

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE ABOUBEKR BELKAID-TLEMCCEN

FACULTE DE TECHNOLOGIE



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master

Spécialité : **Travaux Publics**

Option : **Voies et Ouvrages d'Art**



Thème

**TRAITEMENT D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN SUR LE
TRONCON D'AUTOROUTE**

**PAR L'UTILISATION DES PIEUX CAS : TRONCON
du PK45+740-PK45+950/SECTIONW7– TLEMCCEN**

Présenté en septembre 2021 par :

M^r BOUHANNA Ilyas

M^{lle} SOLTANI Yamina

Devant le jury composé de :

M^{me} . SMAIL Nadia

Présidente

Université de Tlemcen

M^r. BEDJAOUI Mohammed chakib

Examineur

Université de Tlemcen

M^r. CHEKROUN Lokmane El-Hakim

Encadrant

Université de Tlemcen

Année universitaire : 2020/2021

إهداء

- الى من انتظروا هذا اليوم بشوق أكثر مني.. الى من بذلوا كل ما استطاعوا لمساعدتي .. الى من ساندوني ووقفوا معي في هذه الطريق أمي و أبي الكريمان حفظهما الله .
 - الى اخوتي الاعزاء عائشة و سامية .
 - الى اصدقائي و خاصة صديقي وشريكي الذي لم يعرف شيئاً الا و ساعدني به بومدين.
 - الى كل من ساعدني بطاقته الايجابية و وقف معي الى ان وصلت .
- اهدي لكم جميعا هذا العمل والذي كان ثمارا لخمس سنوات من الجهد والعطاء.

بوهنة الياس

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

- A **mes très chers parents**, qui m'ont encouragé et guidé durant toute ma vie, je prie dieu le tout puissant de les honorer et les rendre fiers de moi, que dieu les protège et les garde .
- A **mes chers frères et sœurs**
- Aussi, à **ma famille et mes amis** pour leurs soutiens et leur disponibilité, je n'aurai pas à les nommer, ils se reconnaîtront d'eux même .

Soltani yamina

Remerciements

Au terme de ce travail, avant toute chose, nous remercions le Bon dieu, le tout Puissant,

Pour nous avoir donné la force et la patience à continuer ce modeste travail

Nous adressons nos vifs remerciements à l'encadrant

- **Mr. CHEKROUN Lokmane El-Hakim**, pour nous avoir constamment guidé tout le long de ce projet et pour ces conseils précieux.
- **Mr. Boumechra nadir**, Professeur à l'Université de Tlemcen Département de Génie Civil. nous le remercions pour l'aide et l'assistance qu'il nous a apportées, ainsi que pour les informations qu'il nous a fournies et qui nous ont été utiles pour notre carrière.

Nos vifs remerciements vont aux membres du Jury pour avoir accepté de faire partie du Jury de ce mémoire :

- Madame **SMAIL. N**, Professeur à l'Université d'Aboubekr Belkaid Département de Génie Civil, pour nous avoir fait l'honneur d'accepter de présider le jury de cette soutenance.
- Monsieur **BEDJAOUI. MC**, Maître-assistant à l'Université d'Aboubekr Belkaid département de Génie Civil, qui nous a bien accepté d'examiner ce mémoire, nous le remercions vivement.

Table des matières

I إهداء	2
II Dédicace	3
III Remerciements	4
IV ملخص	7
V Abstract	8
VI Résumé	9
VII Liste des Figures et les Photos et les Tableaux :	10
VIII Liste des notations:	13
IX Abréviations :	14
X Mots clés :	10
Introduction générale :	15
1 Chapitre 01 : Généralités sur les glissements de terrain	16
1.1 Introduction :	16
1.2 Les types de glissement de terrain :	16
1.2.1 Glissement plan :	16
1.2.2 Glissement circulaire :	17
1.2.3 Glissement complexe :	17
1.3 Causes des glissements de terrain :	18
1.3.1 Prédispositions :	18
1.3.1.1 La géologie :	18
1.3.1.2 La pente:	18
1.3.1.3 L'orientation :	18
1.3.2 Facteurs préparatoires et déclenchant :	18
1.3.2.1 Le climat : causes hydriques :	18
1.3.2.2 Causes mécaniques : vibrations	19
1.3.2.3 Causes mécaniques : modification de la géométrie :	19
2 Chapitre 02 : Recherche bibliographique sur les pieux	20
2.1 Introduction	20
2.2 Méthodologie utilisée	20
2.2.1 Commentaire	21
2.3 Méthodes d'analyse	22
2.3.1 Méthodes basées sur la pression	23
2.3.2 Méthodes basées sur le déplacement	25
2.3.3 Méthodes numériques	26
2.3.3.1 Chow (1996)	27

2.3.3.2 Zeng et Liang (2002)	27
2.3.3.3 Jeong et al. (2003)	27
2.3.3.4 Yamin et Liang (2010)	27
2.3.3.5 Kourkoulis et al. (2012)	28
Chapitre 03 : Présentation de site du pk 45	29
3.1 Introduction :	29
3.2 Présentation géologique :	31
3.3 Caractéristiques des sols :	32
3.5 Les causes du glissement :	33
3.6 Présentation des travaux de traitement de glissement :	33
3.7 Photos réelles de traitement du glissement :	34
Chapitre 04 : Modélisation avec le plaxis	35
4.1. Introduction :	36
4.2 Code de calcul en éléments finis Plaxis 2D :	36
4.2.1 PLAXIS-Input :	36
4.2.2 PLAXIS-Calculations :	36
4.2.3 PLAXIS-Output :	36
4.2.4 PLAXIS-Curves :	37
4.3 APERÇU DES FONCTIONS	37
4.3.1 GENERAL SETTINGS	37
4.3.2 CRÉATION D'UN MODÈLE GÉOMÉTRIQUE	38
4.3.2.1 Menu principal :	39
4.3.2.2 Barre d'outils (Général) :	39
4.3.2.3 Barre d'outils (Géométrie) :	39
4.3.2.4 Règles :	39
4.3.2.5 Zone de dessin :	39
4.3.2.6 Origine :	39
4.3.2.7 Saisie manuelle :	39
4.3.2.8 Indicateur de position du curseur :	39
4.4 Modélisation numérique :	40
4.4.1 Cas initial sans pieux :	40
4.4.2 Deuxièmes cas avec pieux :	43
4.4.3 Étude paramétrique :	45
4.4.3.1 Cas statique :	45
4.4.3.2 Cas sismique :	57
Conclusion Générale	69
Bibliographie :	70

ملخص

زاد استخدام ركائز استقرار المنحدرات في السنوات الأخيرة بسبب الأداء الجيد / نسبة الوقت التي توفرها هذه التقنية. في هذا السياق، نعرض حالة الانهيار الأرضي الذي حدث على الطريق السريع الجزائري، باستخدام ركائز مانعة للانزلاق كحل علاجي. حدثت دراسة الحالة الخاصة بنا في حدود ولاية تلمسان مع سيدي بلعباس ، في النقطة الكيلومترية 45. انهار الجانب الأيسر من الطريق بعد انزلاق جانب المصب. أظهرت قراءات الميلان علامات عدم الاستقرار مع عمق انزلاق يبلغ حوالي 9 أمتار بالقرب من منصة الطريق السريع. الأسباب المحتملة لعدم الاستقرار هذا هي إزالة المحطة السفلية للمنحدر أعلى الطريق وإنشاء رواسب التربة التي أثقلت المنحدر وعطلت التدفق في اتجاه مجرى النهر. تعتمد دراسة التثبيت على تركيب سطرين من الركائز المضادة للانزلاق. تم إجراء دراسة تحليل الثبات الخاصة في ظل أحمال ثابتة وديناميكية وتبرز أن هذا الحل مفيد وفعال.

Abstract

The use of piles to slope stability has increased in recent years due to the good performance/time ratio offered by this technique. In this context, we present the case of a landslide that occurred on the Algerian highway, using anti-slide piles as a treatment solution. Our case study occurred on the section of Tlemcen, between Pk 45. The left side of the roadway collapsed following the sliding of the downstream side. Inclinator readings showed signs of instability with a slip depth of about 9m near the highway platform. The probable causes of this instability are the removal of the bottom stop for the slope upstream of the road and the establishment of a soil deposit that has overloaded the slope and disrupted the downstream flow. The stabilization study is based on the installation of two lines of anti-slip piles. Our stability analysis study was performed under static and dynamic loads and highlights that this solution is advantageous and effective.

Résumé

L'utilisation de pieux à la stabilité des pentes a augmenté ces dernières années grâce au bon rapport performance/temps offert par cette technique. Dans ce contexte, nous présentons le cas d'un glissement de terrain survenu sur l'autoroute d'Algérie, utilisant des pieux anti-glissements comme solution de traitement. Notre cas d'étude s'est produit sur le tronçon de Tlemcen, entre Pk 45. Le côté gauche de la chaussée s'est effondré suite au glissement du côté aval. Des relevés des inclinomètres ont montré des signes d'instabilité avec une profondeur de glissement d'environ 9m près de la plate-forme d'autoroute. Les causes probables de cette instabilité sont l'enlèvement de la butée inférieure pour le talus en amont de la route et l'établissement d'un dépôt de terre qui a surchargé le talus et a perturbé le l'écoulement des eaux à l'aval. L'étude de la stabilisation est basée sur l'installation de deux lignes de pieux anti-glissement. Notre étude de l'analyse de stabilité a été effectuée sous des charges statiques et dynamiques et souligne que cette solution est avantageuse et efficace.

Mots clés :

Glissement, Coefficient de sécurité, Confortement, PLAXIS 2D, pieux, rideaux de pieux anti-glissements

Liste des Figures et les Photos et les Tableaux :

Figure 1.1 : Glissement plan (Philipponnat, 1998)	17
Figure 1.2 : Coupe géologique et géotechnique d'un glissement circulaire (DURVILLE et GILLE, 2008).	17
Figure 1.3 : Coupe géologique et géotechnique d'un glissement complexe (DURVILLE & GILLE, 2008)	17
Figure 1.4 : Facteurs passifs et actifs pouvant entraîner une instabilité (SSGm, 2002)	18
Figure 1.5 : Modification de la répartition des masses dans un versant instable. (Delaloye, 2004)	19
Figure 2.2 : Forces agissant dans le terrain stabilisé par des pieux.	22
Figure 2.3 :Etat plastique du sol autour des pieux (Ito et Matsui, 1975)	24
Figure 2.4 :Modèle pour les pieux dans un sol soumis à un mouvement latéral tel que proposé par Poulos (1973)	26
Photo 3.1: photo réelle du glissement du PK45	29
Photo 3.2 : Fissure sur la chaussée du côté gauche au PK 45 de l'autoroute	30
Figure 3.1 : Déplacement accumulé du trou et de la surface de glissement de S01 au niveau du glissement de W7-PK45+850 – courbe en fonction du temps	30
Figure 3.2 : Quantité de déplacement et de déformation de S01 au niveau du glissement W7-PK45+850—courbe en fonction du temps	31
Photo 3.3 : Représentation des carottes extraites	32
Tableau 3.1 Valeurs des caractéristiques physiques et mécaniques	32
Figure 3.3 : Coupe longitudinale de la section PK 45	33
Figure 3.4 : Vue en plan du traitement du glissement	34
Photo 3.4 Bétonnage du pieu N°67' au PK45+80 Photo 3.5 remplir du pieu N°67' au PK45+800	34
Photo 3.6 Pose du ferrailage et bétonnage du pieu (25-04-2014)	35
Figure 4.3 Fenêtre principale du programme Input	38
Figure 4.4 Barre d'outils du code de calcul Plaxis 2D	40
Figure 4.6 : Déformée du maillage (sans pieux).	41
Figure 4.7 : Distribution des déplacements horizontaux (Avant traitement).	41
Figure 4.8 : Distribution des contraintes horizontales (Avant traitement).	42
Figure 4.9: position du point A	42
Figure 4.10 : Évolution des déplacements horizontaux (Avant traitement).	42
Figure 4.11: Modèle après introduction des pieux.	43
Figure 4.12: Déformée du maillage après introduction des pieux.	43
Figure 4.13:déplacement horizontal $U_x=4,93$ cm (Après traitement).	44

Figure 4.14: Distribution des contraintes horizontales (Après traitement).	44
Figure 4.15 : Evolution des contraintes (Après traitement).	45
Figure 4.16 : Evolution des déplacements horizontaux pour les 03 valeurs de diamètre	46
Figure 4.17: Distribution des contraintes pour les 03 valeurs de diamètre des pieux	46
Tableau 4.1 : l'évolution des déplacements et des contraintes (avec pieux).	46
Figure 4.18: Diagrammes des moments fléchissant (diamètre d=1,20 m).	47
Figure 4.19 : Diagrammes des moments fléchissant (diamètre d=1.00m).	47
Figure 4.20 : Diagrammes des moments fléchissant (diamètre d=1,50 m).	48
Tableau 4.2: Valeurs des moments fléchissant.	48
Figure 4.21 : Distribution des déplacements.	48
Figure 4.22 : Evolution des contraintes avec pieux	49
Tableau 4.3 : Évolution des déplacements et des contraintes (changement de la longueur).	49
Figure 4.23 : Diagrammes des moments fléchissant. (Longueur des pieux 18, 6m -25m).	50
Figure 4.24 : Diagrammes des moments fléchissant. (Longueur des pieux 20m -30m).	50
Figure 4.25 : Diagrammes des moments fléchissant. (Longueur des pieux 10m -15m).	51
Tableau 4.4: Valeurs des moments fléchissant.	51
Figure 4.26:Modèle de position des pieux dans le cas réel	52
Figure 4.27:modèle de position de pieux après le changement le file de 18,6 m au milieu du talus.	52
Figure 4.28:modèle de position de pieux après le changement le file de 18,6 m au limite du talus.	53
Figure 4.29: Évolution de la distribution des Déplacements avec pieux (changement de la position).	53
Figure 4.30 : Évolution de la distribution des contraintes avec pieux (changement de la position).	54
Tableau 4.5 : Évolution des déplacements et des contraintes (avec pieux).	54
Figure 4.31 : Diagrammes des moments fléchissant. (Position cas réel).	55
Figure 4.32 : Diagrammes des moments fléchissant. (Position au milieu du talus).	55
Figure 4.33: Diagrammes des moments fléchissant. (Position à la limite du talus).	56
Tableau 4.6: Valeurs des moments fléchissant.	56
Tableau 4.7 : Récapitulatif du coefficient de sécurité selon les différentes configurations du modèle	56
Figure 4.35 : Évolution des déplacements pour les 03 valeurs de diamètre des pieux.	58
Figure 4.36 : Distribution des contraintes pour les 03 valeurs de diamètre des pieux.	58
Tableau 4.8 : l'évolution des déplacements et des contraintes pour les 03 valeurs de diamètre	59
Effet du changement de diamètre :	59
Figure 4.37: Diagrammes des moments fléchissant (Diamètre d=1,00m).	59
Figure 4.38 : Diagrammes des moments fléchissant (Diamètre d=1,20m).	60
Figure 4.39 : Diagrammes des moments fléchissant (Diamètre d=1,50 m).	60
Tableau 4.9: Valeurs des moments fléchissant.	60
Figure 4.40: Evolution des déplacements en fonction de la variation de profondeur des pieux	61

Figure 4.41 : Evolution des contraintes en fonction de la variation de la profondeur des pieux	62
Tableau 4.10 : Évolution des déplacements et des contraintes (avec pieux).	62
Figure 4.42 : Diagrammes des moments fléchissant (de longueur 18,6-25m).	63
Figure 4.42 : Diagrammes des moments fléchissant (de longueur 10-15m).	63
Figure 4.43 : Diagrammes des moments fléchissant (de longueur 20-30m).	64
Tableau 4.11: Valeurs des moments fléchissant.	64
Figure 4.44 : Evolution des déplacements en fonction du changement de la position des pieux	65
Figure 4.45 : Evolution des contraintes en fonction du changement de la position des pieux	65
Tableau 4.12 : Evolution des déplacements et des contraintes en fonction du changement de la position des pieux	66
Figure 4.46 : Diagrammes des moments fléchissant. (Positions réels).	66
Figure 4.47 : Diagrammes des moments fléchissant. (Pieux au milieu du talus).	67
Figure 4.48 : Diagrammes des moments fléchissant. (Pieux à la limite du talus).	67
Tableau 4.13: Valeurs des moments fléchissant.	68
Tableau 4.14 : Variation du coefficient de sécurité selon les différents cas étudiés.	68

Liste des notations:

K_p : le coefficient de pression passive de Rankine :

φ : l'angle de friction interne du sol

σ' : la pression effective des surcharges.

a : un coefficient compris entre 3 et 5 2.1

c : la résistance au cisaillement non drainée .. 2.3

d : le diamètre du pieu ... 2.3

k : le facteur de capacité portante. 2.3

D_1 : l'espacement centre à centre des pieux dans une rangée 2.4

D_2 : l'espacement libre entre les pieux 2.4

C : la cohésion du sol 2.4

φ : l'angle de frottement interne du sol 2.4

γ : le poids unitaire du sol 2.4

z : une profondeur arbitraire à partir de la surface du sol 2.4

$[D]$: la matrice des coefficients de différence finie pour la flexion du pieu .. 2.9

$[I]^{-1}$: la matrice inversée des facteurs de déplacement du sol 2.9

K_R : le facteur de flexibilité sans dimension du pieu 2.9

n : le nombre d'éléments dans lequel le pieu est divisé 2.9

$\{\Delta p\}$: le déplacement latéral incrémental du pieu 2.9

$\{\Delta p_e\}$: le mouvement latéral incrémental du sol en champ libre 2.9

EI : la rigidité en flexion du pieu 2.10

E_s : le module d'Young moyen du sol le long du pieu 2.10

L : la longueur encastrée du pieu 2.10

Abréviations :

SW : (strain wedge) coin-couche

SF : facteur de sécurité

BEF : (beam on elastic foundation) poutre sur fondation élastique

GBA : Glissières en béton armé.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Dans beaucoup de cas, les autorités civiles se trouvent dans l'obligation de construire sur des terrains en pentes dans des conditions inadéquates ce qui nécessite l'intervention des géotechniciens pour mieux évaluer la stabilité de l'ensemble terrains et constructions une fois le projet achevé.

Le confortement de ces versants devient très fréquent vu les différents facteurs influant le déclenchement de glissement d'un terrain ayant une apparence stable en l'absence de certains de ces facteurs.

Le cas étudié dans ce travail (glissement survenu au PK45+740-950 de W7 Tlemcen/Sidi Bel Abbes est un exemple de cela (accroissement de l'effet de l'eau suite à des précipitations exceptionnelles). L'objectif visé dans ce travail de donner un solution du glissement en étudiant les différents documents collectés, et d'évaluer la stabilité actuelle du site, et d'en proposer les solutions de confortements convenables.

Pour atteindre ces objectifs, notre travail se divise en quatre parties :

La première partie est consacrée à donner un aperçu général sur les glissements en exposant les notions théoriques liés aux mouvements de terrain tels que les types de mouvements de terrain, les circonstances dans lesquelles on peut avoir des mouvements de terrain et les causes de glissement. Ensuite nous présentons le principe général de l'étude d'un glissement de terrain ainsi que les méthodes de calcul de stabilité et les techniques de confortement.

Dans la deuxième partie nous allons parler du l'historique du traitement du glissement utilisant les pieux comme méthode de stabilité

Dans la troisième partie, nous allons présenter brièvement les démarches effectuées pour l'acquisition des données. Nous donnons, ensuite, une description de la zone de glissement étudiée et enfin nous présentons les données et les informations ainsi obtenues.

La quatrième partie traite de l'analyse de la stabilité de la zone glissement de Ain Nehala (Tlemcen/Sidi Bel Abbes) en présentant d'abord les données géotechniques et géométriques du projet qui nous permettent d'analyser ce glissement par logiciel de calcul (PLAXIS V8.2). Une interprétation des résultats de calcul sera faite et une synthèse générale.

Chapitre 01 : Généralités sur les glissements de terrain

1.1 Introduction :

Les problèmes de stabilité des pentes font partie des phénomènes souvent considérés comme des risques naturels déclenchés et réactivés par la seule force de la nature (propriétés du sol, angle de pente, présence d'eau, ...).

Cependant, l'action de l'homme est souvent un facteur important dans ce type de danger et constitue l'un des déclencheurs d'instabilités les plus courants. Ces instabilités provoquent des dommages importants : elles affectent aussi bien les pentes naturelles que les terrains créés artificiellement, et constituent une menace pour les infrastructures des zones habitées.

La construction de nombreuses infrastructures nécessitant la mise en place de sols, l'analyse de la stabilité des sols implique, outre la connaissance du site, la sélection des caractéristiques mécaniques et hydrauliques du sol. L'estimation de cette stabilité par rapport au risque de rupture est l'un des problèmes géotechniques importants dans le domaine des données limitées ou inconnues. Lambe a rappelé que les résultats obtenus sont le produit des méthodes de mesure des paramètres et des méthodes de calcul et a déclaré que les résultats doivent être évalués en tenant compte de ces deux éléments. De plus, les caractéristiques du sol sont complexes et variables dans l'espace et dans le temps.

Par conséquent, les paramètres qui doivent être introduits dans les calculs géotechniques sont souvent mal connus. De nombreux modèles de sol existent pour représenter la plupart des comportements des sols réels, et ces modèles peuvent être utilisés avec une certaine confiance dans les calculs, à condition de bien choisir les valeurs des paramètres.

Les équations définissant le comportement des sols sont complexes et hautement non linéaires, et dans l'analyse des problèmes géotechniques (comme l'analyse de la stabilité d'une pente) les équations à résoudre sont souvent non linéaires. A l'heure actuelle, les moyens ne permettent qu'une prédiction approximative ou précise. En effet, il n'est pas rare d'observer certaines structures très rigides qui sont stables et dont on se demande ce qui fait qu'elles tiennent vraiment. A l'inverse, on observe certaines structures qui fluctuent de manière inattendue.

1.2 Les types de glissement de terrain :

1.2.1 Glissement plan :

En général, la ligne de rupture suit une couche mince aux attributs mécaniques médiocres, et de mauvaises qualités mécaniques, et sur laquelle l'activité de l'eau est régulièrement appliquée. Une telle couche est appelée. (Couche nettoyante).

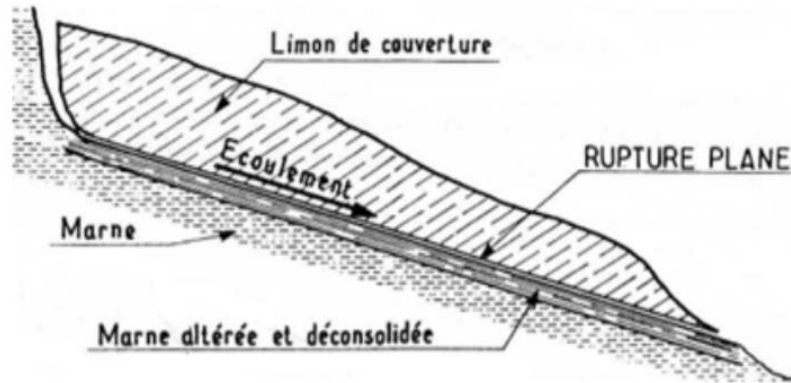


Figure 1.1 : Glissement plan (Philipponnat, 1998)

1.2.2 Glissement circulaire :

C'est le type de glissement le plus connu. La surface de rupture a une forme rectiligne et peut être acclimatée à un cercle.

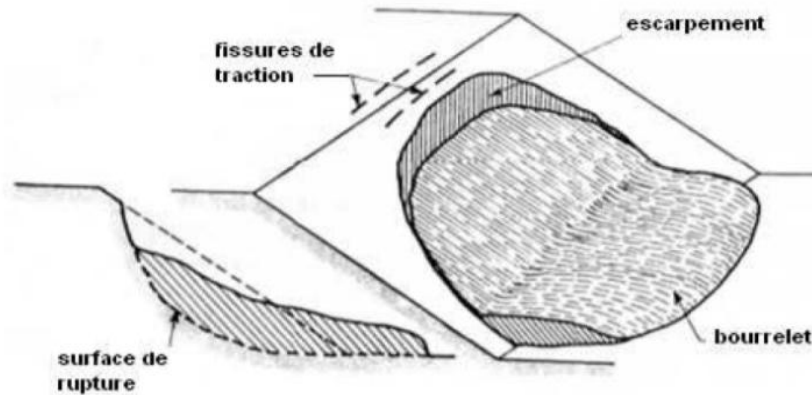


Figure 1.2 : Coupe géologique et géotechnique d'un glissement circulaire (DURVILLE et GILLE, 2008).

1.2.3 Glissement complexe :

Si la ligne de rupture a une forme plus complexe, le glissement est appelé un glissement non circulaire ou complexe.

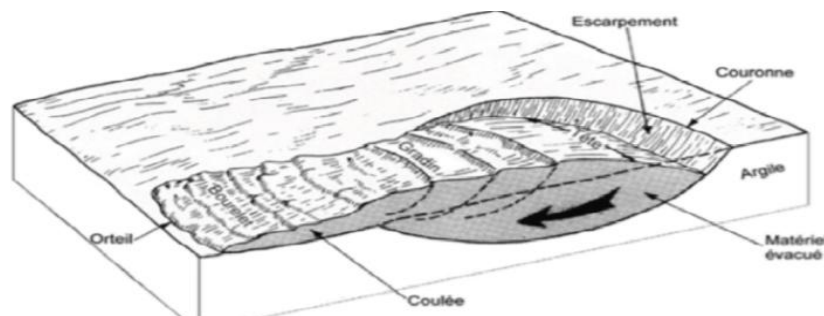


Figure 1.3 : Coupe géologique et géotechnique d'un glissement complexe (DURVILLE & GILLE, 2008)

1.3 Causes des glissements de terrain :

Le passage de l'état stable à l'état instable est lié à des causes diverses et fluctuantes qui surviennent indépendamment des conditions sous-jacentes, naturelles pour le sol (SLIMI, 2008.).

On reconnaît les inclinaisons (éléments détachés) et les facteurs préliminaires et déclencheurs (variables dynamiques).

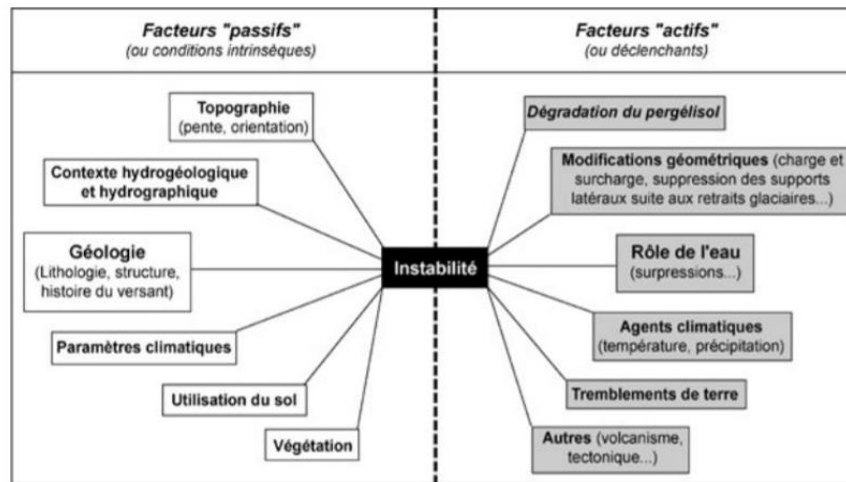


Figure 1.4 : Facteurs passifs et actifs pouvant entraîner une instabilité (SSGm, 2002)

1.3.1 Prédispositions :

1.3.1.1 La géologie :

- La lithologie :(composition, texture, granulométrie)

Par exemple, dans un glissement, les argiles sont particulièrement sensibles à l'eau.

- La structure: le plongement, la présence de joints, la définition, les plis, la schistosité qui établissent des zones de carence dans une masse de terre.

1.3.1.2 La pente:

Il n'y a pas de directive conventionnelle, mais il a été constaté que les pentes les plus avalancheuses ont des glissements qui diffèrent de 20 à 30° (Holzmann et al, 2006).

1.3.1.3 L'orientation :

De même, il a été constaté que le glissement est nettement plus important sur les pentes présentées vers le nord.

1.3.2 Facteurs préparatoires et déclenchant :

1.3.2.1 Le climat : causes hydriques :

La pénétration de l'eau dans un sol (averses, fonte des neiges, crues des rivières proches...) a des conséquences sur l'union du matériau qui offre, en effet, moins de protection contre le cisaillement et peut fondre.

Avec une présence importante d'eau, des surpressions peuvent se produire sous les blocs ou sous le sol lui-même.

La lourdeur de la terre augmente avec l'humidité, ce qui accroît les pouvoirs déstabilisants.

1.3.2.2 Causes mécaniques : vibrations

Les vibrations dues à un tremblement de terre ou à des exercices humains (explosion, entrée d'un train) provoquent une expansion transitoire de la lourdeur du sol qui peut être suffisante pour franchir la limite de résistance et faire bouger le sol.

1.3.2.3 Causes mécaniques : modification de la géométrie :

Ajustement de l'appropriation de la masse par désagrégation au pied d'une pente (= zone de freinage) par une voie d'eau par exemple ou par surcharge au point le plus haut d'une pente (= zone motrice) par exemple lors du développement d'un ouvrage.

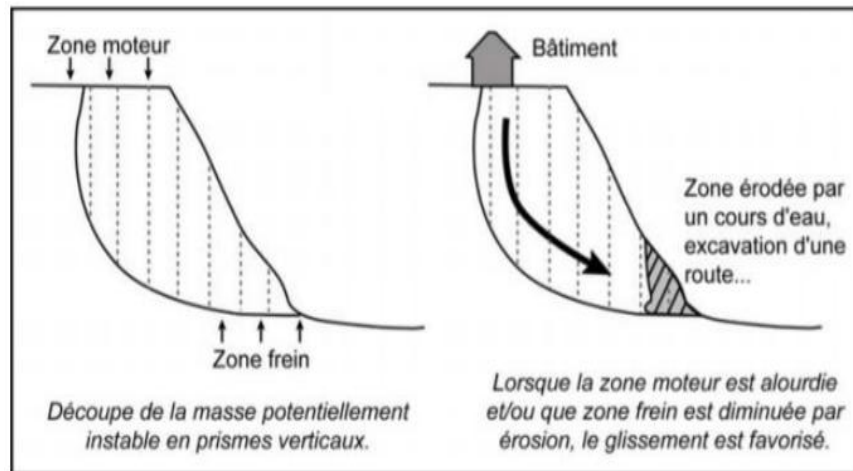


Figure 1.5 : Modification de la répartition des masses dans un versant instable. (Delaloye, 2004)

L'origine du déclenchement d'une insécurité grave est rarement nouvelle, mais elle est le résultat d'un ensemble de tendances inquiétantes et de facteurs déclencheurs.

Chapitre 02 : Recherche bibliographique sur les pieux

2.1 Introduction

Le glissement de terrain est un problème critique qui est le résultat probable d'une mauvaise gestion des terres et/ou du changement saisonnier des conditions d'humidité du sol. Des pieux battus, forés ou des micropieux peuvent être installés pour réduire les glissements de terrain ou les prévenir.

Actuellement, des méthodes simplifiées basées sur des hypothèses grossières sont utilisées pour concevoir les pieux battus/forés/micro-pieux nécessaires pour stabiliser les pentes ou pour réduire le potentiel de glissement de terrain d'une saison à l'autre

2.2 Méthodologie utilisée

Le travail de recherche présenté avait pour objectif principal de développer une méthode de conception fiable et représentative qui tient compte de l'effet des propriétés du sol et des pieux ainsi que de l'espacement des pieux sur la performance des terrains stabilisés par pieux en fonction de l'interaction sol-pieux. L'approche de conception proposée a également été compilée dans un programme informatique pour l'analyse des terrains stabilisés par pieux.

La technique du modèle de déformation en triangle (SW) développée par Norris (1986), Ashour et al. (1998), et Ashour et Ardalán (2012-a) pour les pieux chargés latéralement (pieux longs, intermédiaires et courts) basés sur l'interaction sol-structure a été modifiée pour analyser le comportement des pieux utilisés pour améliorer la stabilité des terrains.

Ashour et Ardalán (2012-b) ont développé une méthode utilisant le modèle SW pour analyser les terrains stabilisés par des pieux sous le mode d'écoulement de la rupture. Ils ont supposé que le mouvement du sol dépassait toujours la déflexion des pieux. De plus, la distribution de la déformation du sol au-dessus et au-dessous de la surface de glissement (ϵ_s et ϵ , respectivement) est supposée être uniforme.

La méthode présentée a été développée sur la base du déplacement des pieux de terrain et de la déformation induite du sol qui varie sur la longueur du pieu en fonction du déplacement relatif sol-pieu. Dans la méthode proposée, le mouvement latéral de champ libre du sol à l'emplacement du pieu, (y_{ff}) a été utilisé comme données initiales pour évaluer la réponse latérale associée (c'est-à-dire la déflexion) du pieu stabilisateur. En plus, la technique proposée est capable de détecter différents modes de défaillance (par exemple, le mode d'écoulement et le mode intermédiaire) dans les terrains stabilisés par des pieux.

La taille du segment passif mobilisé de la masse de sol glissant contrôle l'ampleur et la distribution de la pression sol-pieu et la quantité totale de la force motrice transférée par un pieu individuel dans une rangée de pieux vers les couches de sol stables. L'accumulation le long du segment de pieu au-dessus de la surface de glissement doit être cohérente avec la variation du niveau de contrainte/déformation qui se développe dans les couches de sol résistantes sous la surface de glissement. La pression mobilisée non uniformément distribuée entre le sol et les pieux a été régie par l'interaction entre le sol et les pieux (c'est-à-dire les propriétés du sol et des pieux) et le développement de la rupture par écoulement autour de la surface de glissement.

le modèle SW permet d'évaluer la réaction non linéaire de la courbe p-y d'un pieu chargé latéralement en se basant sur la relation envisagée entre la réponse tridimensionnelle d'un pieu flexible dans le sol et ses paramètres unidimensionnels de poutre sur fondation élastique .

Les facteurs de sécurité après l'installation des pieux (c'est-à-dire l'amélioration de la stabilité) ont été déterminés pour l'ensemble du terrain stabilisé et pour les parties du terrain situées en haut et en bas de l'emplacement des pieux. La technique présentée tient également compte de l'interaction entre les pieux adjacents (effet de groupe) au-dessus et au-dessous de la surface de glissement.

L'effet de l'espacement des pieux et de la profondeur de la masse de sol glissante sur l'interaction entre les rangées de pieux au-dessus et au-dessous de la surface de glissement , dans les terrains stabilisés par pieux a été étudié en utilisant la technique présentée et l'analyse par éléments finis en 3D (Plaxis 3D).

Le logiciel (PSSLOPE-M), écrit en Visual Basic et FORTRAN, a été développé pour mettre en œuvre la technique présentée pour les terrains stabilisés par des pieux, y compris l'analyse de la stabilité des pentes (sans pieux) en utilisant la méthode de Bishop modifiée.

2.2.1 Commentaire

La caractérisation du problème des glissements de terrain et l'utilisation de pieux pour améliorer la stabilité de ces terrains nécessitent une meilleure compréhension de l'effet intégré du comportement des pieux chargés latéralement et de l'interaction sol-pieux au-dessus de la surface de glissement. Par conséquent, un modèle représentatif de l'interaction sol-pieu au-dessus de la surface de rupture est nécessaire pour refléter et décrire la distribution réelle de la force motrice du sol le long de cette partie particulière du pieu.

Dans les applications pratiques, l'étude d'un talus renforcé par des pieux est généralement réalisée en étendant les méthodes couramment utilisées pour analyser la stabilité des talus afin d'incorporer la force résistante fournie par les pieux stabilisateurs (Frp), Il existe plusieurs méthodes analytiques et numériques pour analyser les talus stabilisés par des pieux.

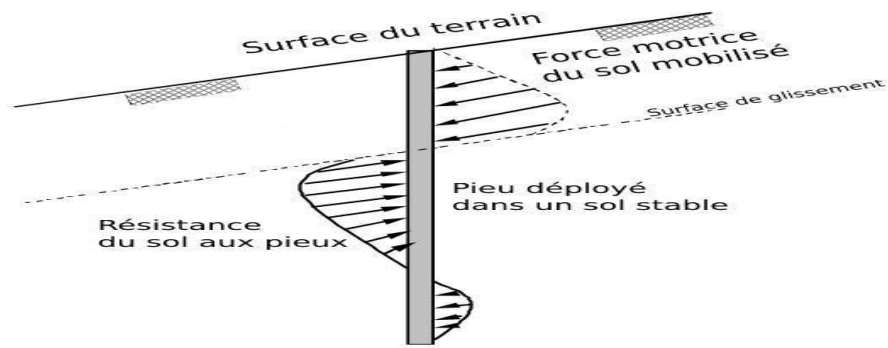


Figure 2.1 : Force motrice provoquée par la masse de sol glissant au-dessus de la surface de glissement.

2.3 Méthodes d'analyse

Les méthodes analytiques utilisées pour l'analyse des pieux de stabilisation peuvent généralement être classées en deux types différents :

- (i) les méthodes basées sur la pression.
- (ii) les méthodes basées sur les déplacements.

Les méthodes basées sur la pression (Broms, 1964 ; Viggiani, 1981 ; Randolph et Houlsby, 1984 ; Ito et Matsui, 1975). Sont centrées sur l'analyse des pieux passifs qui sont soumis à la pression latérale du sol.

La limitation la plus notable des méthodes basées sur la pression est qu'elles s'appliquent uniquement à l'état ultime (fournissant la pression ultime du sol sur le pieu) et ne donnent aucune indication sur le développement de la résistance du pieu avec le mouvement du sol (pression mobilisée du sol sur le pieu).

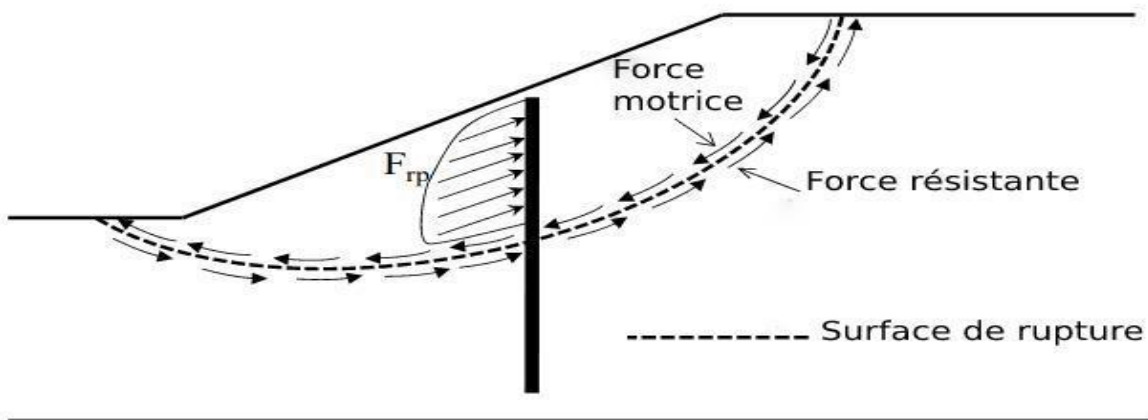


Figure 2.2 : Forces agissant dans le terrain stabilisé par des pieux.

Dans les méthodes basées sur les déplacements (Poulos, 1995 ; Lee et al., 1995), le mouvement latéral du sol au-dessus de la surface de rupture est utilisé comme donnée d'entrée pour évaluer la réaction latérale associée du pieu. Ces méthodes sont supérieures aux méthodes basées sur la pression car elles peuvent fournir la résistance du pieu mobilisée par le mouvement du sol. De plus, elles reflètent le véritable mécanisme d'interaction sol-pieu.

2.3.1 Méthodes basées sur la pression

Broms (1964) a proposé l'équation suivante pour calculer la pression ultime sol-pieu (P_y) dans le sable pour un seul pieu :

$$P_y = aK_p \sigma'_{vo} \dots (2.1)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \varphi/2) \dots (2.2)$$

Randolph et Houlsby (1984) ont développé une analyse pour les conditions drainées dans l'argile dans laquelle le coefficient a de l'équation (2.1) est K_p : $a = K_p$

Viggiani (1981) a dérivé des solutions sans dimension pour la résistance latérale ultime d'un pieu dans un profil de sol purement cohésif à deux couches. Ces solutions fournissent la force de cisaillement du pieu à la surface de glissement et le moment de flexion maximal du pieu en fonction de la longueur du pieu et de la pression ultime sol-pieu (P_y) dans des couches de sol stables et instables. Dans cette méthode, la valeur de P_y pour l'argile saturée est donnée par l'expression suivante :

$$P_y = k c d \dots (2.3)$$

Viggiani (1981) a estimé que les valeurs de k dans le sol glissant sont la moitié de celles de la couche de sol stable. Cependant, à part les effets proches de la surface, il semble qu'il n'y ait aucune raison pour qu'une telle différence existe (Poulos, 1995).

Ito et al. (1981) ont proposé une méthode d'équilibre limite pour traiter le problème de la stabilité des terrains contenant des pieux. La force latérale agissant sur une rangée de pieux due au mouvement du sol est 11 mouvement du sol est évaluée en utilisant des équations théoriques, dérivées précédemment par Ito et Matsui (1975) basées sur la théorie de la déformation plastique ainsi qu'une considération de l'écoulement plastique du sol à travers les pieux. Ce modèle a été développé pour des pieux rigides de longueur infinie, et il est supposé que seul le sol autour des pieux est dans un état d'équilibre plastique, satisfaisant le critère de rendement de

Mohr-Coulomb . La pression ultime du sol sur le segment de pieu, qui est induite par l'écoulement du sol, dépend des propriétés de résistance du sol, de la pression des morts-terrains et de l'espacement entre les pieux.

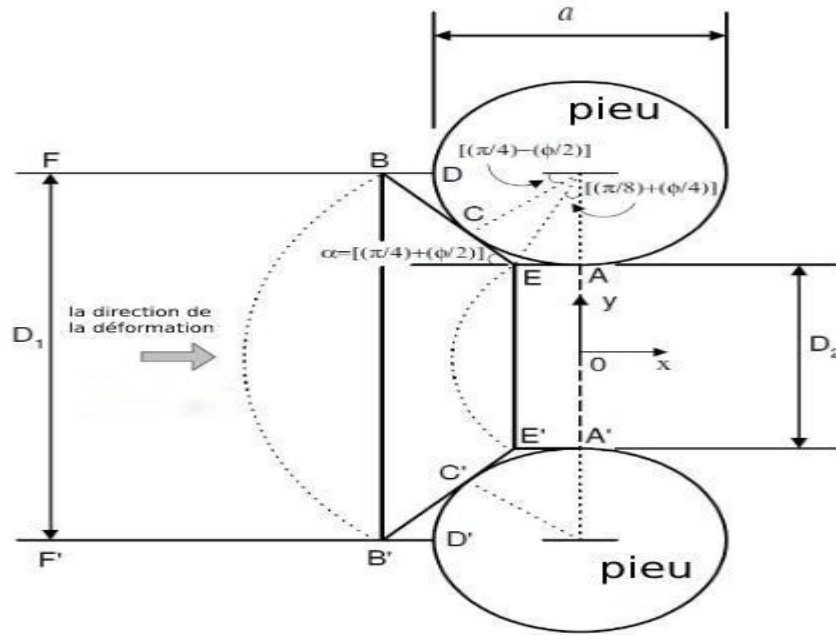


Figure 2.3 :Etat plastique du sol autour des pieux (Ito et Matsui, 1975)

Dans cette méthode, la force latérale par unité de longueur du pieu (P_D) à chaque profondeur est donnée par la formule suivante :

$$P_D(z) = A \times C \left[\frac{l}{N_\varphi \tan \varphi} (B - 2N_\varphi^{\frac{1}{2}} \tan \varphi - l) + \frac{2 \tan \varphi + 2N_\varphi^{\frac{1}{2}} + N_\varphi^{-\frac{1}{2}}}{D_\varphi^{\frac{1}{2}} \tan \varphi + N_\varphi - l} \right] - C \left[D_1 \frac{2 \tan \varphi + 2N_\varphi^{\frac{1}{2}} + N_\varphi^{-\frac{1}{2}}}{N_\varphi^{\frac{1}{2}} \tan \varphi + N_\varphi - l} - 2D_2 N_\varphi^{-\frac{1}{2}} \right] + \frac{\gamma z}{N_\varphi} (A \times B - D_2) \dots (2.4)$$

Avec :

$$A = D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{(N_\varphi^{\frac{1}{2}} \tan \varphi + N_\varphi - l)} \dots (2.5)$$

$$B = \exp \left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\varphi \tan \varphi \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4} \right) \right) \dots (2.6)$$

$$N_\varphi = \tan^2 \left[\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right] \dots (2.7)$$

Dans le cas d'un sol cohésif ($\varphi = 0$), la force latérale est obtenue par l'équation suivante:

$$P_D(z) = C \left\{ D_1 \left(3 \log \frac{D_1}{D_2} + \frac{D_1 - D_2}{D_2} \tan \frac{\pi}{8} \right) - 2(D_1 - D_2) \right\} + \gamma(D_1 - D_2) \dots (2.8)$$

Les équations ne sont valables que sur une gamme limitée d'espacements, à de grands espacements ou à des espacements très proches, le mécanisme d'écoulement du sol à travers les pieux postulé par Ito et Matsui (1975) n'est pas le mode critique (Poulos, 1995). Une augmentation significative de la valeur de la pression sol-pieu (P_D) peut être observée en réduisant l'espacement libre entre les pieux.

Hassiotis et al. (1997) ont étendu la méthode des cercles de frottement en définissant de nouvelles expressions pour le nombre de stabilité afin d'incorporer la résistance des pieux dans une analyse de stabilité de terrain en utilisant une solution de forme fermée de l'équation de la poutre. L'intensité de la force ultime (la pression sol-pieu) est calculée sur la base des équations proposées par Ito et Matsui (1975), en supposant un pieu rigide. La méthode des différences finies est utilisée pour analyser la section du pieu sous la surface critique comme une poutre sur fondations élastiques. Cependant, le facteur de sécurité du terrain après l'insertion des pieux est obtenu sur la base de la nouvelle surface de rupture critique, qui ne correspond pas nécessairement à la surface de rupture établie avant l'installation des pieux.

2.3.2 Méthodes basées sur le déplacement

Dans les méthodes basées sur les déplacements (Poulos, 1995 ; Lee et al., 1995), le mouvement latéral du sol au-dessus de la surface de rupture est utilisé comme donnée d'entrée pour évaluer la réaction latérale associée du pieu. La supériorité de ces méthodes par rapport aux méthodes basées sur la pression est qu'elles peuvent fournir la résistance du pieu mobilisée par le mouvement du sol. De plus, elles reflètent le véritable mécanisme d'interaction sol-pieu.

Poulos (1995) et Lee et al. (1995) ont présenté une méthode d'analyse dans laquelle une forme simplifiée de la méthode des éléments de frontière (Poulos, 1973) a été employée pour étudier la réaction d'une rangée de pieux passifs incorporés dans des solutions d'équilibre limite de stabilité de terrain, dans lesquelles le pieu est modélisé comme une simple poutre élastique et le sol comme un continuum élastique.

La méthode évalue la force de cisaillement maximale que chaque pieu peut fournir en fonction d'un mouvement du sol supposé en champ libre et calcule également la réaction latérale associée du pieu.

La figure suivante représente la distribution du mouvement du sol en champ libre tel qu'adopté par Poulos (1995). Cela suppose qu'un grand volume de sol (la partie supérieure) se déplace vers le bas du terrain comme un bloc. En dessous, une zone relativement mince subit un cisaillement intense dans la "zone de traînée". Les mouvements du sol prescrits sont employés en considérant la compatibilité du mouvement horizontal du pieu et du sol à chaque élément.

L'équation suivante est dérivée si les conditions à l'interface pieu-sol restent élastiques :

$$\left[[D] + \frac{[I]^{-1}}{K_R n^4} \right] \{ \Delta p \} = \frac{[I]^{-1}}{K_R n^4} \{ \Delta p_e \} \dots (2.9)$$

$$K_R = EI / E_s L^4 \dots (2.10)$$

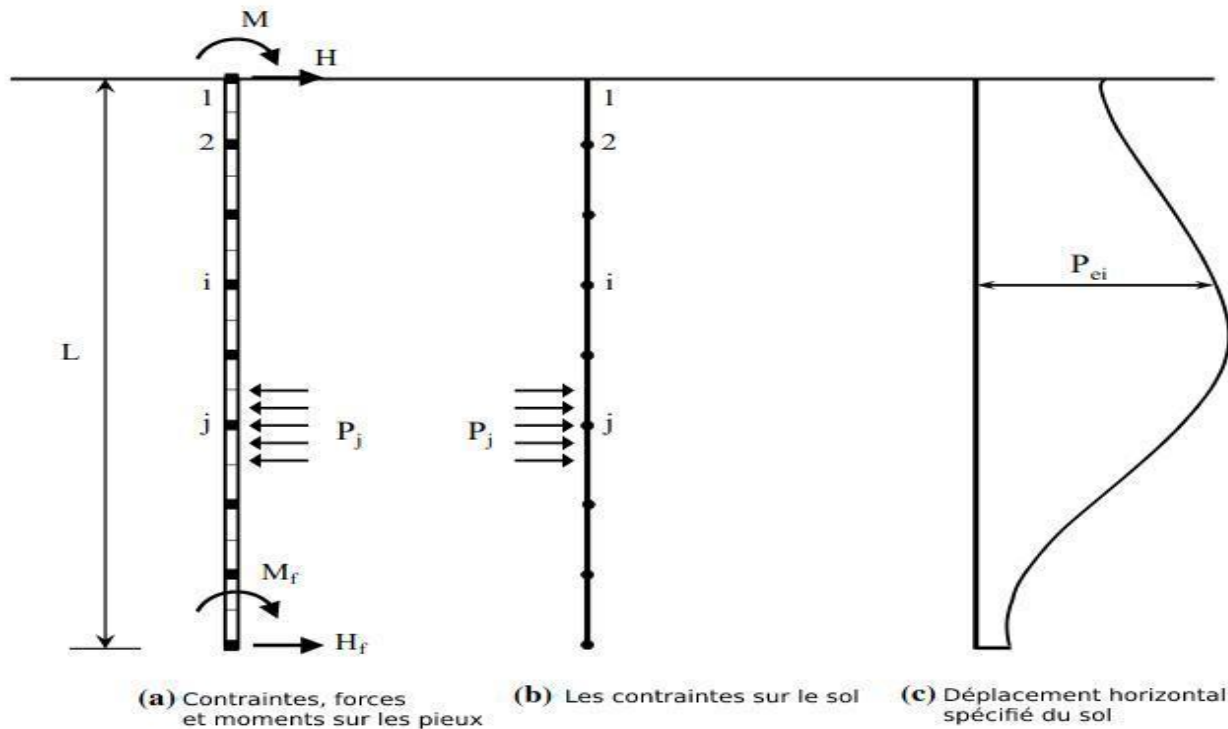


Figure 2.4 :Modèle pour les pieux dans un sol soumis à un mouvement latéral tel que proposé par Poulos (1973)

Dans la figure 2.4, dans la tête, on peut voir un moment de l'axial (M) qui se produit grâce à la force du poussée au point j.

2.3.3 Méthodes numériques

Au cours des dernières années, des méthodes numériques ont été utilisées par plusieurs chercheurs (Chow, 1996 ; Jeong et al., 2003 ; Zeng et Liang, 2002 ; Yamin et Liang, 2010 ; Kourkoulis et al., 2012) pour étudier l'interaction sol-pieux dans les talus stabilisés par des pieux.

Ces méthodes sont de plus en plus populaires car elles offrent la possibilité de modéliser des géométries complexes, des phénomènes sol-structure 3D (tels que les effets de groupe de pieux), et la non-linéarité du sol et des pieux.

Cependant, les méthodes numériques sont très consommatrices de calcul et de temps.

2.3.3.1 Chow (1996)

Chow (1996) a présenté une méthode numérique dans laquelle les pieux sont modélisés à l'aide d'éléments de poutre comme des matériaux élastiques linéaires. De plus, la réaction du sol au niveau des pieux individuels est modélisée en utilisant un module moyen de réaction du sol. Dans cette méthode, les profils de mouvement du sol glissant sont supposés ou mesurés sur la base de l'observation sur le terrain. Le problème est ensuite analysé en considérant les forces d'interaction sol-pieux agissant sur les pieux et le sol séparément, puis en combinant ces deux éléments en tenant compte de l'équilibre et de la compatibilité. Les pressions ultimes du sol agissant sur les pieux dans cette méthode pour les sols cohésifs et sans cohésion sont calculées sur la base des équations proposées par Viggiani (1981) et Broms (1964).

2.3.3.2 Zeng et Liang (2002)

Zeng et Liang (2002) ont présenté une technique d'analyse de la stabilité des pentes basée sur l'équilibre limite qui permettrait de déterminer le facteur de sécurité (FS) d'un terrain renforcé par des puits forés. La technique étend l'approche traditionnelle de la méthode des tranches pour tenir compte des puits de stabilisation en réduisant les forces intercalaires transmises à la tranche de sol derrière les puits à l'aide d'un facteur de réduction (transfert de charge) obtenu à partir des courbes de transfert de charge générées par une analyse par éléments finis bidimensionnelle (2D).

2.3.3.3 Jeong et al. (2003)

Jeong et al. (2003) ont étudié l'influence d'une rangée de groupes de pieux sur la stabilité d'un terrain altéré en se basant sur une étude analytique et une analyse numérique. Un modèle de calcul des charges et des déformations des pieux soumis à un mouvement latéral du sol basé sur l'approche de la fonction de transfert a été présenté. Dans cette méthode, un ensemble couplé de courbes de pression-déplacement induites dans le substratum, déterminé soit à partir de données d'essai mesurées, soit à partir d'une analyse par éléments finis, est utilisé comme entrée pour étudier le comportement des pieux, qui peut être modélisé comme une BEF. L'étude suppose que la pression ultime du sol agissant sur chaque pieu d'un groupe est égale à celle adoptée pour le pieu unique multipliée par le facteur d'interaction du groupe qui est évalué en effectuant une analyse par éléments finis tridimensionnelle (3D)

2.3.3.4 Yamin et Liang (2010)

Une approche similaire présentée par Yamin et Liang utilise la méthode de l'équilibre limite des tranches, où une interrelation entre l'emplacement du puits foré sur le terrain, le facteur de transfert de charge, et le SF global du système puits/pente sont dérivées sur la base d'une solution numérique à forme fermée.

En outre, pour obtenir les configurations requises d'une seule rangée d'arbres forés afin d'obtenir la réduction nécessaire des forces d'entraînement, des cartes de conception développées sur la base d'une analyse par éléments finis 3D sont utilisées avec un facteur d'arc.

2.3.3.5 Kourkoulis et al. (2012)

Plus récemment, Kourkoulis et al. ont introduit une méthodologie hybride pour la conception de pieux stabilisateurs de terrain visant à réduire la quantité d'efforts de calcul habituellement associés aux analyses d'interaction sol-structure en 3D.

Cette méthode comporte deux étapes :

(i) l'évaluation de la force de résistance latérale requise par unité de longueur du terrain (F_{rp}) nécessaire pour augmenter le facteur de sécurité du terrain à la valeur désirée en utilisant les résultats d'une analyse conventionnelle de stabilité du terrain.

(ii) l'estimation de la configuration des pieux qui offre la F_{rp} requise pour un niveau de déformation prescrit en utilisant une analyse par éléments finis 3D.

Cette approche est proposée pour la deuxième étape et consiste à découpler la géométrie de la pente du calcul de la capacité latérale des pieux, ce qui permet la simulation numérique de seulement une région limitée du sol autour des pieux. En modélisant seulement une région représentative du sol autour du pieu, la résistance ultime est calculée en imposant un profil de déplacement uniforme sur la limite du modèle.

Chapitre 03 : Présentation de site du pk 45

3.1 Introduction :

La réalisation et la maintenance des ouvrages complexes (bâtiments, routes, ouvrages souterrains) nécessitent une bonne connaissance des caractéristiques du sol : sa nature et son comportement. L'étude géotechnique nous a permis de définir les caractéristiques mécaniques des sols afin de pouvoir optimiser le dimensionnement et l'emplacement des pieux.

En janvier 2014, un glissement de terrain s'est produit dans le sol d'origine à 50 m à gauche de la chaussée et des fissures se sont produites dans la voie de dépassement à gauche et à droite de la chaussée correspondante. Pour identifier la cause des fissures, une étude géologique, des forages, des tests géotechniques et des inclinomètres ont été utilisés. La photo 3.1 montre le glissement du PK 45 de l'autoroute Est Ouest d'Algérie.

Une enquête a ensuite été menée après l'apparition de la fracture, avec une vue préliminaire de la fracture, de la géologie environnante et de l'emplacement du dispositif de forage.

La réalisation du forage a été achevée et le tube incliné a été installé du 17 au 21 janvier 2014, la profondeur du forage est de 20.7m, 5 échantillons ont été prélevés.

Des tests géotechniques ont été réalisés pour les tests d'indice physique et les tests d'indice mécanique.

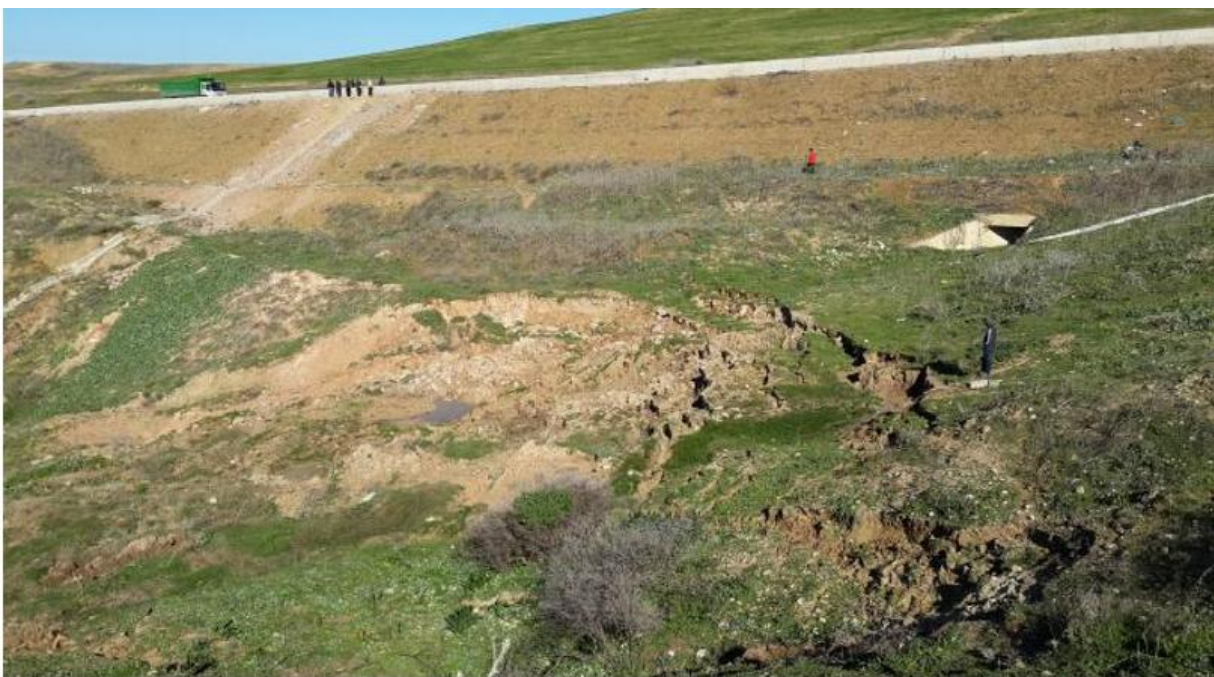


Photo 3.1: photo réelle du glissement du PK45

Il y a plusieurs fissures passantes dans la voie de droite, dont il est déterminé qu'il s'agit du bord arrière du glissement de l'autoroute, et comme la déformation du glissement sur l'extérieur du tracé et le Les fissures de la chaussée de l'autoroute se sont produites pratiquement au même moment, l'analyse montre que le bord d'attaque du glissement de terrain de l'autoroute est situé à l'intérieur du glissement de terrain d'affouillement de gauche tel que montré dans la photo 3.2 ci-après représentée.



Photo 3.2 : Fissure sur la chaussée du côté gauche au PK 45 de l'autoroute

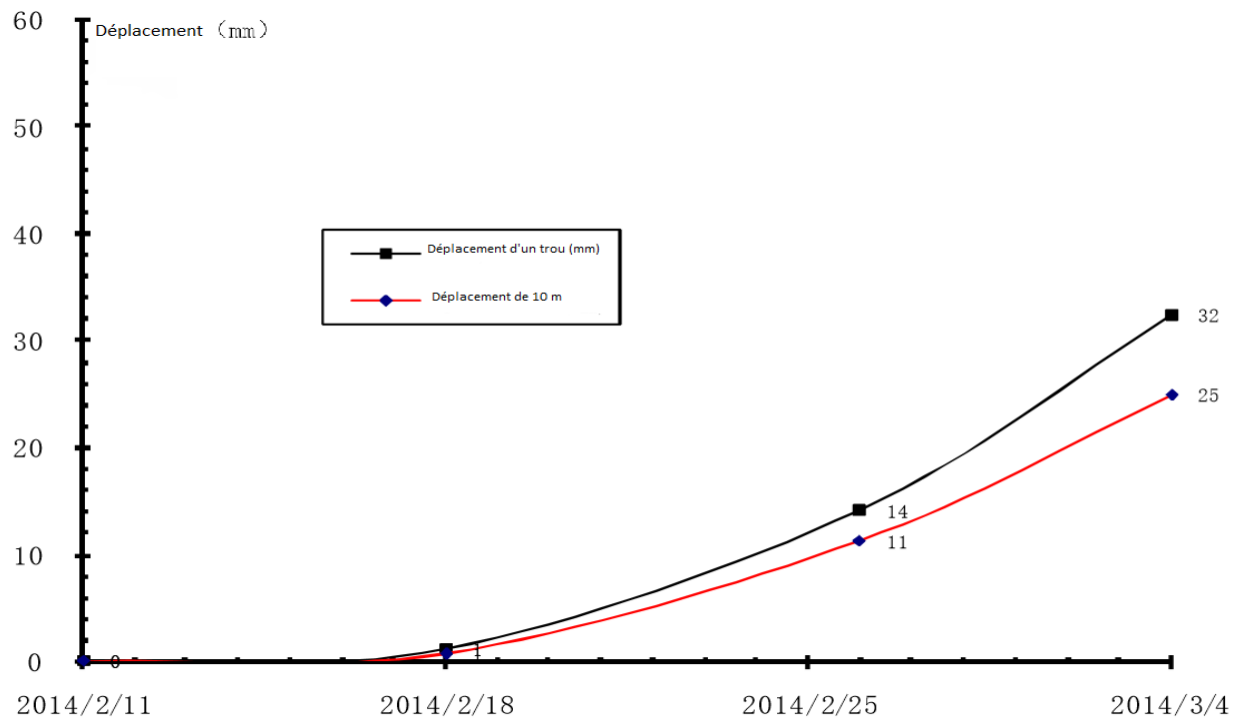
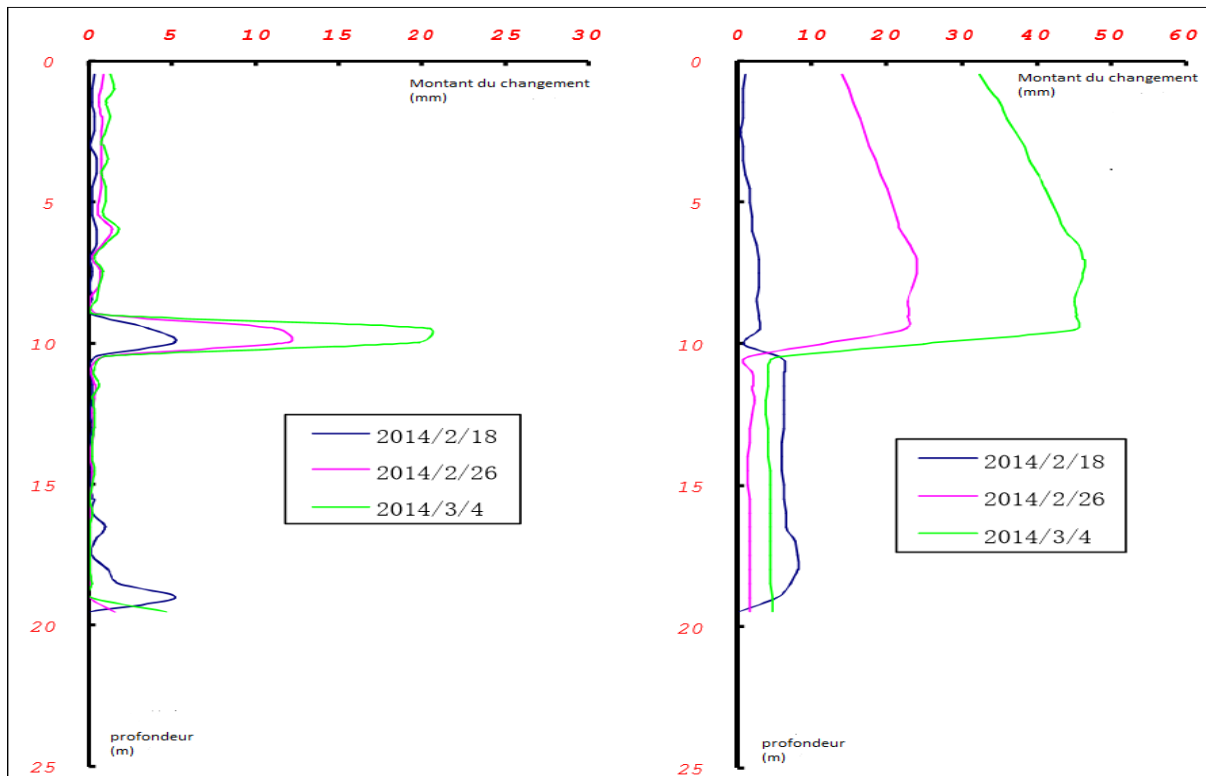


Figure 3.1 : Déplacement accumulé du trou et de la surface de glissement de S01 au niveau du glissement de W7-PK45+850 – courbe en fonction du temps

Selon l'analyse des données de l'inclinométrie, la profondeur du glissement au niveau du sondage S1, le plan de glissement est de 10.0m. En comparaison avec les données d'auscultation, on constate que l'évolution de la déformation est en cours.



**Figure 3.2 : Quantité de déplacement et de déformation de S01 au niveau du glissement W7-PK45+850—
courbe en fonction du temps**

Les figures 3.1 et 3.2 montrent que les déplacements se sont amplifiés selon les lectures inclinométriques relevées en date du 04.03.2014.

3.2 Présentation géologique :

La section PK45+740~PK45+950, la lithologie de la strate est relativement simple à travers l'enquête, et la lithologie révélée par le forage de haut en bas dans l'ordre est comme suit :

La lithologie est révélée, comme montré dans la photo 3.5, par le forage de haut en bas comme un remplissage de la plate-forme routière et une strate marneuse.



Photo 3.3 : Représentation des carottes extraites

3.3 Caractéristiques des sols :

Les caractéristiques géotechniques des couches optées pour les calculs de stabilité du talus au PK45 sont données dans le tableau suivant :

Tableau 3.1 Valeurs des caractéristiques physiques et mécaniques

Matériau	Modèle	Type	γ kN/ m ³	γ_{sat} kN/ m ³	E kN/m ²	ν	C Kpa	φ (°)	ψ (°)
Remblai	Morh-Coulomb	Non drainé	20	22	$5,720.10^4$	0,33	5	35	5
Marne altérée	Morh-Coulomb	Non drainé	20	22,50	$9,66.10^4$	0,35	23	26	-

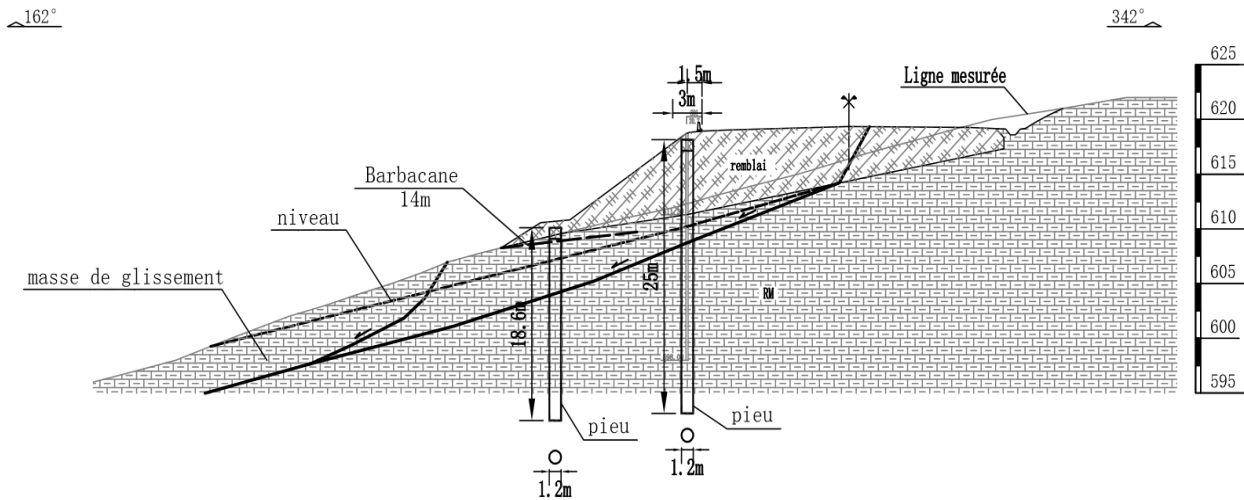


Figure 3.3 : Coupe longitudinale de la section PK 45

Le talus est de 105 mètres de largeur et plus de 40 mètres en hauteur, nous avons deux couches de sols (RM, remblai), avec une largeur de route de 30 mètres.

3.5 Les causes du glissement :

Les dégradations de la chaussée sont causées par l'instabilité du talus de la plate-forme de l'autoroute due au glissement progressif du terrain naturel au-delà des limites de l'emprise de l'autoroute côté gauche (sur la voie menant vers SBA). Les eaux continuent à affluer vers le talus, des quantités considérables en eau alimentent ce dernier et provoquent d'un moment à l'autre une rupture.

3.6 Présentation des travaux de traitement de glissement :

D'après l'étude et les calculs, on constate que la stabilité naturelle du glissement de terrain ne répond pas aux exigences de la protection technique, afin d'assurer la sécurité de la section de la plate-forme de l'autoroute.

Afin d'assurer la sécurité de cette section de la chaussée de l'autoroute, des travaux de protection nécessaires doivent être réalisés pour ce glissement de terrain. Le schéma de protection contre les glissements de terrain est le suivant : les pieux anti-glissements + les mesures synthétiques d'assainissement.

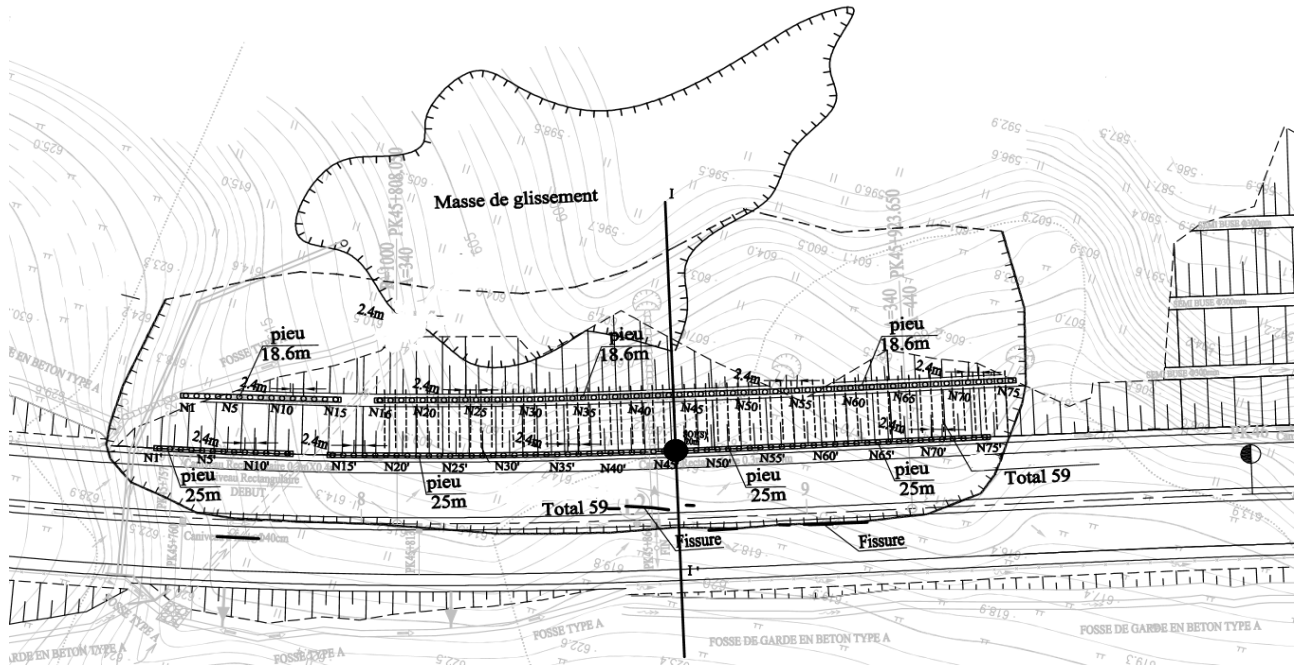


Figure 3.4 : Vue en plan du traitement du glissement

A noter que deux rangées de pieux de stabilisation ont été prévues. Comme montré dans la figure 3.4 la rangée arrière de pieux est placée à l'extérieur de GBA, le centre du pieu est à 1,5 m de la GBA, la longueur du pieu est de 25 m, le diamètre du pieu est de 1,2 m, l'espacement des pieux est de 2,4 m, 75 pieux antidérapants.

La rangée avant de pieux antidérapants : la longueur du pieu est de 18,6 m, le diamètre du pieu est de 1,2 leur espacement central de 2,4 m, et 75 pieux antidérapants sont installés au total.

3.7 Photos réelles de traitement du glissement :

La photo 3.4 et 3.5 montre l'opération de bétonnage d'un pieu de stabilisation utilisant un entonnoir de béton.



Photo 3.4 Bétonnage du pieu N°67' au PK45+80



Photo 3.5 remplir du pieu N°67' au PK45+800



Photo 3.6 Pose du ferrailage et bétonnage du pieu (25-04-2014)

La photo 3.6 montre l'introduction de la cage d'armature d'un pieu rentrant dans le cadre de traitement de Stabilisation du glissement du PK 45.

Chapitre 04 : Modélisation avec le plaxis

4.1. Introduction :

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets géotechniques de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques. La méthode des éléments finis (MEF) est devenue actuellement la plus performante des méthodes numérique vue son grand champ d'application, où elle est utilisée dans de nombreux cas du domaine de la géotechnique

4.2 Code de calcul en éléments finis Plaxis 2D :

Le développement des méthodes de calcul numérique sur ordinateur (spécialement la méthode des éléments finis) a permis de trouver des solutions à beaucoup de problèmes, les modèles permettant de décrire assez correctement le comportement des sols. Quant aux algorithmes de résolution, leur fiabilité et leur performance dépendent surtout de la méthode de calcul utilisée et des critères de convergence fixés. Le logiciel de calcul PLAXIS 2D est utilisé dans cette étude, il est fondé sur ces principes et il est connu pour avoir donné par ailleurs des résultats satisfaisants. Le choix de ce logiciel a été motivé par sa disponibilité et sa souplesse, ainsi que par la performance du fait qu'il se prête bien aux objectifs fixés pour l'analyse de la stabilité des tunnels et des pentes.

Il contient les sous programmes suivants :

- Programme d'entrée de données (input)
- Programme de calculs (Calculations)
- Programme des résultats (Output)
- Programme courbe (Curves)

4.2.1 PLAXIS-Input :

Le sous-programme Input appelé aussi le pré-processing programme contient tous les outils nécessaires à la création et modifications des modèles géométriques, à l'engendrement des maillages des éléments finis et aux définitions des conditions initiales.

4.2.2 PLAXIS-Calculations :

Le processing programme ou le sous-programme de calculs contient les outils nécessaires à la définition des phases et au commencement de la procédure de calcul des éléments finis.

4.2.3 PLAXIS-Output :

Ou le programme post-processing contient les facilités pour la visualisation des résultats des différentes phases de calcul comme les déplacements au niveau des nœuds, les contraintes et les forces dans les éléments structuraux etc.

4.2.4 PLAXIS-Curves :

Le sous-programme curve sert à la construction des courbes de chargement-déplacement, des chemins de contraintes, en plus de divers autres diagrammes.

4.3 APERÇU DES FONCTIONS

4.3.1 GENERAL SETTINGS

Si un nouveau projet doit être défini, la fenêtre Paramètres généraux apparaît. Cette fenêtre est composée de deux onglets.

Dans le premier onglet : divers paramètres doivent être définis pour le projet en cours.

Un nom de fichier n'a pas été spécifié ici ; cela peut être fait lors de l'enregistrement du projet.

La deuxième feuille d'onglet : En plus des unités de base de Longueur , Force et Temps, les dimensions minimales de la zone de dessin doivent être indiquées ici, de sorte que le modèle géométrique s'adapte à la zone de dessin.

Le système général d'axes est tel que l'axe des x pointe vers la droite, l'axe des y pointe vers le haut et l'axe des z pointe vers l'utilisateur. Dans PLAXIS, un modèle bidimensionnel est créé dans le plan (x,y).

L'axe z est utilisé pour la sortie des contraintes uniquement. Gauche est la coordonnée x la plus basse du modèle, Droite la coordonnée x la plus haute, Bas la coordonnée x la plus basse.

droite la plus haute coordonnée x, en bas la plus basse coordonnée y et en haut la plus haute coordonnée y du modèle.

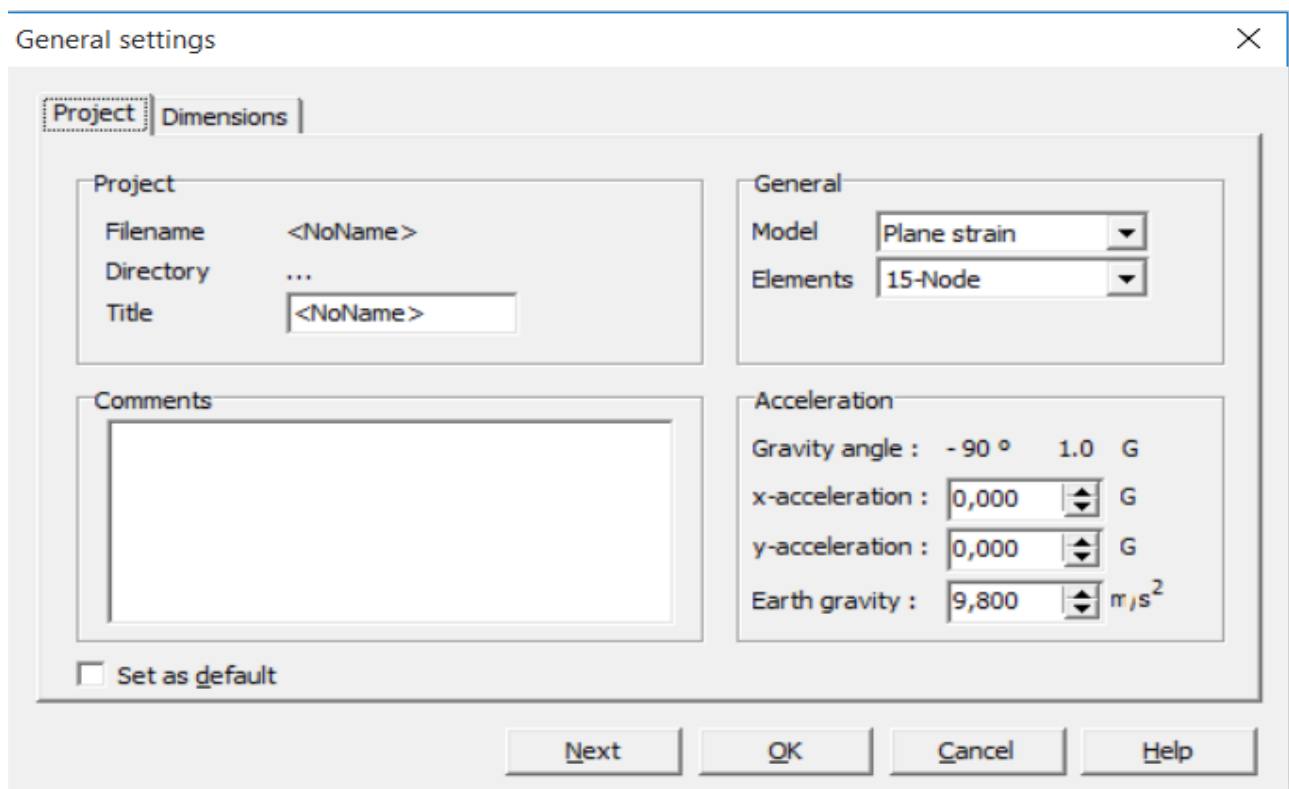


Figure 4.1: General settings - Project tab sheet

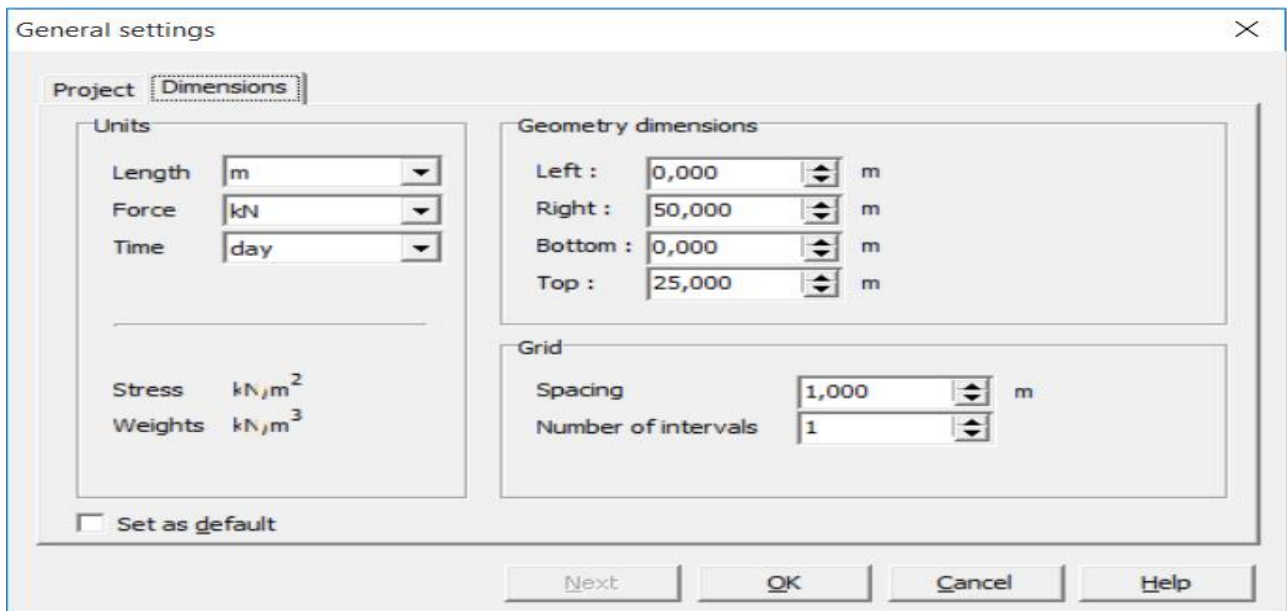


Figure 4.2: General settings - Dimensions tab sheet

En pratique, la zone de dessin résultant des valeurs données sera plus grande que les valeurs données dans les quatre éditions du spin. Cela est dû en partie au fait que PLAXIS ajoutera automatiquement une petite marge aux dimensions et en partie à la différence du rapport largeur/hauteur. Marge aux dimensions et en partie à cause de la différence du rapport largeur/hauteur entre les valeurs spécifiées et l'écran.

4.3.2 CRÉATION D'UN MODÈLE GÉOMÉTRIQUE

Lorsque les paramètres généraux sont saisis et que le bouton OK est cliqué, la fenêtre principale Input apparaît. Les parties les plus importantes de la de la fenêtre principale sont indiquées et brièvement discutées ci-dessous.

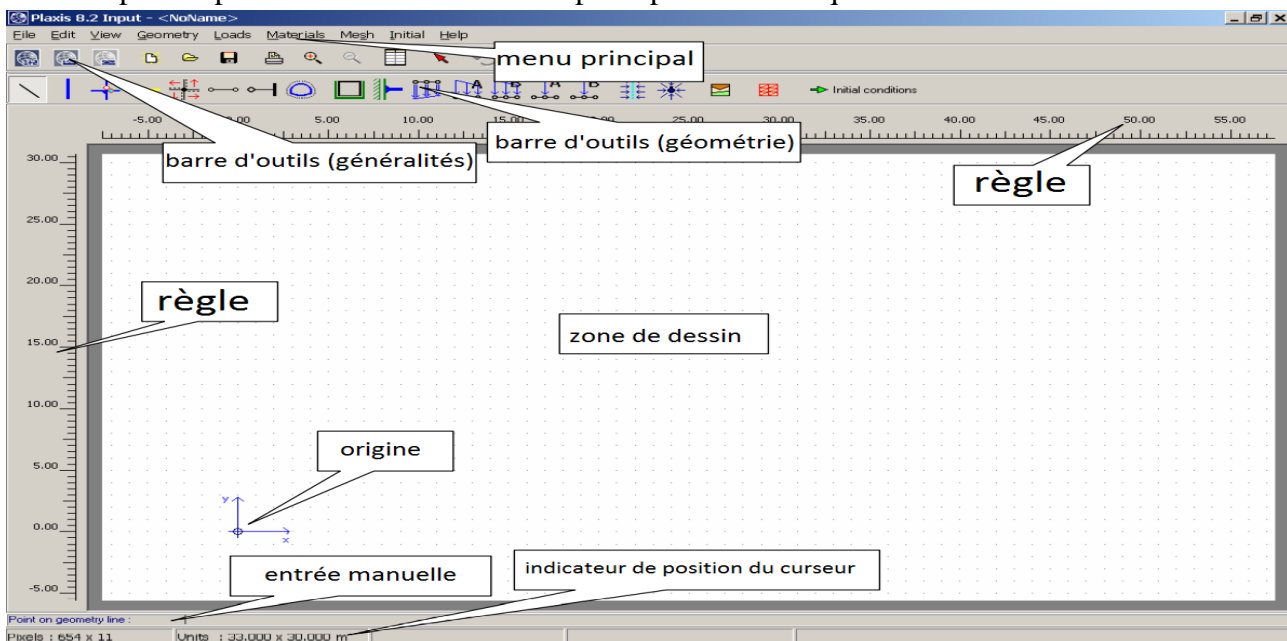


Figure 4.3 Fenêtre principale du programme Input

4.3.2.1 Menu principal :

Le menu principal contient toutes les options disponibles dans les barres d'outils, ainsi que certaines options supplémentaires qui ne sont pas fréquemment utilisées.

4.3.2.2 Barre d'outils (Général) :

Cette barre d'outils contient des boutons pour des actions générales comme les opérations sur le disque, l'impression, zoomer ou sélectionner des objets. Elle contient aussi des boutons pour démarrer les autres Programmes du paquet PLAXIS (Calculs, Sortie et Courbes).

4.3.2.3 Barre d'outils (Géométrie) :

Cette barre d'outils contient des boutons pour les actions liées à la création d'un modèle géométrique. Les boutons sont ordonnés de telle sorte que, en général, en suivant les boutons de la barre d'outils de gauche à droite, on obtient un modèle géométrique complet.

4.3.2.4 Règles :

À gauche et en haut de la zone de dessin, des règles indiquent les coordonnées physiques. ce qui permet de visualiser directement les dimensions de la géométrie.

4.3.2.5 Zone de dessin :

La zone de dessin est la feuille de dessin sur laquelle le modèle géométrique est créé. La zone de dessin peut être utilisée de la même manière qu'un programme de dessin conventionnel.

La grille de petits points de la zone de dessin peut être utilisée pour s'accrocher à des positions régulières.

4.3.2.6 Origine :

Si l'origine physique se situe dans l'intervalle des dimensions données, elle est représentée par un petit cercle, avec une indication des axes x et y.

4.3.2.7 Saisie manuelle :

Si le dessin avec la souris ne donne pas la précision souhaitée, la ligne Saisie manuelle peut être utilisée. Les valeurs des coordonnées x et y peuvent être saisies ici en tapant les valeurs correspondantes séparées par un espace. La saisie manuelle peut également être utilisée pour attribuer de nouvelles coordonnées à un point sélectionné ou se référer à un point géométrique existant en saisissant son numéro de point.

4.3.2.8 Indicateur de position du curseur :

L'indicateur de position du curseur donne la position actuelle du curseur de la souris à la fois en unités physiques et en pixels d'écran.

Certains des objets mentionnés ci-dessus peuvent être supprimés en sélectionnant l'élément correspondant dans le menu Affichage.

Pour les deux barres d'outils, le nom et la fonction des boutons s'affichent après avoir positionné le curseur de la souris sur le bouton correspondant et l'avoir maintenu immobile pendant environ une seconde ; un indice apparaît dans une petite case jaune sous le bouton.

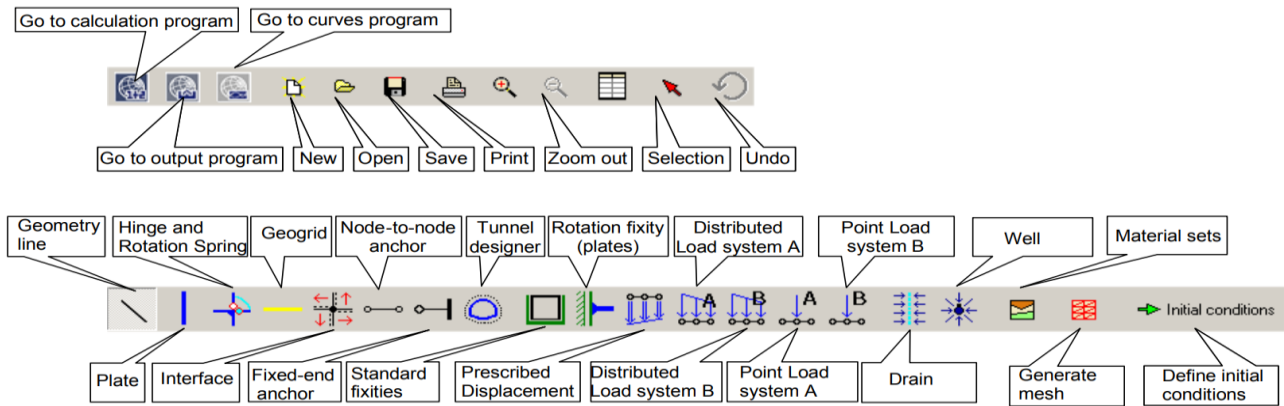


Figure 4.4 Barre d'outils du code de calcul Plaxis 2D

4.4 Modélisation numérique :

La modélisation numérique est réalisée à l'aide du logiciel Plaxis V8.6, nous avons analysé trois cas d'études. La modélisation de ce glissement permet la détermination des déplacements, des contraintes, du coefficient de sécurité ...etc. Les figures 4.5, 4.6, 4.7, 4.8, 4.9 ci-après présentent respectivement la déformée, les déplacements, la génération des contraintes, l'accélération et le coefficient de sécurité sans confortement, ce qui correspond à l'état initial.

4.4.1 Cas initial sans pieux :

Un calcul statique de la stabilité du talus par le code de calcul Plaxis 2D a été réalisé. La figure 4.4 montre le modèle considéré dans les calculs.

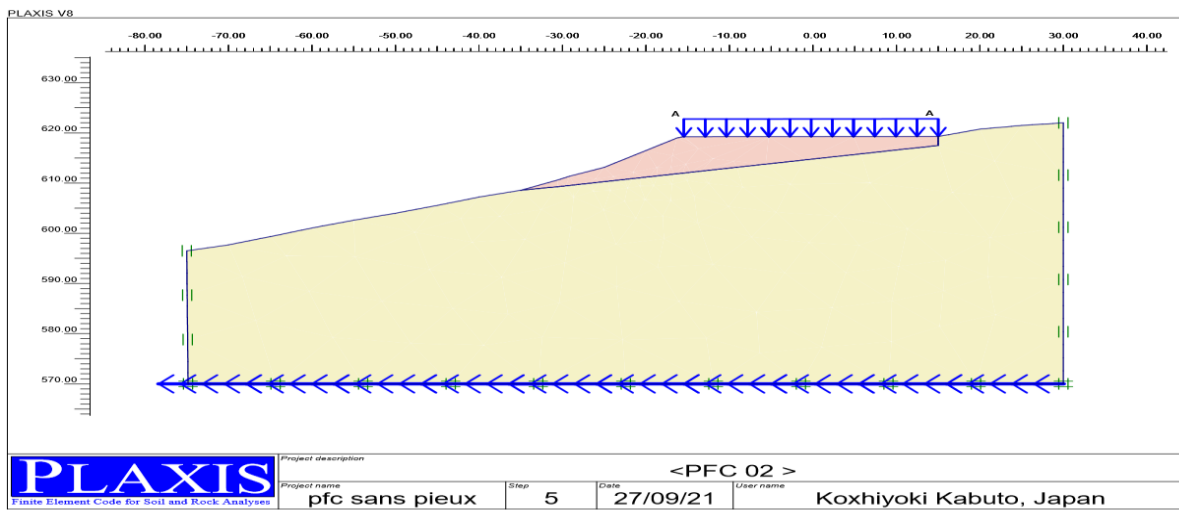


Figure 4.5: la géométrie du modèle (sans pieux).

Dans la figure 4.5 nous pouvons voir 2 couleurs qui présentent 2 phases du sol, le rouge est le remblai et le jaune est le RM et nous pouvons également voir une force A-A dans la plat-forme

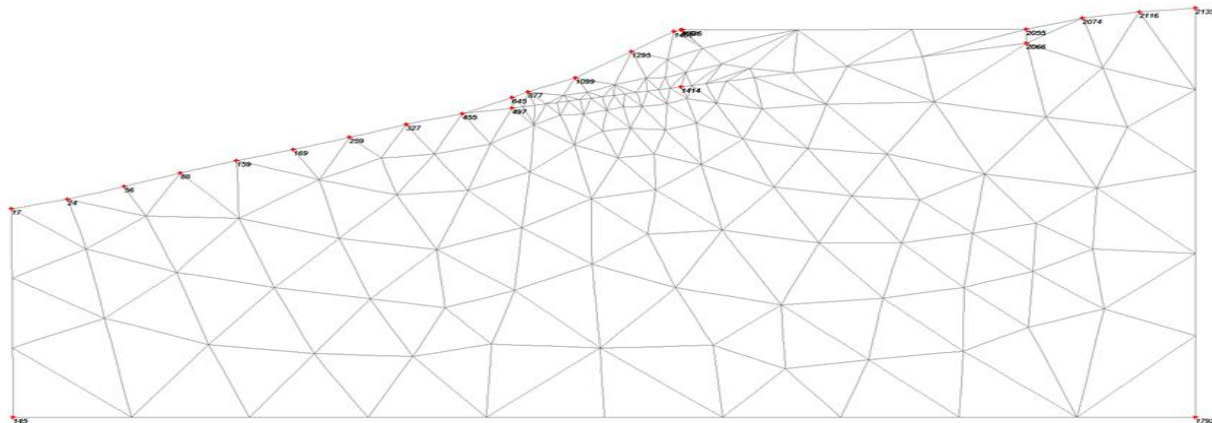


Figure 4.6 : Déformée du maillage (sans pieux).

Le maillage élément fini retenu dans la figure (4.6) est triangulaire (imposé par plaxis).

Le système sol-pieux est discrétisé à l'aide des options de maillage tridimensionnel du logiciel en 257 éléments. Chaque élément fini possède 15 nœuds avec 3 degrés de liberté soit un total de 2135 nœuds. La taille moyenne des éléments est de 4.61 m.

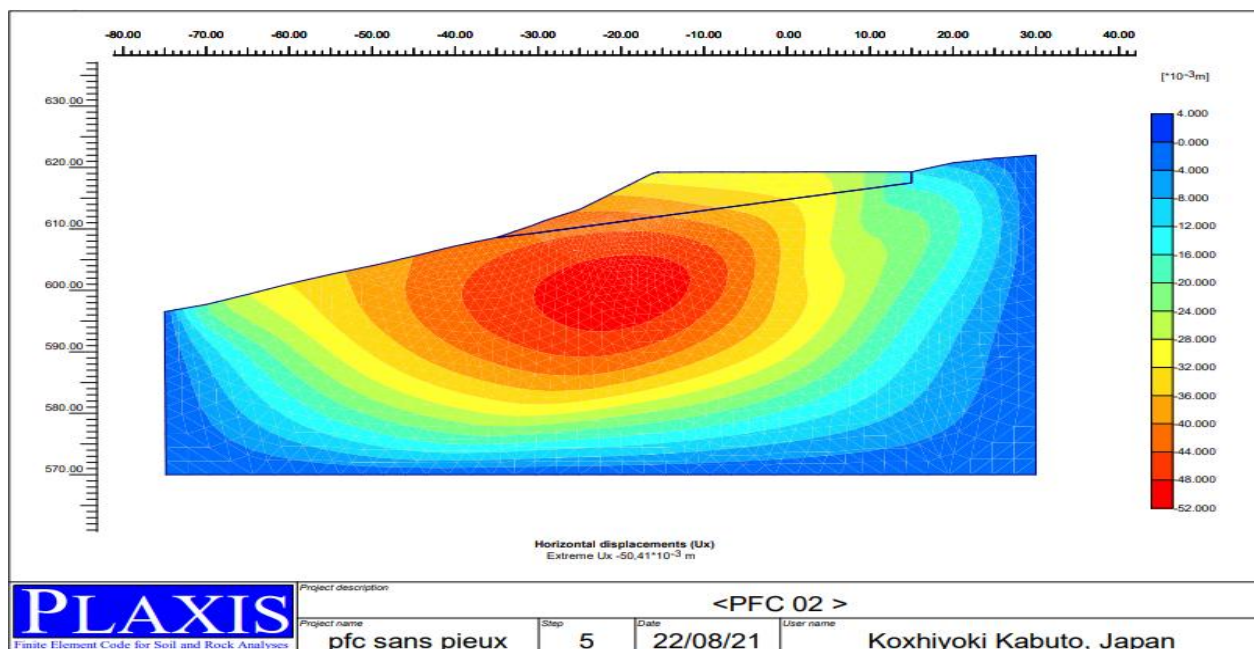


Figure 4.7 : Distribution des déplacements horizontaux

La figure 4.7 illustre la distribution des déplacements horizontaux du modèle. Le plus grand déplacement enregistré est de $U_x = 5,04$ cm localisé juste au-dessous de la plateforme de l'autoroute. Ceci est conforme aux lectures inclinométriques relevées en date du 04.03.2014.

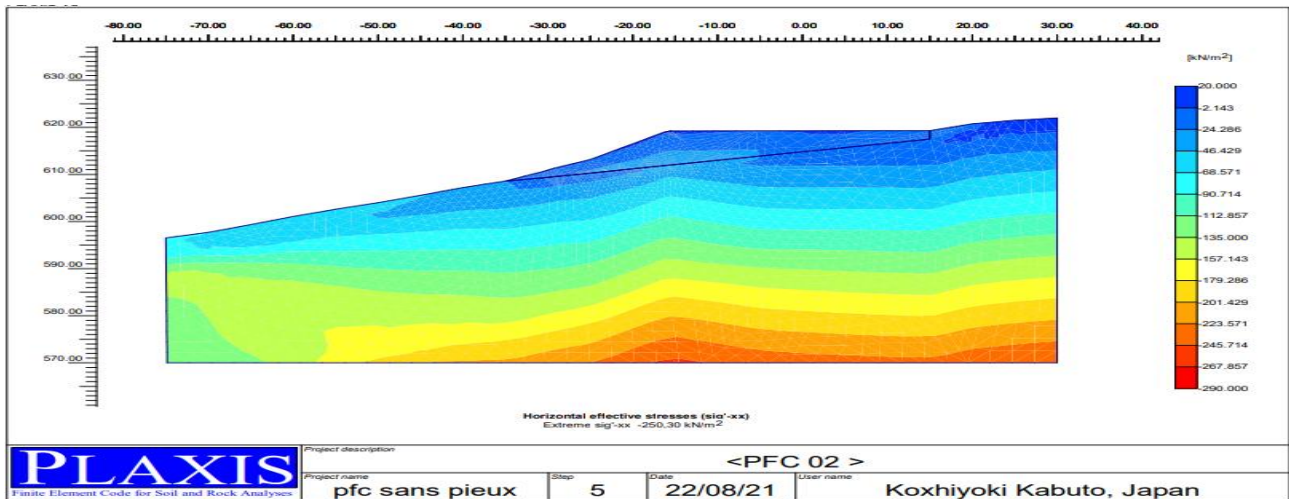


Figure 4.8 : Distribution des contraintes horizontales

La figure 4.8 montre que les contraintes maximales sont localisées dans la partie inférieure du modèle. Elles sont de $-250,30 \text{ kN/m}^2$. Celles enregistrées au niveau de la plateforme de l'autoroute ne sont pas très significatives. Elles sont de 20 kN/m^2 .

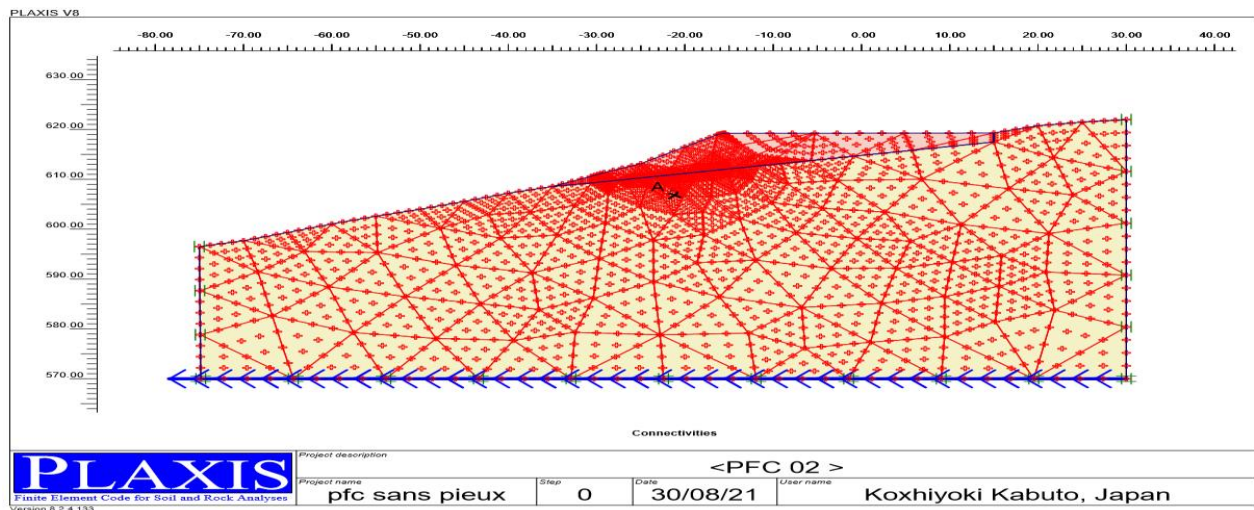


Figure 4.9: position du point A

Le figure 4.9 représente la position du point A (-21,8;607)

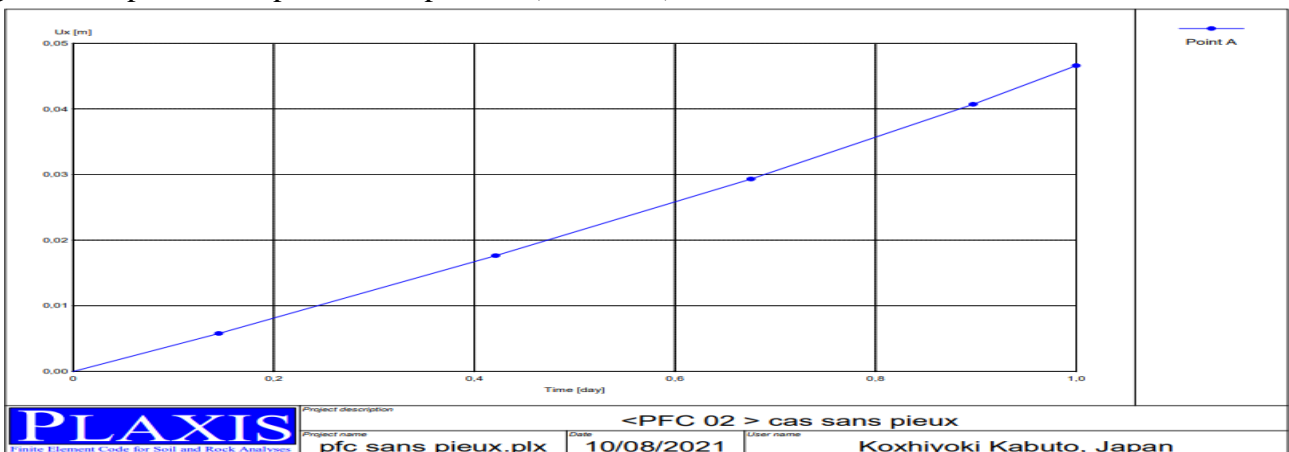


Figure 4.10 : Évolution des déplacements horizontaux (Avant traitement).

La figure 4.10 montre l'évolution des déplacements horizontaux du point A d'après les calculs de Plaxis, soit $U_x=4,7$ cm

4.4.2 Deuxièmes cas avec pieux :

La proposition du traitement du glissement a fait l'objet d'une modélisation statique et dynamique en déformation plane à l'aide du logiciel PLAXIS 2D version 8.2, Elle a été soumise à une combinaison de charge (charge permanente, charge d'exploitation et chargement sismique).

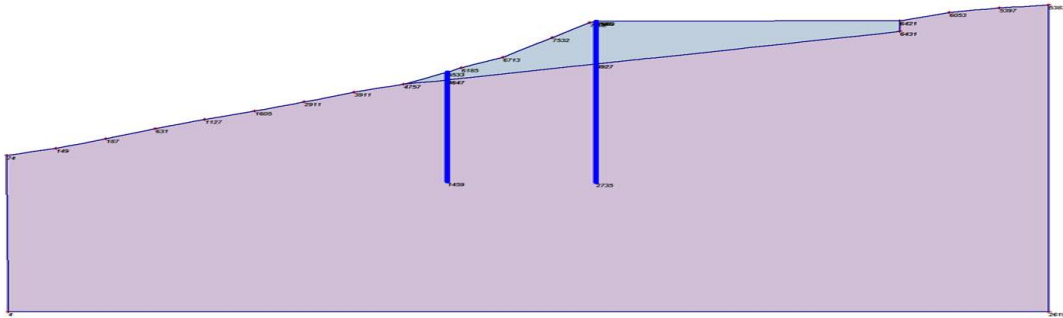


Figure 4.11: Modèle après introduction des pieux.

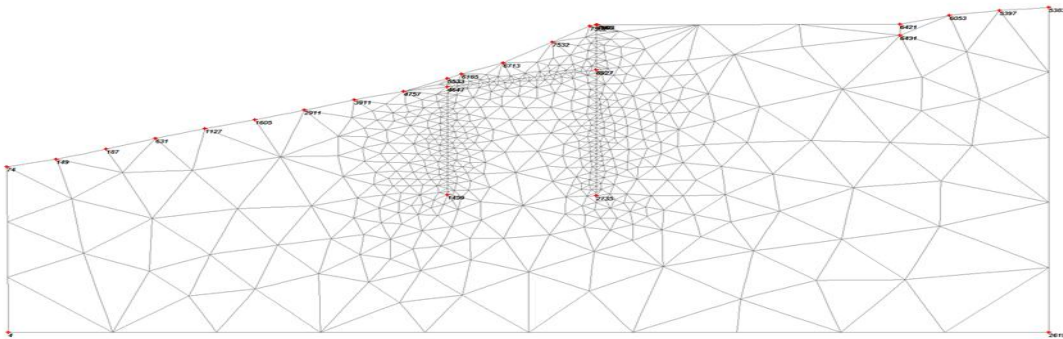


Figure 4.12: Déformée du maillage après introduction des pieux.

Il est à préciser que les pieux forés sont modélisés par une loi de comportement linéaire élastique. Le sol est modélisé, quant à lui, par une loi de comportement élastoplastique du type Mohr-Coulomb".

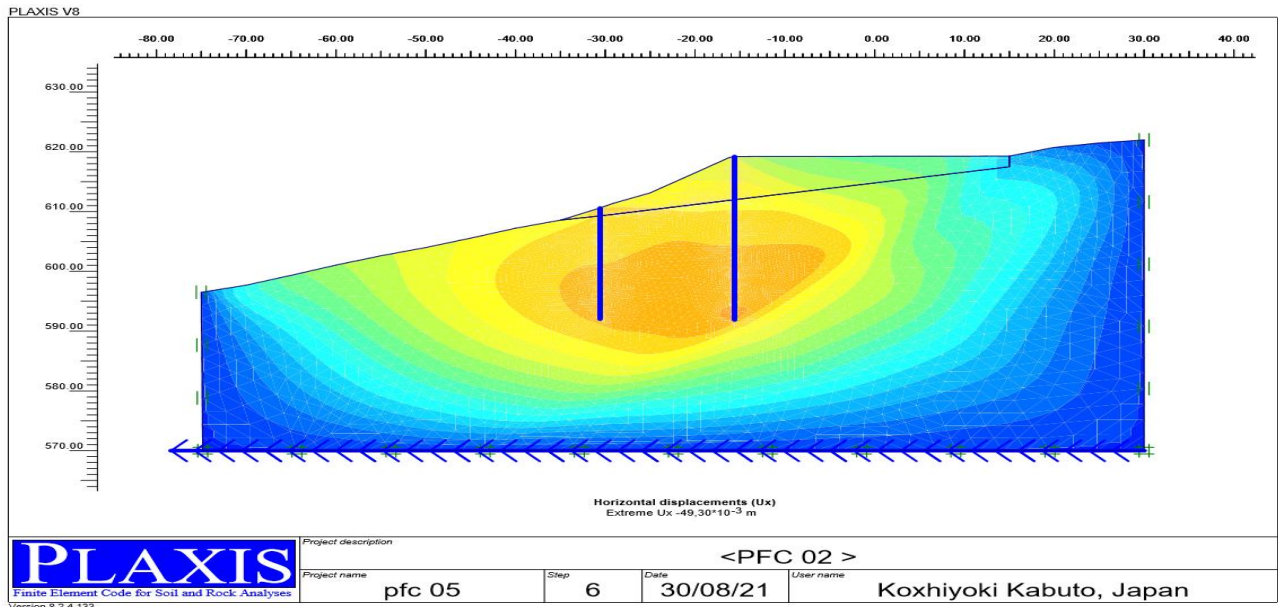


Figure 4.13: déplacement horizontal $U_x=4,93$ cm (Après traitement).

La figure 4.13 illustre la distribution des déplacements horizontaux du modèle après introduction des deux files de pieux. Notons que le plus grand déplacement enregistré est de $U_x = 4,90$ cm.

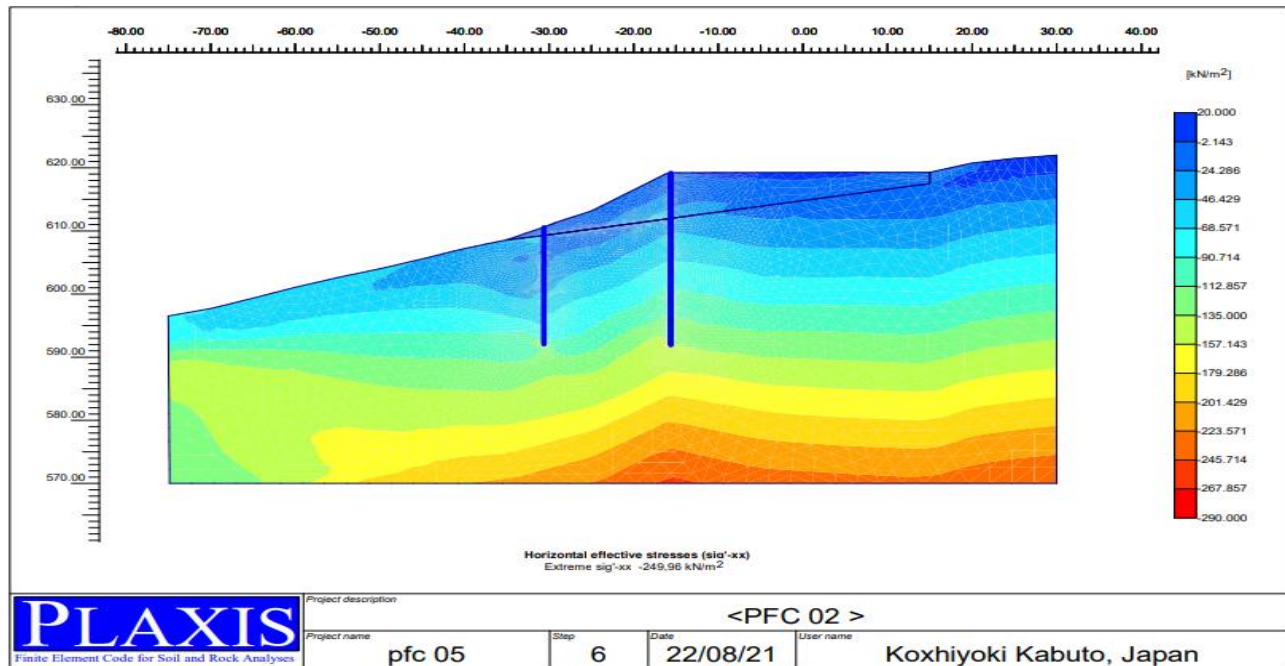


Figure 4.14: Distribution des contraintes horizontales (Après traitement).

La figure 4.14 montre que la grande valeur de la contrainte horizontale est de $-249,96 \text{ kN/m}^2$ située dans la partie inférieure du modèle. Notons que l'introduction des deux rangées de pieux a sensiblement stabilisé la plateforme de l'autoroute ce qui s'est traduit par des contraintes pas très significatives.

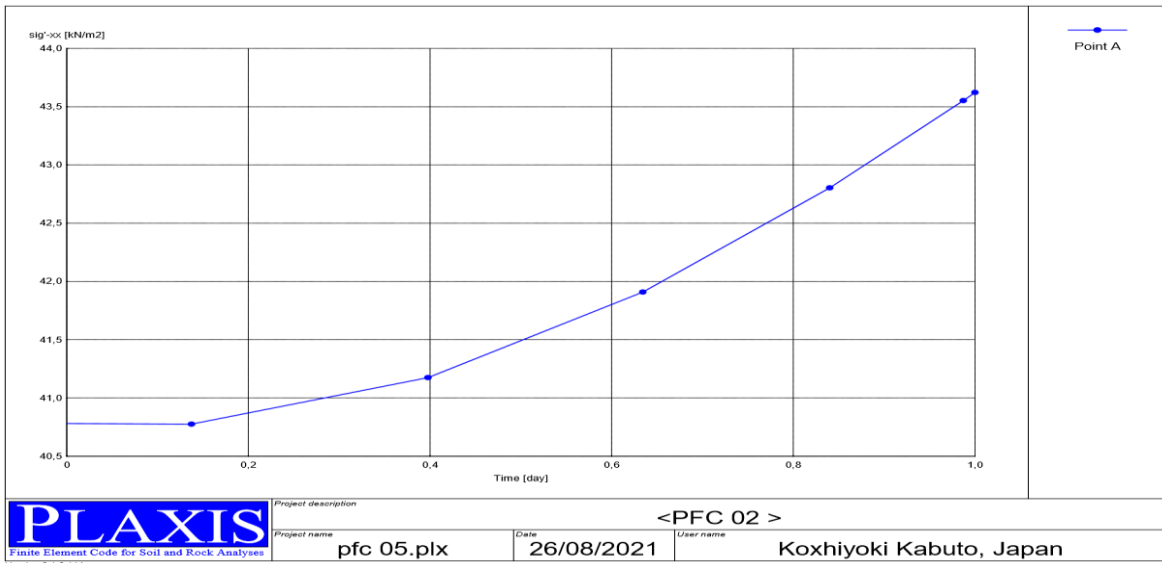


Figure 4.15 : Evolution des contraintes (Après traitement).

La figure 4.15 montre l'évolution des contraintes horizontales du point A. D'après les calculs, cette contrainte est de 43 kN/m².

4.4.3 Étude paramétrique :

La présente étude paramétrique a pour but d'étudier l'effet de quelques paramètres structuraux sur le comportement du modèle après l'introduction des pieux de stabilité, sous chargement statique et dynamique.

Trois paramètres ont été choisis dans cette étude. Il s'agit de l'étude de l'influence du diamètre, la longueur et la position des pieux.

4.4.3.1 Cas statique :

a) Effet du diamètre:

Afin d'étudier l'effet de la variation du diamètre, trois (03) valeurs ont été prises soit $d = 1,00 \text{ m}$ $d = 1,20 \text{ m}$ réalisé et $d = 1,50 \text{ m}$.

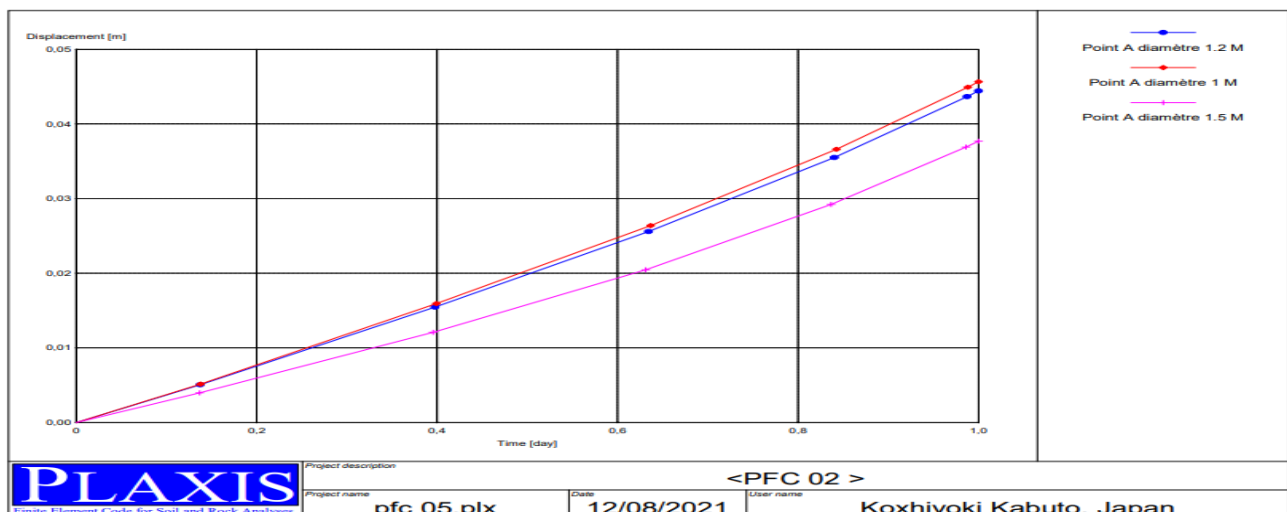


Figure 4.16 : Evolution des déplacements horizontaux pour les 03 valeurs de diamètre

La figure 4.16 montre que l'évolution des déplacements horizontaux n'est très significative en passant d'un diamètre de $d=1.00\text{m}$ à 1.20m où les déplacements sont quasiment confondus

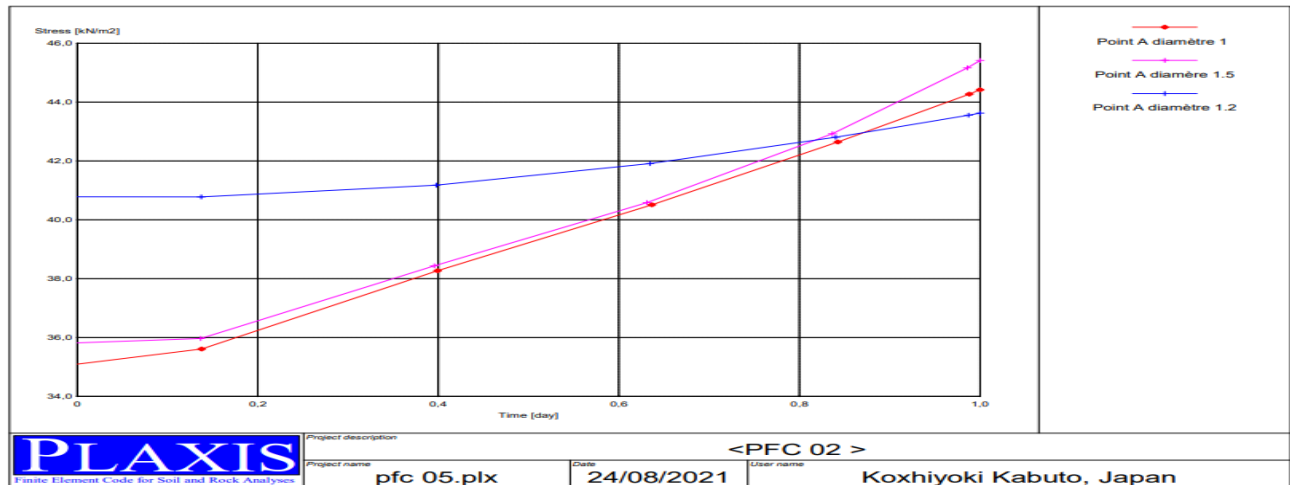


Figure 4.17: Distribution des contraintes pour les 03 valeurs de diamètre des pieux

Tableau 4.1 : l'évolution des déplacements et des contraintes (avec pieux).

Diamètres(m)	Déplacement (cm)	Contrainte (kN/m^2)
1	4,5	44,25
1,2	4,4	43,67
1,5	3,8	45,41

La figure 4.17 et le tableau 4.1 présentent ce qui suit :

- le contrainte a augmenté de 3.83% en passant de 1, 2m à 1,5m et il est de l'ordre de 2.55% pour un diamètre de 1m.

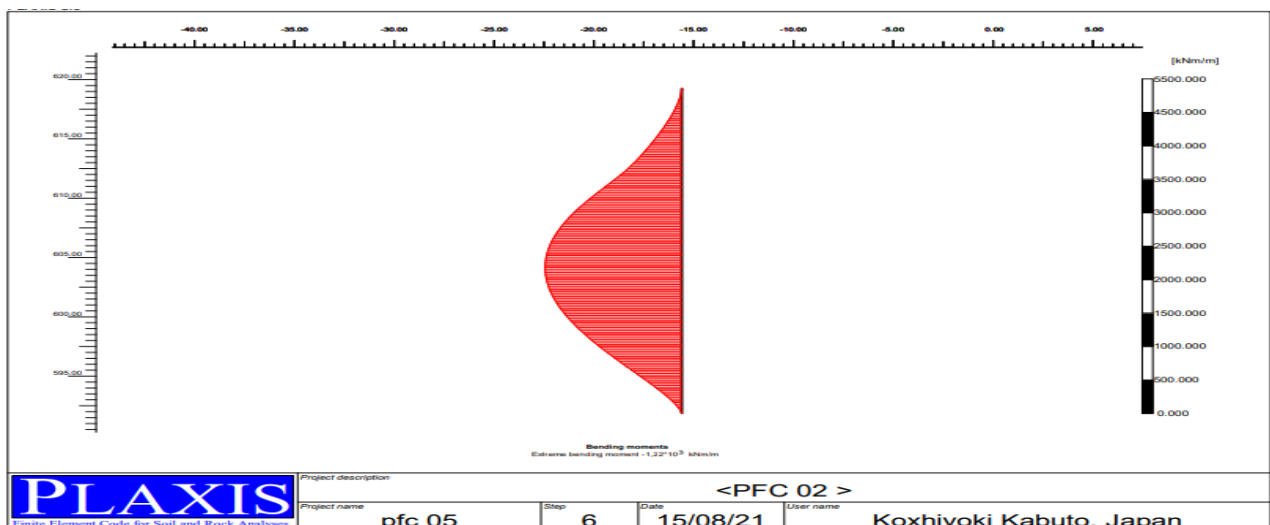


Figure 4.18: Diagrammes des moments fléchissant (diamètre d=1,20 m).

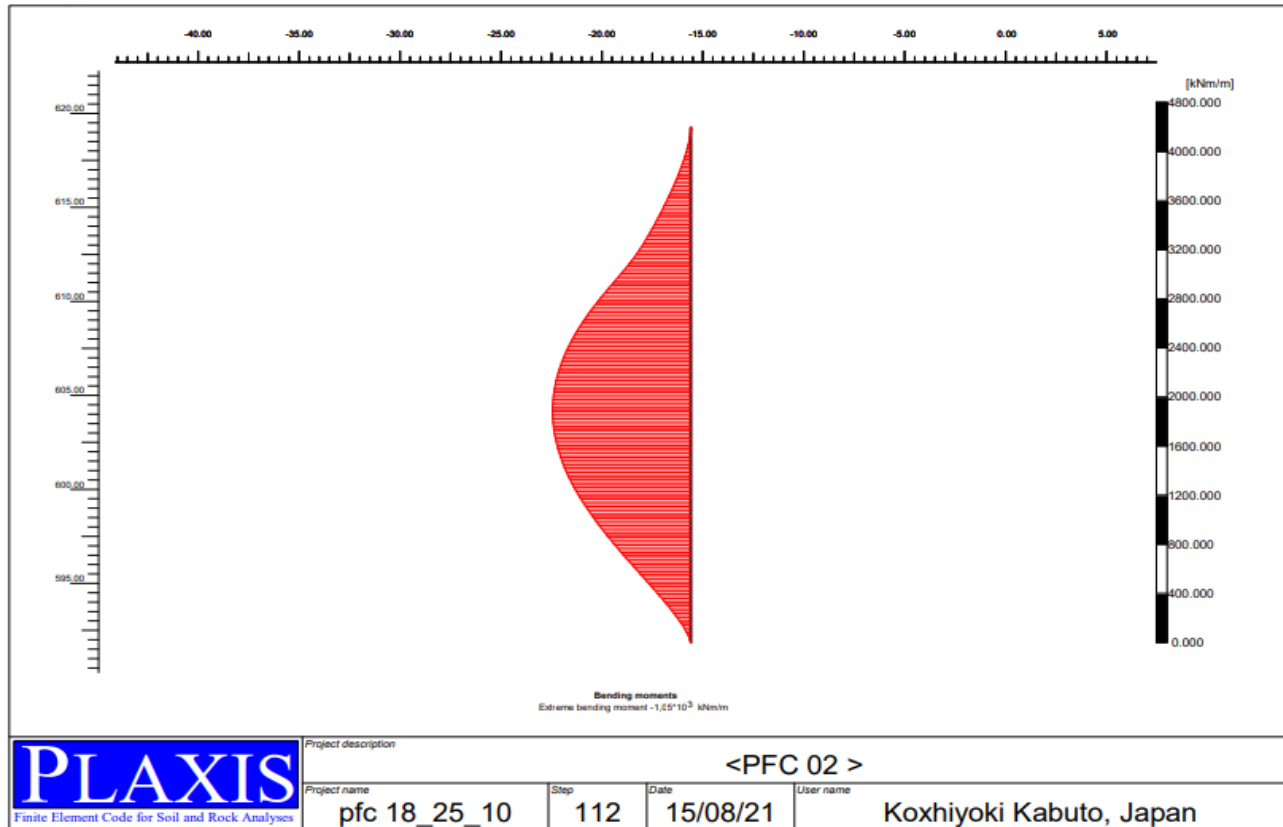


Figure 4.19 : Diagrammes des moments fléchissant (diamètre d=1.00m).

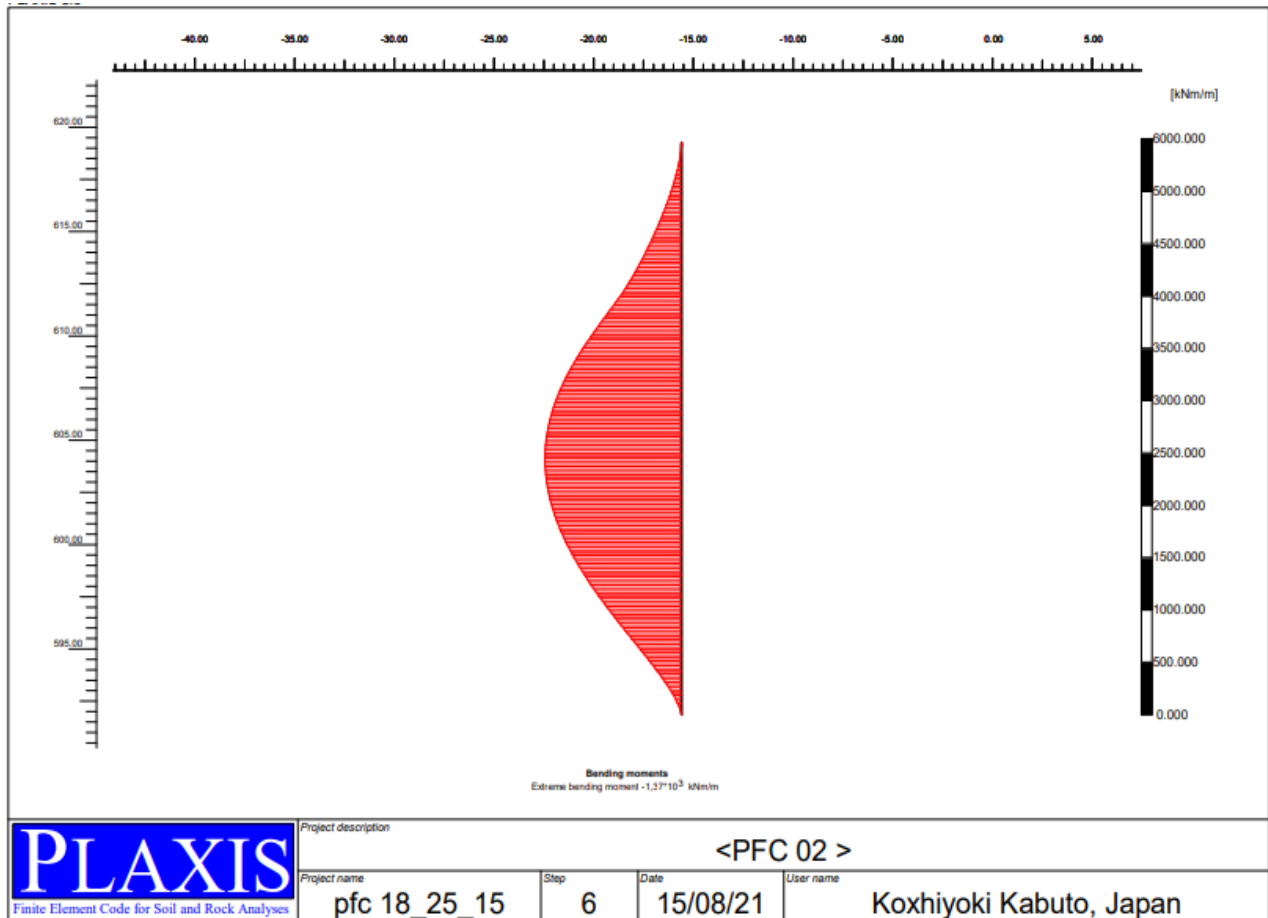


Figure 4.20 : Diagrammes des moments fléchissant (diamètre d=1,50 m).

Tableau 4.2: Valeurs des moments fléchissant.

Diamètres (m)	Moment (kN.m)
1	$-1,05 \times 10^3$
1,2	$-1,22 \times 10^3$
1,5	$-1,37 \times 10^3$

-le tableau 4.2 donne les valeurs des moments pour les pieux des diamètres (d=1m, d=1,2m, d=1,5 m) ; d'après ce tableau on constate ce qui suit

- Quand le diamètre des pieux est de d=1,00 m ; le moment est $-1,05 \times 10^3$ kN.m.
- Quand le diamètre des pieux est de d=1,20 m ; le moment est $-1,22 \times 10^3$ kN.m.
- Quand le diamètre des pieux est de d=1,50m ; le moment est $-1,37 \times 10^3$ kN.m.

A l'issue de cette étude, on peut conclure que la distribution des moments fléchissant au niveau des pieux n'est pas affectée par le changement du diamètre.

b) Effet de la longueur :

On a procédé à la variation de la longueur des pieux trois (03) valeurs ont été prises (10-15m, **18,6-25m** réalisés, 20-30m).

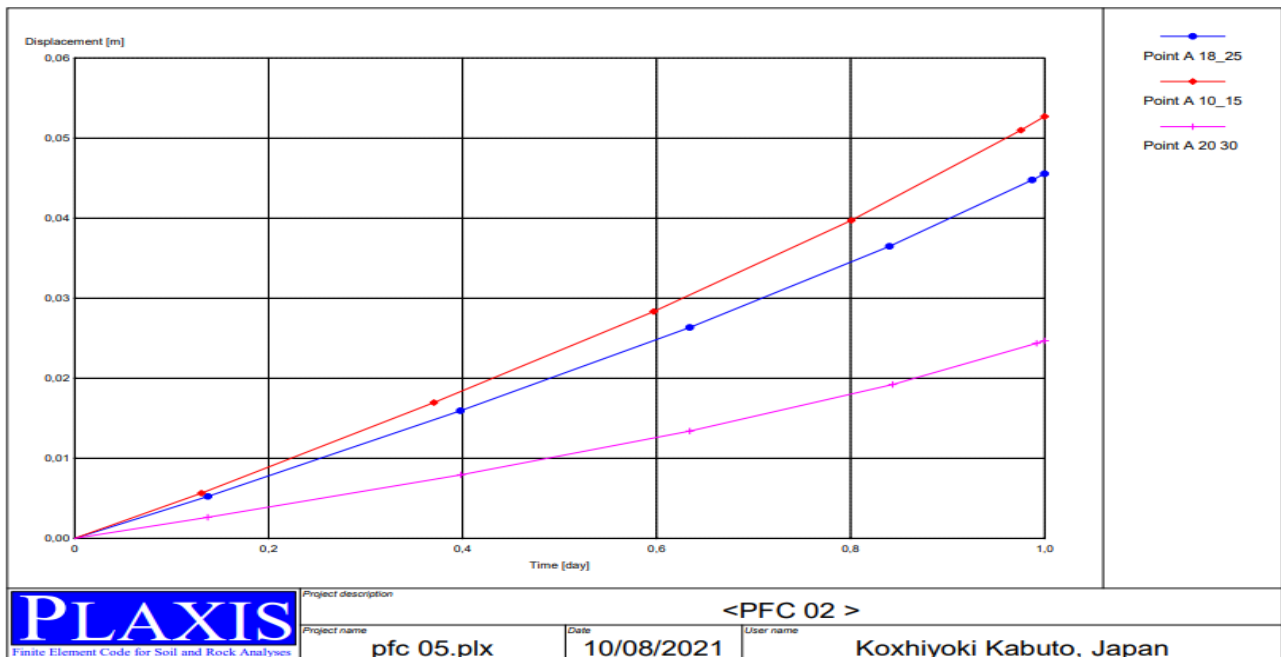


Figure 4.21 : Distribution des déplacements.

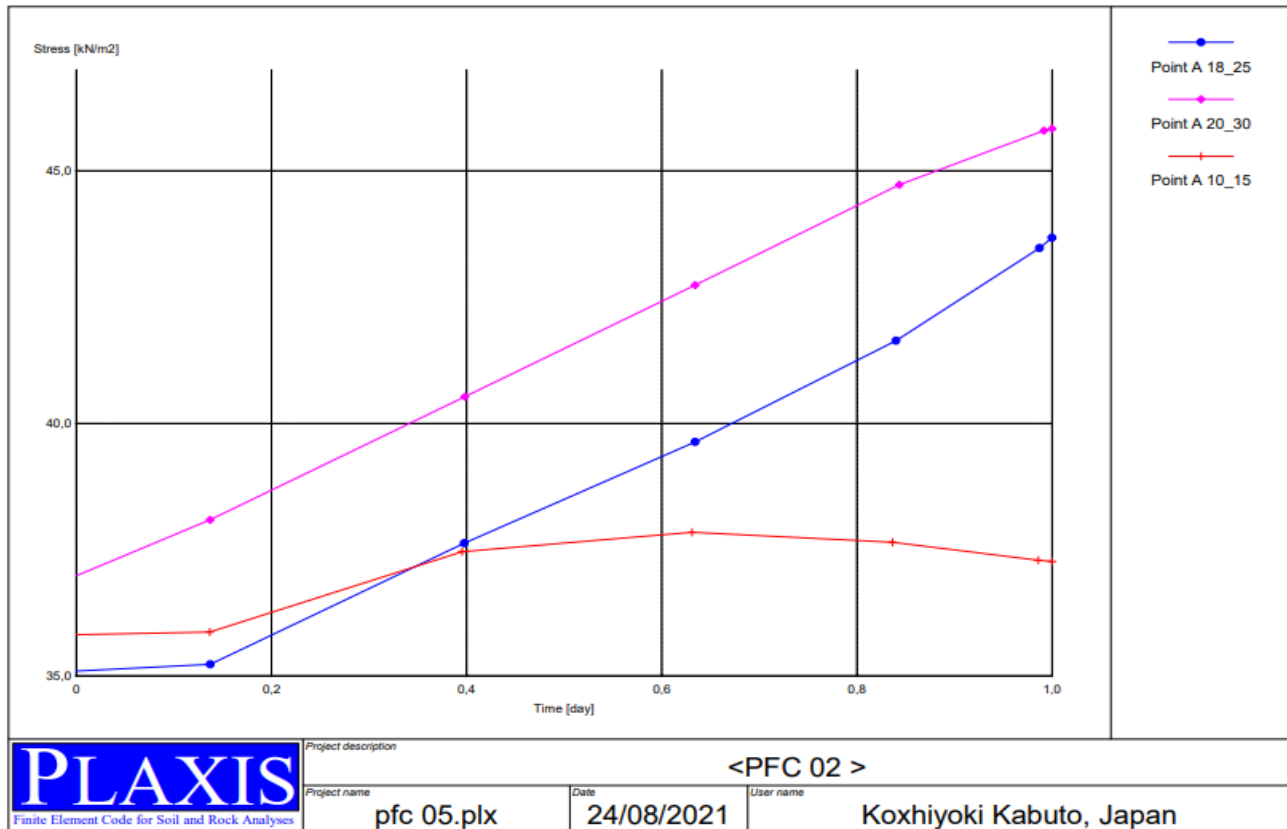


Figure 4.22 : Evolution des contraintes avec pieux

Tableau 4.3 : Évolution des déplacements et des contraintes (changement de la longueur).

Longueur des 02 files de pieux (m)	Déplacements (cm)	Contraintes (kN/m ²)
10-15	5,2	37,26
18,6-25	4,4	43,67
20-30	2,5	45,85

-les figures 4.21 et 4.22 et tableau 4.3 récapitulent les résultats des déplacements et des contraintes d'après les figures et le tableau. On peut remarquer ce qui suit :

-le déplacement pour le cas de longueur (20-30) reste inférieur par rapport aux autres cas.

- la contrainte de cas de longueur (20m-30m) reste supérieure par rapport aux autres cas.

-les pieux de longueur (20m-30m) apportent plus de stabilité en termes de déplacements par rapport aux autres longueurs des pieux.

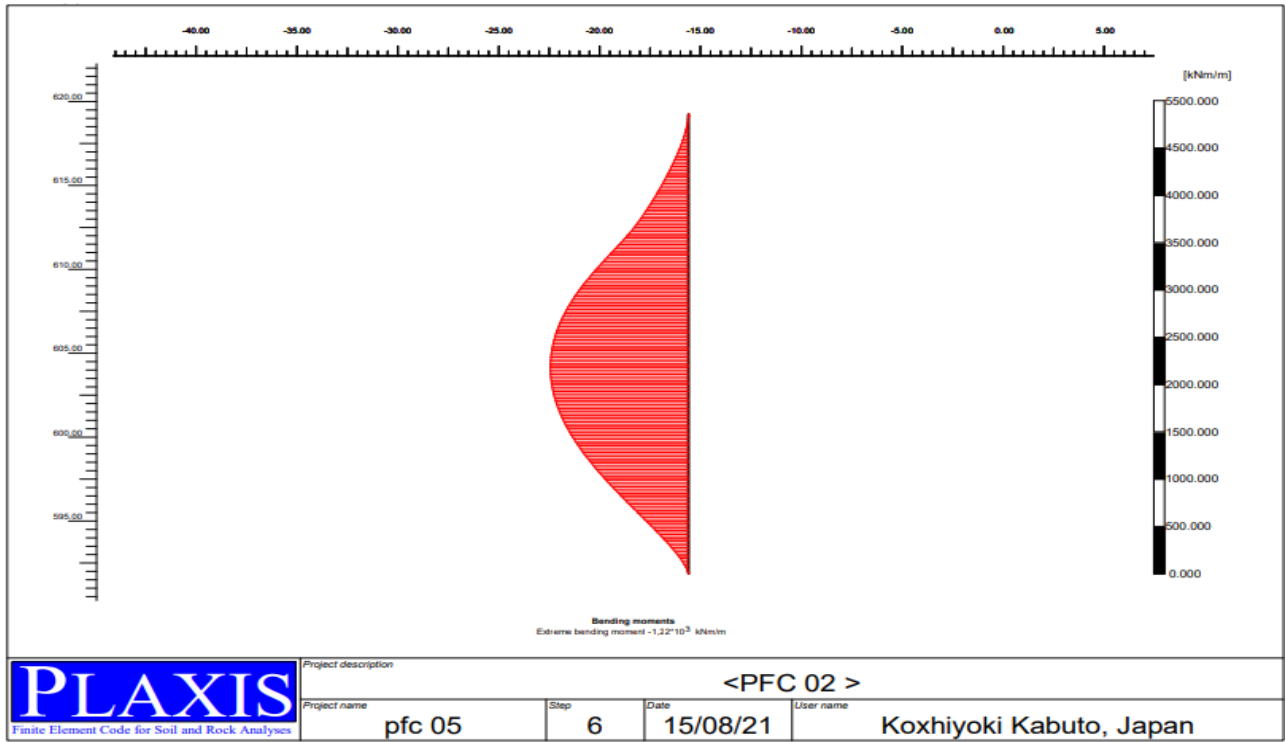


Figure 4.23 : Diagrammes des moments fléchissant. (Longueur des pieux 18,6m -25m).

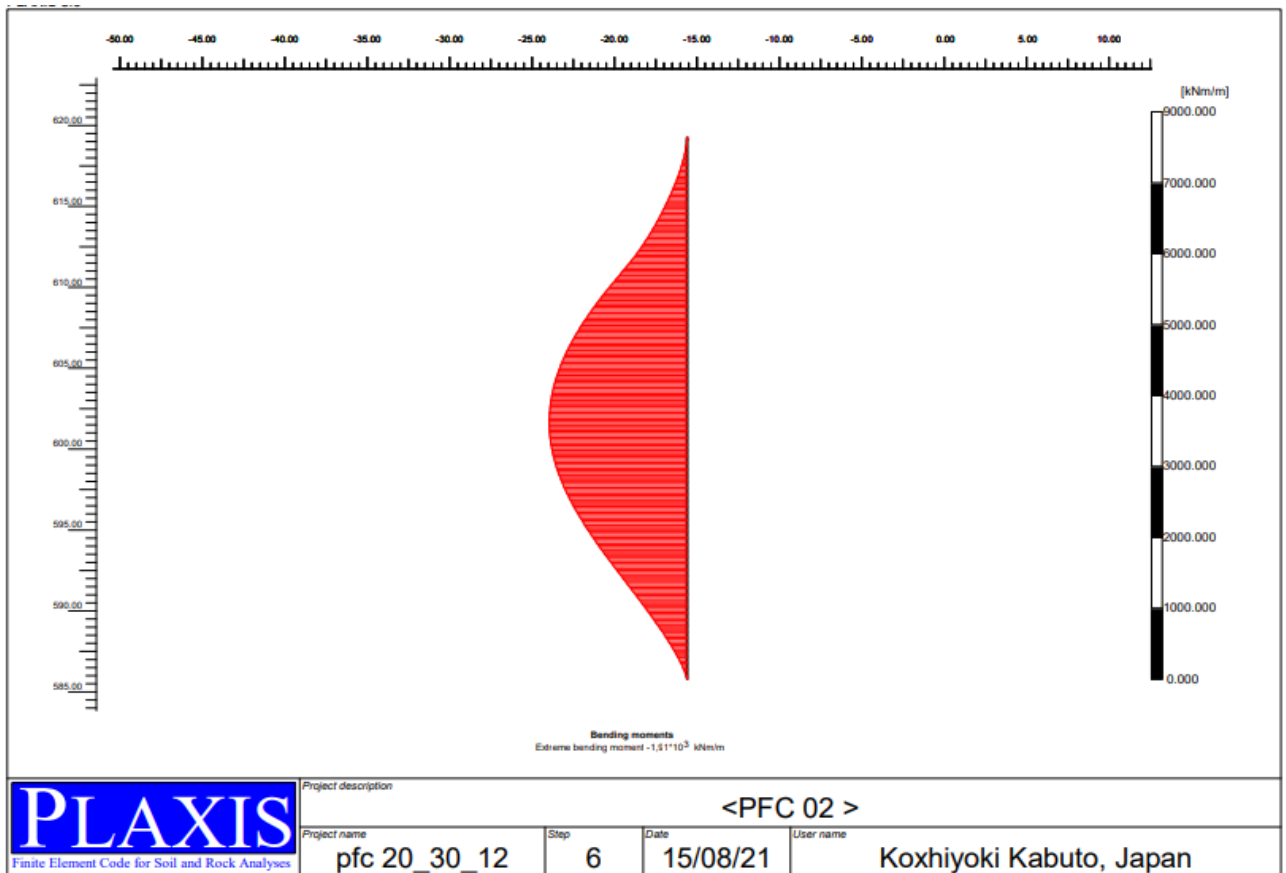


Figure 4.24 : Diagrammes des moments fléchissant. (Longueur des pieux 20m -30m).

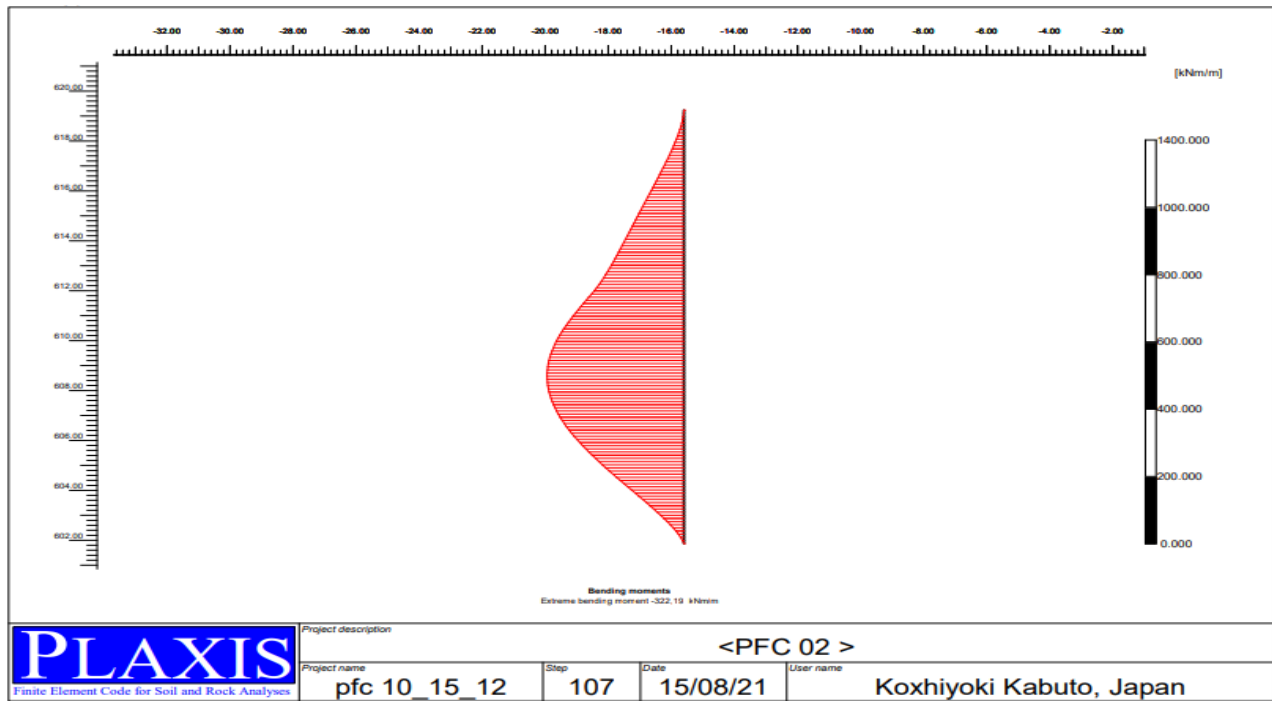


Figure 4.25 : Diagrammes des moments fléchissant. (Longueur des pieux 10m -15m).

Tableau 4.4: Valeurs des moments fléchissant.

Longueur des pieux (m)	Moment (kN.m)
10-15	-322,19
18,6-25	$-1,22 \times 10^3$
20-30	$-1,91 \times 10^3$

-le tableau 4.4 Le illustre la distribution des moments pour les pieux des profondeurs (18,6 -25m ; 10-15m ; 20-30m) ; d'après ce tableau on constate ce qui suit

- Quand la profondeur des pieux est de (10-15m) ; le moment est -322,19 kN.m.
- Quand la profondeur des pieux est de (18,6-25m) ; le moment est $-1,22 \times 10^3$ kN.m.
- Quand la profondeur des pieux est de (20-30m) ; le moment est $-1,91 \times 10^3$ kN.m.

c) Effet de la position:

-On a procédé au changement de position de pieu 3 cas ont été prises (Cas réel- Au milieu du talus- À la limite de talus).

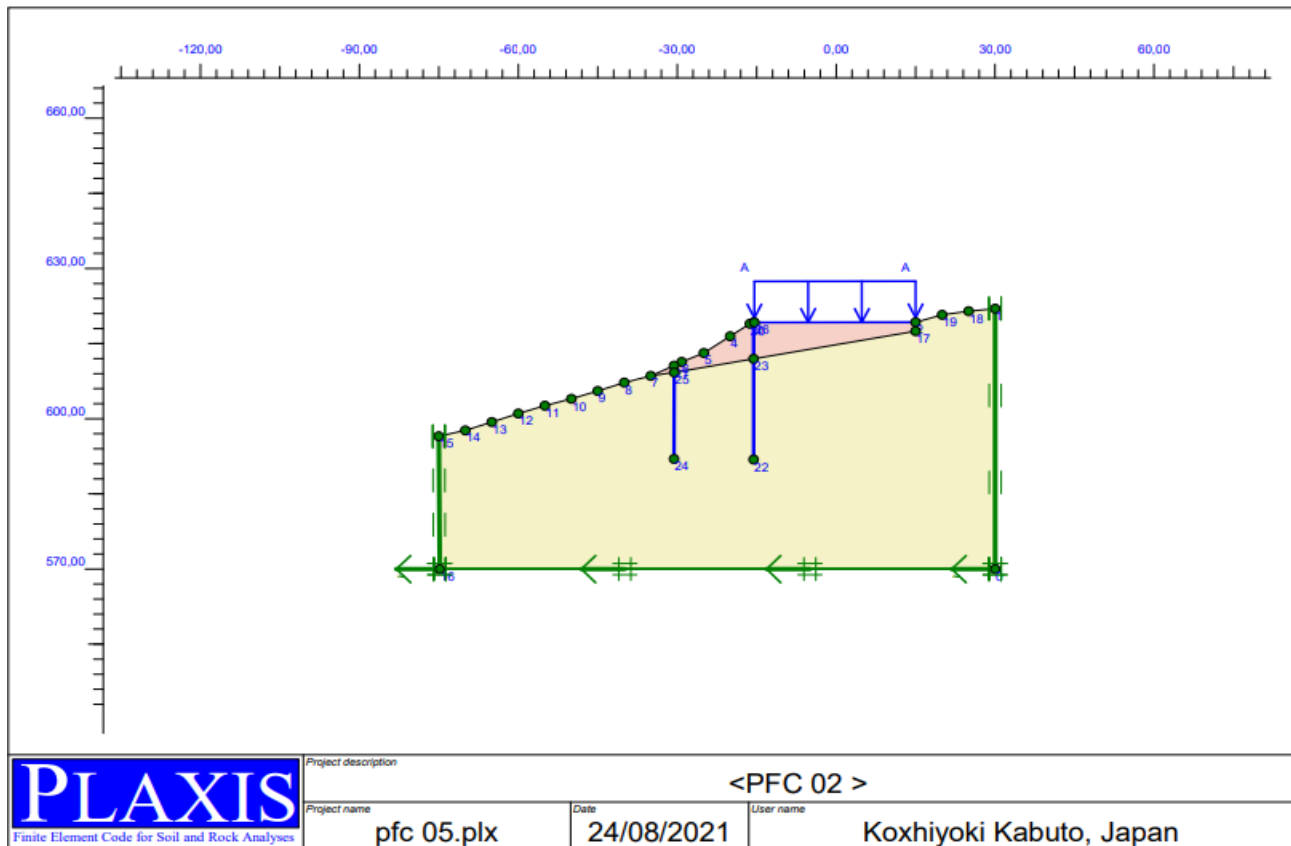


Figure 4.26:Modèle de position des pieux dans le cas réel

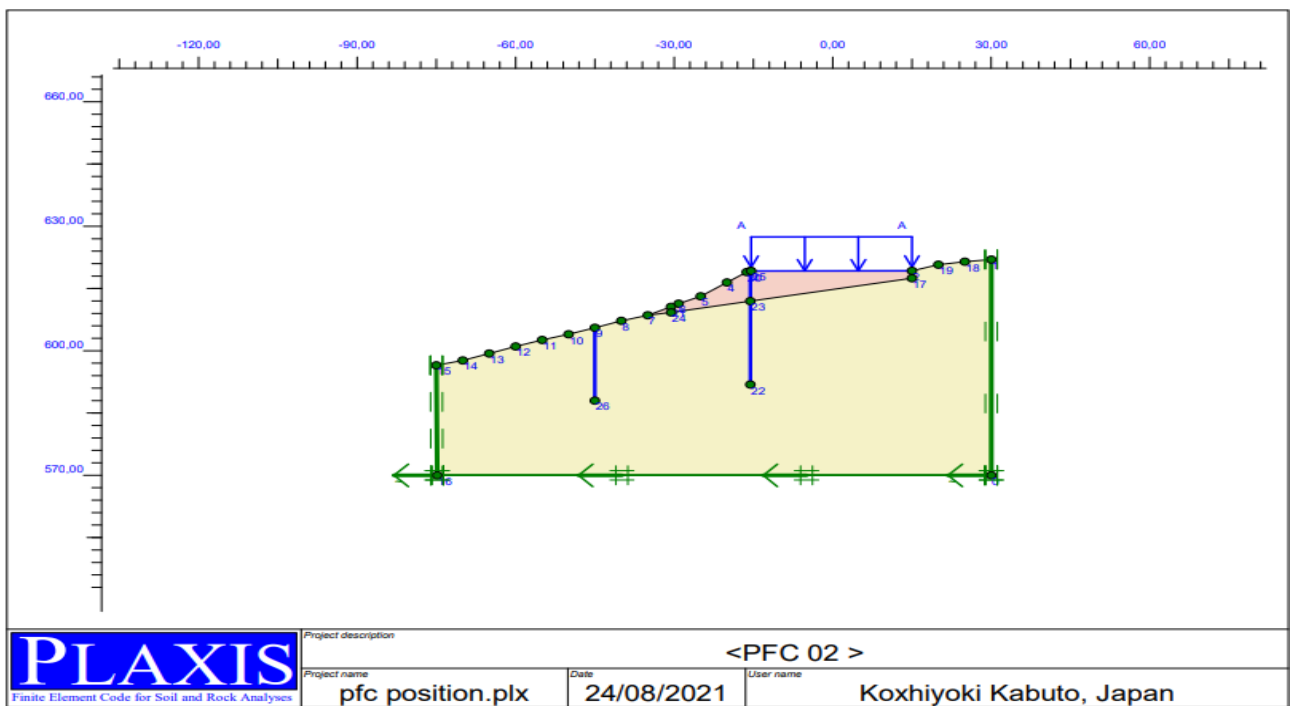


Figure 4.27:modèle de position de pieux après le changement le file de 18,6 m au milieu du talus.

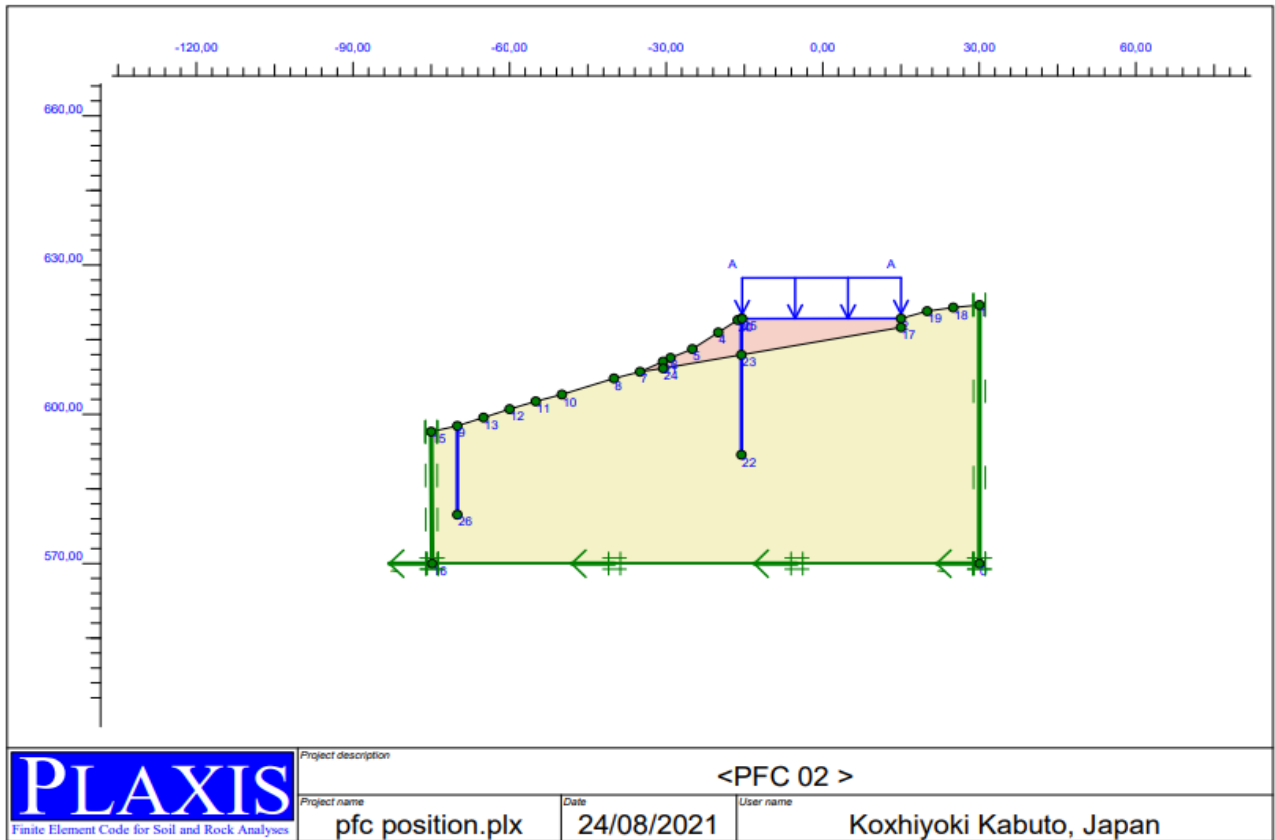


Figure 4.28: modèle de position de pieux après le changement le file de 18,6 m au limite du talus.

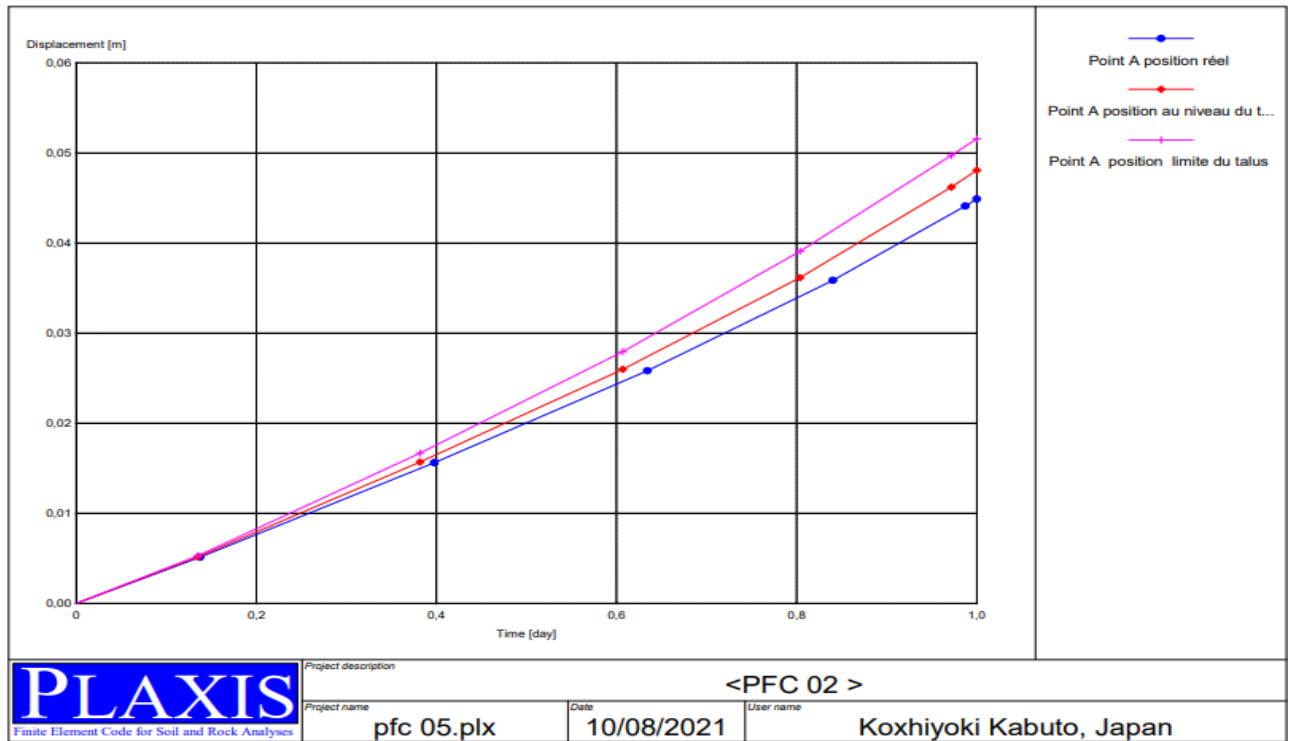


Figure 4.29: Évolution de la distribution des Déplacements avec pieux (changement de la position).

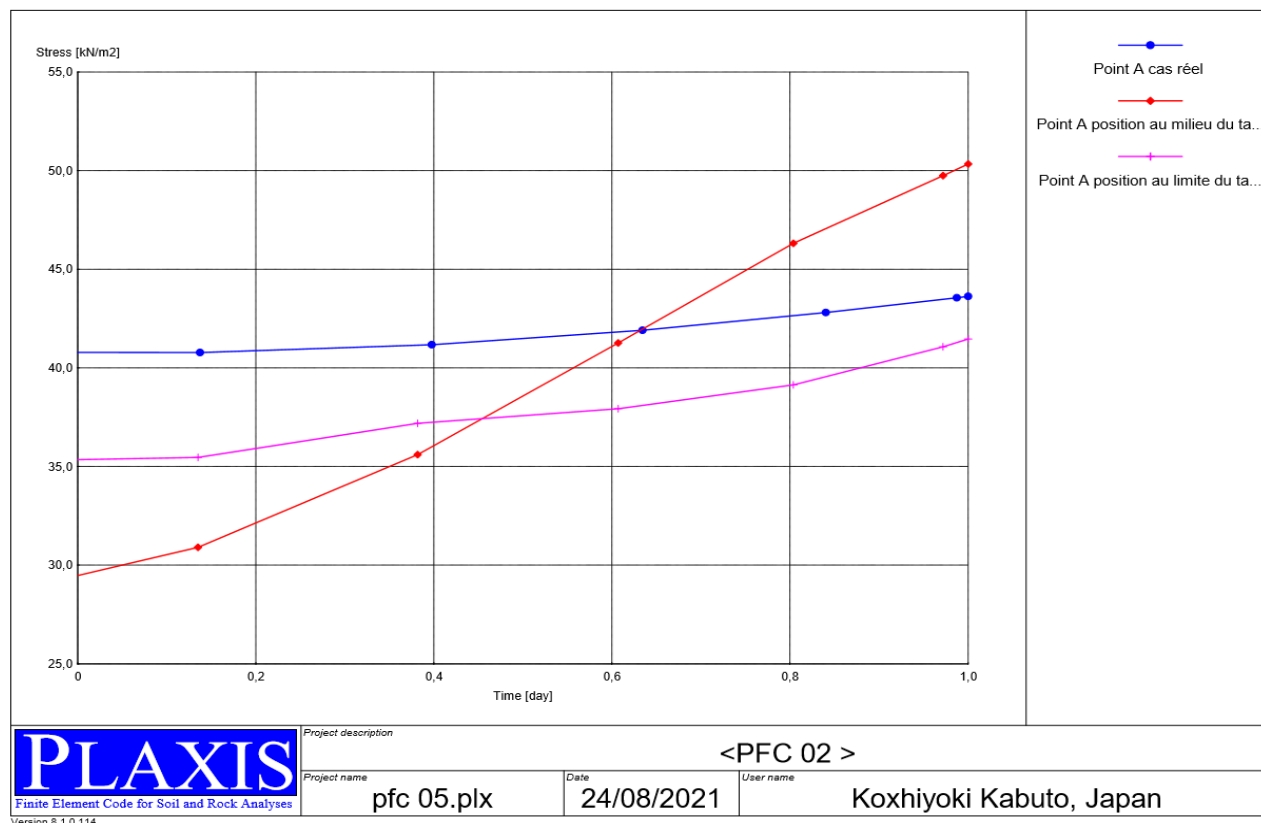


Figure 4.30 : Évolution de la distribution des contraintes avec pieux (changement de la position).

Tableau 4.5 : Évolution des déplacements et des contraintes (avec pieux).

Position	Déplacements (cm)	Contraintes (kN/m ²)
Cas réel	4,4	43,67
Au milieu du talus	4,8	50,33
À la limite de talus	5,2	41,66

-les figures 4.29 et 4.30 et tableaux 4.5 récapitulent les résultats des déplacements et des contraintes, les figures et le tableau nous montre ce qui suit:

-la position des pieux dans le cas réel est la plus logique par rapport aux autres positions, car son déplacement est petit .

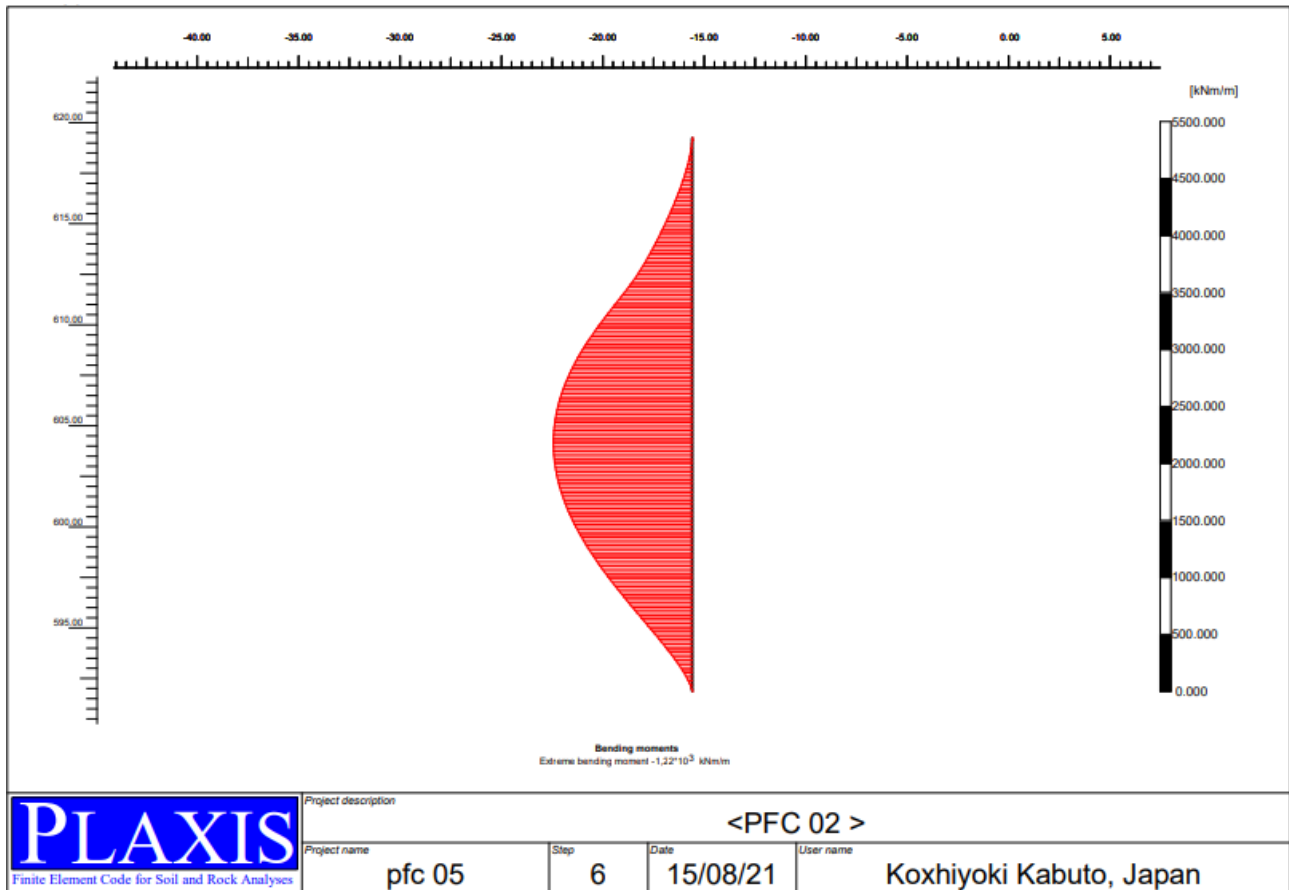


Figure 4.31 : Diagrammes des moments fléchissant. (Position cas réel).

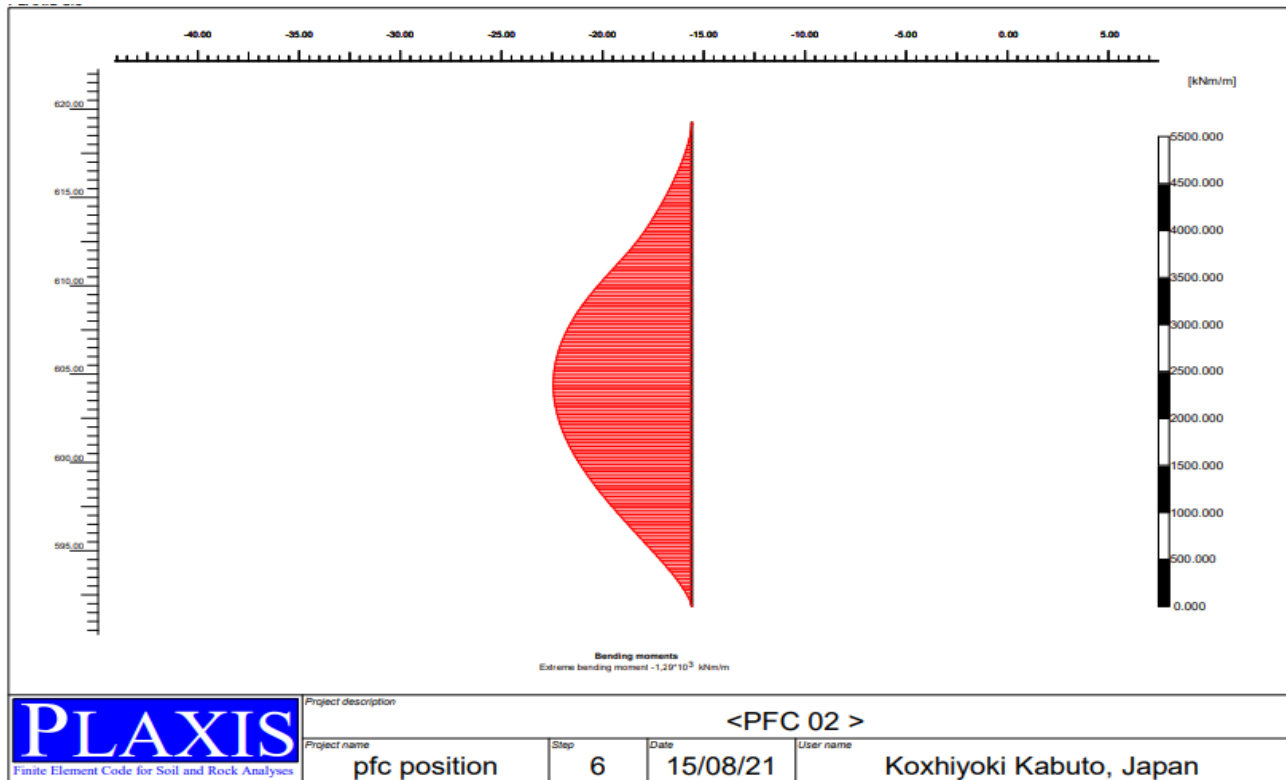


Figure 4.32 : Diagrammes des moments fléchissant. (Position au milieu du talus).

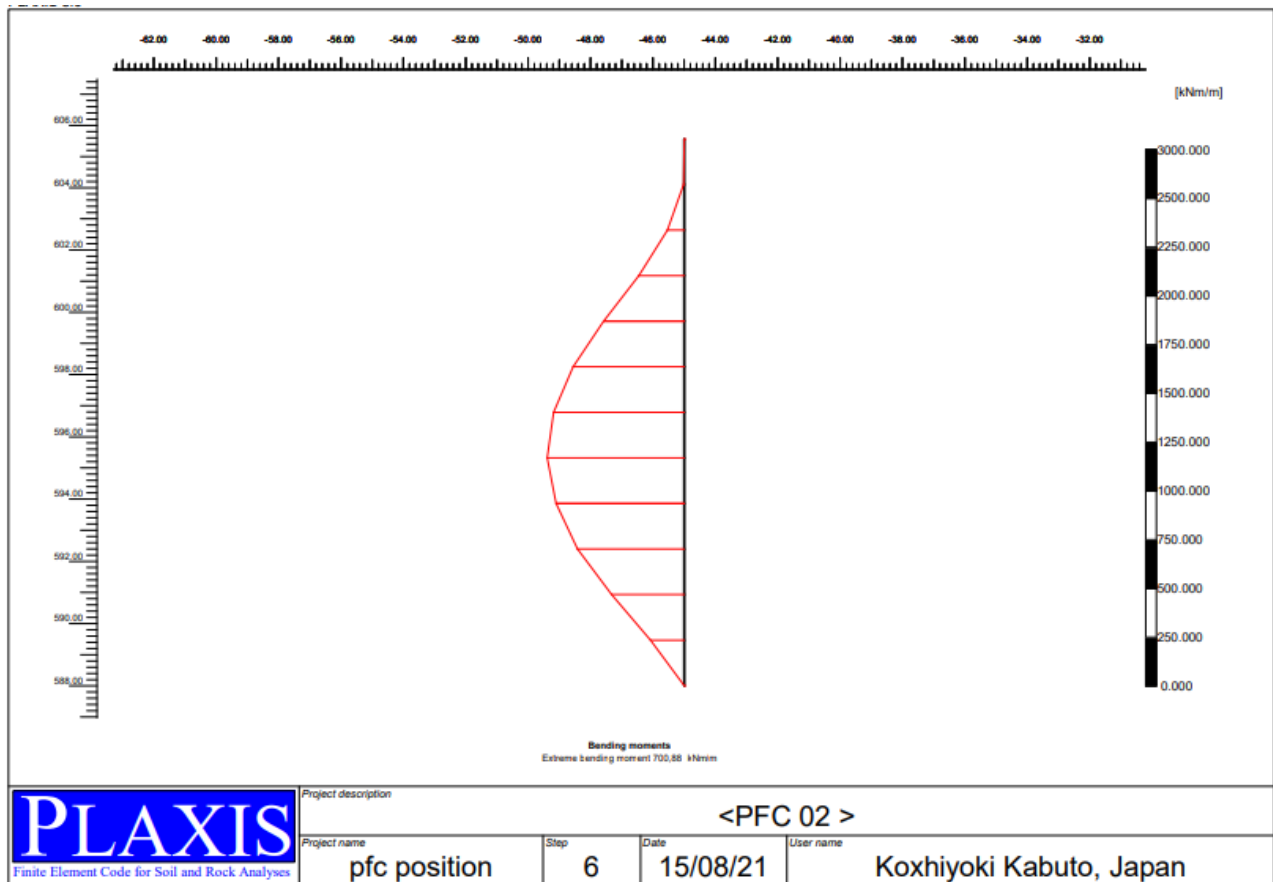


Figure 4.33: Diagrammes des moments fléchissant. (Position à la limite du talus).

Tableau 4.6: Valeurs des moments fléchissant.

Position	Moment (kN.m)
Cas réel	$-1,22 \times 10^3$
Au milieu du talus	$-1,29 \times 10^3$
À la limite de talus	700,88

Tableau 4.7 : Récapitulatif du coefficient de sécurité selon les différentes configurations du modèle

cas statique	diamètre 1 m	diamètre 1.2 m	diamètre 1.5 m	profondeur -	profondeur réel	profondeur r +	position au milieu du talus	position à la limite du talus	position réel
Coefficient de sécurité F_s	1,245	1,246	1,295	1,125	1,246	1,314	1,243	1,238	1,246

Le tableau 4.7 récapitule le coefficient de sécurité après le changement du diamètre, de la longueur et la position des pieux. D'après ce tableau, on peut observer ce qui suit :

- Le coefficient de sécurité pour le modèle ayant des pieux de 1,5m de diamètre est le plus important par rapport aux autres modèles. Il est de $F_s=1,295$
- Le coefficient de sécurité de profondeur 20-30 m est le plus assurée. Il est de $F_s=1,314$
- Le coefficient de sécurité de la position de cas réel est la plus assurée que les autres positions indiquées au tableau. Il est de $F_s=1,246$

4.4.3.2 Cas sismique :

Le chargement sismique, accélérogramme, pris en compte pour l'analyse dynamique est celui du séisme de Boumerdès du 21 mai 2003, caractérisé par une magnitude de $M_w=6.8$ sur l'échelle de Richter. Ce séisme a causé 2300 morts et des dommages matériels considérables. De fortes répliques sismiques ont été enregistrées et notamment celles enregistrées au site de Keddara situé au Sud-Est de la capitale Alger et à 20 km de l'épicentre. Le modèle a été soumis à une combinaison de charge (charge permanente, charge d'exploitation et chargement sismique provenant du séisme de Boumerdes 2003) dont le chargement sismique appliqué est illustré dans la figure 4.34.

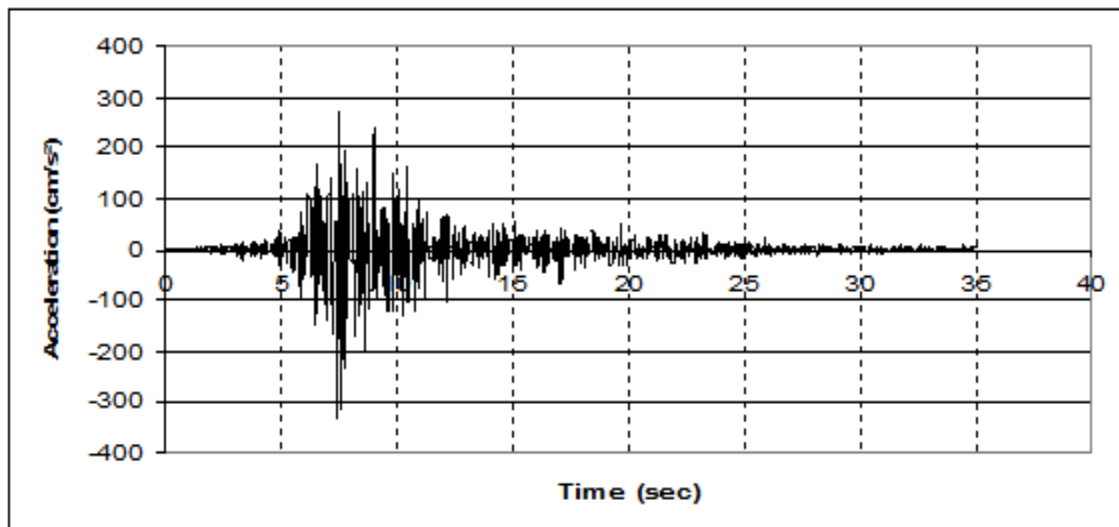


Figure 4.34:Le chargement sismique appliqué

Cette figure montre les accélérations enregistrées de la station de Kaddara 2, qui a donné la plus grande PGA par rapport aux autres stations du réseau d'accélérographes algériens. Le pic de l'accélération a atteint 0,58g dans la direction horizontale, composante Est-Ouest, et 0,35 g pour la composante Nord-Sud, tandis qu'il est de 0,22 g pour la composante verticale.

Le maximum des accélérations (Peak Ground Acceleration : PGA) sur le site de Keddara ont atteint la valeur de $PGA=0,58g$ à la station de Keddara 2 suivant la direction Est-Ouest, contre une valeur de $PGA=0.34g$ à la station de Keddara 1. Les données de ces événements ont été obtenues à partir des enregistrements de réseau du Centre National de la Génie Sismique CGS d'Alger.

Bien que diverses simulations ont été effectuées, nous ne présentons que la déformée de la configuration à la fin du chargement sismique ($t= 35$ secondes).

Pour l'étude paramétrique, les trois paramètres déjà utilisés pour le cas statique ont été réétudiés. Il s'agit de l'influence du diamètre, la longueur et la position des pieux.

Afin d'étudier l'effet de la variation du diamètre, trois (03) valeurs ont été prises soit $d = 1,00 \text{ m}$, $d = 1,20 \text{ m}$ réalisé et $d = 1,50 \text{ m}$.

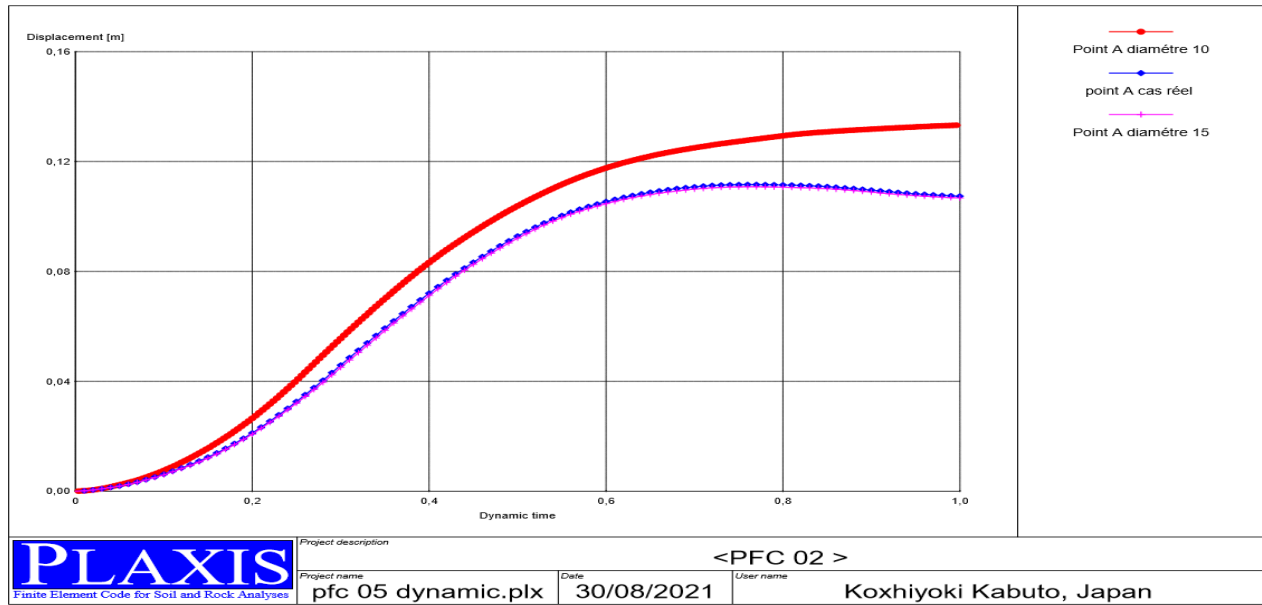


Figure 4.35 : Évolution des déplacements pour les 03 valeurs de diamètre des pieux.

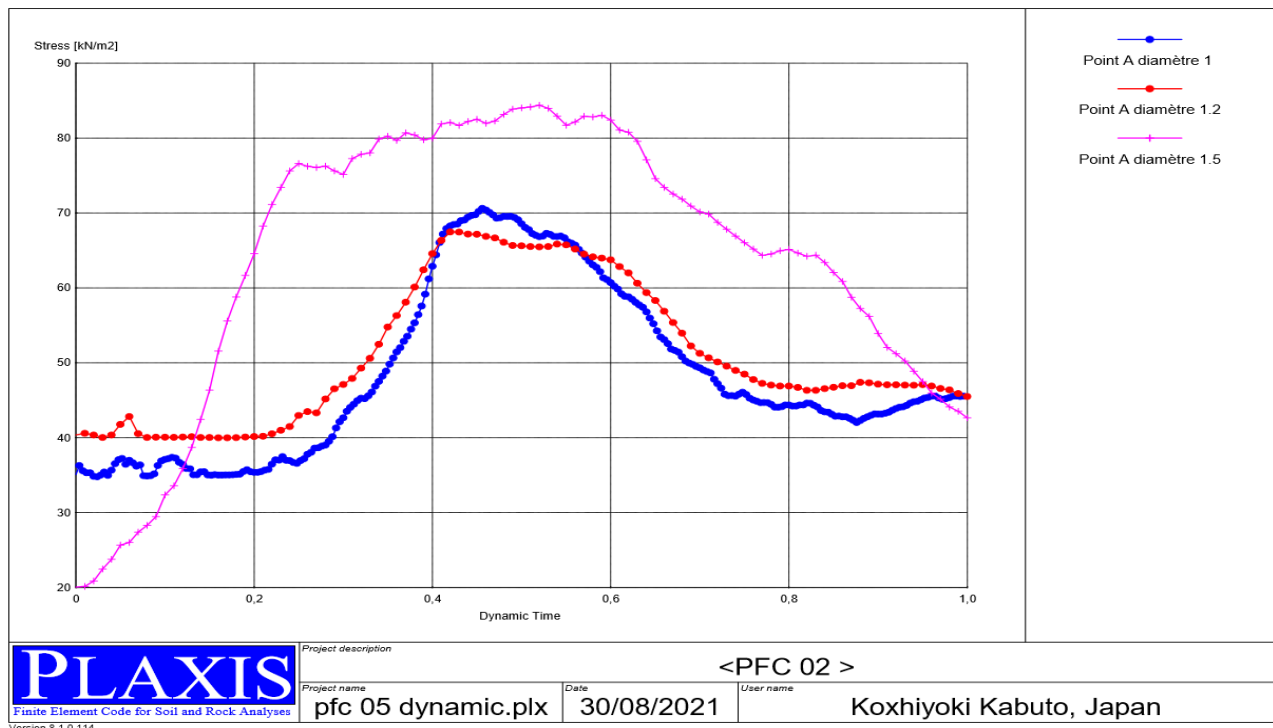


Figure 4.36 : Distribution des contraintes pour les 03 valeurs de diamètre des pieux.

Tableau 4.8 : l'évolution des déplacements et des contraintes pour les 03 valeurs de diamètre

Diamètre(m)	Déplacements (cm)	Contraintes (kN/m ²)
1,00	13,3	67,47
1,20	10,8	70,60
1,50	10,7	84,37

Les figures 4.35 ; 4.36 et tableau 4.8 les résultats obtenus sont en accord avec l'effet de la variation du diamètre montre ce qui suit :

- Le déplacement le plus important est enregistré pour le cas d'un diamètre de 1.00m. Il est de 13,3 cm avec une majoration de 18,79% par rapport à celui obtenu avec un diamètre de d=1.20m.
- Le déplacement le plus petit a été enregistré pour le cas d'un diamètre de 1.50 m. Il est de 10,7 cm seulement.
- Quant aux contraintes enregistrées, elles sont quasiment confondues pour les trois (03) modèles.

Effet du changement de diamètre :

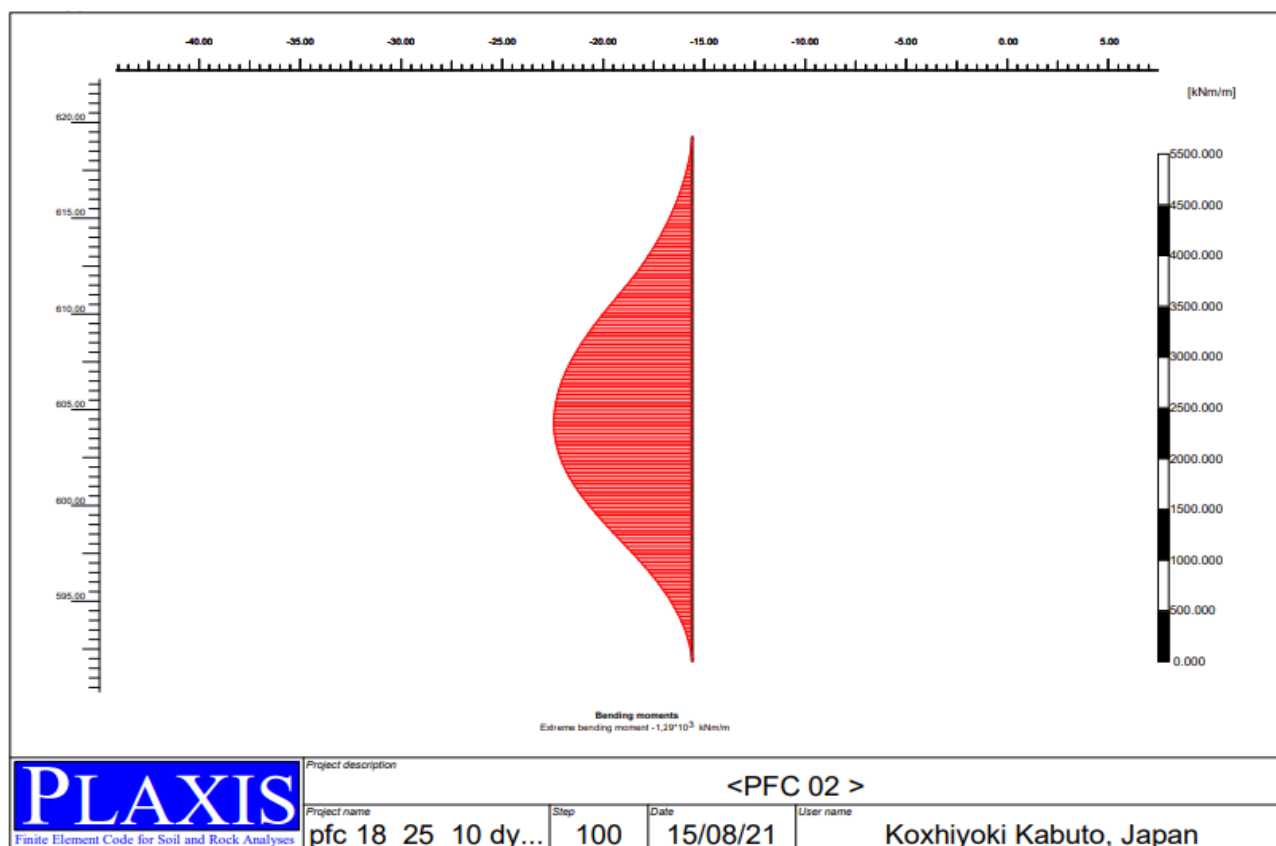


Figure 4.37: Diagrammes des moments fléchissant (Diamètre d=1,00m).

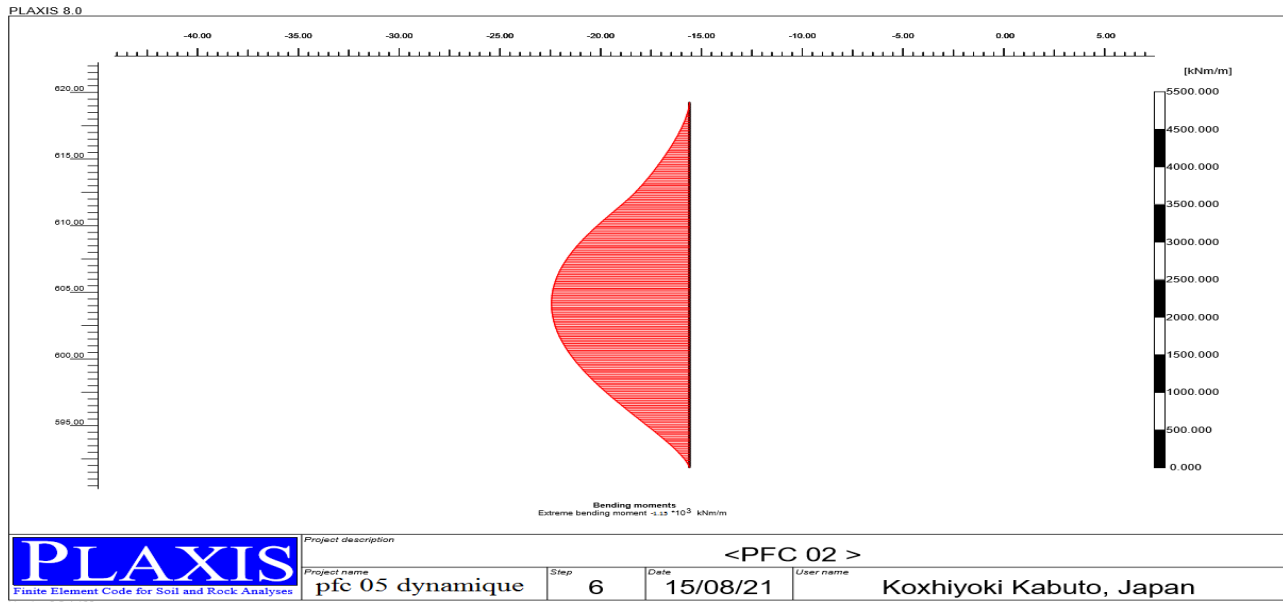


Figure 4.38 : Diagrammes des moments fléchissant (Diamètre d=1,20m).

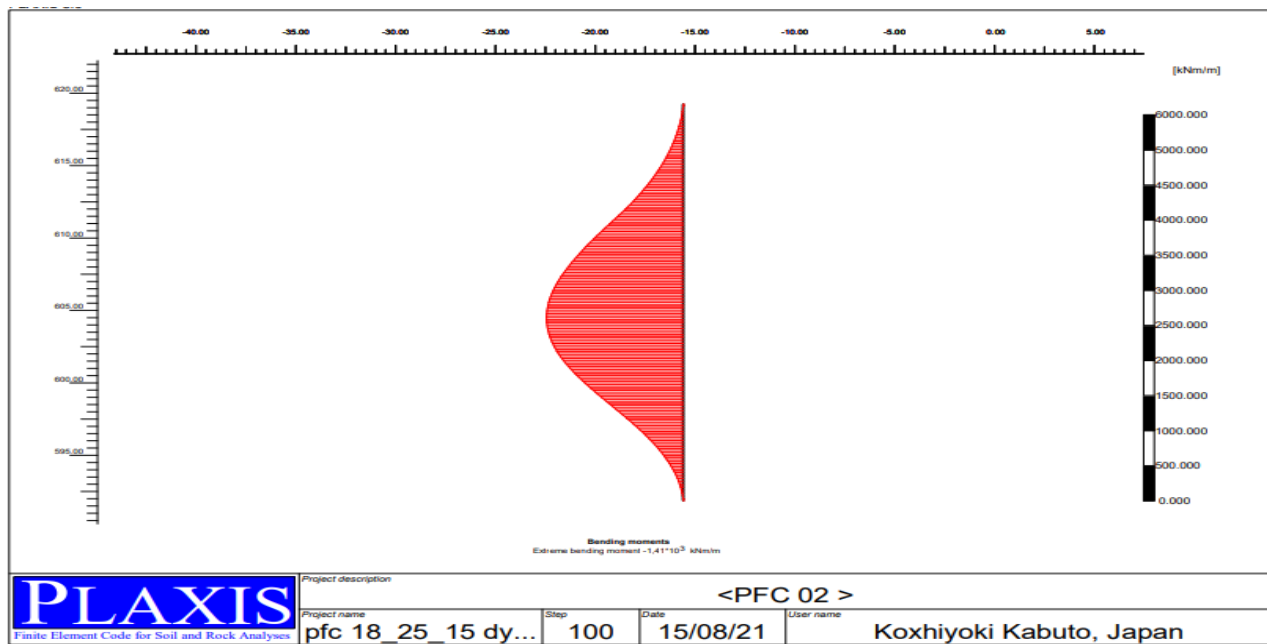


Figure 4.39 : Diagrammes des moments fléchissant (Diamètre d=1,50 m).

Tableau 4.9: Valeurs des moments fléchissant.

Diamètres (m)	Moment (kN.m)
1	$-1,29 \times 10^3$
1,2	$-1,15 \times 10^3$
1,5	$-1,41 \times 10^3$

-le tableau 4.9 donne les valeurs des moments pour les pieux des diamètres (d=1m, d=1,2m, d=1,5 m) ; d'après ce tableau on constate ce qui suit

- Quand le diamètre des pieux est de d=1,00 m ; le moment est $-1,29 \times 10^3$ kN.m.
- Quand le diamètre des pieux est de d=1,20 m ; le moment est $-1,15 \times 10^3$ kN.m.
- Quand le diamètre des pieux est de d=1,50m ; le moment est $-1,41 \times 10^3$ kN.m.

A l'issue de cette étude, on peut conclure que la distribution des moments fléchissant au niveau des pieux n'est pas affectée par le changement du diamètre.

Effet du changement de longueur :

On a procédé à la variation de la longueur des deux files de pieux. Trois (03) valeurs ont été prises (10-15m, 18,6-25m réalisés, 20-30m).

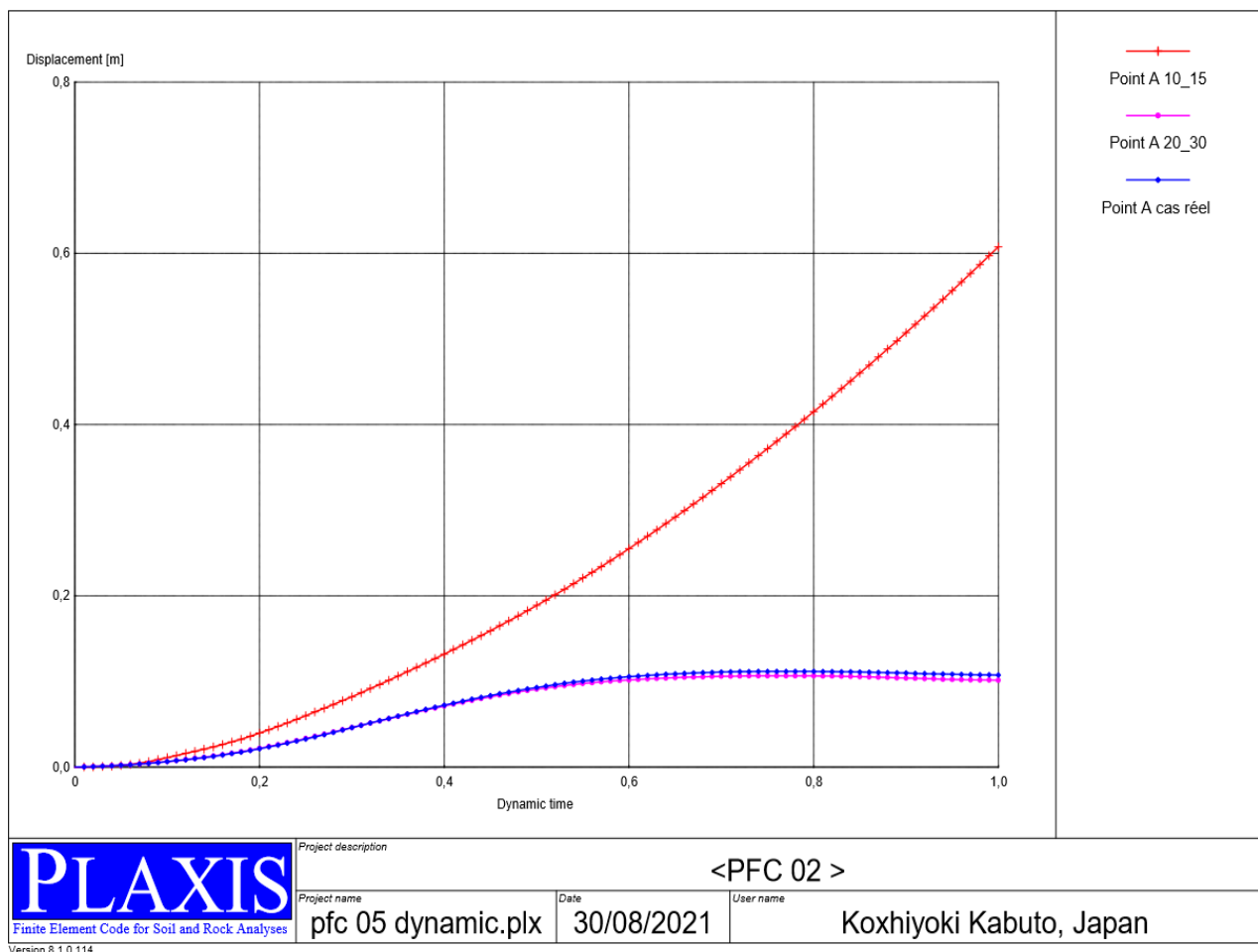


Figure 4.40: Evolution des déplacements en fonction de la variation de profondeur des pieux

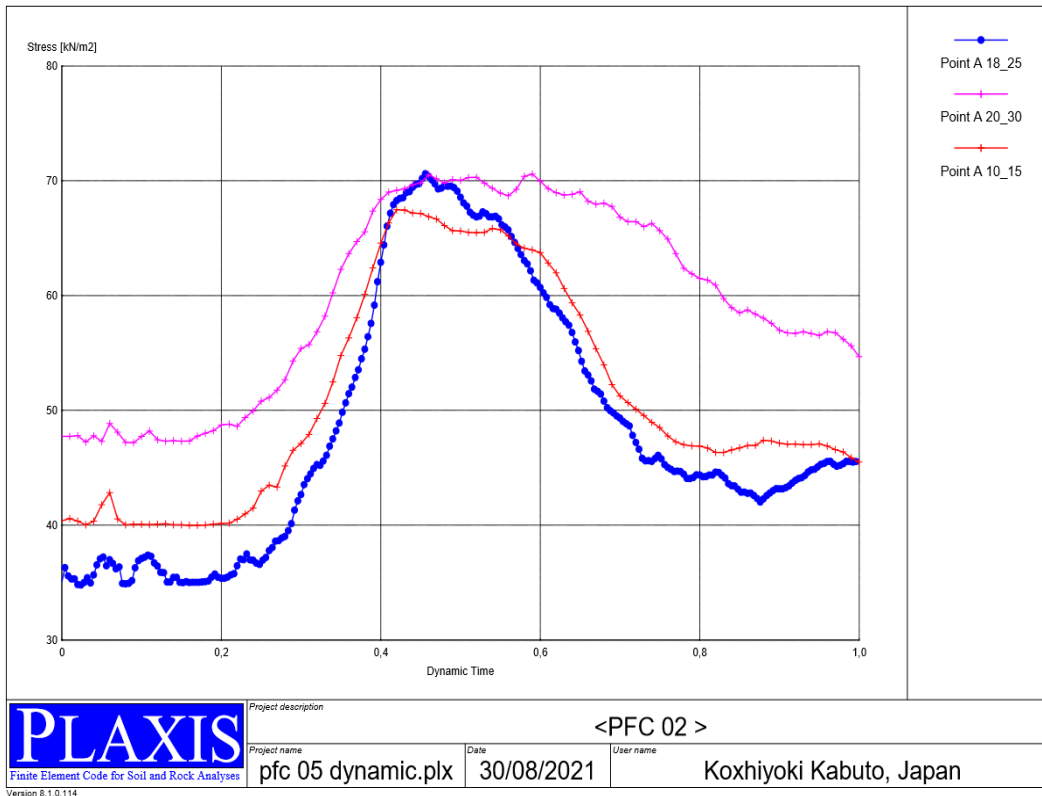


Figure 4.41 : Evolution des contraintes en fonction de la variation de la profondeur des pieux

Tableau 4.10 : Évolution des déplacements et des contraintes (avec pieux).

Longueur (m)	Déplacements (cm)	Contraintes (kN/m ²)
10-15	60,8	67,47
18,6-25	10,8	70,60
20-30	10,1	70,60

La figure 4.39 et tableau 4.10 montrent que les résultats sont peu affectés par la profondeur utilisée ce qui s'est traduit par des courbes quasi confondues, nous montre que la plus grande différence de déplacement entre la grande profondeur et la petite profondeur est de 50,7 cm, ce qui représente une différence d'environ 83,38%.

Nous concluons par cette différence que la profondeur des pieux est nécessaire pour obtenir un bon résultat de stabilisation.

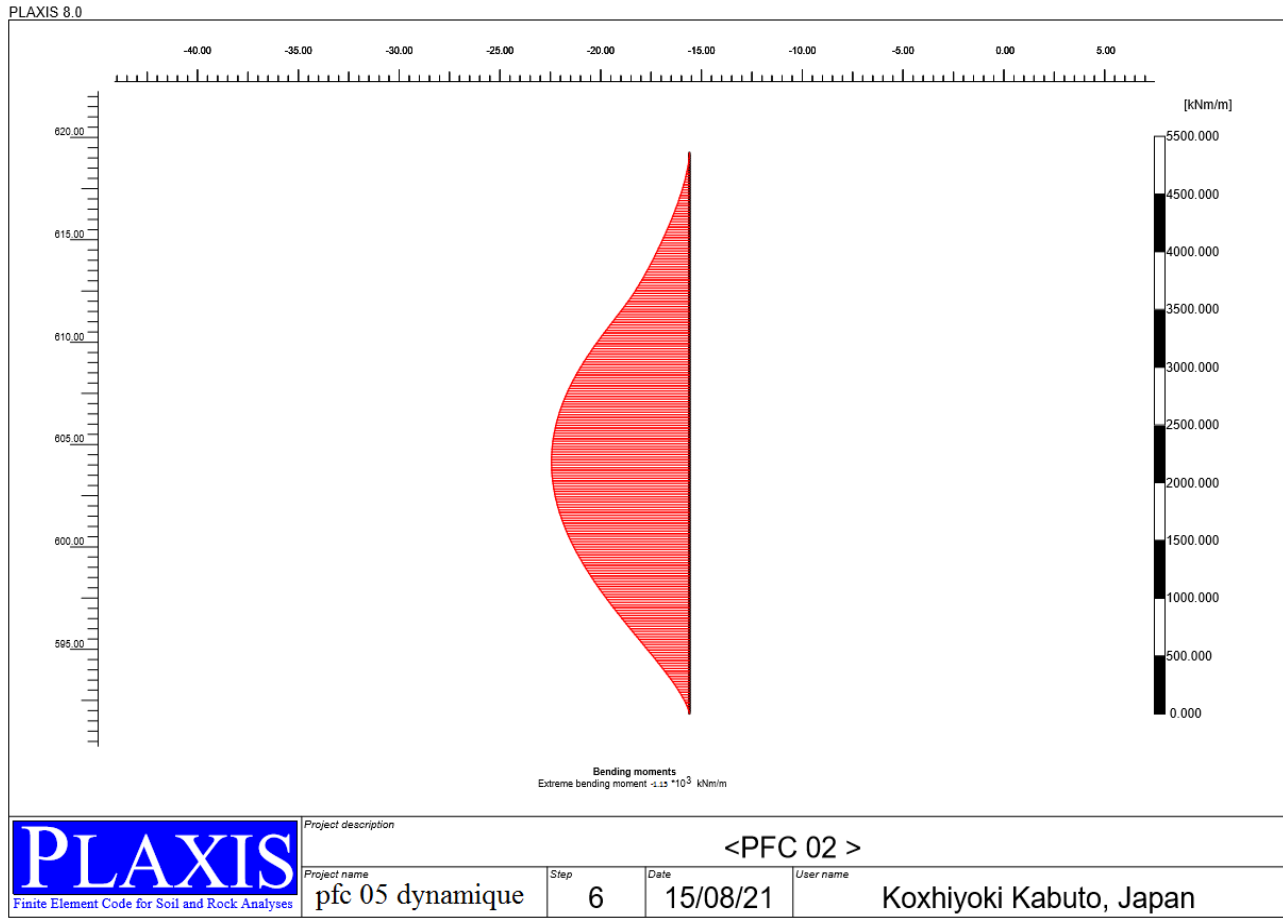


Figure 4.42 : Diagrammes des moments fléchissant (de longueur 18,6-25m).

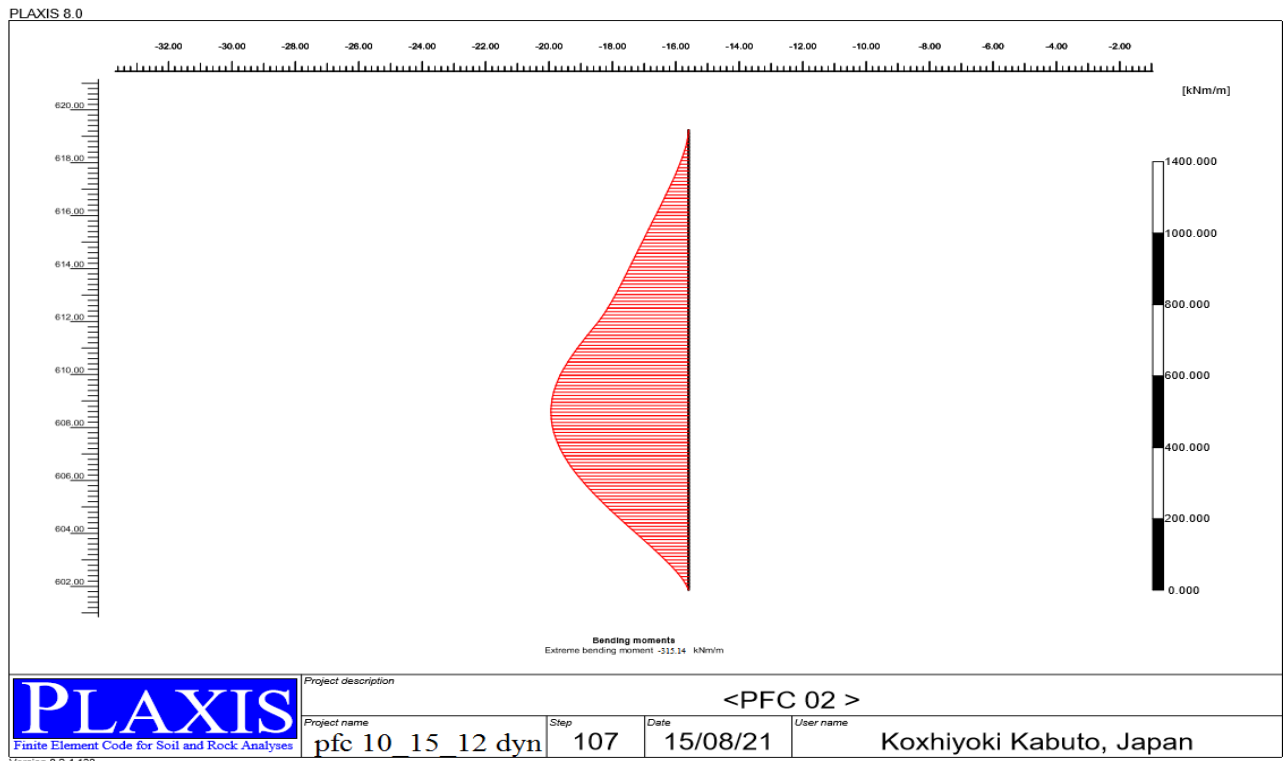


Figure 4.42 : Diagrammes des moments fléchissant (de longueur 10-15m).

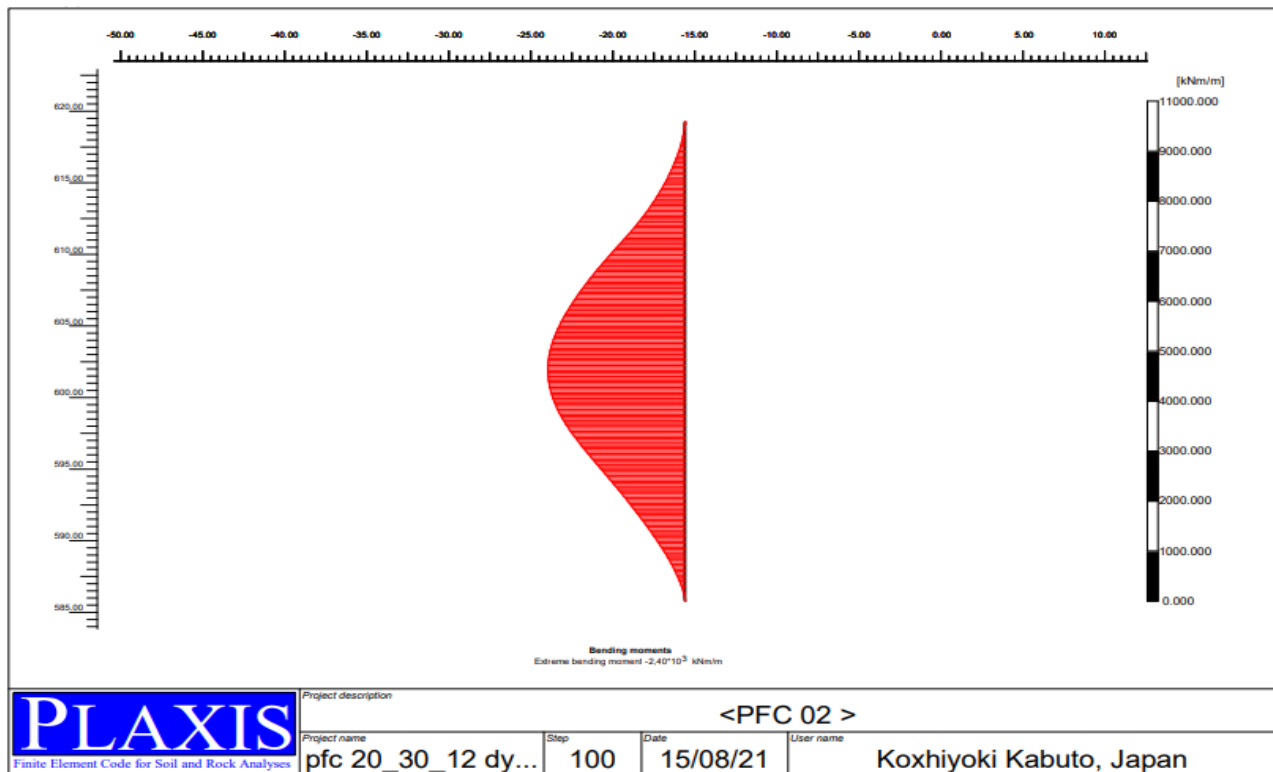


Figure 4.43 : Diagrammes des moments fléchissant (de longueur 20-30m).

Tableau 4.11: Valeurs des moments fléchissant.

Longueur des pieux (m)	Moment (kN.m)
10-15	-315,14
18,6-25	-1,15×10 ³
20-30	-2,40×10 ³

-le tableau 4.11 illustre la distribution des moments pour les pieux des profondeurs (18,6 -25m ; 10-15m ; 20-30m) ; d'après ce tableau on constate ce qui suit

- Quand la profondeur des pieux est de (10-15m) ; le moment est -315,14 kN.m.
- Quand la profondeur des pieux est de (18,6-25m) ; le moment est -1,15×10³ kN.m.
- Quand la profondeur des pieux est de (20-30m) ; le moment est -2,40×10³ kN.m.

Effet de la position des pieux :

On a procédé au changement de la position des pieux. 03 cas ont été étudiés soit : cas réel- au milieu du talus- à la limite de talus).

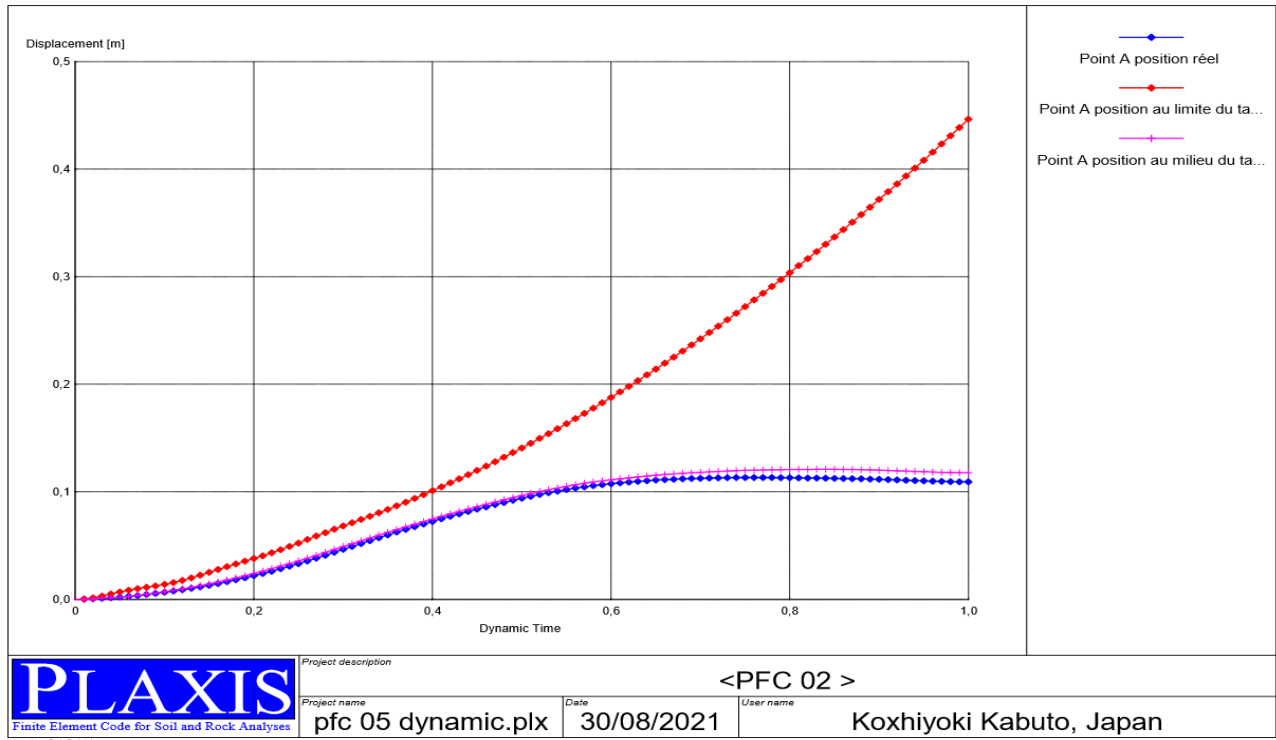


Figure 4.44 : Evolution des déplacements en fonction du changement de la position des pieux

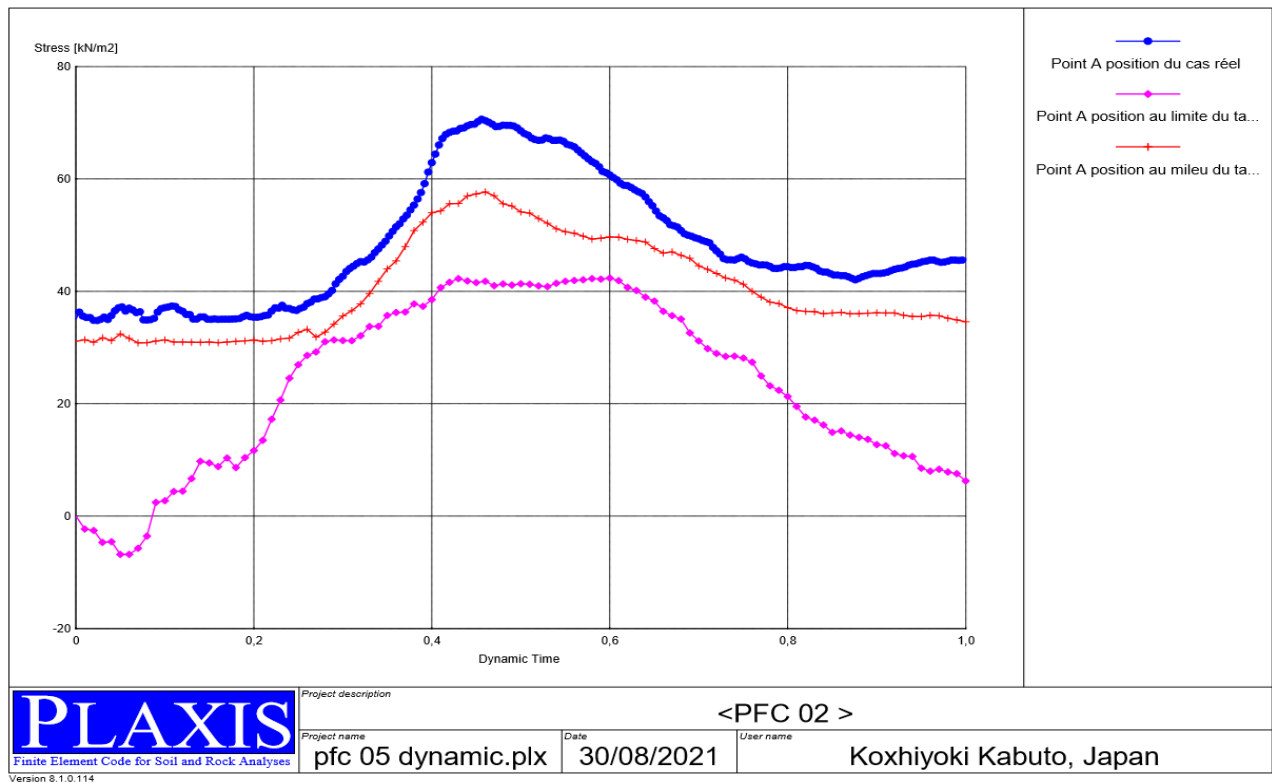


Figure 4.45 : Evolution des contraintes en fonction du changement de la position des pieux

Tableau 4.12 : Evolution des déplacements et des contraintes en fonction du changement de la position des pieux

Position des pieux	Déplacements (cm)	Contraintes (kN/m ²)
Cas réel	9,10	70,60
Au milieu du talus	10,90	57,66
À la limite de talus	11,30	42,34

Les figures 4.44 et 4.45 et tableaux 4.12 récapitulent les résultats des déplacements et des contraintes, les figures et le tableau nous montrent ce qui suit :

-la position des pieux dans le cas réel est la plus logique par rapport aux autres positions, car son déplacement est petit et la contrainte est grande.

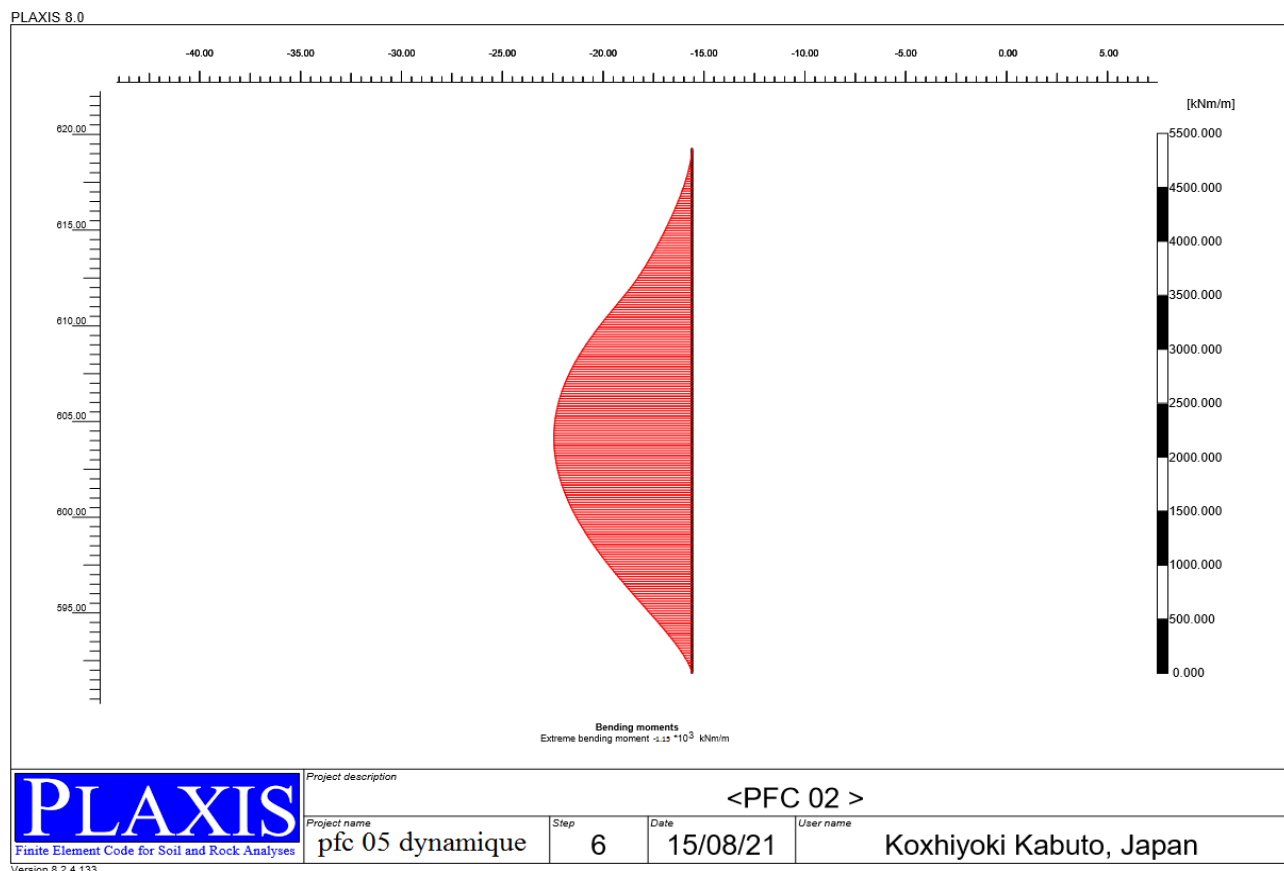


Figure 4.46 : Diagrammes des moments fléchissant. (Positions réels).

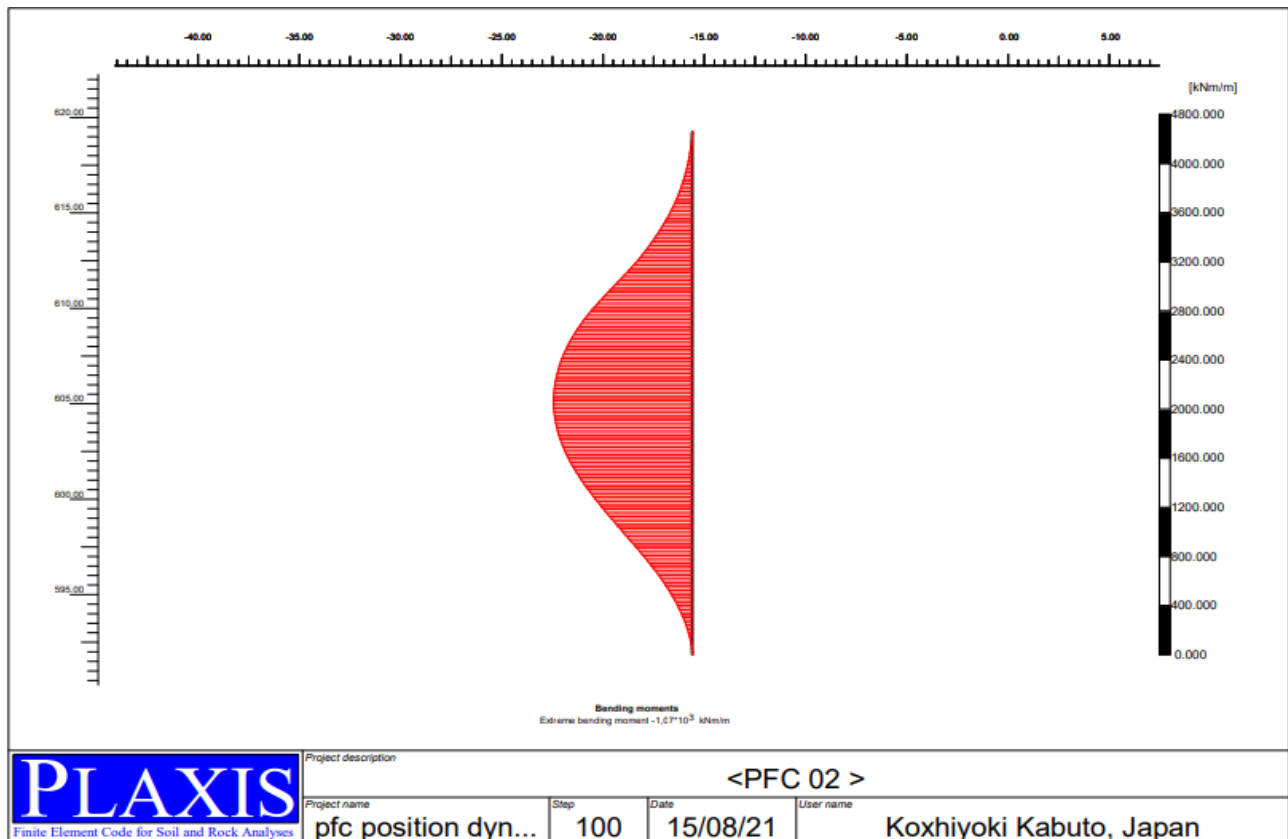


Figure 4.47 : Diagrammes des moments fléchissant. (Pieux au milieu du talus).

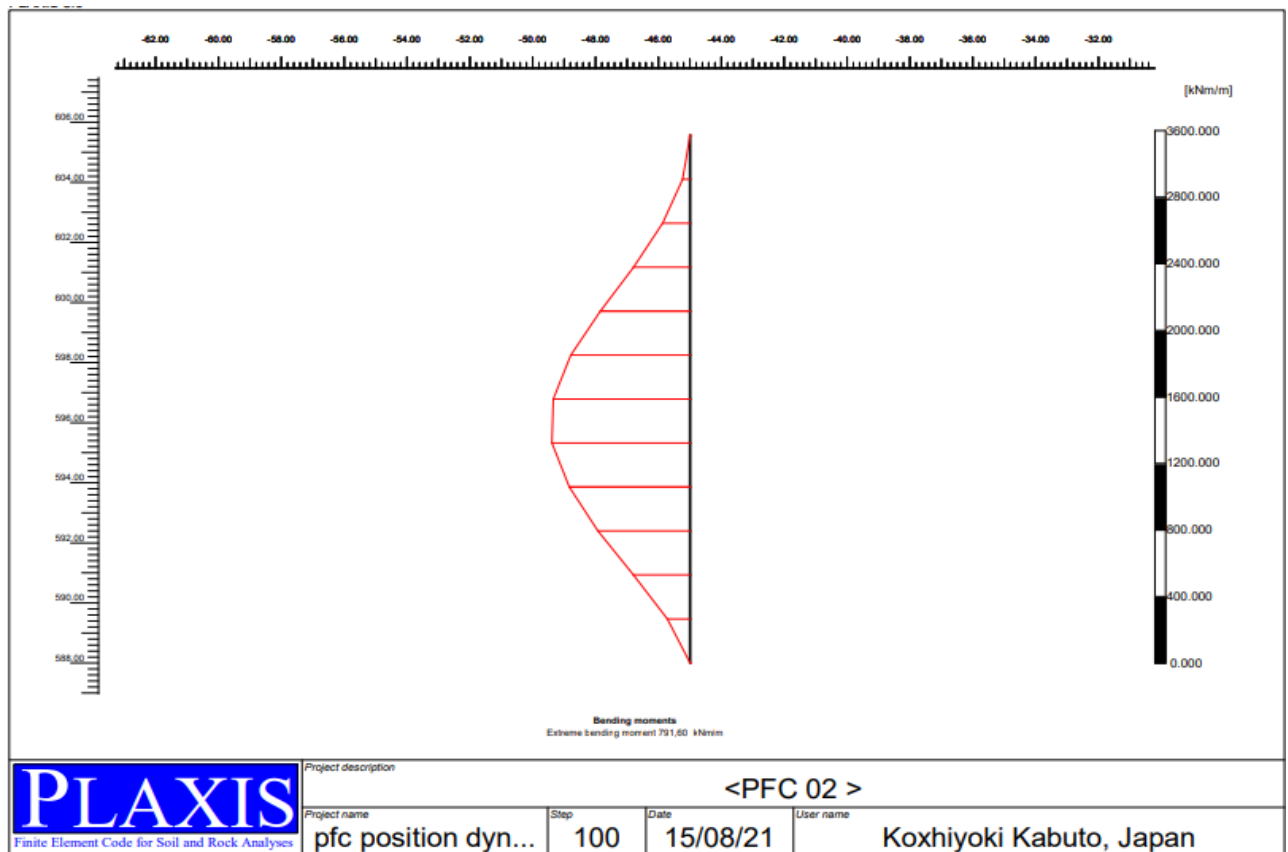


Figure 4.48 : Diagrammes des moments fléchissant. (Pieux à la limite du talus).

Tableau 4.13: Valeurs des moments fléchissant.

Position	Moment (kN.m)
Cas réel	$-1,15 \times 10^3$
Au milieu du talus	$-1,29 \times 10^3$
À la limite de talus	700,88

Tableau 4.14 : Variation du coefficient de sécurité selon les différents cas étudiés.

Cas sismique	Changement de diamètre			Changement de profondeur			Changement de position		
	d=1m	d=1.2m	d=1.5 m	Profondeur -	Profondeur réel	Profondeur +	Position au milieu du talus	Position à la limite du talus	Position réelle
Coefficient de sécurité F_s	1,241	1,248	1,314	0.611	1,248	1,333	1,232	1,134	1,248

Le tableau 4.14 récapitule le coefficient de sécurité après le changement des diamètres et des profondeurs et de position. D'après ce tableau, on peut observer ce qui suit :

- Le coefficient de sécurité de diamètre 1,5 m est le plus assuré par rapport à d'autres diamètres.
- Le coefficient de sécurité de profondeur 20-30 m est le plus assuré.
- Le coefficient de sécurité de la position de cas réel est la plus assurée que les autres positions indiquées au tableau.

Conclusion Générale

Au cours de ce travail, nous nous sommes intéressés à la modélisation numérique d'une étude de glissement, calcul de stabilité, les techniques de confortement, ainsi que la maîtrise du code de calcul (Plaxis 2D) pour adopter un confortement suite à un glissement de terrain sur le site d'Ain Nehala Tlemcen.

Un descriptif général des différents types de glissements a été présenté ainsi que les causes pouvant les déclencher tel que la lithologie des sols rencontrés, la pente et l'orientation des talus.

Par la suite, nous avons présentés les différentes méthodes analytiques reposant sur l'analyse des pieux de stabilisation. Ces méthodes sont basées soit sur la pression soit sur les déplacements. En ce qui concerne la première catégorie, elle repose sur l'analyse des pieux passifs qui sont soumis à la pression latérale du sol. Ces méthodes s'appliquent uniquement à l'état ultime donnant la pression ultime du sol sur le pieu seulement et aucune indication sur le développement de la résistance du pieu avec le mouvement du sol n'est explicitée. Quant à la seconde catégorie de méthodes, elle considère le mouvement latéral du sol au-dessus de la surface de rupture est utilisé comme donnée d'entrée pour évaluer la réaction latérale associée du pieu. La supériorité de ces méthodes par rapport aux méthodes basées sur la pression est qu'elles peuvent fournir la résistance du pieu mobilisée par le mouvement du sol. De plus, elles reflètent le véritable mécanisme d'interaction sol-pieu.

Ensuite, une présentation du glissement du PK45 survenu en Janvier 2014 à l'autoroute Est –Ouest d'Algérie a été faite. Ce glissement a été localisé dans le sol d'origine à 50 m à gauche de la chaussée et des fissures se sont produites dans la voie de dépassement à gauche et à droite de la chaussée correspondante.

La description de la modélisation en éléments finis, par le code de calcul Plaxis 2D a été succinctement présentée. Notons que cette phase reste une étape cruciale dans l'étude du glissement sous chargement statique et dynamique.

L'étude du glissement sous Plaxis 2D a montré que le plus grand déplacement enregistré est de 5,04 cm localisé juste au-dessous de la plateforme de l'autoroute. Ceci est conforme aux lectures inclinométriques relevées en date du 04.03. 2014.

Notons que l'introduction des deux rangées de pieux a sensiblement stabilisé la plateforme de l'autoroute ce qui s'est traduit par des contraintes pas très significatives.

L'étude paramétrique menée sur la variation du diamètre, la longueur et la position des pieux a révélé que le choix opté par l'Entreprise réalisatrice offre une sécurité optimale de cette section d'autoroute ayant subi ce glissement.

Enfin nous pouvons conclure que dans une analyse de glissement le plus important c'est de proposer un système de confortement économique qui assure la pérennité de toute la zone et cela après une investigation précise qui nous permettra de déterminer les causes du problème afin d'orienter nos décisions vers la meilleure solution.

Nous notons que ce travail ouvre aussi des voies pour des travaux de recherche en perspective. On peut citer par exemple :

- Comparaison des résultats trouvés avec d'autres codes de calcul Flac, Géo Slope et Plaxis 3D.
- Proposition de solutions de confortement et/ou soutènement palliatives et d'établir des comparaisons entre elles.
- L'impact de la variation des conditions atmosphériques sur le comportement de la stabilisation des glissements.

Bibliographie :

- [1] **Hamed Ardalan** . (2013), L'Université d'Alabama à Huntsville : analyse des glissements de terrain et des terrains stabilisés à l'aide d'une rangée de pieux ”, Edition *Elsevier Ltd*
- [2] **John Wiley & Sons.** (1996) ANALYSIS OF PILES USED FOR SLOPE STABILIZATION. Livre : numerical and analytical methods in geomechanics . Volume 20, Issue 9 Pages: fmi, 617-692 . online SSN : 1096-9853
- [3] **Groupeement citic-crcc, lot ouest N/réf** : mars (2014) ,Oran : citic-crcc.DLo/DGT/P/2014/076
- [4] **Mokhbi Imen/Aissous Amel**, (2019), Dépôt Institutionnel Université de Jijel: Etude des glissements de terrain sur le CW 137B au niveau des PK 12 et 20. Memoire fin d'étude
- [5] **B. Kebaili / B. Redjel** , (2009). Oran (Algeria) E : ANALYSE DU SÉISME DE BOUMERDES JUIN 2003 ET RÈGLES PARASISMIQUES ALGÉRIENN. International Conference on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing countries ENSET
- [6] **M. CHEIKH Abdallahi /M. DJABER Abdelhak**, (2019), Université de Tlemcen.: ETUDE D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN RENFORCÉ PAR PIEUX . Memoire fin d'étude
- [7] **CHEKROUN Lokmane El-Hakim**, Décembre (2013), Université de Tlemcen: CONTRIBUTION A L'ETUDE D'INTERACTION SOL-STRUCTURE, Exemple Pieux. Memoire fin d'étude
- [8] **BOURDIM Sidi Mohammed El-Amine**, Octobre (2010), Université de Tlemcen. : CONTRIBUTION A L'ETUDE D'INTERACTION SOL-STRUCTURE ; Exemple Mur de soutènement. Memoire fin d'étude
- [9] **Taleb Hosni Abderrahmane**, Mars (2019), Centre universitaire de Mila : GENERALITES SUR LES GLISSEMENTS DES TERRAINS. Memoire fin d'étude
- [10] **BENOUIS D**, (2010), Université de Saida ; (Alger) : Etude d'un glissement de terrain par différentes méthodes' ; Mémoire d'ingénieur ; ingénieur d'état en génie civil option construction civil et Industriel 2010.
- [11] **SLIMANI M. et BOUHALIT E**, (2016) Ecole national polytechnique, El-Harrach : Étude numérique et confortement d'un glissement de terrain sur la RN 12.
- [12] **BOUAFIA A**, (2009) : Glissement de terrain et confortement. Editions Pages bleues.