

**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique**

UNIVERSITE SAAD DAHLAB DE BLIDA 1



FACULTE DE TECHNOLOGIE

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MASTER

Spécialité : Géotechnique

TITRE

Contribution à l'étude de stabilité de pentes renforcées par des pieux

Réalisé par :

Fidel João Luís ALFINETE

Devant le jury composé de :

Fatma Zohra HALFAYA

Saad Dahleb-Blida

Président

Khaled GRINE

Saad Dahleb-Blida

Examineur

Djilal AMAR BOUZID

Saad Dahleb-Blida

Examineur

Blida, Novembre 2022

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier DIEU le tout puissant, qui nous a donné la force et la patience pour faire ce travail dans les meilleures conditions.

Il nous est très agréable d'exprimer notre profonde gratitude et nous plus vifs remerciements respectueux à notre promoteur DJILALI Amar Bouzid. Nous les remercions de nous avoir encadrés et conseillés pendant la réalisation de ce travail. Leur soutien a été indispensable dans la réalisation de ce travail, dans l'acquisition de certaines des sources utilisées dans cette recherche et des logiciels nécessaires aux simulations.

Nous adressons nos remerciements à tous les enseignants qui ont donnés les bases de la science tout au long de notre parcours dans la formation. De plus, nous tenons à remercier les autres étudiants, en particulier ADAN Ikram Hassan et DOUMBIA Mamou pour leur soutien moral et intellectuel pendant notre temps ensemble.

Pour finir, nous remercions nous parents, et nous proches pour leur soutien moral.

Dédicace

A mon père Mr ALFIENTE Inacio Luis pour leurs sacrifices, leur motivation, leurs mots d'encouragements et leurs prières dans ma vie et durant mes études.

Mes chers frères et tous les autres membres de ma famille surtout mon frère ALFINETE Vene João Luis.

Enfin à tous mes amis (à mentionner Crimildo Siteo et Luis Alfinete), mes collègues et compatriotes en Algérie.

Je dédie ce travail.

ALFINETE Fidel João Luís

Résumé

La stabilité de pentes concerne à des pentes naturelles et artificielles ; Le glissement de terrain est un phénomène très dangereux que peuvent causer pertes de vies humaines et matériels.

L'étude Présentée dans ce mémoire a pour finalité d'analyser un cas réel de glissement d'un grand remblai routier au niveau de la route nationale numéro 87 dans la commune de Djemmorah, wilaya de Biskra (Algérie).

L'étude nous a conduit à stabiliser le talus (remblai) par trois files de pieux de 8 m, 12 m et 15 m de longueur en béton armé de 1.5 m de diamètre.

L'étude a été faite à l'aide du logiciel PLAXIS (8.6) qui nous a permis de déterminer le coefficient de sécurité, déplacement total et contrainte de cisaillement avant et après la dégradation du talus et après la mise en œuvre du confortement.

Mots clés : Glissement, talus, remblai, coefficient de sécurité, confortement, pieux, etc.

Abstract

The stability of slopes concerns natural and artificial slopes; the landslide is a very dangerous phenomenon that can cause loss of human life and materials.

The study presented in this thesis has for finality to analyze a real case of landslide of a big road embankment at the level of the national road number 87 in the commune of Djemmorah, wilaya of Biskra (Algeria).

The study led us to stabilize the slope (embankment) by three rows of piles of 8 m, 12 m and 15 m length in reinforced concrete of 1.5 m diameter.

The study was done with the PLAXIS software (8.6) which allowed us to determine the safety coefficient, total displacement and shear stress before and after the degradation of the slope and after the implementation of the reinforcement.

Key words: Sliding, slope, embankment, safety coefficient, reinforcement, piles, etc.

ملخص

استقرار المنحدر يتعلق بالمنحدرات الطبيعية والاصطناعية ؛ يعد الانهيار الأرضي ظاهرة خطيرة للغاية
يمكن أن تسبب خسائر في الأرواح والمادية

تهدف الدراسة المقدمة في هذه الرسالة إلى تحليل حالة حقيقية لانزلاق رصيف طريق كبير على الطريق
الوطني رقم 87 ببلدة جمورة بولاية بسكرة (الجزائر).

قادتنا الدراسة إلى تثبيت السد (سد بثلاثة صفوف من الركائز بطول 8 م و 12 م و 15 م في الخرسانة
المسلحة ، وقطرها 1.5 م

الذي سمح لنا بتحديد عامل الأمان والإزاحة (8.6) PLAXIS تم إجراء الدراسة باستخدام برنامج
الكلية وإجهاد القص قبل وبعد تدهور الجسر وبعد تنفيذ التعزيز

، الكلمات الرئيسية: الانهيار الأرضي ، السد ، السد ، عامل الأمان ، التعزيز ، الخوازيق

Table des matières

Introduction générale.....	1
Chapitre 1 :	3
Généralités sur la stabilité des pentes et méthodes d'analyses (Description détaillée de toutes les méthodes d'équilibre limite)	
1.1 Introduction.....	3
1.2 Les mouvements de terrain	3
1.3 Classification des types de mouvement de terrain	3
1.3.1 Les mouvements rapides discontinus	3
a) Écroulements et chutes des pierres	4
b) Coulées boueuses.....	4
c) Effondrement de cavité souterraine	4
d) Eboulement	5
1.3.2 Mouvements lents et continus	5
a) Fluage.....	5
b) Solifluxion.....	6
c) Glissement.....	6
1.4. Causes d'instabilité de terrains en pentes	8
1.4.1 L'érosion	8
1.4.2 Les activités humaines	8
1.4.3 Les conditions hydrauliques.....	8
1.4.4 Les causes dues à des surcharges au sommet du talus.....	9
1.4.5 Les déblais ou l'excavation a la base du talus.....	9
1.4.6 L'inclinaison de la pente	9
1.4.7 Propriétés géologiques et géotechniques des sols (résistance au cisaillement).....	9
1.4.8 Les éruptions volcaniques.....	9
1.4.9 Séisme	10
1.5 Processus d'étude d'un glissement de terrain.....	10
1.5.1 Topographie d'une zone instable	10
1.5.2 Géologie du site.....	10
1.5.3 Etude hydrologique.....	10
1.5.4 Etudes géotechniques	11
1.6 Méthodes d'analyse de la stabilité des versants.....	11

1.6.1 Notions du coefficient de sécurité	12
1.6.2 Méthodes d'équilibre limite	13
1.6.2.1 Méthodes globales	13
a) Méthode des perturbations (1974).....	14
1.6.2.2 Méthodes des tranches.....	14
a) Méthode de Fellenius (1927)	15
b) Méthode de Bishop simplifiée (1955)	16
c) Méthode simplifiée de Janbu et al. (1956).....	17
d) Méthode de Morgenstern et Price (1965)	17
e) Méthode de Spencer (1967)	18
f) Méthode Suédoise (U.S. Army corps of engineers).....	18
h) Méthode de Sarma.....	18
1.7 Conclusion.....	19

Chapitre 2 :

Méthodes de renforcements

2.1. Introduction.....	20
2.2 Clouage.....	21
2.2.1 Différents types d'utilisations.....	21
a) La stabilisation des pentes. (Naturelles) :	21
b) Le soutènement des excavations (pentés artificielles) :	22
2.2.2 Types d'éléments utilisés dans le clouage.....	22
a) Clous et micropieux	23
b) Pieux.....	28
2.2.3 Principaux type de pieux	29
a) Les pieux battus	29
b) Pieux forés	29
2.5 Conclusion.....	30
Chapitre 3 :	31
Présentation du logiciel Plaxis (version 8.6)	31
3.1 Introduction.....	31
3.2 Présentation du code PLAXIS	31
3.3 Type de modelés	32
3.3.1 Les modèles en déformation planes (Plane stain).....	32

3.3.2 Les modelés axisymétriques (Axisymmetric).....	32
3.4 Types d'éléments	33
3.5 Types de modelés de comportement utilisé dans Plaxis.....	34
3.5.1 Modèle élastique linéaire	34
3.5.2 Le modèle de Mohr Coulomb.....	35
3.5.3 Modelé défini par l'utilisateur	36
3.6 Les types de comportement des matériaux	36
3.6.1 Comportement drainé.....	36
3.6.2 Comportement non drainé	36
3.6.3 Le comportement non poreux	36
3.7 Modélisation des éléments structurelle	36
3.7.1 Plaques (plates).....	37
a) Propriétés de rigidités.....	38
b) Coefficient de Poisson (Poisson's ratio)	38
c) Poids	38
d) Paramètres de résistance (plasticité).....	38
3.7.2 Geogrilles	39
3.7.3 Éléments nœuds à nœuds.....	39
3.7.4 Ancrage a tête fixe.....	39
3.9 Etapes de la modélisation	40
3.9.1 Sous-programme INPUT.....	40
3.9.2 Sous-programme CALCULATE	41
3.9.3 Sous-programme OUTPUT.....	42
3.9.4 Sous-programme CURVES.....	42
3.10 Conclusion.....	43

Chapitre 4 :

Pentes renforcées par pieux, analyse numérique et étude paramétrique.

4.1 Introduction.....	44
4.2 Pente dans un massif ayant un angle de frottement et une cohésion.....	44
a) Caractéristique des matériaux.....	44
b) Geometrie du talus.....	45
c) Caracteristique d'element resistant (Pieu)	45
4.3 Procédures de la modélisation.....	46

4.3.1 modélisation avant le renforcement du talus (état initial).....	46
4.3.2 Procédure de la modélisation avec la mise en œuvre d'élément résistante (Pieu).....	47
4.4 Analyse numérique de l'inclinaison $\beta = 15^\circ$	47
4.4.1 Analyse sans mise en place des pieux	47
4.4.2 Analyse numérique avec la mise en place des pieux	49
a) Renforcement avec une file de pieux de 5 m de longueur	49
b) Renforcement avec une file de pieux de 10 m de longueur	51
c) Renforcement avec une file de pieux de 15 m de longueur.....	52
d) Renforcement avec deux files de pieux de 5 m de longueur.....	53
e) Renforcement avec deux files de pieux de 10 m de longueur	55
f) Renforcement avec deux files de pieux de 15 m de longueur	56
g) Renforcement avec trois files de pieux de 5 m de longueur	57
h) Renforcement avec trois files de pieux de 10 m de longueur	59
i) Renforcement avec trois files de pieux de 15 m de longueur	60
4.4.3 Interprétation de résultats.....	61
4.5 Analyse numérique de l'inclinaison $\beta = 30^\circ$	64
4.5.1 Analyse sans mise en place des pieux	64
4.5.2 Analyse numérique avec la mise en place des pieux	65
a) Renforcement avec une file de pieux de 5 m de longueur	65
b) Renforcement avec une file de pieux de 10 m de longueur	67
c) Renforcement avec une file de pieux de 15 m de longueur.....	68
d) Renforcement avec deux files de pieux de 5 m de longueur.....	69
e) Renforcement avec deux files de pieux de 10 m de longueur	71
f) Renforcement avec deux files de pieux de 15 m de longueur	72
g) Renforcement avec trois files de pieux de 5 m de longueur	73
h) Renforcement avec trois files de pieux de 10 m de longueur	75
i) Renforcement avec trois files de pieux de 15 m de longueur	76
4.5.3 Interprétation de résultats.....	77
4.6 Analyse numérique de l'inclinaison $\beta = 45^\circ$	79
4.6.1 Analyse sans mise en place des pieux	79
4.6.2 Analyse numérique avec la mise en place des pieux	81
a) Renforcement avec une file de pieux de 5 m de longueur	81
b) Renforcement avec une file de pieux de 10 m de longueur	82

c) Renforcement avec une file de pieux de 15 m de longueur.....	83
d) Renforcement avec deux files de pieux de 5 m de longueur.....	85
e) Renforcement avec deux files de pieux de 10 m de longueur.....	86
f) Renforcement avec deux files de pieux de 15 m de longueur.....	87
g) Renforcement avec trois files de pieux de 5 m de longueur.....	89
h) Renforcement avec trois files de pieux de 10 m de longueur.....	90
i) Renforcement avec trois files de pieux de 10 m de longueur.....	92
4.6.3 Interprétation de résultats.....	93
4.7 Analyse numérique de l'inclinaison $\beta = 60^\circ$	95
4.7.1 Analyse sans mise en place des pieux.....	95
4.7.2 Analyse numérique avec la mise en place des pieux.....	97
a) Renforcement avec une file pieux de 5 m de longueur.....	97
b) Renforcement avec une file pieux de 10 m de longueur.....	98
c) Renforcement avec une file pieux de 15 m de longueur.....	100
d) Renforcement avec deux files de pieux de 5 m de longueur.....	101
e) Renforcement avec deux files de pieux de 10 m de longueur.....	102
f) Renforcement avec deux files de pieux de 15 m de longueur.....	104
g) Renforcement avec trois files de pieux de 5 m de longueur.....	105
h) Renforcement avec trois files de pieux de 10 m de longueur.....	106
i) Renforcement avec trois files de pieux de 10 m de longueur.....	108
4.7.3 Interprétation de résultats.....	109
4.8 Analyse numérique de l'inclinaison $\beta = 75^\circ$	111
4.8.1 Analyse sans mise en place des pieux.....	111
a) Renforcement avec une file de pieux de 5 m de longueur.....	113
b) Renforcement avec une file de pieux de 10 m de longueur.....	114
c) Renforcement avec une file de pieux de 15 m de longueur.....	115
d) Renforcement avec deux files de pieux de 5 m de longueur.....	117
e) Renforcement avec deux files de pieux de 10 m de longueur.....	118
f) Renforcement avec deux files de pieux de 15 m de longueur.....	119
g) Renforcement avec trois files de pieux de 5 m de longueur.....	121
h) Renforcement avec trois files de pieux de 10 m de longueur.....	122
i) Renforcement avec trois files de pieux de 15 m de longueur.....	123
4.8.3 Interprétation de résultats.....	125

4.9 Conclusion.....	127
---------------------	-----

Chapitre 5 :

Cas d'étude de stabilité d'un grand remblai routier (en Algérie) ' Remblai de Djemmorah RN 87'

5.1 Introduction.....	128
5.2 Description du cas d'étude	128
5.3 Etude de la stabilité du talus avant les dégradations (état initiale)	131
5.3.1 Hypothèses générales	131
5.3.2 Géométrie du modèle	131
5.3.3 Caractéristiques des matériaux.....	132
5.3.4 Maillage et conditions aux limites.....	132
5.3.5 Définitions des conditions initiales.....	133
5.3.6 Procédures de calcul	134
5.3.7 Analyse de résultats.....	136
5.4 Etude de la stabilité du talus après les dégradations	138
5.4.1 Géométrie du modèle	138
5.4.2 Caractéristiques des matériaux.....	139
5.4.3 Maillage et conditions aux limites.....	139
5.4.2 Définitions des conditions initiales.....	140
5.4.3 Procédures de calcul	141
5.4.4 Analyse de résultats.....	142
5.5 Confortement du talus	144
5.5.1 Géométrie du modèle et les propriétés d'élément résistant.....	144
5.5.2 Procédures de calcul.....	145
5.5.3 Analyse de résultats.....	146
5.6 Conclusion.....	149
Conclusion générale	150
Bibliographie.....	151

Introduction générale

Le glissement de terrain c'est un phénomène naturel qui se produit partout dans le monde, la plus grande partie du temps ils se produisent loin de lieux habités, cependant parfois il se produit sur les routes ou même en pleine ville, qui peut faire des milliers de victimes.

Pour remédier au glissement de terrain, il faut d'abord comprendre qu'est-ce qui déclenche le glissement de terrain, qui est une question complexe qui fait intervenir plusieurs facteurs, tels que la nature géologique, la force destructrice de l'eau, la gravité, etc.

De nombreuses méthodes de calcul de stabilité ont été proposées. Celles-ci se différencient par les hypothèses admises par leurs auteurs et par la facilité de leur mise en œuvre, mais elles s'accordent toutes à définir un coefficient de sécurité global de la pente. Au but de stabiliser les terrains en pente, il existe plusieurs techniques de renforcement qui diffèrent par le procédé de leur mise en œuvre, leur coût et leur durabilité. Aujourd'hui, le renforcement des pentes par des pieux verticaux reprenant les sollicitations latérales est largement utilisé.

Pour remédier aux problèmes de glissement de terrain, on peut se poser la question suivante : Est-ce que le confortement par des pieux peut être une solution permanente ?

Les buts principaux de ce mémoire sont de visualiser l'influence de la longueur et du nombre de files et de trouver l'emplacement le plus approprié dans la pente. Pour répondre aux objectifs dans notre mémoire, notre démarche a été organisée en cinq chapitres :

Le premier chapitre présente des généralités sur la stabilité des pentes, leurs classifications, les processus pour une étude de glissement de terrain et une description détaillée des méthodes d'équilibre limite.

Le deuxième chapitre aborde les méthodes de confortement de terrain en pente renforcée par l'inclusion d'éléments résistants.

Le troisième chapitre est consacré à la présentation du logiciel Plaxis, qui est basé sur les méthodes d'éléments finis, qui nous permet de faire la modélisation numérique de nos cas d'étude.

Le quatrième chapitre présente la modélisation d'une étude paramétrique sur l'effet de la longueur et du nombre de files de pieux dans une pente qui est à la fois frottante et cohérente.

Le cinquième chapitre, qui est le chapitre le plus important de ce travail nous présente la modélisation d'un cas réel de renforcement d'une pente par des pieux, s'agissant du

glissement d'un grand remblai remblai routier au niveau de la route nationale numéro 87 dans la commune de Djemorah, wilaya de Biskra (Algérie).

Une conclusion générale clôture ce travail.

Chapitre 1 :

Généralités sur la stabilité des pentes et méthodes d'analyses

(Description détaillée de toutes les méthodes d'équilibre limite)

1.1 Introduction

L'étude de la stabilité de pentes concerne à des pentes naturelles et artificielles, le glissement de terrain est un phénomène qui se produit à travers des mouvements de grandes quantités de volume de sol ou roche, avec des conséquences catastrophiques, comme la perte de vies humaines et matériels, qu'ont un impact négatif dans l'économie d'un pays et le monde en général.

L'objectif de ce chapitre est de savoir différencier les mouvements qui caractérisent les mécanismes qui conduisant à la rupture des pentes naturelles et artificielles, et connaître les différents facteurs qui peuvent le déclencher pour avoir la meilleure solution stabilisatrice. Le présent chapitre nous permet aussi de connaître les méthodes d'équilibre limite, qui à travers de ces hypothèses et calcule on détermine le coefficient de sécurité.

1.2 Les mouvements de terrain

Les mouvements de terrain correspondent au déplacement gravitaire d'un volume de roche ou de sol déstabilisés sous l'effet de sollicitations naturelles (Forts pluie, fonte de neiges, cycle gel/dégel, séisme ...) ou anthropiques (terrassement, déforestation...).[1]

1.3 Classification des types de mouvement de terrain

La classification de ces mouvements peut être divisée en deux grandes catégories selon les processus des mouvement[2].

1.3.1 Les mouvements rapides discontinus

Ils se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent les effondrements, les écroulements et chutes des pierres, les éboulements et les coulées boueuses.

a) Écroulements et chutes des pierres

Les écroulements concernent les masses rocheuses ; ils sont spectaculaires et dangereux car soudains. Le traitement des écoulements relève de la mécanique des roches[3].

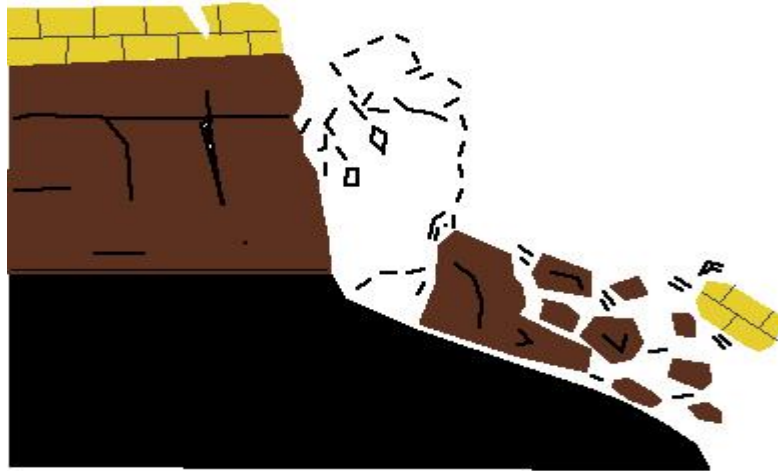


Figure 1.1 : exemple d'écroulement et chute de pierres

b) Coulées boueuses

Les coulées boueuses sont dues à des infiltrations d'eau provoquant des mouvements de sols dans lesquels les matières glissées se comportent comme un liquide. Elles se produisent essentiellement en montagne. [3].

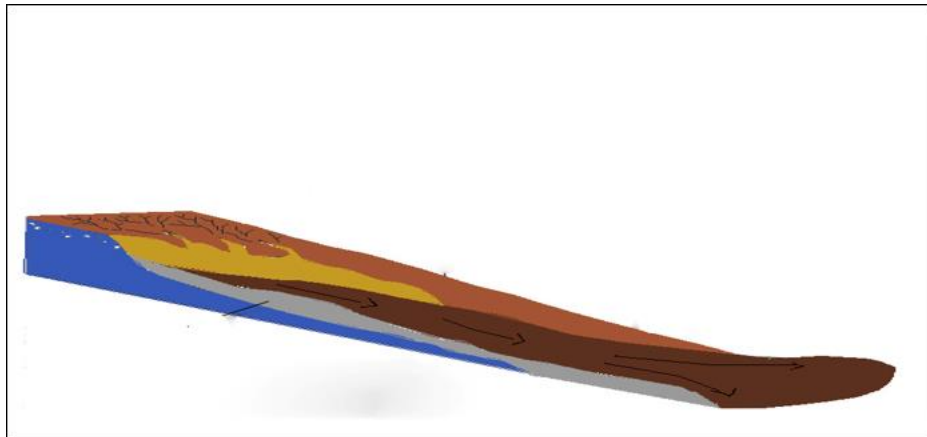


Figure 1.2 : exemple de coulée boueuse.

c) Effondrement de cavité souterraine

Ce sont des mouvements gravitaires à composante essentiellement verticale qui résultent de la rupture des appuis et l'évolution de cavités souterraines, rupture qui se propage jusqu'en

surface de manière plus au moins brutale, et qui détermine l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique [18]

d) Eboulement

Les éboulements au sens strict, se produisent lorsqu'un volume de roche important, se fragmente plus ou moins intensément, se détache en bloc du massif rocheux et s'éboule en pied de versant rocheux qui sont le fruit des chutes de bloc. [1]



Figure 1.3 : éboulement dans les gorges de la Bourne en Isère

1.3.2 Mouvements lents et continus

Dans ce cas, la déformation des terrains est progressive, parfois accompagnés de rupture mais en principe d'aucune accélération brutale. Il s'agit des phénomènes suivants : fluage, solifluxion et les glissements.

a) Fluage

Les phénomènes de fluage correspondant à des mouvements lents dus à des sollicitations atteignant le domaine plastique donc proches de la rupture. L'état ultime peut être soit la stabilisation, soit la rupture [3].

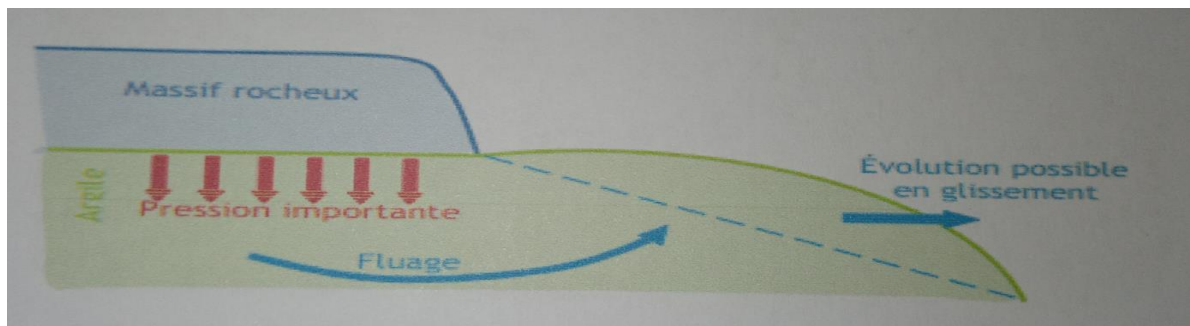


Figure 1.4 : exemple de fluage

b) Solifluxion

Les phénomènes de solifluxion représentent un cas particulier de fluage.

C'est un phénomène superficiel provoqué par les variations volumiques du sol au cours des saisons (gel et dégel en montagne, alternance de saisons sèches et pluvieuses). Lorsqu'ils affectent des pentes, les mouvements alternes conduisent à une reptation du sol vers l'aval. La solifluxion se repère par la présence d'ondulations du sol et par l'inclinaison des arbres.

La solifluxion se produit essentiellement dans des pentes constituées de sols argileux gonflants et rétractables [3].



Figure 1.5 : Guirlande de solifluxion au parc national suisse

c) Glissement

Les glissements affectent les sols et sont fréquent dans les travaux de terrassement et de soutènement. Les vitesses de rupture peuvent être très variables. La rupture est parfois précédée de signes précurseurs mais peut être également brutale.[3]

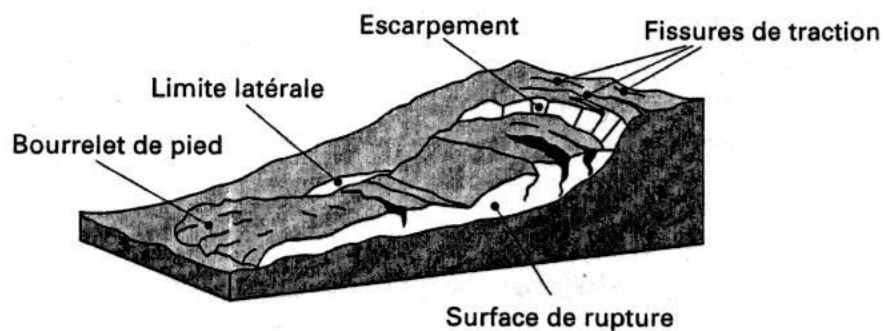


Figure 1.6: Morphologie générale d'un glissement de terrain [4]

Sur le plan géométrique, on distingue en général les formes suivantes du glissement[5]:

→ **Glissement plan**

En général, la ligne de rupture suit une couche mince ayant de mauvaises caractéristiques mécaniques, et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée couche savon.[3]

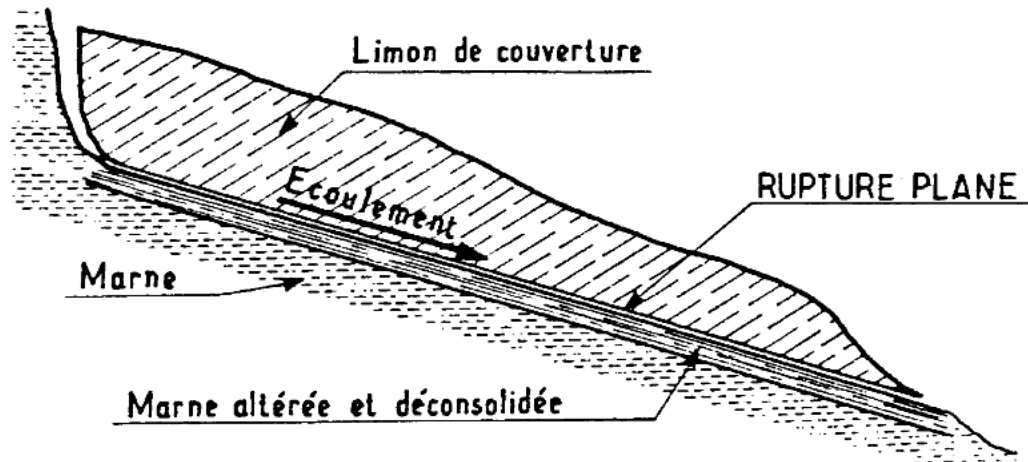


Figure 1.7 : illustration d'un glissement plan sur une couche savon[3].

→ **Glissement rotationnel simple**

C'est le type de glissement le plus fréquent. La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à une portion de cylindre[3].

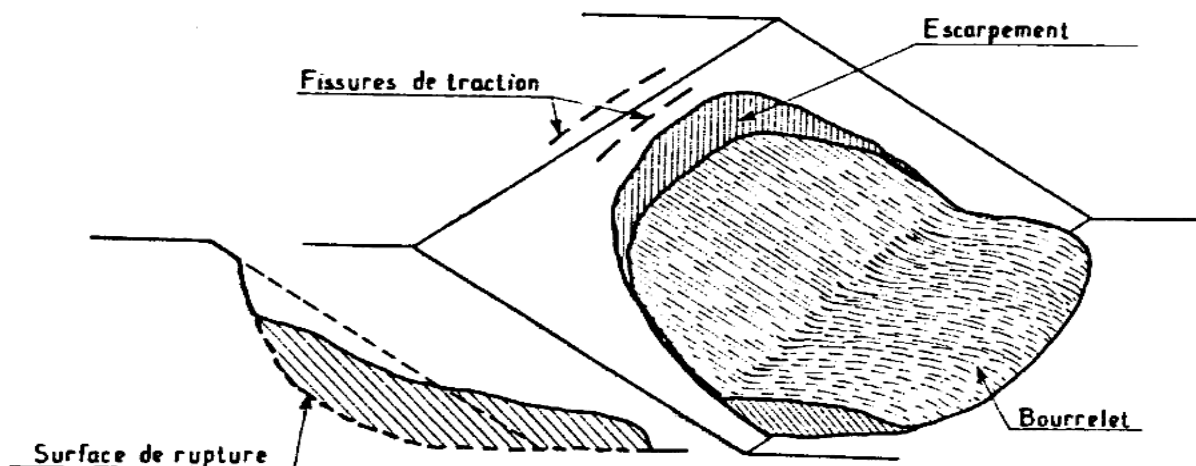


Figure 1.8 : Mécanisme d'un glissement rotationnel simple[3].

→ Glissement rotationnel complexe

Il s'agit de glissements multiples emboîtés les uns dans les autres. L'apparition du premier glissement, en bas de la pente, conduit à une perte de butée pour les terres situées au-dessus, et ainsi provoque des glissements successifs remontant vers l'amont[3].

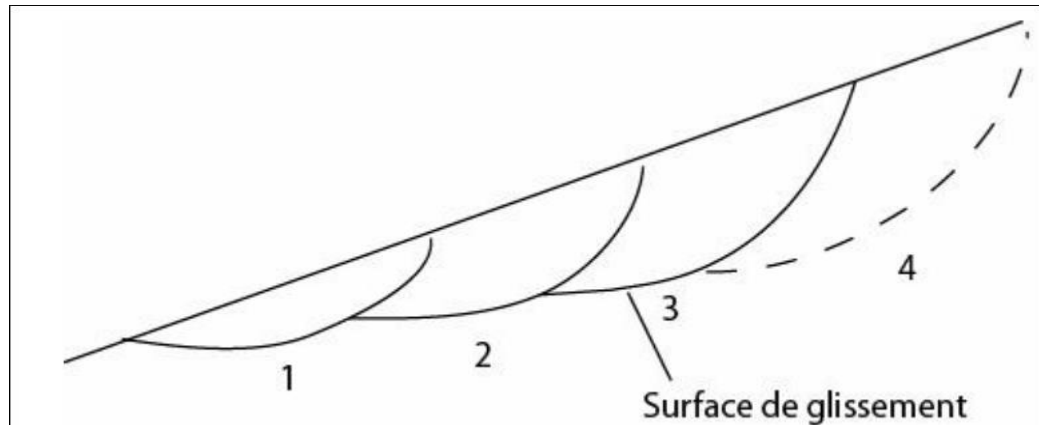


Figure 1.9 : Glissement rotationnel complexe[3]

1.4. Causes d'instabilité de terrains en pentes

Les instabilités de terrain en pente ont des conséquences catastrophiques pour l'homme et la topographie des sols. Leurs causes sont diverses et peuvent être de caractère naturelle ou humaine. Les principales causes d'instabilités des sols sont :

1.4.1 L'érosion

Est caractérisé par la désintégration ou décomposition du sol ou de la roche, qu'ont comme conséquence la modification de la géométrie du terrain, la diminution de la cohésion et de la force de frottement.

1.4.2 Les activités humaines

Les constructions en zones considérées comme à risque sans avoir effectué d'études géologiques et géotechniques, la déforestation (les arbres ont des effets stabilisateurs, à cause de leurs racines qui fixent les sols), les incendies, les eaux usées stagnantes dans le sol.

1.4.3 Les conditions hydrauliques

Sont très importantes puisqu'on estime qu'environ 55% des glissements sont causés par un facteur hydraulique (SEVE, 1996). Lors d'une pluie torrentielle par exemple, le mouvement

de nappe modifie l'équilibre initial des efforts internes dans un volume infinitésimal du sol, ce qui se répercute sur la résistance au cisaillement[19].

1.4.4 Les causes dues à des surcharges au sommet du talus

Le poids d'un remblai temporaire ou permanent de matériaux divers tels que terre d'excavation, rebuts, neige, etc. Modifie l'état d'équilibre du talus et peut ainsi déclencher un glissement pendant ou après l'intervention. De plus, un remblai augmente généralement la pente du talus, ce qui diminue le coefficient de sécurité [6].

1.4.5 Les déblais ou l'excavation a la base du talus

Le déblai ou l'excavation à la base du talus modifie les conditions d'équilibre en accentuant l'inclinaison et la hauteur du talus, ce qui nuit à sa stabilité [6].

1.4.6 L'inclinaison de la pente

Le glissement des remblais a été favorisé par leur situation en pente. La pente critique dépend de la nature des sols ou des roches et de la présence d'eau dans le massif [7]. Tant que les forces stabilisatrices (force de frottement et de cohésion) sont plus fortes que la force motrice (gravité), la stabilité du versant est assurée. Si l'équilibre des forces change et la force motrice devient plus importante que les forces de résistance, un glissement de terrain se déclenche. Se produit alors une rupture entre deux couches de roche ou de sol, et une masse se met à glisser plus ou moins rapidement vers l'aval. Il peut arriver que celle-ci se décompose et finisse sa course sous forme de coulée de boue [8].

1.4.7 Propriétés géologiques et géotechniques des sols (résistance au cisaillement)

Le mécanisme de rupture mis en œuvre dans les phénomènes d'instabilité fait intervenir la résistance au cisaillement, cette résistance, en un point donné, dépend de la nature du matériau, de son histoire et de l'état de contraintes qui règne au point considéré qui dépend également des diverses sollicitations appliquées au massif [8].

1.4.8 Les éruptions volcaniques

Provoquent des glissements et des éboulements à court terme dus aux vibrations lors des éruptions et des glissements à long terme dus à la déforestation et aux modifications

structurelles engendrés par les laves volcaniques dégagées. L'éruption du volcan Saint Helens en 1980 aux États-Unis, a provoqué un glissement qui a dévasté 230 km² de terrain, engendrant 60 victimes [9].

1.4.9 Séisme

C'est un phénomène qui résulte d'une rupture à l'intérieur de la terre, que libère grandes quantités d'énergie, capable de liquéfier le sol et sont parmi les responsables de l'instabilité de terrain en pente.

1.5 Processus d'étude d'un glissement de terrain

Pour stabiliser un sol qu'est susceptible de glisser il est nécessaire de passer par un processus d'étude qui nous permet de comprendre des origines du glissement de terrain et de trouver la solution fiable du point de vue technique et économique ; on cite les principaux processus d'une étude de glissement de terrain :

1.5.1 Topographie d'une zone instable

Consiste à utiliser la carte topographique qu'est un document indispensable dans l'étude de stabilité de pentes parce qu'elle a des informations d'extrême importance pour l'identification des risques sous forme de symboles, signes et d'autres caractères graphiques, à titre d'exemple on a la morphologie des régions susceptibles de glisser qui sont notable par le bombardement de coupes de niveau.

1.5.2 Géologie du site

Consiste dans l'ouverture d'une carte géologique qui nous donne des renseignements utiles sur la lithologie, sur l'agencement structural (orientation et pendage des couches et des discontinuités) sur la couverture quaternaire (moraines, éboulis glissement de terrain ...) ; Elle donne encore des indications sur la circulation d'eau souterraine en milieu poreux et fissuré. Sur la base de ces cartes cartographiques, on peut construire la structure tridimensionnelle des unités géologiques et évaluer le contexte de formation possible sur les mouvements de terrain [1].

1.5.3 Etude hydrologique

Consiste à savoir le volume d'eau infiltrées et ruisselées, et de rencontrer une solution pour régler les problèmes d'infiltration dans les zones considère comme principales qui sont caractérise pour présenter une perméabilité très élevée et fissures ouvertes.

1.5.4 Etudes géotechniques

La reconnaissance géotechnique a pour objectifs de déterminer expérimentalement, par le biais des essais in-situ ou de laboratoire, les caractéristiques mécaniques des différents matériaux formant le sol, et plus précisément les paramètres de résistance au cisaillement, à savoir l'angle de frottement et la cohésion, cette étude permet de [1] :

- a) Mesurer l'épaisseur des formations rencontrées ainsi que leurs pendages ;
- b) Définir la forme géométrique de la masse en mouvement ;
- c) Déterminer les caractéristiques mécaniques des sols prélevés ;
- d) Repérer le niveau piézométrique de la formation aquifère ;

Après l'obtention de toutes les données concernant le processus d'étude d'un glissement de terrain, l'ingénieur géotechnique doit être capable de :

→ En effet, en cas d'un terrain en mouvement, l'intervention consiste à étudier l'évolution du phénomène (vitesse de mouvement du massif), à la stabilisation ou confortement du terrain, à titre provisoire ou définitif, ou enfin à mettre en place une station de surveillance [5] ;

→ En cas d'un glissement finalisé, il est peut être demandé une expertise ou d'étudier la réparation de l'ouvrage endommagé [5] ;

→ En cas d'un projet de réalisation d'un déblai ou d'un remblai, il sera demandé d'effectuer un dimensionnement, à la base d'une étude de stabilité au glissement, en définissant éventuellement une méthode de construction (barrages, remblai sur sol mou, etc.) [5].

→ Enfin, en cas d'un nouveau projet, il sera éventuellement demandé en phase de terrassement, de définir les mesures préventives afin de prévenir tout risque d'instabilité à court ou à long terme [10] ;

1.6 Méthodes d'analyse de la stabilité des versants

Plusieurs auteurs ont proposé des méthodes de calcul de la stabilité des terrains plus ou moins efficaces. Un mouvement de terrain présente différentes phases, différents mécanismes de rupture et différents matériaux. Deux aspects de ces différences sont d'ordre géométrique et doivent être connus pour pouvoir être décrits par le programme de calcul (il s'agit de la stratigraphie caractérisant le sous-sol et du régime hydraulique du site). L'étude d'un

glissement nécessite donc de savoir si le problème est celui d'un instant donné ou si l'évolution est la clé de l'étude. Les données du problème vont dépendre de ce choix ; si le temps est pris en compte, le volume des données et le temps de leur acquisition vont être très importants. Le choix de la méthode appropriée au cas étudié dépend de plusieurs paramètres : les moyens disponibles, le comportement global de la pente et aussi de la possibilité d'obtenir les paramètres de calcul correspondant au modèle[11].

1.6.1 Notions du coefficient de sécurité

La stabilité des pentes est vérifiée par l'intermédiaire d'un coefficient de sécurité (F_s), exprimé par les rapports :

- Rapport de contraintes $F_s = \frac{\tau_r}{\tau_d}$

(1.1)

τ_r : Résistance au cisaillement moyenne ;

τ_d : Contrainte de cisaillement moyenne développée le long de la surface de glissement.

- Rapport de moment $F_s = \frac{\sum M_{t \text{ résistent}}}{\sum M_{t \text{ moteur}}}$

(1.2)

- Rapport de forces $F_s = \frac{F_{\text{résistent}}}{F_{\text{moteur}}}$ (1.3)

Si $F_s < 1$ la pente est instable

Si $F_s \approx 1$ La pente est en équilibre limite

Si $F_s > 1$ La pente est stable

Selon l'expérience dans les études de calcul de la stabilité des pentes, on dit :

Si $F_s > 1,5$ on n'a pas le risque d'instabilité ;

Si $F_s < 1$: on a un glissement ou bien le sol est instable ;

Si $1 \leq F_s \leq 1,5$ on a le risque d'avoir un glissement, précisément quand le F_s si approche de 1.

Si on prend en considération la loi de Mohr-Coulomb, le F_s s'écrira de telle façon :

$$F_s = \frac{c + \sigma \cdot \tan \varphi}{c_d + \sigma \cdot \tan \varphi_d}$$

(1.4)

Le F_s par rapport la cohésion est :

$$F_s = \frac{c}{c_d}$$

(1.5)

Le F_s par rapport l'angle de frottement est :

$$F_s = \frac{\sigma \cdot \tan \varphi}{\sigma \tan \varphi_d}$$

(1.6)

1.6.2 Méthodes d'équilibre limite

Les méthodes d'équilibre limite peuvent être classées en deux groupes : les méthodes des tranches (Fellenius, Bishop...) et les méthodes de stabilité globale[12].

Il existe de nombreuses méthodes pour déterminer la surface critique d'une pente et le facteur de sécurité qui lui associé. Toutes ces méthodes dites d'équilibre limite ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois[1] :

- la surface critique ;
- les contraintes normales et tangentielles le long de la surface ;
- le facteur de sécurité.

1.6.2.1 Méthodes globales

Les méthodes globales (Caquot, 1954, Biarez, 1960) permettent une résolution graphique maintenant peu utilisée, mais l'informatique leur apporte un renouveau intéressant, l'intégration de valeurs le long de courbes quelconques étant très simple par discrétisation. Les hypothèses utilisées sont les suivantes :

- la masse en mouvement est observée dans son ensemble, elle est délimitée par la courbe de rupture ;
- une fonction de répartition des contraintes normales est paramétrée le long de la courbe de rupture

- la résolution se fait avec les trois équations de la statique appliquée à la masse en mouvement.

a) Méthode des perturbations (1974)

La méthode des perturbations est une méthode globale proposée par Raulin et al (1974) et développée par Faure (1985) (FAURE R.M., 2000). Cette technique permet d'effectuer des calculs en rupture circulaire ou non circulaire. Le massif de terre délimité par une courbe de rupture quelconque est alors en équilibre sous l'effet de son poids propre et de la réaction du sol sous-jacent. Dans cette méthode, on fait l'hypothèse que la contrainte normale σ sur la surface de rupture est donnée par une « perturbation » de la contrainte de Fellenius σ_F (FAURE, 2000 et DURVILLE et al, 2003). La loi de Coulomb permet d'exprimer les contraintes de cisaillement maximales. Le coefficient de sécurité est défini classiquement comme étant le rapport du cisaillement maximal disponible au cisaillement nécessaire à l'équilibre[13].

Le système est résolu globalement à l'aide des trois équations d'équilibre appliquées à tout le massif, ce qui fournit les valeurs des trois inconnues du problème ; qui sont le coefficient de sécurité F_s et les deux paramètres qui modifient la contrainte approchée (λ et μ). Par ailleurs, cette méthode peut avoir des extensions très intéressantes pour la prise en compte d'inclusions ou pour le développement de méthodes en déplacements[13].

1.6.2.2 Méthodes des tranches

Le découpage de la masse en mouvement en tranches verticales a permis le développement d'un très grand nombre de méthodes, symbolisées par la méthode suédoise de Fellenius (1927). Trois hypothèses sont ajoutées par rapport à la méthode des blocs [11]:

- les bords des blocs sont devenus verticaux ;
- le point de passage de la force à la base du bloc de la tranche est situé au centre de cette base ;
- le coefficient de sécurité est unique et ne s'applique qu'à la base des tranches.

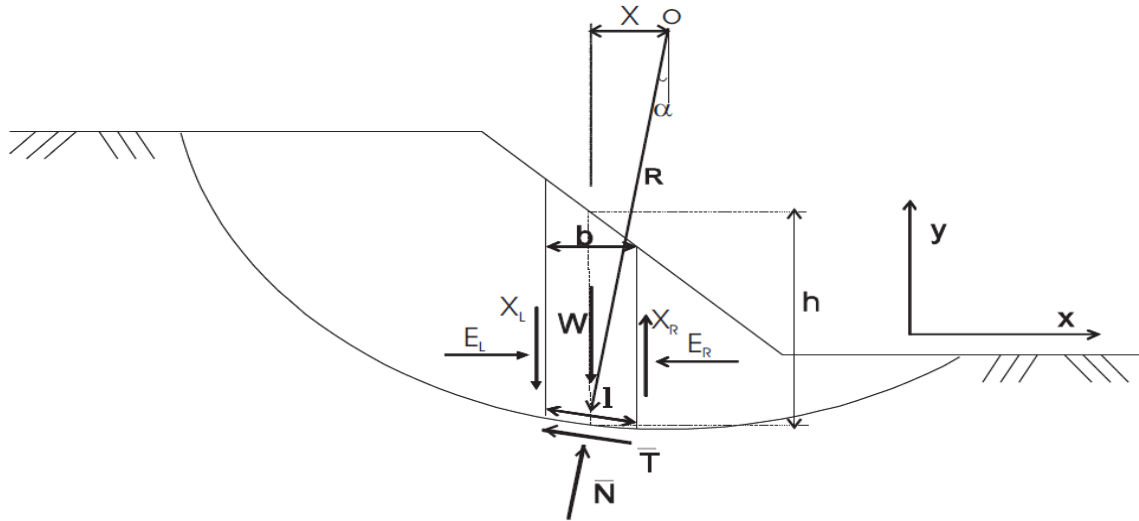


Figure 1.10 : Exemple d'une rupture circulaire [14]

a) Méthode de Fellenius (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 :

- La méthode suppose une surface de glissement circulaire et divise le talus en tranches ;
- Elle néglige les forces entre les tranches (efforts verticaux et horizontaux).

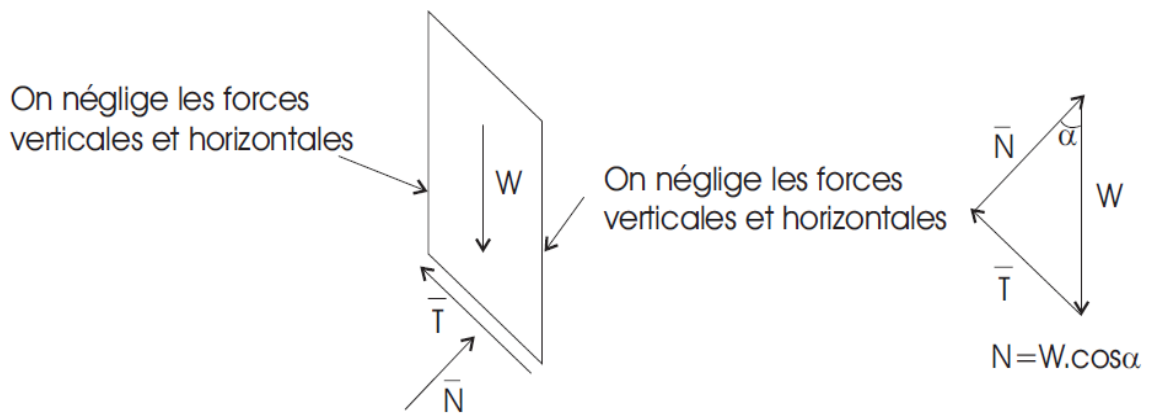


Figure 1.11 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius [15]

La méthode de Fellenius vérifie l'équilibre global 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 égal au rayon R, constant. Le coefficient de sécurité est donné par la formule suivante[10] :

$$F_s = \frac{\sum c'.L + (W.\cos\alpha - u.L) \tan \varphi'}{\sum W.\sin \alpha}$$

(1.7)

b) Méthode de Bishop simplifiée (1955)

Bishop ne néglige pas les forces horizontales inter-tranches et obtient une formule implicite dont la programmation pose quelques problèmes [10].

Hypothèses :

- La méthode suppose une surface de glissement circulaire ;
- Elle néglige les forces verticales entre les tranches.

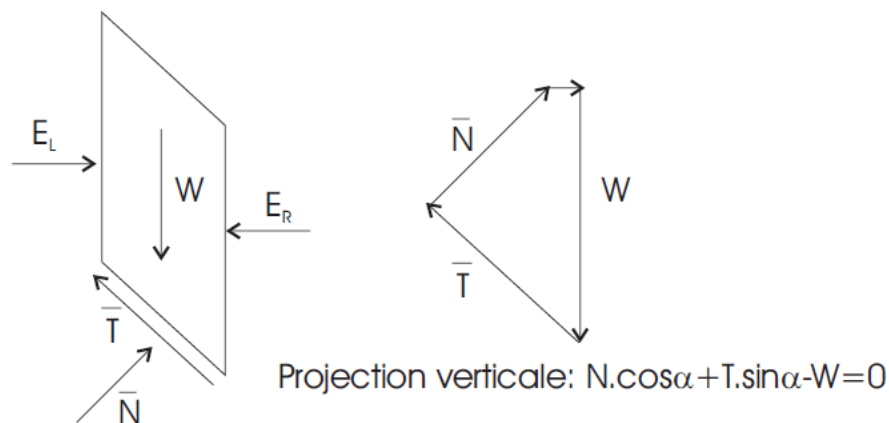


Figure 1.12 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée [14]

La méthode de Bishop vérifie l'équilibre des moments ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais elle néglige l'équilibre horizontal des forces. La formule du coefficient de sécurité donnée par Bishop est la suivante[13] :

$$F_s = \frac{\sum [c'.L.\cos \alpha + (W - u.L.\cos \alpha).\tan \varphi'] / m_\alpha}{\sum W.\sin \alpha}$$

(1.8)

Avec :

$$m_{\alpha} = \cos \alpha \left(1 + \tan \alpha \frac{\tan \varphi'}{F_s} \right)$$

(1.9)

Le coefficient de sécurité F_s se trouve dans les deux membres de l'équation, la résolution de cette formule doit alors passer par des techniques itératives. La valeur du coefficient obtenue avec la méthode de Fellenius est généralement prise comme point de départ de cette itération. Par ailleurs, cette méthode est plus précise que celle de Fellenius. Cependant, quelques anomalies numériques peuvent survenir ; le programmeur doit donc introduire des tests qui maintiennent les valeurs dans des fourchettes admissibles. Pour bien maîtriser la méthode de Bishop et l'adapter au cas étudié, il faut connaître les tests cachés dans sa programmation[11].

c) Méthode simplifiée de Janbu et al. (1956)

Cette méthode repose sur les hypothèses suivantes :

- Elle suppose une surface de glissement quelconque (non circulaire) ;
- Elle suppose que les forces entre les tranches sont horizontales.

Janbu vérifie l'équilibre des forces horizontales et verticales tout en négligeant l'équilibre des moments. Il obtient la formule du coefficient de sécurité suivante [13]:

$$F_f = \frac{\sum [c' \cdot L + (N - u \cdot L) \cdot \tan \varphi'] / \cos \alpha}{\sum W \cdot \sin \alpha}$$

(1.10)

Le coefficient de sécurité obtenu est par la suite corrigé par un facteur f_0 dépendant de l'allure de la courbe de rupture et des propriétés du sol[14] , on a comme coefficient de sécurité:

$$F'_f = f_0 \cdot F_f$$

(1.11)

d) Méthode de Morgenstern et Price (1965)

Les hypothèses de cette méthode sont les suivantes :

- Une surface de glissement non circulaire.

- Les forces entre les tranches sont parallèles entre elles ; afin de rendre le problème déterminé.

- La force normale N agit au centre de la base de chaque tranche.

Cette technique vérifie l'équilibre horizontal et vertical des forces et l'équilibre des moments en un point quelconque ; elle détermine également l'inclinaison des forces entre les tranches, ce qui donne une inconnue supplémentaire. Cette méthode est précise, elle s'applique à toutes les géométries et pour tous les types de sol[14]. Cependant, la programmation de cette technique est très délicate. Fredlund et Krahn (1977) proposent un algorithme de résolution plus ou moins stable. Cette méthode est la plus précise ; elle est très utilisée mais pose toujours quelques problèmes de convergence[13].

e) Méthode de Spencer (1967)

Cette méthode a 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 (θ) est constant dans toutes les tranches.

Spence a présenté cette méthode pour une surface de rupture circulaire, Wright l'a développé pour une surface non circulaire.

f) Méthode Suédoise (U.S. Army corps of engineers)

Hypothèses :

- Cette méthode suppose une surface de glissement quelconque (non circulaire) ;
- Contrairement à la méthode de Janbu, elle suppose que les forces entre tranches sont inclinées parallèlement à la pente moyenne du versant.

Cette technique vérifie l'équilibre horizontal et vertical des forces, mais elle néglige l'équilibre des moments. Cependant, elle est moins précise qu'une solution avec l'équilibre complet des forces et dépend de l'hypothèse faite sur l'inclinaison des forces entre les tranches[13].

h) Méthode de Sarma

La méthode de Sarma (1973) est applicable à toute surface de glissement avec formulaire. C'est une méthode rigoureuse car elle satisfait à la fois l'équilibre des forces et des moments, et

elle diffère des autres approches car elle admet une accélération fictive Kc comme mesure de sécurité.

Ce coefficient Kc est appelé accélération de Sarma et peut être décrit comme la valeur d'accélération horizontale nécessaire pour rendre la rupture de la masse imminente, c'est-à-dire pour rendre l'unité unitaire valeur du facteur de sécurité. En revanche, une valeur nulle de K correspond au coefficient de sécurité statique [16].

Comme dans la méthode de Morgenstern et Price, cette méthode suppose également une fonction donnée de distribution des forces normales et tangentielles entre les tranches, et donc, la valeur du coefficient d'accélération peut être calculé directement pour un F_s supposé donné [16].

1.7 Conclusion

L'étude de la stabilité des pentes est complexe et sa première difficulté réside dans l'identification des origines de l'instabilité, qui peuvent avoir plusieurs causes. C'est un réel défi pour le spécialiste de comprendre les moindres détails du phénomène.

Les méthodes d'équilibre limite ont comme objectif de trouver le cercle de rupture critique qui donne la valeur minimale de F_s (puisque c'est le long de cette surface de glissement que la rupture risque de se produire) à travers des hypothèses et calculs.

Parmi toutes les méthodes d'équilibre limite, la méthode de Bishop (1955), normalement appelée méthode de Bishop simplifiée, est la plus utilisée à cause de la simplicité de calcul par rapport les autres méthodes.

Les connaissances obtenues dans ce chapitre permettent à l'ingénieur géotechnique de trouver la meilleure solution du point de vue technique et économique pour utiliser les méthodes de renforcement des terrains en pentes.

Chapitre 2 :

Méthodes de renforcements

2.1. Introduction

L'étude de stabilité de terrain en pentes (glissement de terrain) nous conduit à définir la meilleure solution stabilisatrice, du point de vue technique, économique et environnement.

Le renforcement de terrains en pentes consiste à fixer le talus dans la surface de rupture potentielle, à travers d'inclusions d'éléments résistantes pour former un matériau composite, pour le bon fonctionnement du renforcement, il faut que ces éléments soient suffisamment nombreux par rapport à la dimension de la pente instable.

Ces méthodes sont très utilisées, car sont rapide de mettre en œuvre et n'altèrent pas la géométrie du terrain.

2.2 Clouage

Le clouage des sols, c'est une technique de renforcement des sols en place que consiste à empêcher les mouvements de terrains instables, à travers d'un ensemble d'inclusions d'éléments résistantes.

Dans un massif renforcé, on qualifie d'active la zone qui se déforme et de résistante, la partie rigide. Les mouvements du sol peuvent être très faibles ou plus étendus, la zone active peut rester stable ou, au contraire, s'effondrer suivant la nature et la qualité du renforcement. Les clous augmentent la cohésion du sol, ainsi que sa résistance à la traction et au cisaillement, et sont mis en place (par frottement) dans la zone résistante [17].

La surface qui sépare les deux parties est la surface de rupture potentielle. Le lieu géométrique des points de traction maximale qui permet de séparer le massif soutenu en deux zones [17].

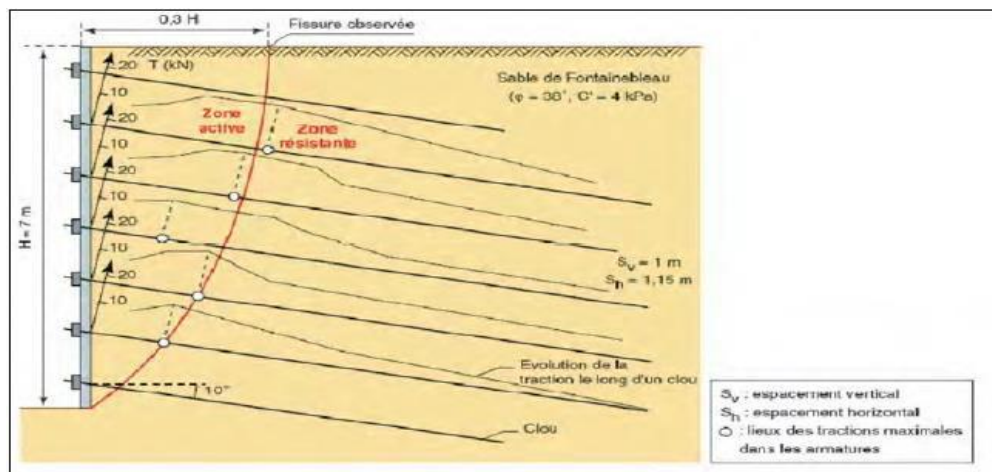


Figure 2.1 : Schématisation de la zone active et de la zone résistante.

2.2.1 Différents types d'utilisations

La technique de clouage s'emploie dans deux domaines [17]:

a) La stabilisation des pentes. (Naturelles) :

Le clouage des pentes consiste à solidariser par l'intermédiaire des clous, et pour l'amélioration de la stabilité des pentes, les inclusions sont souvent simplement battues et placées le plus

perpendiculairement possible par rapport à la surface de glissement potentielle. Elles travaillent essentiellement par "cisaillement généralisé".

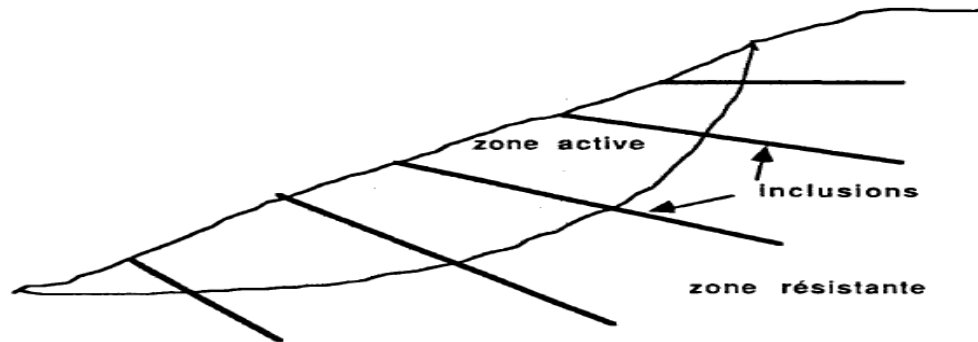


Figure 2.2 : Stabilisation d'une pente instable par clouage[17]

b) Le soutènement des excavations (pentes artificielles) :

La technique de clouage peut également être utilisée pour soutenir les parois d'une fouille, les éléments linéaires sont mis en place horizontalement au fur et à mesure que l'on terrasse l'excavation et sont sollicités par la déformation progressive du massif. Ils travaillent essentiellement en traction ainsi qu'au cisaillement.

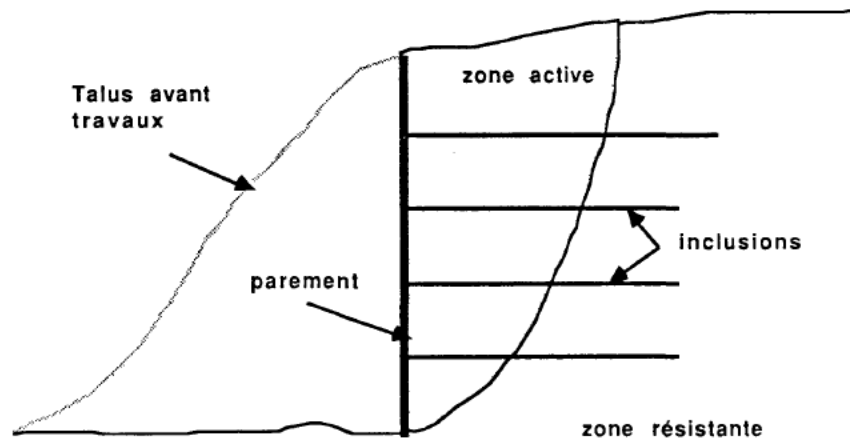


Figure 2.3 : Stabilisation d'une Excavation (pente artificielles)[17].

2.2.2 Types d'éléments utilisés dans le clouage

Dans le renforcement par clouage, on distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées[18]:

a) Clous et micropieux

– Clous

Dont l'élément de renforcement est constitué par une barre ou un tube d'acier de petit diamètre (20 à 40 mm) et qui, par suite de leur faible inertie, sont mis en place obliquement avec une forte densité (environ un clou pour 4 m²).

La stabilisation d'un talus par des clous repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous et les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum qui s'oppose alors au mouvement.

L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage.

Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables, générés par les pieux et barrettes.

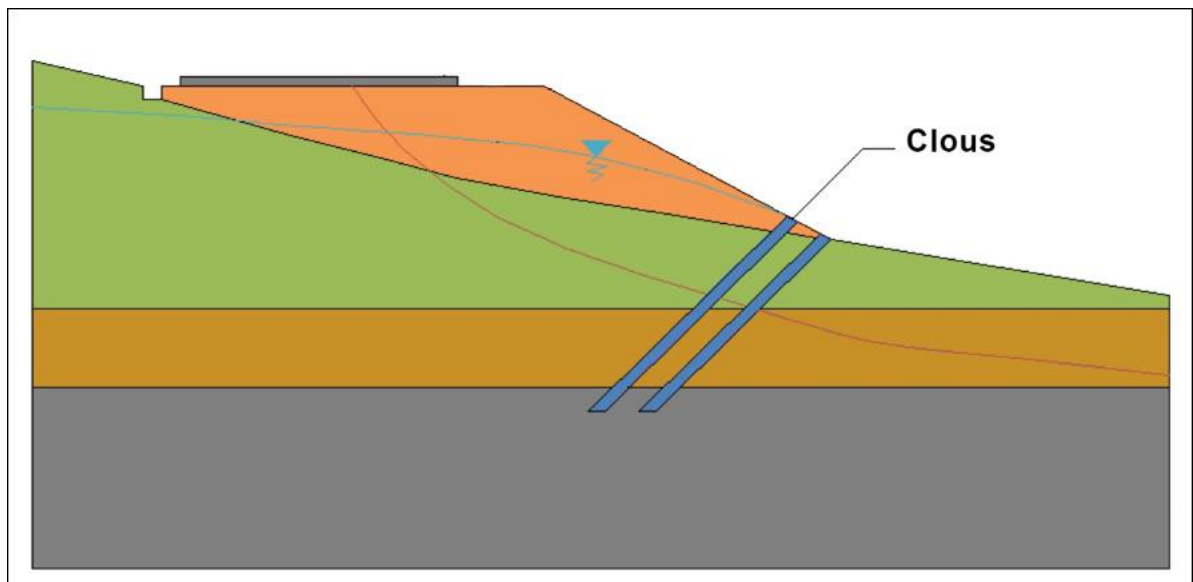


Figure 2.4 : Clouage d'un talus instable

Selon la nature des clous, il est possible de distinguer deux grandes familles : les profilés métalliques vibrofonçés et les clous forés.

– **Les clous constitués de profilés métalliques** (cornières) : sont mis en place par battage ou plus souvent par vibrofonçage.

– **Les clous forés** : sont composés d'une barre scellée sur toute sa longueur. Ils permettent de maintenir une paroi de soutènement, de conforter une paroi rocheuse ou de réparer un mur en terre armée.

Etapas de la mise en œuvre des clous

1. Forage ;
2. Equipement et scellement de l'armature ;
3. Liaison de l'armature avec la structure ;
4. Mise en tension du clou lorsqu'il est actif ;
5. Mise en place de la protection de la tête de l'ancrage.

– Micropieu

Le micropieu 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).

Les micropieux sont classés en 4 types, selon leur mode de mise en place :

- micropieu de type I :

Le micropieu est un pieu foré tubé, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé ou non d'armatures et rempli de mortier de ciment au moyen d'un tube plongeur. Le tubage est récupéré en le mettant sous pression au-dessus du mortier ;

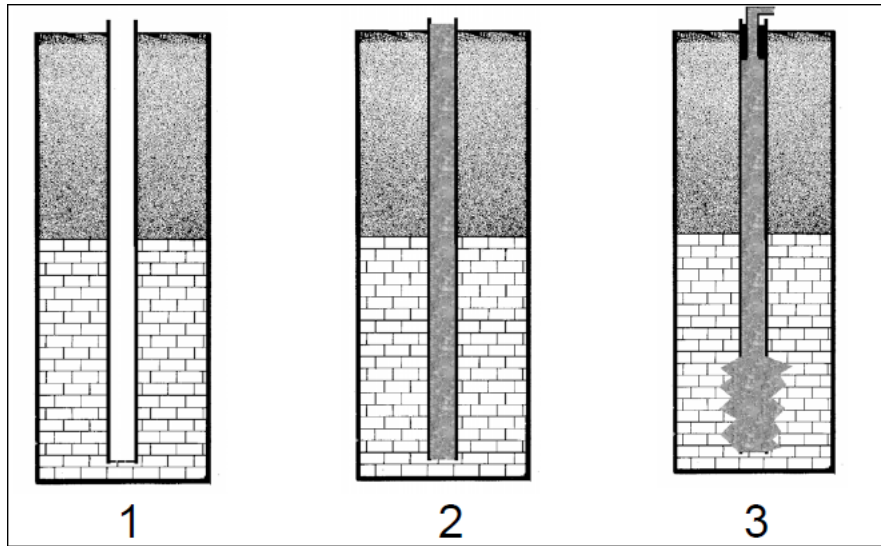


Figure 2.5 : Différentes étapes de la réalisation de micropieu de type I

- micropieu de type II :

Ce micropieu est un pieu foré, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'une armature et rempli d'un coulis ou de mortier de scellement par gravité ou sous une très faible pression au moyen d'un tube plongeur. Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le battage ou le fonçage ;

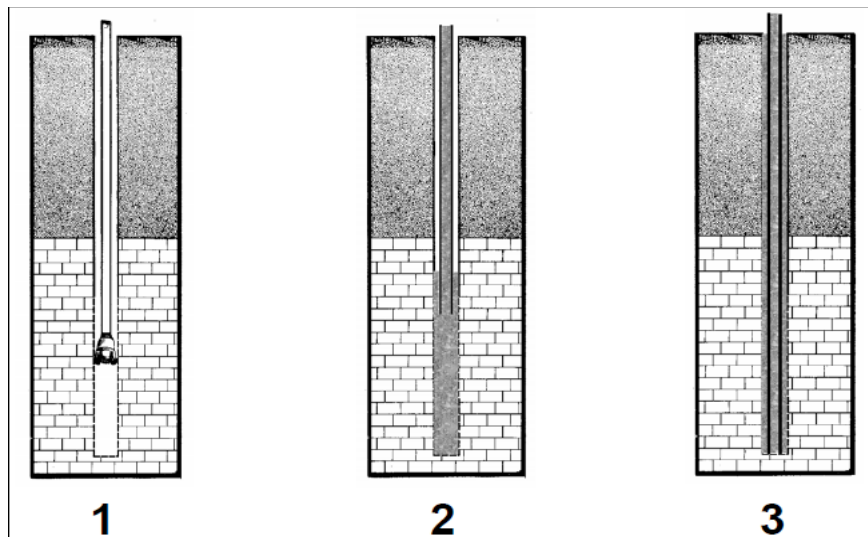


Figure 2.5 : Différentes étapes de la réalisation de micropieu de type II

- micropieu de type III :

C'est un pieu foré, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection. L'injection est faite en tête à une pression supérieure ou égale à 1 MPa. L'injection est globale et unitaire (IGU). Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le battage ou le fonçage ;

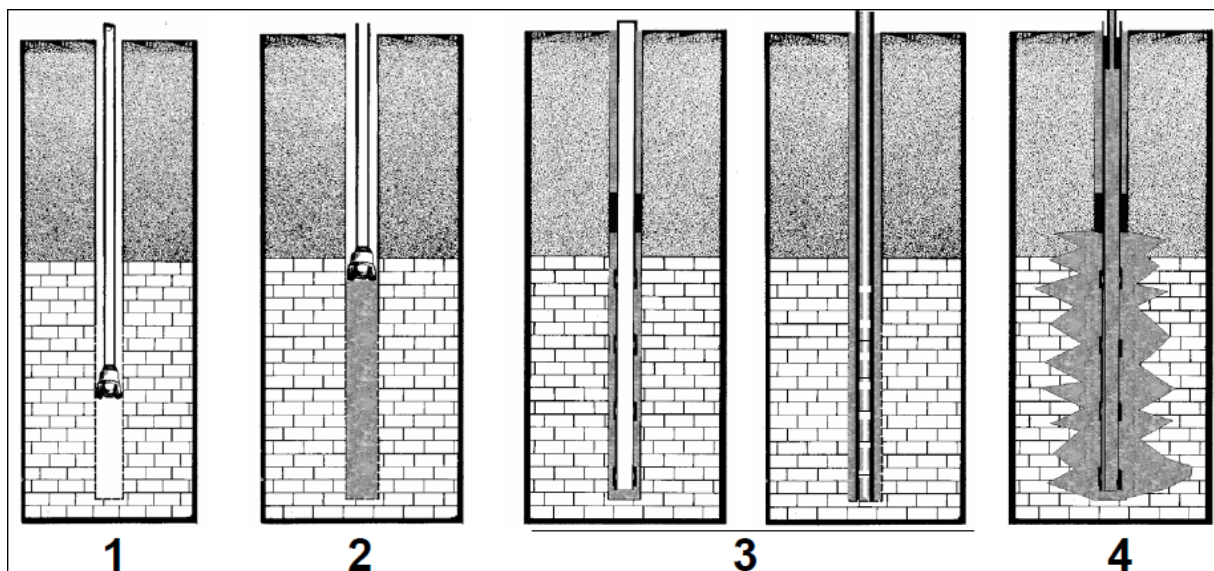


Figure 2.6 : Différentes étapes de la réalisation de micropieu de type III

- micropieu de type IV :

C'est un pieu foré, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection. On procède à l'injection à l'obturateur simple ou double d'un coulis ou mortier de scellement à une pression d'injection supérieure ou égale à 1 MPa. L'injection est répétitive et sélective (IRS). Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le battage ou le fonçage.

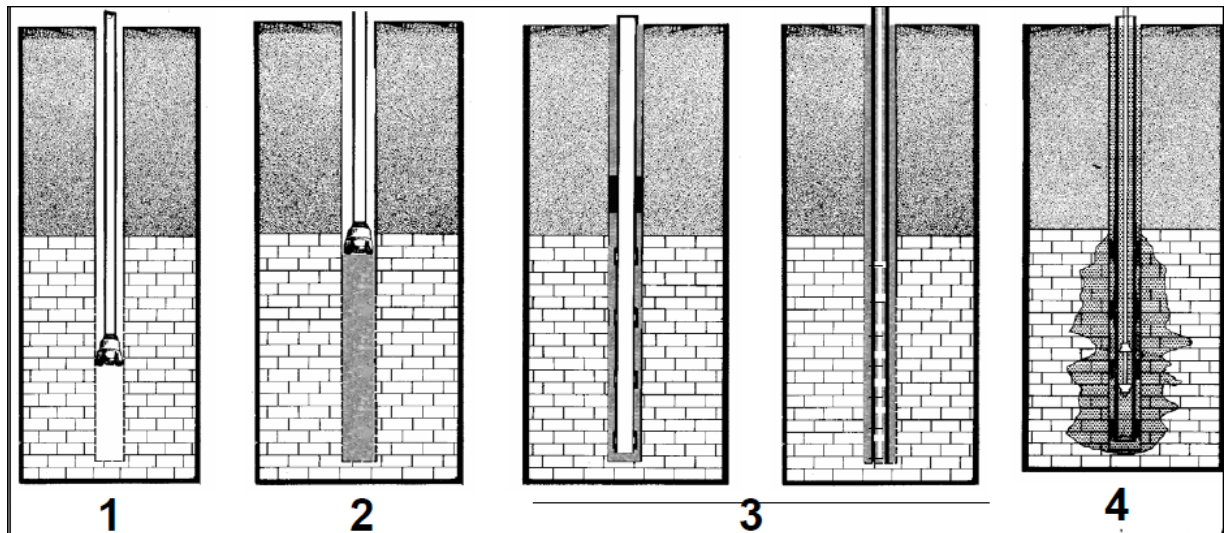


Figure 2.7 : Différentes étapes de la réalisation de micropieu de type IV

Principe de dimensionnement

Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par clous ou micropieux, se fait en justifiant une sécurité suffisante vis-à-vis des risques de rupture qui se situent [18]:

- Dans le clou (barre ou tube d'acier) par traction et /ou cisaillement.
- Au contact sol/clou, dans la partie inférieure d'ancrage (arrachement du clou).
- Dans le sol, le long de la surface de rupture par insuffisance d'efforts apportés par les clous.
- Dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des clous).

L'évaluation de la stabilité du talus avec clous se fait en utilisant une méthode, dans laquelle on introduit les efforts apportés par les clous. Deux options sont possibles pour introduire les efforts résistants apportés par les clous :

- Prendre en compte les efforts maximaux admissibles pour le clou, et le contact sol/clou diminués par l'application du coefficient de sécurité ;

→ Prendre en compte les efforts engendrés dans le clou, par le déplacement du sol le long de la surface de rupture, déplacement que l'on choisit tel que la structure puisse le tolérer.

b) Pieux

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles. Le mot pieu désigne aussi bien les pieux, les puits et les barrettes[21].

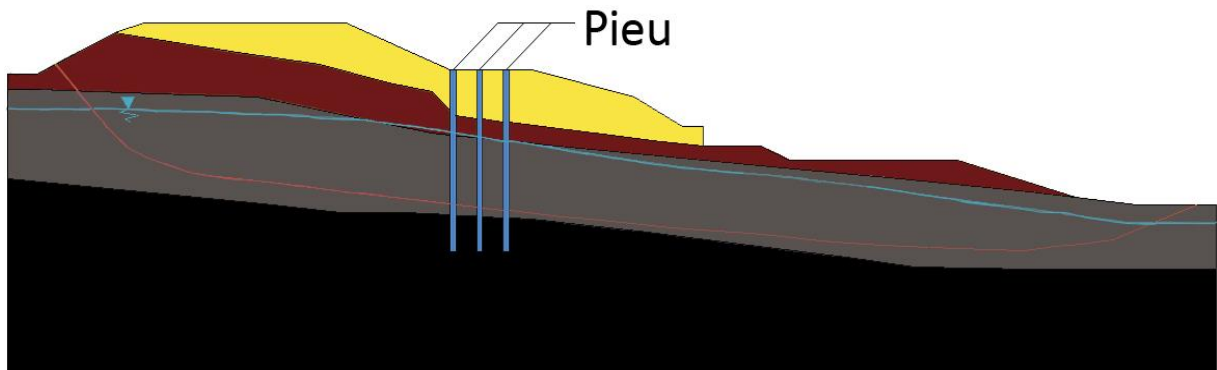


Figure 2.5 : Exemple de stabilisation d'un talus par pieux.

Les pieux sont caractérisés pour avoir grande rigidité (section allant de 0.5 à 3.0 m²), sont placés verticalement, sur une ou plusieurs files, pouvant être retenus en tête dans certains cas par une poutre de liaison et des tirants[18].

La stabilisation d'un talus par des pieux ou des barrettes procède du même principe que les clous et micropieux. Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion. Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central du talus instable[18].

Principe de dimensionnement

Les risques de rupture d'un confortement par pieux ou barrettes se situent[18]:

→ Dans le pieu par flexion/cisaillement.

→ Au contact sol/pieu, en sollicitation latérale du sol par le fût du pieu (plastification du sol).

→ Dans le sol, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'efforts apportés par les pieux.

→ Dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des pieux).

Comme dans le cas des clous et micropieux, l'évaluation de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de talus, dans laquelle on introduit les efforts apportés par les pieux.

2.2.3 Principaux type de pieux

Les pieux sont distingués en deux groupes, selon leur mode d'installation, qui sont les pieux avec refoulement du sol en place et sans refoulement (excavation) du sol en place.

Pour le premier groupe on peut citer les pieux battus et pour le deuxième groupe on peut citer les pieux forés.

a) Les pieux battus

Sont des pieux préfabriqués, en béton armé ou précontraint, ou des pieux métalliques à base obturée, sont enfoncés dans le sol par battage en tête, par l'intermédiaire d'un casque. Appartiennent aussi à cette catégorie les pieux battus par pilonnage, par moulage, ou par enrobage [19].



Figure 2.6 : Photos pendant la réalisation de pieux battus [18].

b) Pieux forés

Leur exécution nécessite un forage préalable exécuté dans le sol avec les outils appropriés ou sans protection d'un tubage ou de boue permettent d'assurer la stabilité des parois de forage.

Après mise en place, si nécessaire, de la cage d'armatures, le pieu est bétonné en utilisant une colonne de bétonnage, selon la technique du tube plongeur qui descend jusque à la base du pieu.

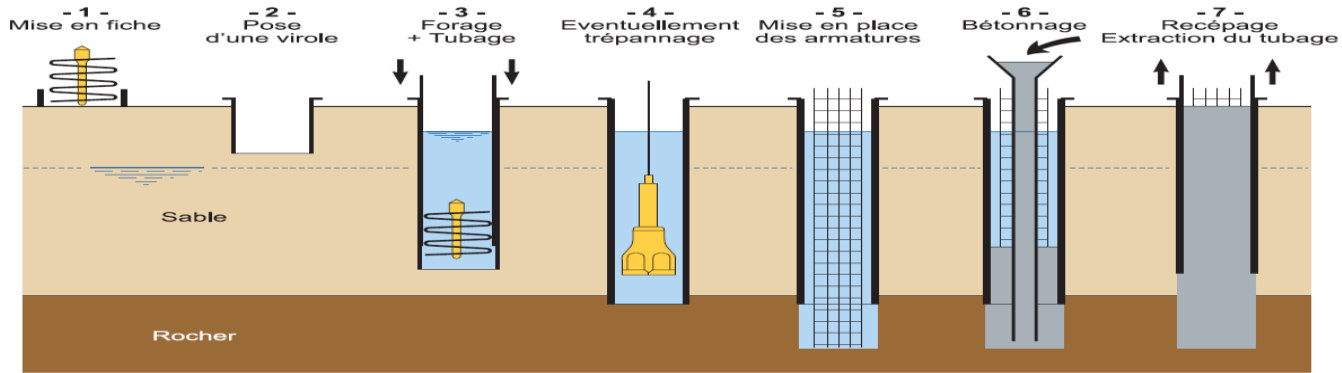


Figure 2.7 : Différentes étapes de la réalisation d'un pieu forés

2.5 Conclusion

Les méthodes de renforcement ont comme objective d'assurer la stabilité de talus probables de glisser, afin d'éviter pertes humaines et matériels.

Pour l'implémentation de méthodes de clouage et tirants d'ancrage, il est strictement important de savoir à quelle profondeur se trouve le cercle de glissement minimale, car c'est à travers de ce cercle que le glissement peut se produire, pour introduire les éléments résistants afin de stabiliser le sol, par conséquence augmenter le coefficient de sécurité.

Dans le processus d'insertion, l'ingénieur doit tenir en compte la nature de sol instable et le sol résistante (substratum), afin de déterminer la longueur d'ancrage nécessaire pour le bon fonctionnement de ces méthodes.

Chapitre 3 :

Présentation du logiciel Plaxis (version 8.6)

3.1 Introduction

L'avancement de la technologie nous a permis d'utiliser plusieurs logiciels numériques pour l'analyse de stabilités de terrains en pentes, qui sont distinguées pour avoir différentes méthodes de résolution et paramètres d'exécution ou modélisation.

Dans ce chapitre nous avons présenté le logiciel Plaxis (version 8.6), qu'est un logiciel qui se base sur la modélisation numérique par des éléments finis en deux dimensions, qui nous permet d'analyser des déformations et la stabilité des ouvrages géotechniques.

3.2 Présentation du code PLAXIS

Le code de calcul par éléments finis Plaxis de la société Plaxis B.V., est un logiciel aujourd'hui couramment utilisé en bureaux d'études. Conçu par des géotechniciens numériciens de l'université de Delft aux Pays-Bas dans les années 1980, ce code est un outil pratique d'analyse d'ouvrages et d'essais géotechniques. Si ce code a initialement été développé pour analyser les digues et les sols mous, son champ d'application s'étend

aujourd'hui à une large gamme de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élastoplastiques, élastoviscoplastiques en 2D ou 3D et en grands déplacements par la méthode lagrangienne actualisée. Très fiable sur le plan numérique, ce code fait appel à des éléments de haute précision, tels que les éléments triangulaires à 15 nœuds. L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves). Le manuel d'utilisation du code Plaxis présente une description détaillée du logiciel.

3.3 Type de modelés

Plaxis (version 8.6) peut être utilisé pour réaliser des analyses par les éléments finis en deux dimensions. Les modelés d'éléments finis peuvent être soit plans (Plane strain), soit axisymétriques (Axisymmetric).

3.3.1 Les modèles en déformation planes (Plane strain)

Sont utilisés pour des structures ayant une section (plus ou moins) uniforme, et avec un état de contraintes et un schéma de chargement uniformes sur une longueur suffisante perpendiculairement à la section (direction z). Les déplacements perpendiculaires à la section sont considérés comme nuls. Cependant, les contraintes normales dans la direction z sont intégralement prises en compte.

3.3.2 Les modèles axisymétriques (Axisymmetric)

Sont utilisés pour des structures circulaires ayant une section radiale (plus ou moins) uniforme, avec un schéma de chargement repartit autour de l'axe central et des états de contrainte et de déformation identiques selon les directions radiales. A noter que pour les problèmes axisymétriques, la coordonnée x représente le rayon et la coordonnée y correspond à l'axe de symétrie.

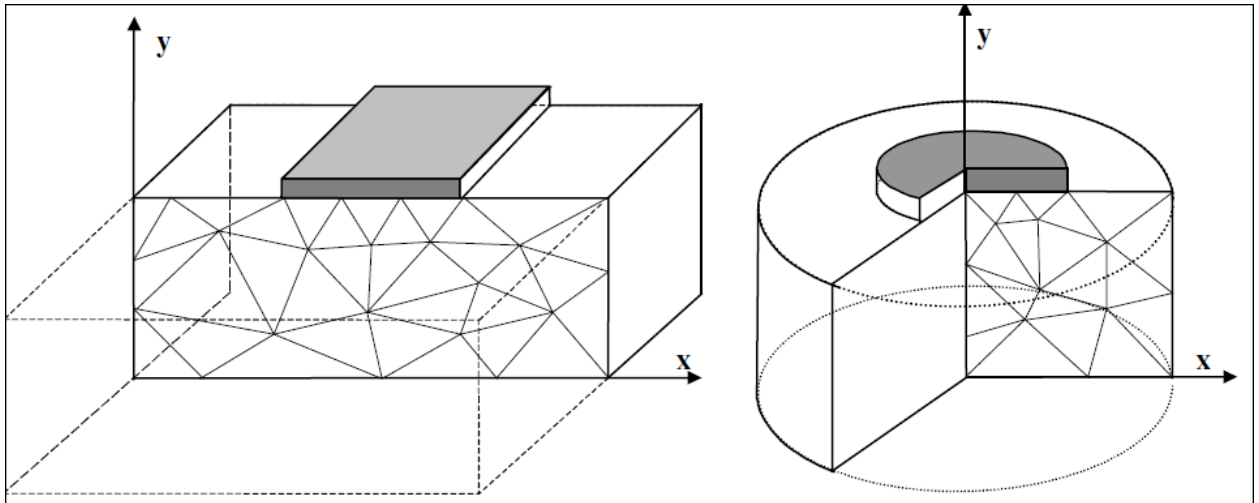


Figure 3.1 : exemple de problèmes plan strain et axisymmetric.

3.4 Types d'éléments

L'utilisateur doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume.

Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme par exemple le calcul de la rupture de sols incompressibles. L'utilisation des triangles à 15 nœuds implique une consommation assez élevée de la mémoire et ainsi les calculs et la manipulation sont donc un peu ralentis, c'est pour cela qu'un type d'éléments plus simple est disponible.

Le triangle à 6 nœuds est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses standards en déformations, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments. Cependant, il faut être prudent dans le cas de modèles axisymétriques ou dans des situations où une rupture (possible) est à prendre en compte, comme un calcul de la capacité portante ou le calcul de coefficient de sécurité selon la méthode de phi-c réduction. Les charges à la rupture et coefficients de sécurité sont généralement surévalués avec des éléments à 6 nœuds. Pour ces calculs il convient d'utiliser plutôt des éléments à 15 nœuds.

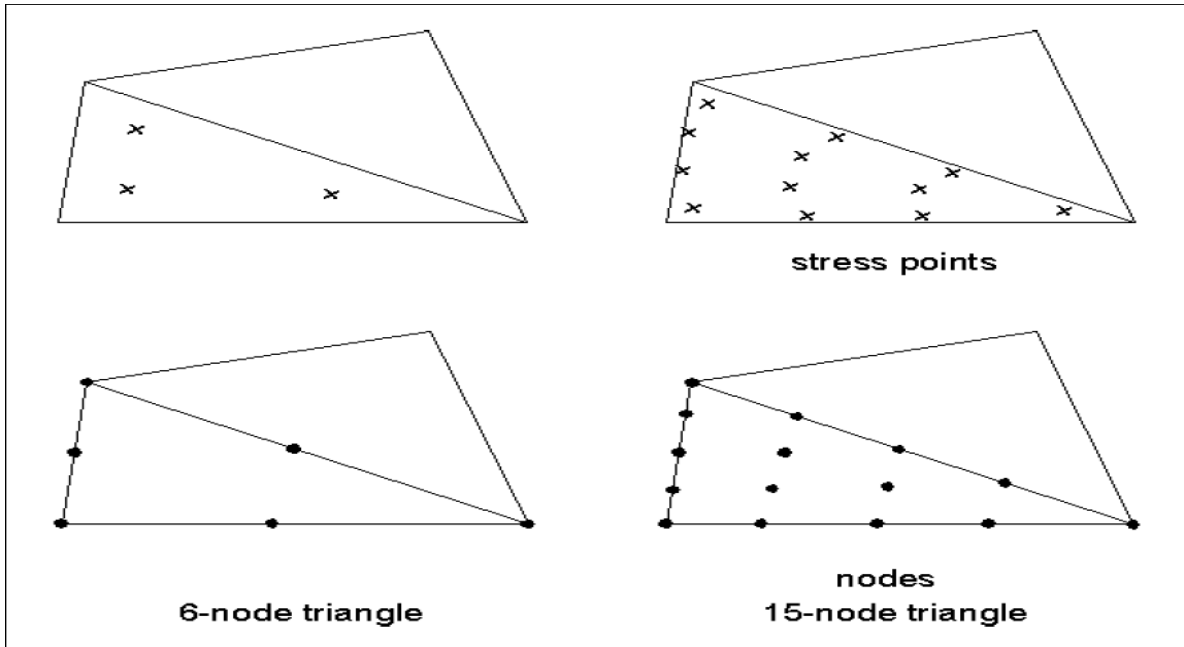


Figure 3.2 : Position de nœuds et des points de contraintes dans les éléments de sol.

3.5 Types de modèles de comportement utilisés dans Plaxis

3.5.1 Modèle élastique linéaire

Ce modèle illustre la loi de Hook ($\sigma = E \cdot \epsilon$), pour l'élasticité linéaire et isotrope. Les paramètres à insérer dans le logiciel sont : le module de Young E et le coefficient de poisson (ν). Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol.

Les paramètres nécessaires de ce modèle, sont présentes dans la figure suivante :

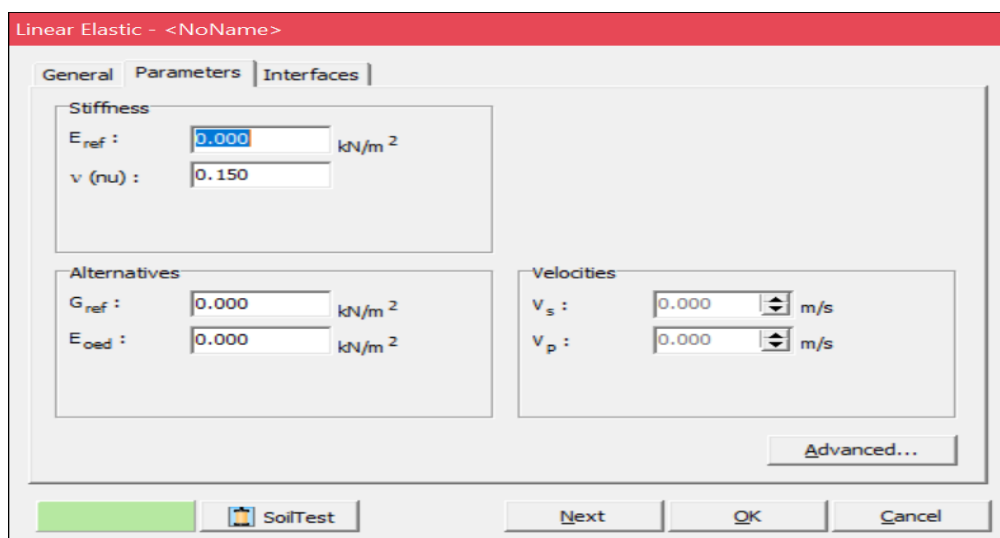


Figure 3.3 : paramètres du modèle élastique linéaire.

3.5.2 Le modèle de Mohr Coulomb

C'est une approximation de premier ordre du comportement réel du sol, qui représente le comportement élastique parfaitement plastique sans écoulement, les paramètres nécessaires pour ce modèle sont :

Le module de Young E , le coefficient de Poisson (ν), la cohésion c , l'angle de frottement (ϕ), l'angle de dilatance (ψ).

Ces paramètres sont obtenus à travers d'essais au laboratoire et sont connus comme des paramètres classiques de la géotechnique.

Ce modèle est utilisé pour décrire le comportement approximatif des sols fins (argile et limons) à long terme et des sols granulaires (sables).

Les paramètres nécessaires de ce modèle, sont présentes dans la figure suivante :

Mohr-Coulomb -

General Parameters Interfaces

Stiffness

E_{ref} : 0.000 kN/m²

ν (nu) : 0.000

Strength

c_{ref} : 0.000 kN/m²

ϕ (phi) : 0.000 °

ψ (psi) : 0.000 °

Alternatives

G_{ref} : 0.000 kN/m²

E_{oed} : 0.000 kN/m²

Velocities

V_s : 0.000 m/s

V_p : 0.000 m/s

Advanced...

SoilTest Next OK Cancel

Figure 3.4 : Paramètres du modèle de Mohr Coulomb.

3.5.3 Modelé défini par l'utilisateur

Cette option permet de définir et d'utiliser des lois de comportement autres que les modelés standard de PLAXIS.

3.6 Les types de comportement des matériaux

En principe, dans PLAXIS, tous les paramètres de modélisation sont censés représenter les caractéristiques effectives du sol, c'est-à-dire la relation entre les contraintes et les déformations pour le squelette solide. Une caractéristique importante des sols est la présence d'eau interstitielle. Les pressions interstitielles influencent significativement la réponse du sol.

Pour permettre la prise en compte des interactions squelette solide-eau dans la réponse du sol, PLAXIS offre le choix entre trois types de comportements pour chaque modèle de sol :

3.6.1 Comportement drainé

Avec cette option, aucune surpression interstitielle n'est générée. C'est évidemment le cas pour des sols secs et pour des sols totalement drainés du fait de leur forte perméabilité (comme les sables) et/ou à cause d'un faible accroissement du chargement. Cette option peut aussi être utilisée pour simuler le comportement du sol à long terme sans avoir besoin de modéliser l'histoire précise du chargement non drainé et de la consolidation.

3.6.2 Comportement non drainé

Cette option est utilisée pour permettre la génération complète des surpressions interstitielles. L'écoulement de l'eau interstitielle peut parfois être négligé du fait des faibles perméabilités (pour les argiles) et/ou à cause d'une vitesse de chargement élevée.

Pour les paramètres de modélisations à entrer sont les effectifs.

3.6.3 Le comportement non poreux

En utilisant cette option pour une couche de sol, aucune pression ni surpression interstitielle ne sera prise en compte dans cette couche. Cela peut s'appliquer à la modélisation du béton et des roches ou au comportement des structures.

3.7 Modélisation des éléments structurelle

La génération du modelé d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique, qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique consiste en des points, des lignes et des couches. Les points et les lignes sont définis par l'utilisateur, alors que les couches sont générées par le programme. En plus de ces composantes de base, des

éléments de structure et des conditions spéciales peuvent être ajoutés au modèle géométrique pour simuler le soutènement des tunnels, les écrans, les plaques, l'interaction sol-structure ou les chargements.

3.7.1 Plaques (plates)

Les plaques sont des éléments de structure utilisés pour modéliser des structures élancées placées dans un sol et ayant une rigidité de flexion et une raideur normale significatives. Les plaques peuvent être utilisées pour modéliser l'influence de murs, plaques, soutènements s'étendant selon z . Dans un modèle géométrique, les plaques sont des 'lignes bleues'.

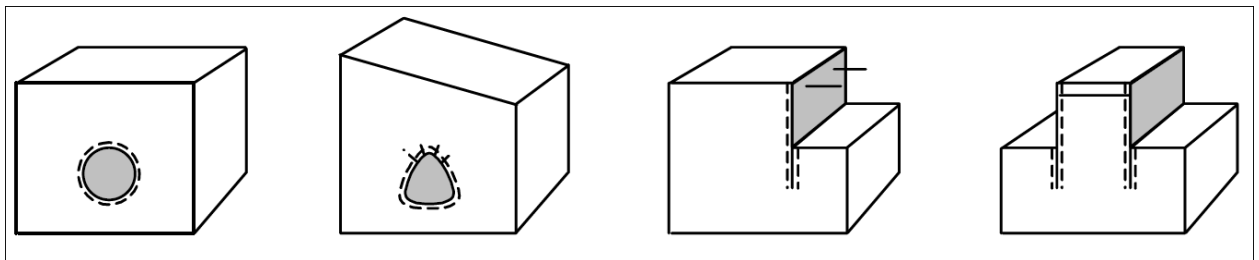


Figure 3.5: Applications pour lesquelles des plaques, des ancrages ou des interfaces sont utilisés

Dans un modèle d'éléments finis en 2D, les plaques sont composées d'éléments de poutre à trois degrés de liberté par nœud : deux degrés de liberté en translation (u_x et u_y) et un degré de liberté en rotation (rotation dans le plan x - y : θ_z). Si les éléments de sol sont de triangles à 6 des, alors chaque élément de poutre est défini par 3 nœuds, alors que les éléments de poutre à 5 nœuds sont combinés avec les éléments de sol à 15 nœuds. Les éléments de poutre sont basés sur la théorie des poutres de Mindlin. Cette théorie prend compte les déformations de la poutre par effort tranchant en plus de celles dues à la flexion. De plus, l'élément peut s'allonger ou raccourcir si une force normale lui est appliquée. Les éléments de poutre peuvent en outre plastifier si le moment de flexion maximal où l'effort normal maximum sont atteints.

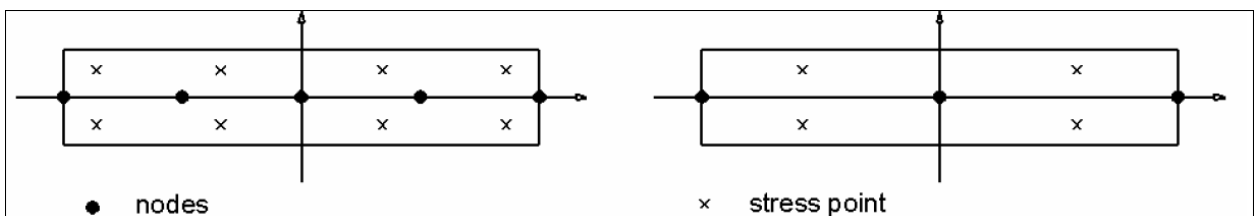


Figure 3.6: Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments plaques à 3 et 5 nœuds.

a) Propriétés de rigidités

Le comportement élastique nécessite de deux propriétés : une rigidité normale EA , qui est donnée en unité de force par unité de largeur et une rigidité de flexion EI , qui est exprimée en force fois longueur au carré par unité de largeur. A partir du rapport entre EI et EA , Plaxis calcule automatiquement l'épaisseur équivalente pour une poutre massive (d_{eq}) grâce à l'équation :

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \quad (3.1)$$

Pour la modélisation des plaques, PLAXIS utilise la théorie des poutres de MINDLIN. Ceci implique que la rigidité tangentielle est déterminée, en supposant que la plaque a une section rectangulaire.

$$Rigidité\ tangentielle = \frac{5EA}{12(1+\nu)} = \frac{5.E(d_{eq}.1m)}{12(1+\nu)} \quad (3.2)$$

b) Coefficient de Poisson (Poisson's ratio)

Pour les structures relativement flexibles dans la direction perpendiculaire à la figure (comme les palplanches et d'autres types de structure métalliques), le coefficient de Poisson est nul. Pour des structures massives, comme des murs en béton, le coefficient de poisson est de l'ordre de 0,15.

c) Poids

Dans les propriétés des matériaux des plaques un poids volumique peut être spécifié ; il est exprimé en force par unité de surface. Pour des structures relativement massives, cette force est obtenue, en principe, en multipliant le poids volumique de la plaque par son épaisseur.

d) Paramètres de résistance (plasticité)

Il est possible de tenir compte de la plasticité en spécifiant un moment fléchissant maximum M_p .

3.7.2 Geogrilles

Les geogrilles sont des éléments élancés possédant une rigidité normale mais aucune rigidité de flexion. Les géotextiles ne peuvent résister qu'à des efforts de traction et non à des efforts de compression.

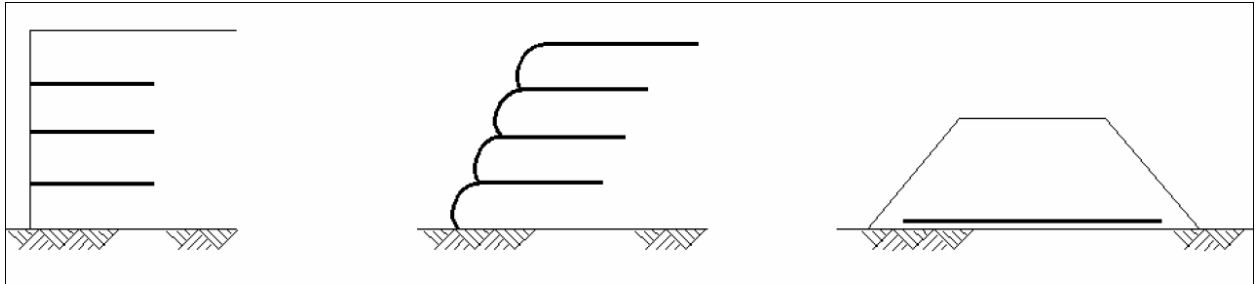


Figure 3.7: Applications incluant des géogrilles

Les géogrilles sont composées d'éléments linéaires ayant deux degrés de liberté en translation à chaque nœud (u_x , u_y). Les efforts axiaux sont évalués aux points de contrainte de Newton-Cotes. Ces points de contrainte coïncident avec les nœuds.



Figure 3.8: Position des nœuds et points de contrainte sur les géogrilles a 3 et 5 nœuds.

3.7.3 Éléments nœuds à nœuds

Un élément nœud à nœud est un élément élastique à deux nœuds ayant une raideur élastique constante (raideur normale) Ces éléments peuvent être soumis à des efforts de traction (pour les tirants) aussi bien qu'à des efforts de compression (pour butons). D'autre part, les efforts de traction et de compression peuvent être limités, afin de simuler la rupture de tirants ou de butons.

3.7.4 Ancrage à tête fixe

Un ancrage à tête fixe est un élément élastique à un nœud ayant une raideur élastique constante (raideur normale). L'extrémité de l'ancrage (définie par sa longueur équivalente et sa direction) est fixe.

3.8 Calcul du coefficient de sécurité

Le calcul du coefficient de sécurité (phi-c reduction) doit être sélectionné lorsque l'on souhaite calculer un coefficient de sécurité global pour une situation donnée :

$$F_s = \frac{F_{résistantes}}{F_{motrices}}$$

(3.3)

Dans cette approche Phi-c reduction, les caractéristiques mécaniques $\tan \varphi$ et c du sol sont réduites progressivement jusqu'à l'obtention de la rupture. Les caractéristiques des interfaces, s'il en a, sont réduites dans le même temps. Par contre, Les caractéristiques des éléments de structure comme les plaques et les tirants, d'ancrage ne sont pas influencées. Le coefficient total $\sum M_{sf}$ permet de définir la valeur des caractéristiques du sol à une étape donnée de l'analyse :

$$\sum M_{sf} = \frac{\tan \varphi_{input}}{\tan \varphi_{reduced}} = \frac{c_{input}}{c_{reduced}}$$

(3.4)

Les caractéristiques notées 'donnée' se réfèrent aux propriétés saisies dans les propriétés des matériaux et les caractéristiques notées 'réduit' se reportent aux valeurs réduites utilisées au cours de l'analyse. Le coefficient $\sum M_{sf}$ vaut 1,0 au début d'un calcul pour utiliser les valeurs non réduites des caractéristiques des matériaux.

3.9 Etapes de la modélisation

Plaxis c'est un logiciel que contient quatre sous programmes (input, curves, calculations et output), à travers de ce programme on peut solutionner les problèmes de la géotechnique par une modélisation numérique.

3.9.1 Sous-programme INPUT

Cette partie concerne la création du modelé numérique, insérer les propriétés du matériau et la condition aux limites.

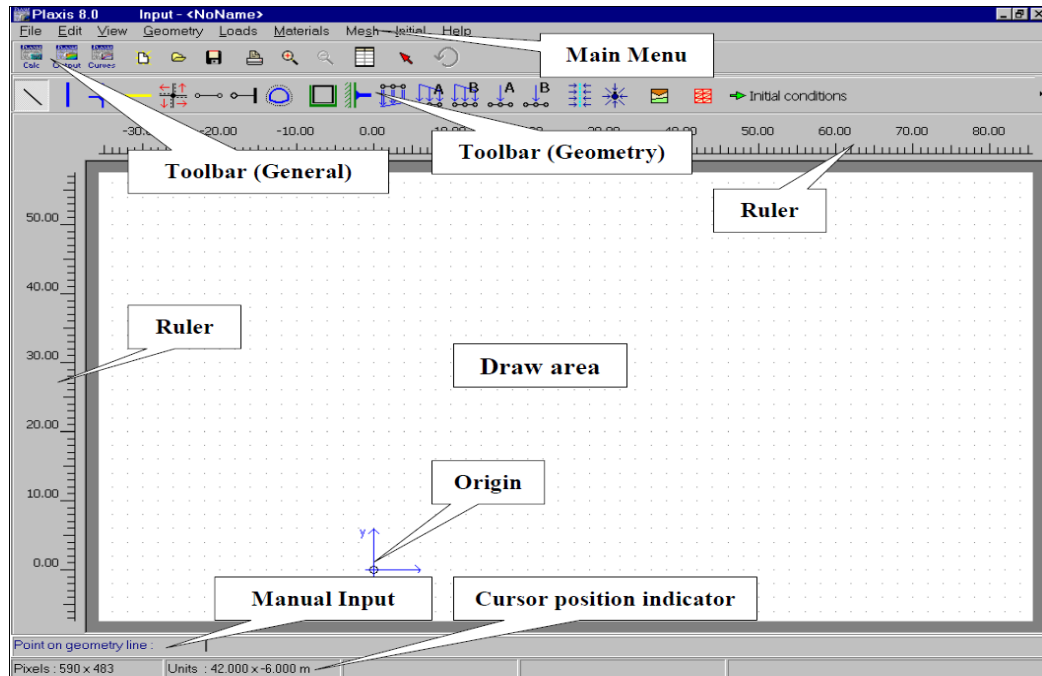


Figure 3.9 : fenêtre du programme input

3.9.2 Sous-programme CALCULATE

C'est la partie qui nous permet de faire de analyses plastiques (plastic analysis), analyses de la consolidation (consolidation analysis), calcul de coefficient de sécurité (phi-c reduction), analyse dynamique et définir les différentes phases de calcul.

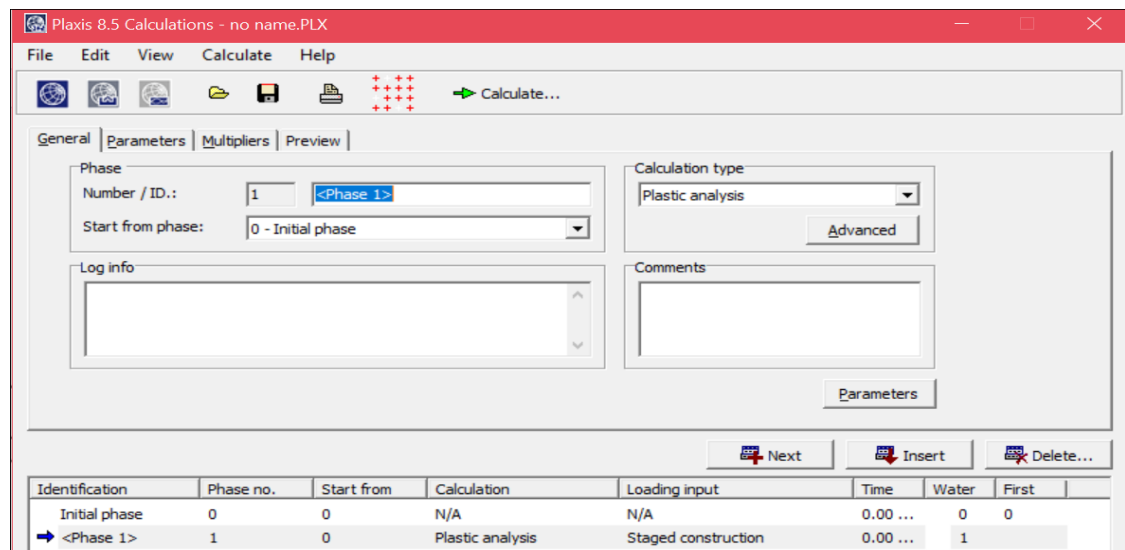


Figure 3.10 : fenêtre du programme calcul

3.9.3 Sous-programme OUTPUT

Nous permettons de visualiser les résultats concernant les déformations, contraintes, Efforts et déplacements dans les éléments de structure, etc., à travers des tableaux des résultats, graphes et maillages.

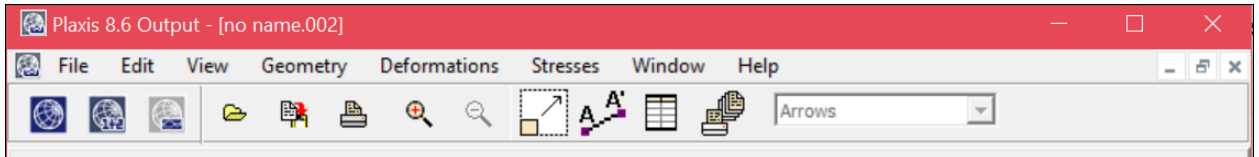


Figure 3.11 : Barre d'outils du programme output.

3.9.4 Sous-programme CURVES

Ce programme contient toutes les options nécessaires pour générer des courbes charge-déplacement, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations. La fenêtre du programme curves contient les éléments suivants : menu des courbes, les fenêtres des graphiques et la barre d'outils.

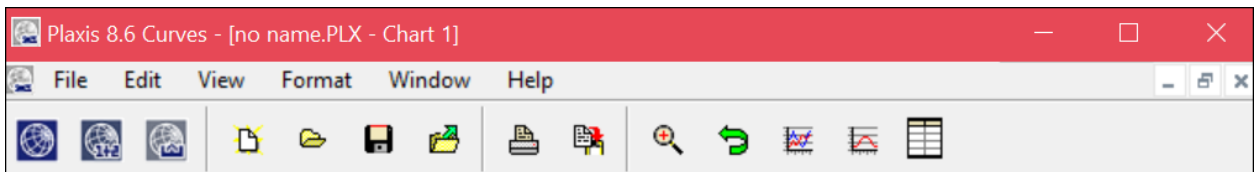


Figure 3.12: Barre d'outils du programme curve

3.10 Conclusion

Dans ce chapitre, on a pris les principes et modes d'utilisation du logiciels Plaxis.

Plaxis (version 8.6) c'est un logiciel des éléments finis conçu pour des analyses de déformation et la stabilité des ouvrages géotechniques.

Pour le calcul de coefficient de sécurités des talus, Plaxis utilise le rapport de force et sont surévalués avec des éléments à 6 nœuds. Pour ces calculs il convient d'utiliser des éléments à 15 nœuds.

Les Pieux et les clous sont modélisés à l'aide d'éléments de structure plaque (plates), Les geogrilles sont modélisés à l'aide d'élément geogride et peuvent être utilisés en combinaison avec des éléments nœud a nœud pour simuler un tirant. Dans ce cas, la géogrid est utilisée pour modéliser le scellement et l'élément nœud a nœud représente la partie libre du tirant.

La modélisation numérique, c'est une méthode qui décrit les cas d'étude d'une manière simple, facile et qui permet à l'ingénieur de faire des études expérimentales avec l'ordinateur (qui est caractérisé pour n'est pas être cher et d'exécution rapide) et a prend la meilleure solution pour le problème à résoudre, toujours tenant en compte le coût, le temps d'exécution de l'ouvrage et la sécurité.

Ce chapitre nous aidera à modéliser et renforcer le sujet d'étude dans le chapitre suivant.

Chapitre 4 :

Pentes renforcées par pieux, analyse numérique et étude paramétrique.

4.1 Introduction

Dans ce chapitre nous avons étudié la stabilité d'un talus dans un massif qui est à la fois frottant et cohérent.

L'objectif est d'évaluer l'effet des paramètres qui ont une influence sur le coefficient de sécurité, tels que, la longueur des pieux, qui varie de 5 m, 10 m et 15 m et le nombre des files de pieux à utiliser (varie de 1 à 3) selon des différentes inclinaisons de la pente.

La modélisation de notre cas d'étude est faite par le modèle Plane strain, triangle à 6 des, modèle de comportement de sol de Mohr-Coulomb. Premièrement on a évalué la stabilité du talus sans renforcement et deuxièmement avec renforcement.

4.2 Pente dans un massif ayant un angle de frottement et une cohésion

a) Caractéristique des matériaux

Les propriétés de la couche de sol sont représentées dans le tableau 4.1

Tableau 4.1 : caractéristiques géotechniques

Poids volumique	γ	20 kN/m ³
Module de YOUNG	E	10 ⁷ kPa
Coefficient de POISSON	N	0.33
Cohésion	C	10 kPa
Angle de frottement	φ	36°
Angle de dilatance	Ψ	0°

b) Geometrie du talus

La géométrie du modèle a étudier est représenté sur la Figure 4.2

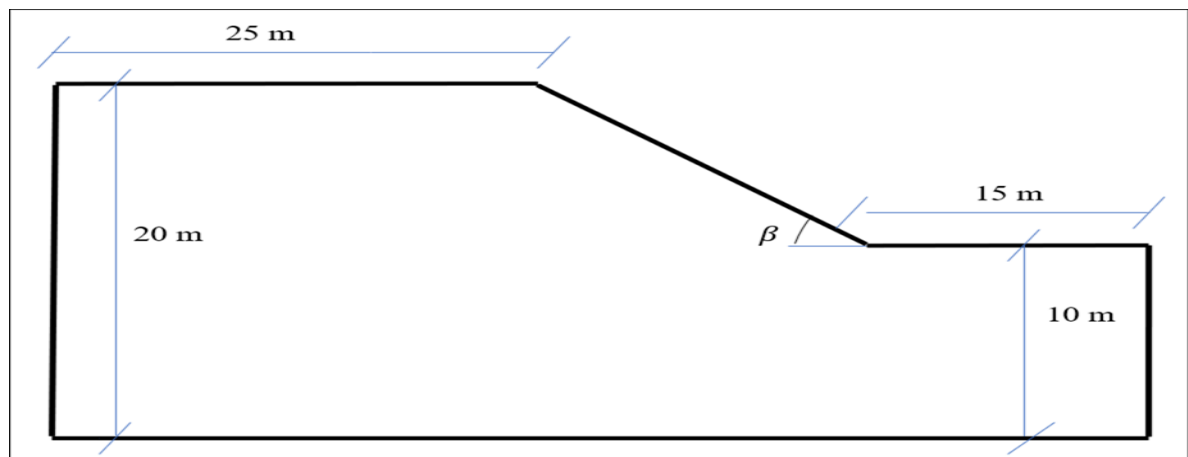


Figure 4.1 : Geometrie du talus.

c) Caracteristique d'element resistant (Pieu)

Les caracteristique du pieu sont representée dans le tableau 4.2

Tableau 4.2 : caracteristique du pieu

Diametre	D	1 m
----------	---	-----

Rigidité normale	EA	1.571*10 ⁷ kN
Rigidité de flexion	EI	9.817*10 ⁵ kN m ²
Coefficient de POISSON	ν	0.2
Poids	W	25kN/m/m

4.3 Procédures de la modélisation

4.3.1 modélisation avant le renforcement du talus (état initial)

Le calcul du modèle de référence se fait en 3 phases, la première phase est l'initiation des contraintes (détermination de contraintes effectives initiales), la seconde pour le calcul des contraintes initiales (chargement gravitaire), et la troisième pour le calcul du coefficient de sécurité. La figure 4.2 représente les phases à suivre pour le calcul :

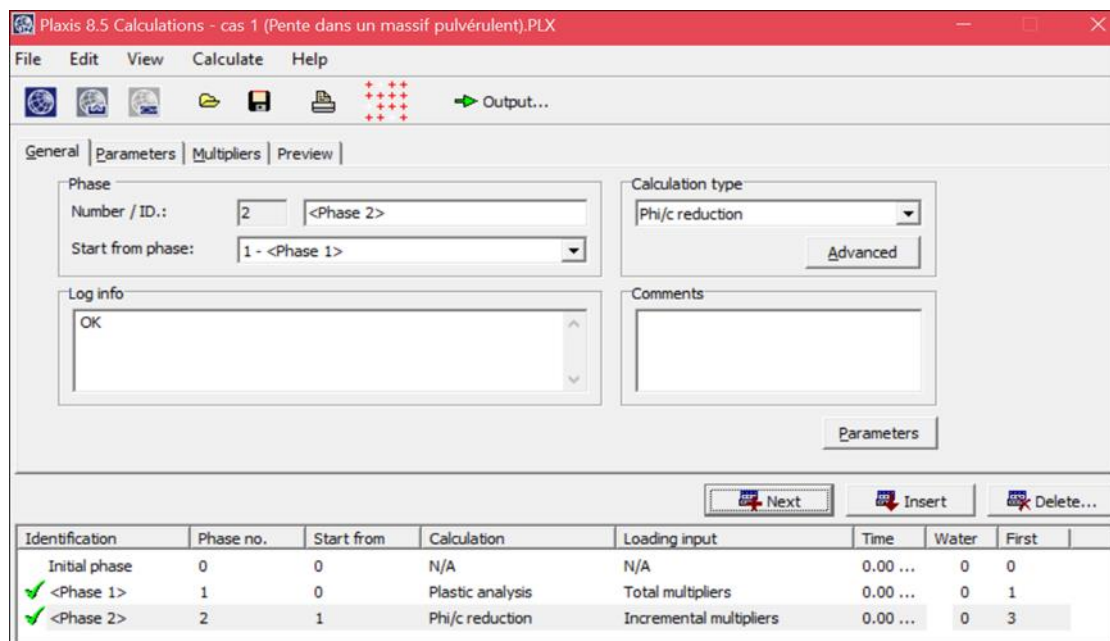


Figure 4.2 : Procédure de calcul avant la mise en œuvre du renforcement

Phase 0 : Initiation des contraintes (procédure K_0), on détermine les contraintes effectives initiales.

Phase 1 : Application du chargement gravitaire, cette phase est caractérisée par calcul plastique, activation de l'option ignore undrained behaviour, Entrer Total multipliers $\sum M_{weight} = 1$.

Phase 2 : Calcul du coefficient de sécurité, cette phase est caractérisée par Calcul Phi-c reduction, le choix de l'icrement standard Msf=0.1 et l'activation des options Reset displacements to zero et ignore undrained behaviour.

4.3.2 Procédure de la modélisation avec la mise en œuvre d'élément résistante (Pieu)

Le calcul se fait en quatre phase. La première phase est l'initiation des contraintes, la seconde pour le calcul des contraintes initiales (chargement gravitaire), la troisième c'est la mise en œuvre des pieux et la quatrième pour le calcul du coefficient de sécurité. La figure 4.3 illustre les phases à suivre.

Les phases 0, 1 et 3, sont déjà décrite dans la modélisation avant le renforcement du talus, la nouvelle phase est la phase 2 qui concerne à l'insertion des pieux.

La phase 2 est caractérisé par : calcul plastique, choix de la phase 1 comme phase initiale, activation des options Reset displacements to zero et ignore undrained behaviour, Choix de l'option stage construction dans le menu input et l'activation des pieux à partir du bouton Delfine qui nous permet d'accéder au menu de la géométrie.

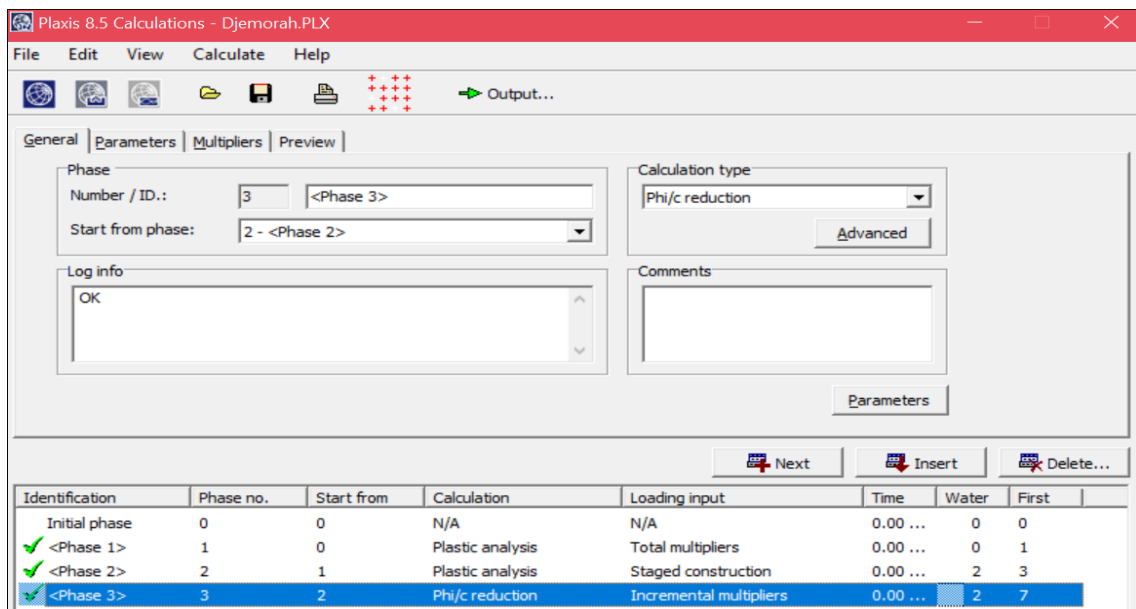


Figure 4.3 : Procédure de calcul avec la mise en œuvre d'élément résistant.

4.4 Analyse numérique de l'inclinaison $\beta = 15^\circ$

4.4.1 Analyse sans mise en place des pieux

La déformation du maillage est représentée dans la figure 4.4, qu'est composé de 379 éléments, 826 nœuds, 1137 points de contraintes et une dimension moyenne d'élément 2.03 m.

Le coefficient de sécurité calculé est égal à $F_s = 3.752 > 1.5$, ce qui signifie que le talus est stable par son propre poids, la contrainte de cisaillement est représentée dans la figure 4.6, qu'est égal à 56.08 kPa.

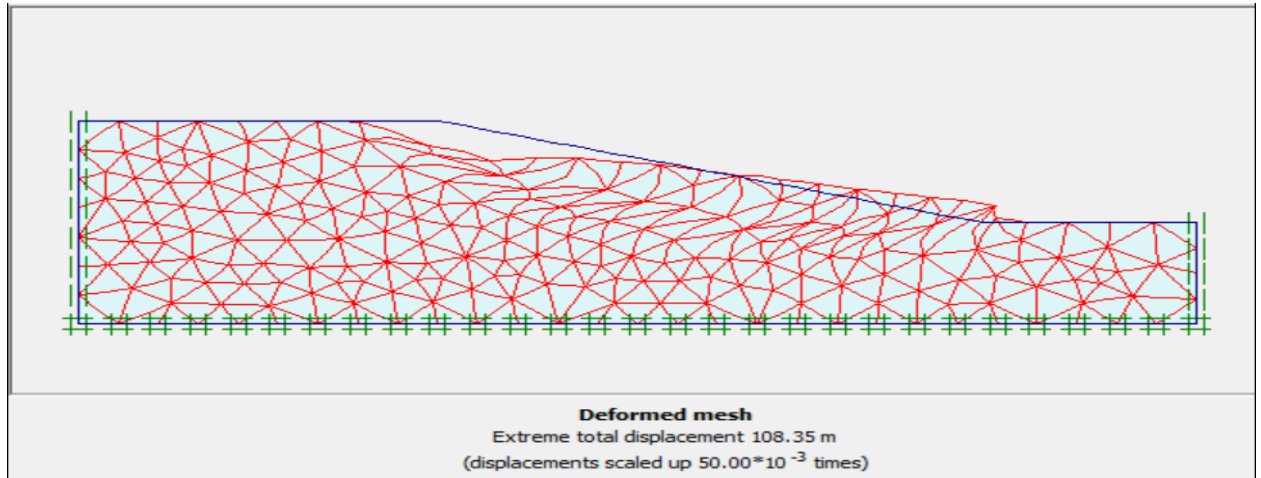


Figure 4.4 : Déformation du maillage

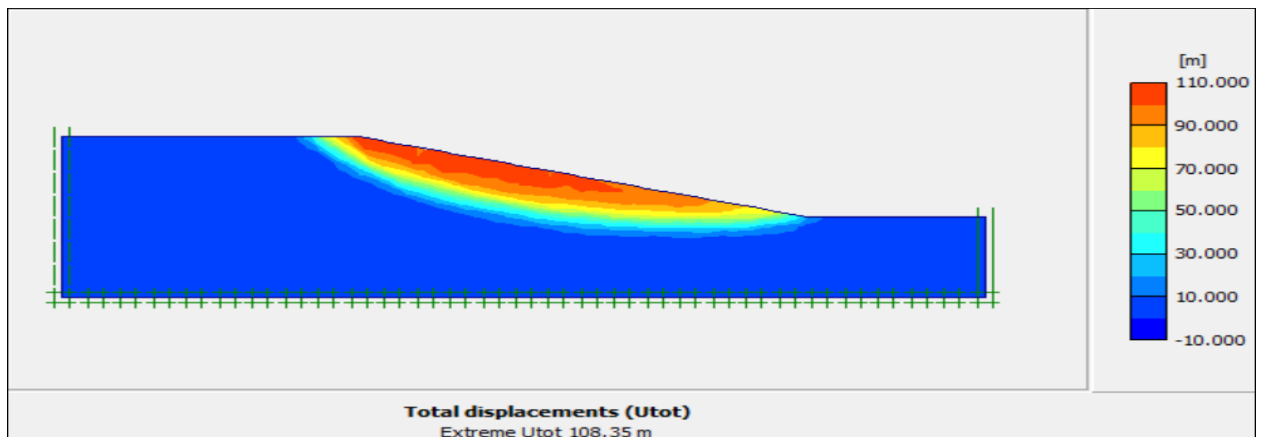


Figure 4.5: Déplacement total.

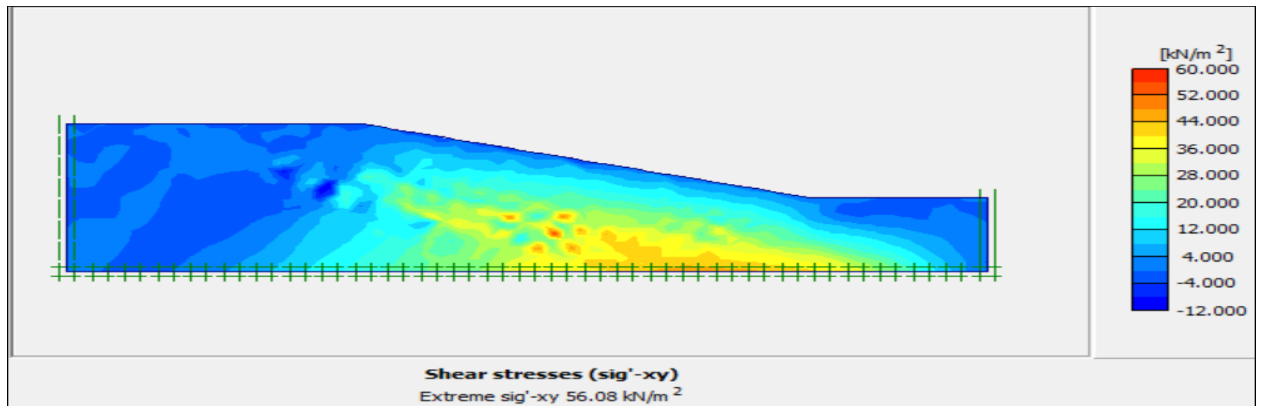


Figure 4.6 : Contrainte de cisaillement

Calculation information					
Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info					
Step	350 of 350	Extrapolation factor	2.000		
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000		
Multipliers					
		Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000	
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000	
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000	
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000	
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000	
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf:	3.752	
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000	
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000	

Figure 4.7 : coefficient de sécurité

4.4.2 Analyse numérique avec la mise en place des pieux

a) Renforcement avec une file de pieux de 5 m de longueur

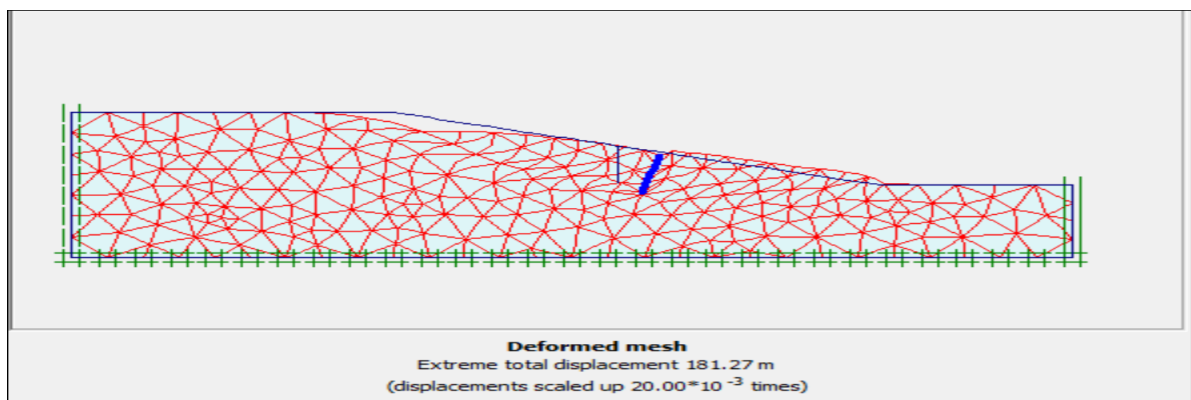


Figure 4.8 : Déformation du maillage ($\beta = 15^\circ$)

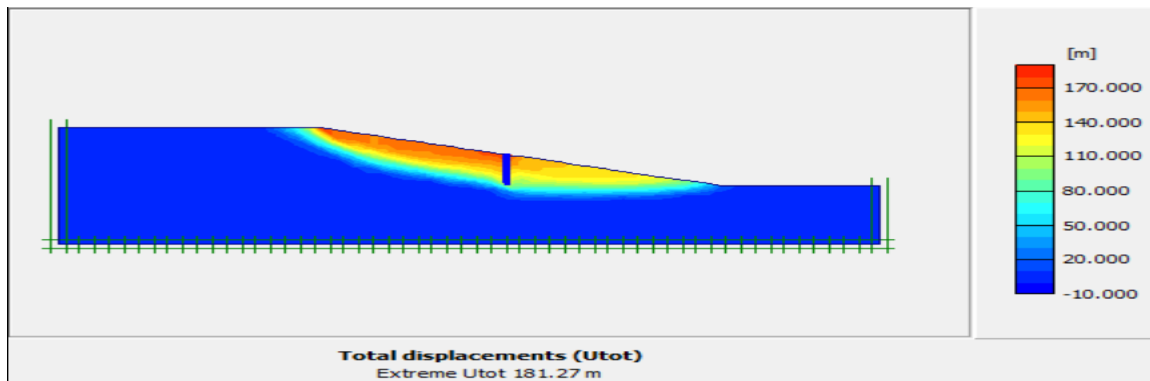


Figure 4.9 : Déplacement total d'une file de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 15^\circ$)

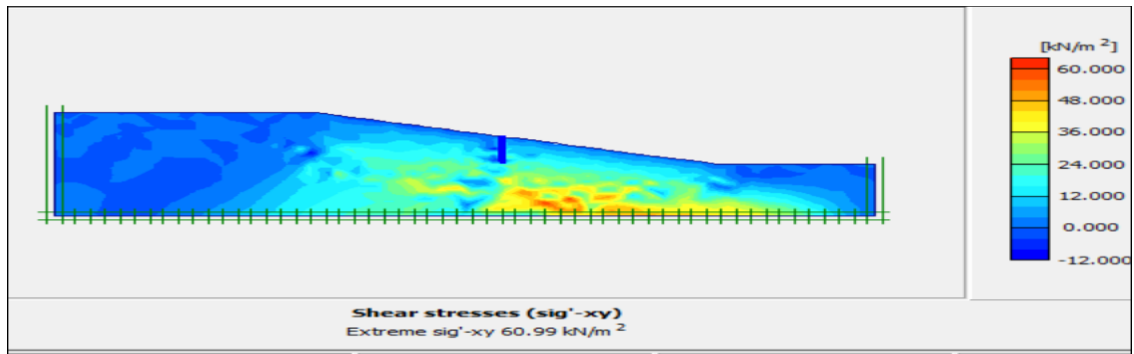


Figure 4.10 : Contrainte de cisaillement d'une file de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 15^\circ$)

Calculation information					
Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info					
Step	255 of 255	Extrapolation factor	2.000		
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000		
Multipliers		Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements		Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000
Load system A		MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000
Load system B		MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000
Soil weight		Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000
Acceleration		Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000
Strength reduction factor		Msf:	0.002	Σ -Msf:	3.649
Time		Increment:	0.000	End time:	0.000
Dynamic time		Increment:	0.000	End time:	0.000

Figure 4.11 : Coefficient de sécurité d'une file de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 15^\circ$)

b) Renforcement avec une file de pieux de 10 m de longueur

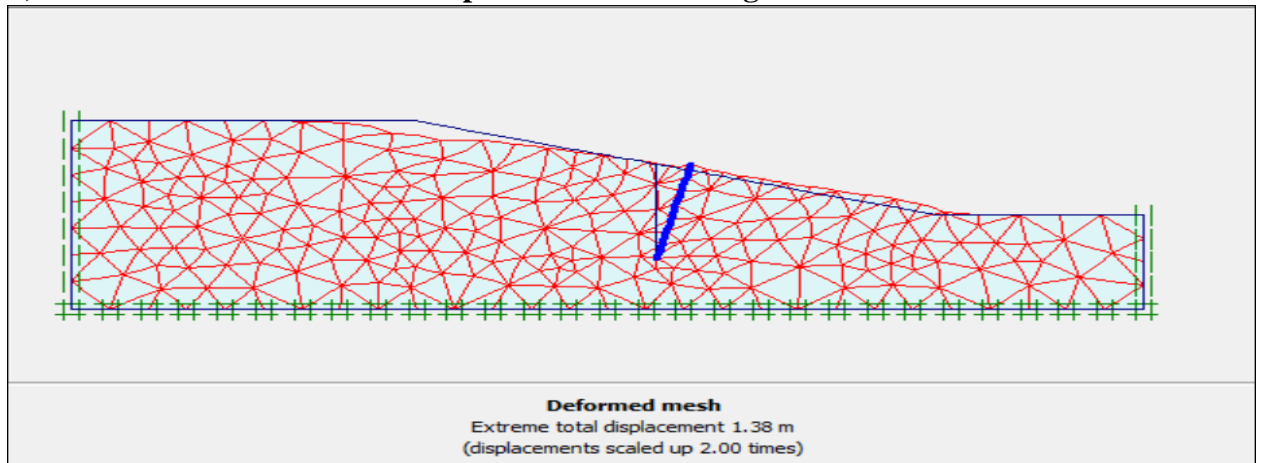


Figure 4.12 : Déformation du maillage pour une file de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 15^\circ$)

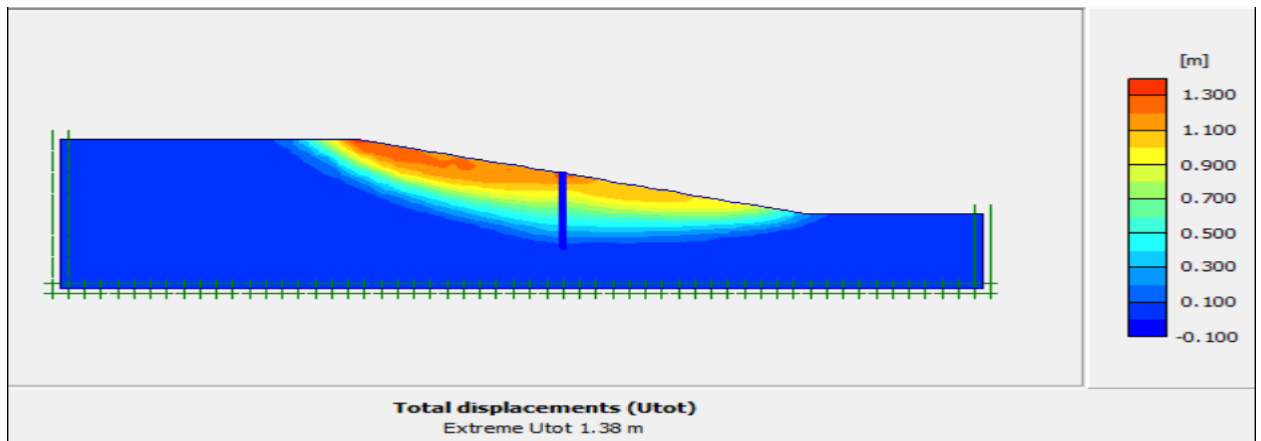


Figure 4.13 : Déplacement total d'une file de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 15^\circ$)

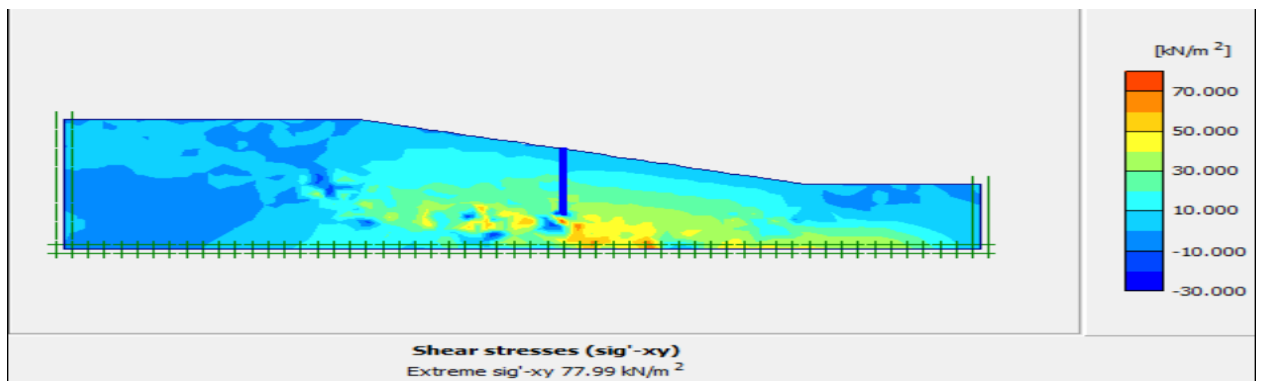


Figure 4.14 : Contrainte de cisaillement d'une file de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 15^\circ$)

Calculation information					
Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info		Step		257 of 257	
Plastic STEP		Extrapolation factor		0.500	
		Relative stiffness		0.000	
Multipliers		Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000	
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000	
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000	
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000	
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000	
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf:	3.869	
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000	
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000	

Figure 4.15 : Coefficient de sécurité d'une file de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 15^\circ$)

c) Renforcement avec une file de pieux de 15 m de longueur

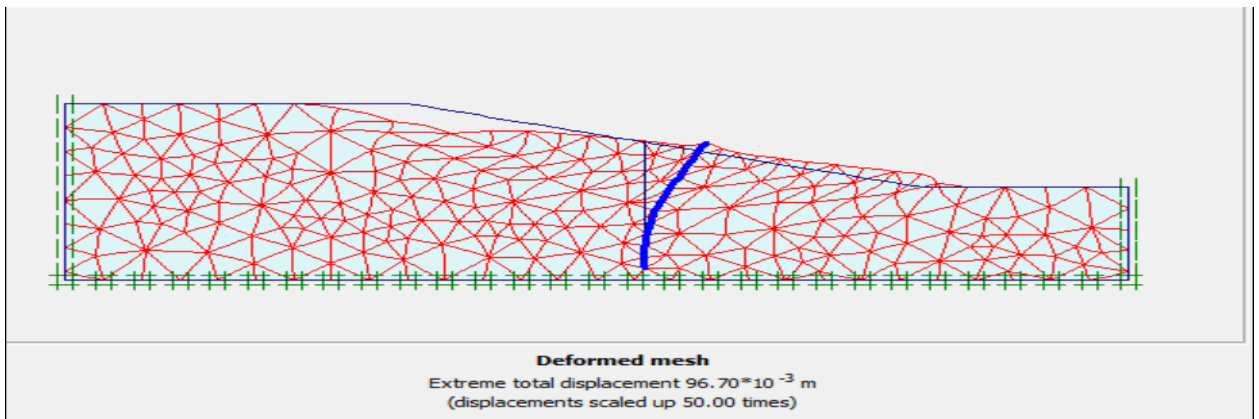


Figure 4.16 : Déformation du maillage pour une file de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 15^\circ$)

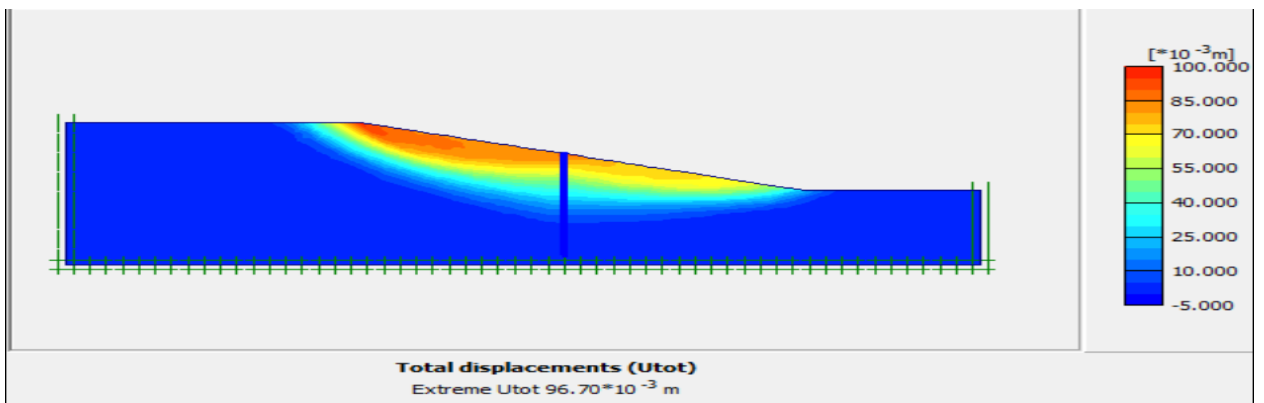


Figure 4.16 : Déplacement total d'une file de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 15^\circ$)

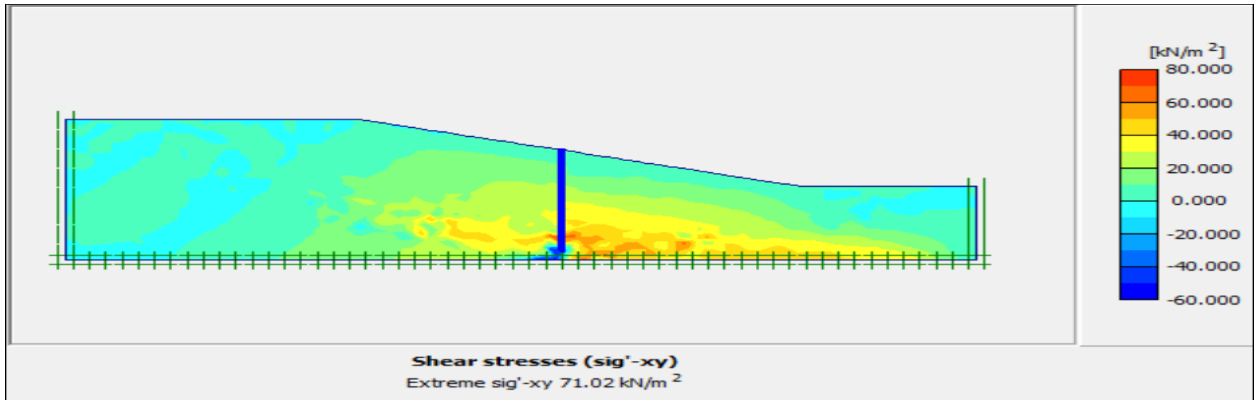


Figure 4.17 : Contrainte de cisaillement d'une file de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 15^\circ$)

Calculation information				
Multipliers		Additional Info		Step Info
Step Info		Step		255 of 255
Plastic STEP		Extrapolation factor		0.500
		Relative stiffness		0.000
Multipliers		Incremental multipliers		Total multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.001	Σ -Msf:	4.101
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000

Figure 4.17 : Coefficient de sécurité d'une file de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 15^\circ$)

d) Renforcement avec deux files de pieux de 5 m de longueur

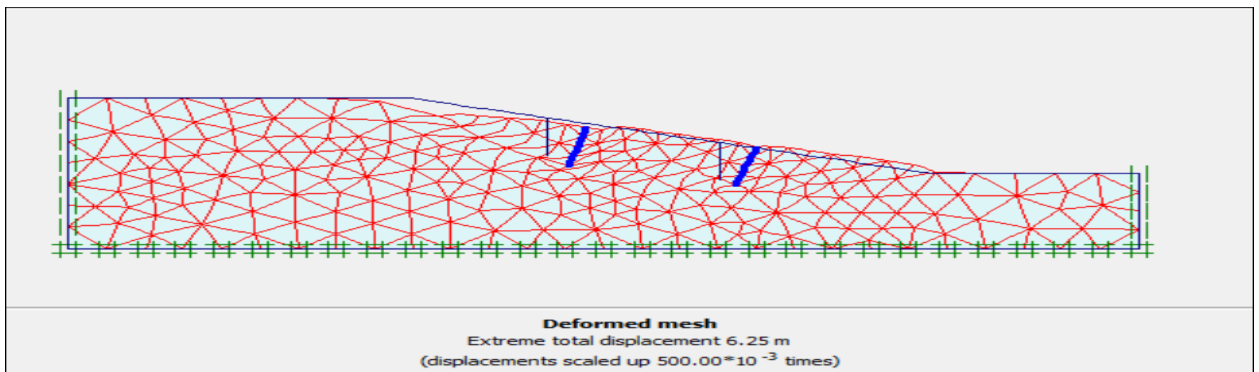


Figure 4.18 : Déformation du maillage de deux files de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 15^\circ$)

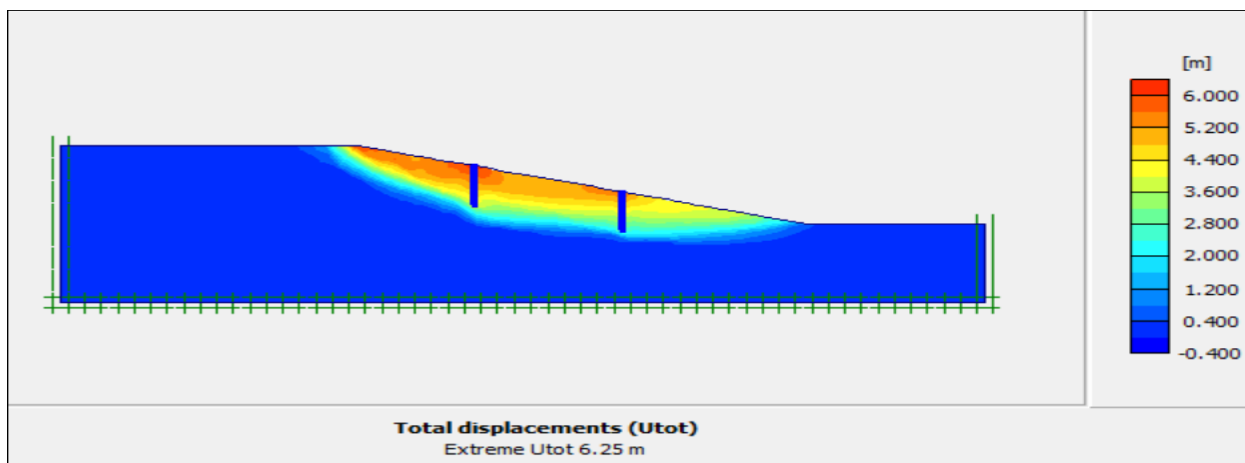


Figure 4.19 : Déplacement total de deux files de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 15^\circ$)

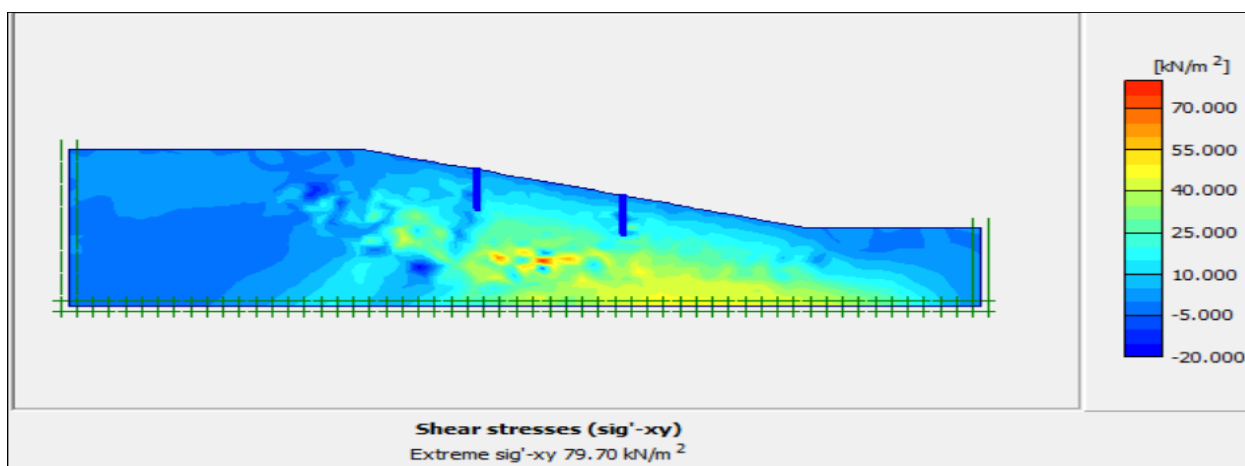


Figure 4.20 : Contrainte de cisailment de deux files de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 15^\circ$)

Calculation information				
Multipliers		Additional Info		Step Info
Step Info				
Step	455 of 455	Extrapolation factor	2.000	
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000	
Multipliers		Incremental multipliers		Total multipliers
Prescribed displacements		Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp: 1.000
Load system A		MloadA:	0.000	Σ -MloadA: 1.000
Load system B		MloadB:	0.000	Σ -MloadB: 1.000
Soil weight		Mweight:	0.000	Σ -Mweight: 1.000
Acceleration		Maccel:	0.000	Σ -Maccel: 0.000
Strength reduction factor		Msf:	-0.003	Σ -Msf: 3.592
Time		Increment:	0.000	End time: 0.000
Dynamic time		Increment:	0.000	End time: 0.000

Figure 4.21 : Coefficient de sécurité de deux files de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 15^\circ$)

e) Renforcement avec deux files de pieux de 10 m de longueur

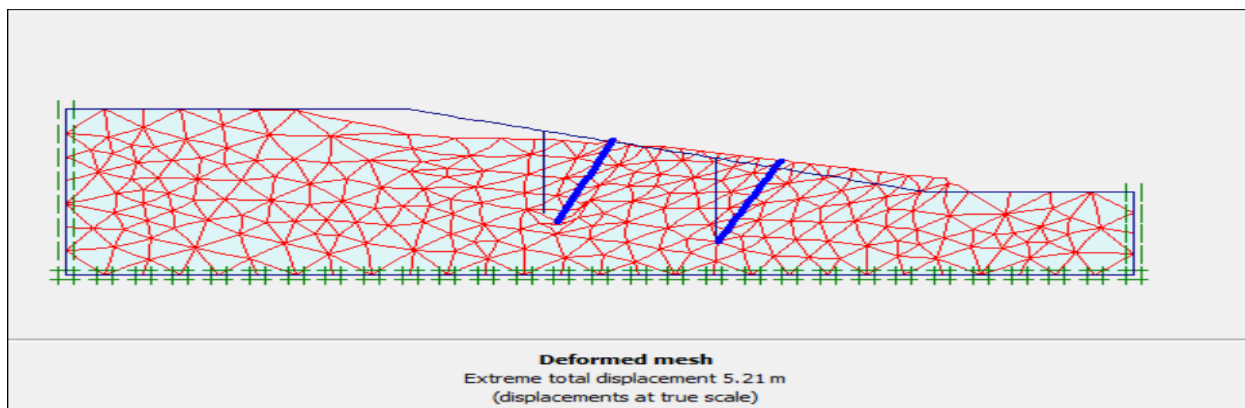


Figure 4.22 : Déformation du maillage de deux files de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 15^\circ$)

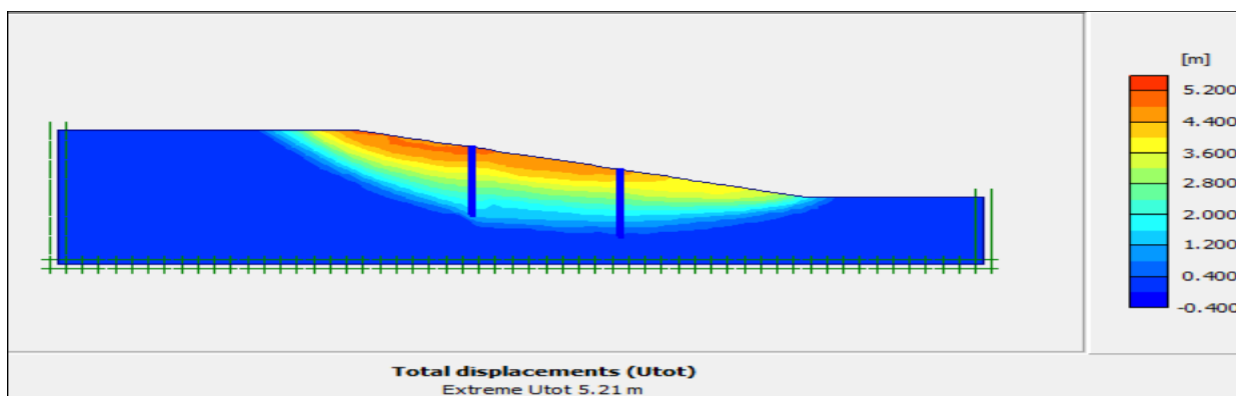


Figure 4.23 : Déplacement total de deux files de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 15^\circ$)

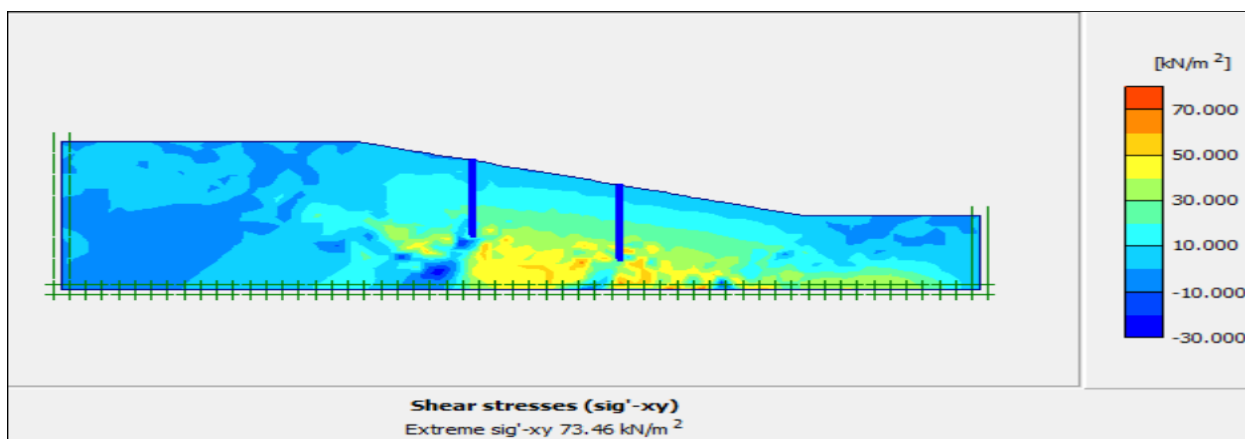


Figure 4.24 : Contrainte de cisaillement de deux files de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 15^\circ$)

Calculation information					
Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info		Step		457 of 457	
Plastic STEP		Extrapolation factor		0.500	
		Relative stiffness		0.000	
Multipliers		Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000	
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000	
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000	
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000	
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000	
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf:	3.875	
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000	
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000	

Figure 4.25 : Coefficient de sécurité de deux files de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 15^\circ$)

f) Renforcement avec deux files de pieux de 15 m de longueur

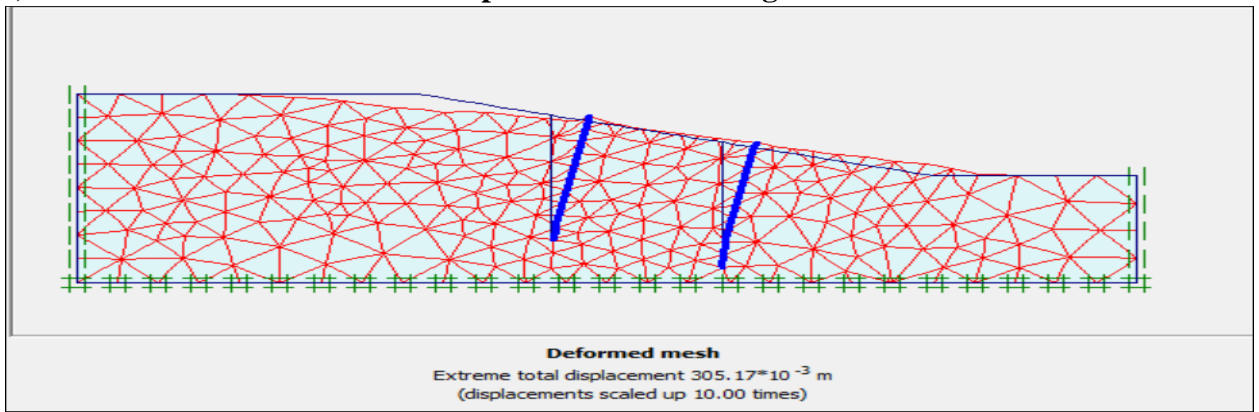


Figure 4.26 : Déformation du maillage de deux files de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 15^\circ$)

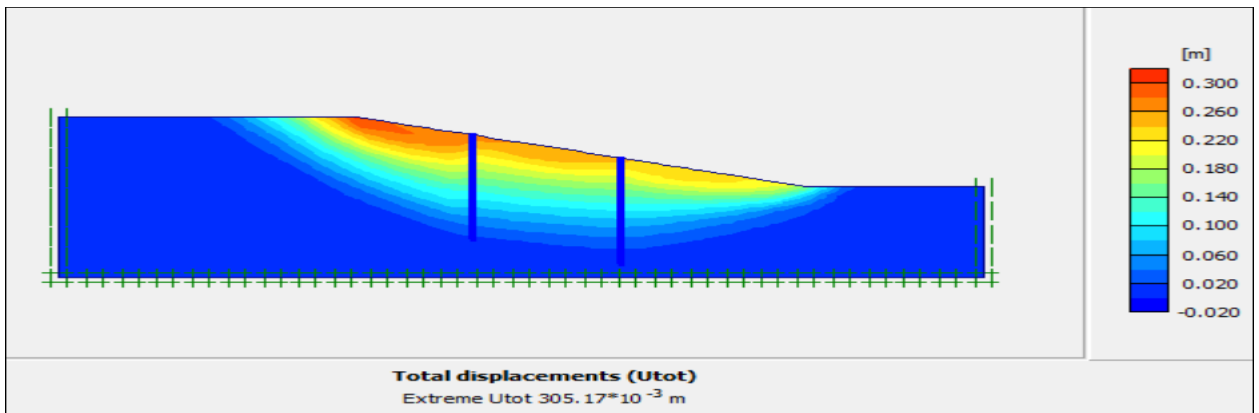


Figure 4.27 : Déplacement total de deux files de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 15^\circ$)

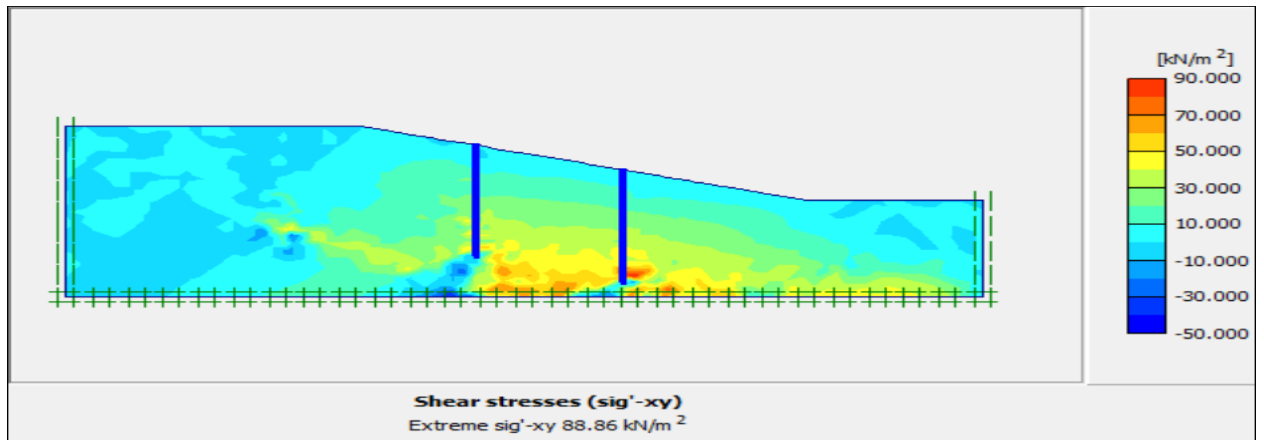


Figure 4.28 : Contrainte de cisaillement de deux files de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 15^\circ$)

Calculation information					
Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info		Step		457 of 457	
Plastic STEP		Extrapolation factor		0.500	
		Relative stiffness		0.000	
Multipliers		Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000	
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000	
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000	
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000	
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000	
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf:	4.315	
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000	
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000	

Figure 4.29 : Coefficient de sécurité de deux files de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 15^\circ$)

g) Renforcement avec trois files de pieux de 5 m de longueur

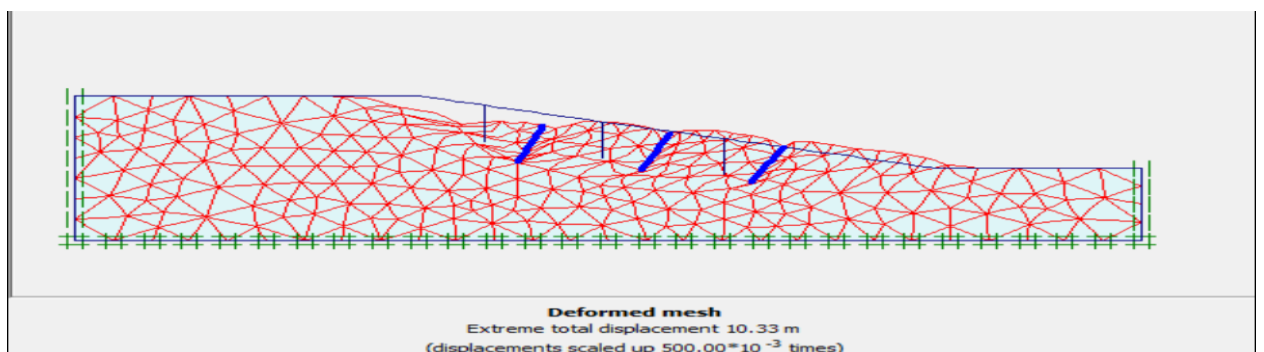


Figure 4.30 : Déformation du maillage de trois files de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 15^\circ$)

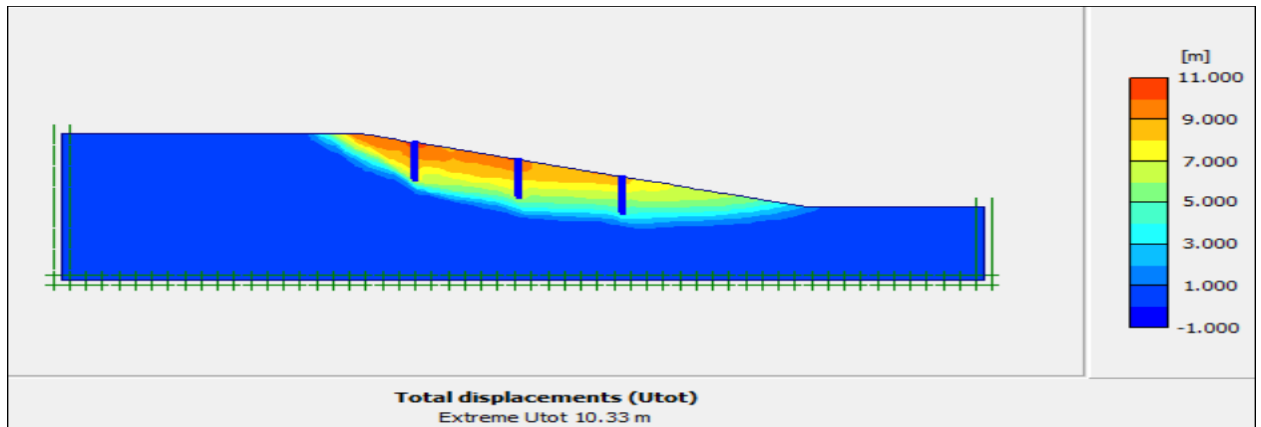


Figure 4.31 : Déplacement total de trois files de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 15^\circ$)

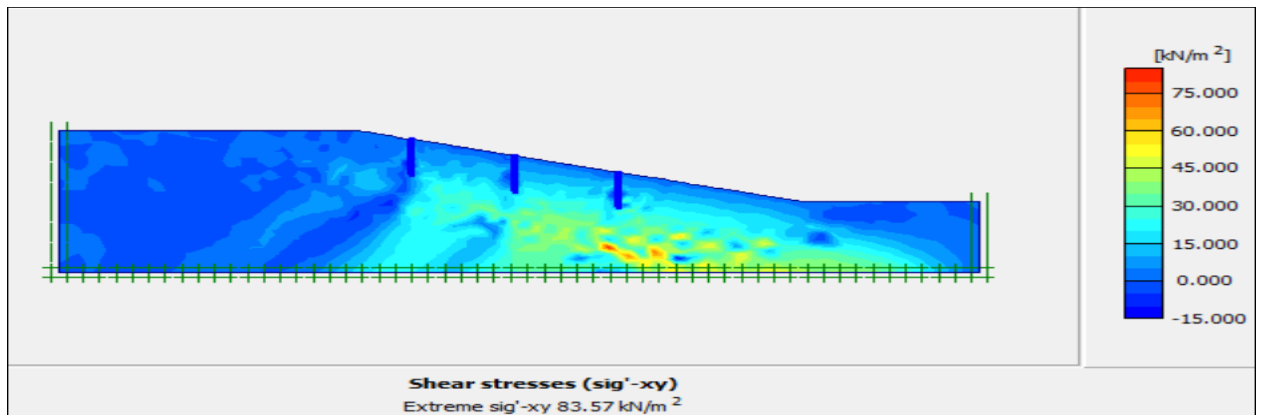


Figure 4.31 : Contrainte de cisaillement de trois files de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 15^\circ$)

Calculation information					
Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info		Step		458 of 458	
Plastic STEP		Extrapolation factor		2.000	
		Relative stiffness		0.000	
Multipliers		Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000	
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000	
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000	
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000	
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000	
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf:	3.512	
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000	
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000	

Figure 4.32 : Coefficient de sécurité de trois files de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 15^\circ$)

h) Renforcement avec trois files de pieux de 10 m de longueur

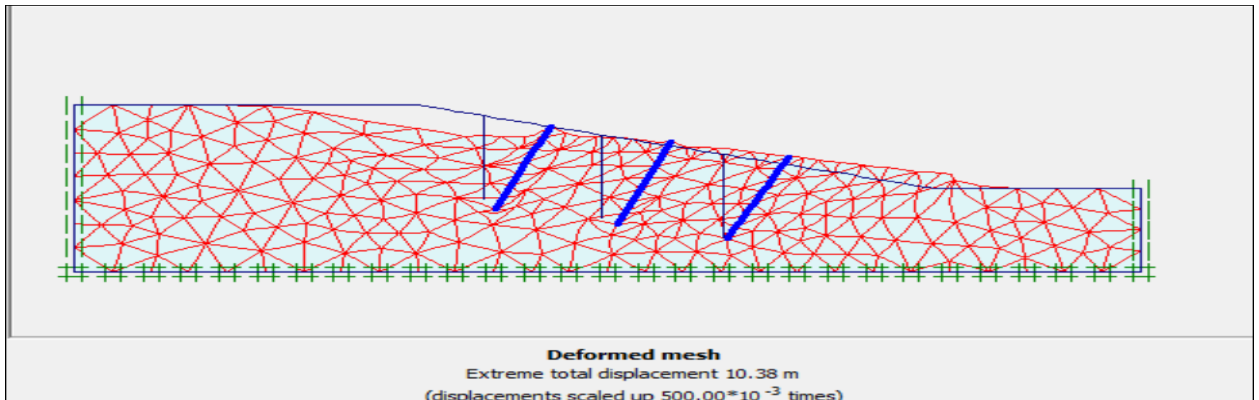


Figure 4.33 : Déformation du maillage de trois files de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 15^\circ$)

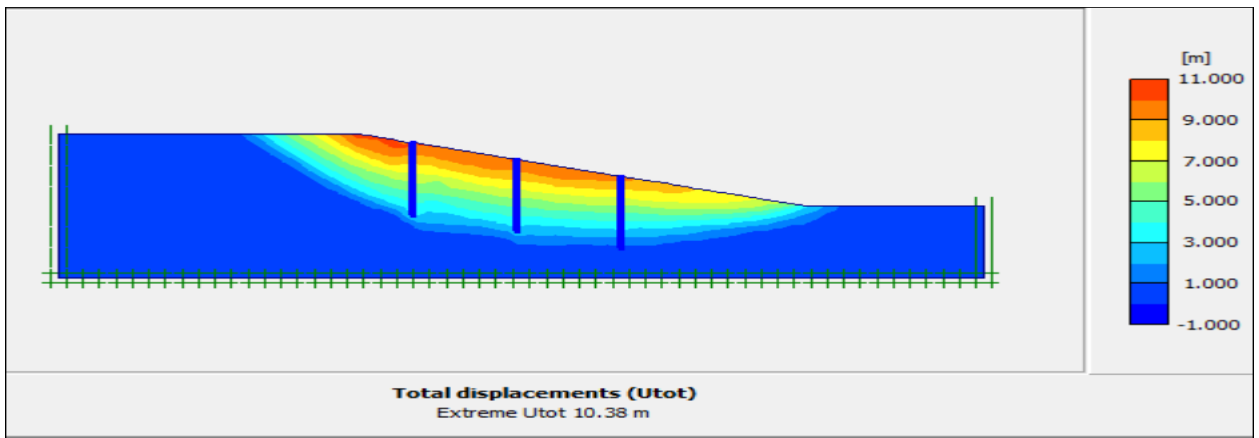


Figure 4.34 : Déplacement total de trois files de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 15^\circ$)

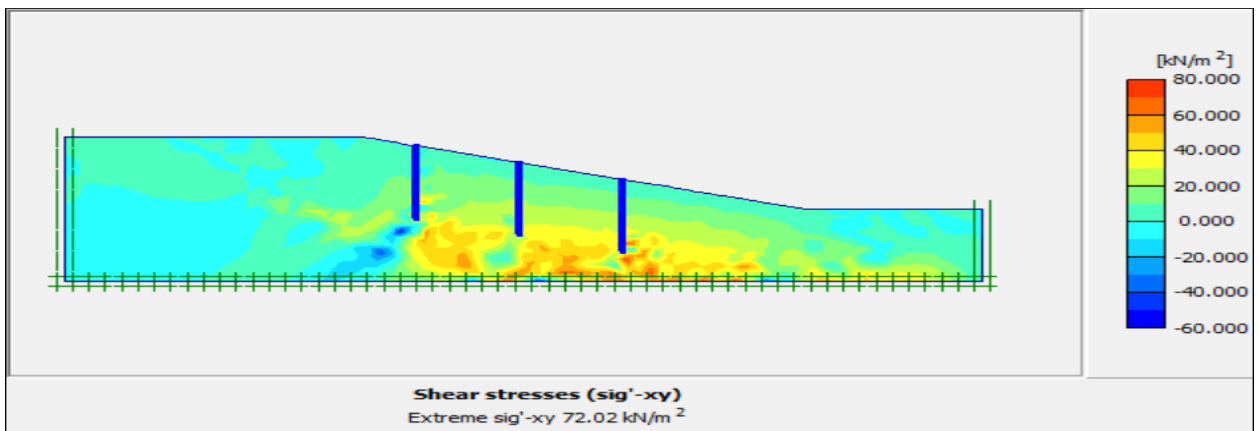


Figure 4.35 : Contrainte de cisaillement de trois files de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 15^\circ$)

Calculation information					
Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info		558 of 558		Extrapolation factor	
Plastic STEP				2.000	
				Relative stiffness	
				0.000	
Multipliers		Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements		Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000
Load system A		MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000
Load system B		MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000
Soil weight		Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000
Acceleration		Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000
Strength reduction factor		Msf:	0.000	Σ -Msf:	3.880
Time		Increment:	0.000	End time:	0.000
Dynamic time		Increment:	0.000	End time:	0.000

Figure 4.326 : Coefficient de sécurité de trois files de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 15^\circ$)

i) Renforcement avec trois files de pieux de 15 m de longueur

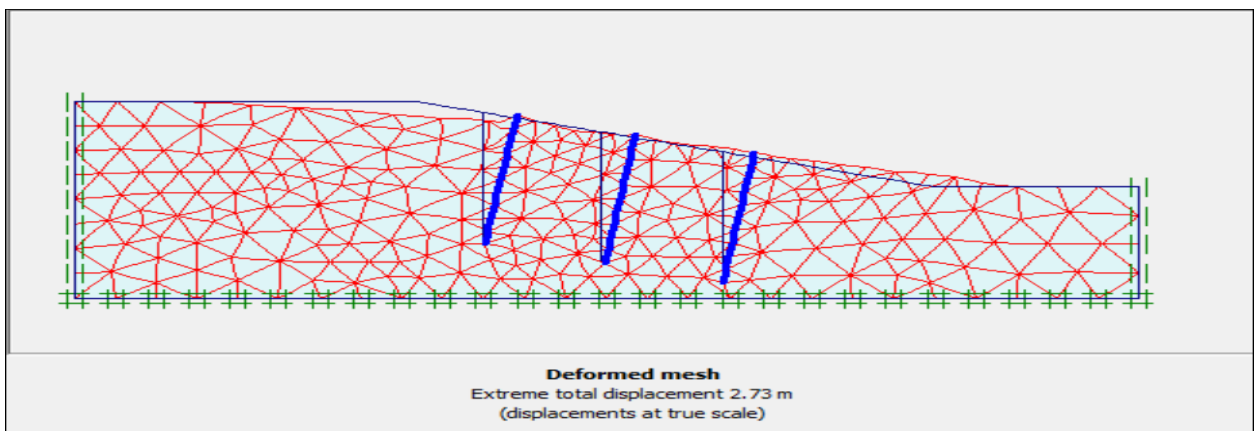


Figure 4.37 : Déformation du maillage de trois files de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 15^\circ$)

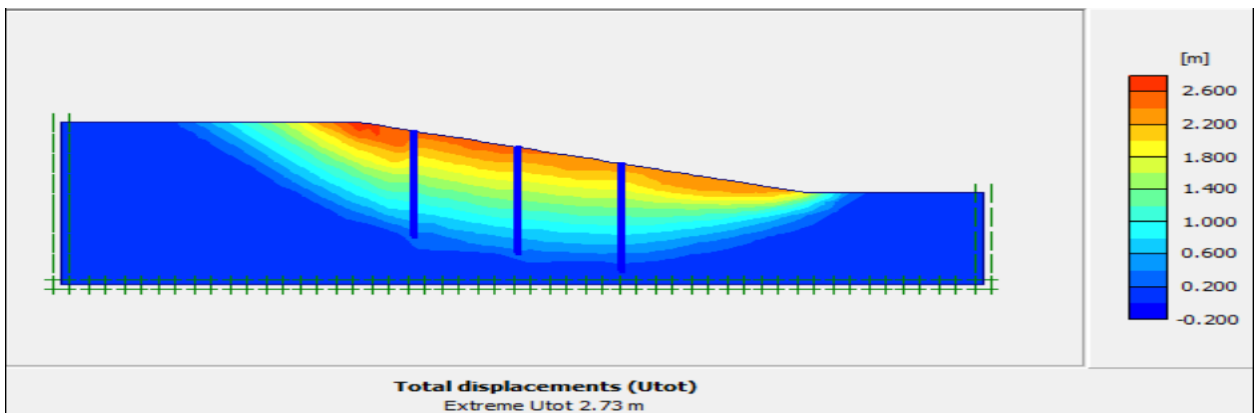


Figure 4.38 : Déplacement total de trois files de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 15^\circ$)

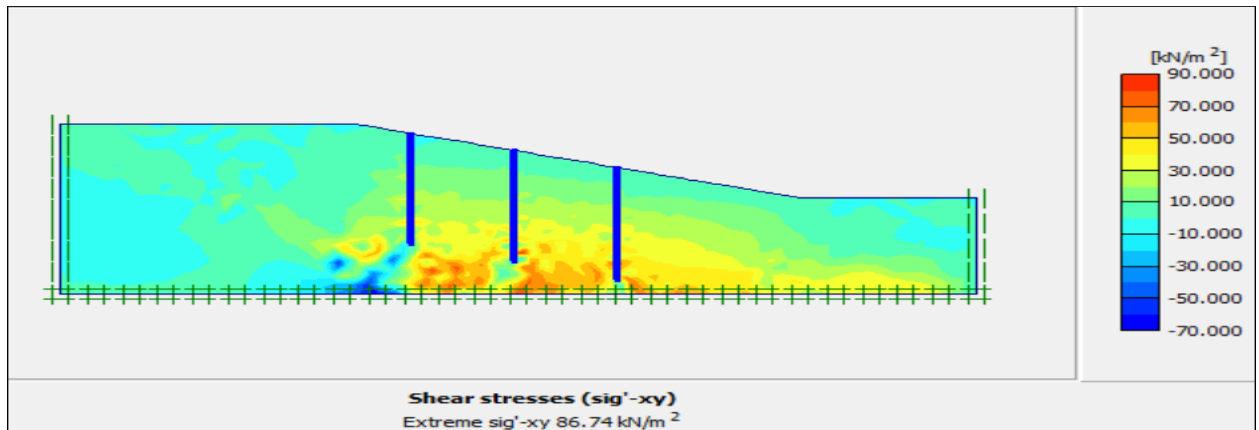


Figure 4.39 : Contrainte de cisaillement de trois files de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 15^\circ$)

Calculation information					
Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info		Step		658 of 658	
Plastic STEP		Extrapolation factor		2.000	
		Relative stiffness		0.000	
Multipliers		Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000	
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000	
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000	
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000	
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000	
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf:	4.346	
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000	
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000	

Figure 4.40 : Coefficient de sécurité de trois files de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 15^\circ$)

4.4.3 Interprétation de résultats

D'après notre étude paramétrique en variant la longueur des pieux et le nombre de files ou rangée de pieux, on note :

- Les Pieux de 5 m de longueur agissent comme une surcharge, la raison pour laquelle on remarque une réduction du coefficient de sécurité par rapport au état initial du talus.
- Les pieux de 10 m et 15 m de longueur, sont suffisamment longues pour stabiliser le talus, c'est pour ça qu'on note une augmentation du coefficient de sécurité.

Les figures au-dessus, illustrent l'effet de la longueur des pieux et le nombre de files sur le coefficient de sécurité pour la inclinaison de 15° :

- L'effet d'une file de pieux

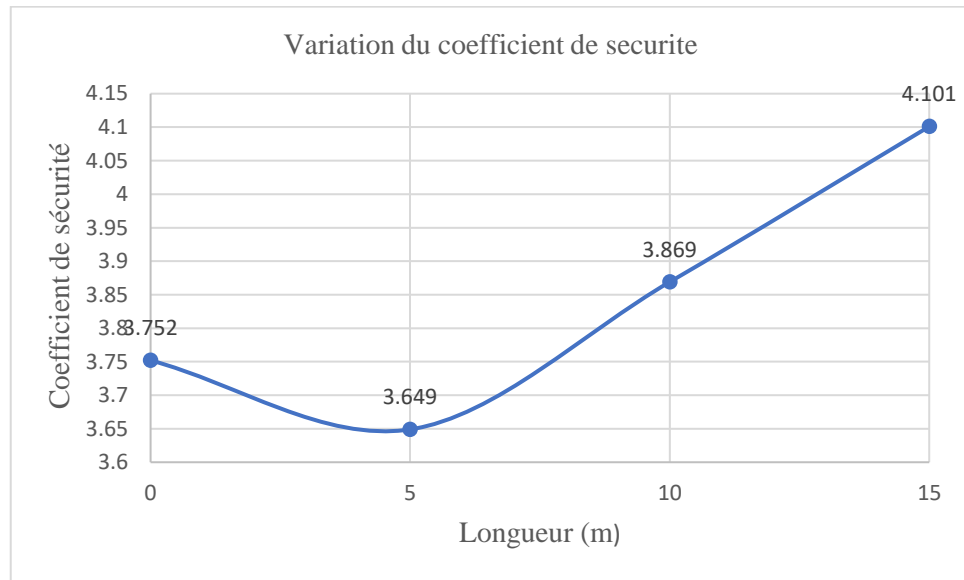


Figure 4.41 : L'influence d'une file de pieux dans le coefficient de sécurité ($\beta = 15^\circ$)

- L'effet de deux files de pieux

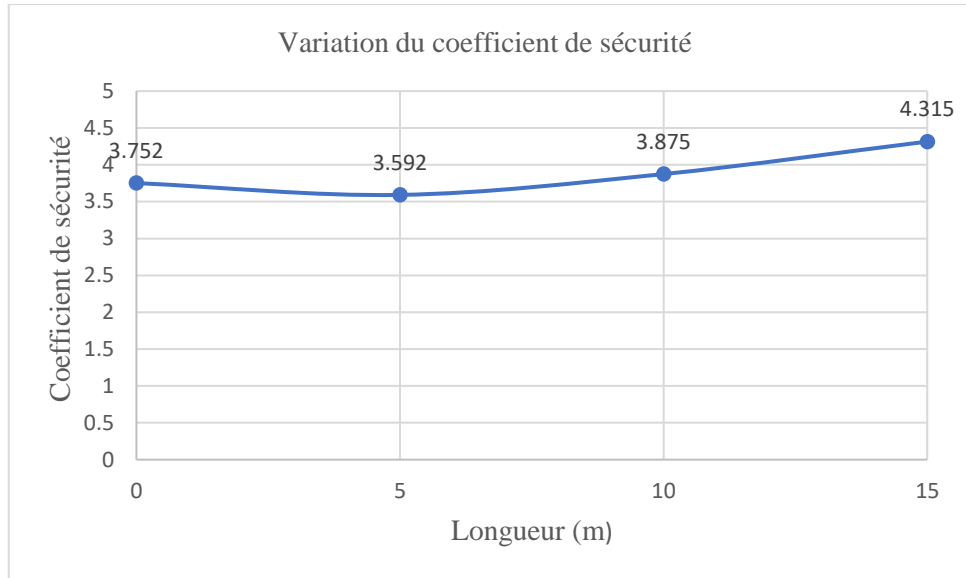


Figure 4.42 : L'influence de deux files de pieux dans le coefficient de sécurité ($\beta = 15^\circ$)

- L'effet de trois files de pieux

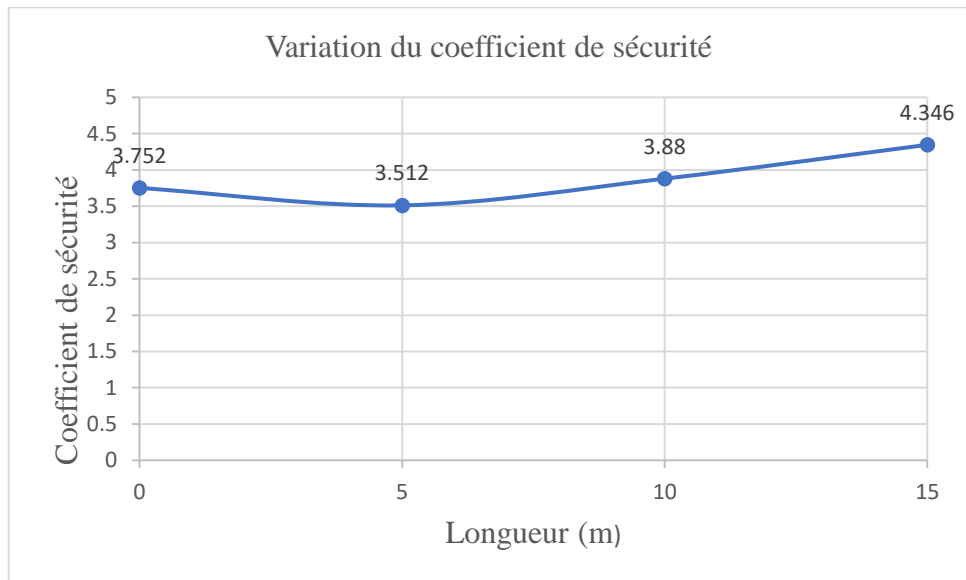


Figure 4.42 : L'influence de trois files de pieux dans le coefficient de sécurité ($\beta = 15^\circ$)

Selon les trois figures qu'illustrent l'effet des pieux pour l'inclinaison de 15° , on remarque que les courbes ont la même tendance, à chaque fois qu'on augmente la longueur et le nombre de files de pieux, le coefficient de sécurité augmente.

4.5 Analyse numérique de l'inclinaison $\beta = 30^\circ$

4.5.1 Analyse sans mise en place des pieux

La déformation du maillage est représentée dans la figure 4.43, qu'est composé de 395 éléments, 852 nœuds, 1185 points de contraintes et une dimension moyenne d'élément 1.71 m.

Le coefficient de sécurité calculé est égal à $F_s = 2.176 > 1.5$, ce qui signifie que le talus est stable par son propre poids, la contrainte de cisaillement est représentée dans la figure 4.45, qu'est égal à 63.45 kPa.

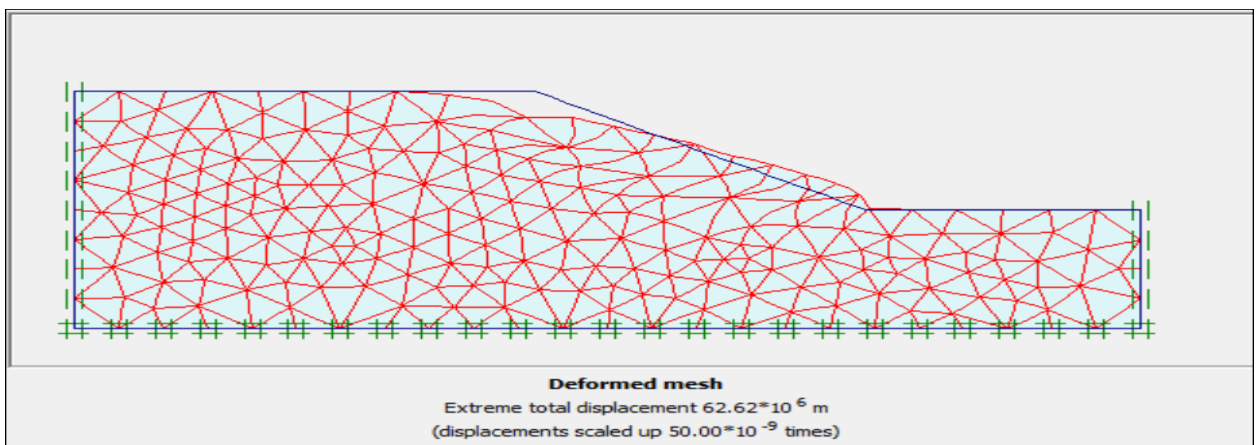


Figure 4.43 : Déformation du maillage ($\beta = 30^\circ$)

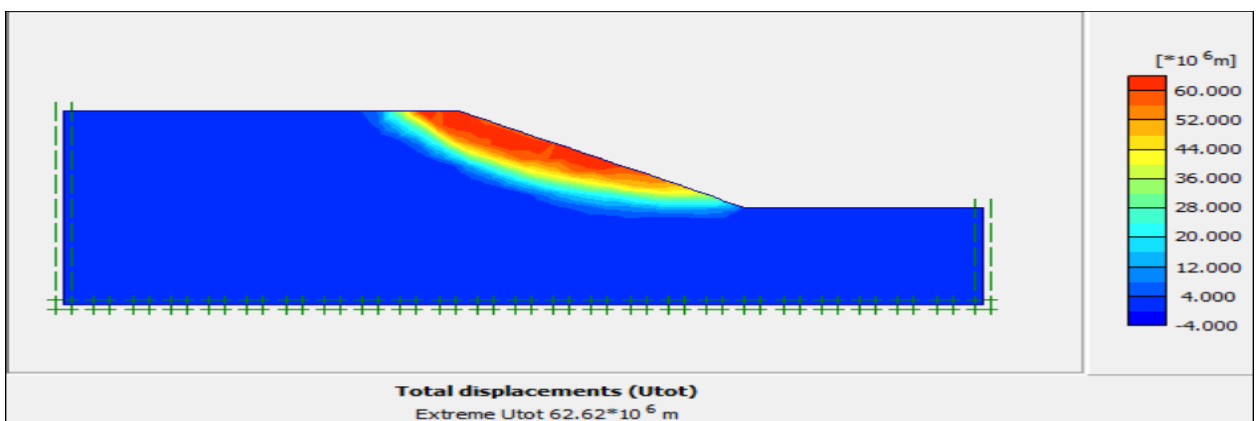


Figure 4.44 : Déplacement total ($\beta = 30^\circ$)

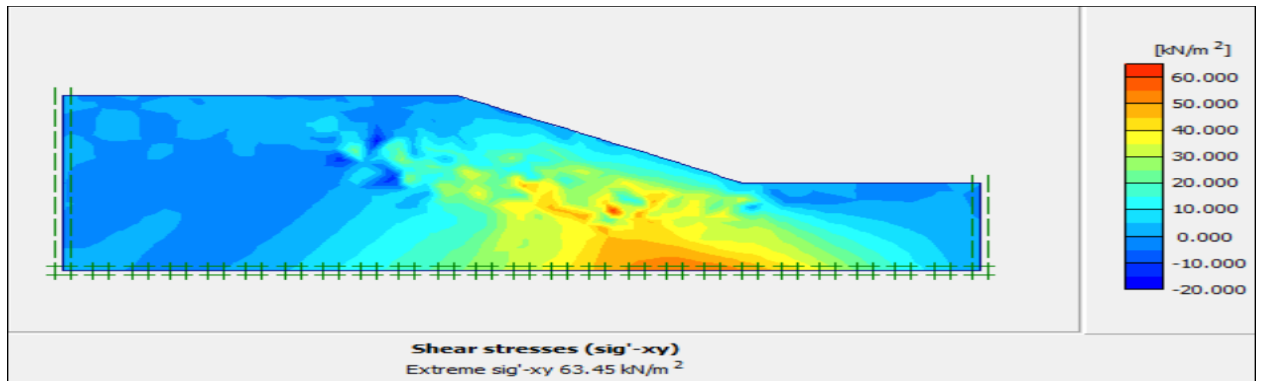


Figure 4.45 : Contrainte de cisaillement ($\beta = 30^\circ$)

Calculation information					
Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info		250 of 250	Extrapolation factor	2.000	
Plastic STEP		Relative stiffness		0.000	
Multipliers		Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000	
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000	
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000	
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000	
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000	
Strength reduction factor	Msf:	0.001	Σ -Msf:	2.176	
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000	
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000	

Figure 4.46 : Coefficient de sécurité ($\beta = 30^\circ$)

4.5.2 Analyse numérique avec la mise en place des pieux

a) Renforcement avec une file de pieux de 5 m de longueur

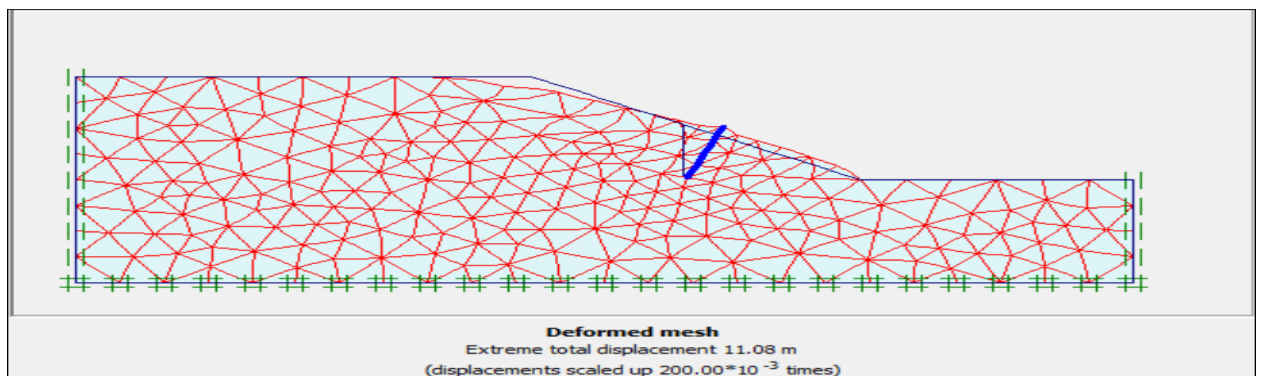


Figure 4.47 : Déformation d'une file de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 30^\circ$)

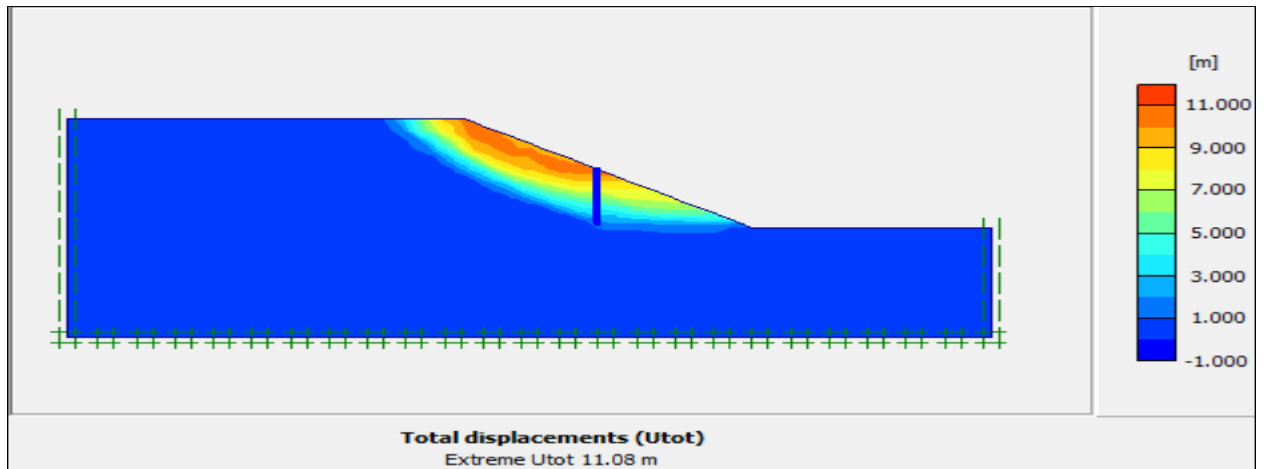


Figure 4.48 : Déplacement total d'une file de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 30^\circ$)

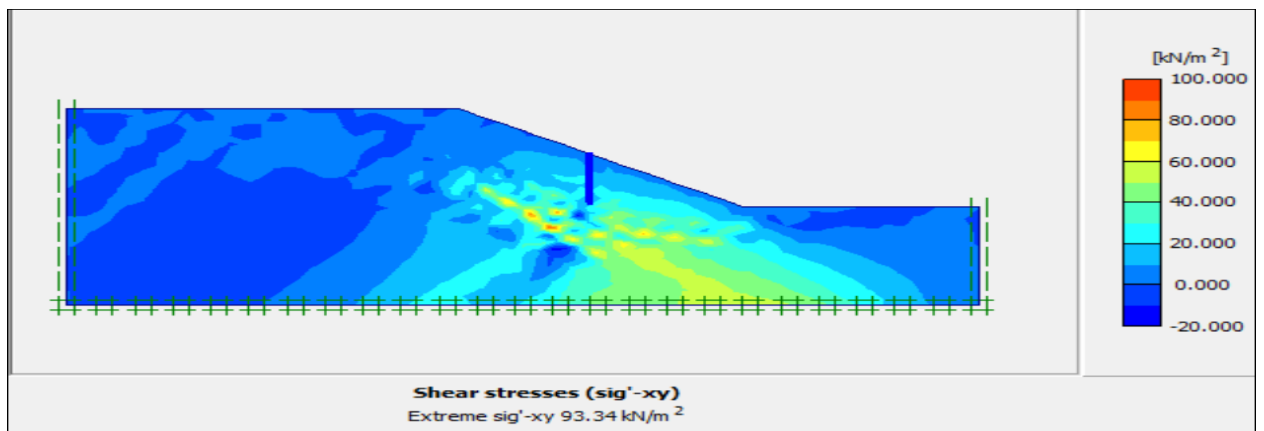


Figure 4.49 : Contrainte de cisaillement d'une file de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 30^\circ$)

Calculation information			
Multipliers		Additional Info	Step Info
Step Info			
Step	257 of 257	Extrapolation factor	2.000
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000
Multipliers			
	Incremental multipliers		Total multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp: 1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA: 1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB: 1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight: 1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel: 0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf: 2.133
Time	Increment:	0.000	End time: 0.000
Dynamic time	Increment:	0.000	End time: 0.000

Figure 4.50 : Coefficient de sécurité d'une file de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 30^\circ$)

b) Renforcement avec une file de pieux de 10 m de longueur

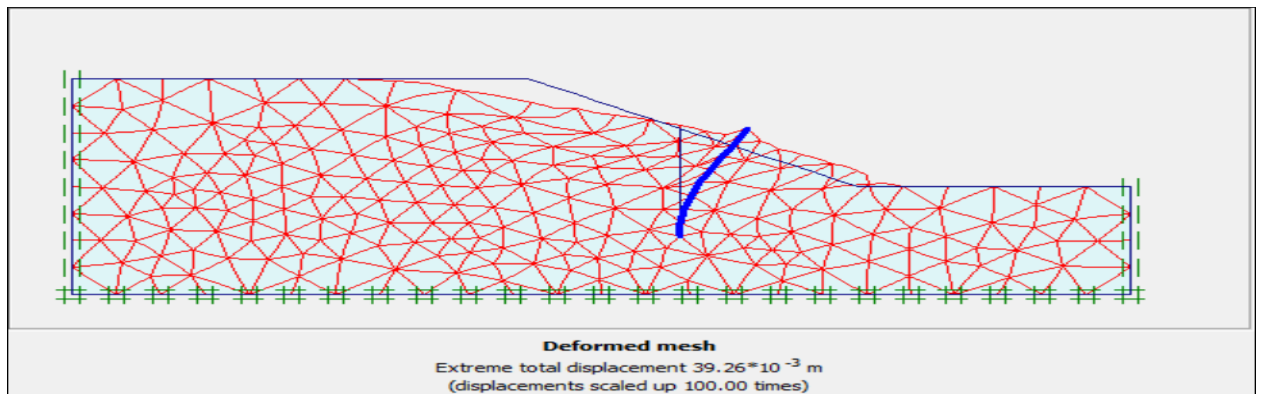


Figure 4.51 : Déformation d'une file de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 30^\circ$)

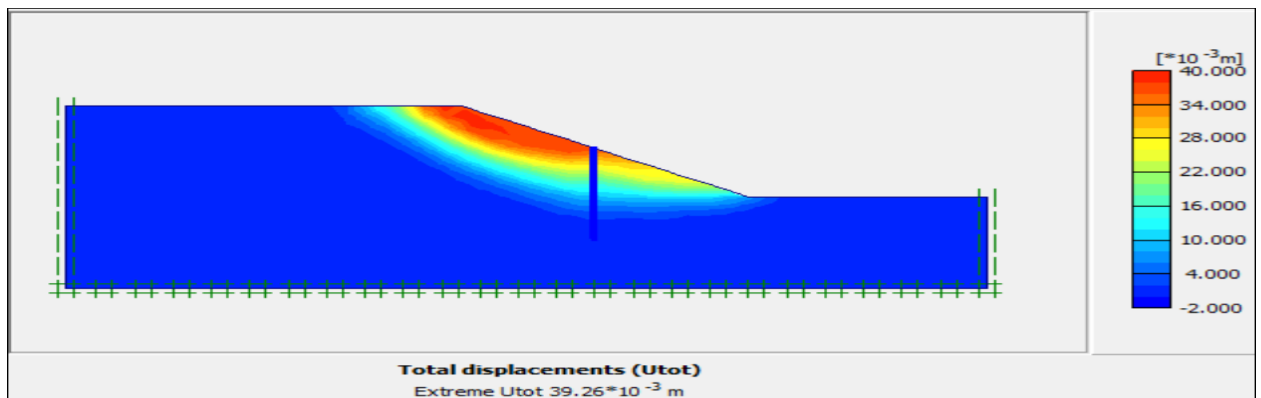


Figure 4.52 : Déplacement total d'une file de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 30^\circ$)

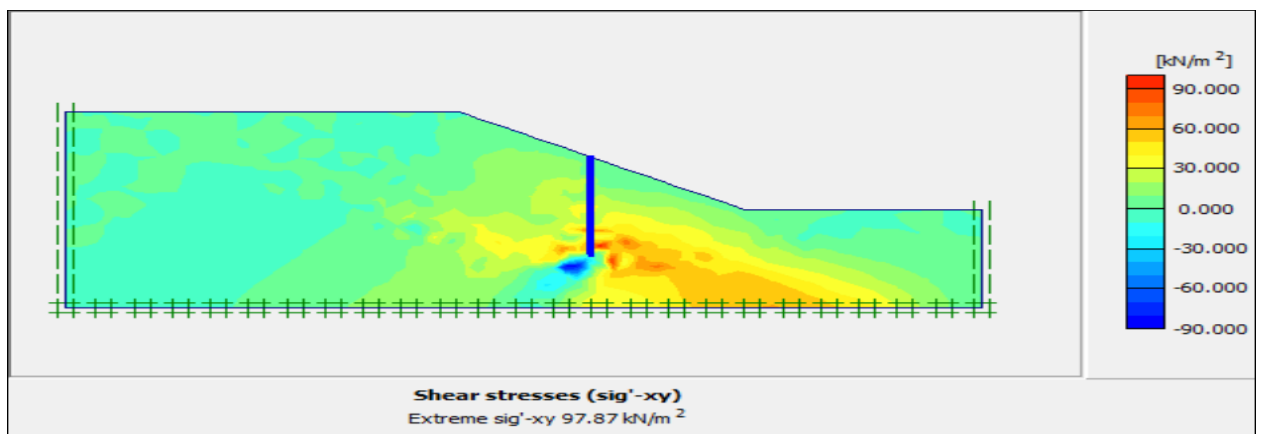


Figure 4.53 : Contrainte de cisaillement d'une file de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 30^\circ$)

calculation information					
Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info					
Step	256 of 256	Extrapolation factor	0.500		
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000		
Multipliers					
		Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements		Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000
Load system A		MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000
Load system B		MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000
Soil weight		Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000
Acceleration		Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000
Strength reduction factor		Msf:	0.000	Σ -Msf:	2.442
Time		Increment:	0.000	End time:	0.000
Dynamic time		Increment:	0.000	End time:	0.000

Figure 4.54 : Coefficient de sécurité d'une file de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 30^\circ$)

c) Renforcement avec une file de pieux de 15 m de longueur

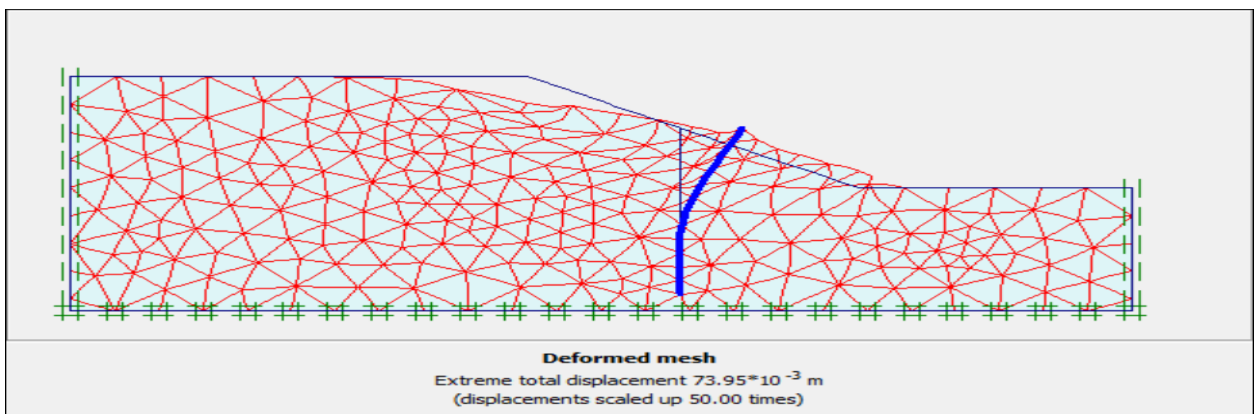


Figure 4.55 : Déformation d'une file de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 30^\circ$)

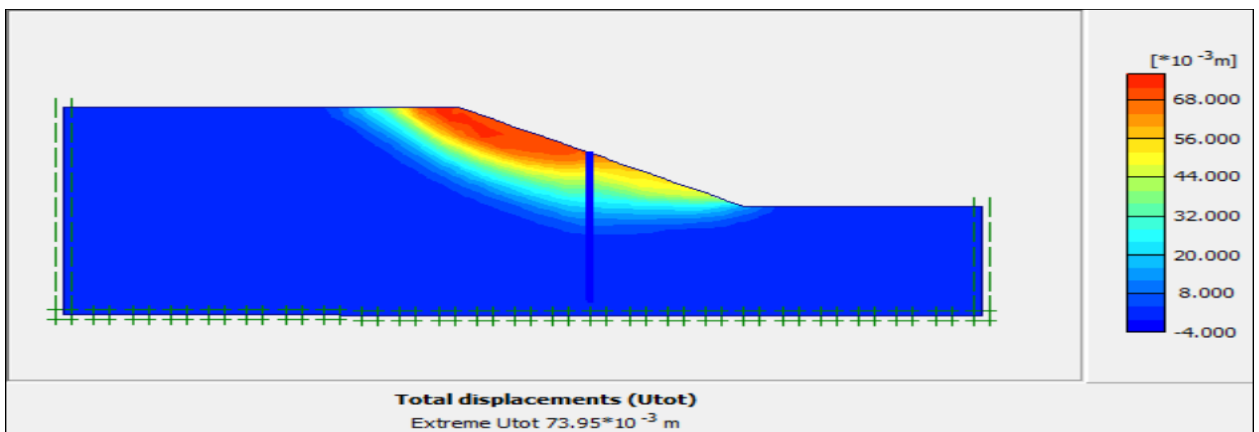


Figure 4.56 : Déplacement total d'une file de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 30^\circ$)

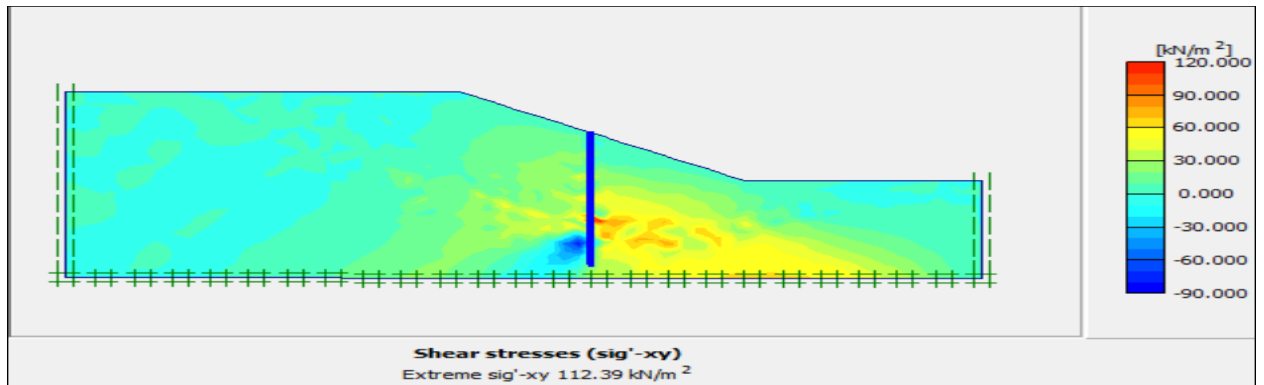


Figure 4.57 : Contrainte de cisaillement d'une file de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 30^\circ$)

Calculation information

Multipliers | Additional Info | Step Info

Step Info				
Step	258 of 258	Extrapolation factor	0.500	
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000	
Multipliers				
	Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.001	Σ -Msf:	2.564
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000

Figure 4.58 : Coefficient de sécurité d'une file de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 30^\circ$)

d) Renforcement avec deux files de pieux de 5 m de longueur

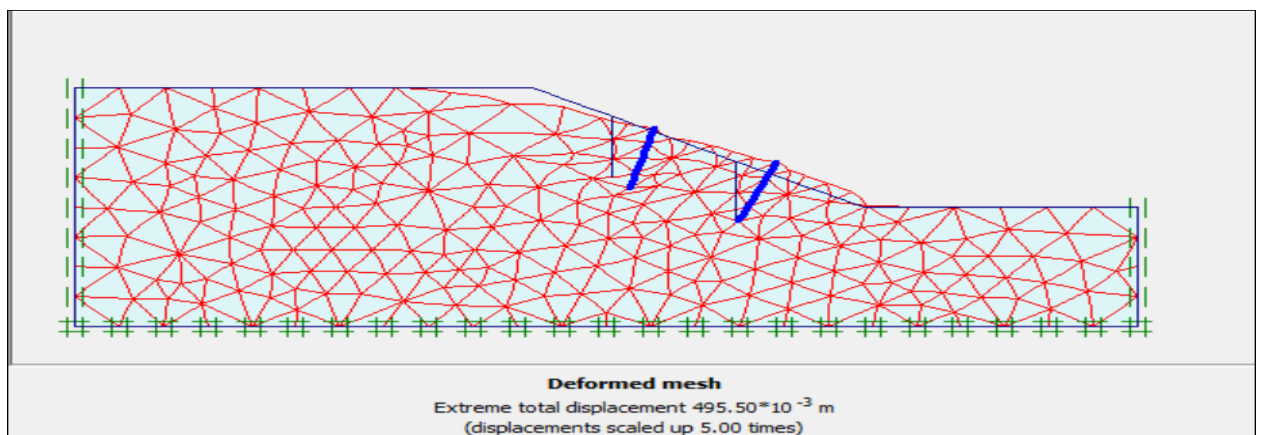


Figure 4.59 : Déformation de deux files de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 30^\circ$)

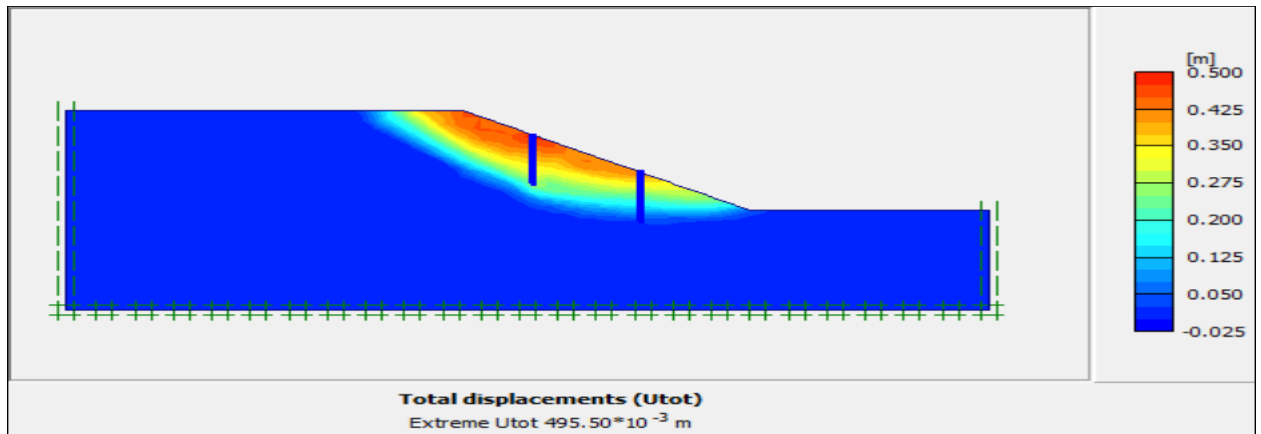


Figure 4.60 : Déplacement total deux files de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 30^\circ$)

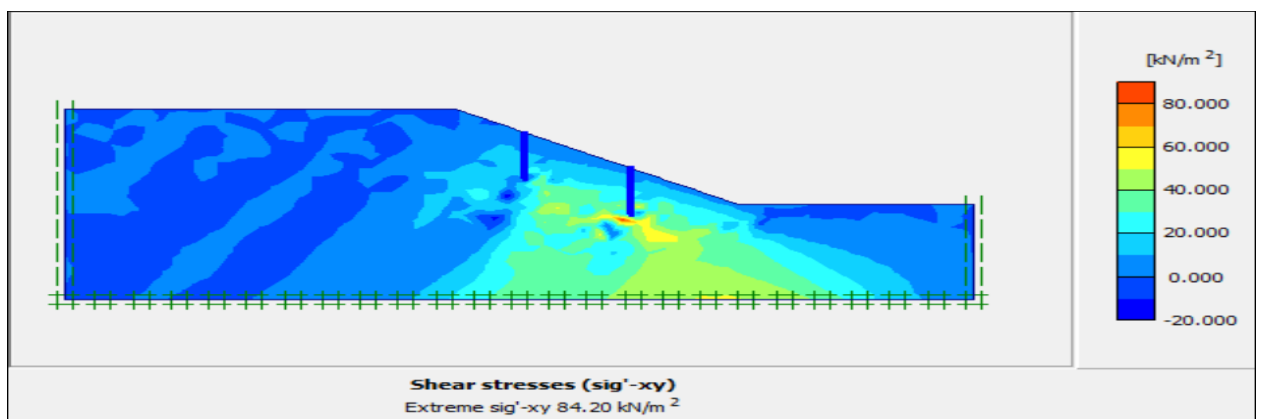


Figure 4.61 : Contrainte de cisaillement de deux files de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 30^\circ$)

Calculation information			
Multipliers Additional Info Step Info			
Step Info			
Step	257 of 257	Extrapolation factor	0.500
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000
Multipliers			
	Incremental multipliers		Total multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp: 1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA: 1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB: 1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight: 1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel: 0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf: 2.120
Time	Increment:	0.000	End time: 0.000
Dynamic time	Increment:	0.000	End time: 0.000

Figure 4.62 : Coefficient de sécurité de deux files de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 30^\circ$)

e) Renforcement avec deux files de pieux de 10 m de longueur

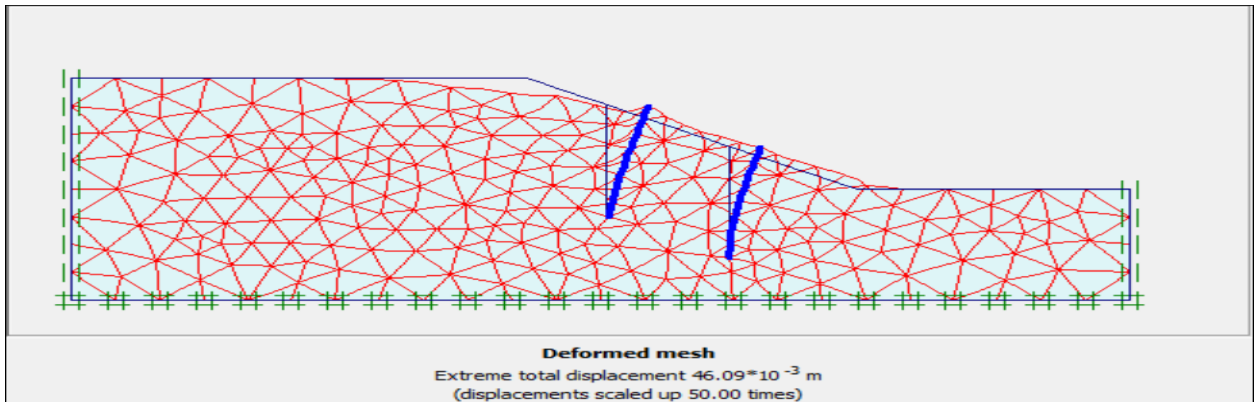


Figure 4.63 : Déformation de deux files de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 30^\circ$)

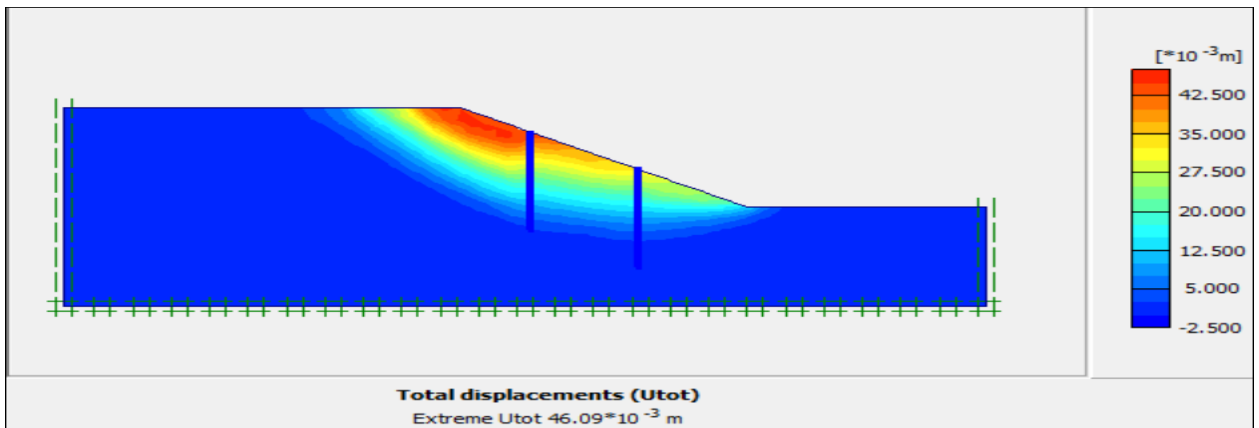


Figure 4.64 : Déplacement total de deux files de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 30^\circ$)

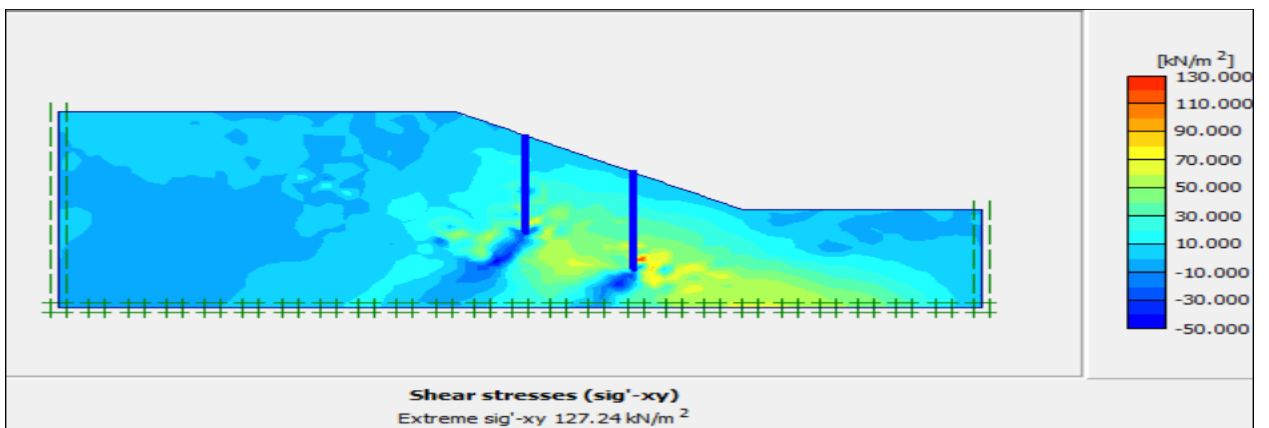


Figure 4.65 : Contrainte de cisaillement de deux files de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 30^\circ$)

Calculation information					
Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info		Step		258 of 258	
Plastic STEP		Extrapolation factor		1.000	
		Relative stiffness		0.000	
Multipliers		Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000	
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000	
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000	
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000	
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000	
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf:	2.525	
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000	
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000	

Figure 4.66 : Coefficient de sécurité de deux files de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 30^\circ$)

f) Renforcement avec deux files de pieux de 15 m de longueur

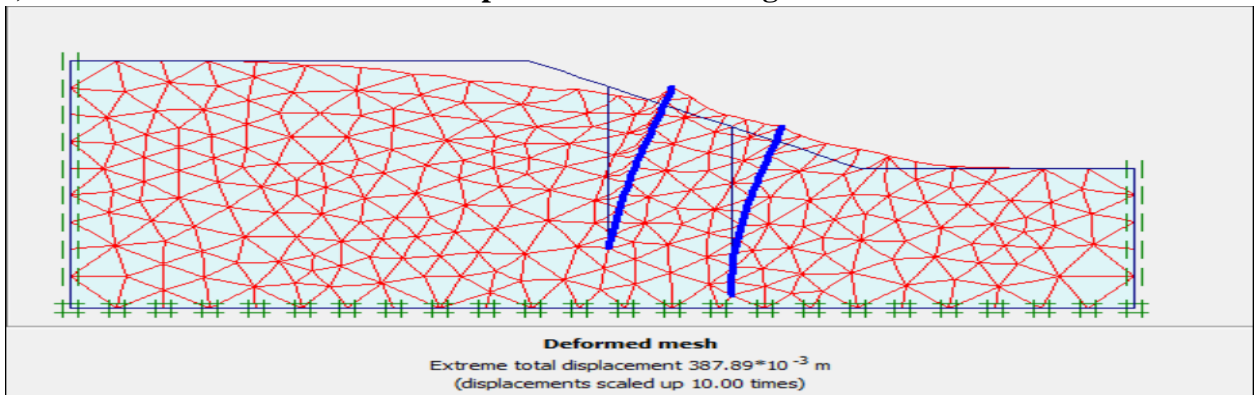


Figure 4.67 : Déformation de deux files de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 30^\circ$)

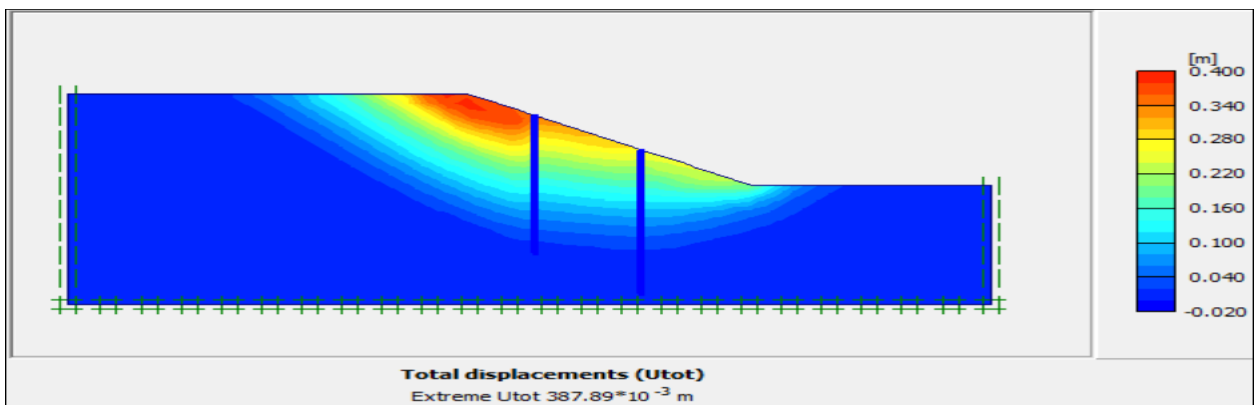


Figure 4.68 : Déplacement total de deux files de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 30^\circ$)

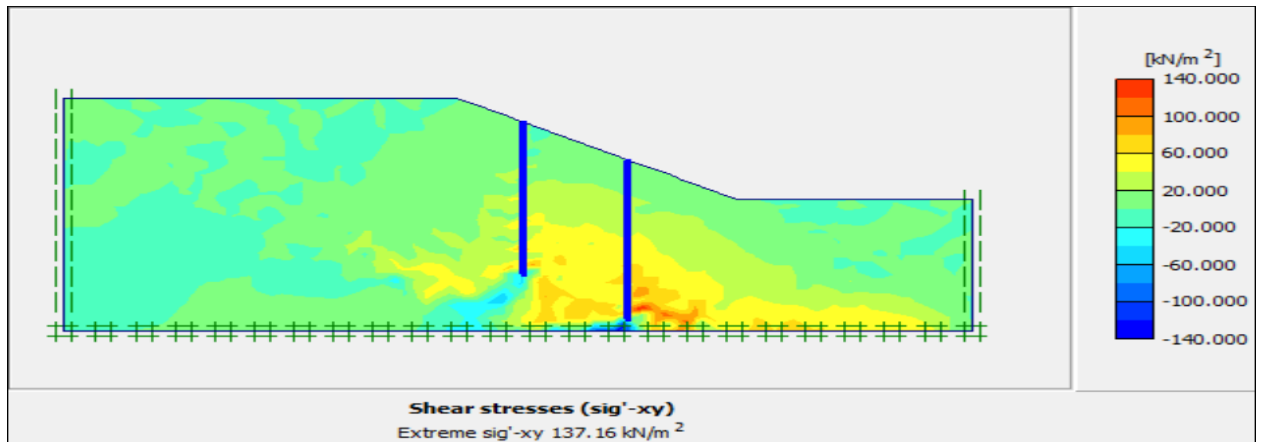


Figure 4.69 : Contrainte de cisaillement de deux files de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 30^\circ$)

Calculation information			
Multipliers Additional Info Step Info			
Step Info		Step	558 of 558
Plastic STEP		Extrapolation factor	2.000
		Relative stiffness	0.000
Multipliers		Incremental multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp: 1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA: 1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB: 1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight: 1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel: 0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf: 3.129
Time	Increment:	0.000	End time: 0.000
Dynamic time	Increment:	0.000	End time: 0.000

Figure 4.70 : Coefficient de sécurité de deux files de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 30^\circ$)

g) Renforcement avec trois files de pieux de 5 m de longueur

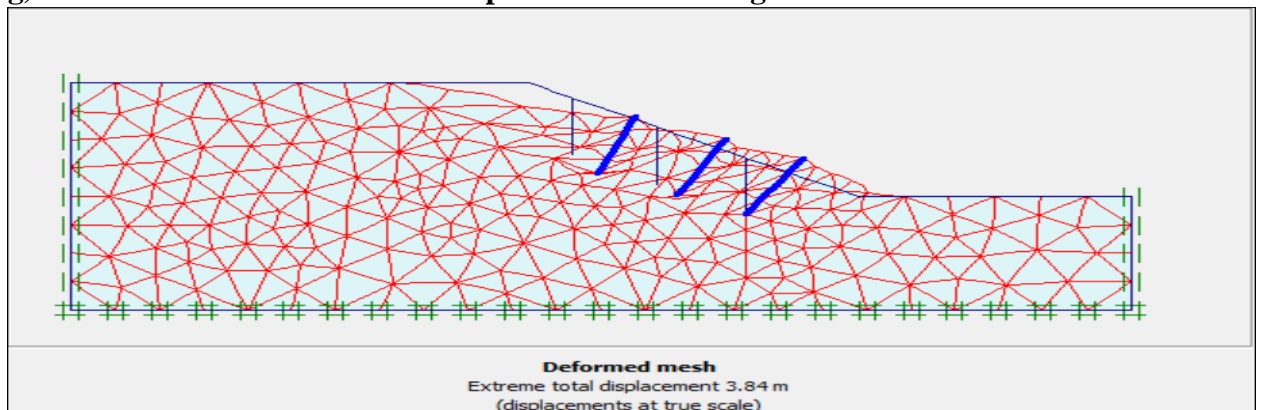


Figure 4.71 : Déformation de trois files de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 30^\circ$)

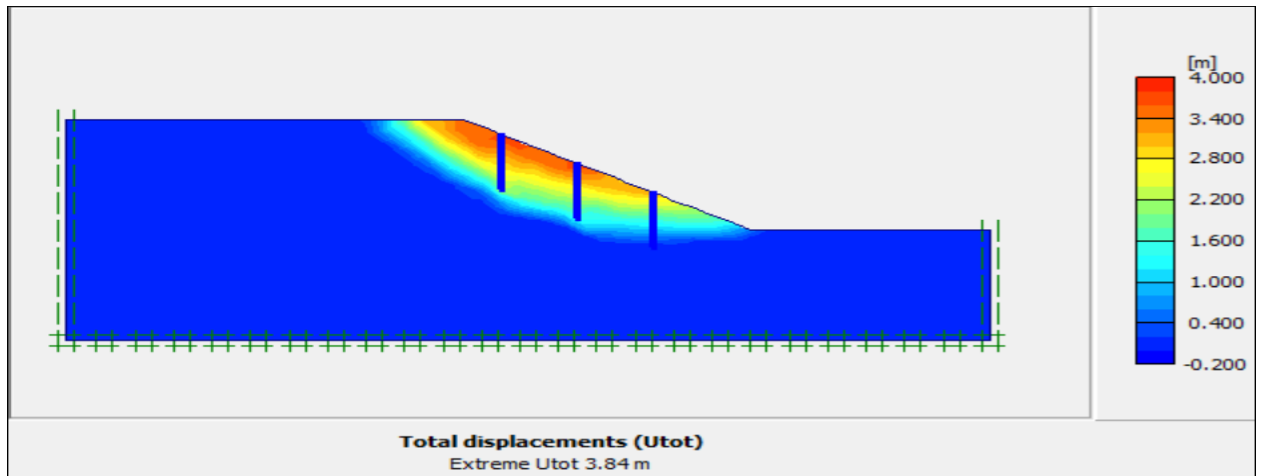


Figure 4.72 : Déplacement total de trois files de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 30^\circ$)

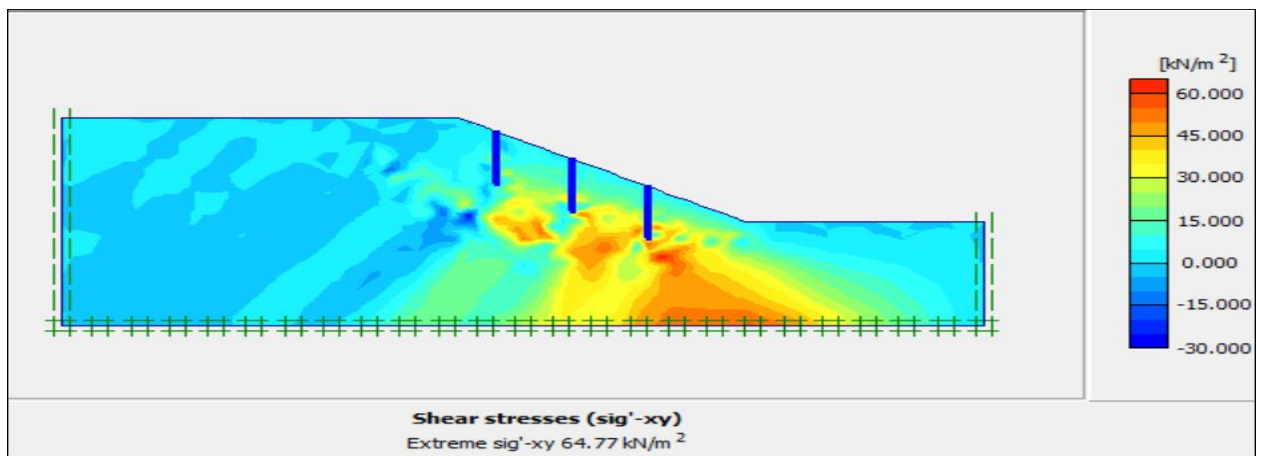


Figure 4.73 : Contrainte de cisaillement de trois files de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 30^\circ$)

Calculation information					
Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info		Step		657 of 657	
Plastic STEP		Extrapolation factor		2.000	
		Relative stiffness		0.000	
Multipliers		Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000	
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000	
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000	
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000	
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000	
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf:	2.077	
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000	
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000	

Figure 4.74 : Coefficient de sécurité de trois files de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 30^\circ$)

h) Renforcement avec trois files de pieux de 10 m de longueur

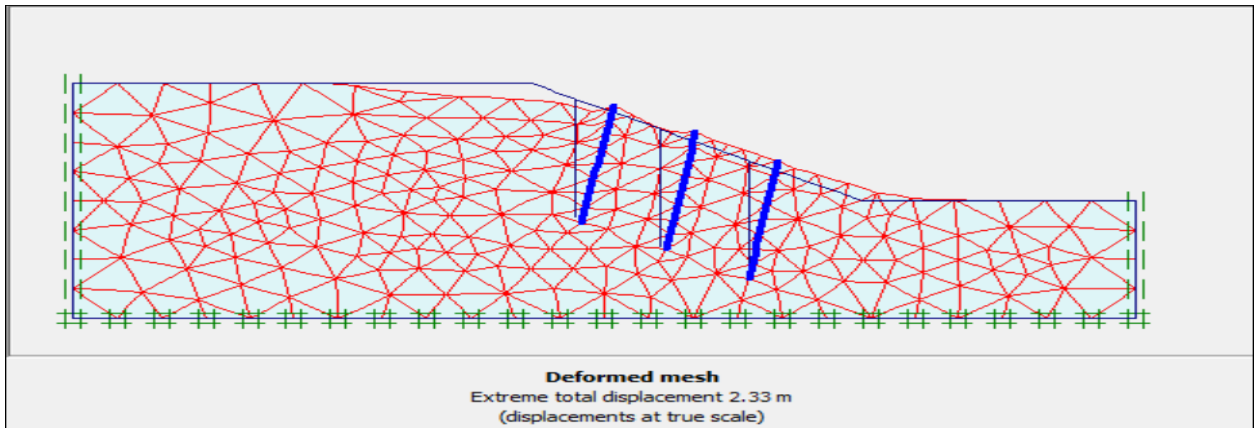


Figure 4.75 : Déformation de trois files de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 30^\circ$)

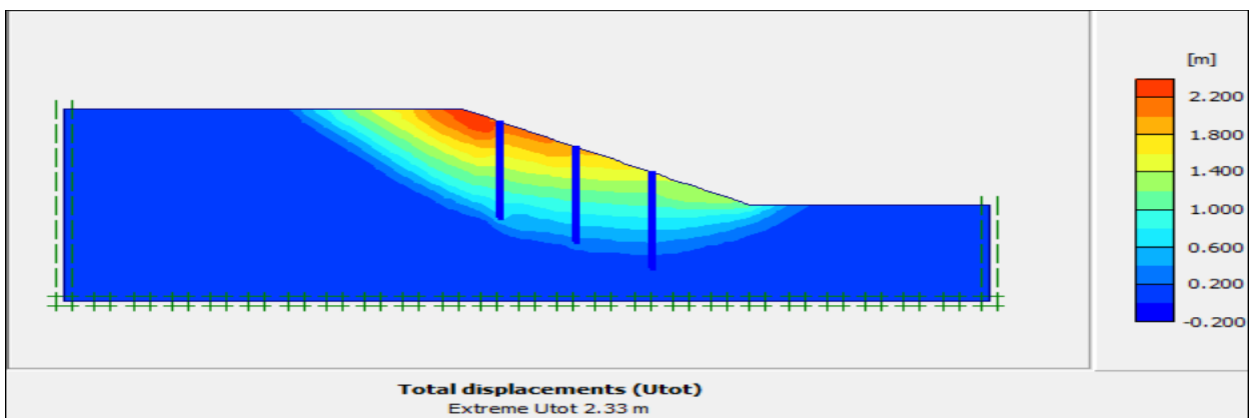


Figure 4.76 : Déplacement total de trois files de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 30^\circ$)

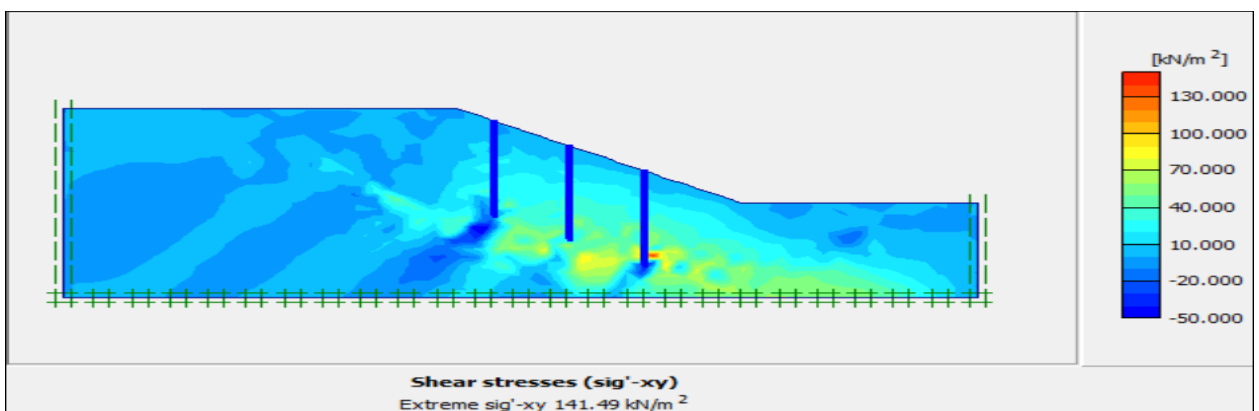


Figure 4.77 : Contrainte de cisaillement de trois files de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 30^\circ$)

Calculation information					
Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info		Step		658 of 658	
Plastic STEP		Extrapolation factor		0.500	
		Relative stiffness		0.000	
Multipliers		Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000	
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000	
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000	
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000	
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000	
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf:	2.547	
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000	
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000	

Figure 4.78 : Coefficient de sécurité de trois files de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 30^\circ$)

i) Renforcement avec trois files de pieux de 15 m de longueur

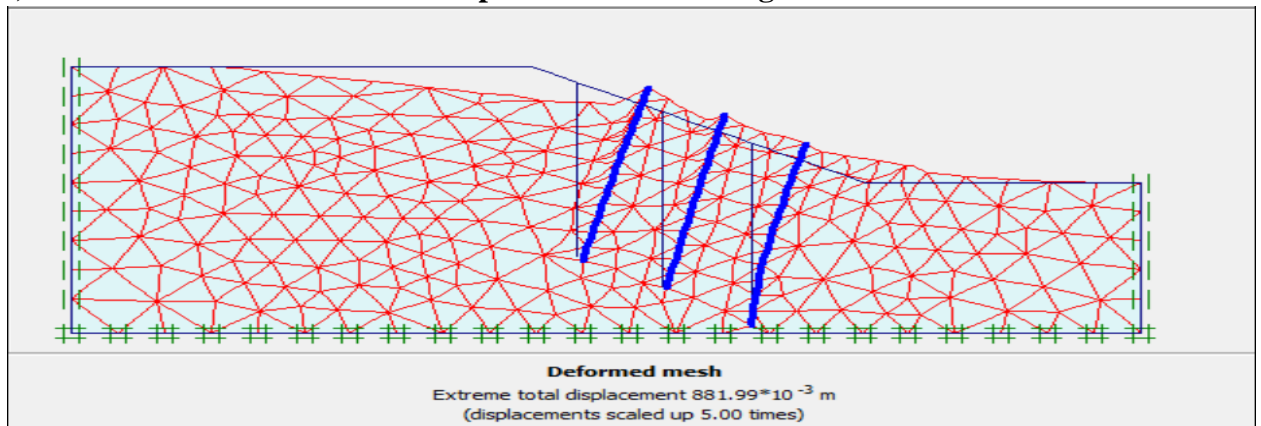


Figure 4.79 : Déformation de trois files de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 30^\circ$)

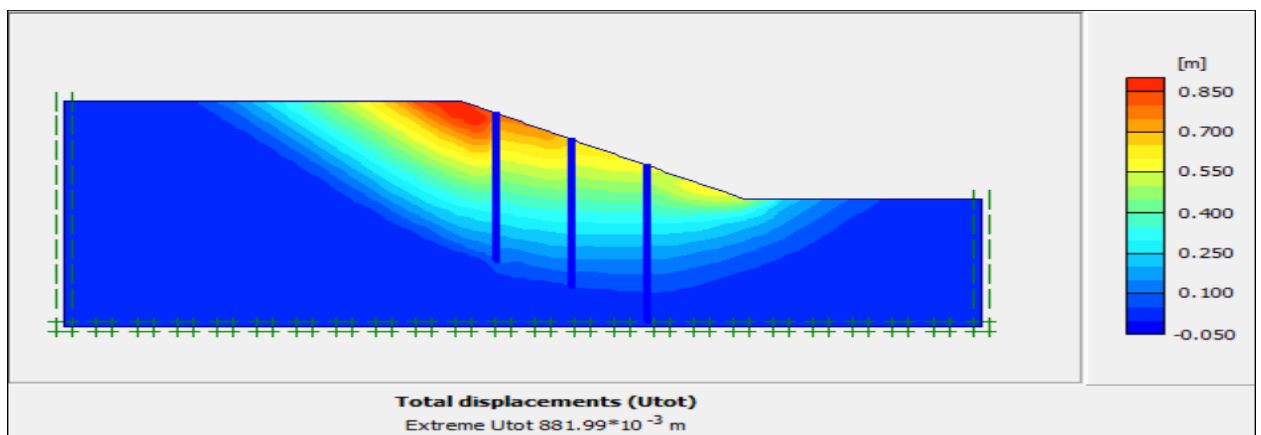


Figure 4.80 : Déplacement total de trois files de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 30^\circ$)

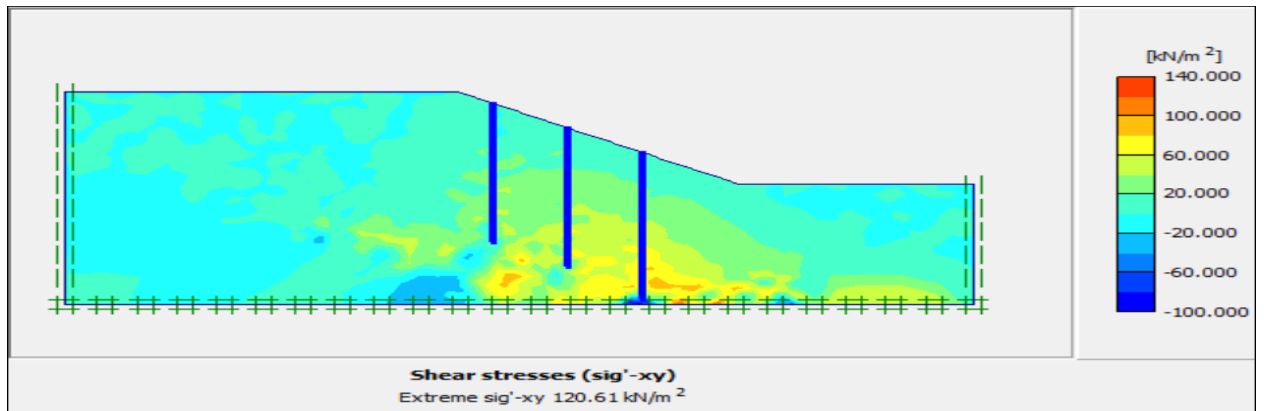


Figure 4.81 : Contrainte de cisaillement de trois files de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 30^\circ$)

Calculation information				
Multipliers		Additional Info		Step Info
Step Info		Step		761 of 761
Plastic STEP		Extrapolation factor		0.500
		Relative stiffness		0.000
Multipliers		Incremental multipliers		Total multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf:	3.164
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000

Figure 4.82 : Coefficient de sécurité de trois files de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 30^\circ$)

4.5.3 Interprétation de résultats

D'après notre étude paramétrique en variant la longueur des pieux et le nombre de files ou rangée de pieux, on note :

- Les Pieux de 5 m de longueur agissent comme une surcharge, la raison pour laquelle on remarque une réduction du coefficient de sécurité par rapport au état initial du talus.
- Les pieux de 10 m et 15 m de longueur, sont suffisamment longues pour stabiliser le talus, c'est pour ça qu'on note une augmentation du coefficient de sécurité.

Les figures au-dessus, illustrent l'effet de la longueur des pieux et le nombre de files sur le coefficient de sécurité pour la inclinaison de 30° :

- L'effet de une file de pieux

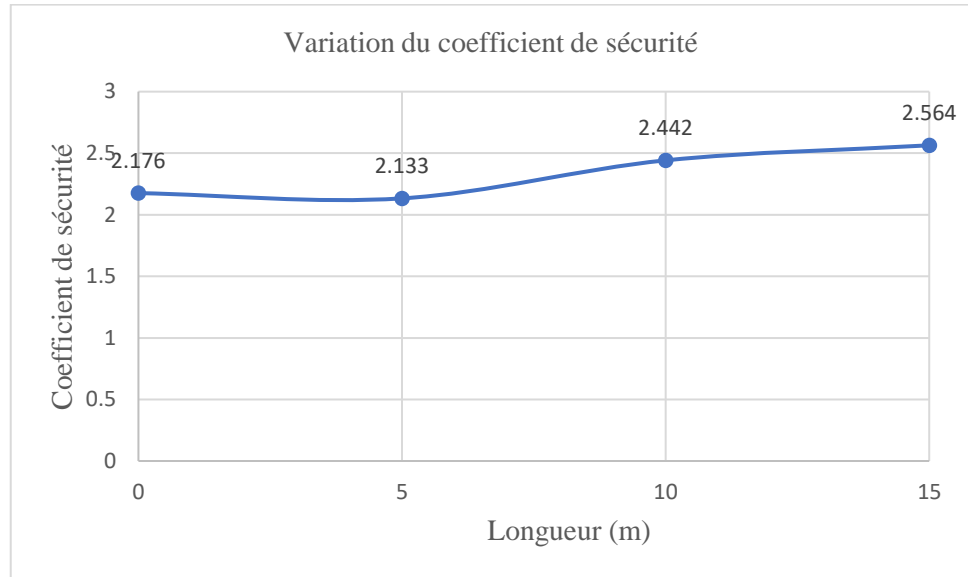


Figure 4.83 : L'influence d'une file de pieux dans le coefficient de sécurité ($\beta = 30^\circ$)

- L'effet de deux files de pieux

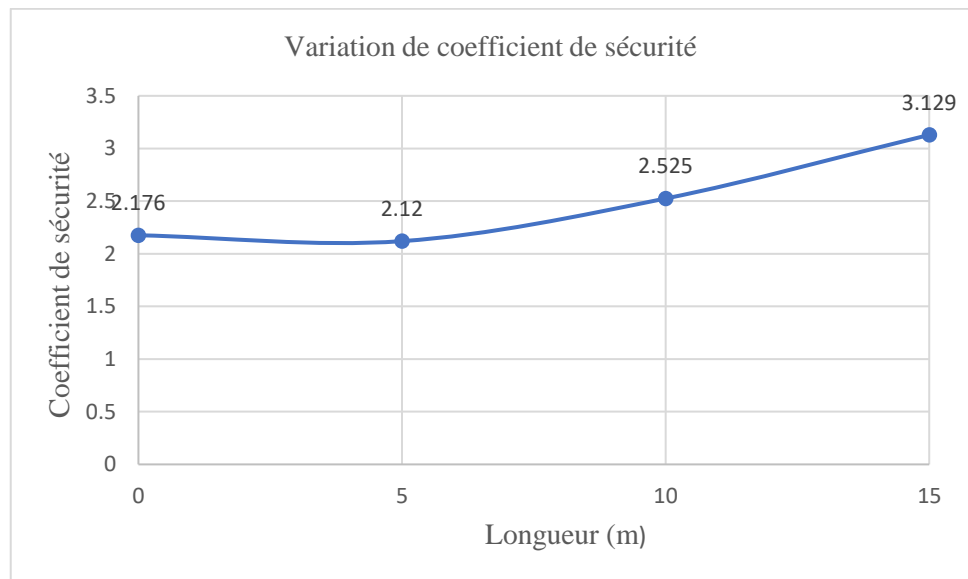


Figure 4.84 : L'influence de deux files de pieux dans le coefficient de sécurité ($\beta = 30^\circ$)

- L'effet de trois files de pieux

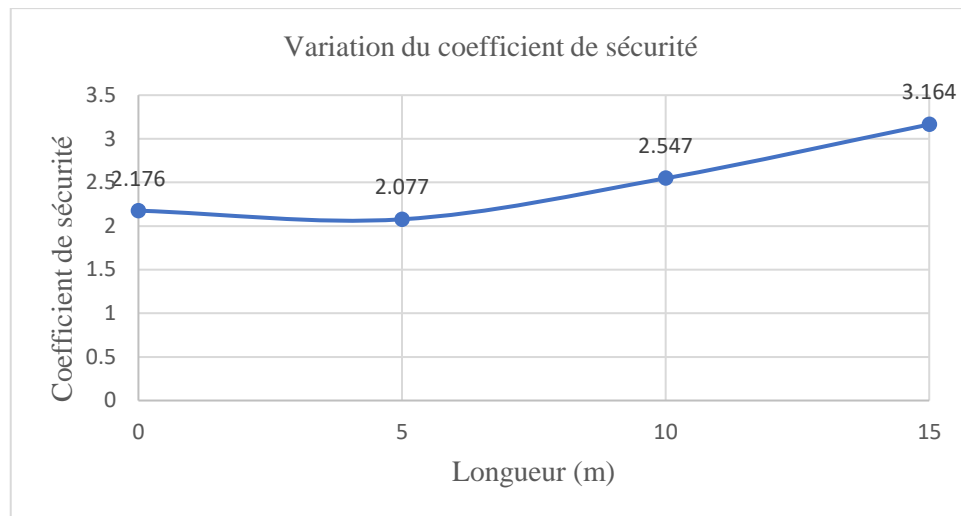


Figure 4.85 : L'influence de trois files de pieux dans le coefficient de sécurité ($\beta = 30^\circ$)

D'après très trois courbes dans les figures 4.83, 4.84 et 4.85, on remarque que les courbes ont la même tendance, le coefficient de sécurité augmente lorsque la longueur des pieux et le nombre de files augmentent.

4.6 Analyse numérique de l'inclinaison $\beta = 45^\circ$

4.6.1 Analyse sans mise en place des pieux

La déformation du maillage est représentée dans la figure 4.86, qu'est composé de 403 éléments, 868 nœuds, 1209 points de contraintes et une dimension moyenne d'élément 1.58 m.

Le coefficient de sécurité calculé est égal à $F_s = 1.431 < 1.5$, ce qui signifie que le talus n'est pas stable par son propre poids, la contrainte de cisaillement est représentée dans la figure 4.88, qu'est égal à 57.05 kPa.

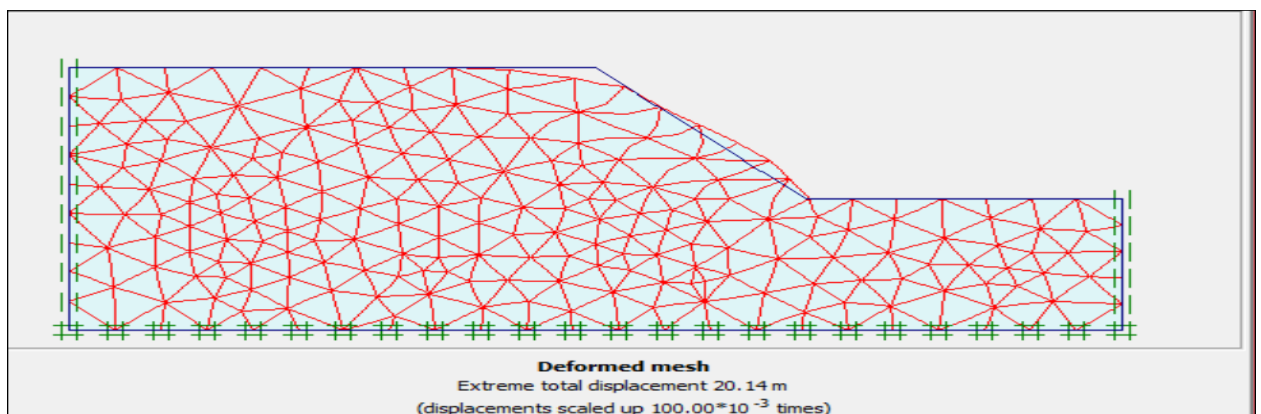


Figure 4.86 : Déformation du maillage ($\beta = 45^\circ$)

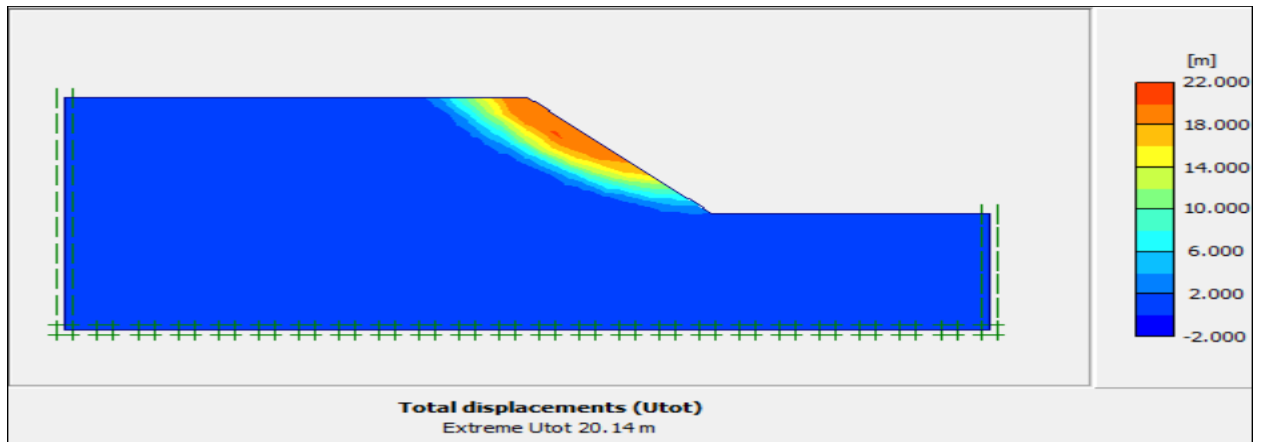


Figure 4.87 : Déplacement total ($\beta = 45^\circ$)

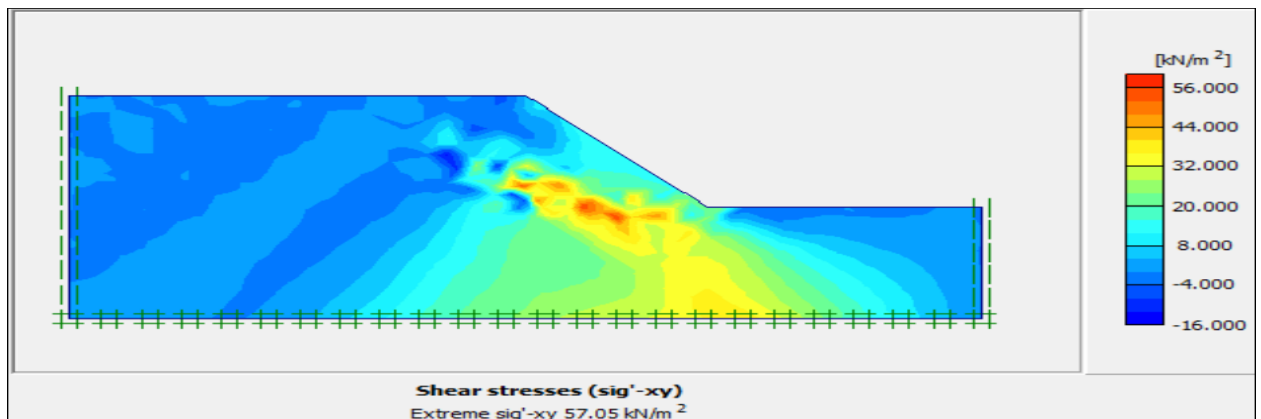


Figure 4.88 : Contrainte de cisaillement ($\beta = 45^\circ$)

Calculation information			
Multipliers Additional Info Step Info			
Step Info			
Step	100 of 100	Extrapolation factor	1.000
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000
Multipliers			
	Incremental multipliers		Total multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp: 1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA: 1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB: 1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight: 1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel: 0.000
Strength reduction factor	Msf:	-0.001	Σ -Msf: 1.431
Time	Increment:	0.000	End time: 0.000
Dynamic time	Increment:	0.000	End time: 0.000

Figure 4.89 : Contrainte de cisaillement ($\beta = 45^\circ$)

4.6.2 Analyse numérique avec la mise en place des pieux

a) Renforcement avec une file de pieux de 5 m de longueur

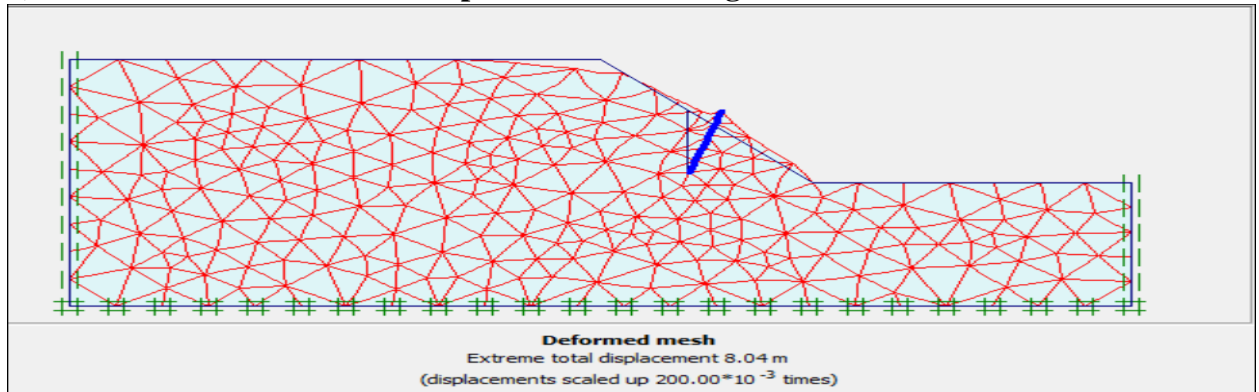


Figure 4.90 : Déformation du maillage d'une file de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

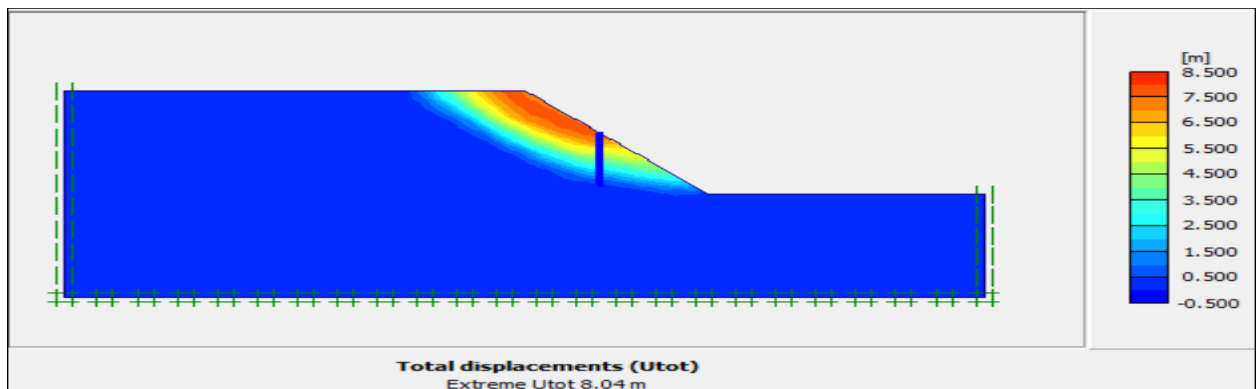


Figure 4.91 : Déplacement total d'une file de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

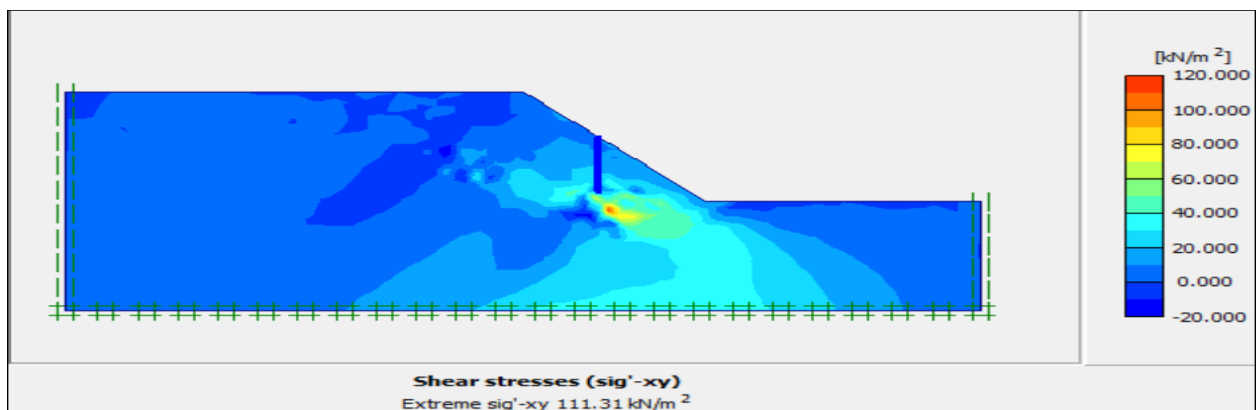


Figure 4.92 : Contrainte de cisaillement d'une file de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

Calculation information					
Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info		Step		359 of 359	
Plastic STEP		Extrapolation factor		2.000	
		Relative stiffness		0.000	
Multipliers		Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000	
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000	
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000	
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000	
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000	
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf:	1.456	
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000	
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000	

Figure 4.93 : Coefficient de sécurité d'une file de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

b) Renforcement avec une file de pieux de 10 m de longueur

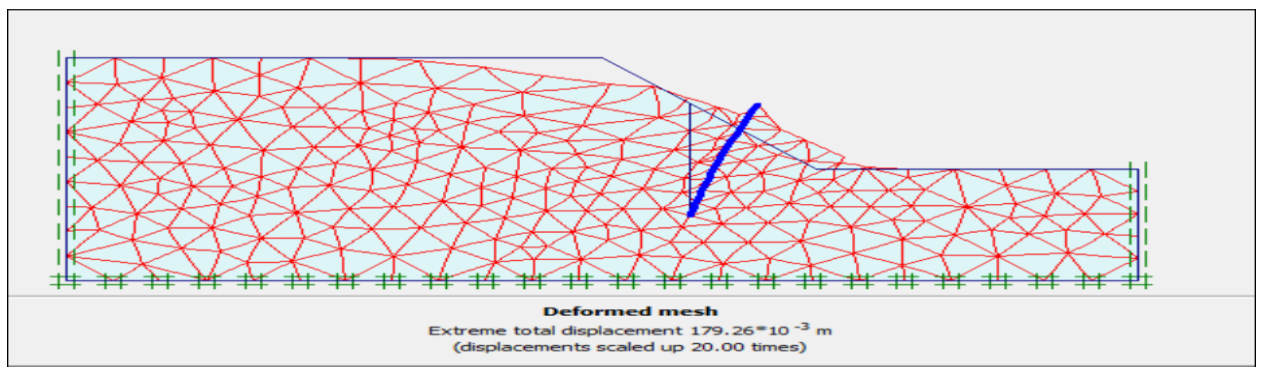


Figure 4.94 : Deformation du maillage d'une file de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

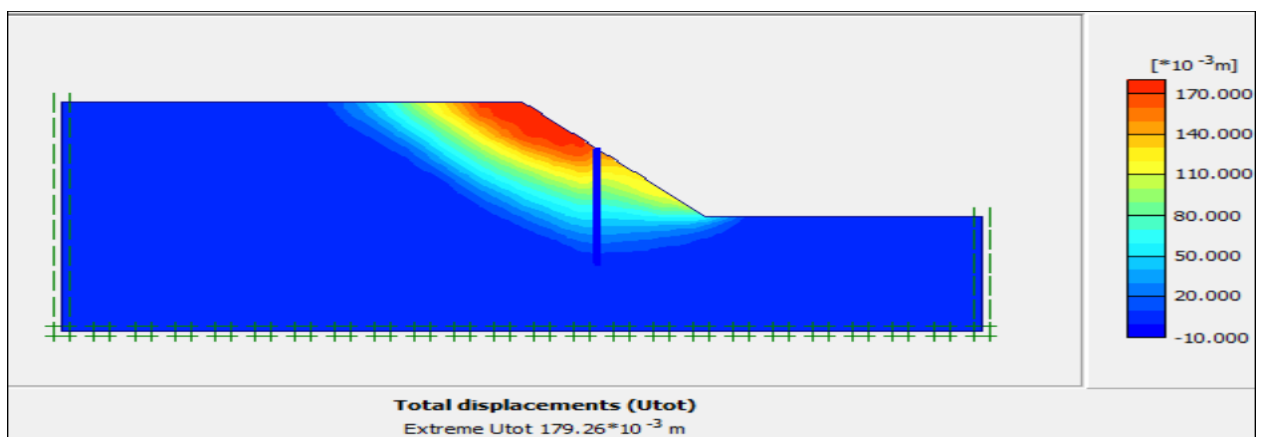


Figure 4.95 : Déplacement total d'une file de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

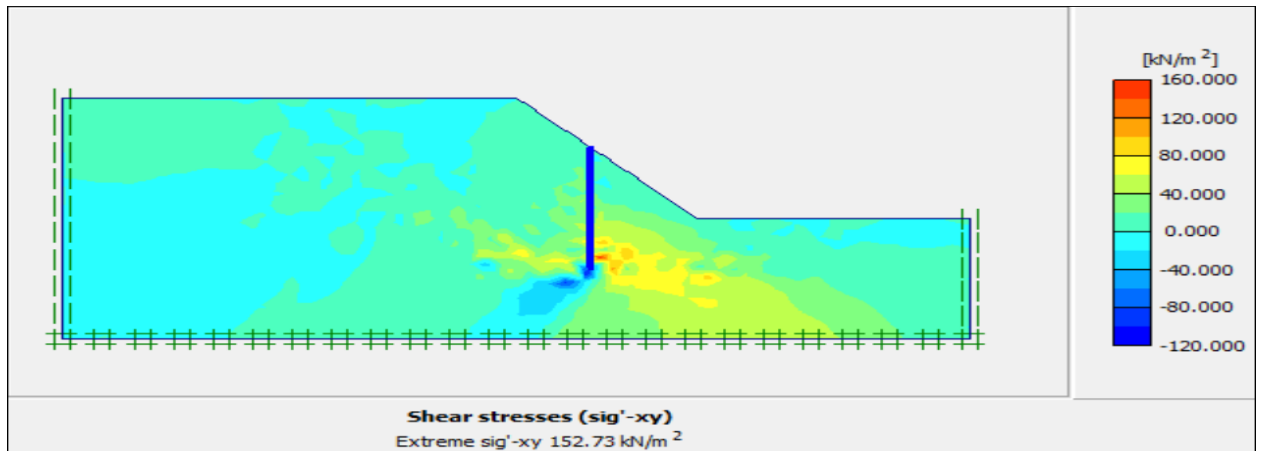


Figure 4.96 : Contrainte de cisaillement d'une file de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

Calculation information			
Multipliers		Additional Info Step Info	
Step Info			
Step	560 of 560	Extrapolation factor	2.000
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000
Multipliers			
	Incremental multipliers		Total multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp: 1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA: 1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB: 1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight: 1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel: 0.000
Strength reduction factor	Msf:	-0.003	Σ -Msf: 1.796
Time	Increment:	0.000	End time: 0.000
Dynamic time	Increment:	0.000	End time: 0.000

Figure 4.97 : Coefficient de sécurité d'une file de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

c) Renforcement avec une file de pieux de 15 m de longueur

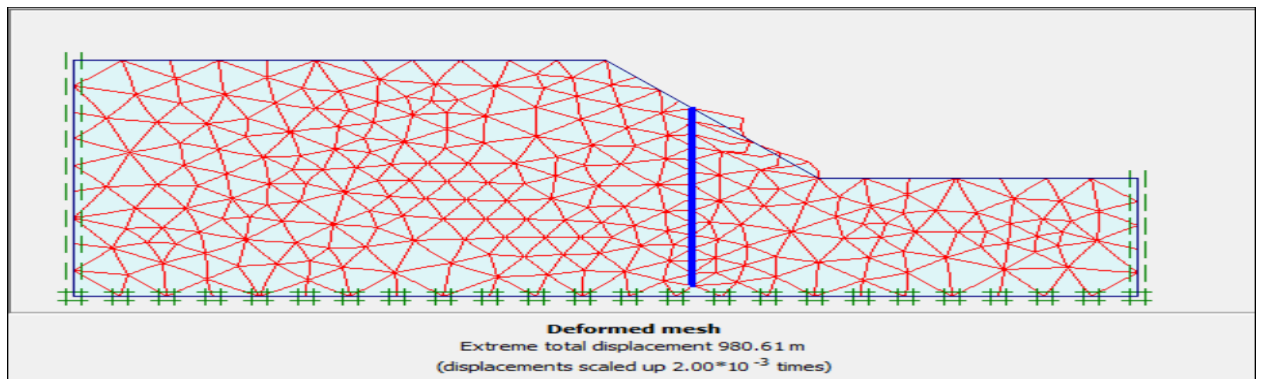


Figure 4.98 : Deformation du maillage d'une file de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

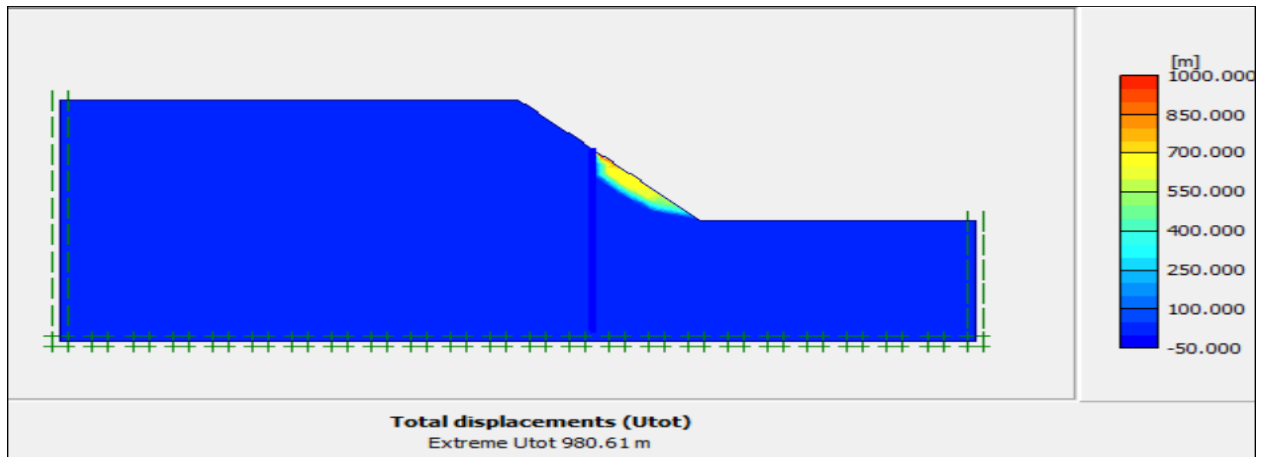


Figure 4.99 : Déplacement total d'une file de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

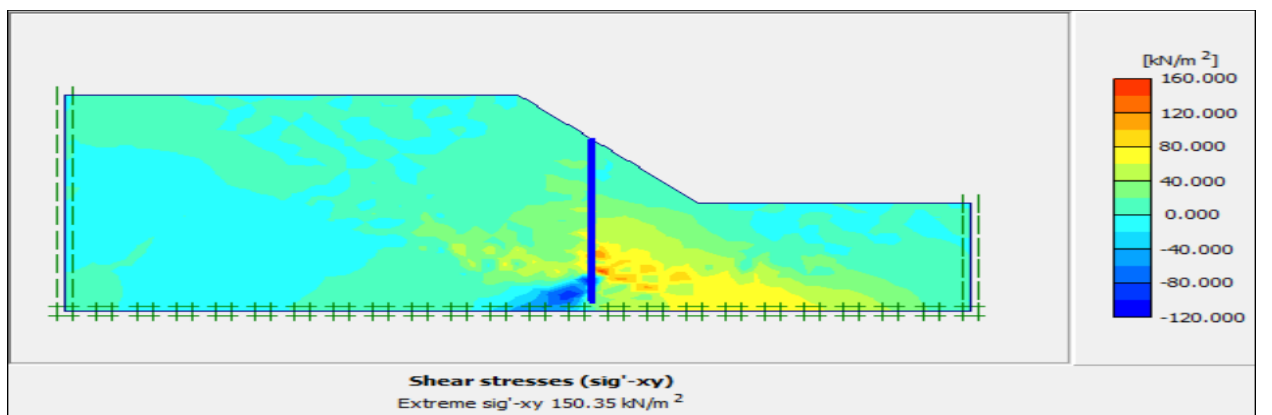


Figure 4.100 : Contrainte de cisaillement d'une file de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

Calculation information			
Multipliers		Additional Info	Step Info
Step Info			
Step	459 of 459	Extrapolation factor	0.500
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000
Multipliers			
	Incremental multipliers		Total multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp: 1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA: 1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB: 1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight: 1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel: 0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf: 1.876
Time	Increment:	0.000	End time: 0.000
Dynamic time	Increment:	0.000	End time: 0.000

Figure 4.101 : Coefficient de sécurité d'une file de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

d) Renforcement avec deux files de pieux de 5 m de longueur

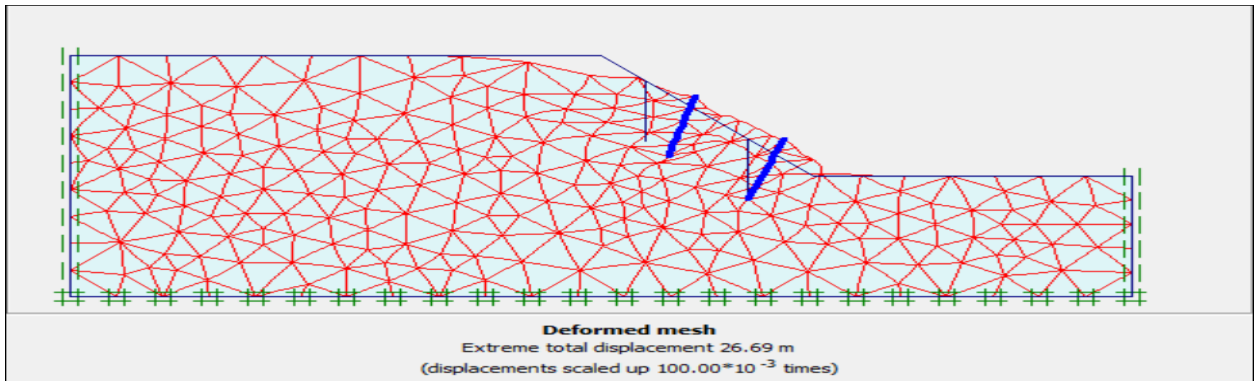


Figure 4.102 : Deformation du maillage de deux files de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

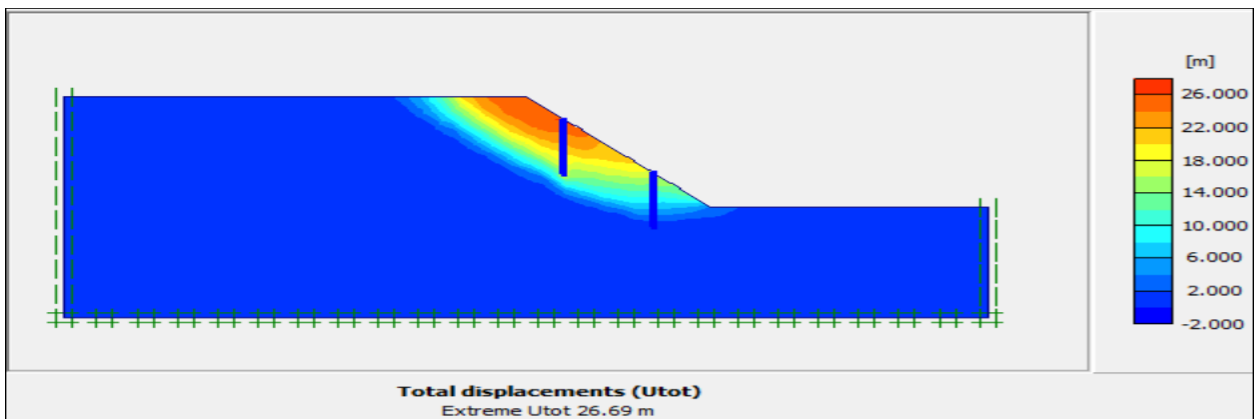


Figure 4.103 : Déplacement total de deux files de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

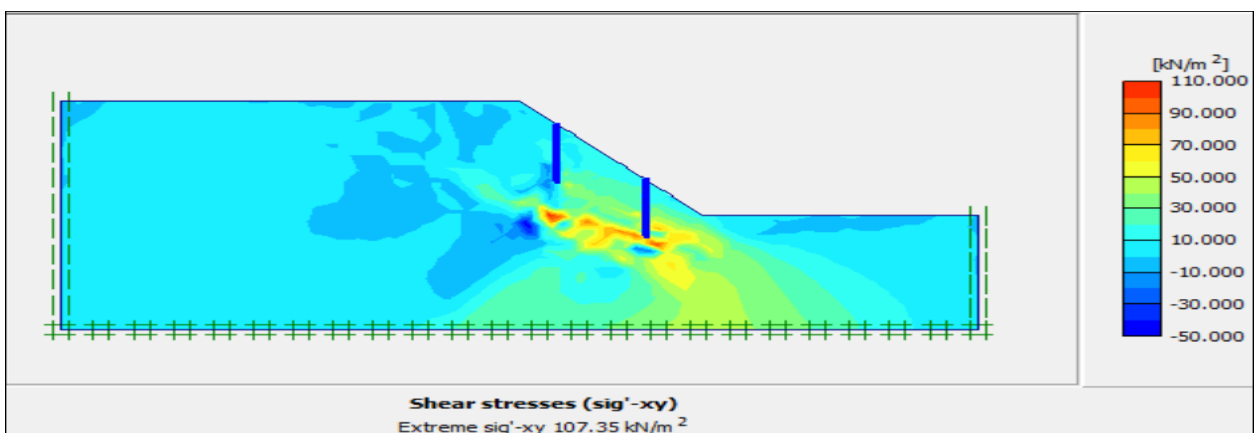


Figure 4.104 : Contrainte de cisaillement de deux files de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

Calculation information					
Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info		Step		358 of 358	
Plastic STEP		Extrapolation factor		2.000	
		Relative stiffness		0.000	
Multipliers		Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000	
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000	
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000	
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000	
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000	
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf:	1.495	
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000	
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000	

Figure 4.105 : Coefficient de sécurité de deux files de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

e) Renforcement avec deux files de pieux de 10 m de longueur

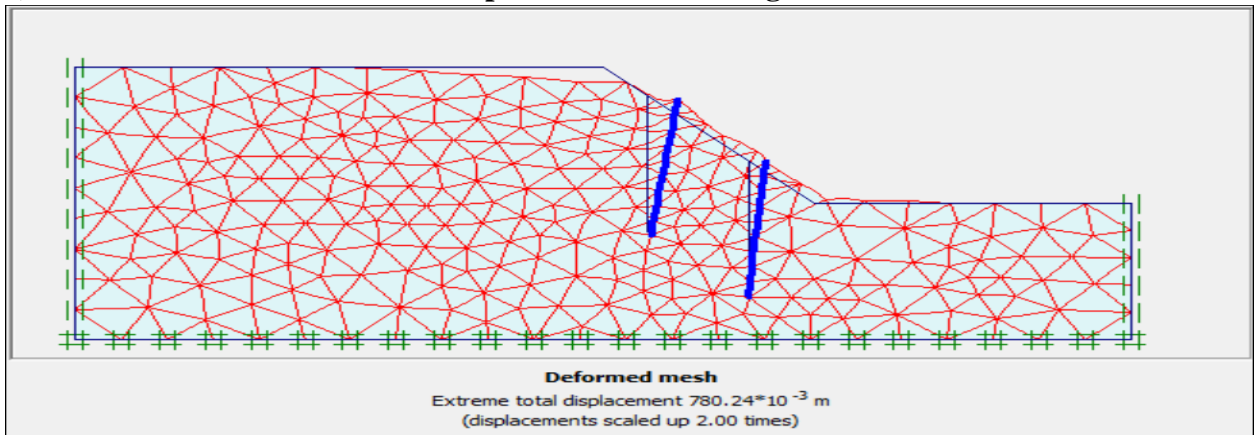


Figure 4.106 : Deformation du maillage de deux files de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

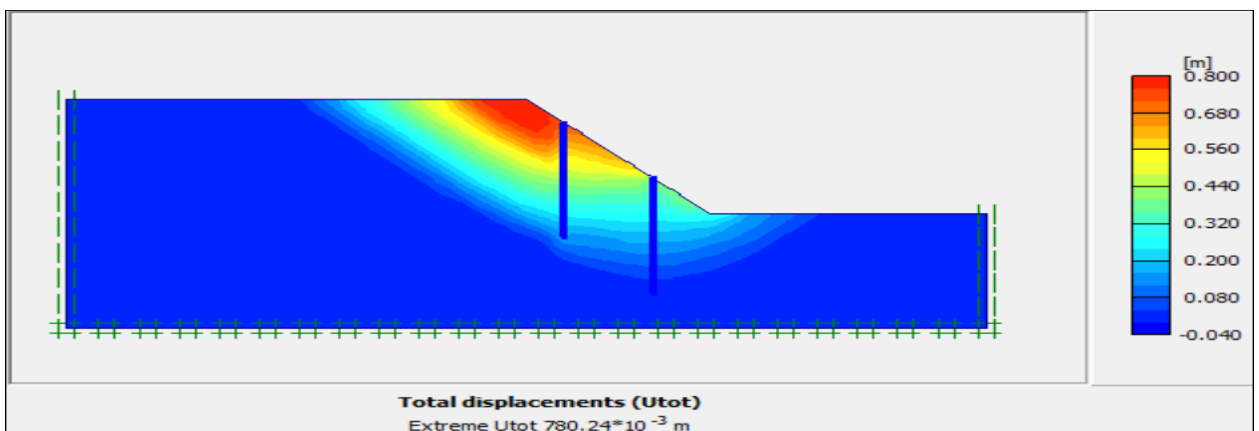


Figure 4.107 : Déplacement total de deux files de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

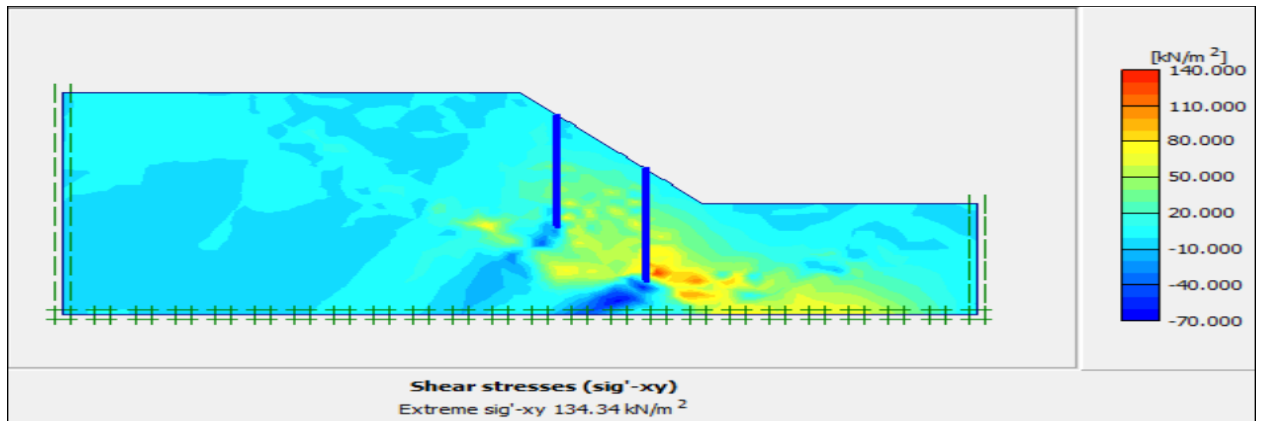


Figure 4.108 : Contrainte de cisaillement de deux files de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

Calculation information					
Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info		Step		560 of 560	
Plastic STEP		Extrapolation factor		0.500	
		Relative stiffness		0.000	
Multipliers		Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000	
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000	
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000	
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000	
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000	
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf:	2.092	
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000	
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000	

Figure 4.109 : Coefficient de sécurité de deux files de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

f) Renforcement avec deux files de pieux de 15 m de longueur

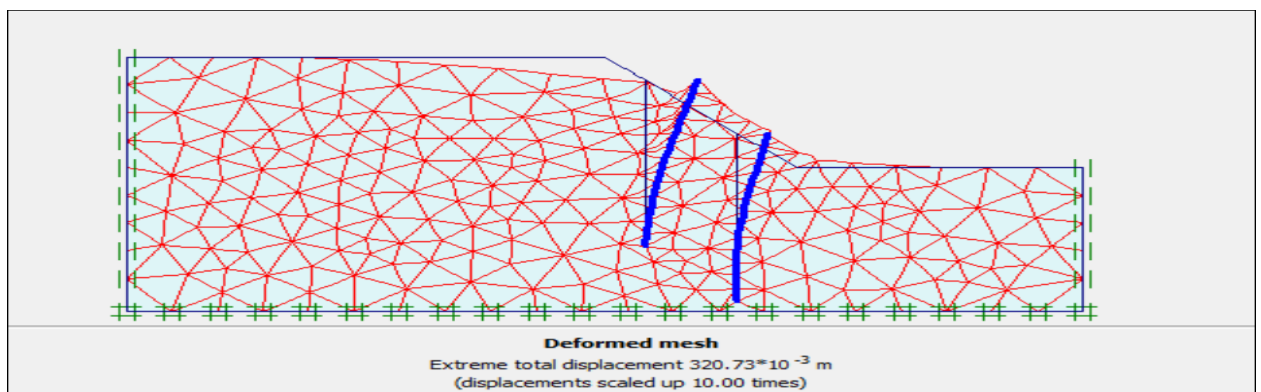


Figure 4.110 : Deformation du maillage de deux files de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

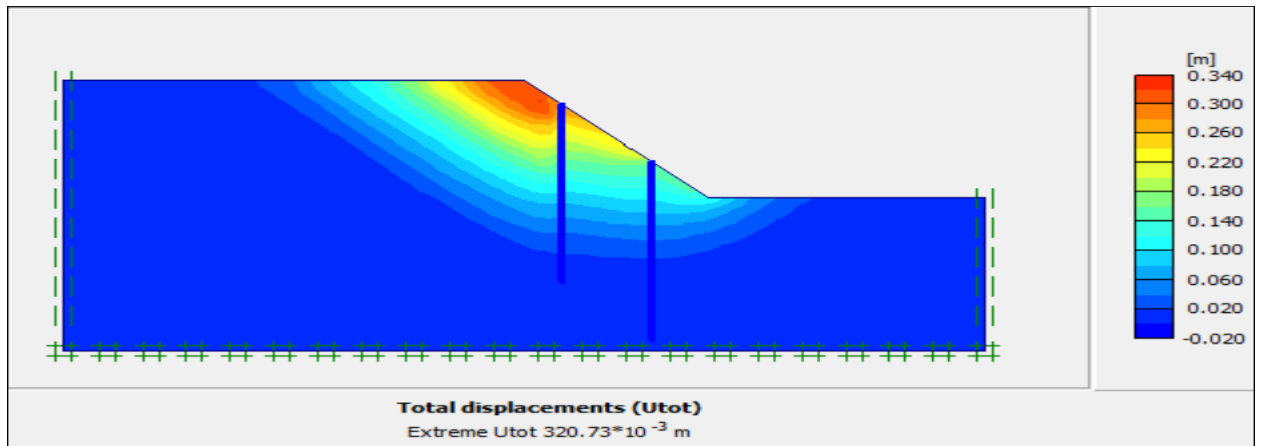


Figure 4.111 : Déplacement total de deux files de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

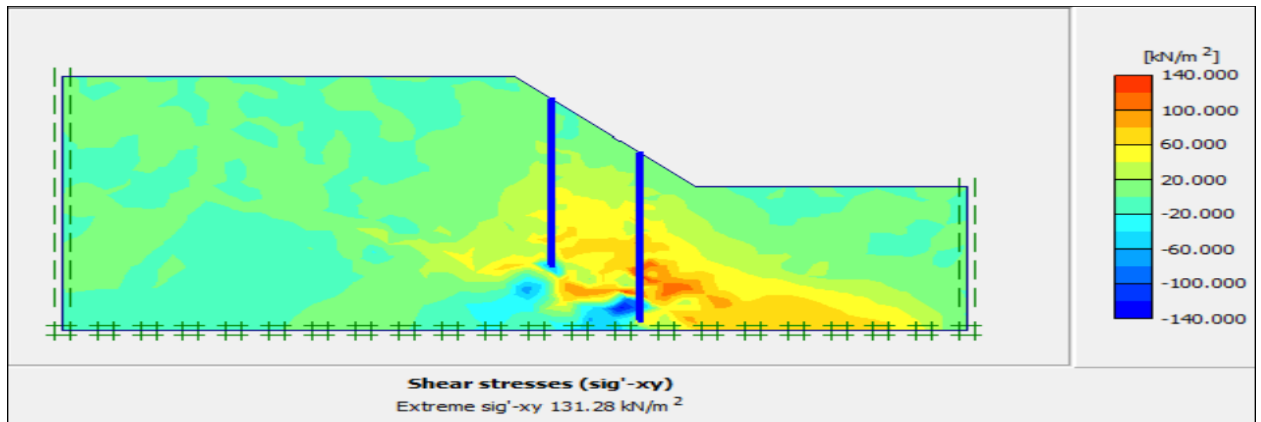


Figure 4.112 : Contrainte de cisaillement de deux files de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

Calculation information				
Multipliers		Additional Info	Step Info	
Step Info		Step	559 of 559	
Plastic STEP		Extrapolation factor	0.500	
		Relative stiffness	0.000	
Multipliers		Incremental multipliers	Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf:	2.548
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000

Figure 4.113 : Coefficient de sécurité de deux files de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

g) Renforcement avec trois files de pieux de 5 m de longueur

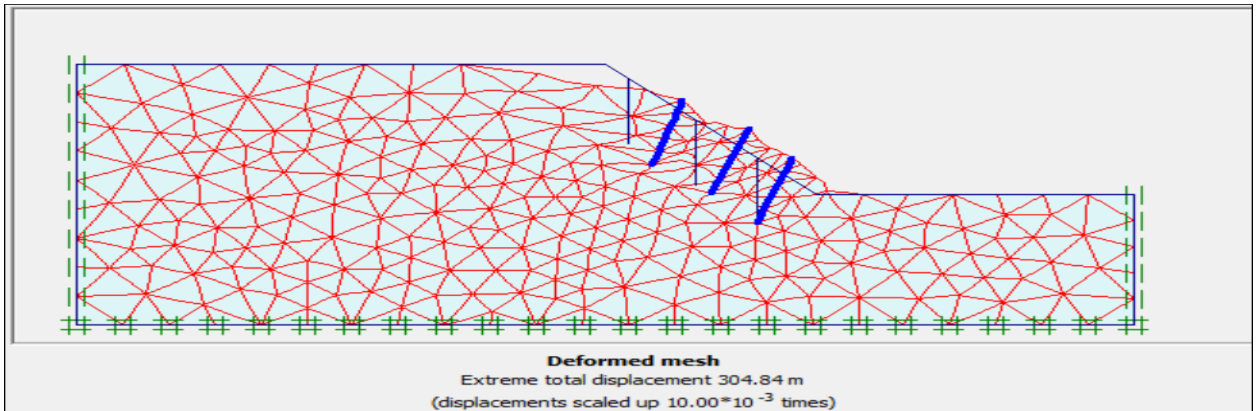


Figure 4.114 : Deformation du maillage de trois files de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

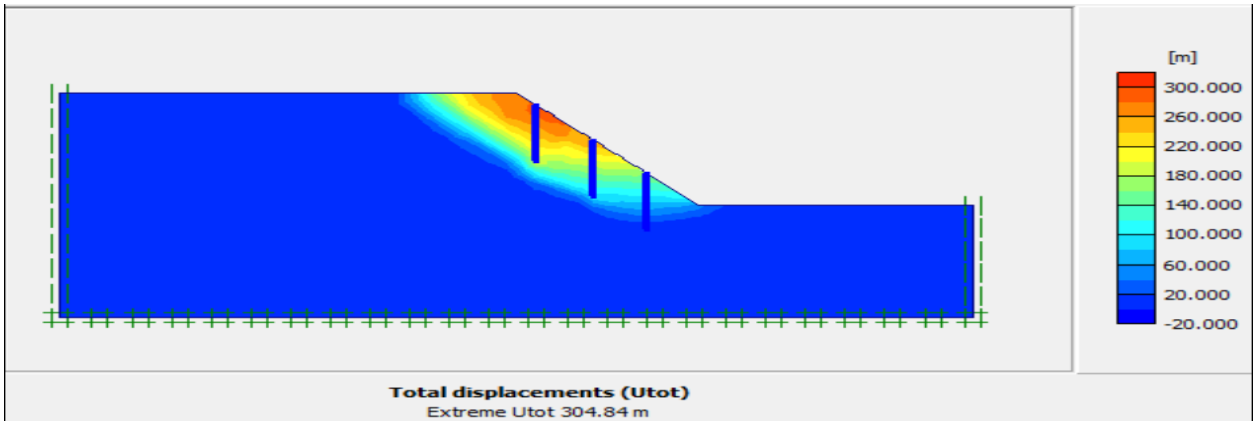


Figure 4.115 : Displacement total de trois files de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

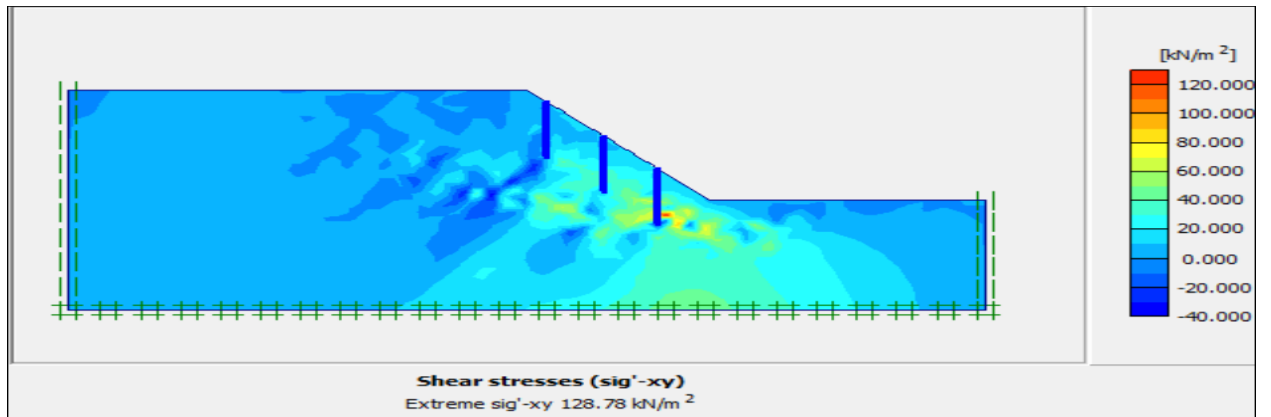


Figure 4.116 : Contrainte de cisaillement de trois files de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

Calculation information					
Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info		Step	561 of 561	Extrapolation factor	0.500
Plastic STEP				Relative stiffness	0.000
Multipliers		Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements		Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000
Load system A		MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000
Load system B		MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000
Soil weight		Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000
Acceleration		Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000
Strength reduction factor		Msf:	0.000	Σ -Msf:	1.479
Time		Increment:	0.000	End time:	0.000
Dynamic time		Increment:	0.000	End time:	0.000

Figure 4.117 : Coefficient de sécurité de trois files de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

h) Renforcement avec trois files de pieux de 10 m de longueur

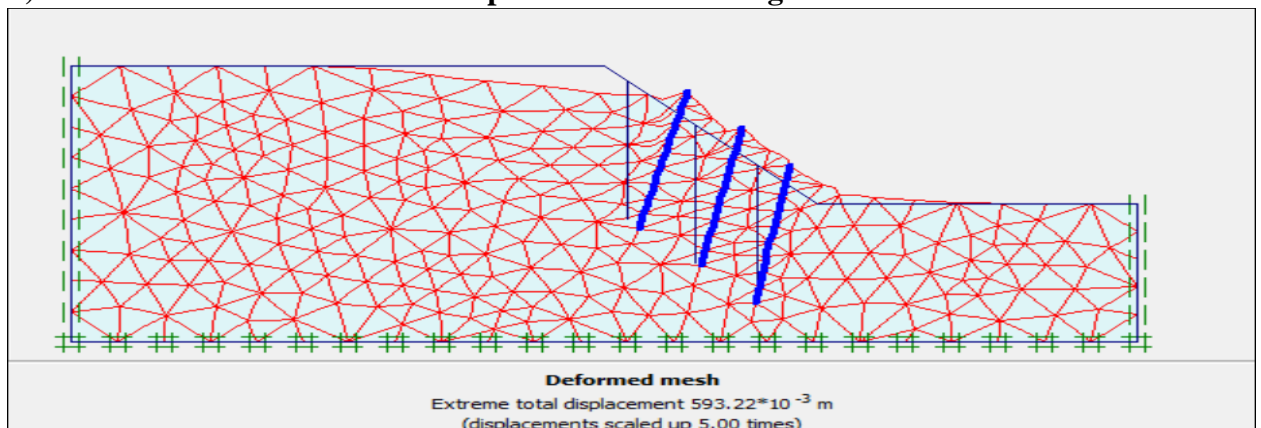


Figure 4.118 : Deformation du maillage de trois files de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

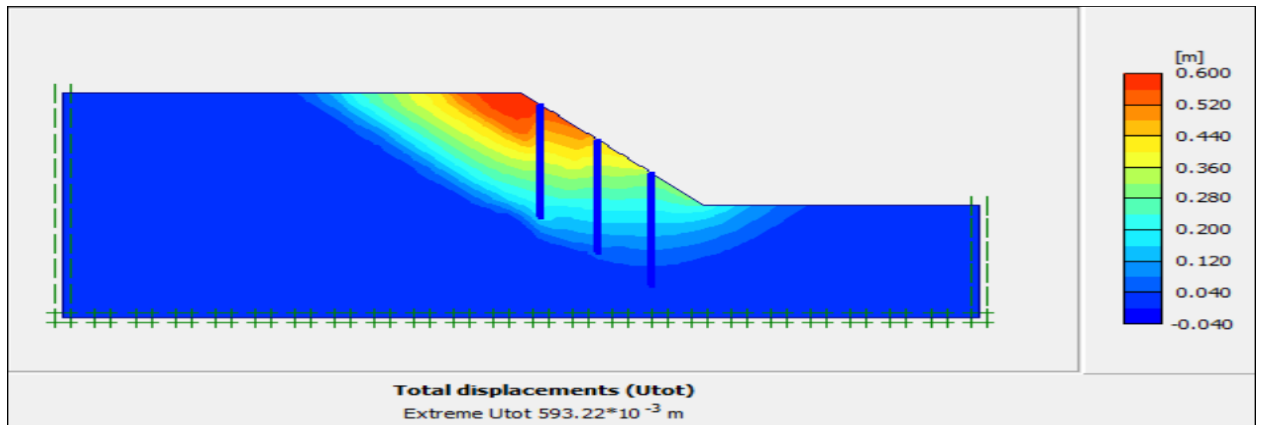


Figure 4.119 : Déplacement total de trois files de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

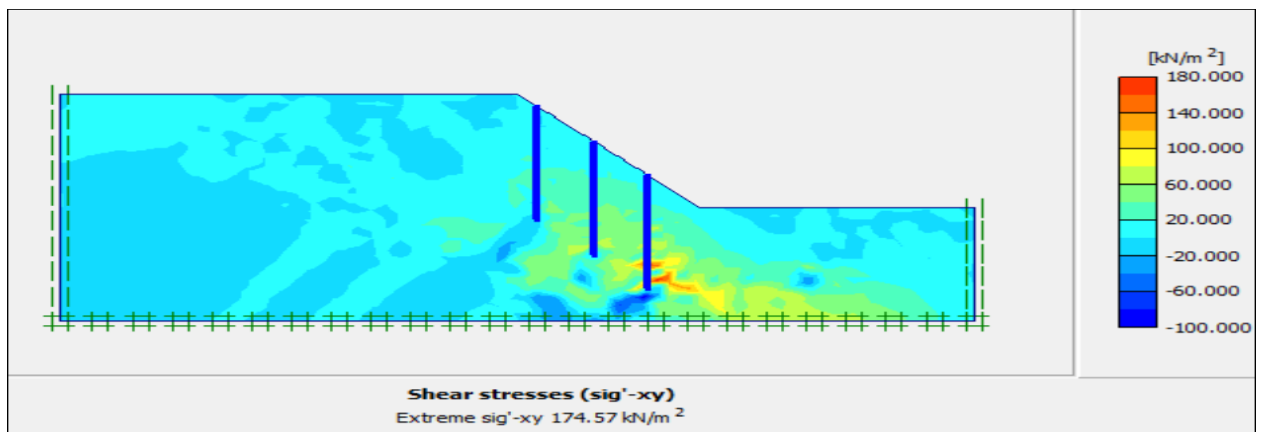


Figure 4.120 : Contrainte de cisaillement de trois files de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

Calculation information					
Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info					
Step	561 of 561	Extrapolation factor	2.000		
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000		
Multipliers					
	Incremental multipliers		Total multipliers		
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ-Mdisp:	1.000	
Load system A	MloadA:	0.000	Σ-MloadA:	1.000	
Load system B	MloadB:	0.000	Σ-MloadB:	1.000	
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ-Mweight:	1.000	
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ-Maccel:	0.000	
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ-Msf:	2.110	
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000	
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000	

Figure 4.121 : Coefficient de sécurité de trois files de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

i) Renforcement avec trois files de pieux de 10 m de longueur

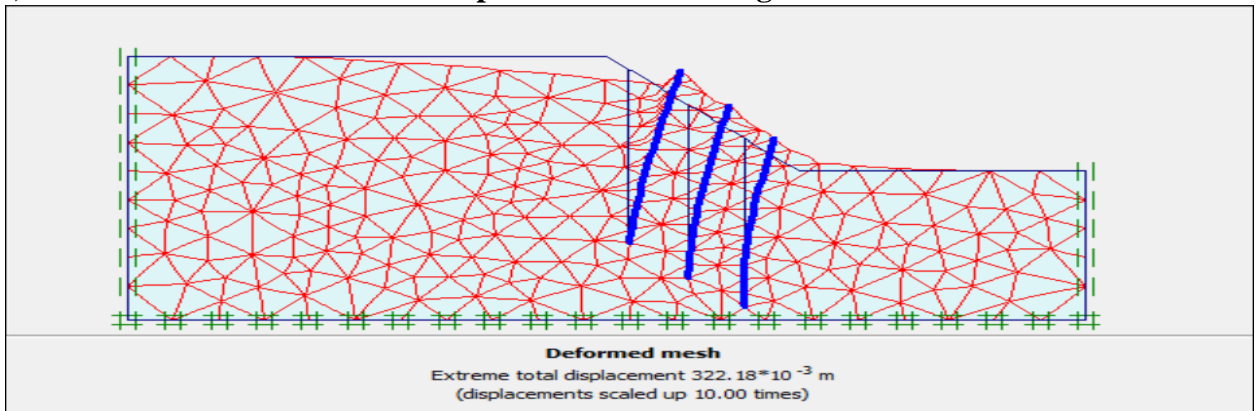


Figure 4.122 : Deformation du maillage de trois files de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

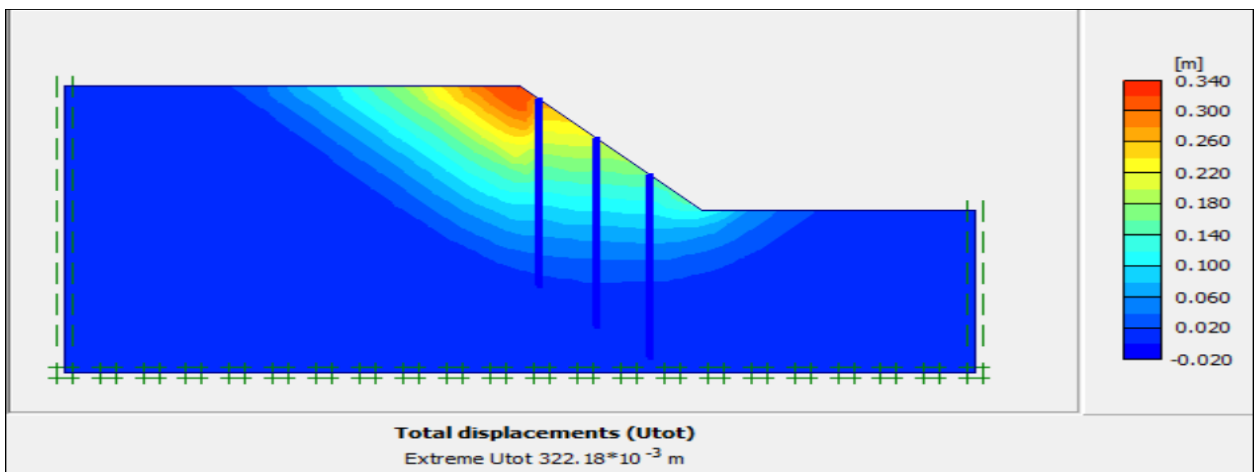


Figure 4.123 : Deplacement total de trois files de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

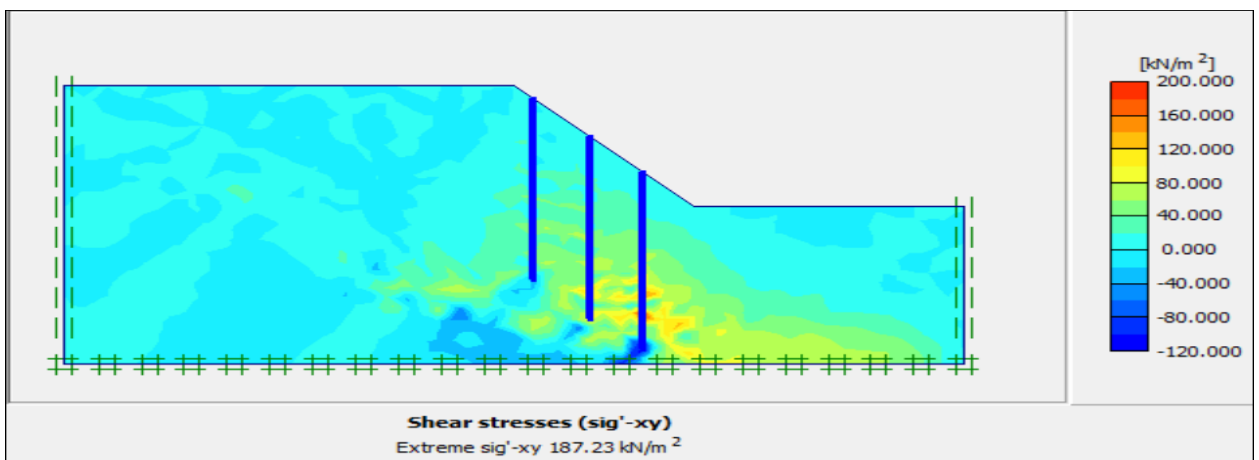


Figure 4.124 : Contrainte de cisaillement de trois files de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

Calculation information					
Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info					
Step	562 of 562	Extrapolation factor	2.000		
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000		
Multipliers					
		Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ-Mdisp:	1.000	
Load system A	MloadA:	0.000	Σ-MloadA:	1.000	
Load system B	MloadB:	0.000	Σ-MloadB:	1.000	
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ-Mweight:	1.000	
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ-Maccel:	0.000	
Strength reduction factor	Msf:	0.001	Σ-Msf:	2.620	
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000	
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000	

Figure 4.125 : Coefficient de sécurité de trois files de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

4.6.3 Interprétation de résultats

D'après notre étude paramétrique en variant la longueur des pieux et le nombre de files ou rangée de pieux, on note :

- Avec la mise en œuvre des files ou rangée de pieux de 5 m de longueur, on note une léger diference du coefficient de sécurité par rappor au état initiale, donc le renforcement n'a pas une grande influence sur le coefficient de sécurité .
- Les pieux de 10 m et 15 m de longueur, sont suffisamment longues pour stabiliser le talus, c'est pour ça qu'on note une large augmentation du coefficient de sécurité. On remarque qu'il a une grande influence sur le coefficient de sécurité.

Les figues au-dessus, illustrent l'effet de la longueur des pieux et le nombre de files sur le coefficient de sécurité pour la inclinaison de 45° :

- L'effet de une file de pieux

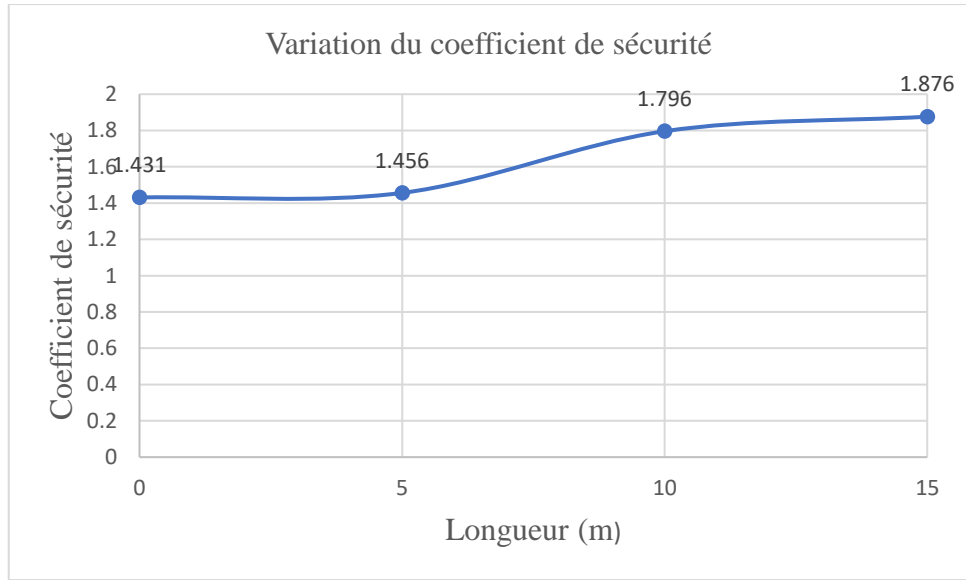


Figure 4. 126 : L'influence d'une file de pieux dans le coefficient de sécurité ($\beta = 45^\circ$)

- L'effet de deux files de pieux

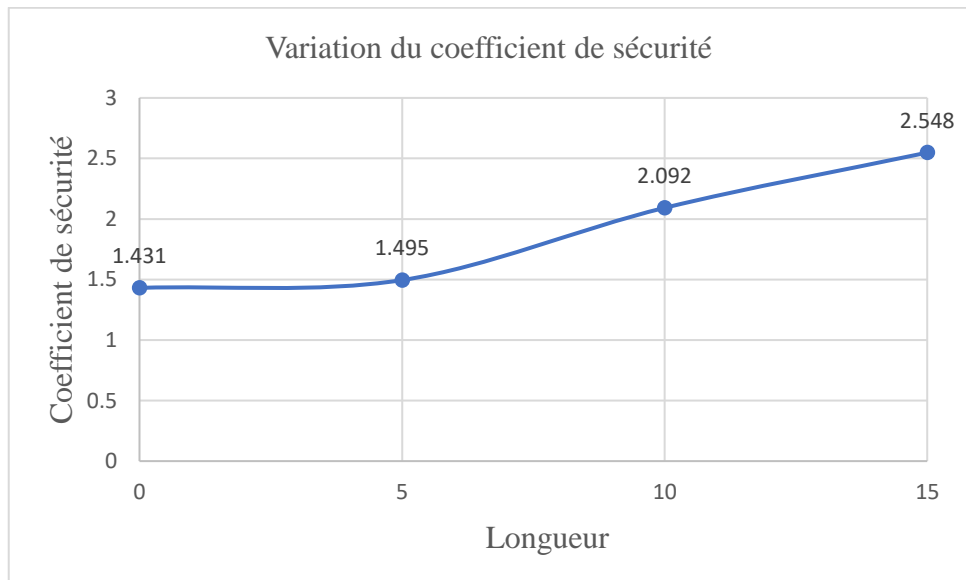


Figure 4. 128 : L'influence de trois files de pieux dans le coefficient de sécurité ($\beta = 45^\circ$)

- L'effet de trois files de pieux

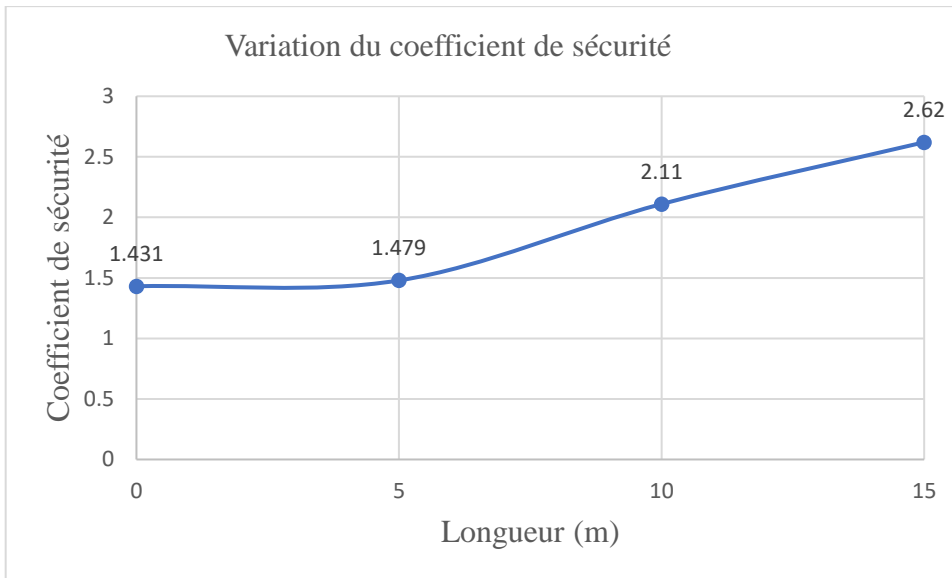


Figure 4. 127 : L'influence de deux files de pieux dans le coefficient de sécurité ($\beta = 45^\circ$)

4.7 Analyse numérique de l'inclinaison $\beta = 60^\circ$

4.7.1 Analyse sans mise en place des pieux

La déformation du maillage est représentée dans la figure 4.128, qu'est composé de 386 éléments, 813 nœuds, 1128 points de contraintes et une dimension moyenne d'élément 1.54 m.

Le coefficient de sécurité calculé est égal à $F_s = 1.224 < 1.5$, ce qui signifie que le talus n'est pas stable par son propre poids, la contrainte de cisaillement est représentée dans la figure 4.88, qu'est égal à 88.23 kPa.

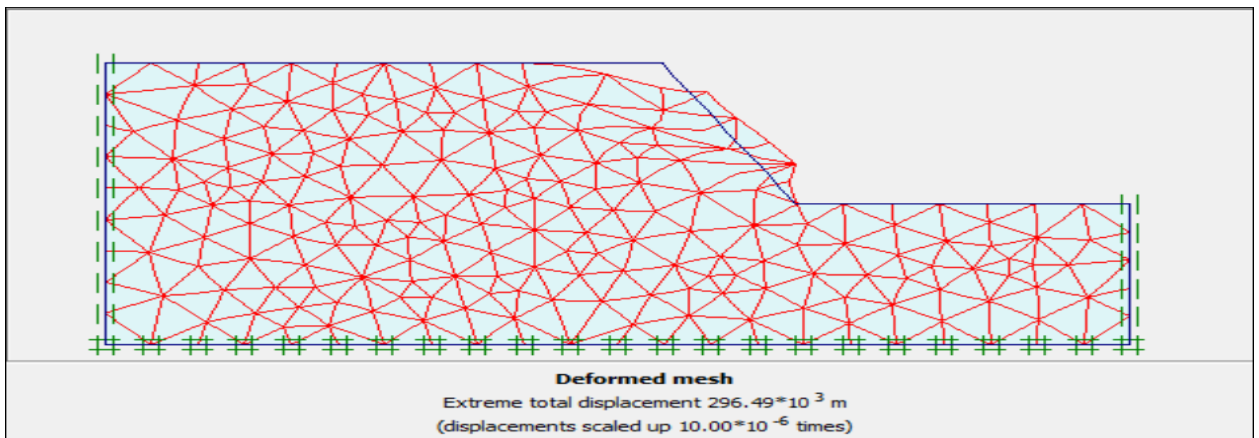


Figure 4.128 : Déformation du maillage ($\beta = 60^\circ$)

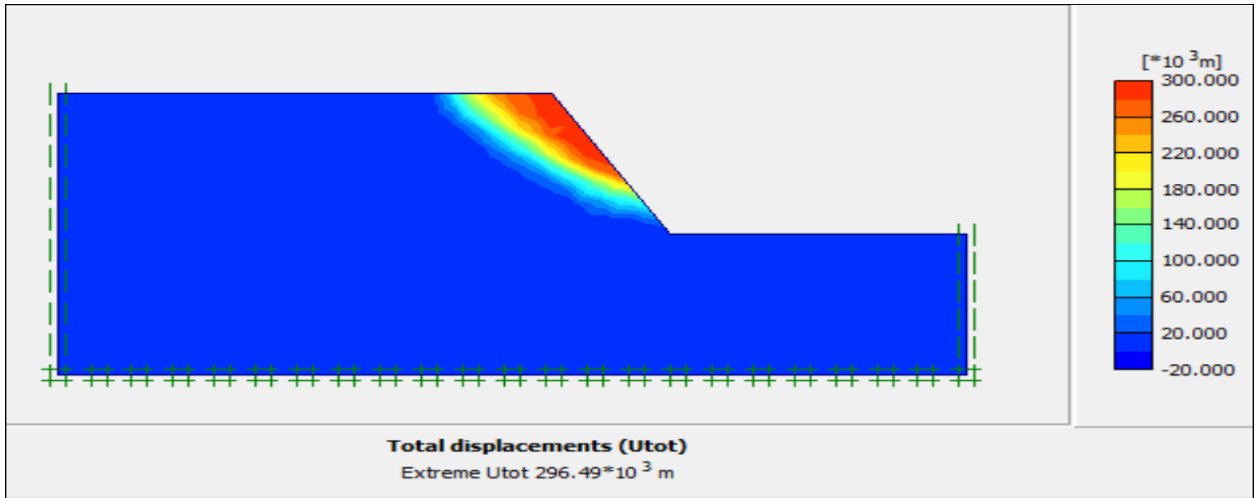


Figure 4.129 : Déplacement total ($\beta = 60^\circ$)

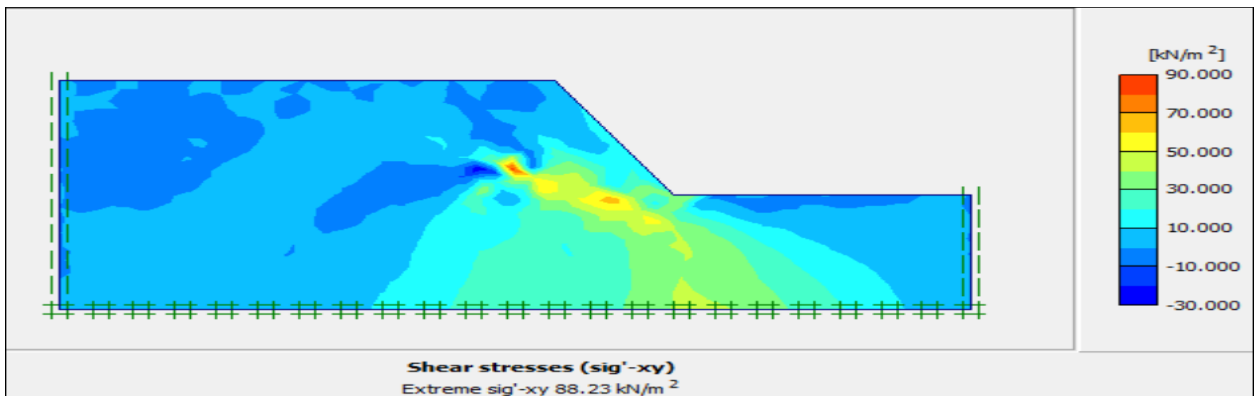


Figure 4.130 : Contrainte de cisaillement ($\beta = 60^\circ$)

Calculation information				
Multipliers Additional Info Step Info				
Step Info				
Step	100 of 100	Extrapolation factor	2.000	
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000	
Multipliers				
	Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ-Mdisp:	1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ-MloadA:	1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ-MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ-Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ-Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ-Msf:	1.224
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000

Figure 4.131 : Coefficient de sécurité ($\beta = 60^\circ$)

4.7.2 Analyse numérique avec la mise en place des pieux

a) Renforcement avec une file pieux de 5 m de longueur

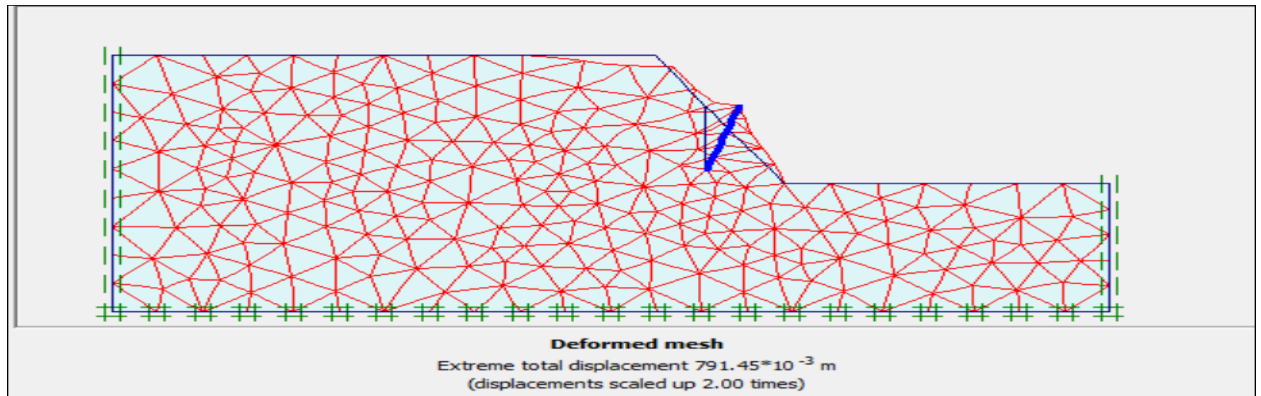


Figure 4.132 : Deformation du maillage d'une file de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 60^\circ$)

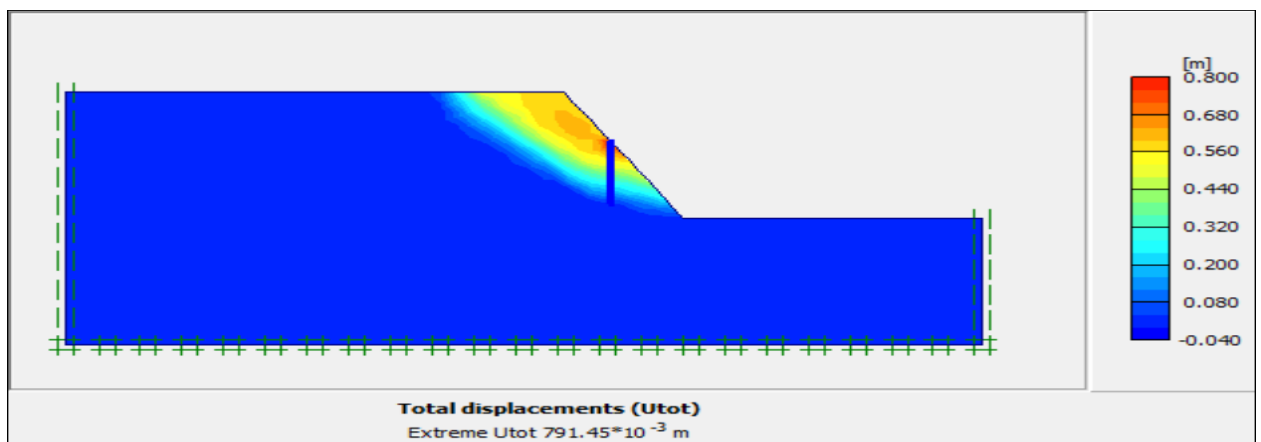


Figure 4.133 : Deplacement total d'une file de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 60^\circ$)

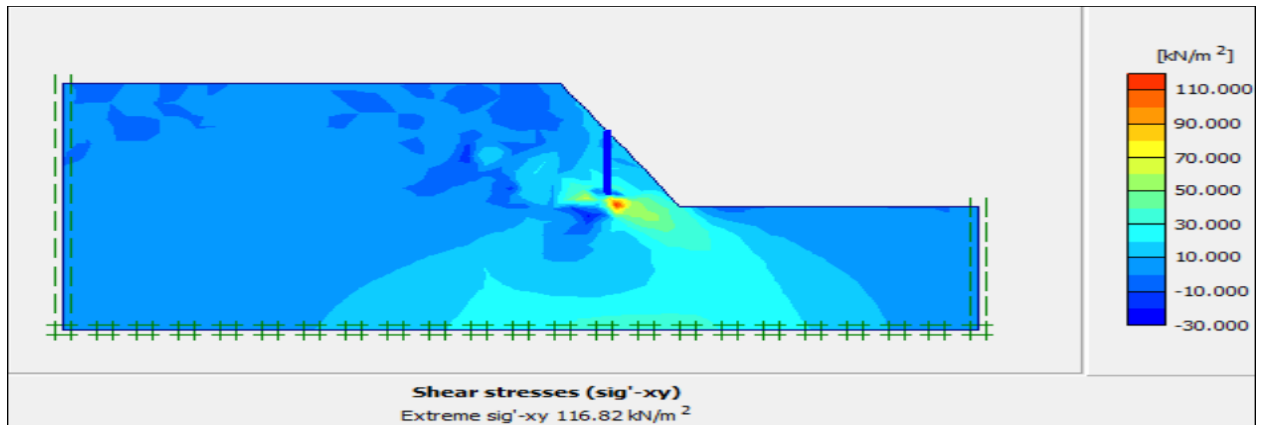


Figure 4.134 : Contrainte de cisaillement d'une file de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

Calculation information			
Multipliers		Additional Info	Step Info
Step Info			
Step	262 of 262	Extrapolation factor	2.000
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000
Multipliers			
	Incremental multipliers		Total multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp: 1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA: 1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB: 1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight: 1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel: 0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.005	Σ -Msf: 1.202
Time	Increment:	0.000	End time: 0.000
Dynamic time	Increment:	0.000	End time: 0.000

Figure 4.135 : Coefficient de sécurité d'une file de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 60^\circ$)

b) Renforcement avec une file pieux de 10 m de longueur

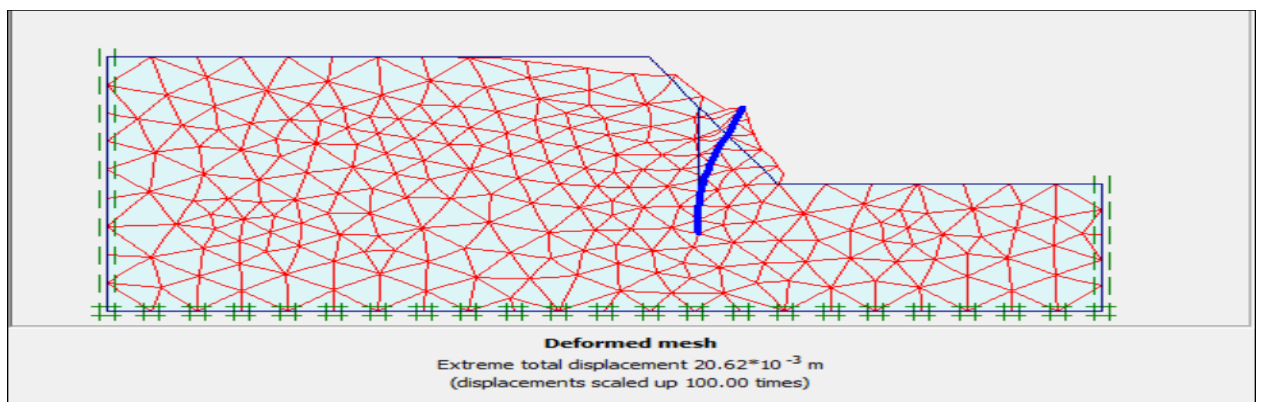


Figure 4.136 : Deformation du maillage d'une file de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 60^\circ$)

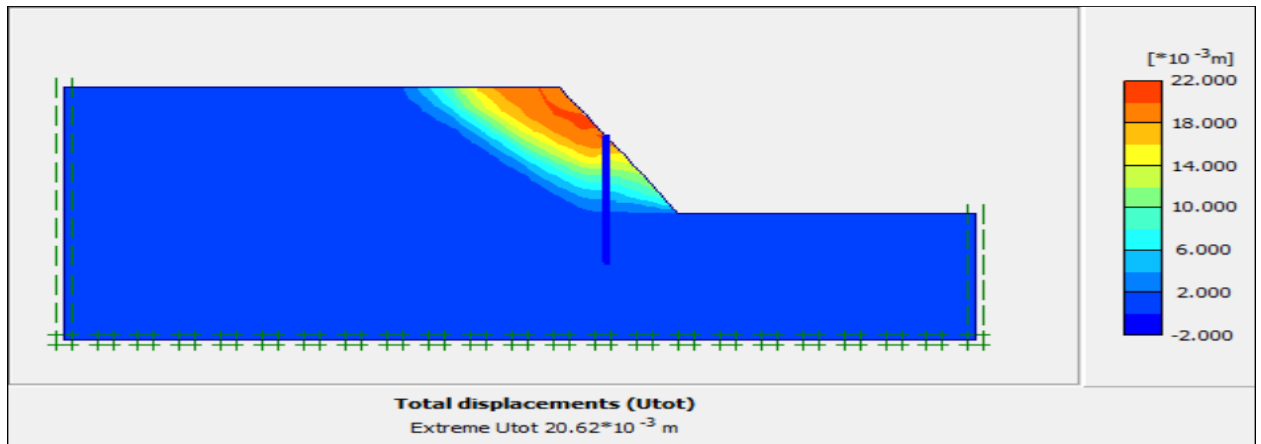


Figure 4.137 : Déplacement total d'une file de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 60^\circ$)

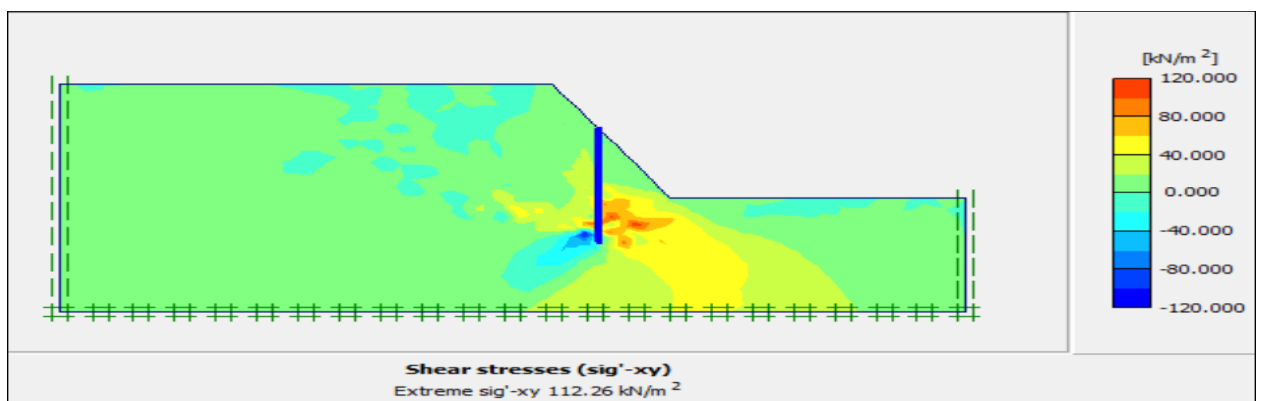


Figure 4.138 : Contrainte de cisaillement d'une file de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

Calculation information					
Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info					
Step	261 of 261	Extrapolation factor	1.000		
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000		
Multipliers		Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000	
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000	
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000	
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000	
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000	
Strength reduction factor	Msf:	0.002	Σ -Msf:	1.459	
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000	
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000	

Figure 4.139 : Coefficient de sécurité d'une file de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 60^\circ$)

c) Renforcement avec une file pieux de 15 m de longueur

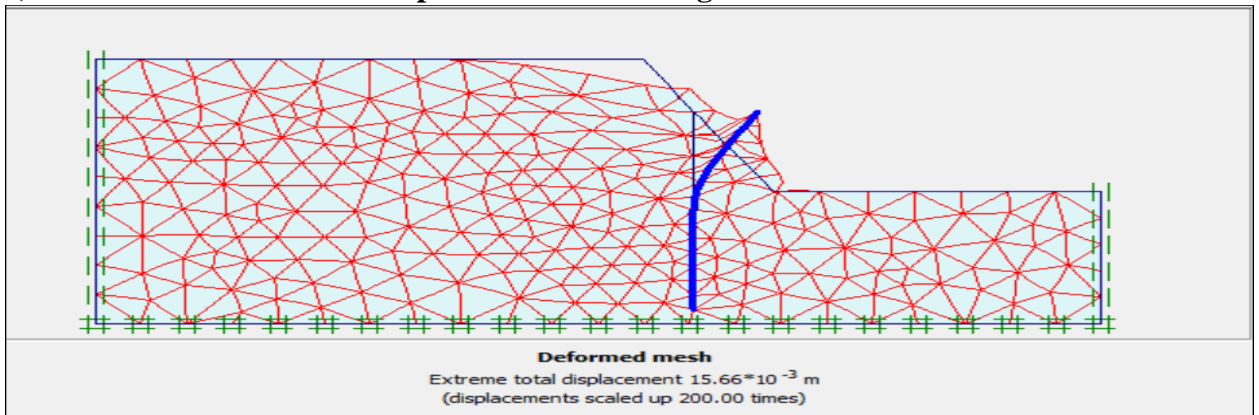


Figure 4.140 : Deformation du maillage d'une file de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 60^\circ$)

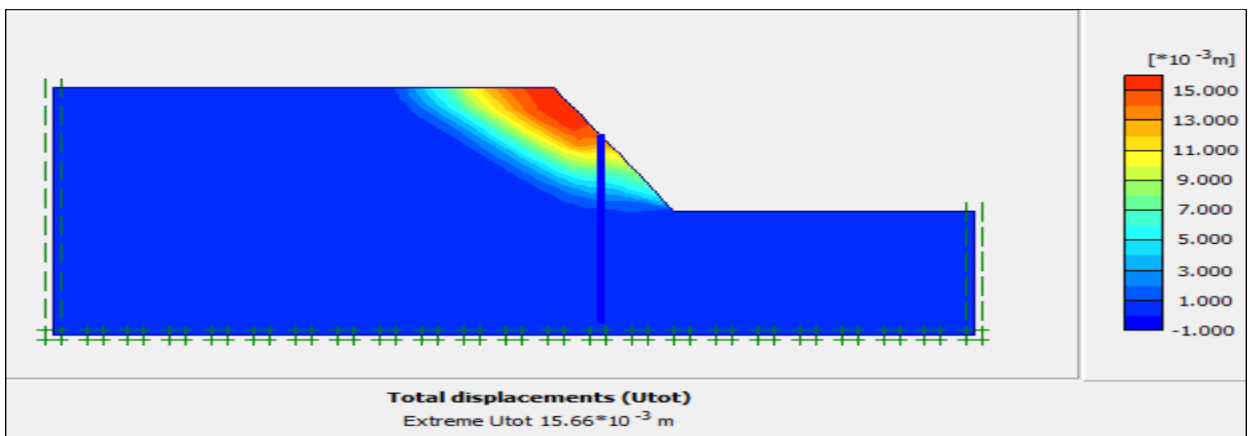


Figure 4.141 : Deplacement total d'une file de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 60^\circ$)

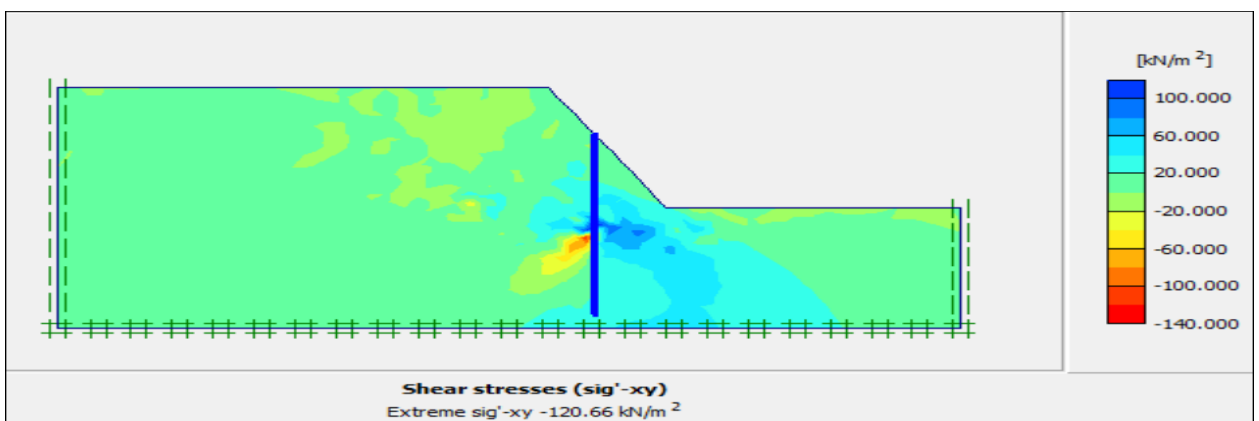


Figure 4.142 : Contrainte de cisaillement d'une file de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

Calculation information					
Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info		Step		264 of 264	
Plastic STEP		Extrapolation factor		2.000	
		Relative stiffness		0.000	
Multipliers		Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000	
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000	
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000	
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000	
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000	
Strength reduction factor	Msf:	0.002	Σ -Msf:	1.507	
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000	
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000	

Figure 4.143 : Coefficient de sécurité d'une file de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 60^\circ$)

d) Renforcement avec deux files de pieux de 5 m de longueur

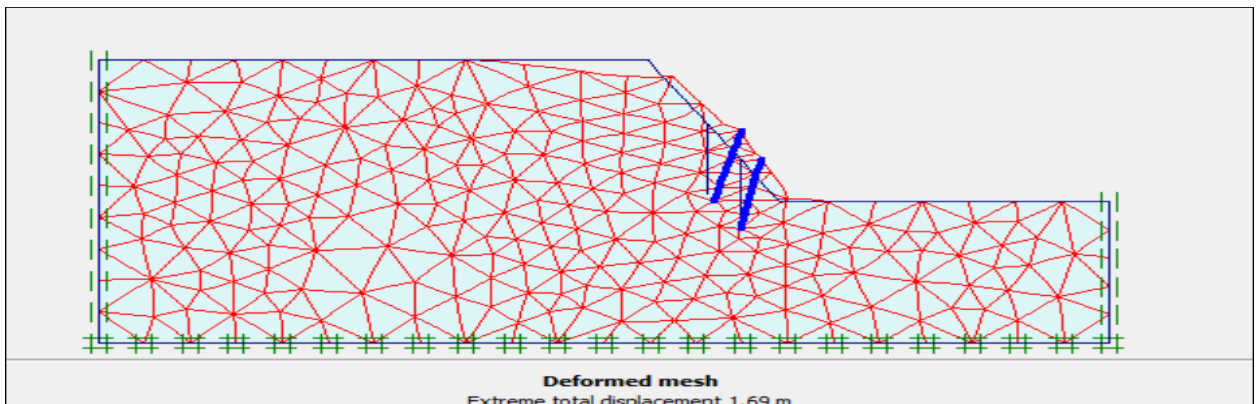


Figure 4.144 : Deformation du maillage de deux files de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 60^\circ$)

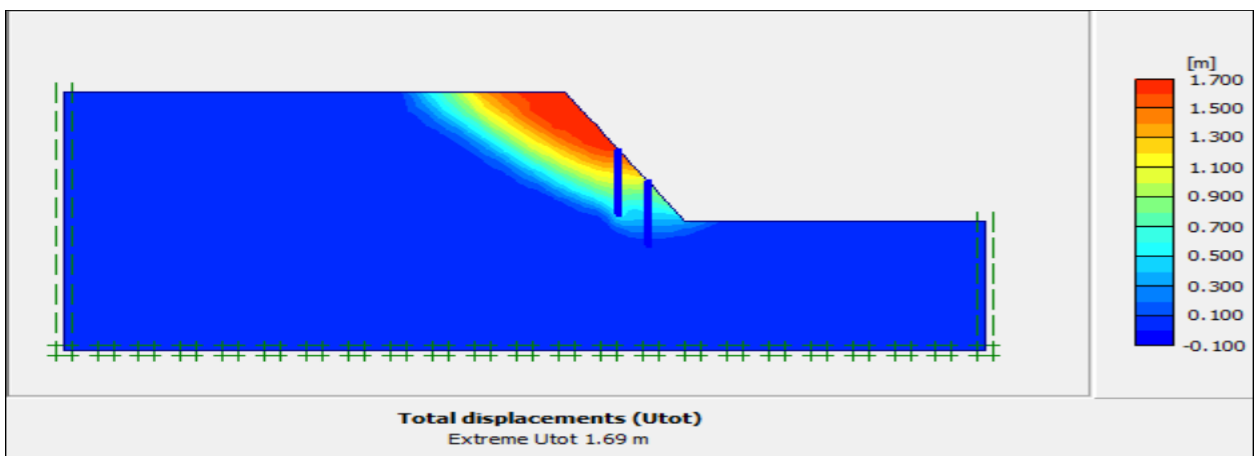


Figure 4.145 : Déplacement total de deux files de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 60^\circ$)

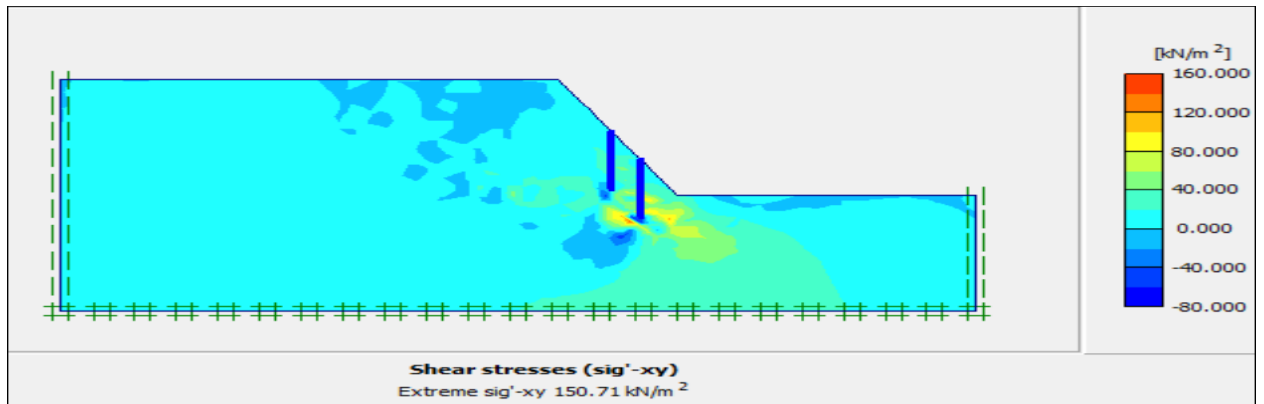


Figure 4.146 : Contrainte de cisaillement de deux files de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

Calculation information					
Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info		Step		466 of 466	
Plastic STEP		Extrapolation factor		0.500	
		Relative stiffness		0.000	
Multipliers		Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000	
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000	
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000	
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000	
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000	
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf:	1.331	
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000	
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000	

Figure 4.147 : Coefficient de sécurité de deux files de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 60^\circ$)

e) Renforcement avec deux files de pieux de 10 m de longueur

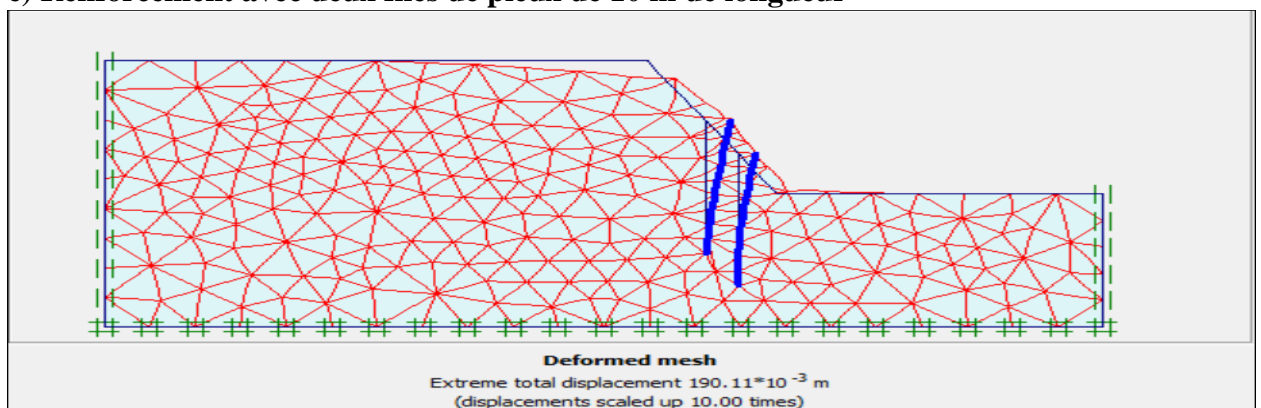


Figure 4.148 : Deformation du maillage de deux files de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 60^\circ$)

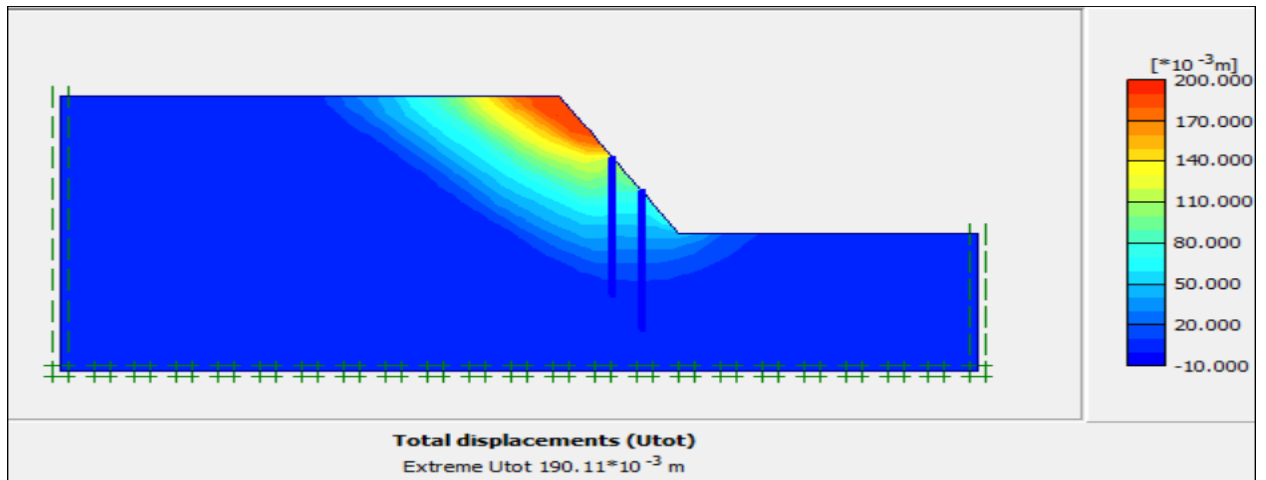


Figure 4.149 : Déplacement total de deux files de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 60^\circ$)

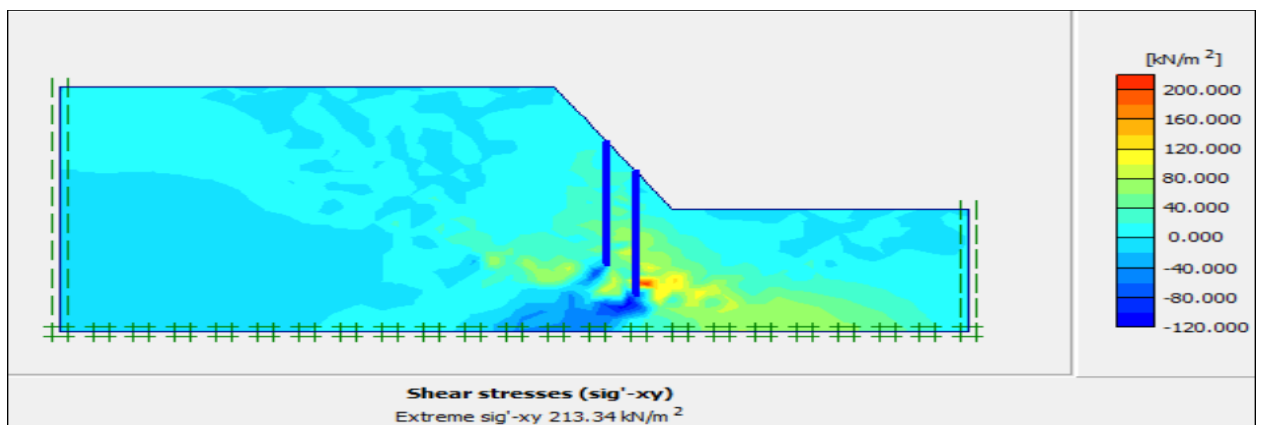


Figure 4.150 : Contrainte de cisaillement de deux files de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 45^\circ$)

Calculation information			
Multipliers Additional Info Step Info			
Step Info			
Step	565 of 565	Extrapolation factor	2.000
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000
Multipliers			
	Incremental multipliers		Total multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp: 1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA: 1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB: 1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight: 1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel: 0.000
Strength reduction factor	Msf:	-0.006	Σ -Msf: 1.789
Time	Increment:	0.000	End time: 0.000
Dynamic time	Increment:	0.000	End time: 0.000

Figure 4.151 : Coefficient de sécurité de deux files de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 60^\circ$)

f) Renforcement avec deux files de pieux de 15 m de longueur

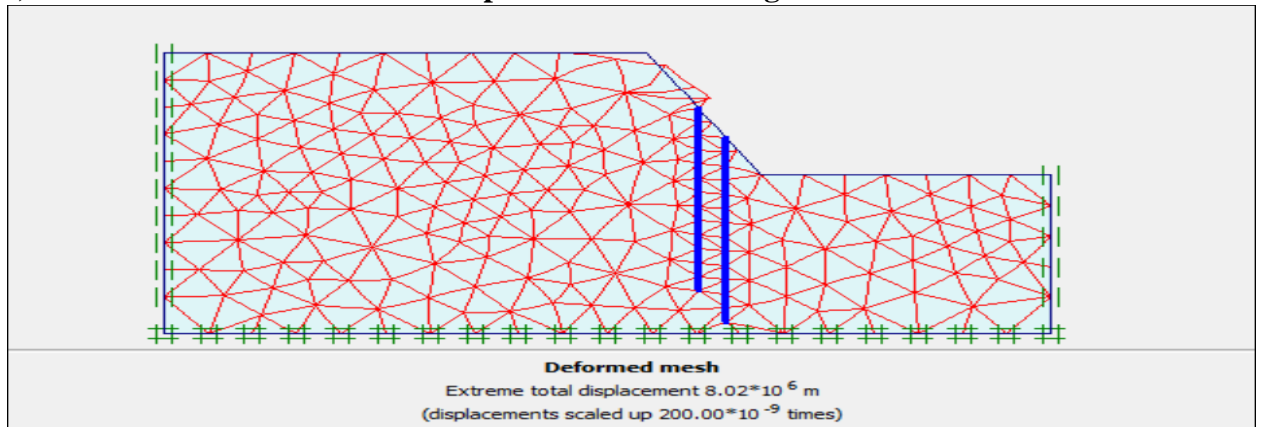


Figure 4.152 : Deformation du maillage de deux files de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 60^\circ$)

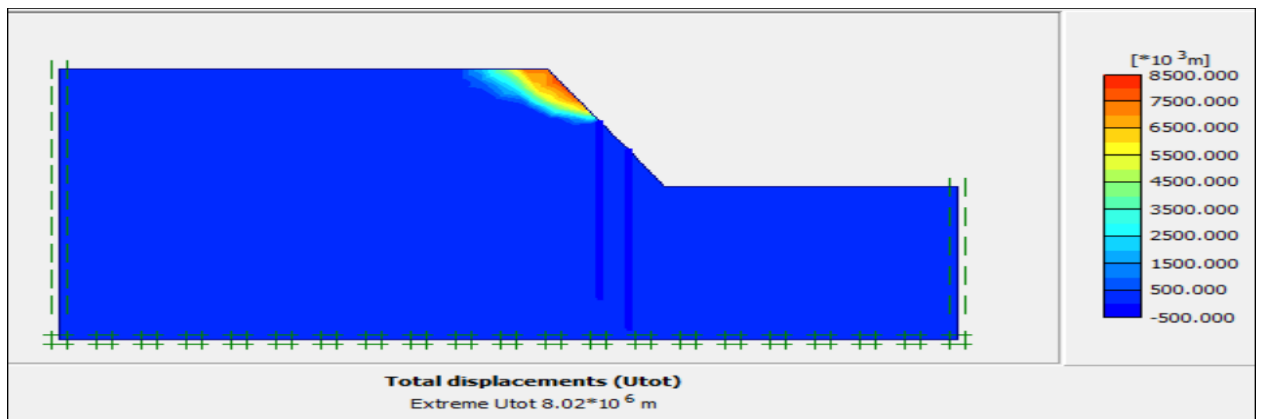


Figure 4.153 : Déplacement total de deux files de pieux de 15m de longueur ($\beta = 60^\circ$)

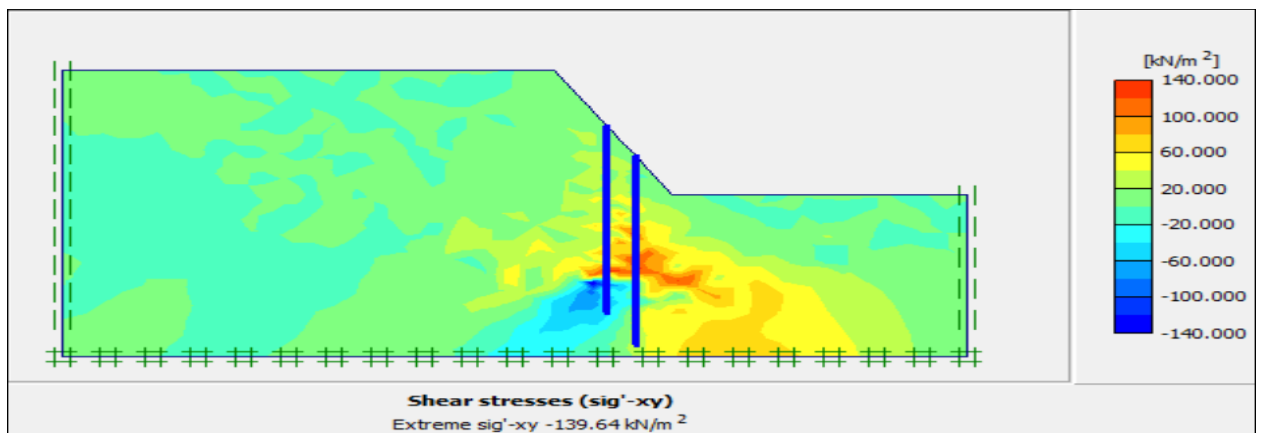


Figure 4.154 : Contrainte de cisaillement de deux files de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 60^\circ$)

Calculation information					
Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info		Step		564 of 564	
Plastic STEP		Extrapolation factor		2.000	
		Relative stiffness		0.000	
Multipliers		Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000	
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000	
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000	
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000	
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000	
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf:	1.902	
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000	
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000	

Figure 4.155 : Coefficient de sécurité de deux files de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 60^\circ$)

g) Renforcement avec trois files de pieux de 5 m de longueur

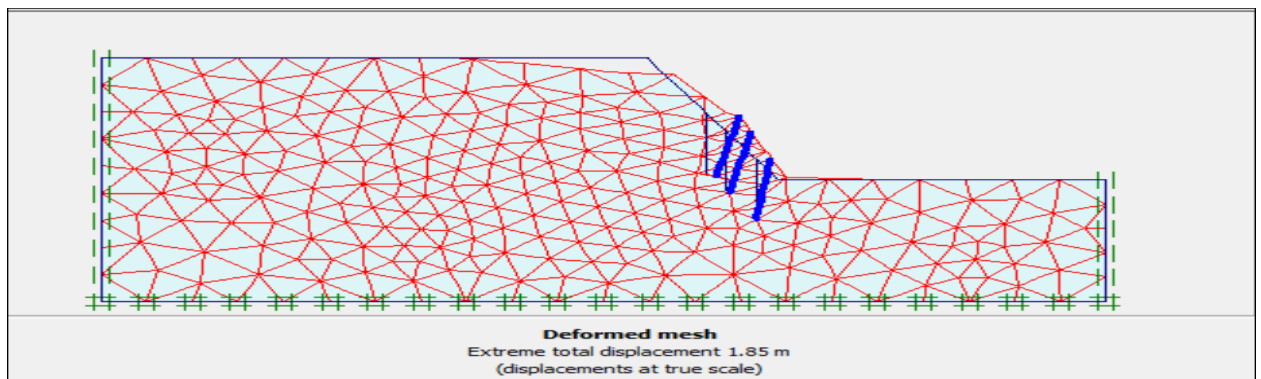


Figure 4.156 : Deformation du maillage de trois files de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 60^\circ$)

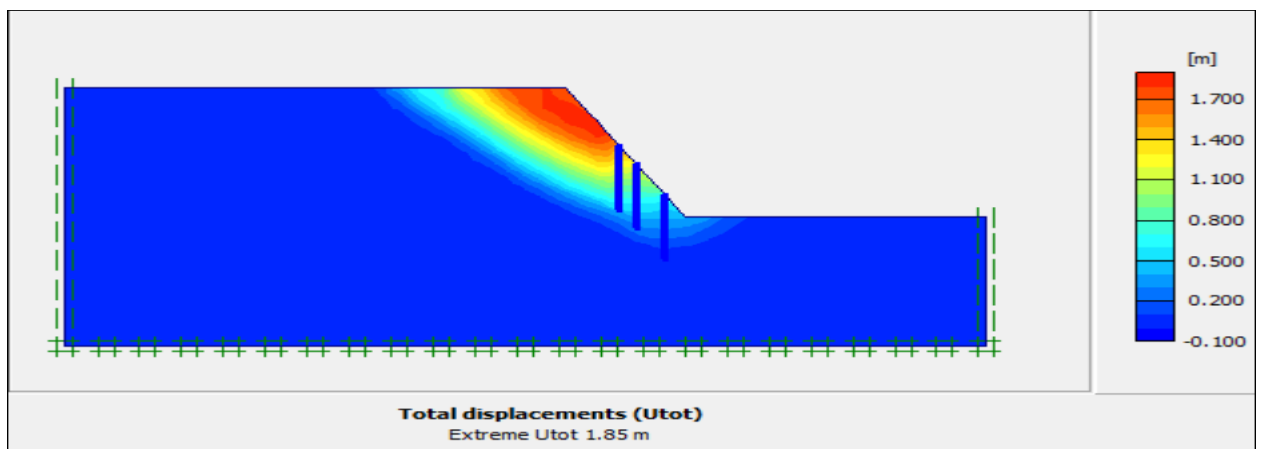


Figure 4.157 : Déplacement total de trois files de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 60^\circ$)

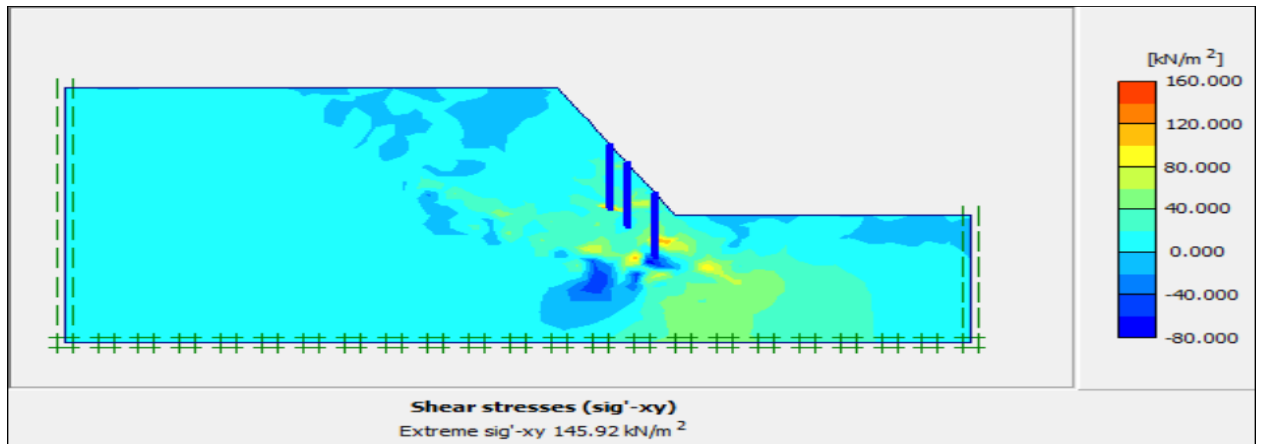


Figure 4.158 : Contrainte de cisaillement de trois files de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 60^\circ$)

Calculation information			
Multipliers			
Step Info			
Step	569 of 569	Extrapolation factor	0.500
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000
Multipliers			
	Incremental multipliers		Total multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp: 1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA: 1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB: 1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight: 1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel: 0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf: 1.477
Time	Increment:	0.000	End time: 0.000
Dynamic time	Increment:	0.000	End time: 0.000

Figure 4.159 : Coefficient de sécurité de trois files de pieux de 5 m de longueur ($\beta = 60^\circ$)

h) Renforcement avec trois files de pieux de 10 m de longueur

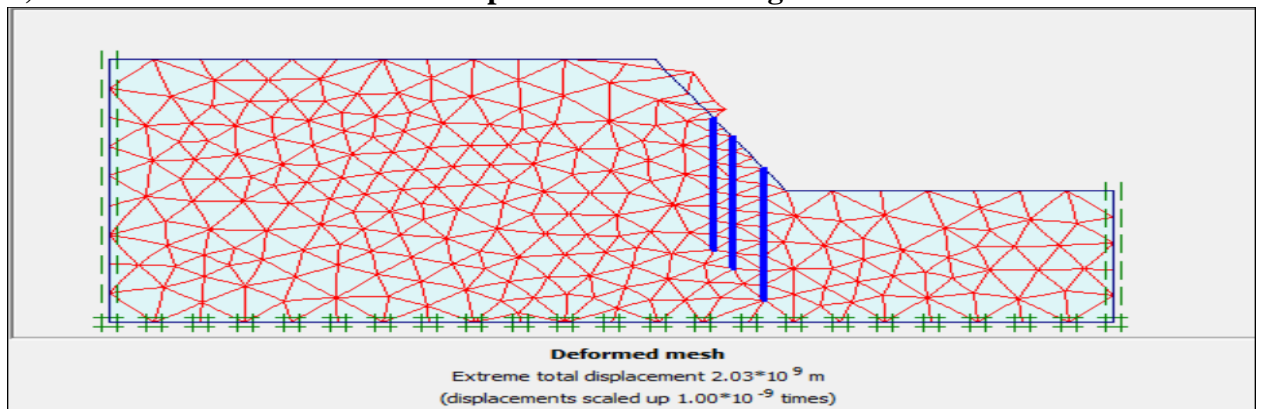


Figure 4.160 : Deformation du maillage de trois files de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 60^\circ$)

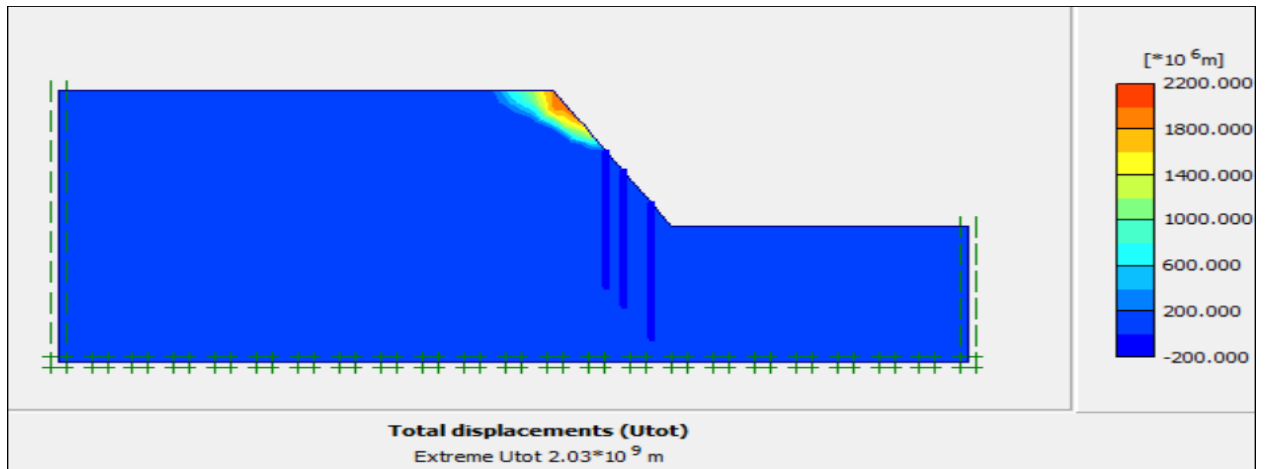


Figure 4.161 : Déplacement total de trois files de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 60^\circ$)

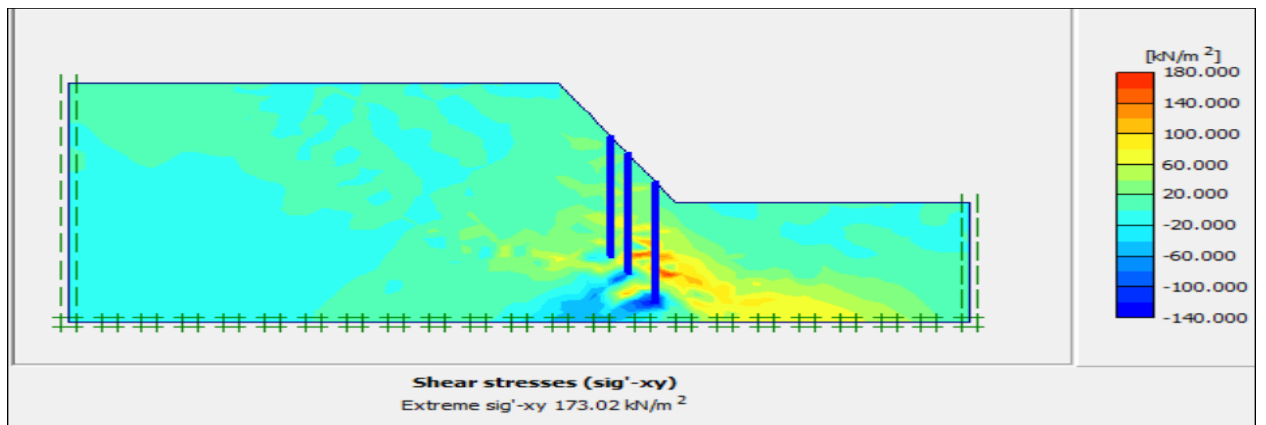


Figure 4.162 : Contrainte de cisaillement de trois files de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 60^\circ$)

Calculation information			
Multipliers Additional Info Step Info			
Step Info			
Step	768 of 768	Extrapolation factor	0.500
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000
Multipliers			
	Incremental multipliers		Total multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp: 1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA: 1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB: 1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight: 1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel: 0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.005	Σ -Msf: 1.689
Time	Increment:	0.000	End time: 0.000
Dynamic time	Increment:	0.000	End time: 0.000

Figure 4.163 : Coefficient de sécurité de trois files de pieux de 10 m de longueur ($\beta = 60^\circ$)

i) Renforcement avec trois files de pieux de 10 m de longueur

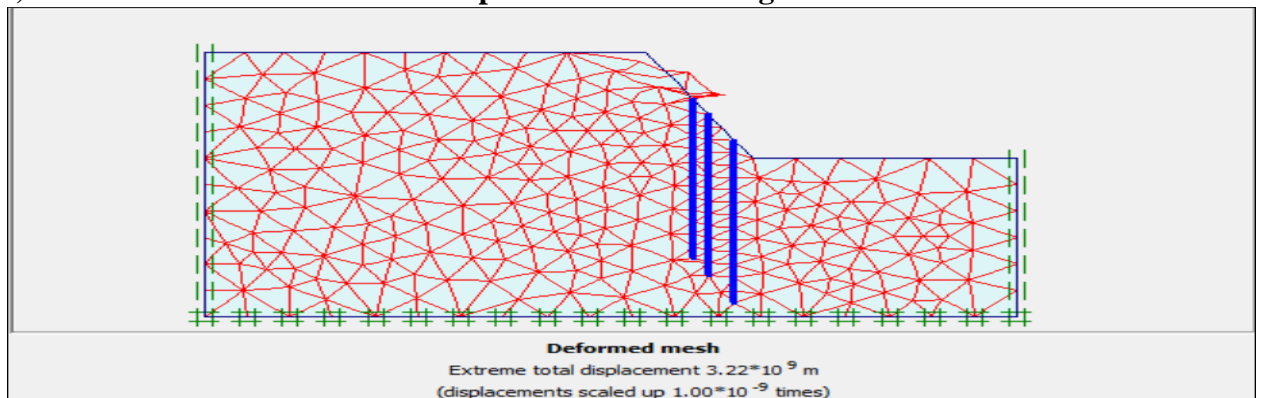


Figure 4.164 : Deformation du maillage de trois files de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 60^\circ$)

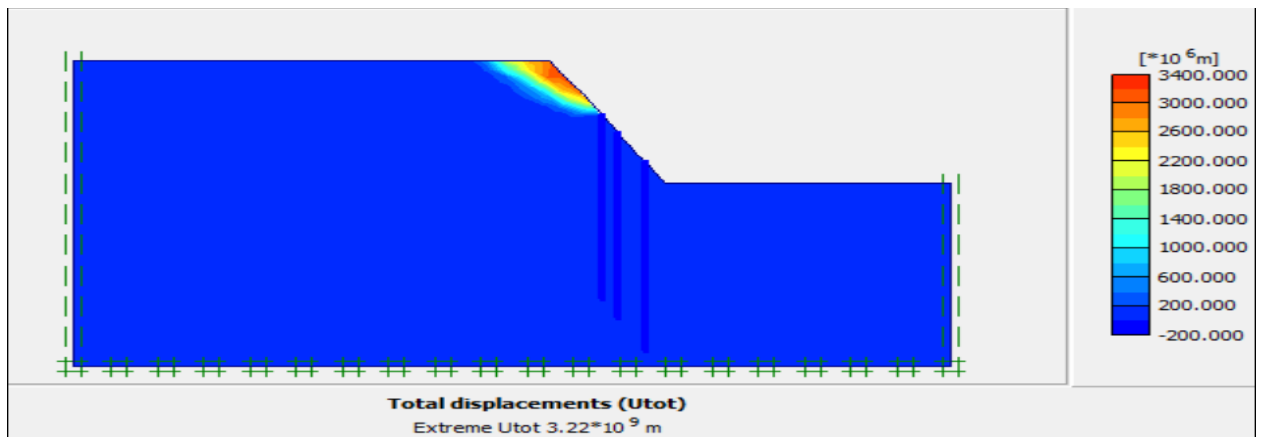


Figure 4.165 : Déplacement total de trois files de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 60^\circ$)

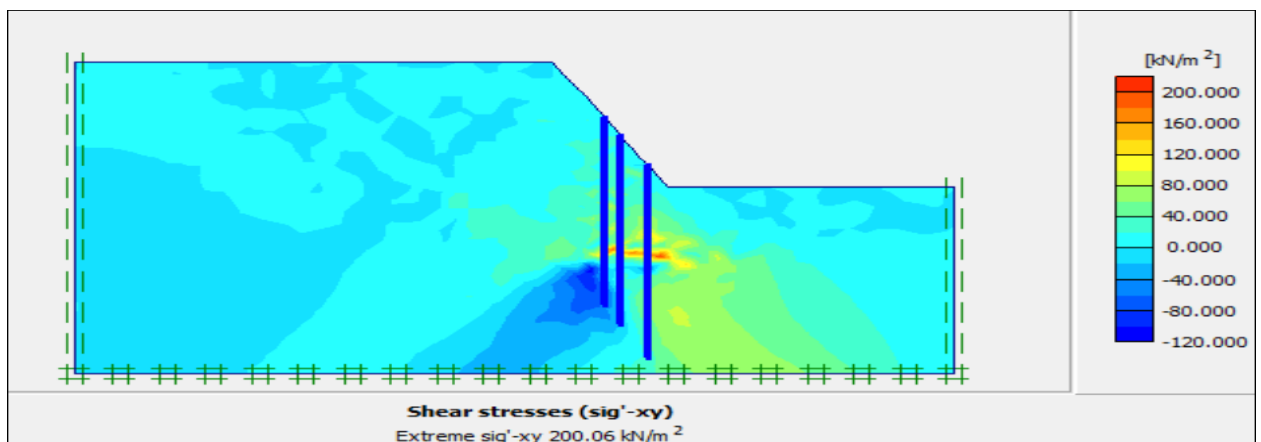


Figure 4.166 : Contrainte de cisaillement de trois files de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 60^\circ$)

Calculation information				
Multipliers		Additional Info		Step Info
Step Info				
Step	768 of 768	Extrapolation factor	0.500	
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000	
Multipliers				
		Incremental multipliers		Total multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ-Mdisp:	1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ-MloadA:	1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ-MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ-Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ-Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf:	-0.004	Σ-Msf:	1.798
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000

Figure 4.167 : Coefficient de sécurité de trois files de pieux de 15 m de longueur ($\beta = 60^\circ$)

4.7.3 Interprétation de résultats

D'après notre étude paramétrique en variant la longueur des pieux et le nombre de files ou rangée de pieux, on note :

- Le renforcement avec une file de pieux de 5 m de longueur, on a une réduction du coefficient de sécurité par rapport au état initial, ce que signifie que le renforcement est entrain de créer une surcharge au niveau du talus, qu'est capable de causer un effondrement.
- Le renforcement par deux et trois files de pieux de 5 m de longueur, on a une légère augmentation du coefficient de sécurité. On remarque qu'il n'a pas une grande influence sur le coefficient de sécurité.
- Les coefficients de securite calcule pour les files de 10 m et 15 m de longueur sont largement superieur au état initial du talus. On remarque qu'il a une influence considérable de la longueur et le nombre de files sur le coefficient de sécurité.

Les figures au-dessus, illustrent l'effet de la longueur des pieux et le nombre de files sur le coefficient de sécurité pour la inclinaison de 60° :

- L'effet de une file de pieux

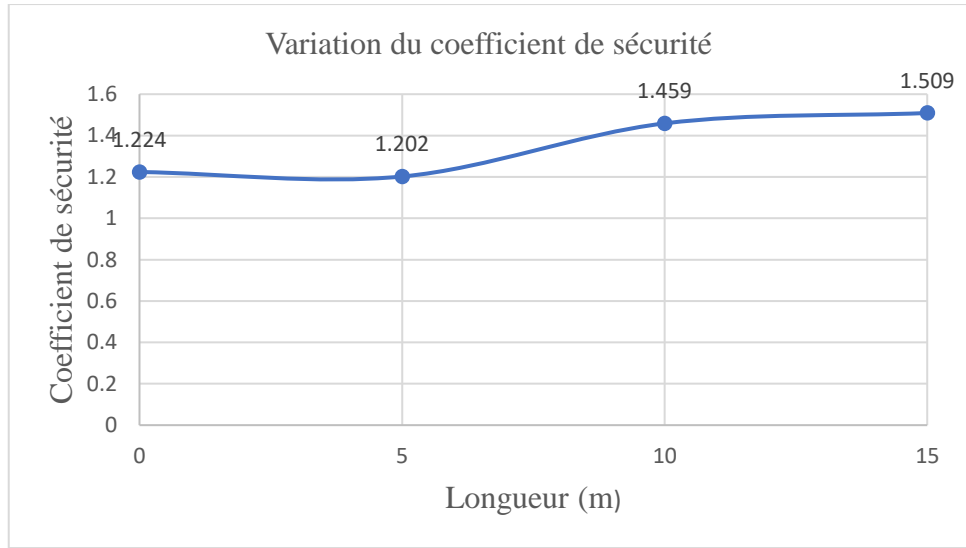


Figure 4.168 : L'influence d'une file de pieux dans le coefficient de sécurité ($\beta = 60^\circ$)

- L'effet de deux files de pieux

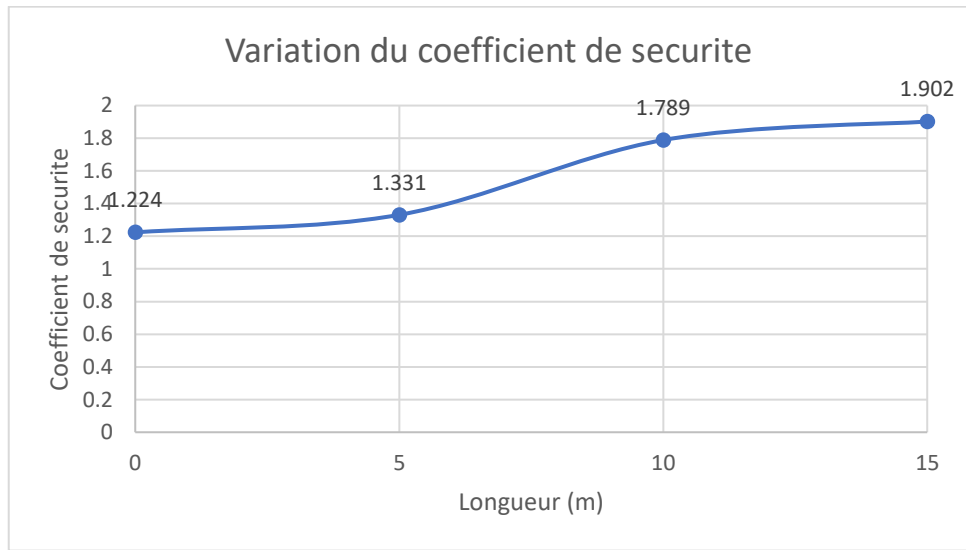


Figure 4.169 : L'influence de deux files de pieux dans le coefficient de sécurité ($\beta = 60^\circ$)

- L'effet de trois files de pieux

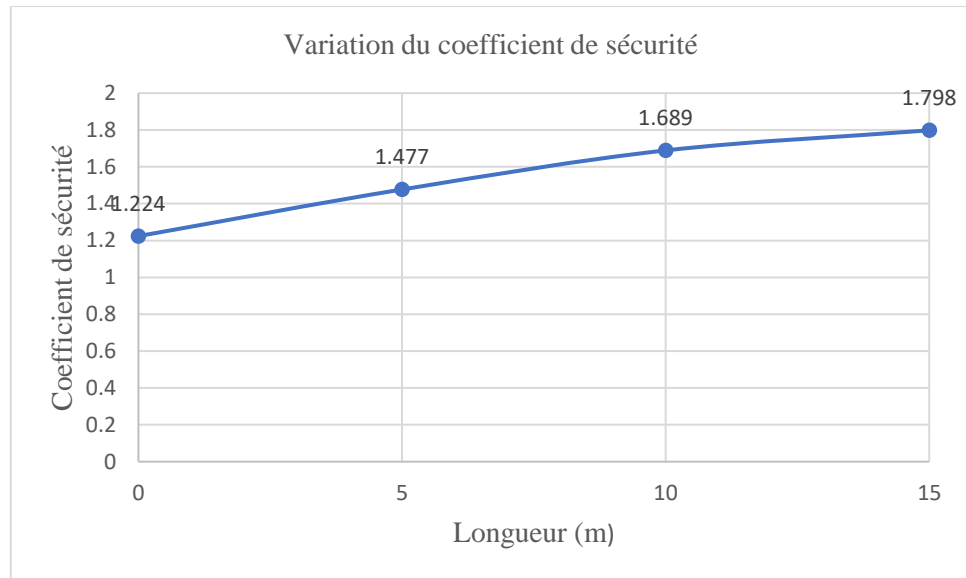


Figure 4.170 : L'influence de trois files de pieux dans le coefficient de sécurité ($\beta = 60^\circ$)

4.8 Analyse numérique de l'inclinaison $\beta = 75^\circ$

4.8.1 Analyse sans mise en place des pieux

La déformation du maillage est représentée dans la figure 4.171, qu'est composé de 422 éléments, 905 nœuds, 1266 points de contraintes et une dimension moyenne d'élément 1.43 m.

Le coefficient de sécurité calculé est égal à $F_s = 1.323 < 1.5$, ce qui signifie que le talus n'est pas stable par son propre poids, la contrainte de cisaillement est représentée dans la figure 4.173, qu'est égal à 88.24 kPa.

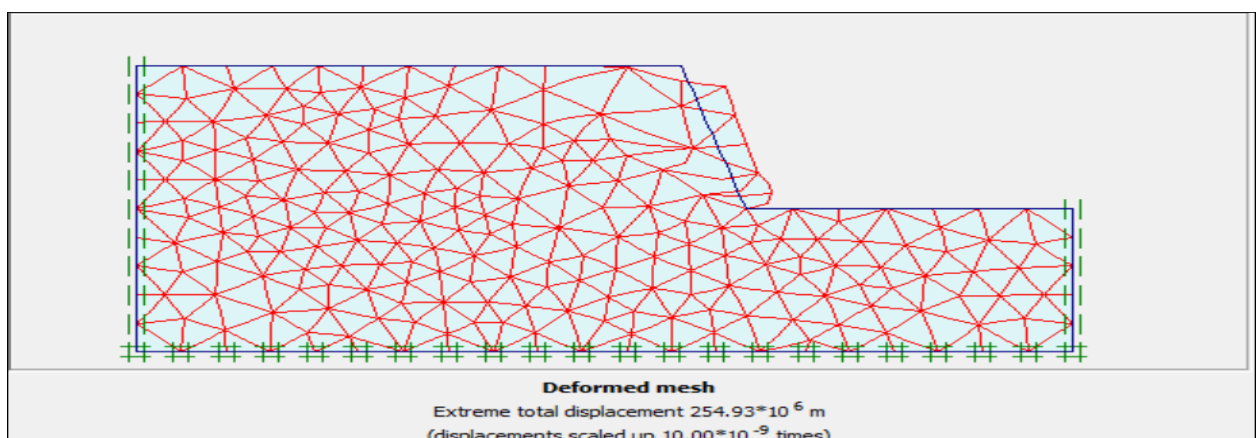


Figure 4.171 : Déformation du maillage ($\beta=75^\circ$)

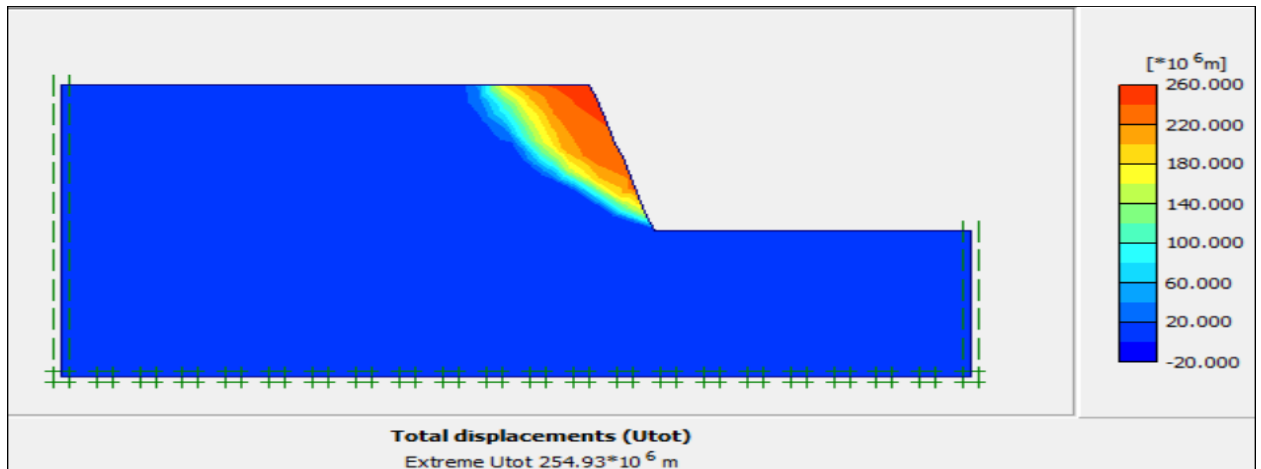


Figure 4.172 : Déplacement total ($\beta=75^\circ$)

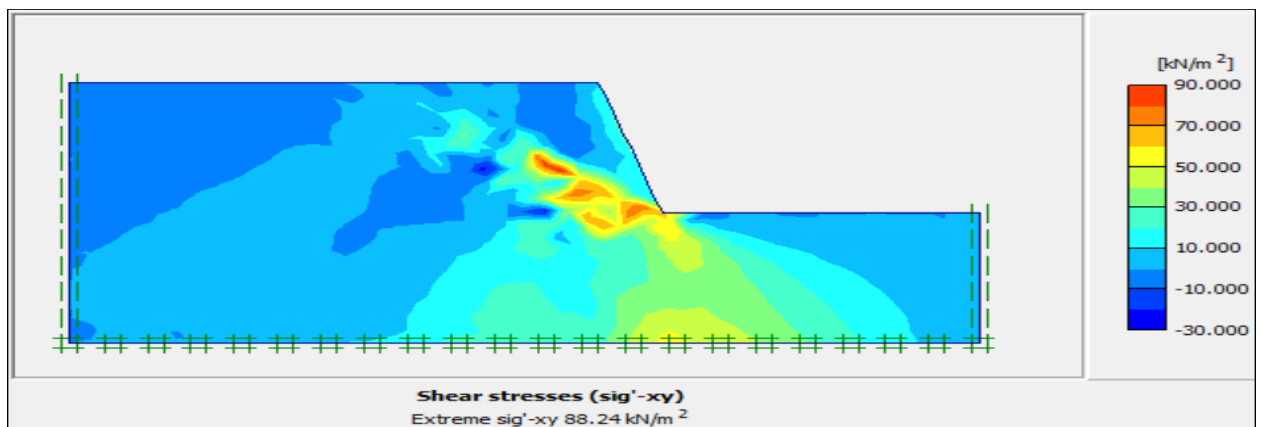


Figure 4.173 : Contrainte de cisaillement ($\beta=75^\circ$)

Calculation information					
Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info					
Step	250 of 250	Extrapolation factor	0.500		
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000		
Multipliers					
	Incremental multipliers		Total multipliers		
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000	
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000	
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000	
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000	
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000	
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf:	1.323	
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000	
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000	

Figure 4.174 : Coefficient de sécurité ($\beta=75^\circ$)

4.8.2 Analyse numérique avec la mise en place des pieux

a) Renforcement avec une file de pieux de 5 m de longueur

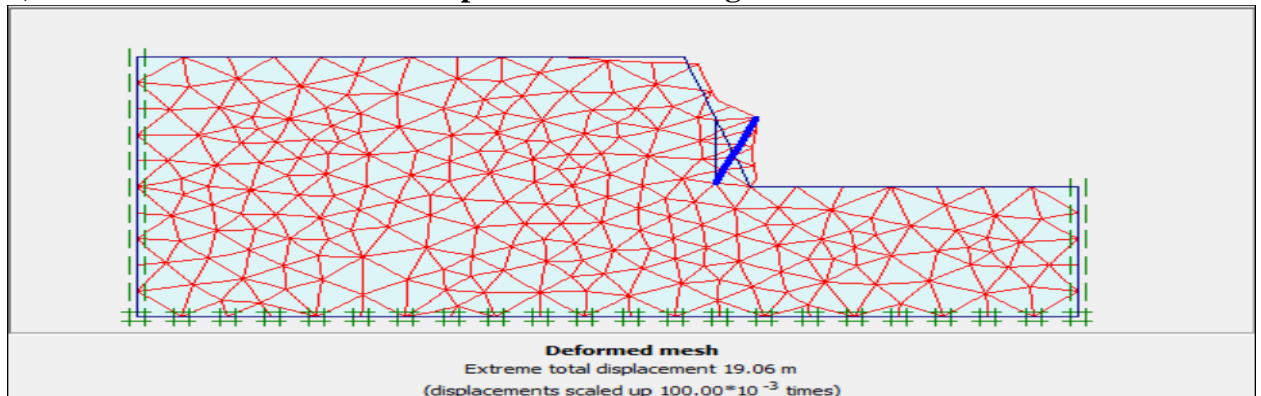


Figure 4.175 : Déformation du maillage d'une file de pieux de 5 m de longueur($\beta=75^\circ$).

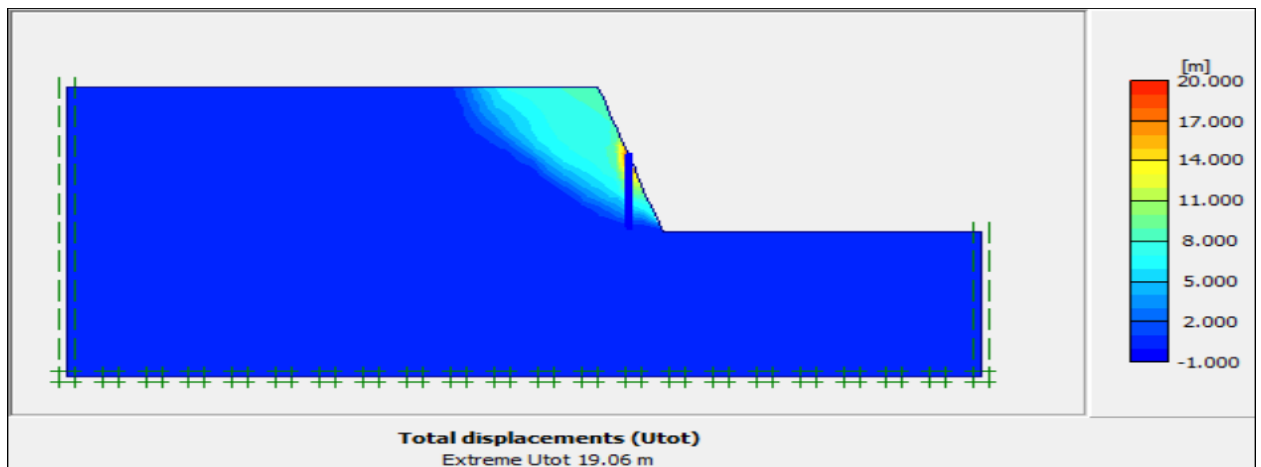


Figure 4.176 : Déplacement total d'une file de pieux de 5 m de longueur ($\beta=75^\circ$).

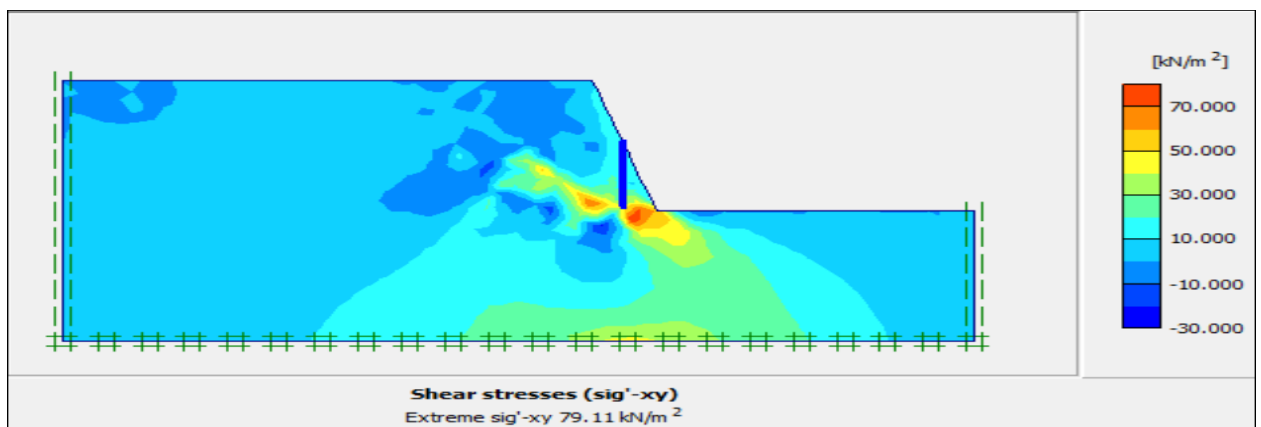


Figure 4.177 : Contrainte de cisaillement d'une file de pieux de 5 m de longueur ($\beta=75^\circ$).

Calculation information					
Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info					
Step	358 of 358	Extrapolation factor	0.500		
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000		
Multipliers					
		Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000	
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000	
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000	
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000	
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000	
Strength reduction factor	Msf:	-0.004	Σ -Msf:	1.417	
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000	
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000	

Figure 4.178 : Coefficient de sécurité d'une file de pieux de 5 m de longueur ($\beta=75^\circ$).

b) Renforcement avec une file de pieux de 10 m de longueur

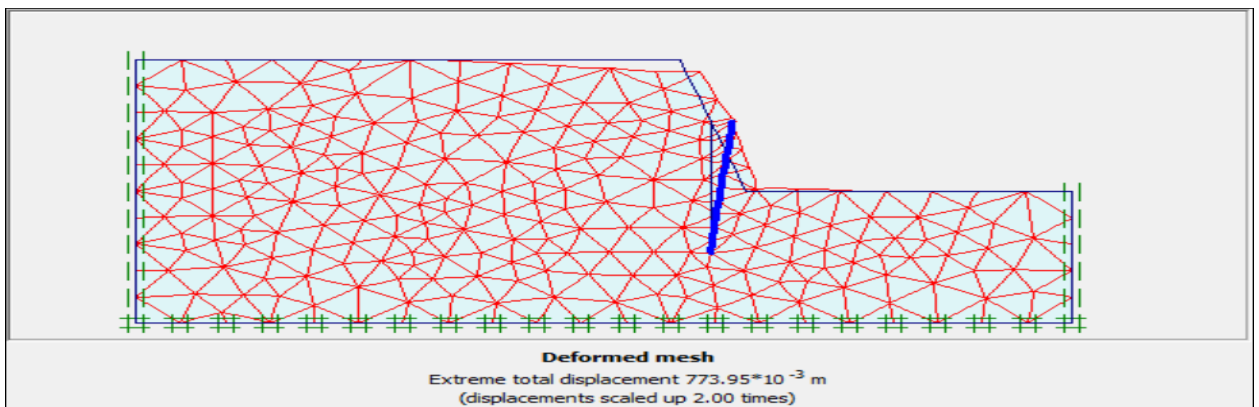


Figure 4.179 : Déformation du maillage d'une file de pieux de 10 m de longueur ($\beta=75^\circ$).

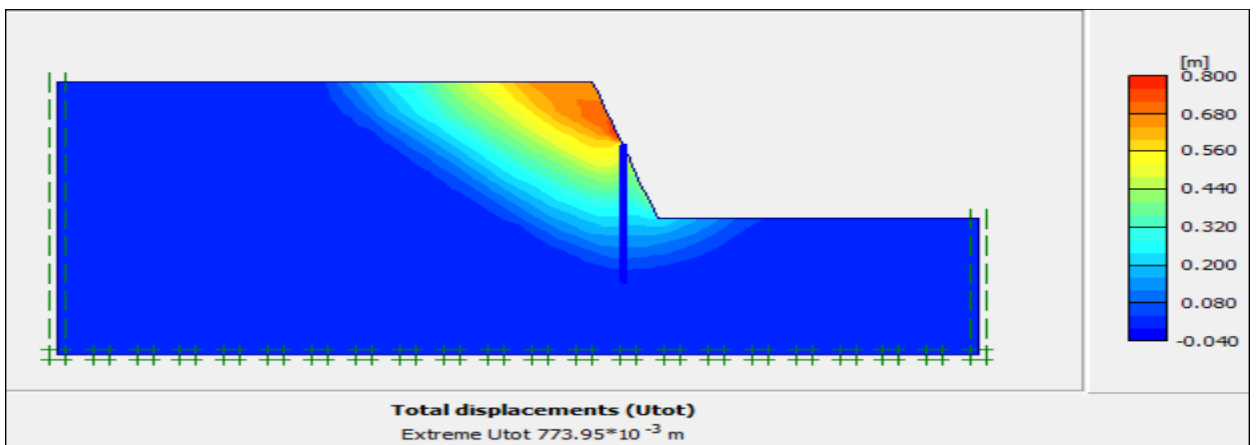


Figure 4.180 : Déplacement total d'une file de pieux de 10 m de longueur ($\beta=75^\circ$).

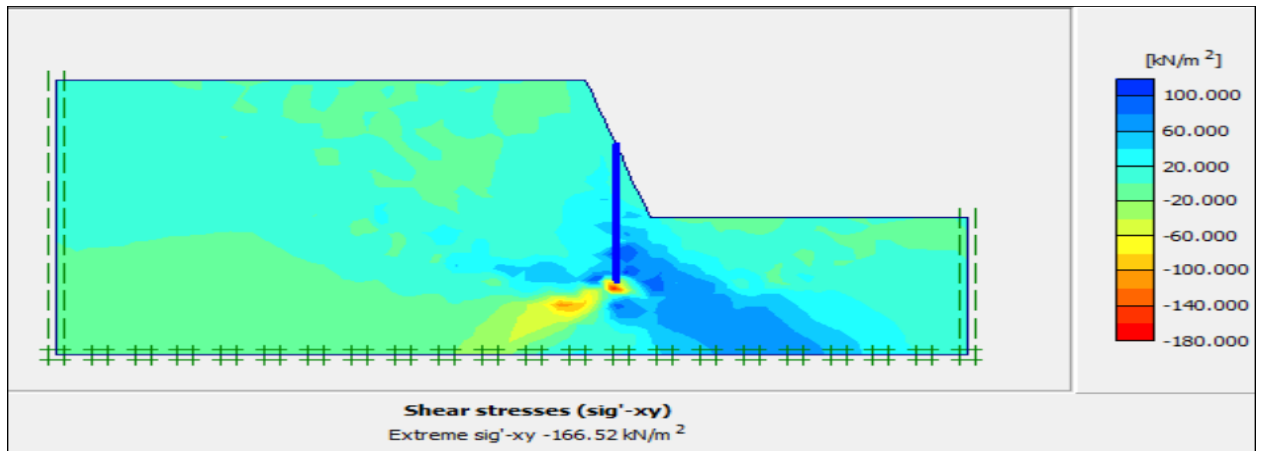


Figure 4.181 : Contrainte de cisaillement d'une file de pieux de 10 m de longueur ($\beta=75^\circ$).

Calculation information			
Multipliers		Additional Info Step Info	
Step Info			
Step	556 of 556	Extrapolation factor	0.500
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000
Multipliers			
	Incremental multipliers		Total multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp: 1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA: 1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB: 1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight: 1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel: 0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.001	Σ -Msf: 2.069
Time	Increment:	0.000	End time: 0.000
Dynamic time	Increment:	0.000	End time: 0.000

Figure 4.182 : Coefficient de sécurité d'une file de pieux de 10 m de longueur ($\beta=75^\circ$).

c) Renforcement avec une file de pieux de 15 m de longueur

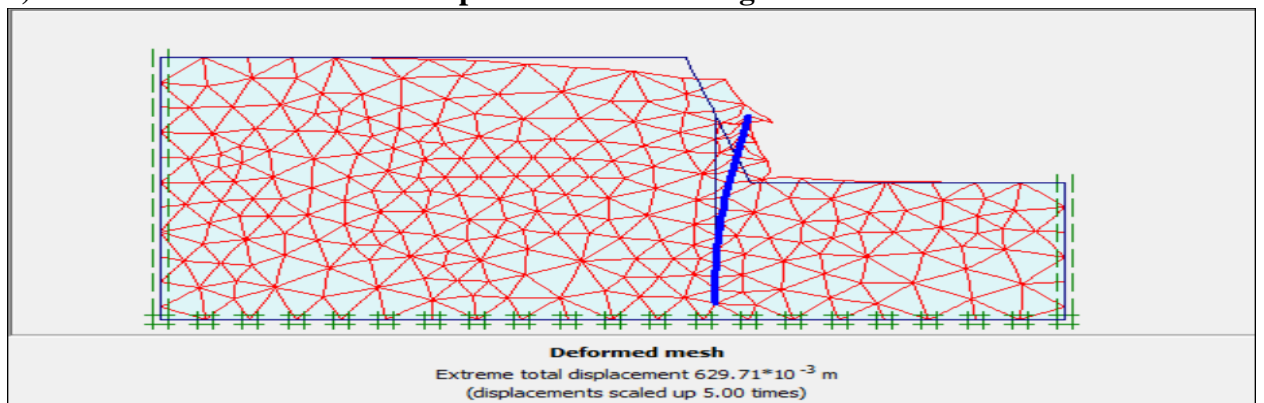


Figure 4.183 : Déformation du maillage d'une file de pieux de 15 m de longueur ($\beta=75^\circ$).

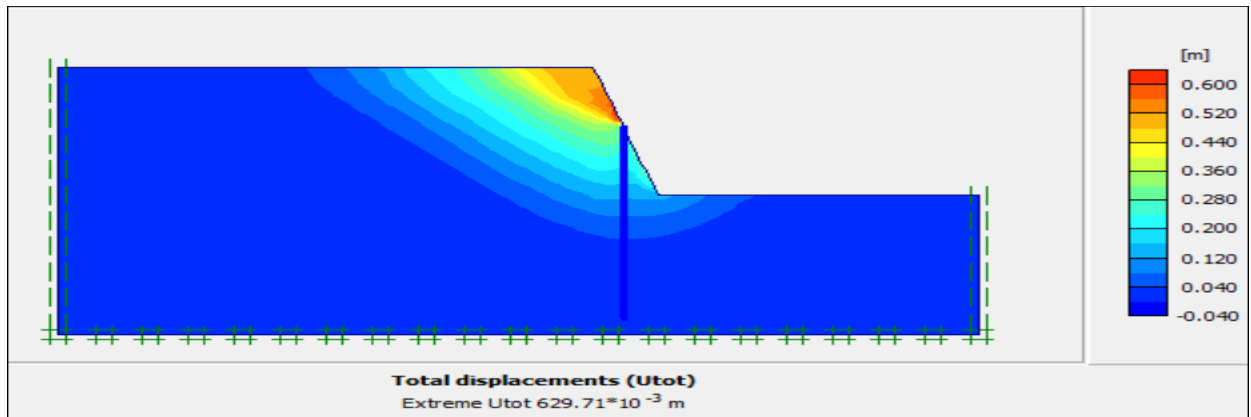


Figure 4.184 : Déplacement total d'une file de pieux de 15 m de longueur ($\beta=75^\circ$).

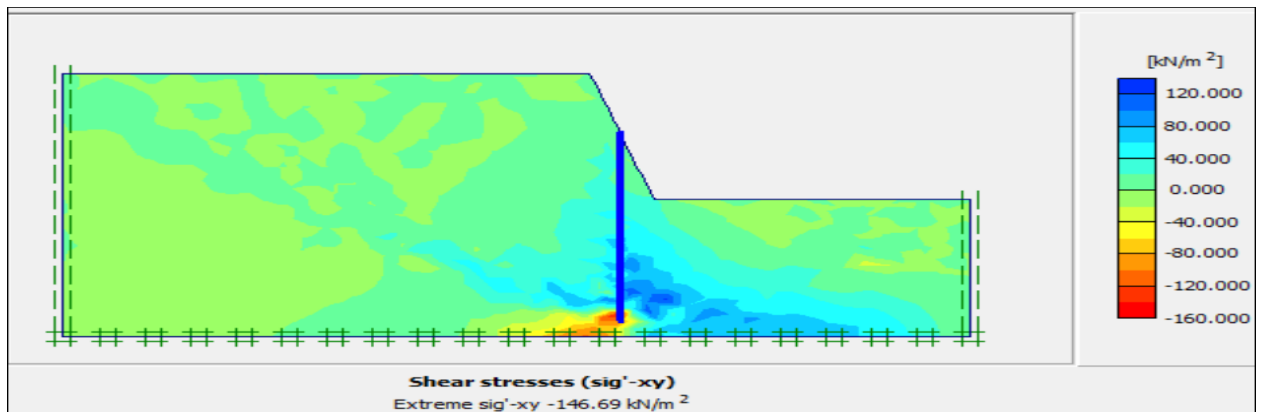


Figure 4.185 : Contrainte de cisaillement d'une file de pieux de 10 m de longueur ($\beta=75^\circ$).

Calculation information				
Multipliers		Additional Info		Step Info
Step Info				
Step	758 of 758	Extrapolation factor	2.000	
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000	
Multipliers				
	Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.002	Σ -Msf:	2.595
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000

Figure 4.186 : Coefficient de sécurité d'une file de pieux de 15 m de longueur ($\beta=75^\circ$).

d) Renforcement avec deux files de pieux de 5 m de longueur

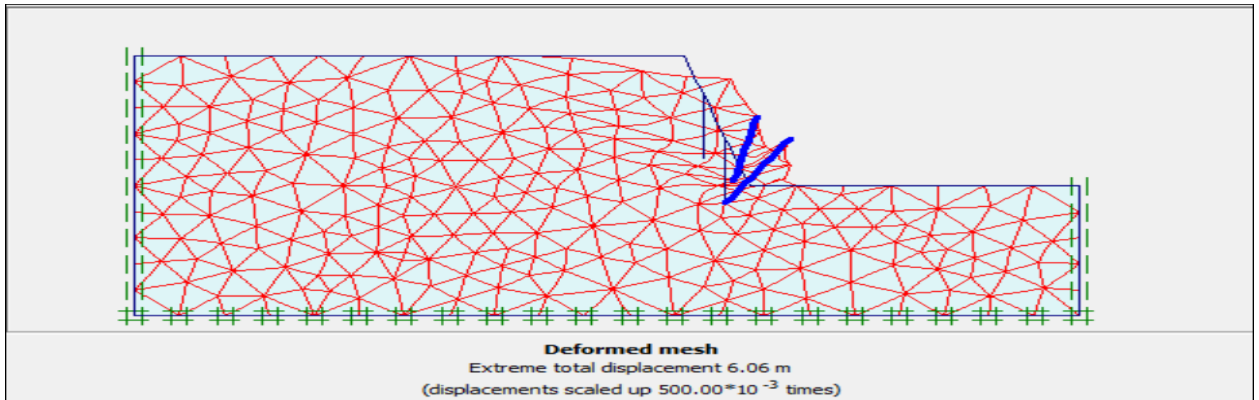


Figure 4.187 : Déformation du maillage de deux files de pieux de 5 m de longueur ($\beta=75^\circ$).

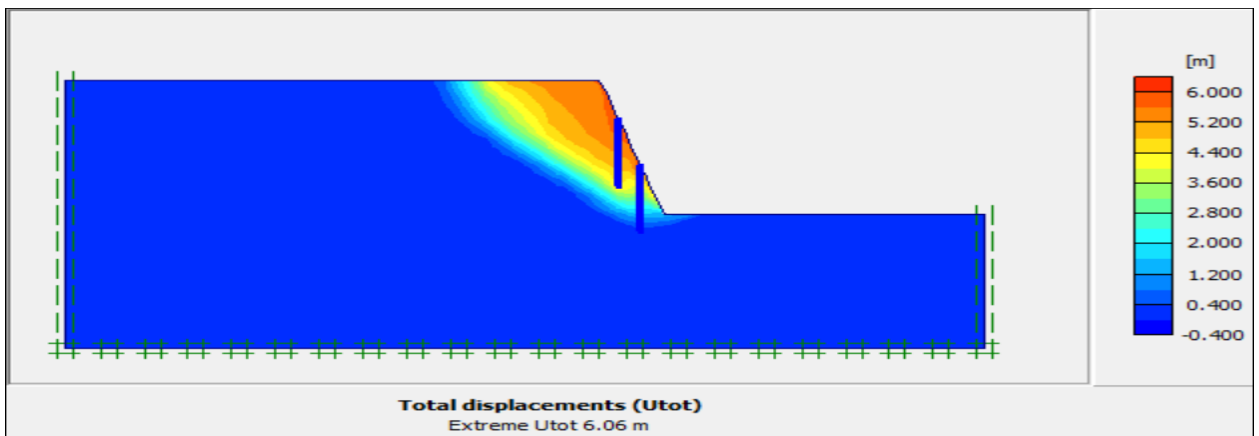


Figure 4.188 : Déplacement total de deux files de pieux de 5 m de longueur ($\beta=75^\circ$).

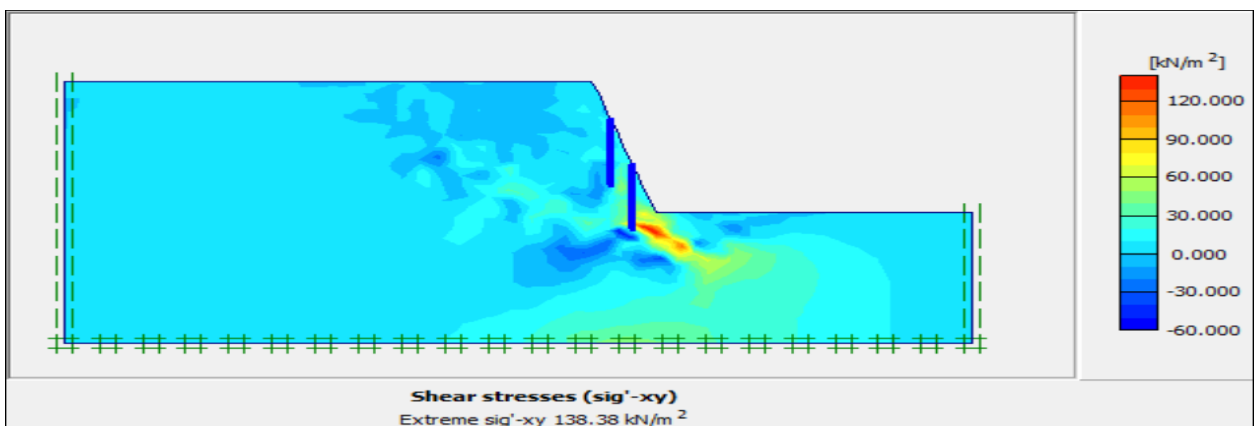


Figure 4.189 : Contrainte de cisaillement de deux files de pieux de 5 m de longueur ($\beta=75^\circ$).

Calculation information							
Multipliers		Additional Info		Step Info			
Step Info							
Step	459 of 459	Extrapolation factor	2.000				
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000				
Multipliers				Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements		Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000		
Load system A		MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000		
Load system B		MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000		
Soil weight		Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000		
Acceleration		Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000		
Strength reduction factor		Msf:	-0.002	Σ -Msf:	1.429		
Time		Increment:	0.000	End time:	0.000		
Dynamic time		Increment:	0.000	End time:	0.000		

Figure 4.190 : Coefficient de sécurité de deux files de pieux de 5 m de longueur ($\beta=75^\circ$).

e) Renforcement avec deux files de pieux de 10 m de longueur

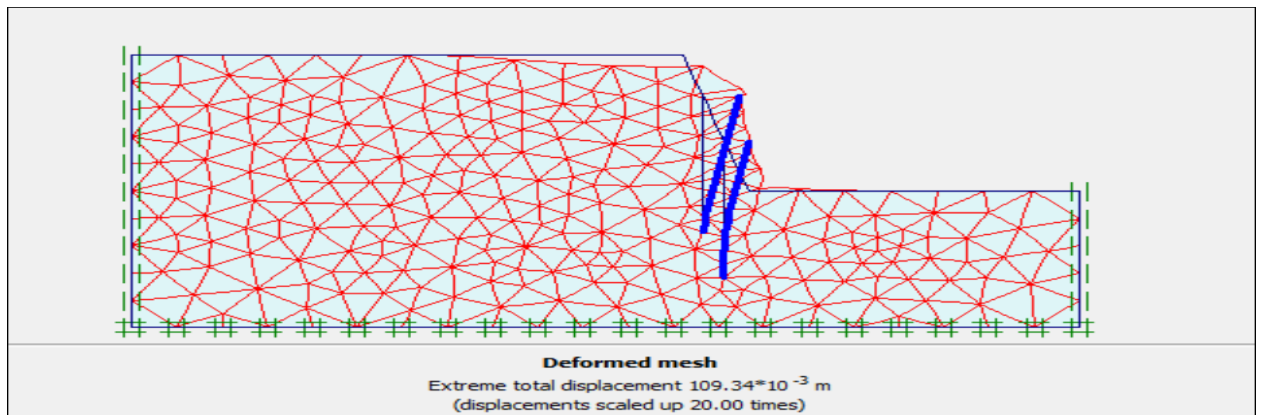


Figure 4.191 : Déformation du maillage de deux files de pieux de 10 m de longueur ($\beta=75^\circ$).

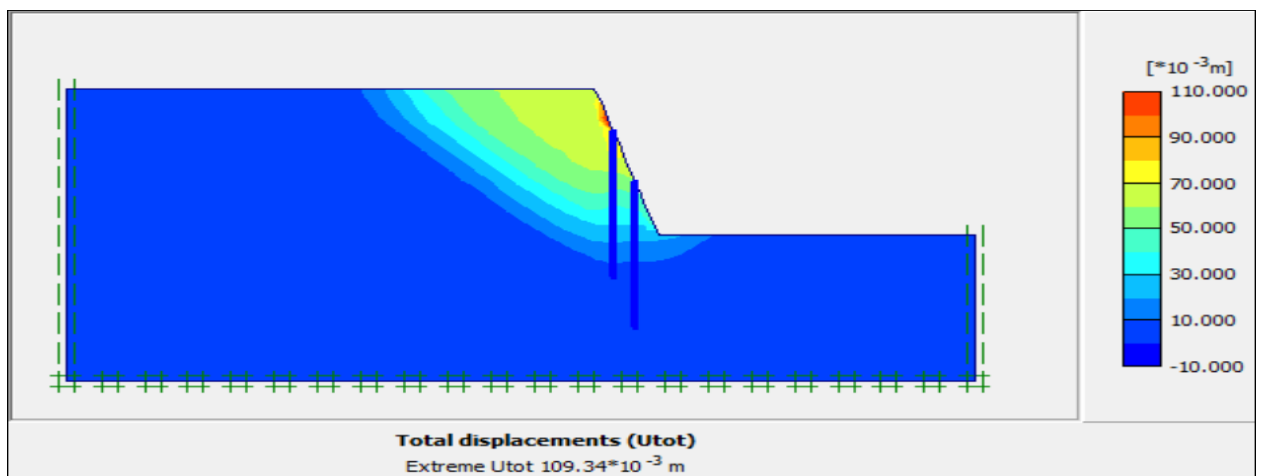


Figure 4.192 : Déplacement total de deux files de pieux de 10 m de longueur ($\beta=75^\circ$).

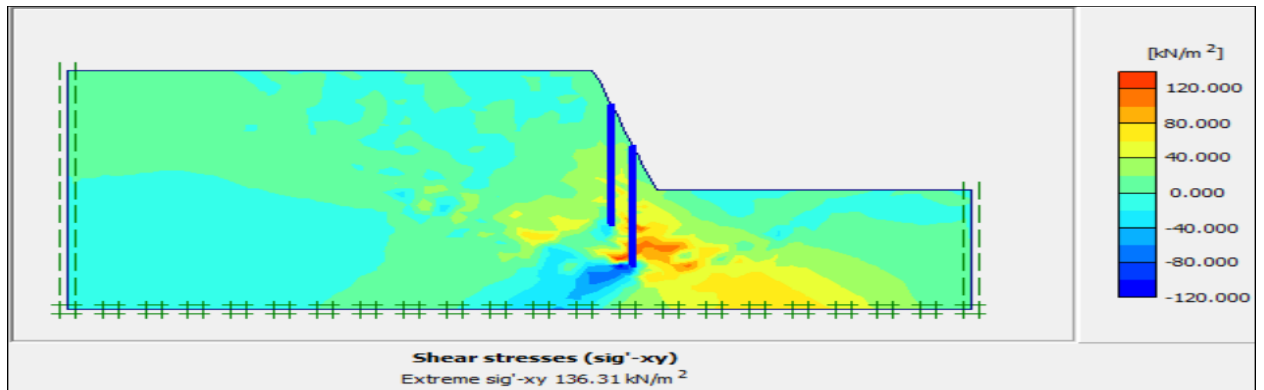


Figure 4.193 : Contrainte de cisaillement de deux files de pieux de 10 m de longueur ($\beta=75^\circ$).

Calculation information				
Multipliers Additional Info Step Info				
Step Info				
Step	461 of 461	Extrapolation factor	2.000	
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000	
Multipliers				
	Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.001	Σ -Msf:	2.163
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000

Figure 4.194 : Coefficient de sécurité de deux files de pieux de 10 m de longueur ($\beta=75^\circ$).

f) Renforcement avec deux files de pieux de 15 m de longueur

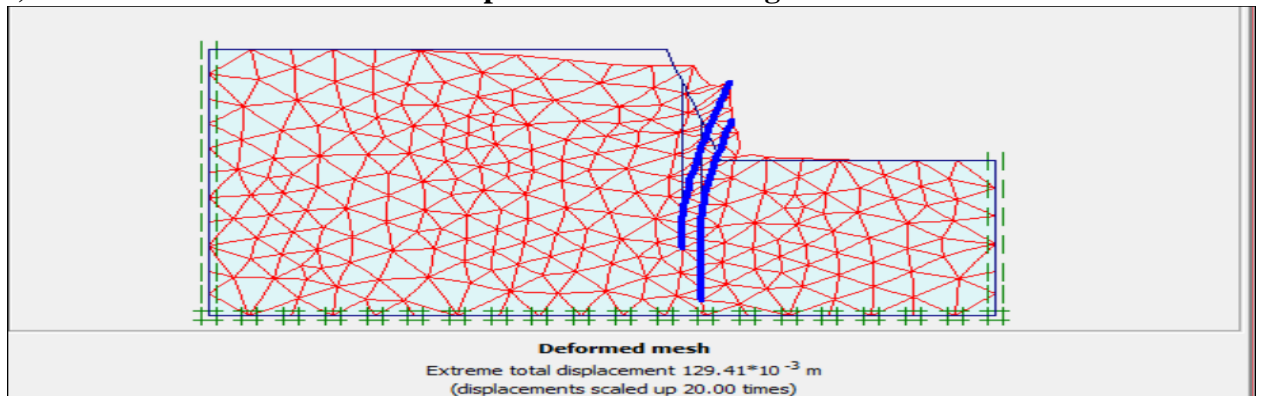


Figure 4.194 : Déformation du maillage de deux files de pieux de 15 m de longueur ($\beta=75^\circ$).

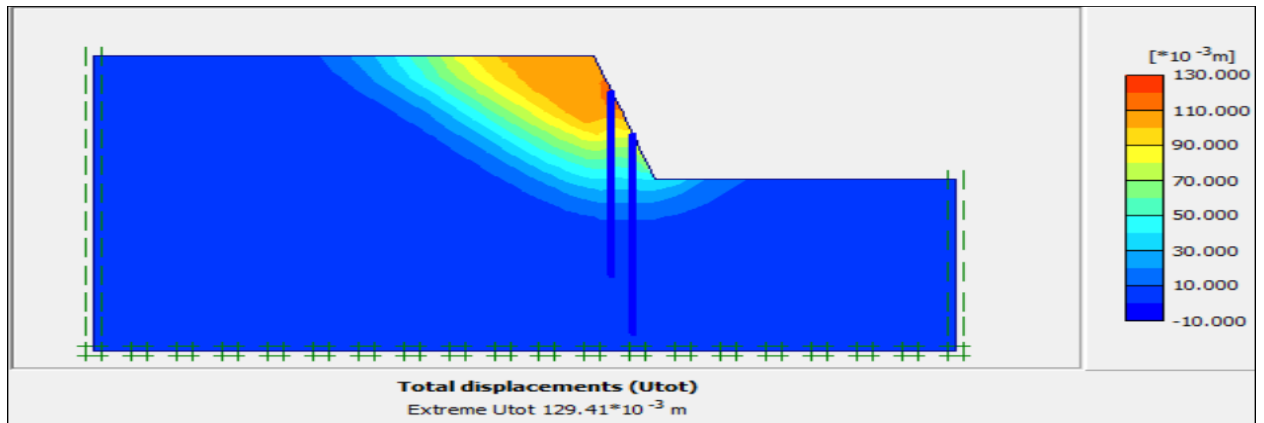


Figure 4.194 : Déplacement total de deux files de pieux de 15 m de longueur ($\beta=75^\circ$).

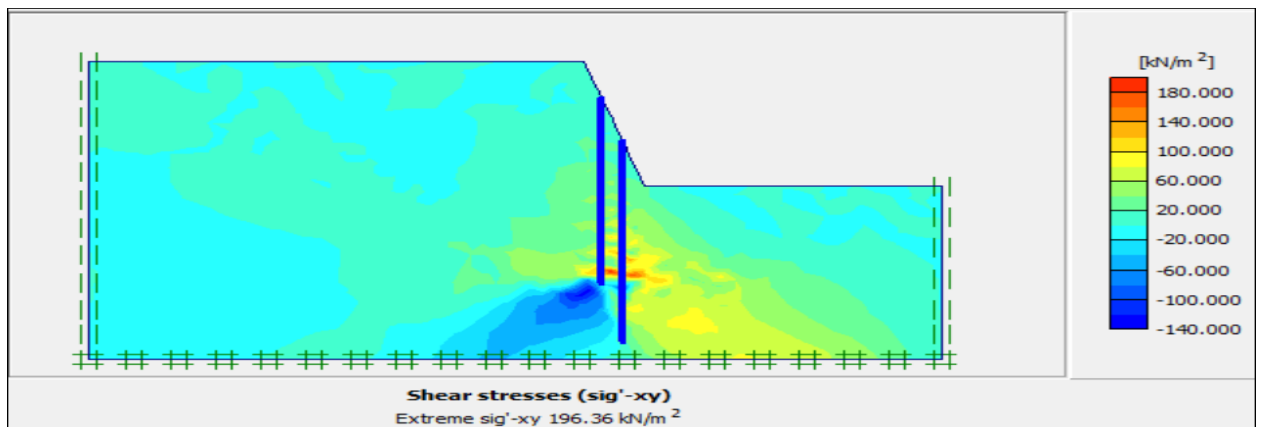


Figure 4.195 : Contrainte de cisaillement de deux files de pieux de 15 m de longueur ($\beta=75^\circ$).

Calculation information			
Multipliers Additional Info Step Info			
Step Info			
Step	459 of 459	Extrapolation factor	0.500
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000
Multipliers			
	Incremental multipliers		Total multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp: 1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA: 1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB: 1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight: 1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel: 0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.001	Σ -Msf: 2.524
Time	Increment:	0.000	End time: 0.000
Dynamic time	Increment:	0.000	End time: 0.000

Figure 4.196 : Coefficient de sécurité de deux files de pieux de 15 m de longueur ($\beta=75^\circ$).

g) Renforcement avec trois files de pieux de 5 m de longueur

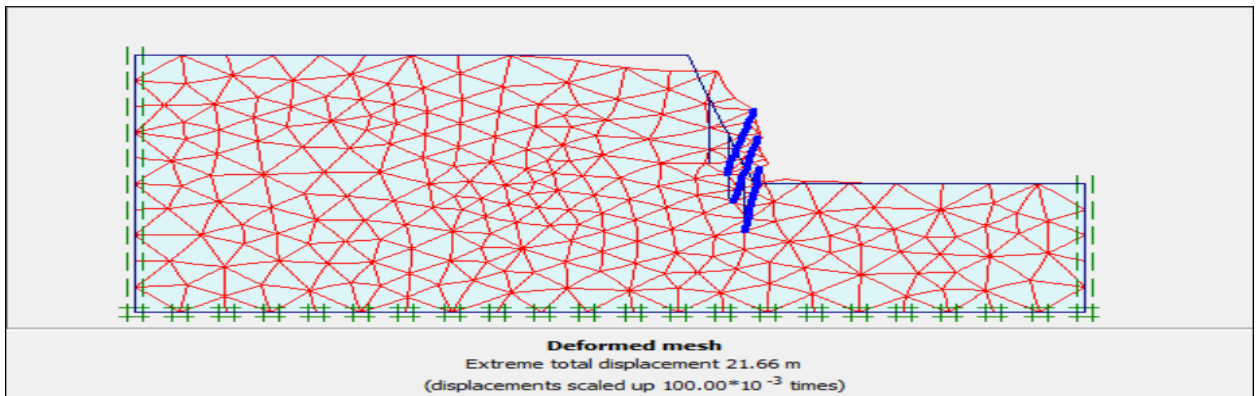


Figure 4.197 : Déformation du maillage de trois files de pieux de 5 m de longueur ($\beta=75^\circ$).

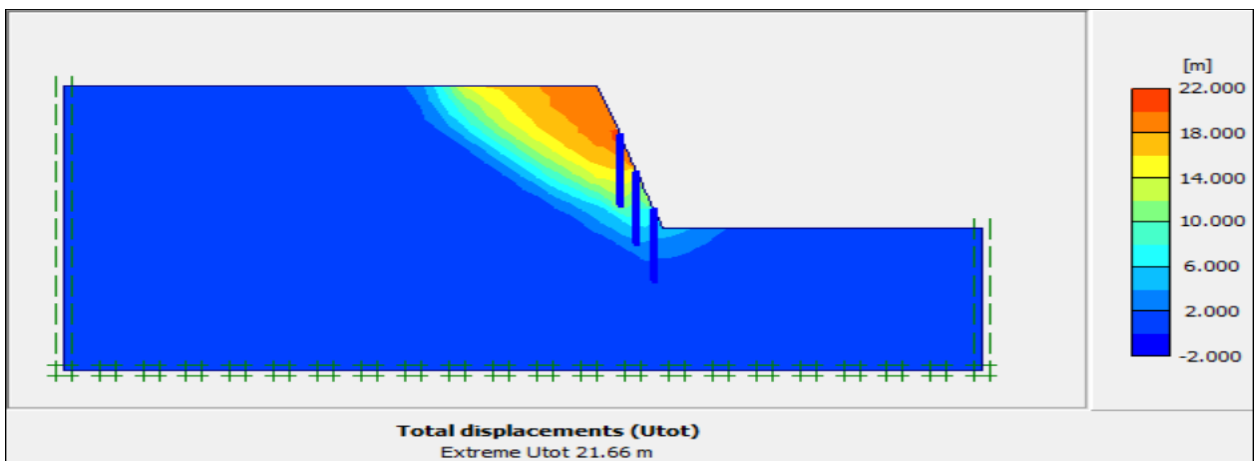


Figure 4.198 : Déplacement total de trois files de pieux de 5 m de longueur ($\beta=75^\circ$).

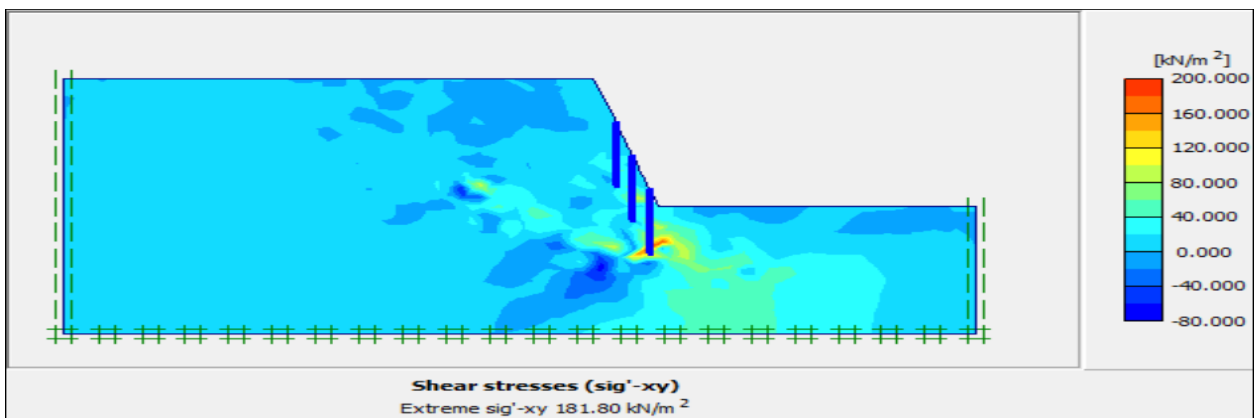


Figure 4.199 : Contrainte de cisaillement de trois files de pieux de 5 m de longueur ($\beta=75^\circ$).

Calculation information					
Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info		Step		660 of 660	
Plastic STEP		Extrapolation factor		2.000	
		Relative stiffness		0.000	
Multipliers		Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000	
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000	
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000	
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000	
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000	
Strength reduction factor	Msf:	-0.001	Σ -Msf:	1.774	
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000	
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000	

Figure 4.200 : Coefficient de sécurité de trois files de pieux de 5 m de longueur ($\beta=75^\circ$).

h) Renforcement avec trois files de pieux de 10 m de longueur

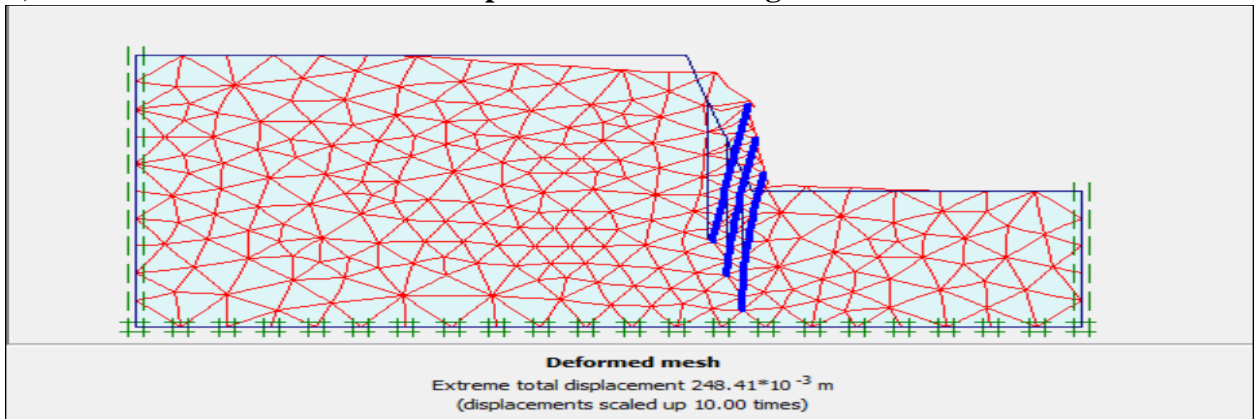


Figure 4.201 : Déformation du maillage de trois files de pieux de 10 m de longueur ($\beta=75^\circ$).

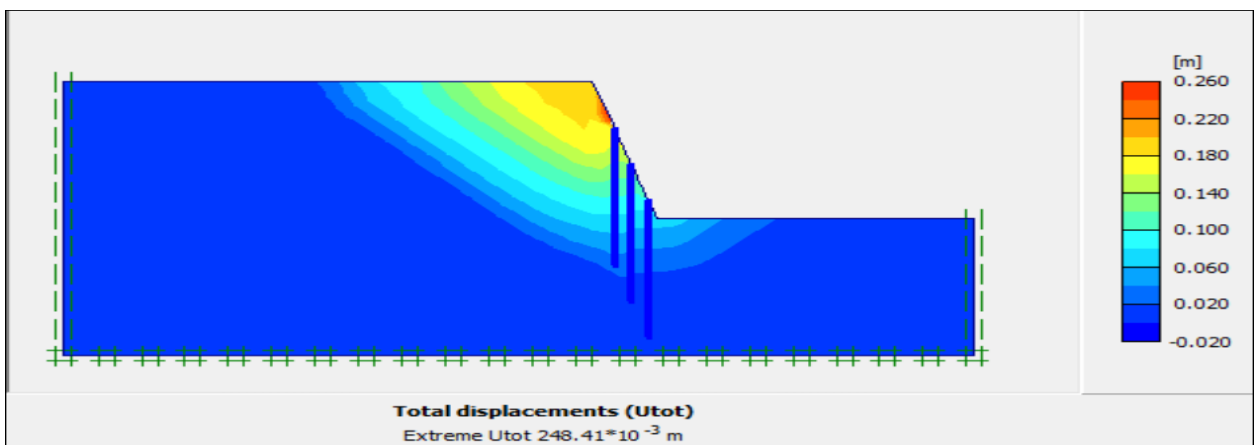


Figure 4.202 : Déplacement total de trois files de pieux de 10 m de longueur ($\beta=75^\circ$).

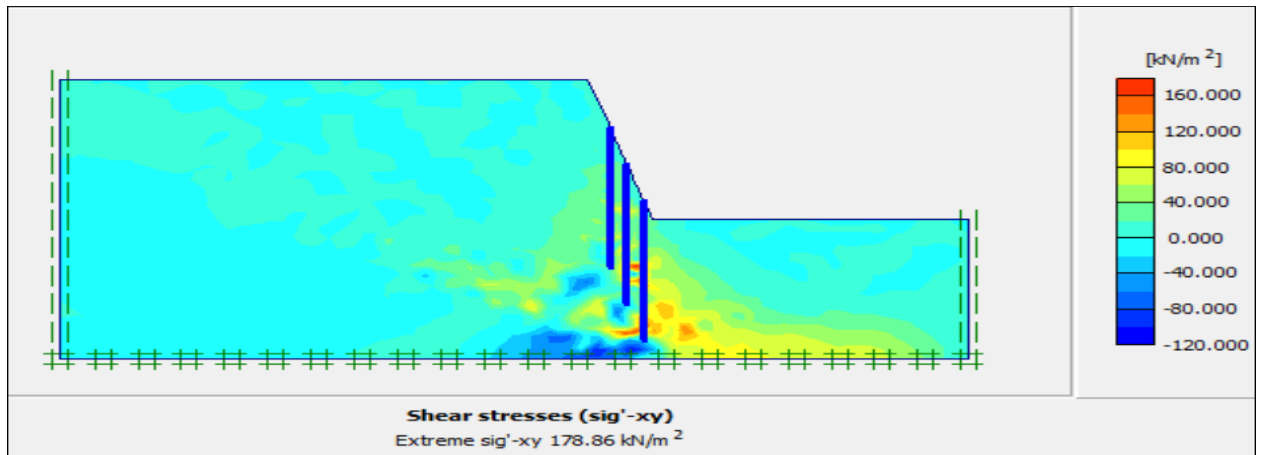


Figure 4.203 : Contrainte de cisaillement de trois files de pieux de 10 m de longueur ($\beta=75^\circ$).

Calculation information			
Multipliers		Additional Info Step Info	
Step Info			
Step	659 of 659	Extrapolation factor	0.500
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000
Multipliers			
	Incremental multipliers		Total multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp: 1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA: 1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB: 1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight: 1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel: 0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf: 2.426
Time	Increment:	0.000	End time: 0.000
Dynamic time	Increment:	0.000	End time: 0.000

Figure 4.204 : Coefficient de sécurité de trois files de pieux de 10 m de longueur ($\beta=75^\circ$).

i) Renforcement avec trois files de pieux de 15 m de longueur

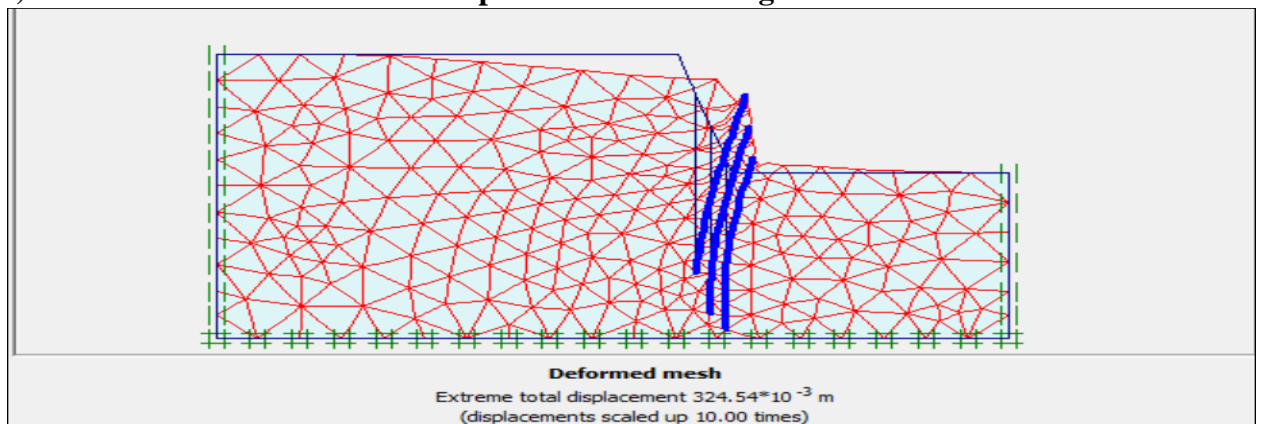


Figure 4.205 : Déformation du maillage de trois files de pieux de 15 m de longueur ($\beta=75^\circ$).

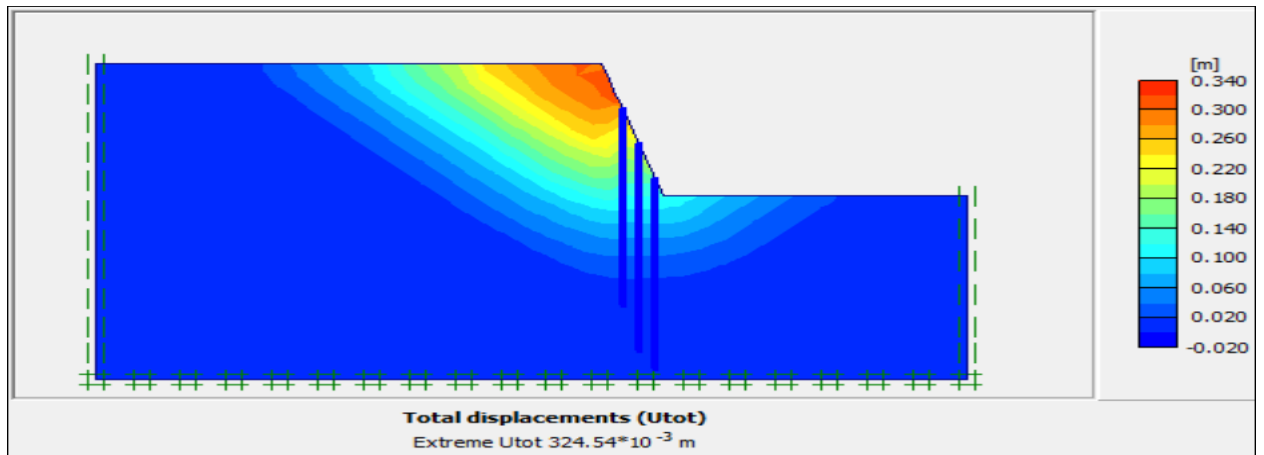


Figure 4.206 : Déplacement total de trois files de pieux de 15 m de longueur ($\beta=75^\circ$).

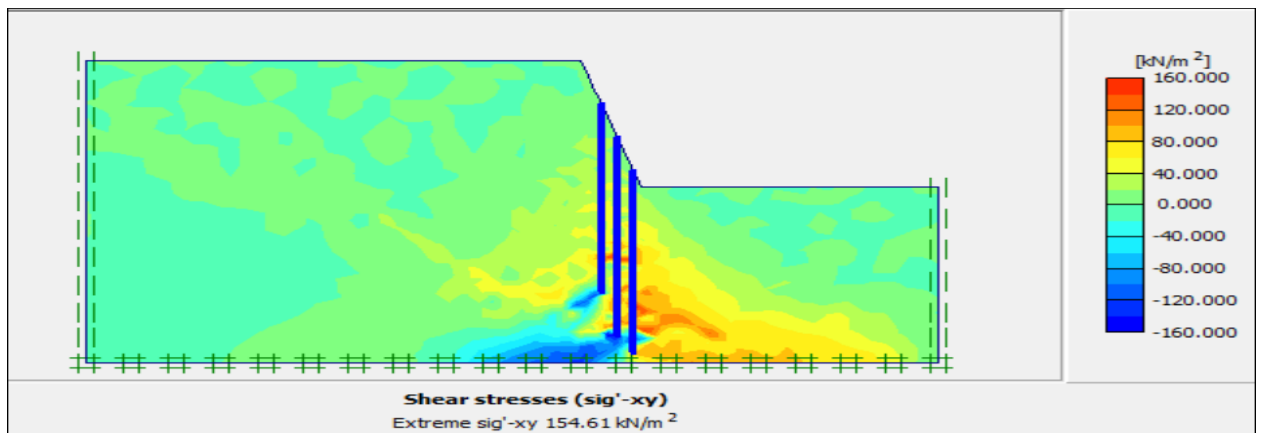


Figure 4.207 : Contrainte de cisaillement de trois files de pieux de 15 m de longueur ($\beta=75^\circ$).

Calculation information				
Multipliers Additional Info Step Info				
Step Info				
Step	661 of 661	Extrapolation factor	1.000	
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000	
Multipliers				
	Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.001	Σ -Msf:	2.908
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000

Figure 4.208 : Coefficient de sécurité de trois files de pieux de 15 m de longueur ($\beta=75^\circ$).

4.8.3 Interprétation de résultats

D'après notre étude paramétrique en variant la longueur des pieux et le nombre de files ou rangée de pieux, on note :

– Le renforcement avec une et deux files de pieux de 5 m de longueur le coefficient de sécurité montre une légère augmentation par rapport au état initiale, donc on peut dire que ces files de pieux n'ont pas une grande influence sur le coefficient de sécurité.

– Les pieux de 10 m et 15 m de longueur, sont suffisamment longues pour stabiliser le talus, on note une large augmentation du coefficient de sécurité par rapport au état initiale, donc on peut dire qu'ils ont une influence considérable sur le coefficient de sécurité.

Les figures au-dessus, illustrent l'effet de la longueur des pieux et le nombre de files sur le coefficient de sécurité pour la inclinaison de 75° :

- L'effet de une file de pieux

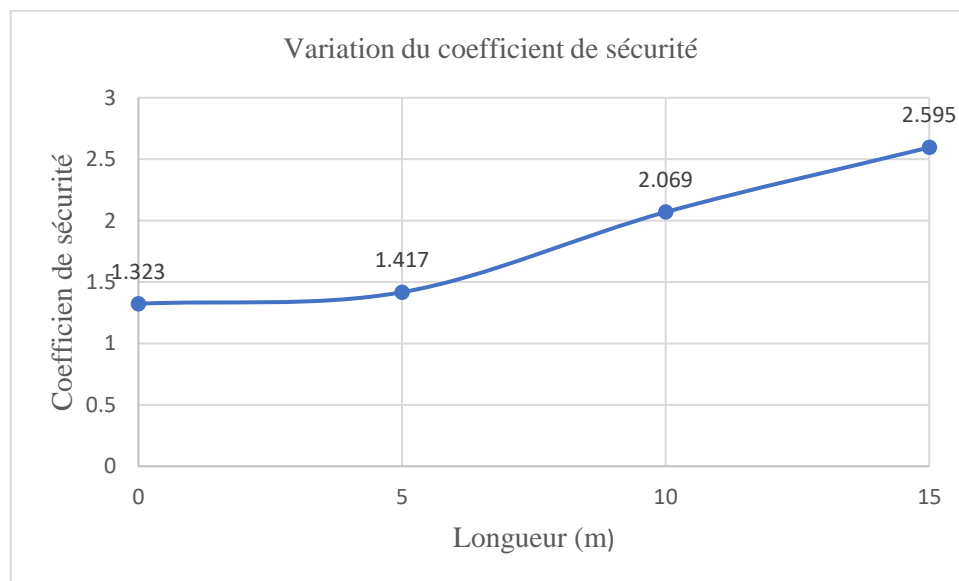


Figure 4.209 : L'influence d'une file de pieux sur le coefficient de sécurité ($\beta=75^\circ$).

- L'effet de deux files de pieux

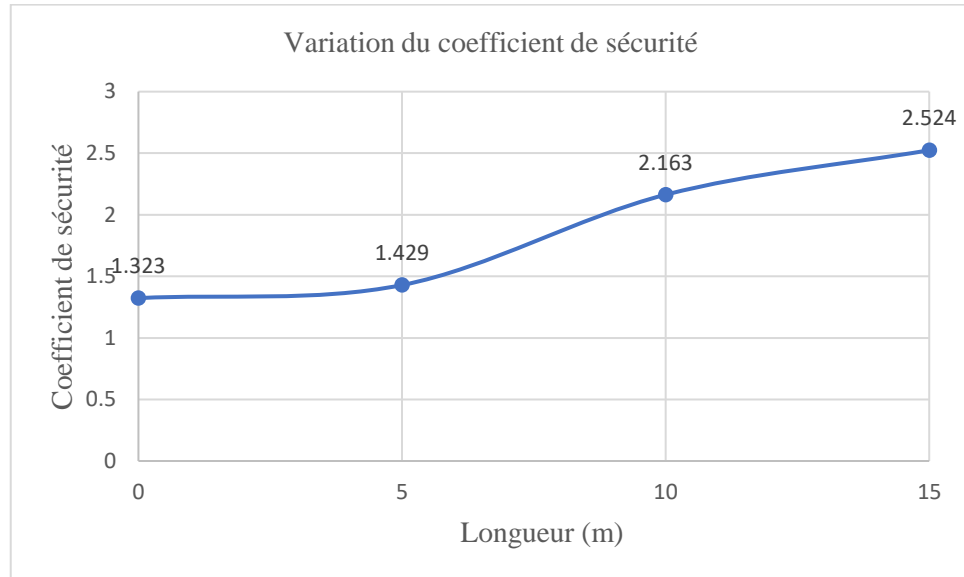


Figure 4.210 : L'influence de deux files de pieux sur le coefficient de sécurité ($\beta=75^\circ$).

- L'effet de trois files de pieux

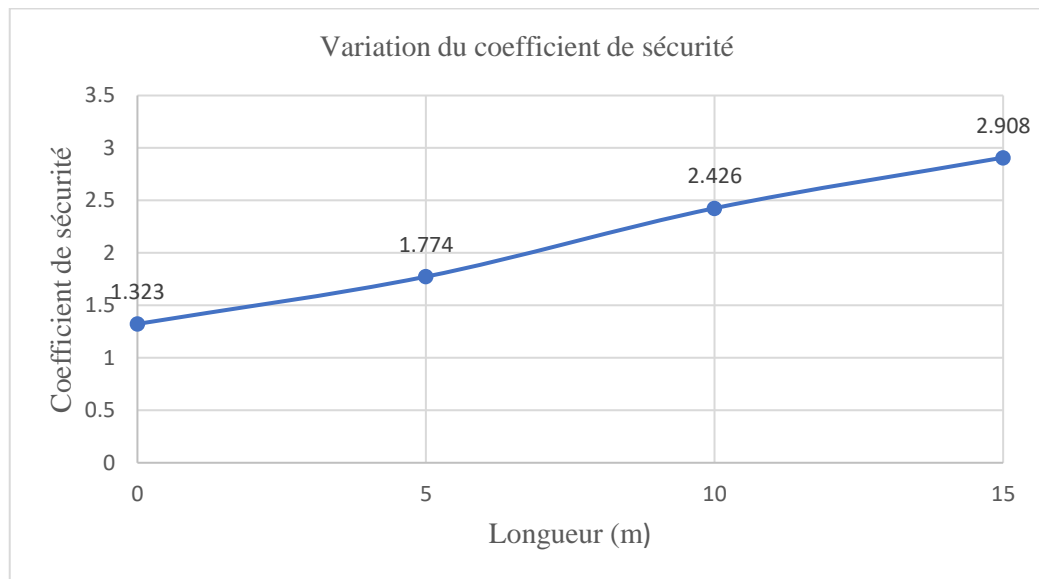


Figure 4.211 : L'influence de trois files de pieux sur le coefficient de sécurité ($\beta=75^\circ$).

Les trois figures 4.209, 4.210 et 4.211, nous permet de remarquer que les trois courbes sont croissates, a chaque fois qu'on augmente la longueur et le nombre de files de pieux, le coefficient de sécurité augmente simultanement.

4.9 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons fait une étude paramétrique, qui consiste à évaluer l'effet de la longueur des pieux et le nombre de files sur le coefficient de sécurité, on constate que :

- La mise en place de pieux de longueur qui ne sont pas suffisante pour empêcher le mouvement de terrain, c'est un facteur déclenchant d'un glissement de terrain, car réduit le coefficient de sécurité.
- L'augmentation de la longueur et le nombre de files de pieux implique une augmentation du coefficient de sécurité.

Chapitre 5 :

Cas d'étude de stabilité d'un grand remblai routier (en Algérie) ' Remblai de Djemmorah RN 87'

5.1 Introduction

Le cas d'étude dans ce chapitre constitue un cas réel d'un phénomène de glissement d'un remblai routier au niveau de la route nationale numéro 87 dans la commune de Djemmorah, wilaya de Biskra (Algérie).

L'objectif de ce chapitre est de remédier le glissement du remblai, on propose une stabilisation par trois files de pieux.

Les pieux sont habituellement utilisés pour stabiliser les talus, ils sont caractérisés pour être efficace et n'altèrent pas la géométrie du terrain.

5.2 Description du cas d'étude

Le remblai étudié est constitué d'un sol argileux plastique, dont les caractéristiques principales sont une très forte cohérence a teneur en eau moyenne et faible, mais a l'état humide, ces sols sont plutôt glissants.

Le facteur déclenchant de ce phénomène de glissement a été causé sous l'effet de la pluie qui était assez continue pour saturer les couches superficielles du remblai, le sol a perdu beaucoup de sa cohésion apparente, le coefficient de sécurité comme, on le verra par la suite, dans les calculs, a considérablement chuté.

La géométrie du talus avant les dégradations est représentée sur la figure 5.1.

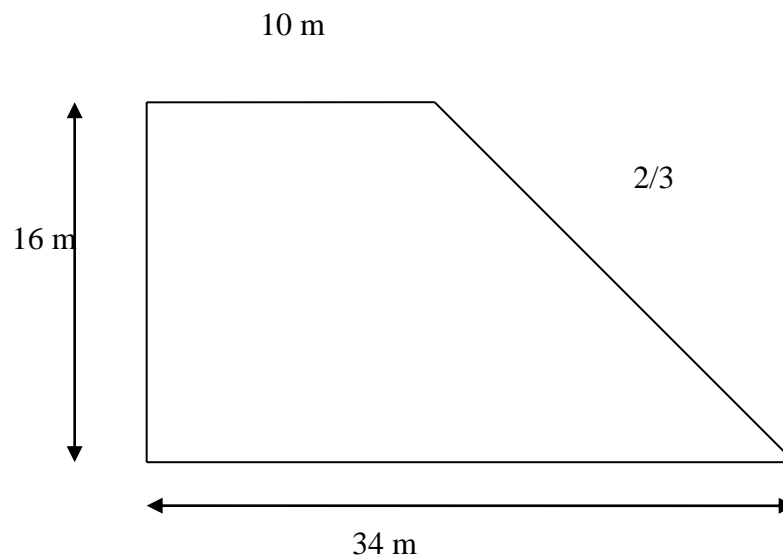


Figure 5.1: Géométrie du talus avant les désordres.

En revanche lorsque la pluie saturera la partie superficielle du remblai, le talus amorce des débuts de glissement, assez grave, on supposera dans cette étude que la saturation de la partie supérieure du remblai (sol cohérent) a réduit les caractéristiques mécaniques du matériau de remblai. On admet que la partie supérieure, sur 6 m de profondeur, du remblai en matériau argileux a subi une infiltration sensible des eaux et donc elle est affectée par la diminution de la cohésion. A savoir cohésion initiale 30 kpa, cohésion actuelle 5 kpa.

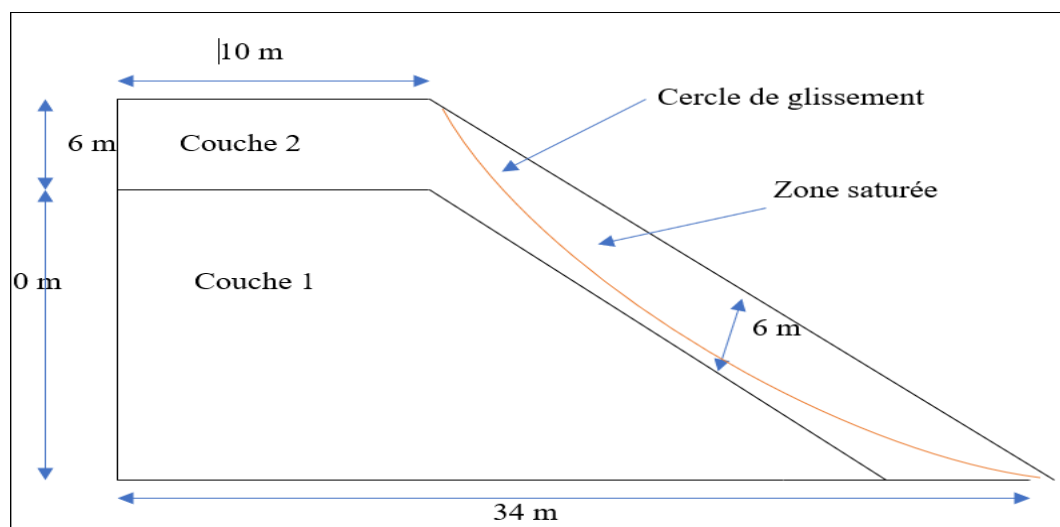


Figure 5.2 : Géométrie du talus après les dégradations.

Les figures suivantes, illustrent les vues en plan et en profil du remblai.

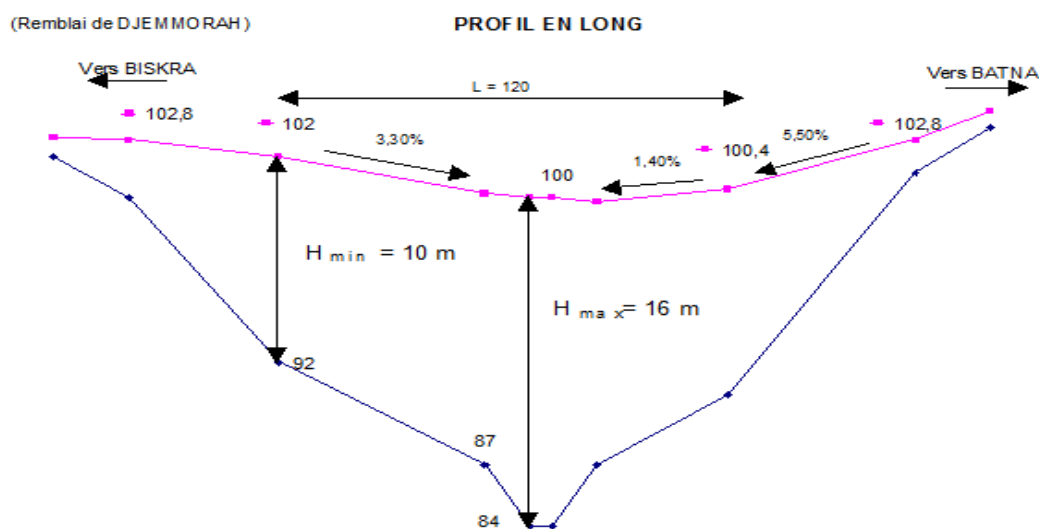


Figure 5.3 : profil en long (remblai de djamourah).

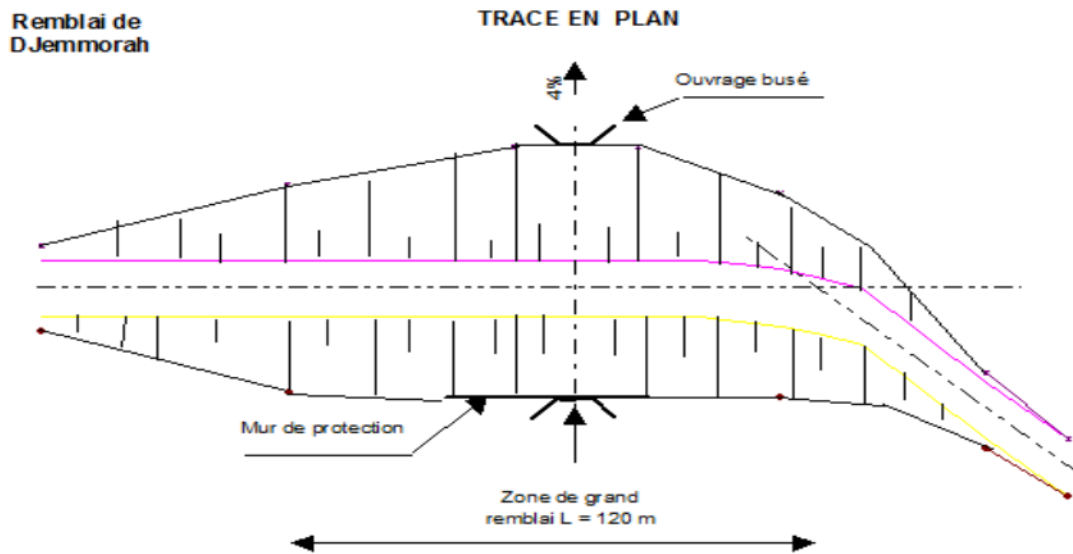


Figure 5.4: Trace en plan (remblai de djamourah).

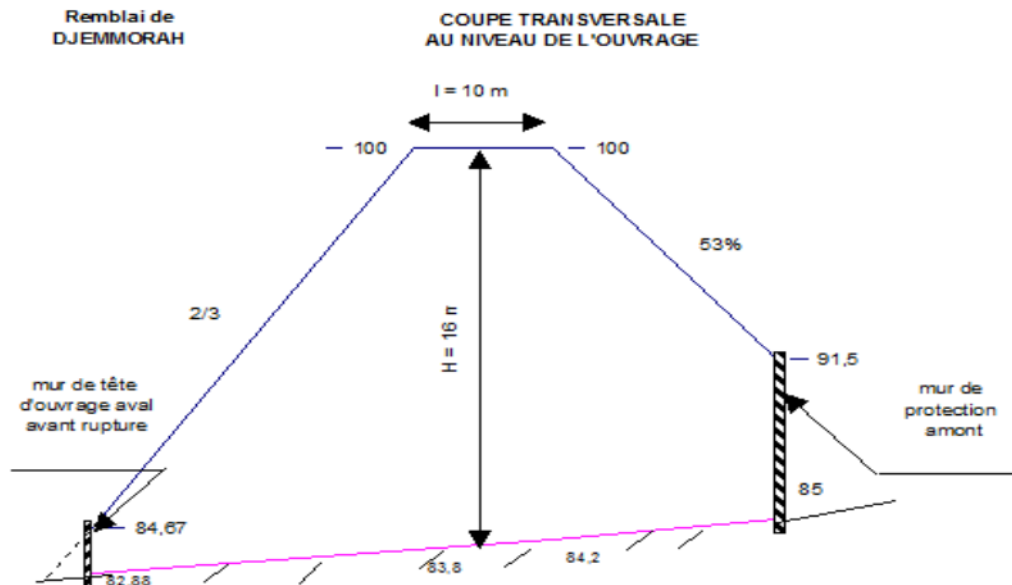


Figure 5.5: coupe transversale au niveau du l'ouvrage (remblai de djamourah).

5.3 Etude de la stabilité du talus avant les dégradations (état initial)

5.3.1 Hypothèses générales

Les hypothèses prises pour l'analyse du glissement sont les suivantes :

- Le sol est supposé être un milieu continu ;
- Problème de déformations planes ;
- Le comportement du sol obéit à la loi de MOHR-COULOMB ;
- Eléments à 6 nœuds ;
- Unités : m, kN, Jour.

5.3.2 Géométrie du modèle

La géométrie du modèle étudié est représentée sur la figure 5.6. La hauteur du talus $H= 16\text{m}$, l'angle de l'inclinaison de la pente est $\beta = 33.69^\circ$ et la largeur est de 34 m. Le talus en étude est constitué d'un sol monocouche.

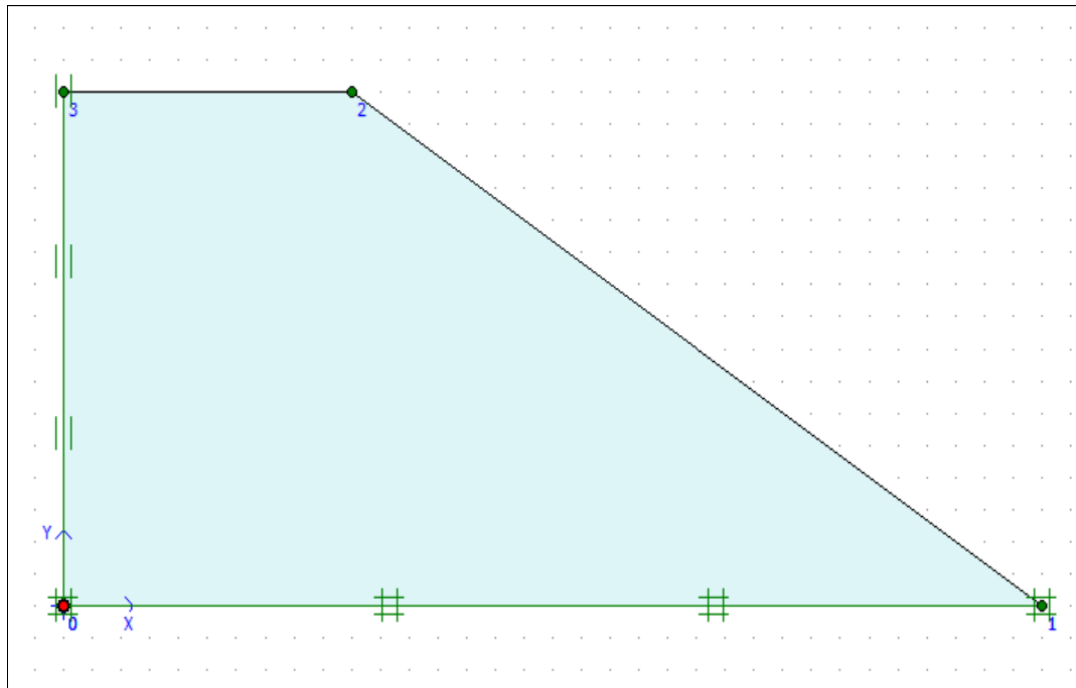


Figure 5.6 : Géométrie du talus.

5.3.3 Caractéristiques des matériaux

Les propriétés de la couche du sol sont représentées dans le tableau 5.1 :

Tableau 5.1 : Caractéristique des matériaux avant les dégradations et des interfaces

Poids volumique	γ	17 kN/m ³
Cohésion	c	30 kPa
Angle de frottement	φ	25°
Module de YOUNG	E	10 ⁷ kPa
Coefficient de POISSON	ν	0.33
Facteur de rigidité de l'interface	R_{inter}	Rigide

5.3.4 Maillage et conditions aux limites

La génération du maillage se fait automatiquement (figure), la maillage choisie (Global coarseness) est le maillage fin.

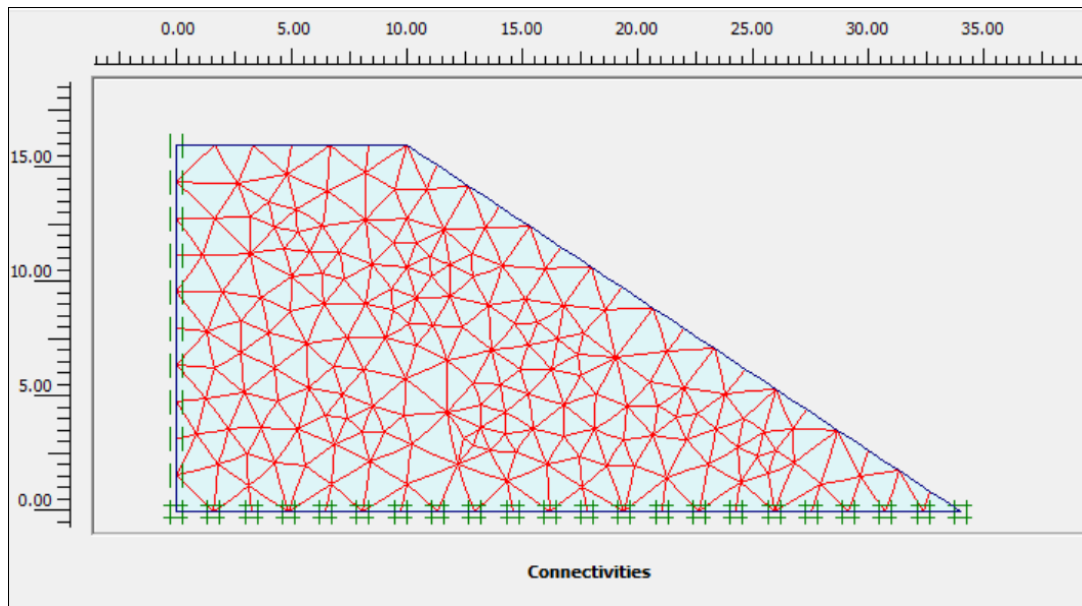


Figure 5.7 : Maillage du talus initial avant les dégradations.

5.3.5 Définitions des conditions initiales

Les conditions initiales besoins de la génération des pressions interstitielles ainsi que les conditions initiales.

Comme la surface du talus n'est pas horizontal, les contraintes initiales ne peuvent pas être générées, en utilisant les coefficients K_0 .

La fonction Initial conditions est utilisée pour définir la nappe phréatique et le poids volumique de l'eau. D'après les conditions de notre talus, on ne va pas prendre en considération les pressions interstitielles.

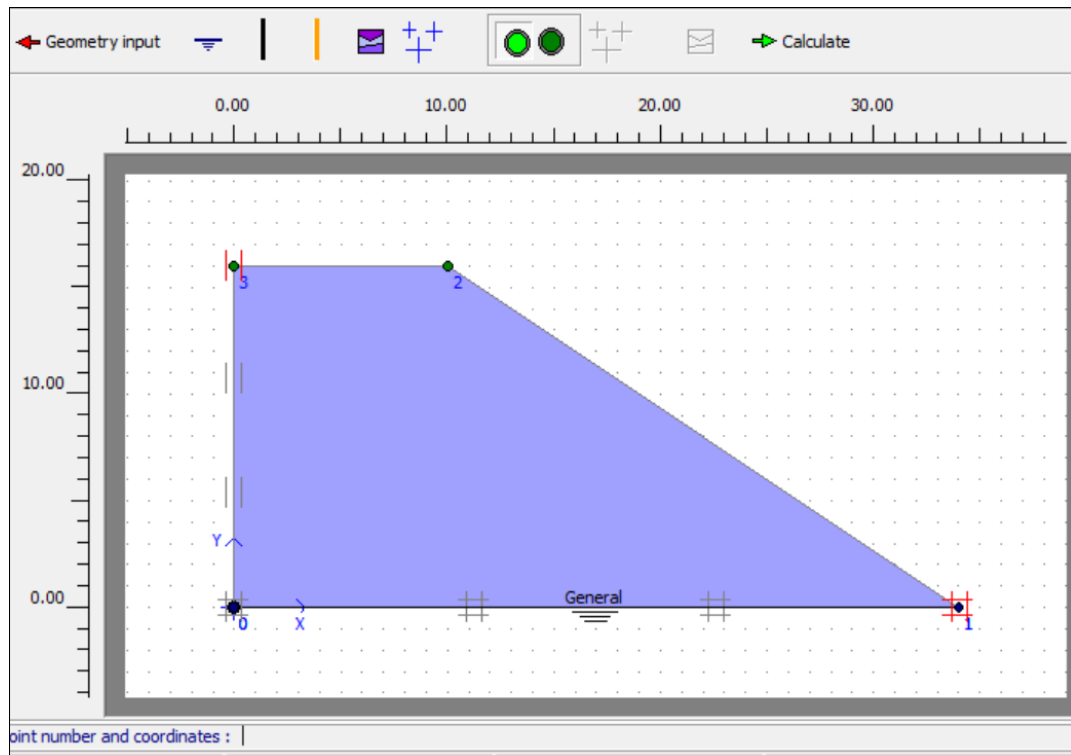


Figure 5.8 : Définition de la nappe phréatique.

Pour le calcul des contraintes, il est nécessaire passer pour la procédure de détermination de K_0 , pour effectuer ce procedure en défini un facteur $\sum M_weight = 0$, comme motre la figure 5.9, Donc aucune contrainte initiale n'est générée dans cette étape de calcul, comme montre la figure 5.10.

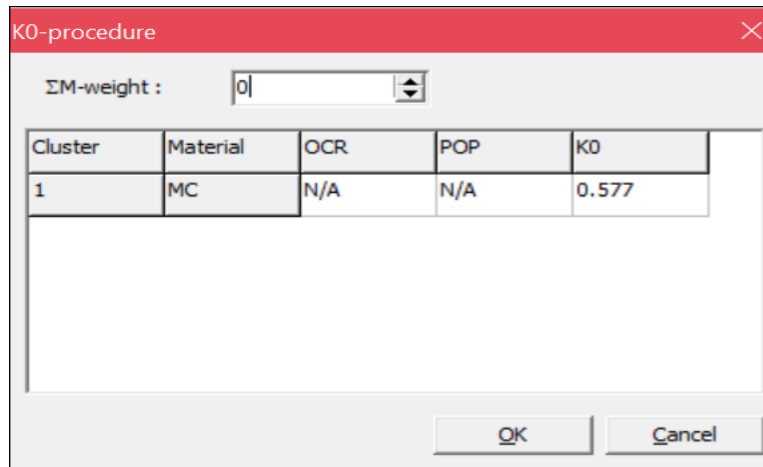


Figure 5.9 : Multiplicateur pour la procédure K_0 avant les dégradations.

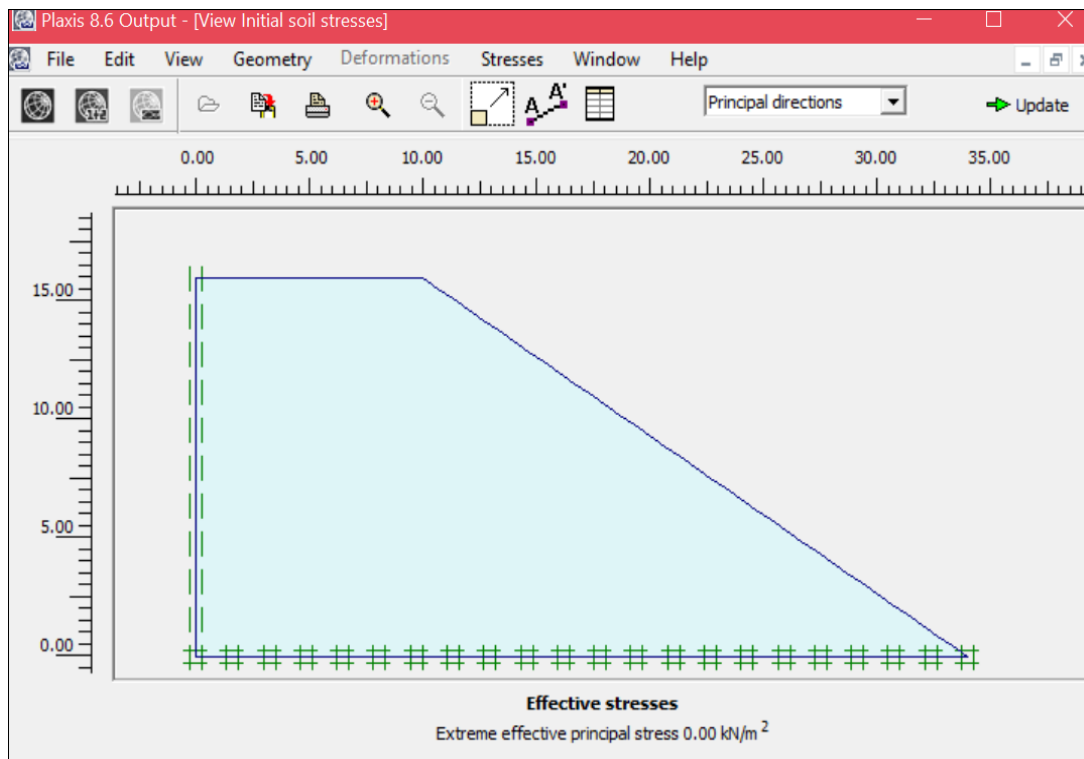


Figure 5.10 : Contrainte initiale effective du talus avant les dégradations.

5.3.6 Procédures de calcul

Le calcul est effectué en trois phases, la première phase est l'initiation des contraintes (determination de contraintes effective initiales), la seconde pour le calcul des contraintes initiales (chargement gravitaire), et la troisième pour le calcul du coefficient de sécurité.

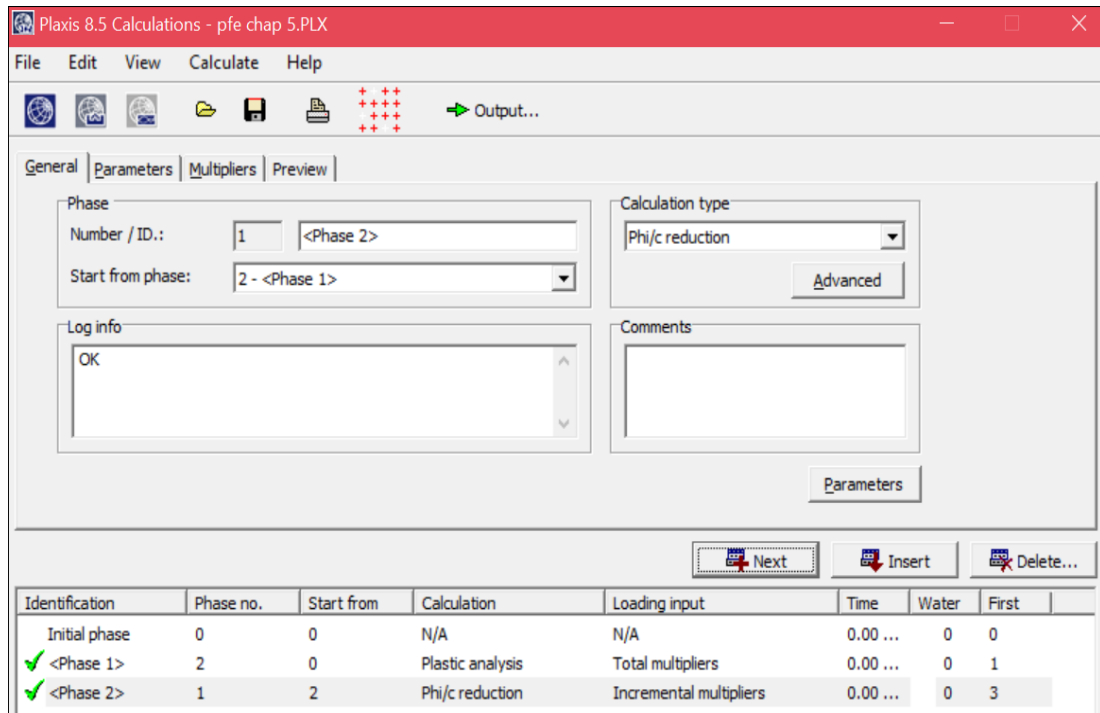


Figure 5.11 : Phases de calcul

a) Initiation des contraintes (phase 0)

Cette phase contient juste une ligne appelée phase initiale, et pour laquelle la numérotation est 0. Cette ligne représente la situation initiale du projet, telle que définie par les conditions initiales du programme. La phase initiale est le point de départ pour les calculs ultérieurs.

b) Chargement gravitaire (phase 1)

Numéroté phase 1, cette phase de calcul permet la génération des contraintes initiales par chargement gravitaire. Pour cela, on doit paramétrer le programme pour qu'il effectue un calcul plastique dans lequel le chargement est fixé sur total multipliers $\sum M_{weight} = 1$, activation de l'option Ignore undrained behaviour, cette étape est importante et a un impact sur les étapes suivantes.

c) Coefficient de sécurité (phase 2)

Identifiée par le numéro 2, cette phase permet le calcul du coefficient de sécurité par la méthode phi-c reduction. Pour effectuer le calcul on doit activer les deux options Reset

displacement to zero et Ignore undrained behaviour et accepter le choix de l'increment standard (Msf=0.1).

5.3.7 Analyse de résultats

Les résultats sont affichés selon l'ordre des phases de calcul. En premier on affiche les résultats du chargement gravitaire (phase de calcul n°1), en second les résultats du calcul du coefficient de sécurité (phase de calcul n°2).

a) Chargement gravitaire

La déformation du maillage est représentée sur la figure 5, on note un déplacement total maximum de $4.61 \cdot 10^{-6} \text{m}$.

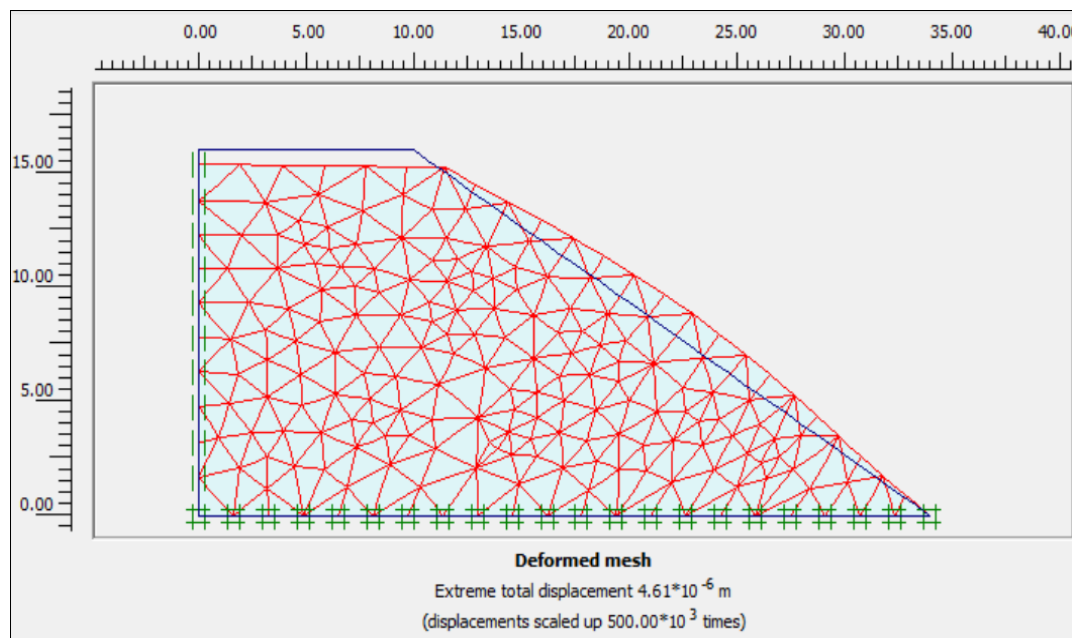


Figure 5.12 : Déformation du maillage après application de la gravite (Phase 1).

b) Coefficient de sécurité

La phase n°2 calcule le coefficient de sécurité qui peut être visualisé par son affichage dans la fenêtre calculation info du programme output, cette option affiche le coefficient de sécurité égal a $F_s = 1.833 > 1.5$, qui signifie que le talus est stable par son propre poids.

Calculation information					
Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info					
Step	254 of 254	Extrapolation factor	0.500		
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000		
Multipliers					
		Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000	
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000	
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000	
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000	
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000	
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf:	1.833	
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000	
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000	

Figure 5.13 : Coefficient de sécurité

Les résultats obtenus dans cette phase, nous permet aussi de visualiser les déformations totales qui illustre la surface de glissement probable et contraintes de cisaillement qui donne une indication du points proches d'avoir une rupture du modèle avant la dégradation.

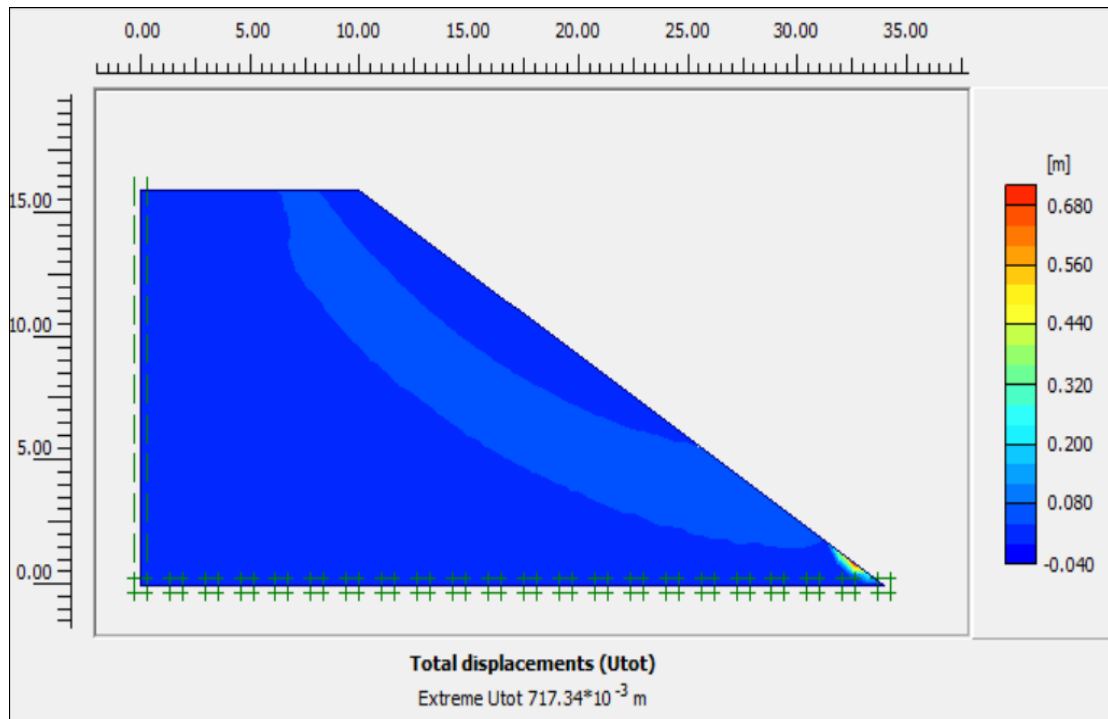


Figure 5.14 : Déplacement total avant les dégradations.

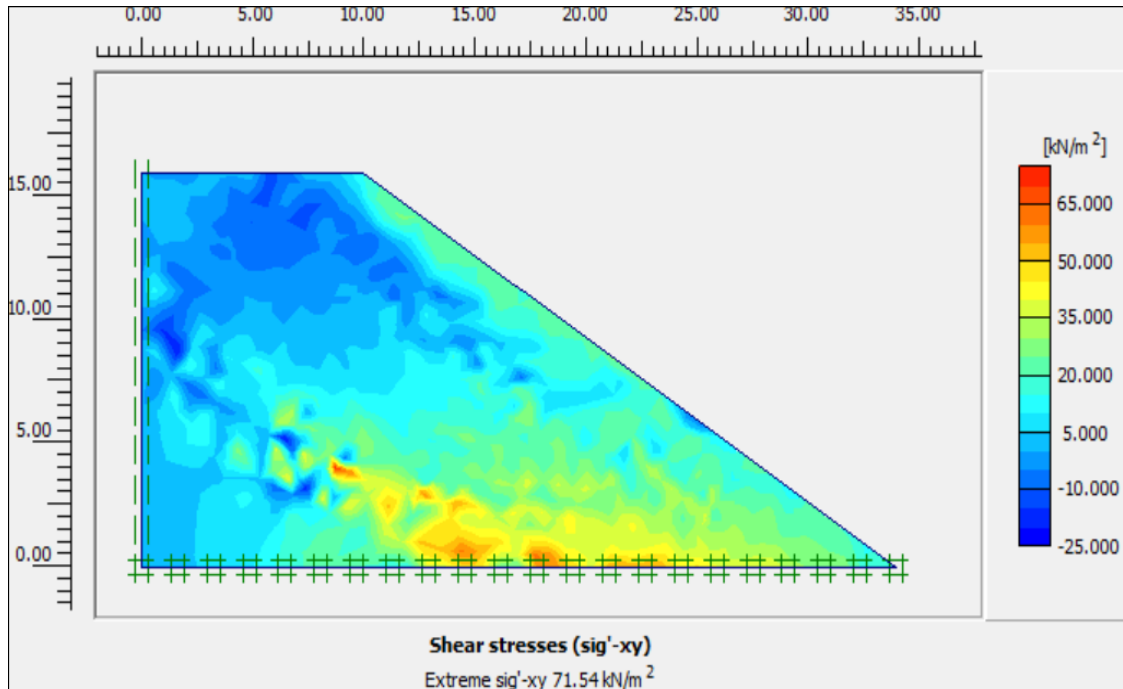


Figure 5.15: Contrainte de cisaillement

5.4 Etude de la stabilité du talus après les dégradations

5.4.1 Géométrie du modèle

La géométrie du modèle étudié est représentée sur la figure 5.16. La hauteur du talus $H=16\text{m}$, l'angle de l'inclinaison de la pente est $\beta = 33.69^\circ$ et la largeur est de 34 m. Le talus en étude est constitué d'un sol bicouche.

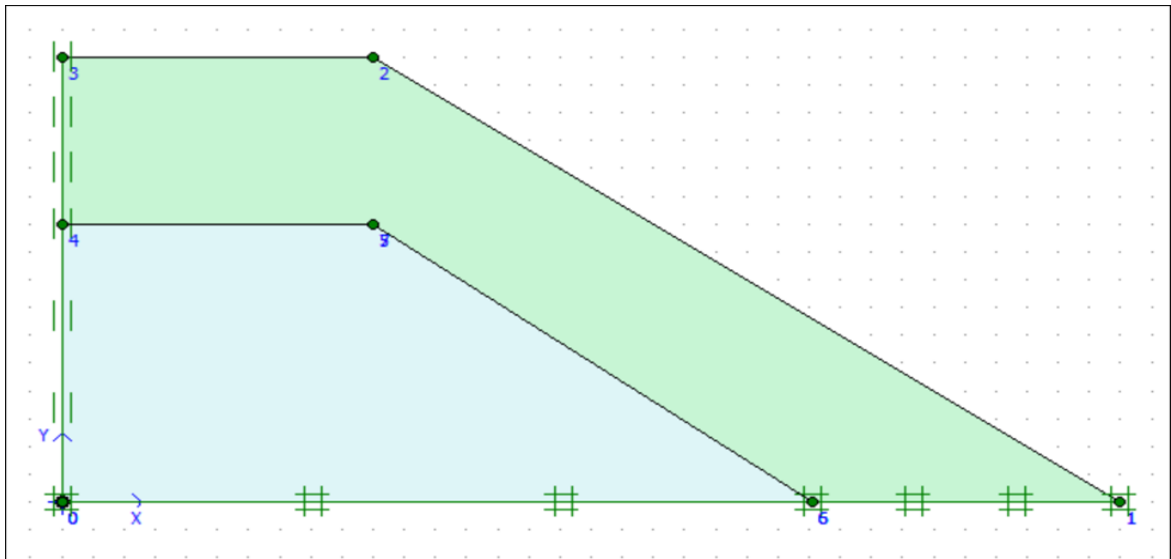


Figure 5.16 : Géométrie du talus après les dégradations.

5.4.2 Caractéristiques des matériaux

Les propriétés de la couche du sol sont représentées dans le tableau 5.2 :

Tableau 5.2 : Caractéristique des matériaux après les dégradations

Paramètres	Symboles	Couche 1	Couche 2
Poids volumique	γ	17 kN/m ³	17 kN/m ³
Cohésion	c	30 kPa	5 kPa
Angle de frottement	φ	25°	20°
Module de YOUNG	E	10 ⁷ kPa	10 ⁷ kPa
Coefficient de POISSON	ν	0.33	0.33

5.4.3 Maillage et conditions aux limites

La génération du maillage se fait automatiquement (figure 5.17), la maillage choisie (Global coarseness) est le maillage fin.

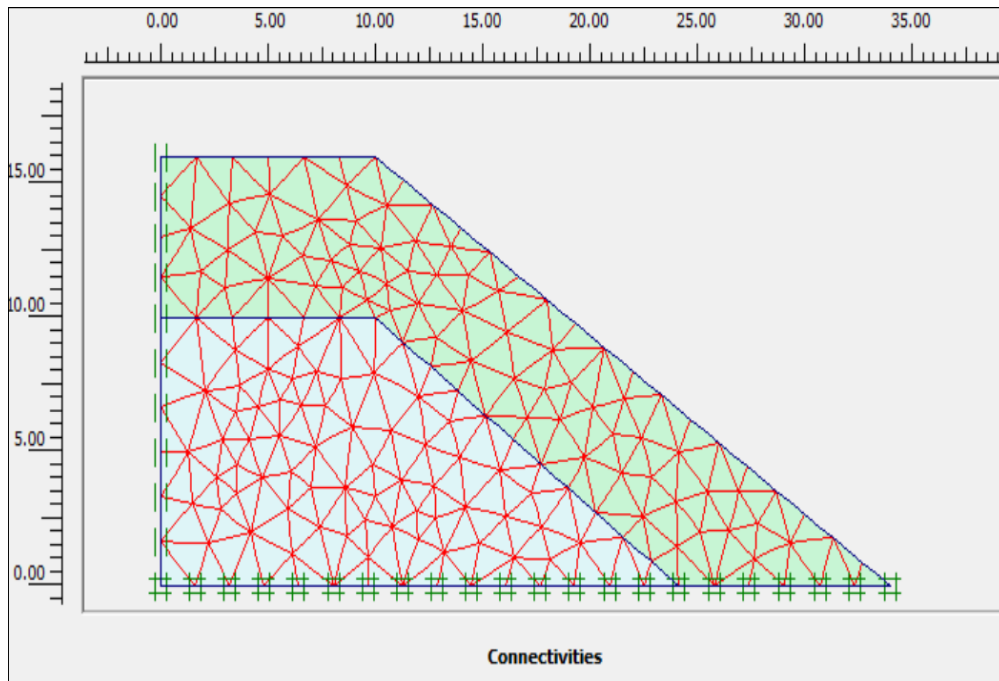


Figure 5.17 : Maillage du talus initial après les dégradations

5.4.2 Définitions des conditions initiales

Les conditions initiales besoins de la génération des pressions interstitielles ainsi que les conditions initiales.

Comme la surface du talus n'est pas horizontal, les contraintes initiales ne peuvent pas être générées, en utilisant les coefficients K_0 .

La fonction Initial conditions est utilisée pour définir la nappe phréatique et le poids volumique de l'eau. D'après les conditions de notre talus, on ne va pas prendre en considération les pressions interstitielles.

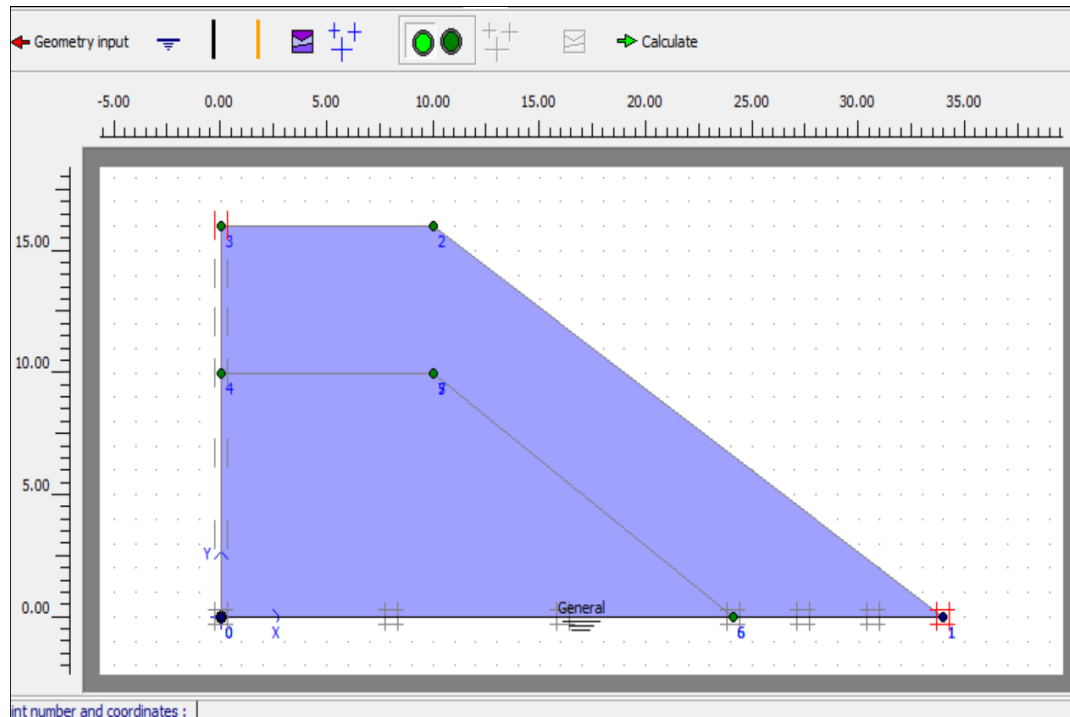


Figure 5.18 : Définition de la nappe phréatique

Pour le calcul des contraintes, il est nécessaire passer pour la procédure la détermination de K_0 , pour effectuer ce procédure en défini un facteur $\sum M_weight = 0$, comme motre la figure 5.19, Donc aucune contrainte initiale n'est générée dans cette étape de calcul, comme montre la figure 5.20.

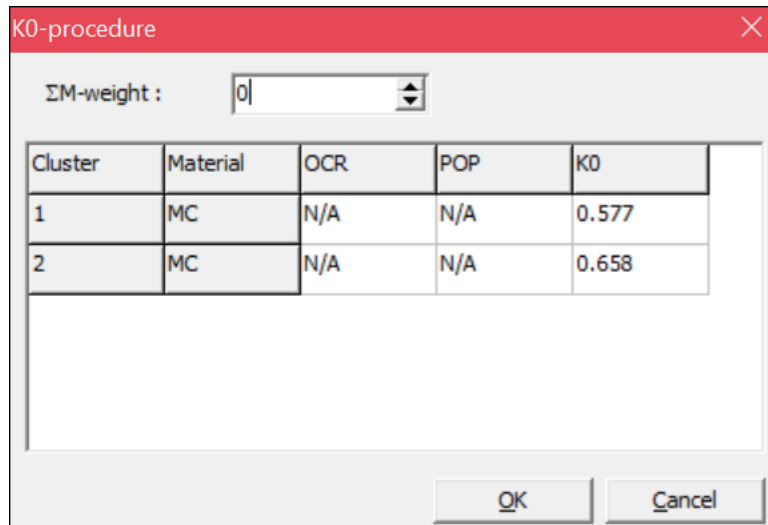


Figure 5.19 : Multiplicateur pour la procédure K_0 après les dégradations

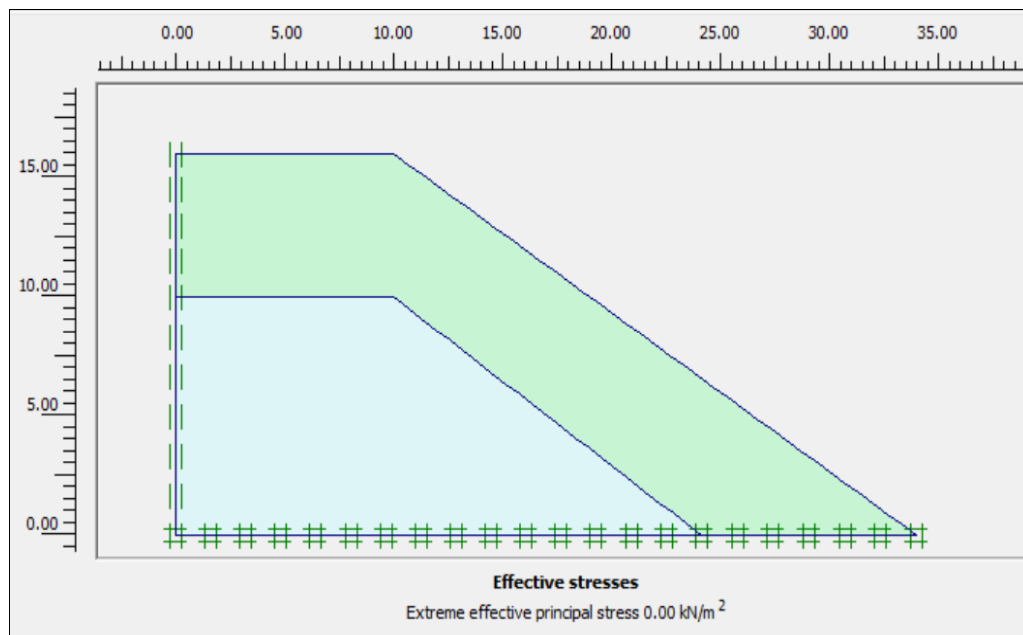


Figure 5.20 : Contrainte initiale effectives du talus après les dégradations.

5.4.3 Procédures de calcul

Le calcul est effectué en trois phases, la première phase est l'initiation des contraintes, la seconde pour le calcul des contraintes initiales (chargement gravitaire), et la troisième pour le calcul du coefficient de sécurité.

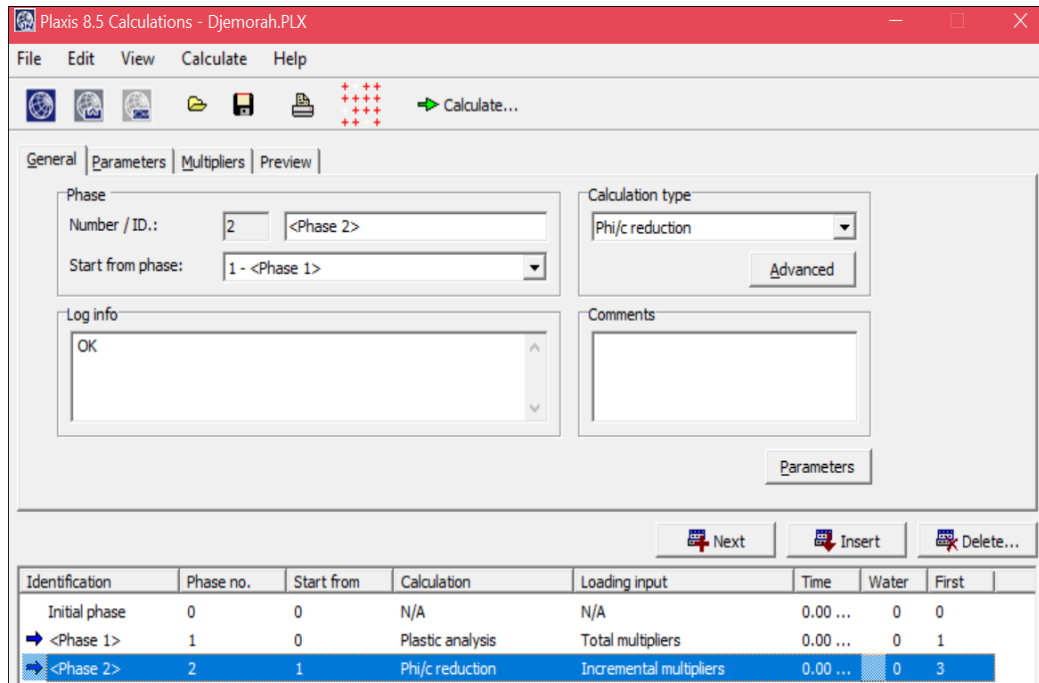


Figure 5.21 : Phases de calcul

5.4.4 Analyse de résultats

a) Chargement gravitaire

La déformation du maillage est représentée sur la figure 5.22. On note un déplacement total maximum de $551.33 \cdot 10^{-6} \text{m}$

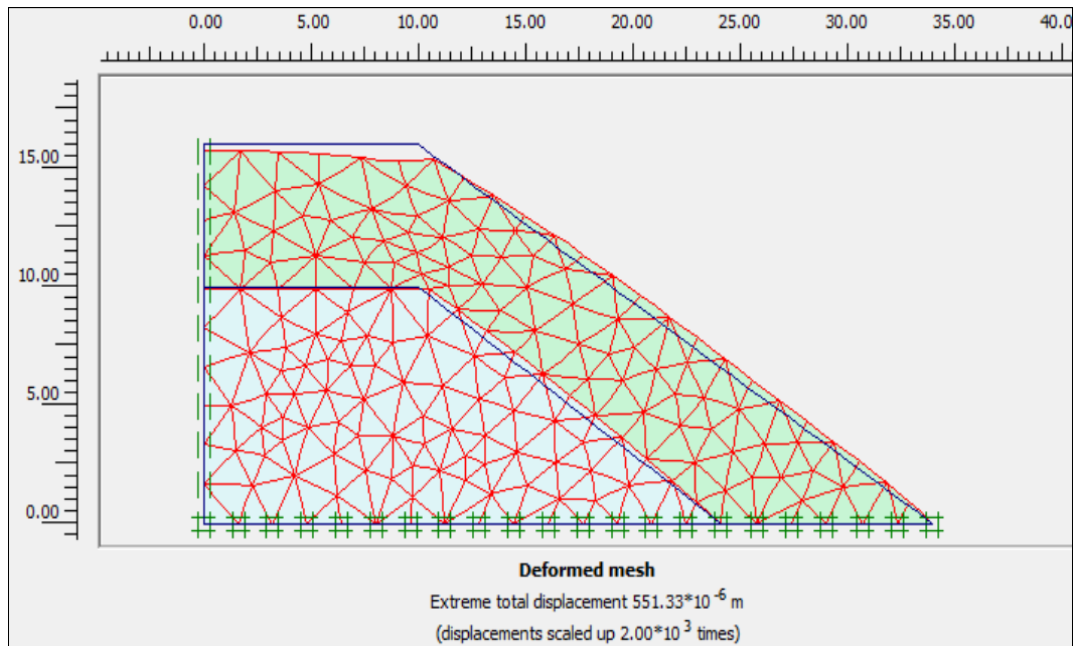


Figure 5.22: Déformation du maillage après application de la gravite (Phase 1).

b) Coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité obtenue, $F_s=0.821 < 1.5$, qui signifie que le talus est instable, un confortement est nécessaire pour avoir la stabilité.

Calculation information			
Multipliers Additional Info Step Info			
Step Info			
Step	117 of 117	Extrapolation factor	1.000
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000
Multipliers			
	Incremental multipliers		Total multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp: 1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA: 1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB: 1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight: 1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel: 0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf: 0.821
Time	Increment:	0.000	End time: 0.000
Dynamic time	Increment:	0.000	End time: 0.000

Figure 5.23: Coefficient de sécurité (phase 2)

Les résultats obtenus dans cette phase, nous permet aussi de visualiser les déformations totales qui illustre la surface de glissement probable et contraintes de cisailement qui donne une indication du points proches d'avoir une rupture du modelé après la dégradation.

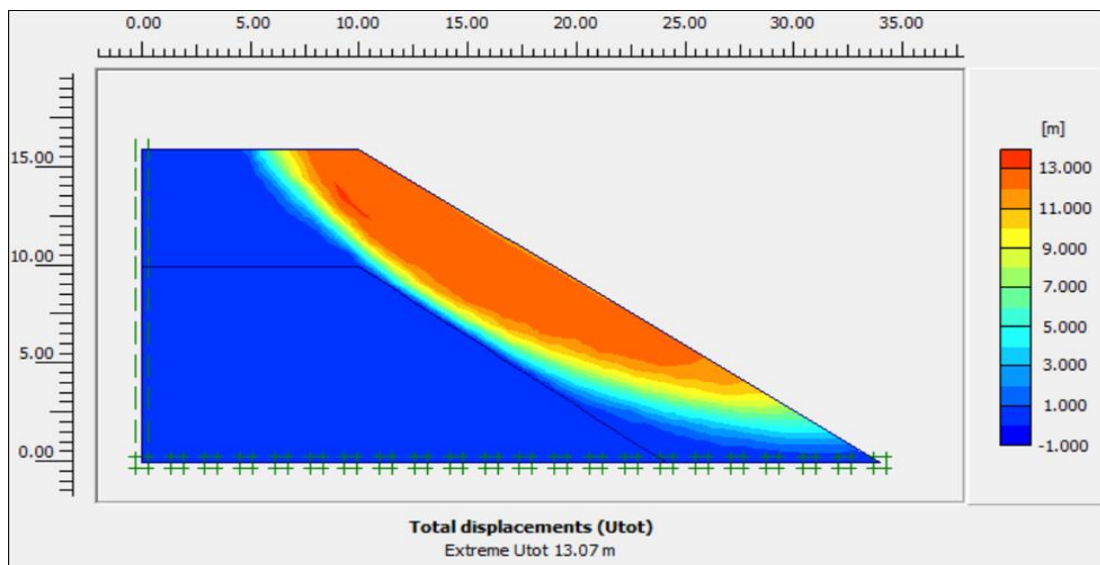


Figure 5.24: Déplacement total

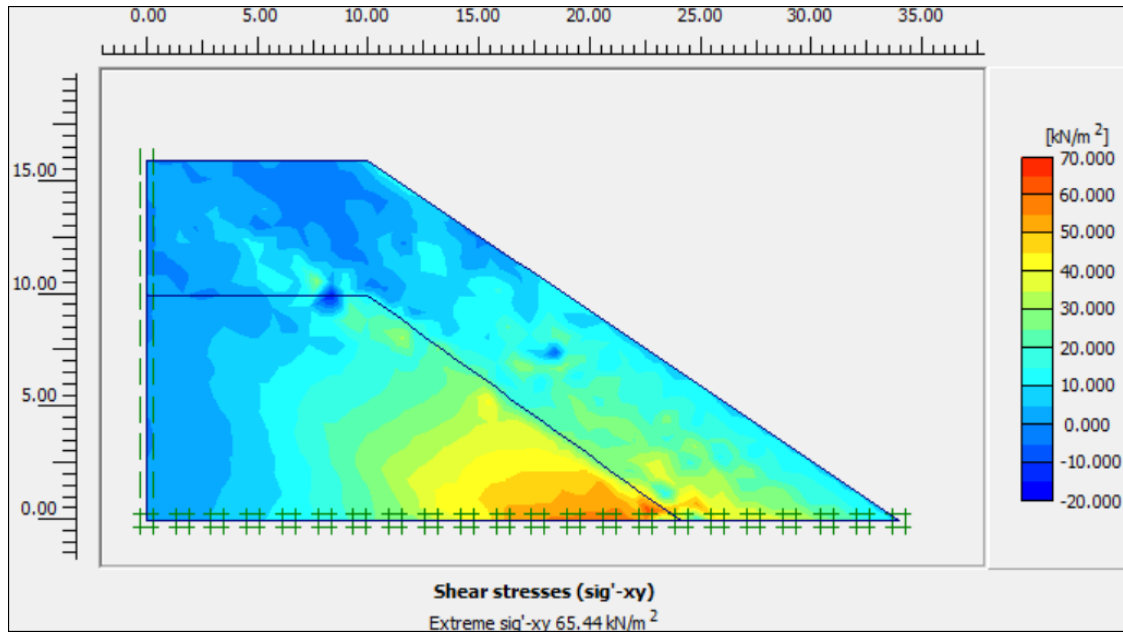


Figure 5.25: Contrainte de cisaillement

5.5 Confortement du talus

Pour le confortement du talus, on propose le confortement par trois files de pieux circulaires de 8 m, 12 m et 15 m de longueur en béton armé. Le tableau 5.26 illustre les caractéristiques de ces éléments résistants (pieu).

5.5.1 Géométrie du modèle et les propriétés d'élément résistant

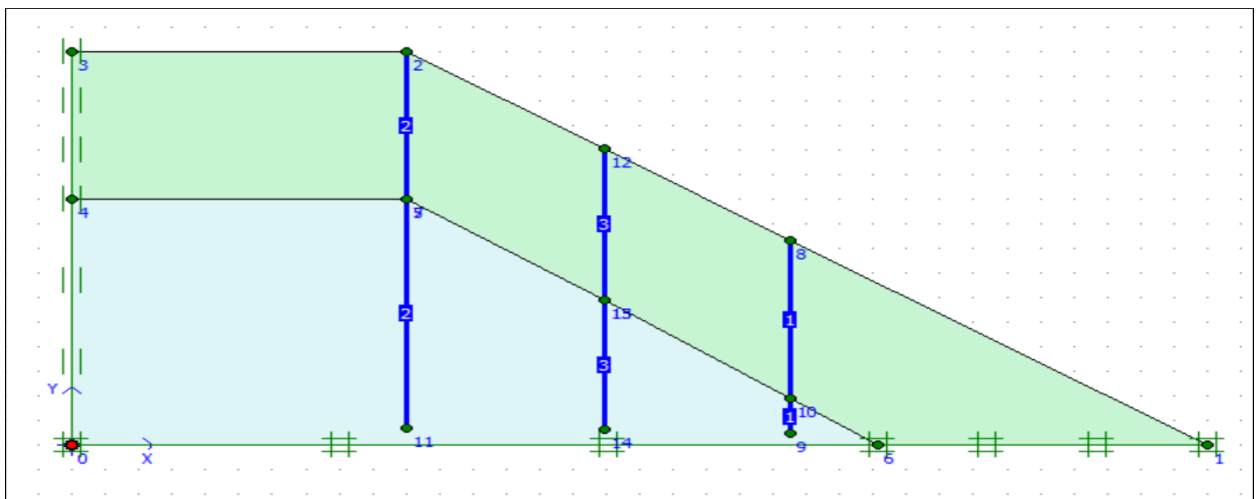


Figure 5.26 : Géométrie du talus, après la mise en place des pieux.

Tableau 5.3 : Propriétés d'élément résistante (Pieu)

Diametre	D	1.5 m
Rigidité normale	EA	3.534*10 ⁷ kN
Rigidité de flexion	EI	4.970*10 ⁶ kN m ²
Coefficient de POISSON	ν	0.2
Poids	W	25kN/m/m

5.5.2 Procédures de calcul

Le calcul se fait en quatre phase. La première phase est l'initiation des contraintes, la seconde pour le calcul des contraintes initiales (chargement gravitaire), la troisième c'est la mise en œuvre des pieux et la quatrième pour le calcul du coefficient de sécurité. La figure 5.27 illustre les phases à suivre.

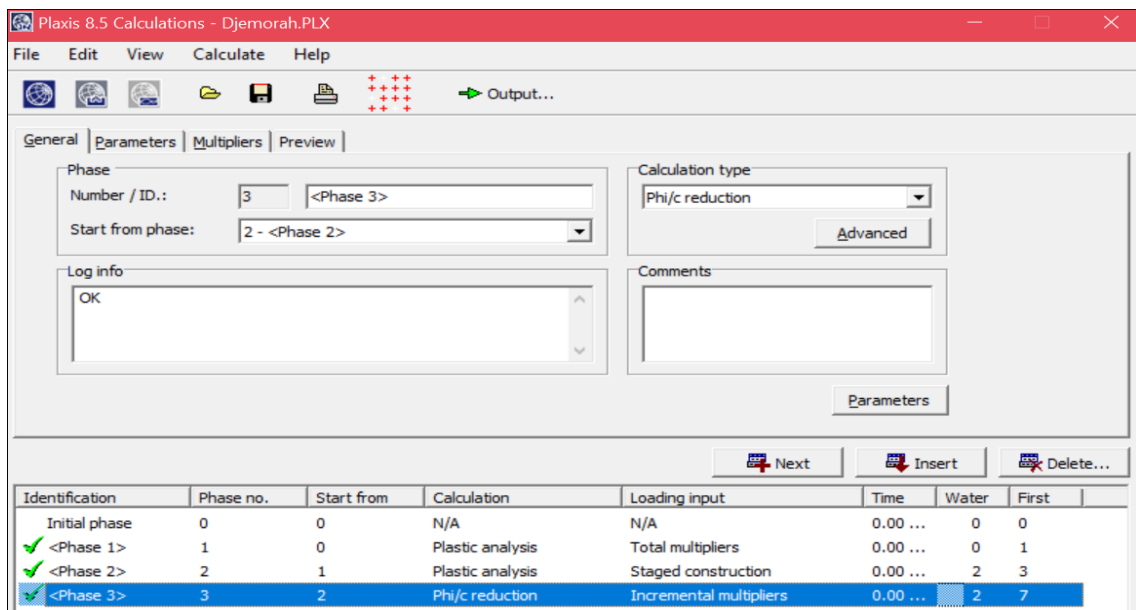


Figure 5.27: Phases de calcul

Les phases de calcul 0, 1 et 3 sont décrites précédemment dans les études de la stabilité du talus avant et après les dégradations. La nouvelle phase insérée est la phase n°2 (la mise en œuvre des pieux). Elle permet l'activation des pieux et la suppression des talus pour ne pas

avoir des états de rupture. Le type de chargement doit être en construction par étape (stage construction).

L'utilisateur doit cliquer sur define pour passer en mode input, et peut ainsi introduire, la nouvelle géométrie.

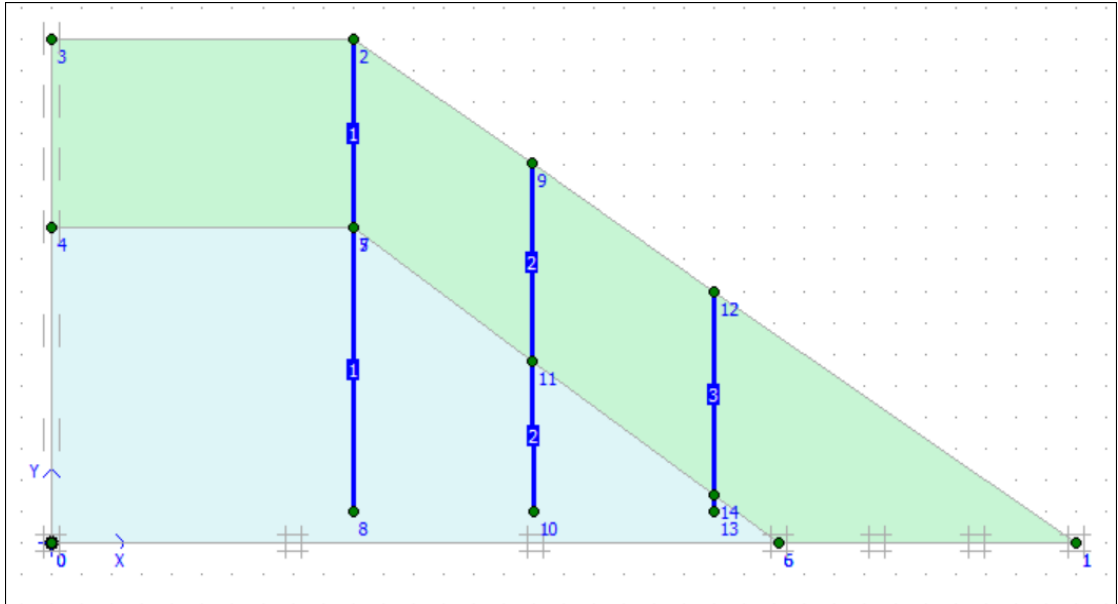


Figure 5.28 : Définition de la phase de calcul n°2 (Activation des pieux)

5.5.3 Analyse de résultats

Les résultats sont affichés selon l'ordre des phases de calcul, en premier on affiche les résultats du renforcement par pieux (phase n°2), et en second les résultats du calcul du coefficient de sécurité (phase n°3). Les résultats du chargement gravitaire sont les mêmes que ceux trouvés dans l'étude de la stabilité après les dégradations.

La phase n°2 nous permet d'observer la déformation du maillage après la mise en place des pieux, qui sont représentée dans la figure 5.29. On note un déplacement total de $382.05 \cdot 10^{-3} \text{m}$.

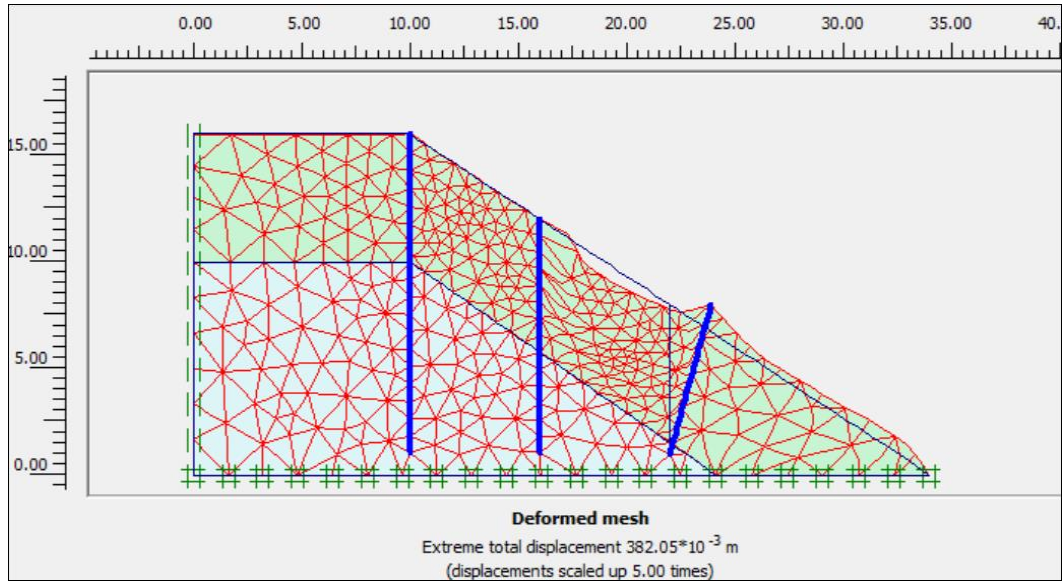


Figure 5.29 : Déformation du maillage après application de la gravite (Phase 1).

Les résultats de la troisième phase sont représentés dans les figures 5.30, 5.31 et 5.32, Le coefficient de sécurité a augmentée d'une façon notable, qu'est égal à $F_s=1.313$ qui signifie que notre talus est stable. Le déplacement total indique une réduction du cercle de glissement.

Calculation information				
Multipliers				
Step Info				
Step	106 of 110	Extrapolation factor	1.000	
Plastic STEP		Relative stiffness	0.000	
Multipliers				
	Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf:	1.313
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000

Figure 5.30 : Coefficient de sécurité

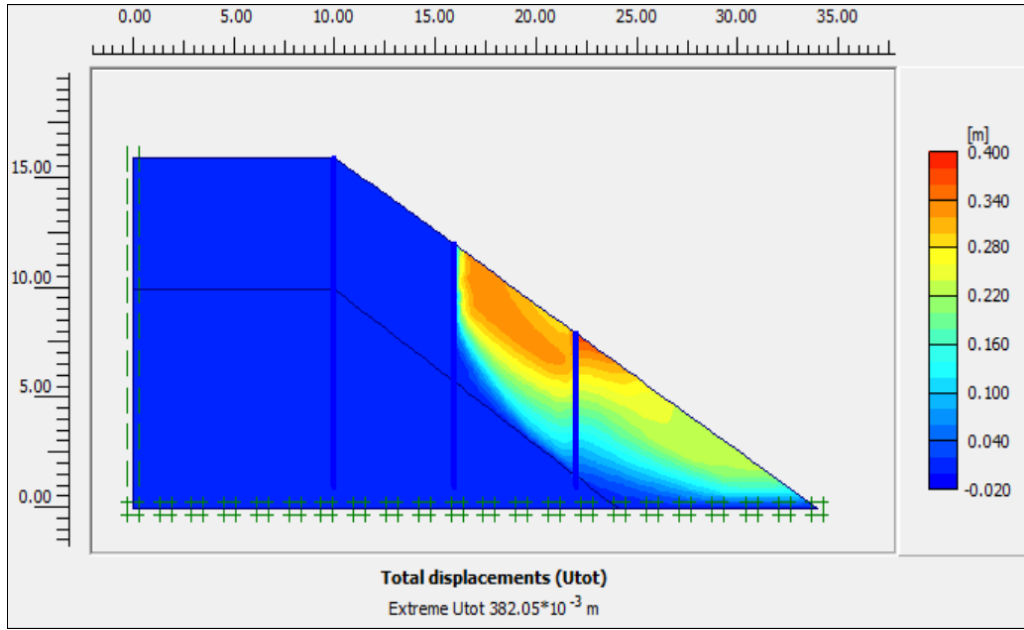


Figure 5.31 : Déplacement total

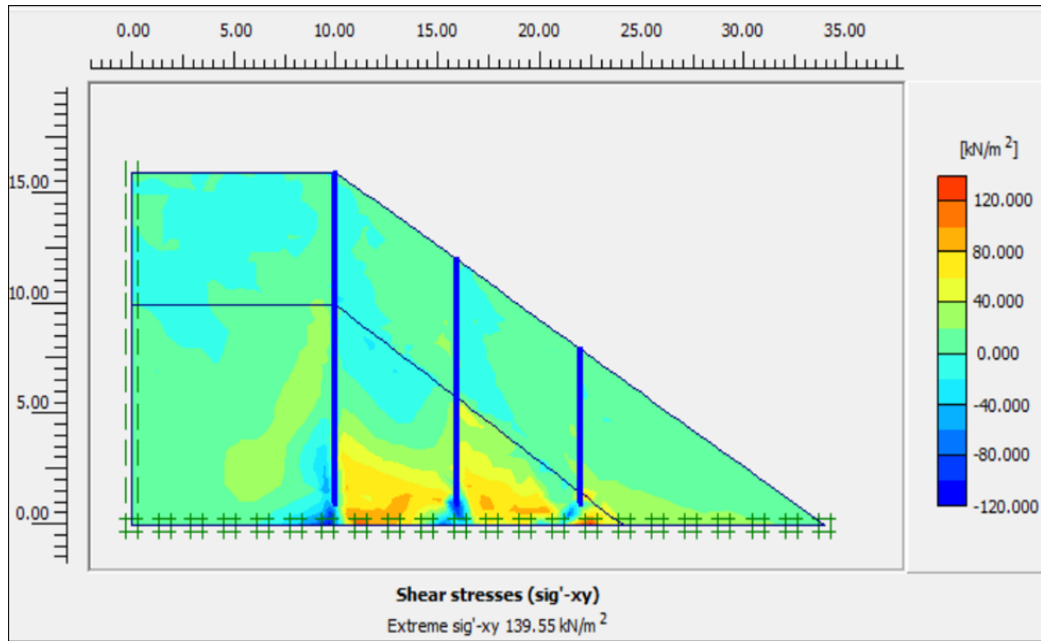


Figure 5.32: Contrainte de cisaillement

5.6 Conclusion

Les résultats obtenus par cette étude nous indiquent un coefficient de sécurité, $F_s=1.833>1.5$ avant la dégradation du talus, qui signifie que le talus est stable. Le talus a été soumis à dégradation causé par la pluie, qu'a impliqué une réduction du coefficient de sécurité $F_s=0.821$, ce qui signifie que le talus est devenu instable, donc une méthode de confortement pour stabiliser le talus est nécessaire.

On a proposé le confortement par trois files de pieux circulaires en béton armé, de 8 m, 12 m et 15 m de longueur, qu'ont montré une amélioration notable du coefficient de sécurité, $F_s=1.313$, ce qui signifie que le talus est stable.

Conclusion générale

L'étude de la stabilité des pentes est complexe et sa première difficulté réside dans l'identification des origines de l'instabilité, qui peuvent avoir plusieurs causes. C'est un réel défi pour le spécialiste de comprendre les moindres détails du phénomène.

L'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est très délicate. Pour cela, toute étude de stabilité doit être précédée par des études topographiques, hydrologiques, géologiques et géotechniques qui permettront de mettre en évidence les hétérogénéités locales.

L'étude paramétrique nous a permis de voir l'effet bénéfique de la mise en place des pieux pour la stabilisation des talus. A chaque fois que la longueur et le nombre de files de pieux augmente, le coefficient de sécurité augmente simultanément. Par contre si la longueur du pieu n'est pas suffisamment longue pour stabiliser le talus, il va se comporter comme une surcharge et on notera une réduction du coefficient de sécurité.

Au vu du cas d'étude de stabilité d'un grand remblai routier (en Algérie) ' Remblai de Djemmorah RN 87', le calcul du coefficient de sécurité faite avant les dégradations du talus on montré que $F_s=1.833$, qui signifie que le talus était stable, après les dégradations on a noté une large réduction du coefficient de sécurité $F_s=0.821$, le talus a devenu instable.

La proposition du confortement s'est portée sur trois files des pieux circulaires en béton armé de 8 m, 12 m et 15 m de longueur, qui ont montré une amélioration notable du coefficient de sécurité, $F_s=1.313$, ce qui signifie que le talus est stable. Donc on peut conclure que la technique de stabilisation des talus renforcés par pieux peut permettre de résoudre d'une façon permanente le problème de glissement de terrain.

Bibliographie

- [1] : Mingrachene, F. (2021). Etude Numérique De Stabilité D'un Talus Situé a La WilayaDe TIZI OUZOU. Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou.
- [2]: Flageollet, J. (1989). Landslides in France: A risk reduced by recent legal provisions. Paper presented at the International Geological Congress: symposium on landslides. 28.
- [3] : Philipponnat, G., & Hubert, B. (1998). Fondations et ouvrages en terre, éditions: Eyrolles, Paris.
- [4] : Philipponnat, G., & Hubert, B. (2016). Fondations et ouvrages en terre: Eyrolles.
- [5] : Bouafia, A. (2010). Conception et calcul des ouvrages géotechniques (Editions pages bleues ed.).
- [6] : Haddiz Z., Djelti M.,(2019), Analyse et confortement d'un glissement de talus. Mémoire
- [7] : LPC., 1989. Stabilisation des glissements de terrains, guide technique « techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées ».
- [8] : DETEC., 2009. Département Fédéral de l'Environnement, des Transports, de l'Énergie et de la Communication. Office fédéral de l'environnement Division Prévention des dangers, Suisse.
- [9] : Boudlal, O. (2013). Etude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations. Université Mouloud Mammeri.
- [10] : Durville, J., & SEVE, G. (1996). Stabilité des pentes: glissements en terrain meuble. Techniques de l'ingénieur. Construction, 1(C254), C254. 251-C254. 216.
- [11] : Faure, R. (2000). L'évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes. Partie I: Méthodes à la rupture. Revue française de géotechnique (92), 3-16.
- [12] : Rayene, A. (2020). Traitement d'un glissement du terrain au niveau de Site de Bouloukroud, wilaya de Skikda.
- [13] : Djerbal, L. (2013). Analyse des mécanismes de déformation et de la rupture progressive du versant instable d'Ain El Hammam. Université Mouloud Mammeri.

- [14] : Abderrahmane, T., (2020) « stabilité des pentes ». Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf Mila.
- [15] : Masekanya, J. P. (2008). Stabilité des pentes et saturation partielle-Etude expérimentale et modélisation numérique.
- [16] : de Oliveira, J. (2014). Análise de estabilidade de taludes pelo método de sarma.
- [17]: Djeribiai, K. (2019). Etude Paramétrique D'une Paroi Clouée.
- [18]: Samir, B. (2008). Modélisation et interaction renforcement sol pour les talus instables.
memoire
- [19]: Frank, R., Cuira, F., & Burlon, S. (1999). Calcul des fondations superficielles et profondes: Techniques de l'Ingénieur.
- [20]: Bougandoura, H., & Lahlouhi, A. (2020). Stabilité d'un mur de Soutènement renforcé par tirants d'ancrage. memoire
- [21]: Amel, M.(2016). Calcul pratique des fondations. memoire
- [24] : Merouana R., Medar N., Bouzaher F., « Modélisation numérique et renforcement de la route RN16 Ain Synour Souk-Ahras du PK 02+050 » Université Badji Mokhtar Annaba 2018.
- [25] BRINKGREVE R.B.J. 2003. PLAXIS manuel de référence. DELFT, 2003. 90-808079-3-1.
- [26]: FADHEL S. (2014). Stabilité et Renforcement des sols. Etude de cas.
memoire
- [27]: ESTEPHAN R. (2003). Contributions aux methodes de calcul des groupes et des reseaux de micropieux. mémoire.
- [28]: JAUBERTOU A. (2008). Les micropieux