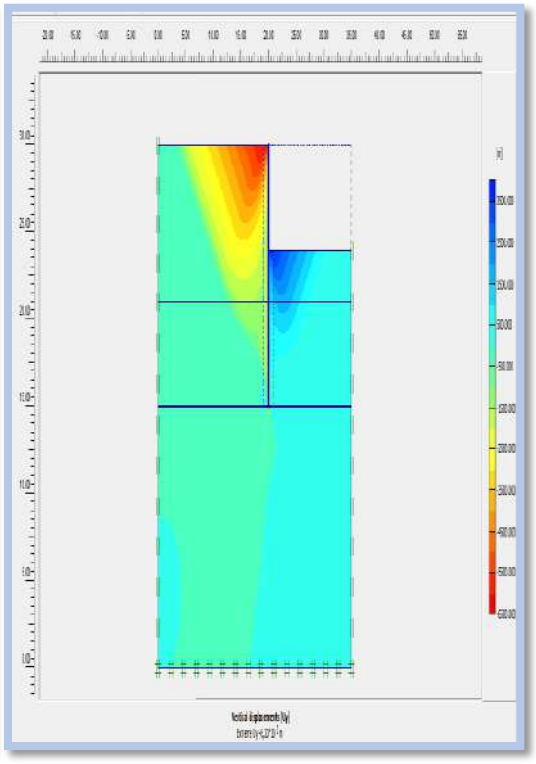


Figure IV.51 Déplacement vertical.

- Le déplacement total de palplanche $8.5*10^{3}$m

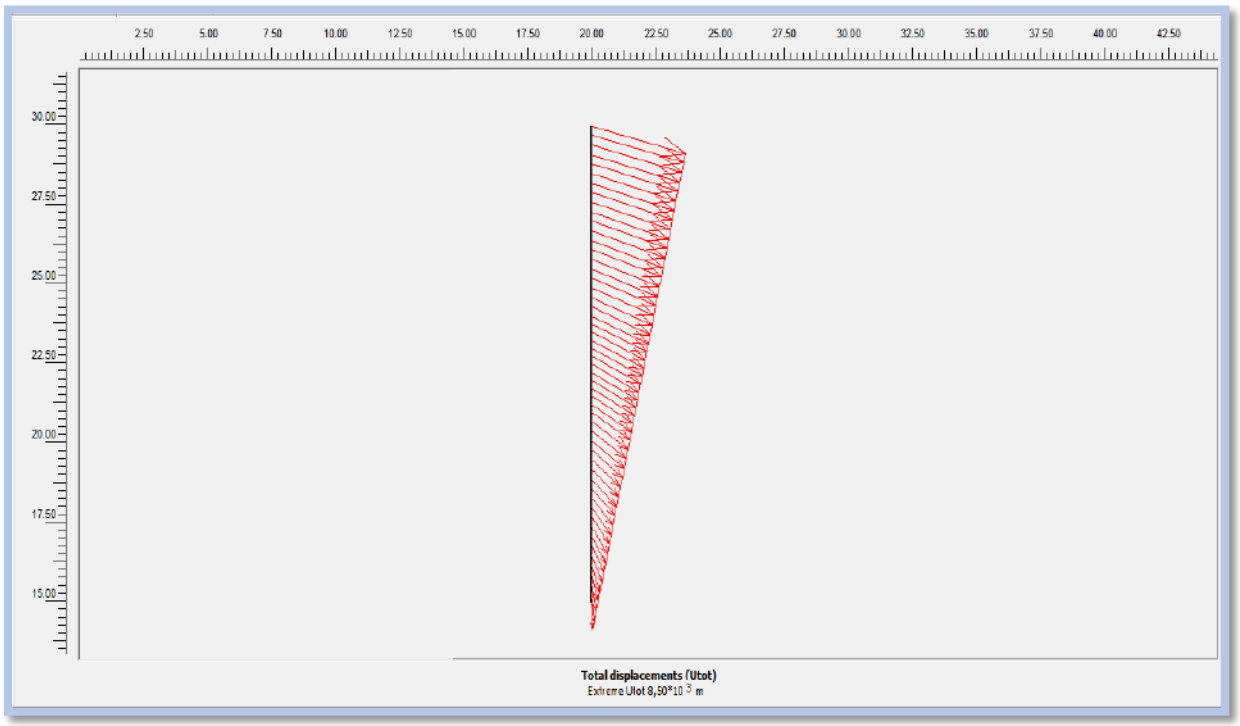
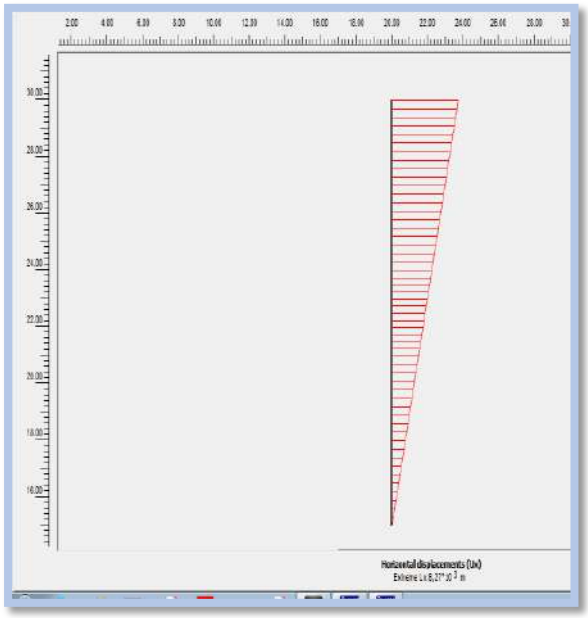


Figure IV.52 déplacement total de palplanche

- Le déplacement horizontal $8.27*10^{3}$m et le déplacement vertical $-1.97*10^{3}$m



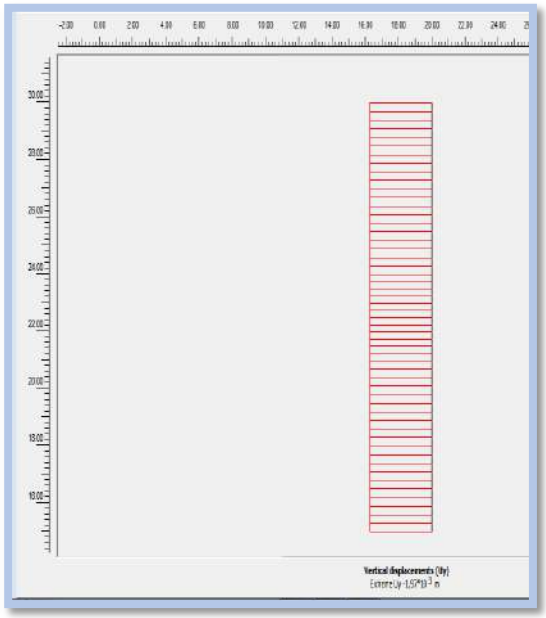


Figure IV.53:déplacement horizontal de palplanche Figure IV.54:déplacement vertical de palplanche

- La Force axial -232.85kN.m

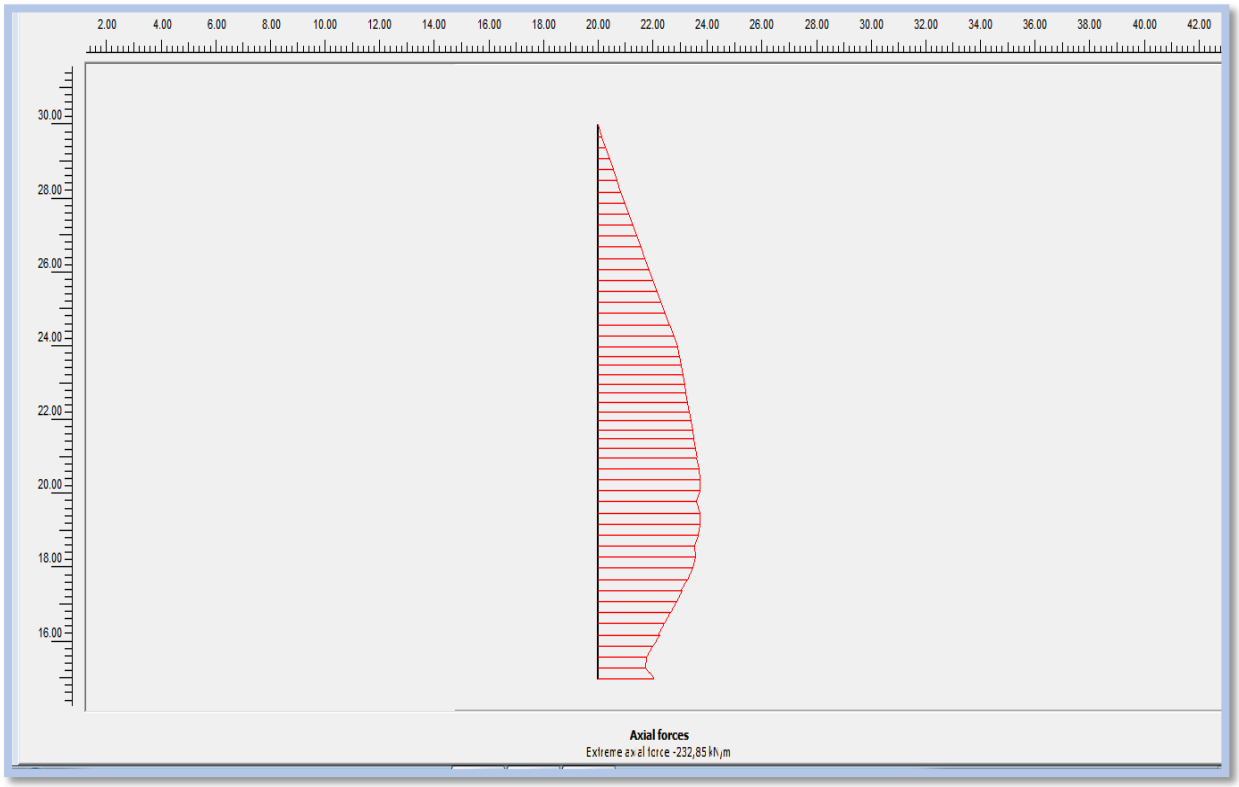


Figure IV.55 : force axial

- Le moment de caisillement 68.48kN.m et le moment fléchissant 148.3kN.m

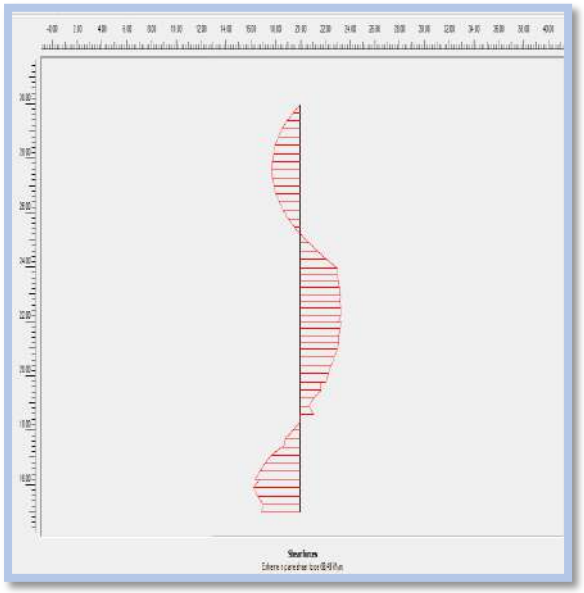


Figure IV.56 moment de caisillement

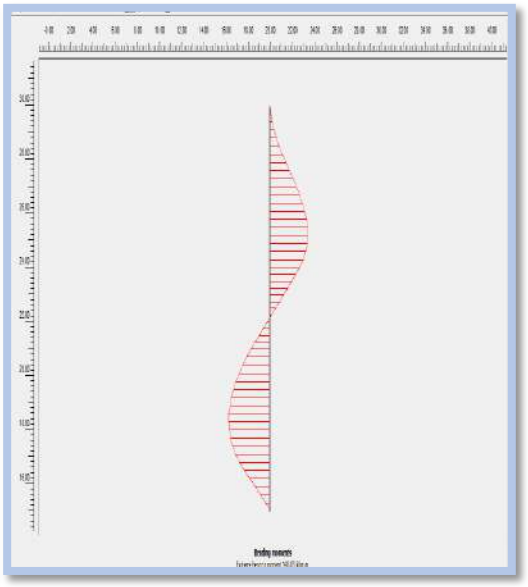


Figure IV.57 moment fléchissant

IV-3-2-2/Méga pile ouest :

a - Géométrie du modèle:

Le modèle fait 35 m de largeur et 26 m de profondeur. Le soutènement est assuré par une palplanche de 6.75m de largeur et 4.55 d'hauteur et 0.1m d'épaisseur.

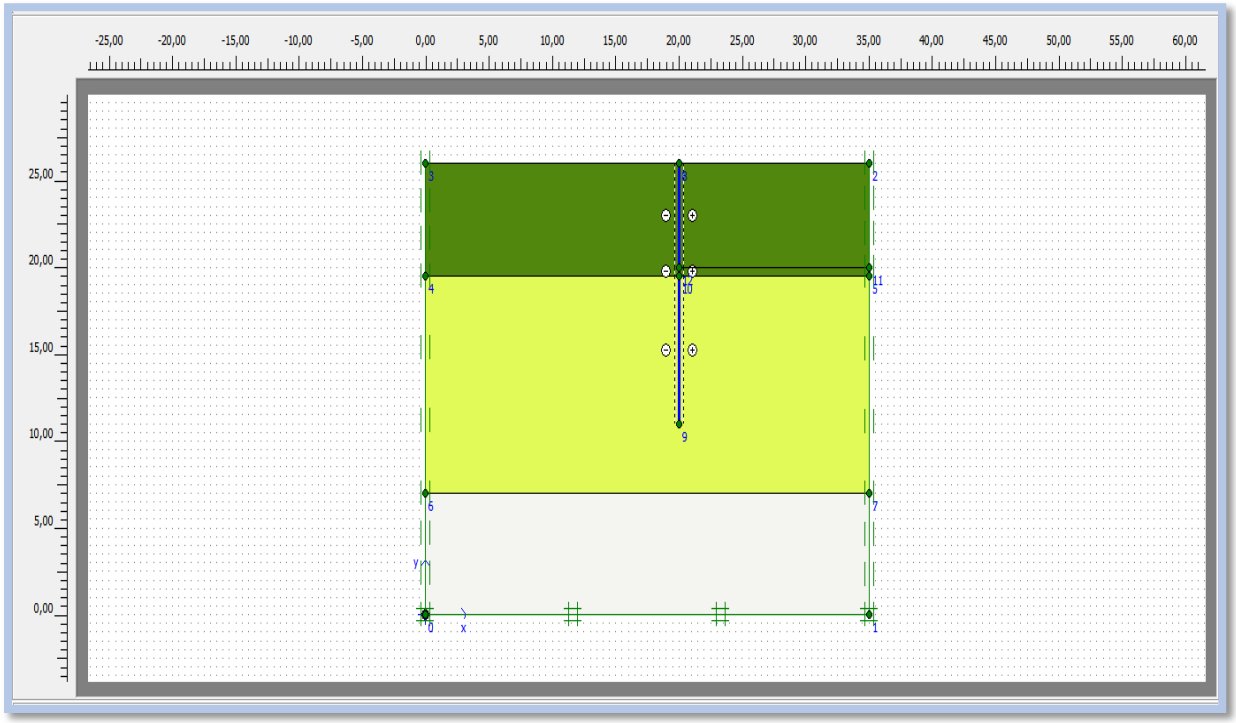


Figure IV.58 : Modèle géométrique du projet

b - Génération du maillage :.

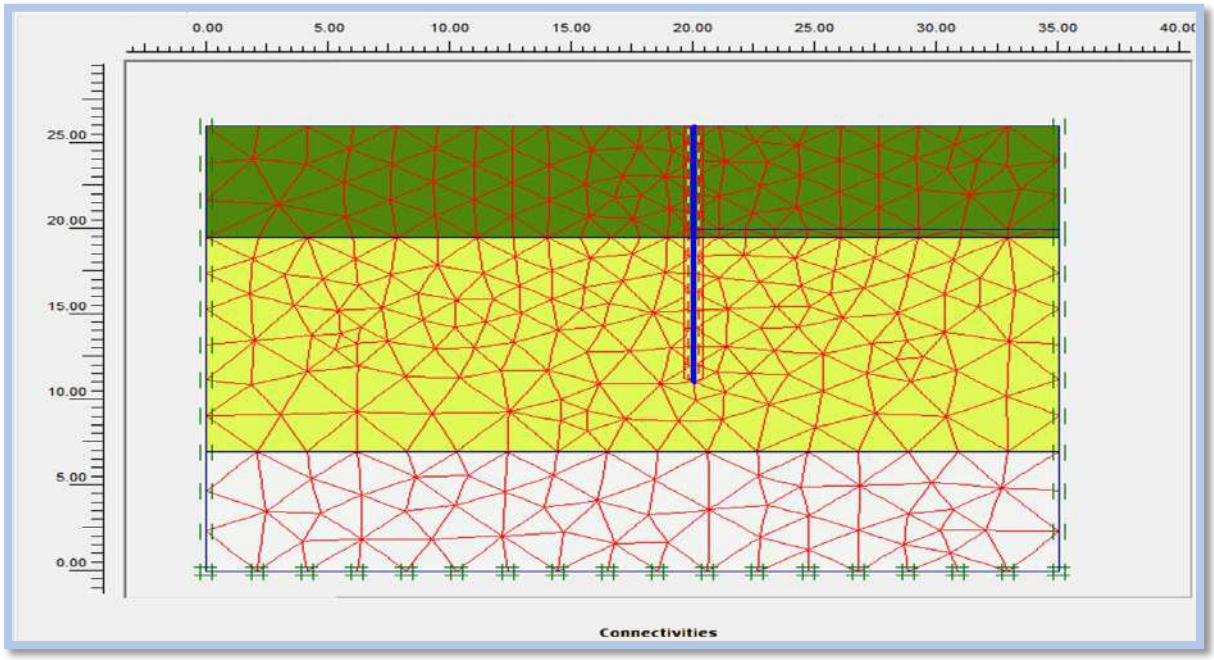


Figure IV.59 : Maillage du projet

c - Conditions initiales :

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales du sol

- Conditions hydrauliques:

Le niveau de la nappe phréatique initiale est à 15 m de la surface du sol :

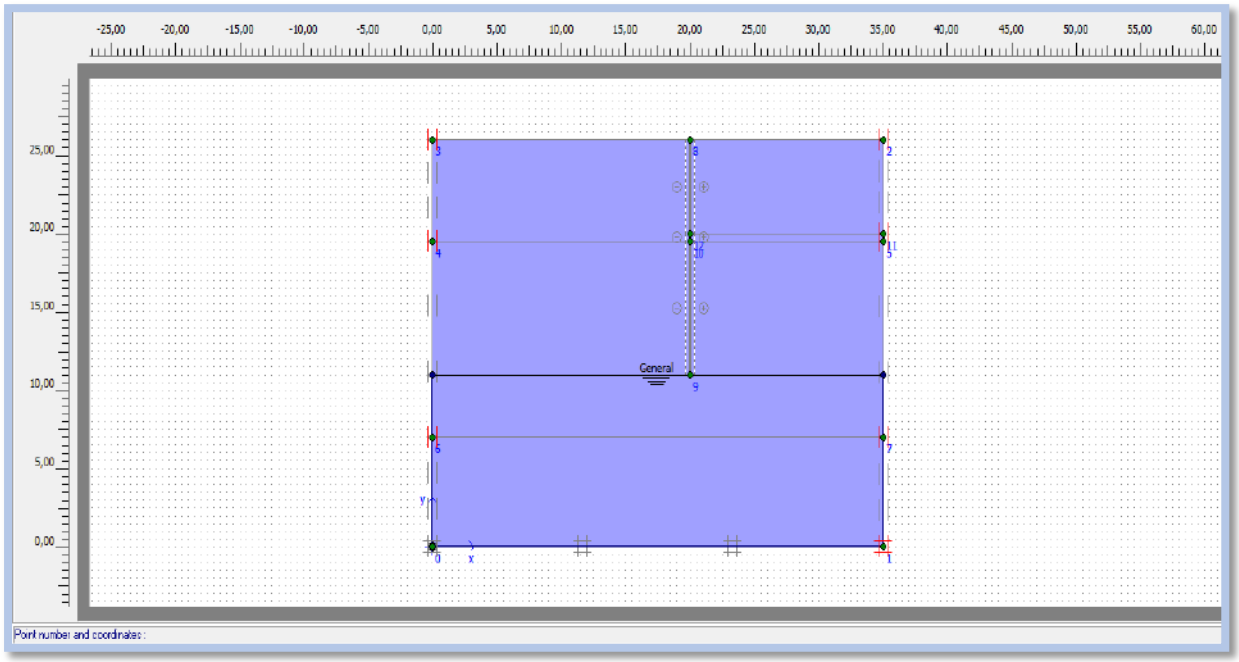


Figure IV.60 : Conditions hydrauliques initiales.

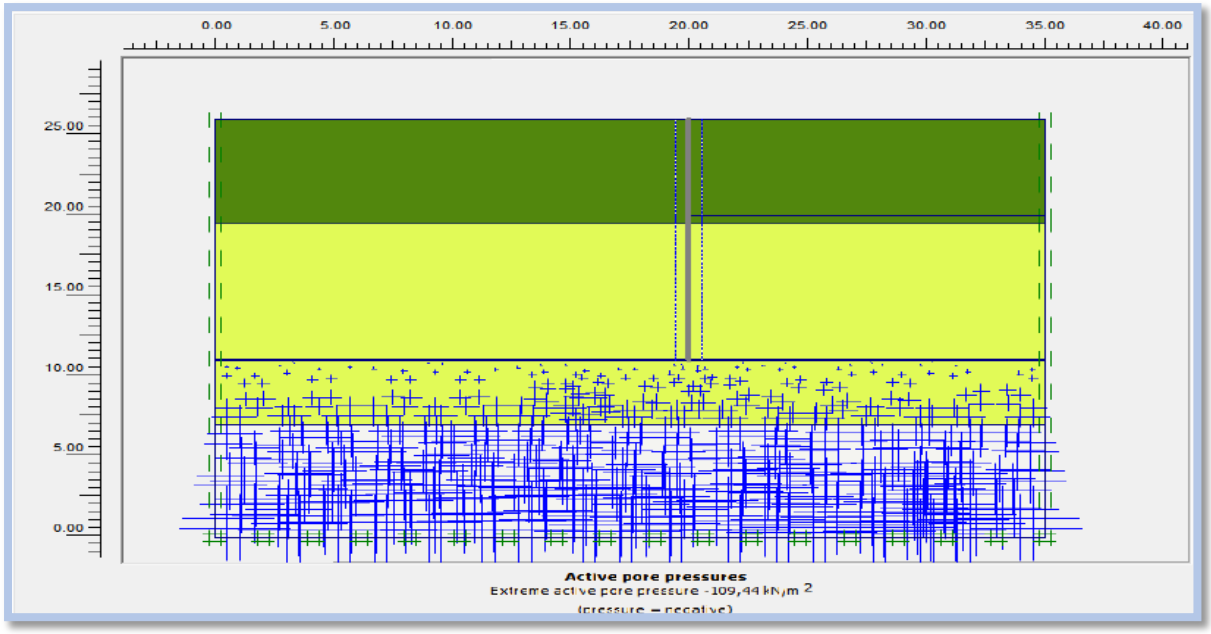


Figure IV.61 :Génération des pressions interstitielles initiales.

- Contraintes initiales dans le sol:

Pour le calcul des contraintes initiales, il faut désactiver les éléments structuraux. On génère alors les contraintes initiales en prenant les valeurs de K0 par défaut. La valeur de K0 est proposée automatiquement d'après la formule de Jaky. On garde le poids du sol à 1, ce qui correspond à une application totale de la gravité..

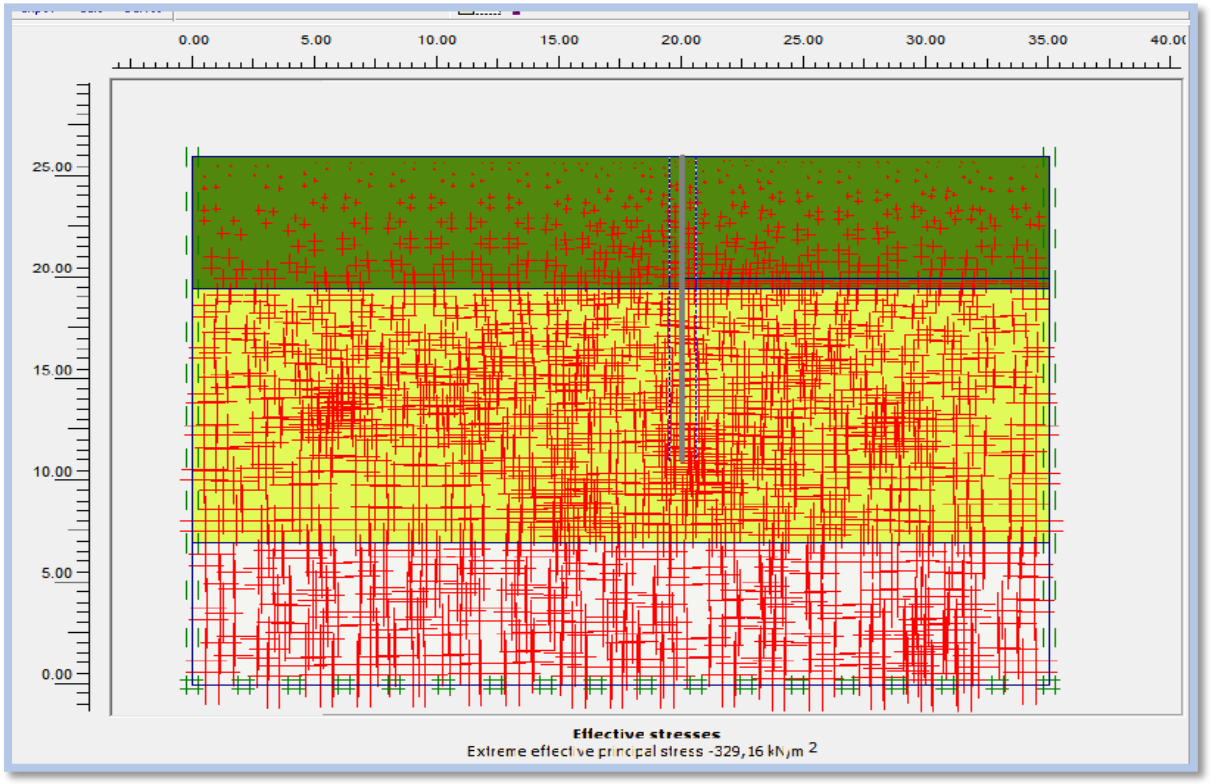


Figure IV.62 : Génération des contraintes initiales.

d - Procédure de calcul :

On réalisé une palplanche comme indique de la figure suivante :

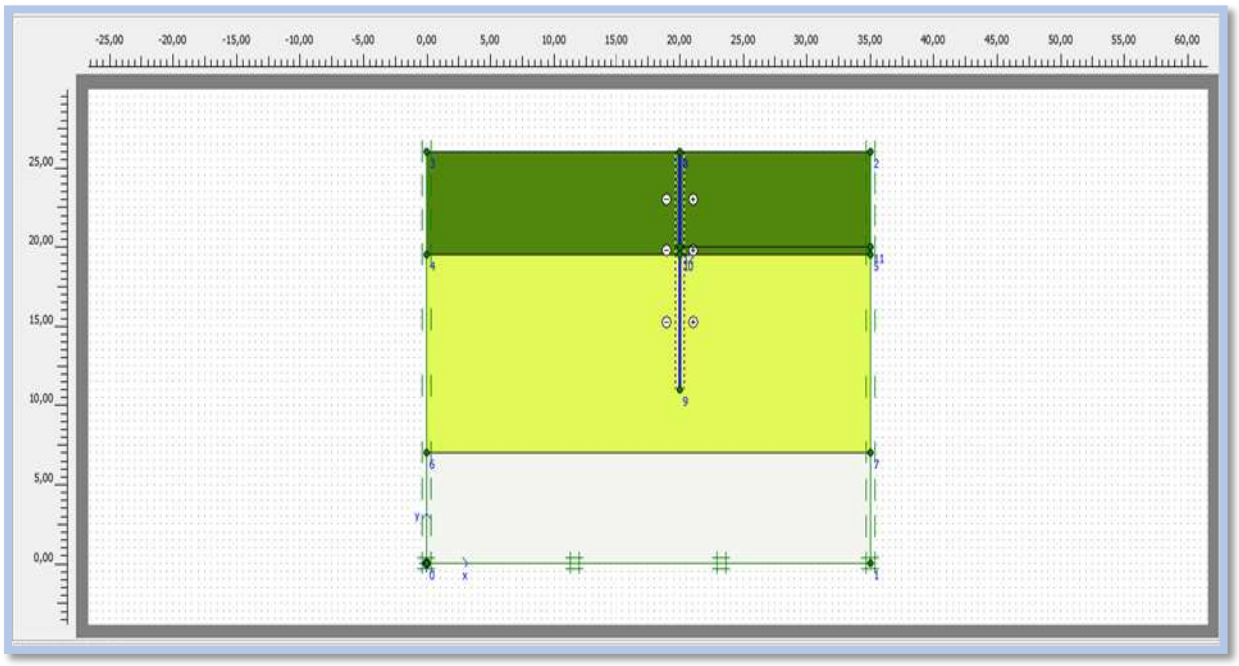


Figure IV.63 : Réalisation de palplanche

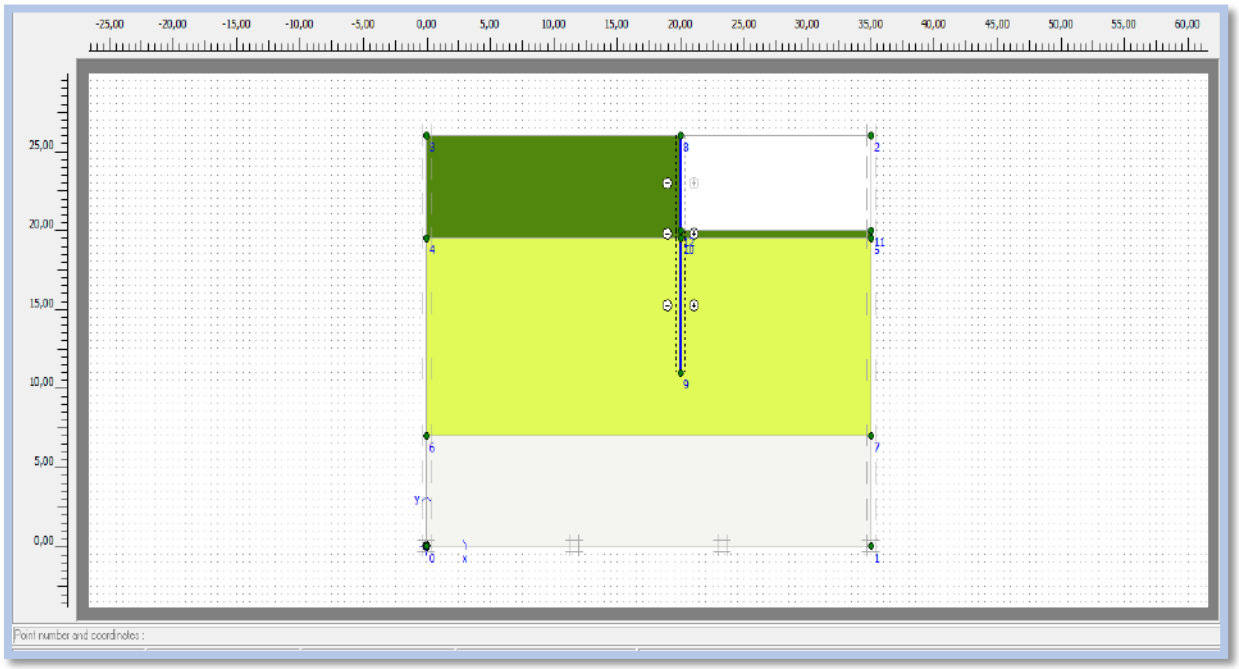
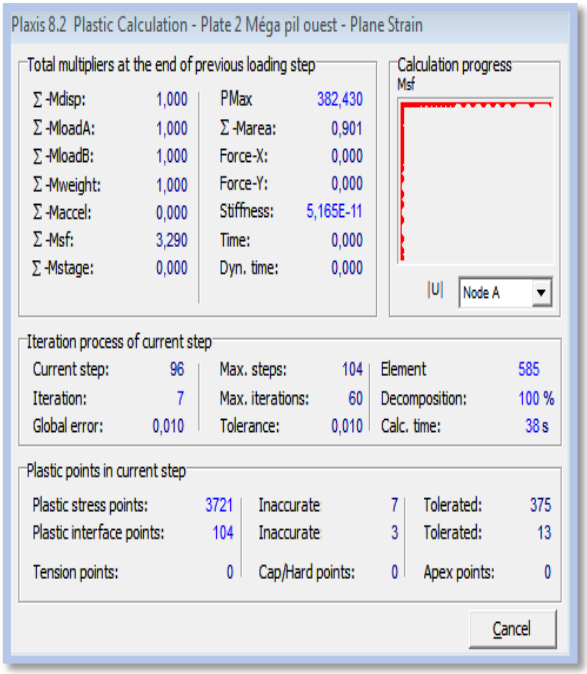


Figure IV.64 :Excavation de la 1ère tranche jusqu'à la profondeur6

e - Etape de calcul :

On peut alors lancer le calcul des différentes étapes de chargement et étude de stabilité avec obtention du coefficient de sécurité



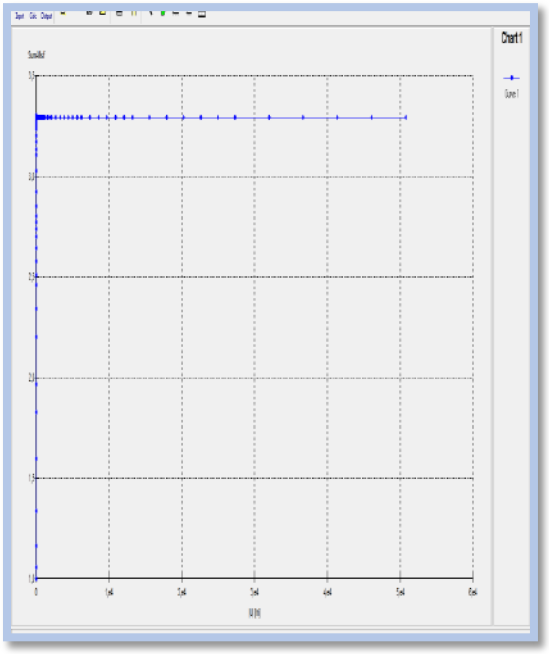


Figure IV.65 Obtention de coefficient de sécurité

Figure IV .66Obtention de coefficient de sécurité.

- On trouve un coefficient de sécurité FS =3.290>1.3 donc elle est stable:

f - Analyse paramétriques **:**

On s'intéressera sur le paramètre de l'effet de l'épaisseur de la palplanche

Effet de l'épaisseur de le pieux :

On étudiera l'effet de diamètre de la palplanche concernons:

1. Déformation de maillage.
2. Déformation des éléments structuraux indiquées par :

• Le déplacement total de lapalplanche

• Le déplacement horizontal.

• Le déplacement vertical.

• Effort normal.

• Effort tranchant au niveau de la palplanche

• Moment de flexiont au niveau de la palplanche

,

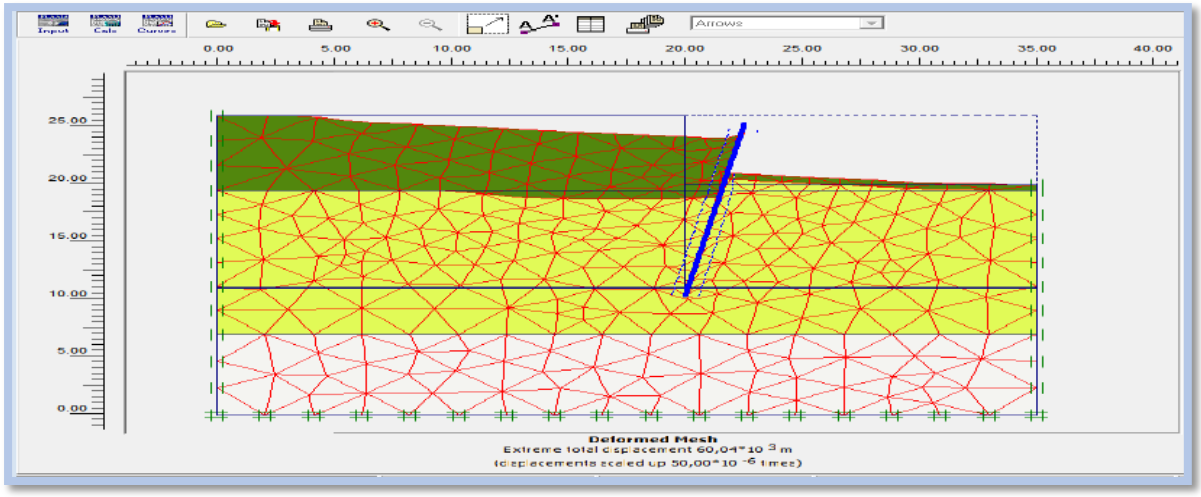


Figure IV.67 : Déformation de maillage.

- Le déplacement total de l'ordre de $60.04*10^{3}$ m

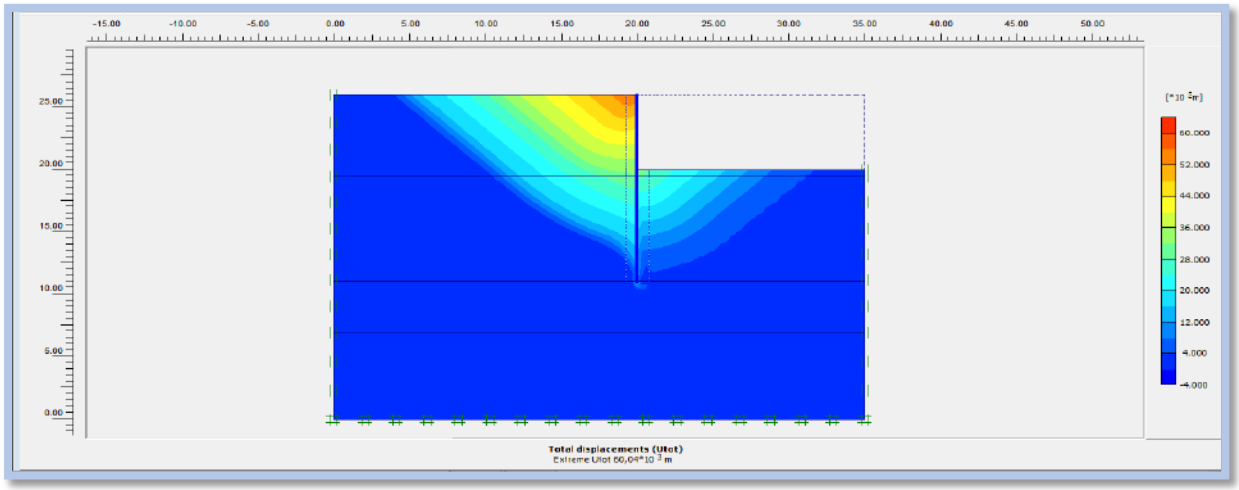


Figure IV.68 : Déplacement total.

- Le déplacement horizontal. $50.68*10^{3}$m et le déplacement vertical.$-39.01*10^{3}$m

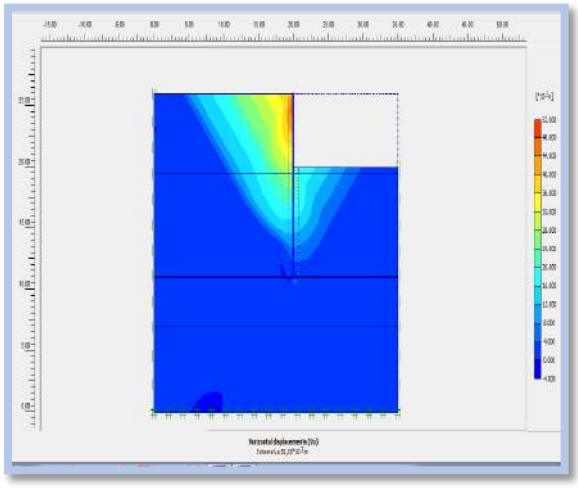
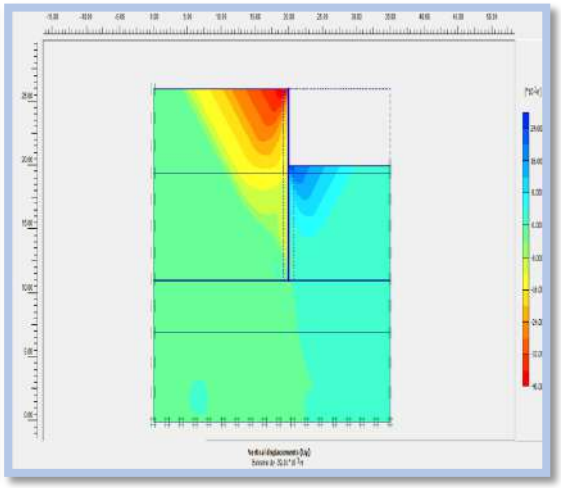


Figure IV.69 : Déplacement horizontal



.Figure IV.70 :Déplacement vertical.

- Le déplacement total de palplanche $52.36*10^{3}$m

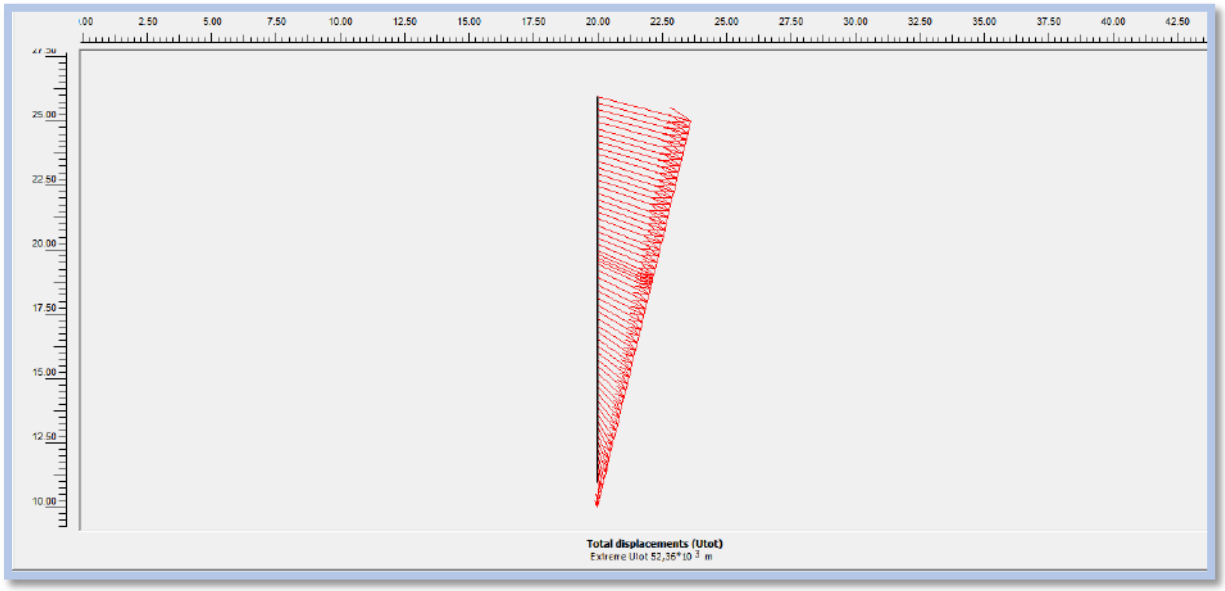
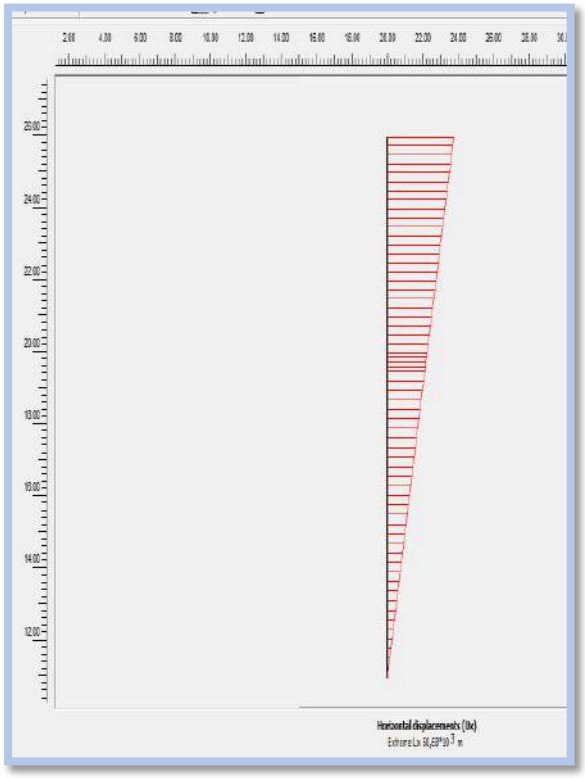


Figure IV.71 : déplacement total de palplanche.

Le déplacement horizontal $50.68*10^{3}$m et le déplacement vertical $-13.15*10^{3}$m



FigureIV.72 :deplacement horizantal de palplanche

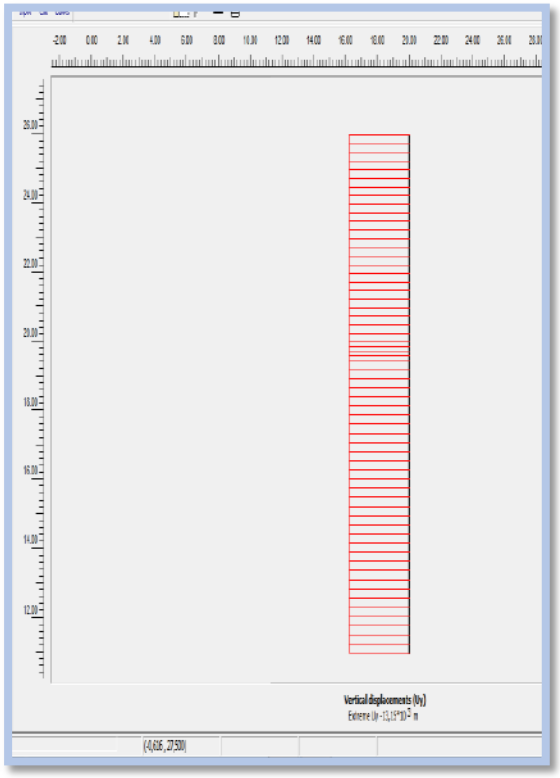
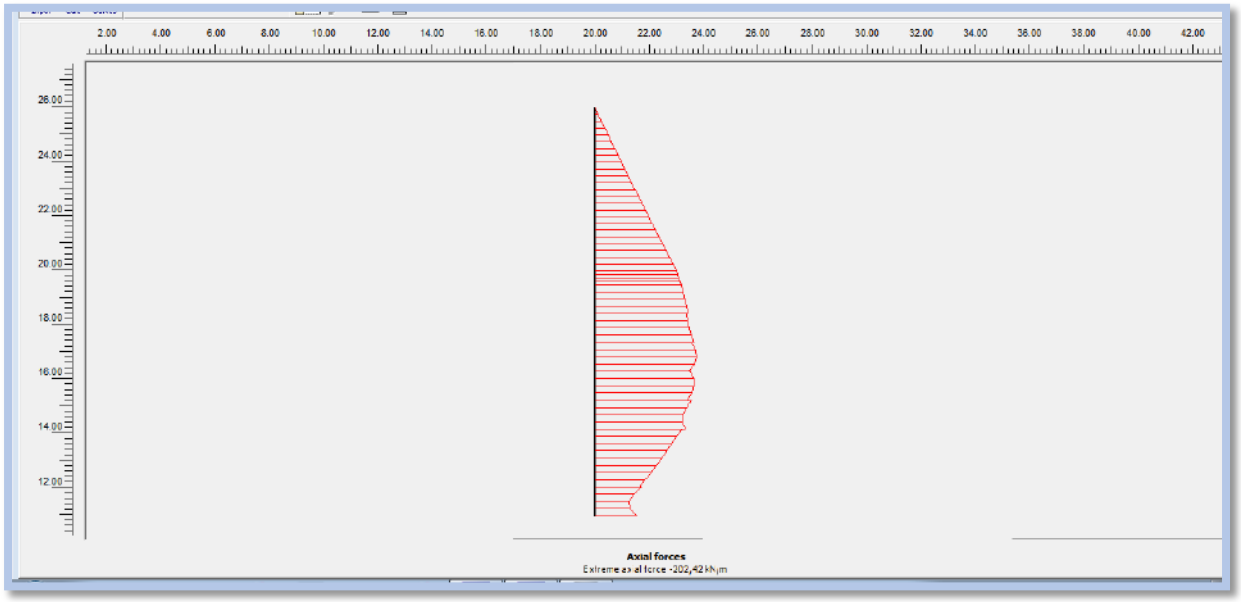


Figure IV.73 : déplacement vertical de palplanche

- Force axial -202.42 KN.m



FigureIV.74 force axial

- Le moment fléchissant 256.30kN.m et le moment de cisaillement-111.88kN.m.

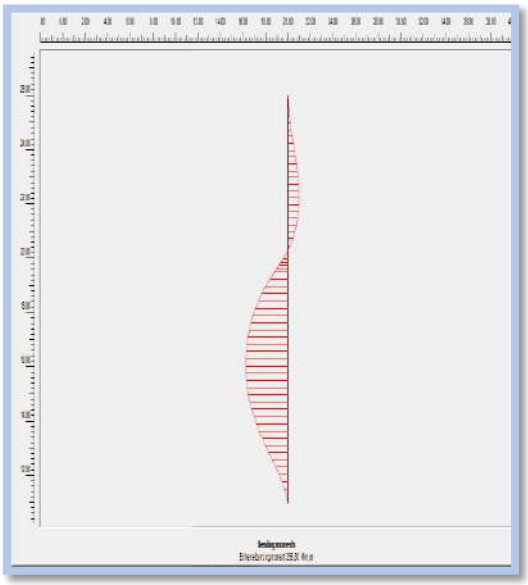


Figure IV.75moment fléchissant

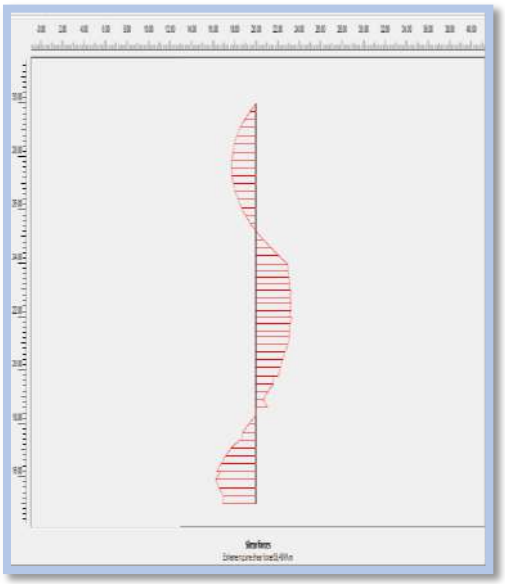


Figure IV.76moment de cisaillement

IV-4/ Comparaison ente les pieux et palplanche :

	pieux	pieux	palplanche	palplanche
	Méga pile nord	Méga pile ouest	Méga pile nord	Méga pile ouest
Déplacement total (m)	$363,38*10^3$	$46,75*10^3$	$9,69*10^3$	$60,04*10^3$
FS	2,684	3,092	2,645	3,290

Tableau 4.1 résultat de déplacement et facteur de sécurité

IV-5/CONCLUSION :

Dans ce chapitre nous avons modélisé notre ouvrage à l'aide du logiciel Plaxis 2D, nous avons comparé les résultats numériques avec les différentes études de la stabilité de notre ouvrage. Les différents résultats nous montrent que la méthode numérique est la méthode la plus répondu aux exigences des études des problèmes liés aux géométries et des lois de comportement complexes .

CONCLUSION GÉNÉRALE

Cette étude nous permet de déterminer les caractéristique mécanique d'un sol, et a partir des quelles on peut entamer un calcul de coefficient de sécurité. Cependant on a trouvé que l'étude des glissements de terrain présente une grande importance pratique :

- Par les risques qu'ils font encourir aux habitations ou aux ouvrages, et l'ampleur de ces risques (humains ; transports ….)
- Par la difficulté technique d'y porter remède.

Les glissements de terrain comme les autre projets commence toujours par une étude géotechnique, qui se base sur les observations sur le site, les essais in-situ réalisés et les essais de laboratoire qui permettent d'avoir un aperçu global sur les couches constituant le terrain et leurs caractéristiques en particulier la cohésion et l'angle de frottement, ces dernière nous permettent d'apprécier la surface de glissement sur laquelle on se base pour proposer des solutions de confortement convenables.

Cette étude a montré que les causes de glissement principales sont dues à la surcharge de terrain en pente (habitations) et les terrassements pour le nouveau projet :

La démarche d'élaboration d'un dispositif de confortement d'un glissement de terrain procède des éléments suivants :

- Identification du type de mouvement.
- Etude de stabilité par différentes méthodes.
- Choix de solution en tenant compte des contraintes du site, économique, de délai….. etc
- Dimensionnement du projet de solution.

Dans cette thèse, deux modèles numériques d'éléments finis bidimensionnels Simulation de différentes étapes dans la construction d'une excavation de 6 m profondeur afin de stabiliser les mégapile nord et ouest du stade de Baraki. mais le cas n'a pas abouti, car le facteur de sécurité était trop faible, nous avons donc proposé une solution que nous ajoutons des pieux pour obtenir la stabilité et augmenter la sécurité.

ANNEXE

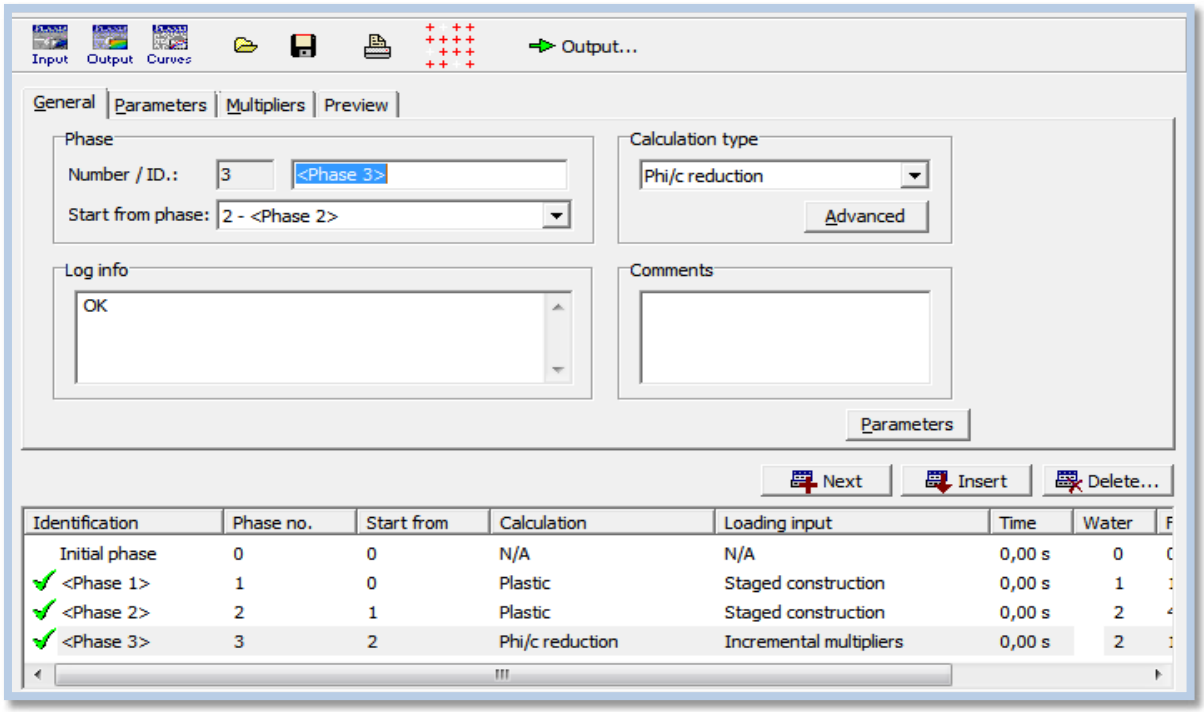


Figure 1 : le calcul des différentes étapes de chargement

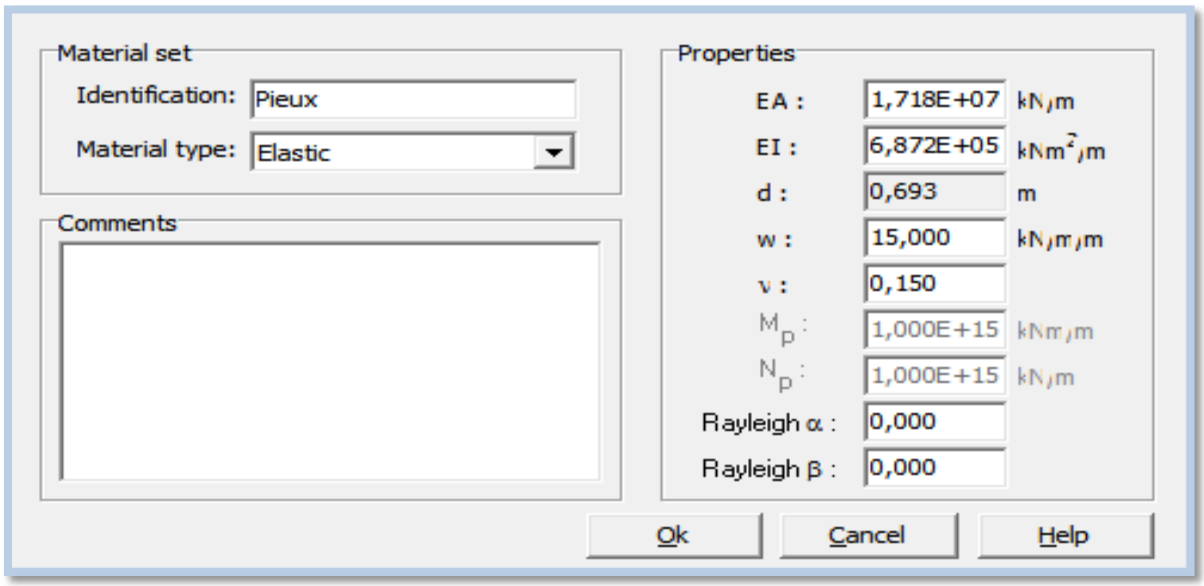


Figure 2 : La propriété du pieu

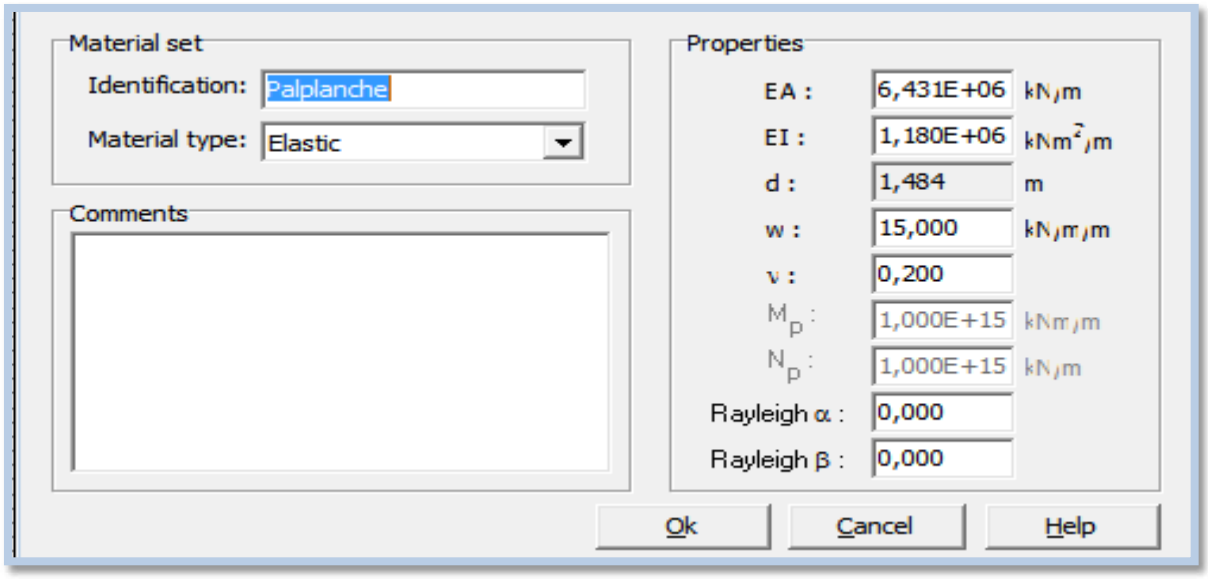
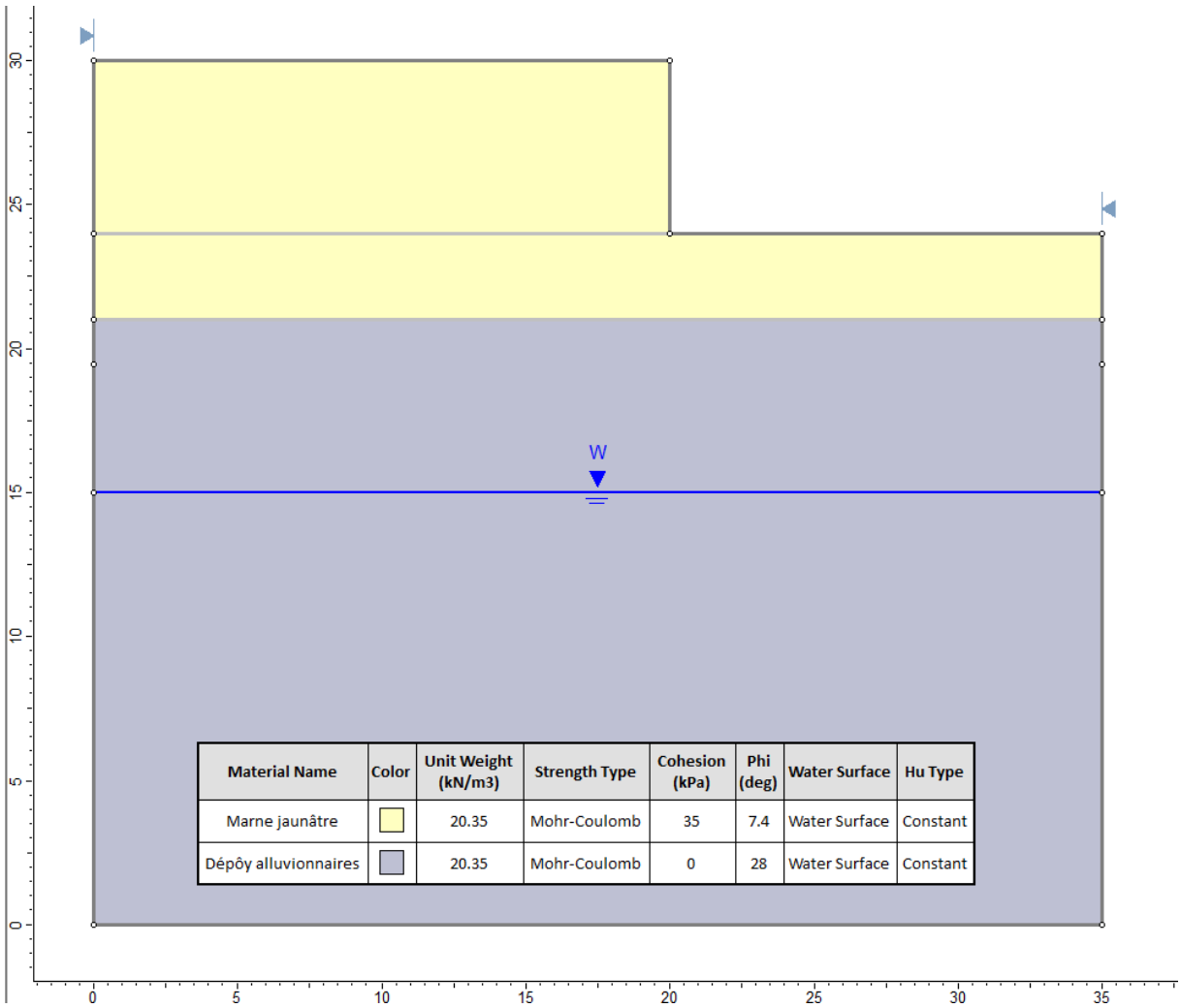


Figure 3 :La propriété de palplanche

Megapile nord :



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Water Surface	Hu Type
Marne jaunâtre		20.35	Mohr-Coulomb	35	7.4	Water Surface	Constant
Dépôy alluvionnaires		20.35	Mohr-Coulomb	0	28	Water Surface	Constant

Figure: Obtention de coefficient de sécurité par slide.

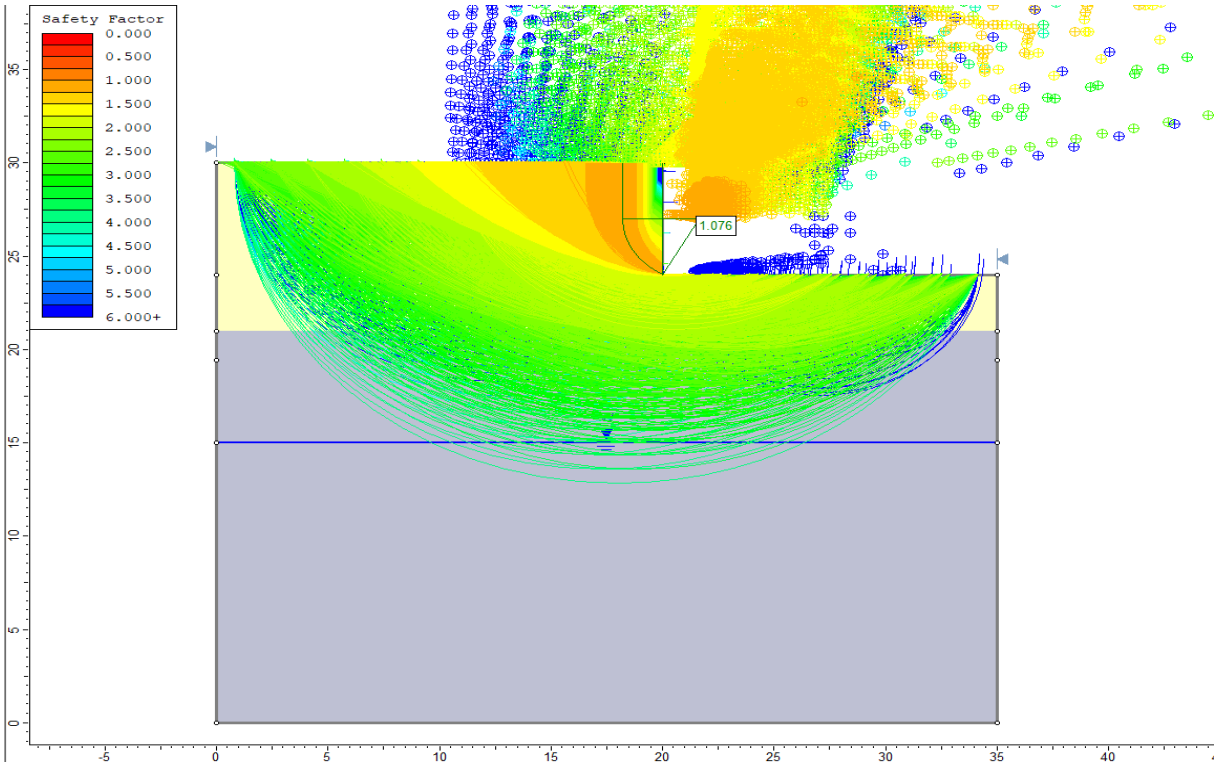
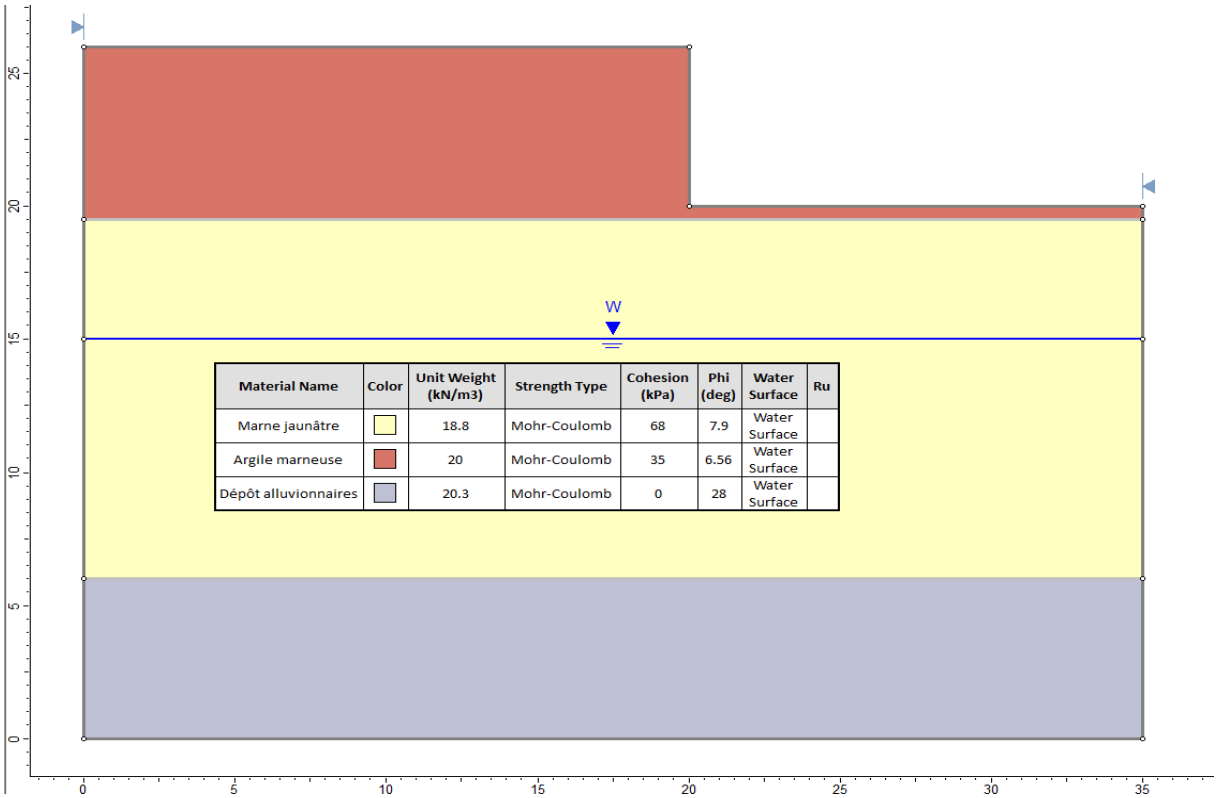


Figure: Obtention de coefficient de sécurité par slide .

Megapile ouest :



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Water Surface	Ru
Marne jaunâtre		18.8	Mohr-Coulomb	68	7.9	Water Surface	
Argile marneuse		20	Mohr-Coulomb	35	6.56	Water Surface	
Dépôt alluvionnaires		20.3	Mohr-Coulomb	0	28	Water Surface	

Figure: Obtention de coefficient de sécurité par slide.

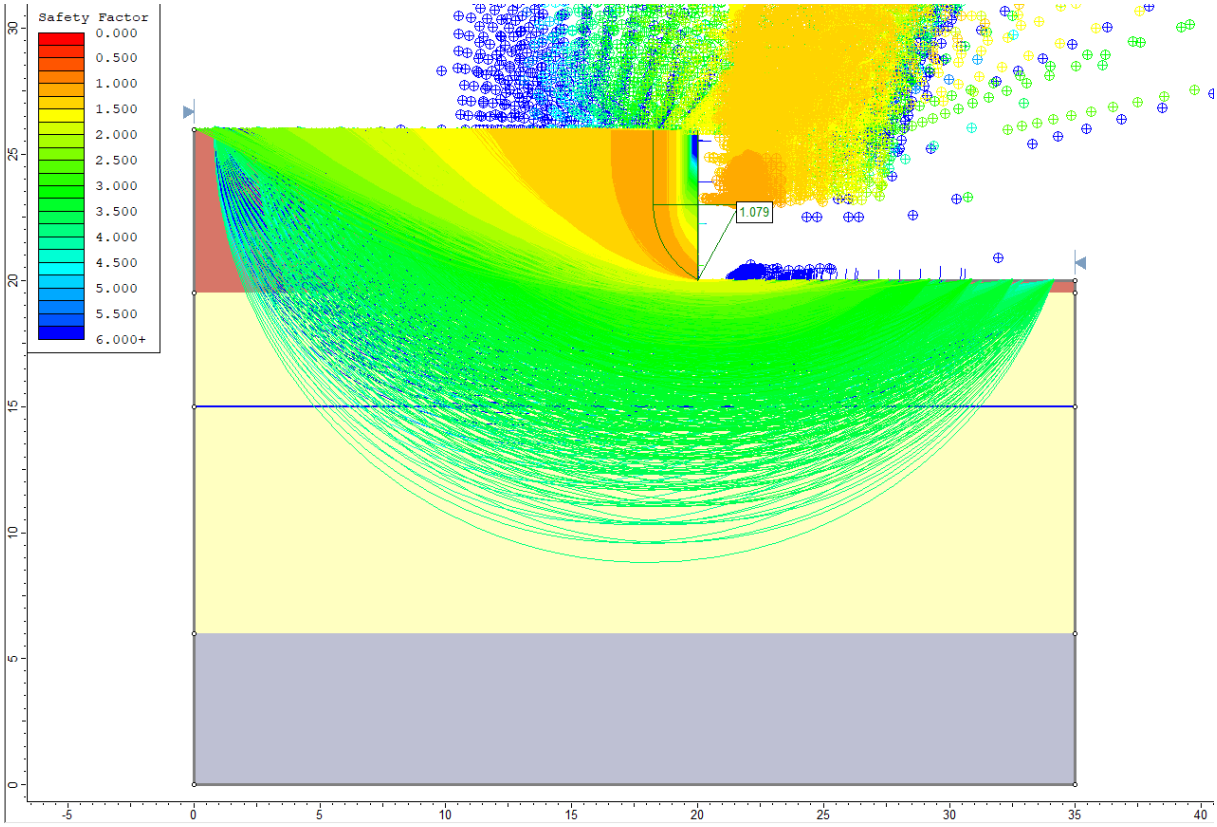


Figure : Obtention de coefficient de sécurité par slide .

BIBLIOGRAFIQUE

***(1) https://construction-maison.ooreka.fr/ .**

***(2) https://fr.wikipedia.org .**

***(3) https://maconnerie.bilp.fr .**

***(4) http://www.planete-tp.com**

***(5) atlas fondation https://www.atlas-fondations.fr .**

***(6) S.AID / C.CHACE / A.MOPIN / B.VIGOUROUXCESFA BTP .**

***(7) http://www.planete-tp.com .**

***(8) Franki fondation https://www.ffgb.be/fr– PROMO 2010 – 2013 .**

***(9) https://www.clicours.com .**

***(10) https://construction-maison.ooreka.fr/ .**

***(11) DURVILLE, Jean-Louis ; [2008], stabilité des pentes, glissement en terrain meuble.12**

***(12) BOUDLAL OMAR; [2013], thèse de doctorat en génie civil. Étude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations.3**

***(13) rapport complémentaire final –stade 40000plcs.**

***(14) yahiaoui oumbarka comportement d'un piue isole sous charges verticales dans un sol sableux.**

***(15) KHALDOUNA HANNANE LEYI EKANI CHASLES JOCHAR Etude d'un mur de soutènement en B.A sur pieux**

***(16): Walid CHENAFA, [2006], étude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière de Ain El Kebira, mémoire d'ingénieur**

***(17)Djerbal lynda ;[,2013] : « Analyse des mécanismes de déformation et de la rupture progressive du versant instable d'ain El-Hammam,these de doctorat en geotechnique,université de T-Ouzou .**