

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARÉT



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Travaux publics

Option : Voies et ouvrages d'arts

Présenté par :

DEBIH MOHAMED AMIN
MEKHALDI ABDELMALEK

Sujet du mémoire

Etude numérique de la stabilité des parois moulées

Soutenu publiquement le 25/06/2023 devant le jury composé de :

M. DRAICHE Kada

Président

M. TLIDJI Youcef

Rapporteur

Mme. OUAZIR Khatima

Examinatrice

Mme. KHELIFA Zoubida

Examinatrice

PROMOTION : 2022/2023

Résumé

L'utilisation des parois moulées ancrées est courante pour les fouilles de grande profondeur en site urbain. Cette étude vise à modéliser numériquement une paroi moulée ancrée par quatre nappes de tirants à l'aide du code d'éléments finis Adonis. L'objectif de cette recherche est de mieux comprendre le comportement des fouilles à l'air libre retenues par des parois moulées ancrées. Le modèle de référence utilisé est une paroi moulée ancrée par quatre nappes de tirants située dans un immeuble construit, avec des niveaux en sous-sol. L'étude porte sur l'un des panneaux constitutifs de la paroi, dans le but de déterminer les efforts appliqués à la paroi ainsi que ses déplacements pendant toute la durée des travaux.

Mots clés: Paroi moulée, Modélisation, Tirants d'ancrages, Eléments finis, Adonis.

Abstract

Anchored diaphragm walls are widely used for excavations of considerable depth and in urban areas. The aim of this study is to develop a numerical model of a diaphragm wall anchored with four tie rod layers, as part of a research project to better understand the behavior of open-air excavations retained by anchored molded walls, using the Adonis finite element code. The reference model is a diaphragm wall anchored with four tie rod layers in a construction site, where levels in the basement are being built. The study focuses on one of the constituent panels of the diaphragm wall, aiming to determine the forces and displacements applied to this wall throughout the entire duration of the work.

Keywords: Diaphragm wall, Numerical modeling , Anchor, Finite element, Adonis.

ملخص

استخدام الجدران المصبوبة والمربوطة بالأرض شائع في حفريات عميقة في المناطق الحضرية. تهدف هذه الدراسة إلى نمذجة رقيقاً لحائطاً مصبوباً مربوطة بأربعة قضبان ربط باستخدام برنامج العناصر المحدودة Adonis. يهدف هذا البحث إلى فهم أفضل لسلوك الحفريات في الهواء الطلق المتزنة بواسطة الجدران المصبوبة المربوطة بالأرض. يعتبر النموذج المرجعي المستخدم حائطاً مصبوباً ومربوطة بأربعة قضبان ربط وموجوداً في مبنى مشيد بمستويات تحت الأرض. يتعلق البحث بإحدى الألواح المكونة للحائط، بهدف تحديد القوى المطبقة على الحائط وتحركاته طوال فترة الأعمال.

كلمات مفتاحية: جدار مصبوب ، نمذجة ، قضبان ربط مرسة ، عناصر محدودة، أدونيس.

Table des matières

Résumé.....	i
Abstract	ii
Liste des tableaux.....	vii
Liste des figures	viii
Introduction générale	1
Chapitre 1. Généralités sur les ouvrages de soutènement	2
1.1 Introduction :	2
1.2 Différents types de soutènement	2
1.3 Classification d’après le mode de reprise de la poussée :	2
1.4 Soutènement des excavations.....	3
1.5 Les parois préfabriquées.....	10
1.6 Systèmes d’ancrage :	10
1.7 Conclusion.....	17
Chapitre 2. Méthodes de calcul des écrans de soutènements	18
2.1 Introduction :	18
2.2 Dimensionnement des écrans de soutènements.....	18
2.3 Conclusion :	28
Chapitre 3. Présentation du logiciel ADONIS	29

3.1	Introduction :	29
3.2	Préprocesseur	29
3.3	Système d'unités	31
3.4	Entrée des données	31
3.5	Modèle incorporé dans ADONIS	34
3.6	Post-traitement	38
3.7	Conclusion	40
	Chapitre 4. Modélisation numérique	41
4.1	Introduction	41
4.2	Géométrie et propriétés des matériaux	41
4.3	Génération du maillage	43
4.4	Conditions initiales et hydrauliques	43
4.5	Procédure de calcul	44
4.6	Les principaux résultats	45
4.7	Conclusion	63
	Conclusion générale	64

Liste des tableaux

Tableau (1.1)	Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée [2]	4
Tableau (4.1)	Propriétés des couches de sols et des interfaces.	42
Tableau (4.2)	Propriétés mécaniques de la paroi moulée.....	42
Tableau (4.3)	Propriétés des tirants d'ancrages.....	42
Tableau (4.4)	Paramètres de contraintes initiales.....	44

Liste des figures

Figure (1.1)	Principe général d'exécution d'une paroi moulée.	5
Figure (1.2)	Schéma de principe d'exécution par excavation	7
Figure (1.3)	Parties du tirant.....	13
Figure (2.1)	Equilibre du coin de Coulomb.....	19
Figure (2.2)	Equilibres de Boussinesq et de Rankine.....	20
Figure (2.3)	Schéma de calcul à l'équilibre limite adopté par Krey (a) et par Blum (b) et (c).22	
Figure (2.4)	Modèle d'interaction pris en compte par la méthode du coefficient de réaction. .23	
Figure (3.1)	Interface de logiciel ADONIS	30
Figure (3.2)	System d'unité dans Adonis	31
Figure (3.3)	Définition de la géométrie du modèle	31
Figure (3.4)	Génération du maillage.....	32
Figure (3.5)	Application des conditions aux limites.....	33
Figure (3.6)	Affectation des propriétés du matériau.....	34
Figure (3.7)	Modèle de comportement disponible	35
Figure (3.8)	Attribution de la gravite et lancement des calculs.....	39
Figure (3.9)	Boite de dialogue post-processueur.	40
Figure (4.1)	Modèle géométrique du projet.....	42
Figure (4.2)	Déplacement horizontal de sol (Phase 1)	45
Figure (4.3)	Déplacement vertical de sol (Phase 1).....	45
Figure (4.4)	Déplacement horizontal de sol (Phase 2)	46
Figure (4.5)	Déplacement vertical de sol (Phase 2).....	46
Figure (4.6)	Moment fléchissant dans la paroi (Phase 2).	47

Figure (4.7)	Déplacement horizontal de sol (Phase 3).	47
Figure (4.8)	Déplacement vertical de sol (Phase 3).....	48
Figure (4.9)	Moment fléchissant dans la paroi (Phase 3).	48
Figure (4.10)	Force axiale dans le tirant d’ancrage (Phase 3).....	49
Figure (4.11)	Déplacement horizontal de sol (Phase 4).....	49
Figure (4.12)	Déplacement vertical de sol (Phase 4).....	50
Figure (4.13)	Moment fléchissant dans la paroi (Phase 4).	50
Figure (4.14)	Déplacement horizontal de sol (Phase 5).....	51
Figure (4.15)	Déplacement vertical de sol (Phase 5).....	51
Figure (4.16)	Moment fléchissant dans la paroi (Phase 5).	52
Figure (4.17)	Force axiale dans le tirant d’ancrage (Phase 5).....	52
Figure (4.18)	Déplacement horizontal de sol (Phase 6).....	53
Figure (4.19)	Déplacement vertical de sol (Phase 6).....	53
Figure (4.20)	Moment fléchissant dans la paroi (Phase 6).	54
Figure (4.21)	Déplacement horizontal de sol (Phase 7).....	54
Figure (4.22)	Moment fléchissant dans la paroi (Phase 7).	55
Figure (4.23)	Déplacement horizontal de sol (Phase 8).....	55
Figure (4.24)	Déplacement vertical de sol (Phase 8).....	56
Figure (4.25)	Moment fléchissant dans la paroi (Phase 8).	56
Figure (4.26)	Force axiale dans le tirant d’ancrage (Phase 8).....	57
Figure (4.27)	Déplacement horizontal de sol (Phase 9).....	57
Figure (4.28)	Déplacement vertical de sol (Phase 9).....	58
Figure (4.29)	Moment fléchissant dans la paroi (Phase 9).	58
Figure (4.30)	Déplacement horizontal de sol (Phase 10).....	59

Figure (4.31)	Déplacement horizontal de sol (Phase 11).....	59
Figure (4.32)	Déplacement vertical de sol (Phase 10).....	60
Figure (4.33)	Déplacement vertical de sol (Phase 11).....	60
Figure (4.34)	Moment fléchissant dans la paroi (Phase 10).....	61
Figure (4.35)	Moment fléchissant dans la paroi (Phase 11).....	61
Figure (4.36)	Force axiale dans le tirant d'ancrage (Phase 11).....	62
Figure (4.37)	Déplacement horizontal de sol (Phase 12).....	62
Figure (4.38)	Moment fléchissant dans la paroi (Phase 12).....	63

Introduction générale

Les structures de soutènement ont une grande variété d'applications, telles que les fondations de bâtiments, les parkings souterrains, les infrastructures enterrées et les murs de quais. Parmi ces structures, la paroi moulée est une solution technique conçue pour résoudre les problèmes d'excavation, mais la déformation de la paroi a un impact direct sur les mouvements des sols environnants.

L'objectif de ce travail est de modéliser numériquement le comportement d'une paroi moulée ancrée située dans un immeuble construit, avec des niveaux en sous-sol. Cette modélisation utilise le logiciel en éléments finis Adonis.

Ce travail propose un modèle numérique pour étudier la stabilité d'une paroi encastrée par quatre tirants d'ancrage, en examinant les déplacements, les moments fléchissant et les efforts dans les tirants. Le mémoire est organisé en quatre chapitres, Le premier chapitre fait une revue bibliographique portant sur les différents types des ouvrages des soutènements et les parois moulées ainsi que leurs usages dans le domaine de génie civil.

Le second chapitre décrit les méthodes de calcul et dimensionnement des ouvrages de soutènement.

Le troisième chapitre décrit le code des éléments finis ADONIS Conçu pour l'analyse des problèmes de la géotechnique, et résume le modèle de comportement utilisés dans ADONIS.

Le quatrième chapitre est consacré à la simulation numérique du comportement d'une paroi moulée stabilisée par quatre des tirants ancrages en utilisant le code ADONIS version 3.75.

La conclusion générale du mémoire rassemble les observations et les conclusions apportées par cette étude.

Chapitre 1. Généralités sur les ouvrages de soutènement

1.1 Introduction :

Le rôle des ouvrages de soutènement est de retenir les massifs de terre, il existe une grande variété se caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques .les deux grandes familles d'ouvrages de soutènement sont les murs et les écrans. Tous ces ouvrages ont en commun la poussée exercée par le massif de sol ou de roche retenu. Par contre, c'est principalement la manière dont est reprise cette force de poussée qui différencie les différents types d'ouvrage.

1.2 Différents types de soutènement

Il existe de nombreux types d'ouvrages de soutènement, qui ont été conçus pour répondre aux situations les plus diverses. Ils se distinguent principalement par :

1. Leur morphologie.
2. Leur mode de fonctionnement.
3. Les matériaux qui les constituent.
4. Leur mode d'exécution.
5. Leur domaine d'emploi privilégié (urbain, montagneux, aquatique).

Tous ces ouvrages ont en commun la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Ainsi si l'en excepte les techniques de soutènement de type terre armée ou paroi ancrées, on peut classer les ouvrages de soutènements eu deux catégories qui sont les ouvrages rigides et les ouvrages souples.

1.3 Classification d'après le mode de reprise de la poussée :

Les ouvrages de soutènement se distinguent donc par la manière dont les efforts de poussées (**Du terrain derrière l'ouvrage**) sont repris. La poussée peut être reprise par :

Le poids de l'ouvrage: ce type de mur assure la stabilité du système mur/ sol par son poids propre. Le poids du mur peut contribuer à sa stabilité et à la reprise des poussées, sans subir des déplacements pouvant rompre le sol derrière (**Mur poids en béton ou maçonnerie, Mur en Terre Armée**).

L'encastrement de l'ouvrage: ce type de mur assure la stabilité du système mur/sol par l'encastrement de sa semelle. La semelle du mur doit avoir une largeur suffisante pour résister aux différentes formes d'instabilité (glissement de la semelle, renversement, etc). **Les rideaux de palplanches, les parois moulées** fonctionnent par encastrement, mais en faisant intervenir la partie fichée du mur dans le sol.

L'ancrage de l'ouvrage: ce type de mur assure la stabilité du système mur/ sol par l'ancrage ou le clouage du mur dans le sol. Le mur est ancré dans le sol par des tirants d'ancrage ou des clous permettant la reprise des forces de poussées.

1.4 Soutènement des excavations

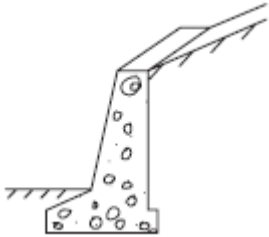
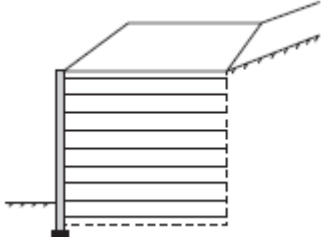
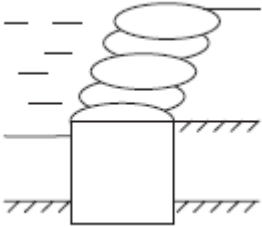
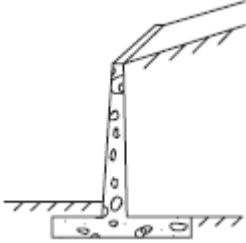
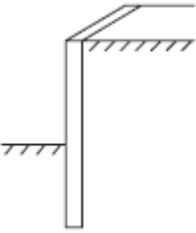
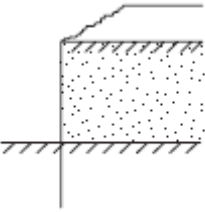
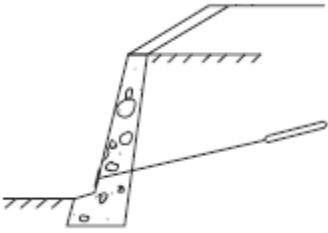
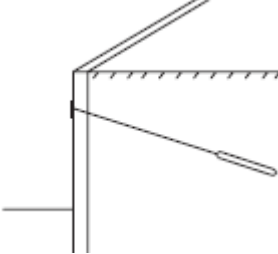
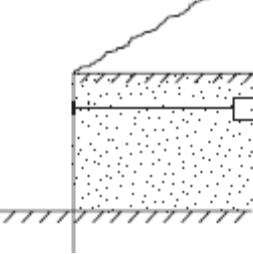
Le développement en zones urbaines nécessite généralement la réalisation d'excavations profondes à proximité de structures existants en surface.

Les ouvrages des soutènements des excavations profondes peuvent être des ouvrages temporaires ou permanents qui ont une influence fondamentale sur la sécurité, la qualité, la rapidité et la rentabilité de la construction des projets qui nécessitent les excavations profondes. Les ouvrages de soutènements des excavations incluent tous les moyens et les méthodes de prévention d'un effondrement de terre qui entourent une excavation.

a . Les rideaux de palplanches métalliques

A partir de 1910, la technique des rideaux de palplanches métalliques avec serrures est apparue comme une modernisation des rideaux de palplanches en bois. La recherche de l'optimisation de leur section en termes d'inertie a conduit à adopter des profils en U ou en Z, donnant aux rideaux de palplanches leur forme ondulée [1].

Tableau (1.1) Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée [2]

Mode de reprise de la poussée	Ouvrages desoutenement		
Poids de l'ouvrage	 <p data-bbox="394 877 678 898">Mur-poids en béton ou maçonnerie</p>	 <p data-bbox="841 877 995 898">Mur en sol renforcé</p>	 <p data-bbox="1239 894 1393 915">Ouvrage cellulaire</p>
Encastrement	 <p data-bbox="394 1234 678 1255">Mur en «T inverse» en béton arme</p>	 <p data-bbox="865 1234 979 1255">Paroi moulée</p>	 <p data-bbox="1271 1255 1360 1276">Palplanches</p>
Ancrage	 <p data-bbox="451 1577 613 1598">Mur en béton, ancre'</p>	 <p data-bbox="841 1581 1003 1602">Paroi moulée ancrée</p>	 <p data-bbox="1263 1581 1369 1602">Rideau ancré</p>

b . Les parois composites :

D'une façon générale, une paroi composite associe des éléments verticaux généralement celles dans des forages à des panneaux de blindage installés entre les poteaux

au fur et à mesure de l'excavation. Cette méthodologie pouvant être réalisée de différentes manières, on distingue différents types de parois composites :

- a. Les Berlinoises
- b. Les Micro-berlinoises
- c. Les Parisiennes
- d. Les Lutésiennes
- e. Les Moscovites.

c . Les parois moulées et préfabriquées

1.4.2 Les parois moulées :

Une paroi moulée dans le sol est constituée d'une juxtaposition, le plus souvent dans un même plan, de panneaux verticaux en béton armé ou non. Chacun des panneaux est réalisé par exécution préalable d'une tranchée dans le sol, mise en place d'une cage d'armatures dans celle-ci puis bétonnage, à l'aide d'un tube plongeur. En règle générale, les parois de la tranchée sont maintenues par une boue thixotropique (boue bentonitique le plus souvent) depuis le début de la perforation de celle-ci jusqu'à la fin du bétonnage. La paroi est des fois scellée par des nappes de tirants d'ancrage sur sa hauteur afin de renforcer le soutènement.

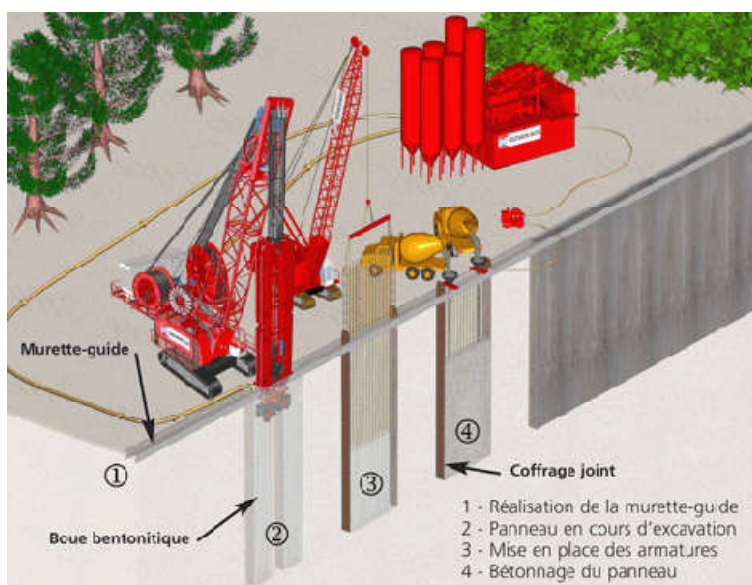


Figure (1.1) Principe général d'exécution d'une paroi moulée.

Le procédé de réalisation, d'origine italienne, a été breveté en 1952 par le professeur Veder.

La méthodologie propre aux parois moulées implique leur réalisation par panneaux unitaires juxtaposés selon une succession d'opérations élémentaires comportant les étapes suivantes:

La première étape est la construction d'une murette-guide. Elle est constituée de deux murettes en béton armé de 30 cm de hauteur et permet (Figure 1.1 – 1) :

- de matérialiser l'ouvrage à exécuter et d'en définir avec précision le tracé,
- de guider l'outil de forage,
- d'assurer une réserve de boue de forage,
- de caler les cages d'armatures

Une paroi moulée ou une tranchée est réalisée par forage avec une benne preneuse (voir Figure 1.1 - 2) dans les terrains meubles, ou hydrofraise (cutter) dans un sol escarpé ou rocheux, ce qui donne des fosses rectangulaires.

Le forage est réalisé par panneaux de longueur limitée, en tenant compte de la cohésion du terrain en place et des contraintes extérieures au voisinage de la paroi (mur mitoyen, surcharges, ...). Il se fait soit en continu ou soit par panneaux alternés (méthode des panneaux primaires et secondaires).

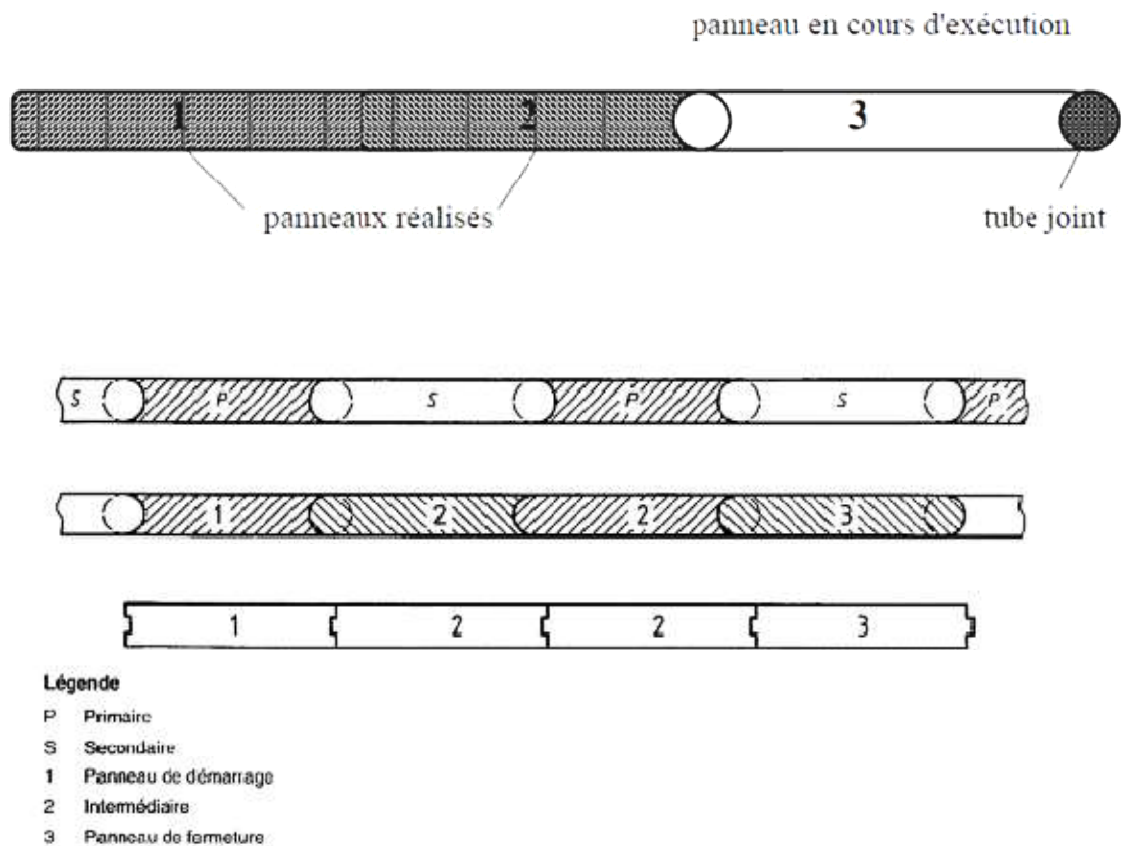


Figure (1.2) Schéma de principe d'exécution par excavation

La phase de perforation est réalisée en une ou plusieurs passes, avec l'aide d'un fluide support, de manière à excaver des panneaux. La formulation de ce fluide et la longueur de chaque panneau excavé sont ajustées en fonction du type de sol et des structures mitoyennes environnantes, de manière à garantir à tout moment une bonne stabilité de la tranchée pendant les travaux. Lors de l'excavation, le terrain est progressivement remplacé par ce fluide support, appelé 'boue de forage [3].

On emploie généralement une forme particulière d'argile, la bentonite, qui forme sur les parois de l'excavation un dépôt étanche, permettant de maintenir une contre-pressure hydrostatique dans l'excavation s'opposant à la poussée des terres tendant à provoquer l'éboulement des parois. . Une boue de forage fabriquée avec des polymères peut aussi être utilisée selon les conditions géologiques. D'autres options sont possibles [3]. Durant la phase

d'excavation, les propriétés de la boue de forage sont régulièrement contrôlées, et corrigées lorsque nécessaire.

Une fois l'excavation d'un panneau achevée, la boue de forage est recyclée, de manière à limiter fortement la quantité de particules de terrain en suspension. Puis une cage d'armatures est mise en place dans le panneau. Cette cage peut être pré-équipée de divers éléments, par exemple des tubes de réservation pour l'exécution de tirants d'ancrage.

Une fois la cage mise en place, on installe des colonnes de bétonnage traversant la cage d'armatures jusqu'au fond du panneau excavé.

Le bétonnage du panneau est réalisé depuis la surface. Les colonnes de bétonnage permettent de couler le béton depuis le fond du panneau, et de remonter progressivement jusqu'à la surface. Pendant cette opération, le béton enrobe la cage d'armatures et repousse progressivement la boue de bentonite vers la surface, où elle est pompée pour être traitée, avant d'être réutilisée.

En fonction des projets une poutre de couronnement en béton peut être construite en tête de paroi pour lier les panneaux entre eux ou pour préparer l'interface avec le reste du projet. La phase de terrassement peut ensuite être réalisée à l'abri de la paroi moulée. Pendant ce terrassement, et en fonction du niveau de finition demandé, le béton de la paroi pourra alors être raboté. L'excavation est souvent réalisée en plusieurs étapes. Suivant la conception de l'ouvrage, des opérations complémentaires peuvent être réalisées comme l'installation de liernes, la mise en place d'un bétonnage, la réalisation et mise en tension de tirants d'ancrage, la construction de planchers intermédiaires, etc.

1.4.3 Les cages d'armatures :

Les cages d'armatures, pour les parois moulées, sont mises en place dans la tranchée pleine de boue, avant le bétonnage. Elles doivent être suffisamment rigides pour ne pas se déformer durant les phases de manutention. L'espacement des aciers doit être suffisant pour que le béton qui arrive puisse être correctement mis en œuvre (20 cm sont recommandés). D'autre part, les cages sont soumises à une pression importante du béton lors des phases de bétonnage et doivent donc comporter beaucoup d'aciers horizontaux. Compte tenu de la présence du cake de bentonite et des incertitudes sur le positionnement des cages (équipées de cales), l'enrobage de projet des aciers est supérieur à celui en vigueur pour les autres

ouvrages en béton. Toutes les réservations diverses pour les dispositifs d'auscultation des parois ou les passages de tirants, doivent être disposées à l'avance dans les éléments de cages d'armatures. De même, un renforcement de la cage est prévu au niveau des tirants dans le cas des parois ancrées, pour assurer la répartition des efforts d'ancrage. [4]. En cas de mise en œuvre de la cage en plusieurs éléments verticaux, la continuité du ferrailage est assurée généralement par recouvrement des éléments et, dans certains cas particuliers, par manchonnage.

1.4.4 Joints entre panneaux

Le joint entre panneaux qui doit assurer la continuité de la paroi constitue un point délicat du procédé : il s'agit à cet endroit de garantir le bon alignement ainsi que le contact béton/béton des deux panneaux adjacents. On peut également dans des cas particuliers envisager d'équiper le joint d'une lame d'étanchéité.

a . Solution par tube-joint

De façon classique, le joint était réalisé par l'intermédiaire d'un coffrage dont la section pouvait présenter des formes diverses destinées à obtenir un certain effet d'embrèvement et de guidage. La forme la plus simple et la plus utilisée était évidemment la section circulaire réalisée à l'aide d'un tube épais et rigide du diamètre de l'épaisseur de la paroi, donnant le système connu du tube-joint.

b . Solution par joint CWS

L'originalité du joint CWS (brevet SOLETANCHE-BACHY) porte essentiellement sur le fait que le coffrage-joint est extrait par décoffrage latéral, après excavation du panneau adjacent et non pas comme dans la méthode du tube-joint par extraction d'un coffrage glissant avant excavation du panneau adjacent.

1.4.5 Domaine d'application

La paroi moulée est parfaitement adaptée à la présence d'eau dans le sol. La totalité de l'écran est exécutée avant l'excavation, ce qui simplifie beaucoup le terrassement. L'écran constitué en béton armé peut avoir un usage provisoire ou permanent ; dans ce

dernier cas, il est intégré à l'ouvrage définitif. Du fait de sa forte inertie, une paroi moulée est beaucoup moins déformable qu'une paroi berlinoise ou qu'un rideau de palplanches, ce qui est primordial lors de l'exécution d'un écran en site urbain (tunnels, parkings souterrains) [4].

Une paroi moulée, en plus de son rôle de soutènement, peut assurer des fonctions :

- de fondation,
- d'étanchéité.

1.5 Les parois préfabriquées

Les parois préfabriquées sont constituées, quant à elles, de panneaux préfabriqués en béton armé, descendus dans des excavations dans lesquelles ils sont maintenus à l'aide généralement d'un coulis de ciment-bentonite. Celles-ci sont réalisées dans les mêmes conditions que pour les parois moulées, le fluide de forage pouvant être prévu pour servir également de coulis de scellement des panneaux. Les parois sont généralement ancrées ou butonnées.

À la différence d'une paroi moulée, une paroi berlinoise est réalisée à partir de poteaux placés préalablement dans le sol en place. Au fur et à mesure de l'excavation, on vient placer entre les poteaux des éléments de soutènement soit préfabriqués (poutres, plaques), soit coulés en place, et l'on reprend la poussée des terres par des ancrages précontraints fixés sur les poteaux.

1.6 Systèmes d'ancrage :

Les ancrages peuvent constituer un facteur principal dans la stabilité de l'ouvrage et les techniques de leur réalisation utilisées sont très variées, compte tenu notamment des ouvrages, des efforts à reprendre, du contexte géotechnique, des conditions d'accès, etc. ... Ils représentent des dispositifs actifs ou passifs destinés à reprendre des efforts transversaux résultant essentiellement des poussées du sol et de l'eau sur la paroi moulée et des efforts d'amarrage; ces dispositifs ne peuvent que reprendre des efforts de traction. Un ancrage présente presque toujours deux parties:

1. L'ancrage proprement dit qui transmet au sol résistant les efforts à reprendre; cette action n'est possible que si l'ancrage est situé à une distance suffisante de l'ouvrage à retenir afin d'éviter l'interaction entre les prismes de butée du rideau d'ancrage, et de poussée de la paroi.
2. Un dispositif de liaison entre cet ancrage proprement dit et l'ouvrage, fréquemment appelé "longueur libre" de l'ancrage [1].

Plusieurs familles d'ancrage se distinguent pour ces différentes applications :

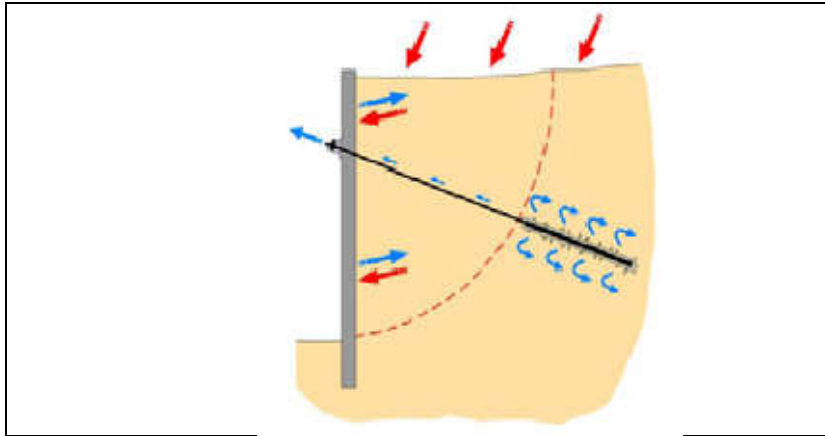
- a) Les tirants d'ancrage
- b) Les clous et les boulons d'ancrage
- c) Les micropieux
- d) Les tirants portuaires

1.6.1 Les tirants d'ancrage

Les tirants d'ancrage sont utilisés pour des efforts de traction. Ils transmettent les forces d'une structure (mur, fondation,...) au terrain dans lequel ils sont scellés. Ils sont généralement précontraints. Deux principes de fonctionnement.

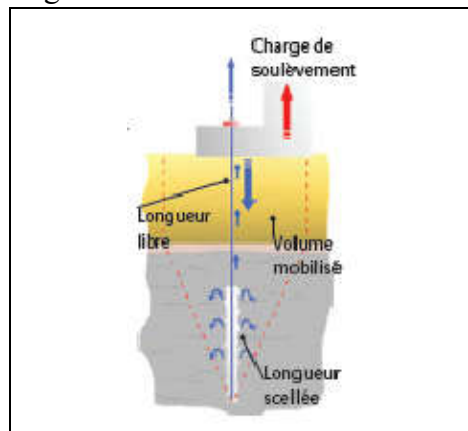
a . Soutènement

Le tirant permet de stabiliser un mur de soutènement en reportant les efforts induits par la poussée naturelle du terrain et les charges d'exploitation au-delà du cercle de glissement. Les efforts sont transmis au terrain par la longueur scellée. Le tirant est généralement précontraint afin de contrôler le déplacement de la paroi lors des différentes phases de construction.



b . Ancrage de structure

Le tirant a pour but de générer un effort sur une structure, soit pour compenser un effort de soulèvement, soit pour comprimer la fondation sur le terrain. Il doit mobiliser un volume de terrain ayant un poids suffisant pour compenser l'effort souhaité. La longueur scellée est prévue pour transmettre les efforts au terrain, et la longueur libre est définie en fonction du volume de terrain recherché. La force de précontrainte revêt une importance capitale pour limiter ou supprimer le mouvement vertical. Dans le cas d'efforts répétés, elle supprime les risques de fatigue sur le scellement.



1.6.2 Parties du tirant

Force de précontrainte : Elle peut être inférieure à la force de service du tirant. Elle est définie en fonction des déplacements acceptables de la structure.

Tête d'ancrage : C'est elle seule qui assure la liaison mécanique entre l'armature du tirant et la structure. Sa résistance et sa pérennité doivent faire l'objet d'une attention particulière.

Longueur libre : Elle est comprise entre la tête du tirant et le début de la longueur scellée. Elle permet l'allongement du câble lors de sa mise en tension et la transmission des forces à la longueur scellée.

Longueur scellée : Elle transmet l'effort au sol, à la profondeur définie par l'auteur du projet. La transmission de l'effort s'effectue par le scellement, réalisé par injection de coulis de ciment dans le terrain.

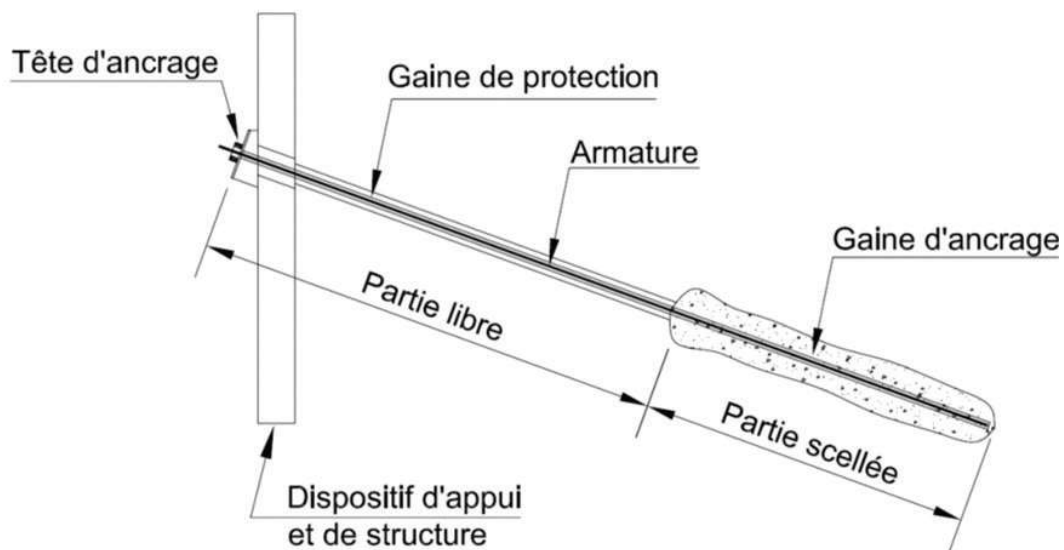


Figure (1.3) Parties du tirant

1.6.3 Les clous et les boulons

Ces ancrages sont réalisés, la plupart du temps, avec des barres introduites dans un trou de forage. Ils sont maintenus à l'aide d'un scellement ou d'un ancrage mécanique. Leur but est d'améliorer la résistance du sol.

a . Terrains meubles : Les clous

Les clous sont constitués de barres de diamètre 20 à 50 mm, introduits dans des forages de 70 à 150 mm. Leur longueur est généralement supérieure à 6,00 m et peut atteindre 20 m. Ils sont scellés sur toute leur longueur par une injection au coulis de ciment. Ils sont dits « passifs » et sont sollicités en traction, en flexion et en cisaillement par les mouvements du terrain.

b . Roche : Les boulons d'ancrage

Les boulons d'ancrage sont constitués de barres de diamètre 15 à 32 mm, introduites dans des forages de 30 à 60 mm. Leur longueur est généralement comprise entre 3,00 et 6,00 m. Ils peuvent être scellés sur toute leur longueur par une injection au coulis de ciment, ou être ancrés ponctuellement en fond de trou par une résine ou un ancrage mécanique.

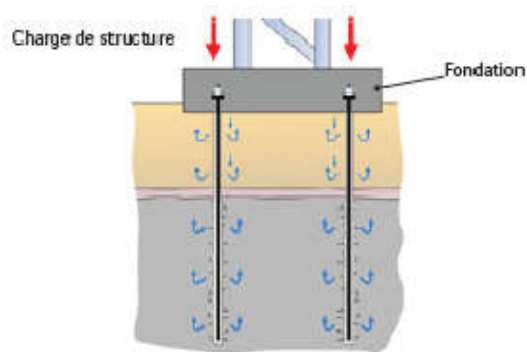
Les ancrages à scellement continu sont dits « passifs » et sont sollicités en traction et en cisaillement par les mouvements du terrain. Les boulons à scellement ponctuel (résine ou cheville) sont souvent précontraints par un serrage à la clé ou au vérin.

1.6.4 Les micropieux

Le micropieu est utilisé pour conforter des fondations existantes ou réaliser une fondation profonde sur des ouvrages neufs.

a . Un élément de fondation

Le micropieu constitue un élément de fondation en transférant les charges induites par une structure sur une fondation dans un sol portant. Il travaille essentiellement en frottement, pour reprendre des efforts de compression et/ou de traction. Comme les autres ancrages, c'est la combinaison entre le diamètre de forage, le mode d'injection et les caractéristiques du sol qui permet de définir sa capacité portante.



b . Éléments constitutifs du micropieu

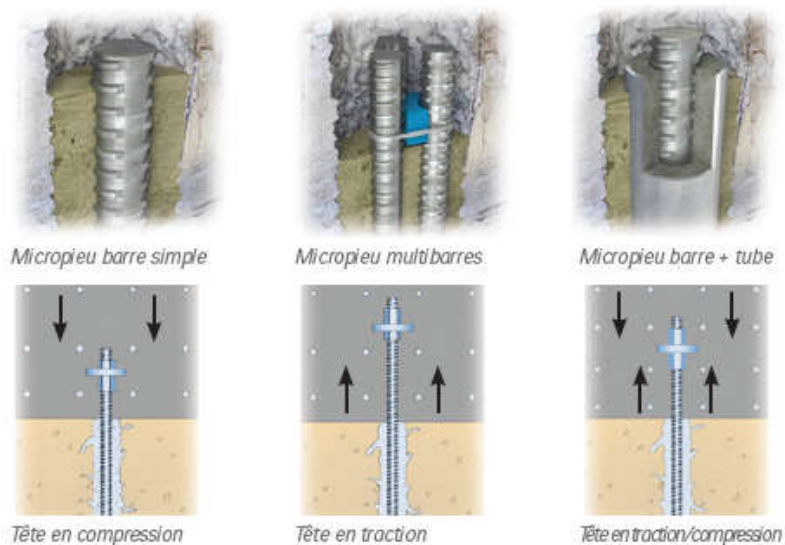
Le micropieu peut être composé d'une ou plusieurs armatures :

1. Une barre seule
2. Un faisceau de plusieurs barres (généralement trois)
3. Une barre contenue dans un tube métallique

Dans tous les cas, les barres pourront être raboutées à l'aide de coupleurs, et seront équipées de distanceurs corbeille.

Un tube d'injection adapté au mode d'injection souhaité sera installé le long de l'armature.

La liaison avec la fondation se fait au moyen d'un assemblage de plaque, écrou ou contre-écrous, positionnés judicieusement en fonction du sens des efforts.



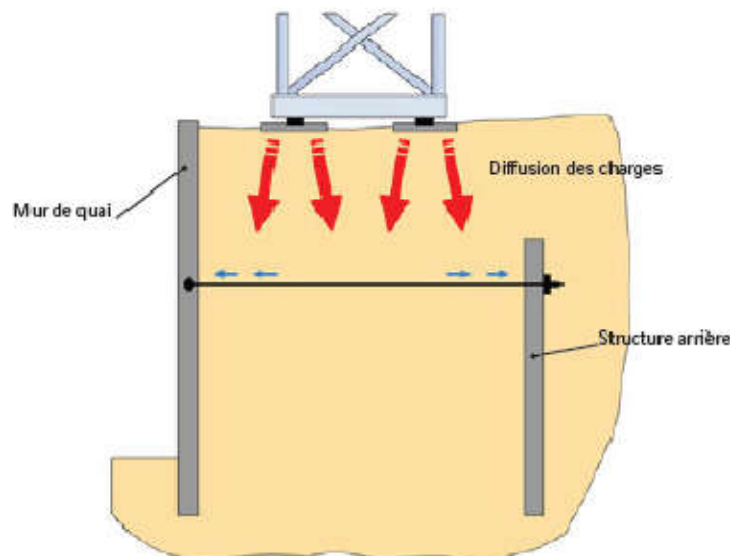
1.6.5 Les tirants portuaires

Un quai, maritime ou fluvial, est généralement constitué d'un remblai confiné entre le mur de quai et un rideau arrière. C'est le tirant qui assure la stabilité de l'ensemble.

Un élément de structure

Le tirant portuaire liaisonne un mur de quai (paroi moulée, rideau de palplanches,...) à une structure arrière (pieu, rideau de palplanches,...). Les efforts induits sur le mur de quai par la poussée naturelle du terrain et par les charges d'exploitation, sont transmis au tirant qui, sollicité en traction, reporte ces forces sur la structure arrière, elle-même soumise à une poussée due aux charges d'exploitation. Le tirant vient ainsi contenir les efforts dans un massif de terrain défini par le mur et la structure arrière. C'est le remblaiement et l'application des charges d'exploitation qui mettent en traction le tirant. Les mouvements du terrain se traduisent par des sollicitations du tirant en flexion et en cisaillement, qui nécessitent souvent la mise en place d'ancrages articulés.

Les tirants peuvent être constitués de barres passives (dans ce cas, on utilise des classes d'acier plutôt basses pour limiter l'allongement) ou de torons (dans ce cas ils seront précontraints).



1.7 Conclusion

Le premier chapitre récapitule une description des ouvrages soutènements les plus courants. La paroi moulée est un ouvrage de soutènement en béton armé exécutée en sa totalité avant l'excavation, ce qui réduit beaucoup le terrassement. Cet écran peut avoir un usage provisoire ou permanent ; dans ce dernier cas, il est intégré à l'ouvrage définitif. Du fait de sa forte inertie, une paroi moulée est beaucoup moins déformable qu'une paroi berlinoise ou qu'un rideau de palplanches, ce qui est primordial lors de l'exécution d'un écran en site urbain. Cette première partie est également complétée par une description des différents systèmes d'appuis.

Chapitre 2. Méthodes de calcul des écrans de soutènements

2.1 Introduction :

Les méthodes de calcul des écrans de soutènement en usage aujourd'hui sont très diverses. Coexistent ainsi dans les documents techniques, depuis les manuels scolaires jusqu'aux documents mis à la disposition des ingénieurs, des méthodes nées au début du siècle et des méthodes développées à partir des années 1970, des méthodes complètement empiriques et des méthodes reposant uniquement sur des modèles théoriques, des méthodes prétendant rendre compte du comportement en service des ouvrages, tout en étant qualifiées de méthodes « à la rupture », et des méthodes rendant effectivement compte du comportement à la rupture des ouvrages, bien qu'en faible nombre pour ces dernières

2.2 Dimensionnement des écrans de soutènements

Dans le cadre de la fonction soutènement, une paroi se calcule avec les méthodes suivantes [5], [6] :

1. Méthodes de la théorie de poussée/butée des écrans,
2. Méthodes empiriques
3. Méthodes de la théorie au coefficient de réaction,
4. Méthode des éléments finis.

2.2.1 Théories de calcul des pressions des terres

Il existe différentes théories pour calculer la poussée et la butée sur les écrans de soutènement. Les plus connues sont [7], [8]:

a . Théorie de Coulomb

Le sol est apparenté à un bloc qui glisse sur une surface. L'équilibre des forces en jeu (poids, réaction et frottement à la base du bloc, inclinaison de la force sur la paroi) permet de déterminer les forces de poussées et butées [9]. L'approche entière ne sera pas expliquée ici, bien qu'elle produise des résultats satisfaisants dans des sols homogènes et de frottant.

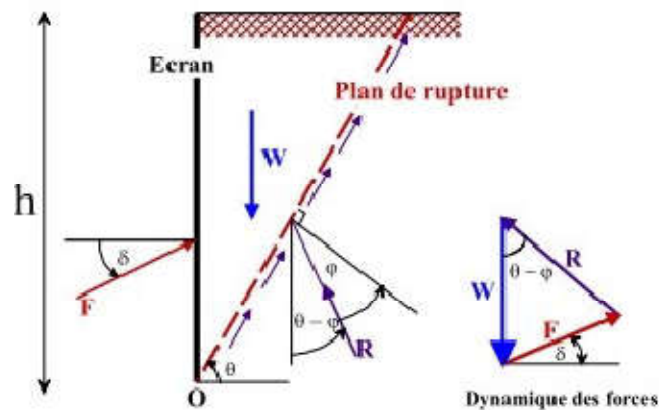


Figure (2.1) Equilibre du coin de Coulomb

b . Théorie de Rankine

En plus des hypothèses de

- a. sol semi-infini, homogène, isotrope,
- b. Conditions de déformation plane.
- c. critère de rupture de Mohr-Coulomb.
- d. Massif à surface libre plane.

Rankine (1857) avait rajouté l'hypothèse que la présence d'un écran ne modifie pas la répartition des contraintes dans le massif. Avec cette hypothèse, on peut déterminer la répartition des contraintes de poussée (ou de butée) le long d'un plan OD, dans le cas d'un sol pesant pulvérulent (γ, φ) non surchargé. La méthode de Rankine peut prendre en compte des surcharges uniformes réparties sur toute la surface du sol.

Elle présente l'inconvénient d'imposer, a priori, la valeur du frottement entre le sol et le mur. La théorie de Rankine est relativement simple mais ses applications sont

limitées. En effet, les lignes de glissement observées sur site ne sont pas droites. De plus, dans le cas de massifs limités par des parois on constate que la rugosité de l'écran joue un rôle important. Finalement, l'obliquité des contraintes sur l'écran est une caractéristique du frottement du massif et de l'écran, alors que dans la théorie de Rankine, elle ne dépend que de l'obliquité de la surface libre et de l'angle de frottement interne.

c . Théorie de Boussinesq

Boussinesq (1882) a amélioré la théorie de Rankine en prenant l'interaction réelle entre le sol et l'écran [13], c'est-à-dire en choisissant la valeur de l'angle de frottement sol-écran. Dans cet équilibre, Boussinesq considère une première zone où on a l'équilibre de Rankine se raccordant à une seconde zone où il tient compte des conditions aux limites sur l'écran [8], [9]. (Figure III.1).

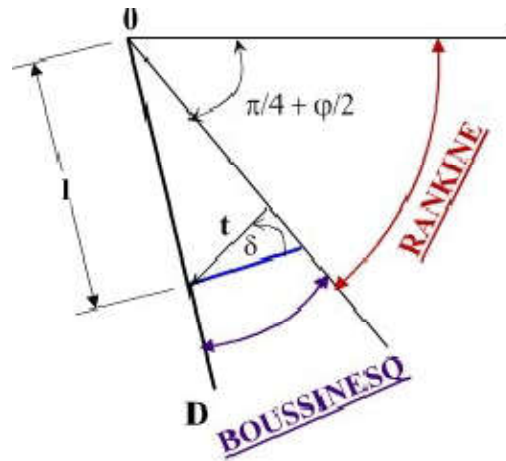


Figure (2.2) Equilibres de Boussinesq et de Rankine.

Ce massif est décomposé en deux parties séparées par un plan de glissement (OC) tel que dans la zone OAC le sol soit en équilibre de Rankine et dans la zone ODC en équilibre de Boussinesq [14,15]. Mathématiquement, le problème revient à chercher une solution aux équations différentielles d'équilibre de Boussinesq qui satisfasse aux conditions aux limites suivantes :

- raccordement sur OD aux conditions d'orientation de la contrainte,

- raccordement sur OC aux conditions de l'équilibre de Rankine

Si **Boussinesq** avait bien posé le problème, il n'a été résolu qu'en 1948 par Caquot et Kerisel. les calculs étant améliorés par ABSI pour donner des tables complètes de poussée et butée fournissant les coefficients K_a et K_p .

La méthode est adaptée aussi bien aux sols pulvérulents qu'aux sols cohérents à travers le théorème des états correspondants de Caquot. La rugosité de l'écran est prise en compte. Le déplacement relatif entre l'écran et le sol est considéré, et par conséquent l'inclinaison de la contrainte sur l'écran est introduite et la répartition des contraintes sur l'écran est supposée triangulaire. Cette méthode nous permet de remplacer un milieu cohérent par un milieu pulvérulent de même forme et de même angle de frottement interne en acceptant certaines conditions particulières.

2.2.2 Méthodes de Krey et Blum :

Krey a établi les premières hypothèses sur la répartition des forces de pressions sur un écran encastré dans le sol et soumis à un effort en tête. Il considère notamment que, pour la partie en fiche, la partie supérieure mobilise la butée devant l'écran et la partie inférieure derrière l'écran Figure 2.3a. La transition entre ces deux états est supposée linéaire. La hauteur en fiche est alors déterminée en écrivant l'équilibre en moments et en efforts de la paroi.

Ces hypothèses ont été reprises peu après par Blum [1931] [10] qui suppose que la transition entre les états d'équilibre limite en fiche s'effectue selon une répartition plus nuancée figure 2.3b, La pente du profil de pression au voisinage du point de rotation reste à déterminer, mais Blum montre que le dimensionnement de l'ouvrage dépend peu de la valeur de cette pente et que l'adoption d'un schéma simplifié figure 2.3c, qui simplifie la résolution mathématique du problème, est suffisant pour dimensionner l'ouvrage. Sur ce schéma simplifié, les pressions du sol au-dessous du centre de rotation sont assimilées à une force ponctuelle qui s'applique au niveau de ce dernier [11].

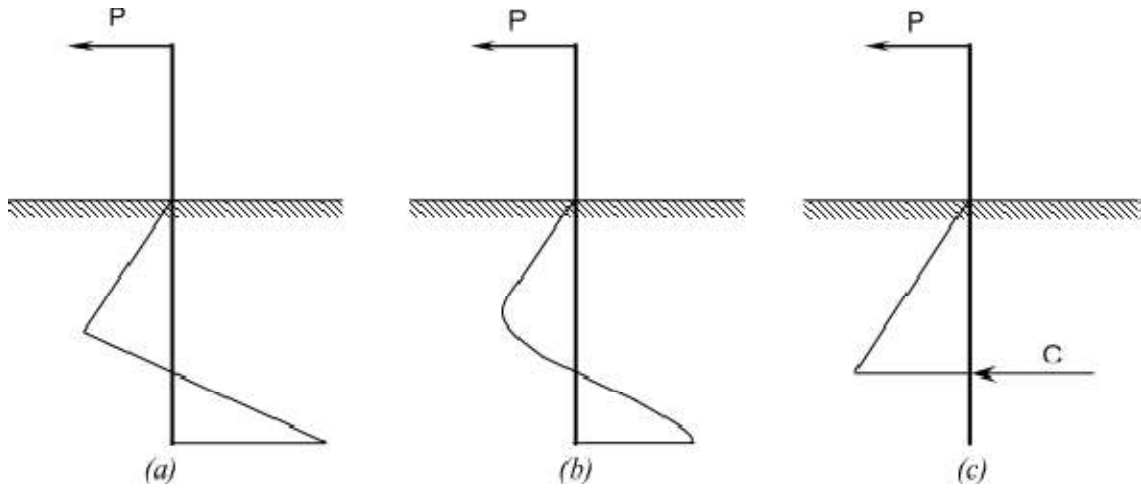


Figure (2.3) Schéma de calcul à l'équilibre limite adopté par Krey (a) et par Blum (b) et (c).

Une étude paramétrique menée par Blum montre que ce schéma simplifié conduit à une sous-estimation de la fiche d'environ 20%. L'extrapolation de ces résultats aux écrans de soutènement auto-stables, simplement encastrés, conduit Blum à préconiser le dimensionnement de l'ouvrage avec le diagramme simplifié en appliquant une majoration forfaitaire de 20% de la fiche ainsi calculée.

2.2.3 Méthodes de la théorie au coefficient de réaction (MISSK)

La méthode d'interaction sol structure au coefficient de réaction (en anglais *subgrade reaction coefficient method*) est décrite dans l'Annexe F de la norme nationale d'application pour la justification des écrans de soutènement (NF P 94-282 2009). Dans cette méthode, la paroi est modélisée comme une plaque élastique de 1 m de largeur qu'on assimile à une poutre [9].

L'hypothèse principale est l'existence d'une relation entre l'incrément de pression et l'incrément de déplacement horizontal le long de la paroi. Avec cette hypothèse, il n'est pas nécessaire de décrire le comportement en tout point du massif du sol. Les résultats de

calcul par cette méthode sont les pressions appliquées sur la poutre ainsi que ses déplacements.

Ensuite, par intégration, la rotation, le moment fléchissant et l'effort tranchant de la poutre sont calculés. MISSK ne donne donc aucun résultat à l'intérieur ou à la surface supérieure du massif de sol – les seuls résultats concernent les efforts dans le soutènement et ses déplacements.

La méthode repose sur l'estimation des pressions exercées sur l'écran. Elle utilise quatre paramètres : le coefficient des terres au repos K_0 , le coefficient de réaction k_h , le coefficient de poussée K_a et le coefficient de butée K_p qui gèrent les déformations plastiques. La Figure 2-4 présente la courbe de réaction de l'écran adoptée dans la modélisation : elle représente la pression agissant sur l'écran (en ordonnée) en fonction de son déplacement horizontal (en abscisse). La courbe est composée d'une partie élastique et de deux paliers plastiques en poussée et butée : c'est pour cela qu'on parle de ressorts élasto-plastiques. Le terme *plastique* indique simplement l'existence de deux paliers : on ne parle pas ici de plasticité avec une loi d'écoulement comme c'est le cas pour des modélisations en continuum comme les éléments finis.

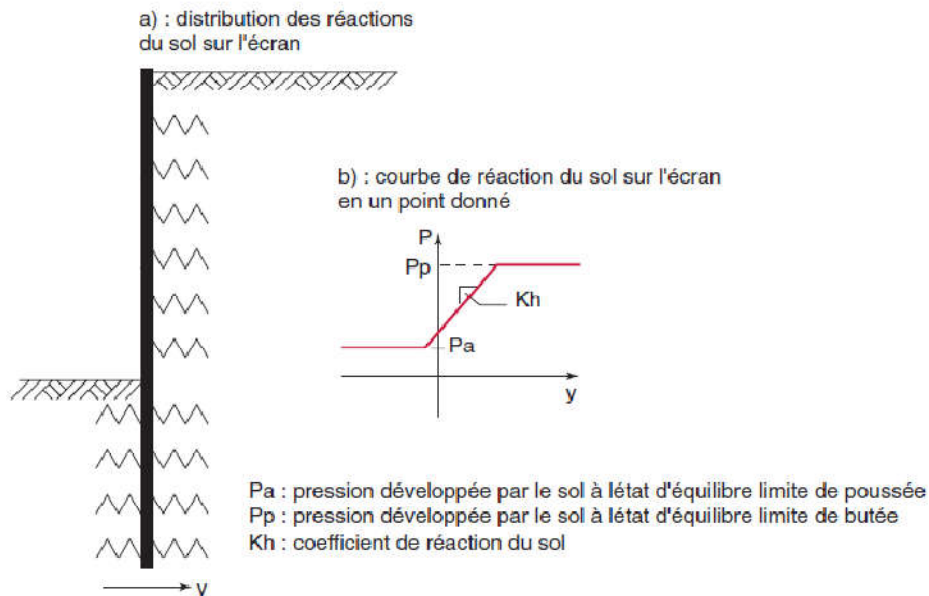


Figure (2.4) Modèle d'interaction pris en compte par la méthode du coefficient de réaction.

b . Limites du modèle MISSK

Plusieurs articles critiquent la méthode du coefficient de réaction. [15] par exemple estime que « cette méthode ne peut donc pas, sauf cas particulier, conduire à une modélisation réaliste de l'interaction sol-structure, et la crédibilité qui lui est souvent accordée pour les écrans de soutènement est totalement injustifiée ».

En pratique, les critiques portent avant tout sur l'hypothèse que la structure peut être modélisée comme une poutre sur appuis dans laquelle le sol est représenté par des ressorts élastoplastiques indépendants.

2.2.4 Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis (MEF) est une méthode numérique générale pour résoudre des équations aux dérivées partielles dans différents domaines de la mécanique et de la physique. La méthode repose sur la discrétisation du domaine étudié en sous-domaines, appelés éléments finis. Ce découpage en éléments finis s'appelle le maillage (*mesh* en anglais) [16], [17].

La technique permet de prendre en compte des géométries et des lois de comportement complexes. On peut effectuer des calculs en deux dimensions (2D) en condition axisymétrique (pour modéliser un puits circulaire par exemple) ou en déformation plane pour une section d'une excavation assez éloignée des bords de la fouille. Toutes hypothèses égales par ailleurs, l'hypothèse de déformation plane conduit à surestimer les déformations par rapport à celles calculées sur un modèle tridimensionnel.

Pour les écrans de soutènement, on est amené à faire un certain nombre de choix de modélisation, concernant le comportement des différents matériaux constituant l'écran de soutènement, le sol, les appuis et les ancrages.

Les écrans de soutènement sont souvent modélisés par des éléments de poutre élastique (de type Euler-Bernoulli) dont l'épaisseur est réduite à zéro. Ce choix rend bien compte du comportement horizontal de l'écran, mais peut poser problème dans la direction verticale, la poutre pouvant poinçonner le sol.

a . Maillage

Une maille d'éléments finis doit représenter correctement la géométrie de la structure et les couches de sol mises en valeur par la reconnaissance. Il devrait être conçu en tenant compte des facteurs suivants :

- a) Le maillage doit être suffisamment fin dans les zones les plus sollicitées, c'est-à-dire dans les zones où l'on prévoit les plus grandes variations de déplacement et de contraintes.
- b) Le ratio «grande dimension sur petite dimension» des éléments doit demeurer proche de l'unité, surtout dans les zones à forte pente. Afin de ne pas perturber les calculs, les triangles devraient ressembler autant que possible aux triangles équilatéraux, les quadrilatéraux à carrés.

b . Conditions aux limites

La nature des conditions aux limites du maillage (déplacements imposés ou forces imposées) et les distances sur lesquelles ces conditions sont imposées peuvent affecter les résultats des calculs par éléments finis. En ce qui concerne la nature des conditions imposées aux frontières du maillage, celle-ci a relativement peu d'influence sur les résultats à proximité de la fouille pour autant que l'extension verticale et latérale du modèle soit suffisante.

Plus important est l'effet de l'expansion verticale et latérale du maillage sur les résultats de la modélisation. Cependant, cela dépend du type de problème étudié, de la stratigraphie (horizon dur ou roche profonde), du modèle de comportement utilisé pour le sol, et du type de résultats attendus (efforts internes dans la paroi, déplacement horizontal, etc.). Il n'y a pas de critère unique pour assurer un bon compromis entre précision et coût numérique.

c . Modélisation de la séquence de construction

Les contraintes exercées sur une paroi de fouille et les autres composants structurels tels que les étais, les tirants d'ancrage et les dalles de l'ouvrage varient en fonction des conditions du terrain et de l'eau. Cela dépend également de la méthode de

construction utilisée, de la séquence de réalisation comprenant le terrassement et l'étayage, ainsi que de la durée des différentes phases. Il en est de même pour l'étendue et l'amplitude des mouvements se développant autour de la fouille.

La modélisation de l'interaction entre une paroi et un massif de sol présente des caractéristiques hyperstatiques et non linéaires, tout comme dans la réalité. Les résultats des calculs dépendent des différentes étapes intermédiaires et de la précision de leur modélisation, en particulier lorsque des modèles de comportement prenant en compte la non-linéarité élevée des sols sont utilisés. Il est donc important de reproduire au mieux la séquence de réalisation de l'ouvrage. Cette approche devient essentielle, notamment lorsque des modélisations numériques sont utilisées pour examiner différentes alternatives constructives ou pour optimiser un projet.

d . Etat initial des contraintes

Déterminer précisément l'état naturel des contraintes dans un massif de sol est extrêmement difficile car il dépend de son histoire géologique. Cependant, il est important d'estimer au mieux l'amplitude et la direction des contraintes principales préexistantes, car elles peuvent avoir une influence considérable sur le comportement de la fouille et de la paroi de soutènement.

Ainsi, lorsque les conditions du sol sont équivalentes, des contraintes horizontales préexistantes élevées entraînent une poussée plus importante du sol derrière la paroi et une condition de contraintes plus proche de l'état limite de butée sous le fond de fouille. Ces sollicitations affectent les forces internes dans la paroi, entraînent des déplacements horizontaux plus importants, en particulier sous le fond de fouille, et augmentent à la fois l'amplitude et l'étendue des tassements causés par la fouille.

Une modélisation précise de la réponse d'un massif de sol et d'une paroi de soutènement lors de la réalisation d'une fouille nécessite donc une connaissance adéquate de l'état initial des contraintes dans le terrain, y compris les conditions hydrauliques.

e . Choix du modèle constitutif

Le modèle constitutif utilisé pour décrire le comportement du sol, ainsi que les paramètres mécaniques associés, ont un impact significatif sur les résultats des modélisations et conditionnent leur pertinence. Par exemple, les modèles de comportement simples tels que les modèles élastiques-linéaires parfaitement plastiques avec les critères de rupture de Mohr-Coulomb, Tresca et Von Mises, ne sont pas adaptés pour prédire les mouvements du sol. Ils surestiment considérablement les gonflements au fond de la fouille et prédisent même un soulèvement du sol derrière la paroi suite à une décharge élastique du massif. Avec de tels modèles, des tassements n'apparaissent que lorsque le sol plastifie effectivement derrière la paroi.

f . Modélisation de la structure et de l'interface

Schweiger et Carter et al, ainsi que d'autres auteurs, ont réalisé une comparaison des résultats de différents logiciels de calcul sur un problème de fouille. Bien que ce problème soit fictif, il était parfaitement défini en termes de géométrie, séquence de construction (terrassement et étayage), modèle constitutif (élastique-linéaire parfaitement plastique avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb) et propriétés mécaniques. Malgré la clarté de toutes ces caractéristiques du problème et donc l'attente de résultats cohérents, une large dispersion des résultats a été observée, dès la première étape de construction où la paroi était simplement fichée (terrassement de 4 m et absence d'étayage).

Outre une possible mauvaise interprétation des données spécifiées par certains modélisateurs, Schweiger explique les divergences de prédictions par des différences de modélisation de la structure et par l'utilisation ou non d'éléments de contact entre la paroi et le sol. Ces facteurs ont contribué à la dispersion des résultats observés malgré les caractéristiques clairement définies du problème.

g . Limites de la méthode aux éléments finis

La limite principale de la MEF est sans doute le grand nombre de paramètres qui sont rarement disponibles sur des projets réels, ce qui conduit à associer un grand nombre d'incertitudes. Comme les ingénieurs n'ont pas accès aux paramètres mesurés, ils utilisent des corrélations à partir des données courantes – par exemple les modules pressiométriques EM.

Une deuxième limite reste le temps nécessaire pour mener une étude, même en déformation plane et avec des interfaces graphiques avancées : – la création du modèle est un travail complexe pour un projet réel combinant un grand nombre de phases de travaux et de paramètres. Le calcul ainsi que le traitement des résultats avec la MEF prennent beaucoup plus de temps qu'avec un calcul MISSK.

2.3 Conclusion :

Le dimensionnement d'un ouvrage de soutènement nécessite la bonne connaissance des notions fondamentales des pressions des terres, le mode de reprise de ces pressions par l'ouvrage, les caractéristiques de sol...etc.

La répartition des contraintes de poussée ou de butée le long des écrans rigides en translation est trapézoïdale (avec surcharge) ou bien triangulaire (sans surcharge).

Les méthodes classiques sont pratiquement incapables de reproduire correctement et globalement le comportement des ouvrages de soutènement qui est directement liée à l'interaction entre le sol et les autres éléments de la structure, pour ceci il est souhaitable l'utilisation des méthodes numériques pour le calcul de ces ouvrages, avec l'examen des travaux expérimentaux existant dans ce domaine.

La méthode des éléments finis semble la méthode la mieux appropriée à l'étude des problèmes de soutènement. Elle permet de modéliser le comportement de l'ensemble des éléments intervenant dans le comportement de l'ouvrage (sol, écran, eau, surcharges) ainsi que les différents couplages entre ces éléments.

Chapitre 3. Présentation du logiciel ADONIS

3.1 Introduction :

Adonis est un programme d'éléments finis gratuit conçu pour effectuer des analyses de déformation et de stabilité des structures géotechniques. *Adonis* est un programme facile à utiliser pour divers projets géotechniques. Il dispose d'une interface graphique complète pour le prétraitement ou le post – traitement et utilise un générateur automatisé de maillage non structuré pour créer des maillages d'éléments finis complexes. L'interface conviviale guide l'utilisateur tout au long de la spécification des phases de construction. *Adonis* soutient un large éventail de conditions aux limites et de modèles constitutifs pour simuler les interactions entre les matériaux qui sont pertinents pour les problèmes de géo ingénierie. Développé par Roozbeh Geraili Mikola de l'université de Berkeley California aux Etats unis.

3.2 Préprocesseur

Les principales caractéristiques de l'interface graphique du préprocesseur sont répertoriées ci-dessous.

- Une fenêtre de saisie graphique de style CAO facile à utiliser qui permet à l'utilisateur de créer une géométrie rapidement et efficacement.
- Options d'accrochage qui permettent à l'utilisateur de «capturer» rapidement et facilement exactement un point ou un segment de ligne dans la vue.
- Puissants générateurs de maillage automatiques pour générer des éléments triangulaires
- Saisie de données via des boîtes de dialogue, accessibles à partir de menus, de barres d'outils et du panneau de commande
- Affichage en temps réel des séquences de construction
- Affichage graphique des charges et des fixités

- Ensemble complet de fonctions de zoom
- Une fonction de vérification des propriétés des matériaux pouvant être configurée avec des valeurs de propriétés personnalisées
- Bibliothèque de modèles de matériaux (par exemple, élasticité, plasticité Mohr Coulomb, Hoek-Brown, adoucissement des contraintes et Cam-Clay modifié)
- Excavation, simulation de remblai
- Éléments structurels (par exemple, éléments de poutre, de câble, d'attache et de bande)
- Spécification pratique des conditions aux limites générales (déplacement et contrainte)
- Nappe phréatique pour des contraintes effectives.
- Possibilité de sauvegarder et de rouvrir le modèle à tout moment.

Le code *Adonis* est disponible en plusieurs langues, Anglais, Français, Allemand, Italien, Espagnol, Portugais, Russe , Turc et Chinois simplifié.

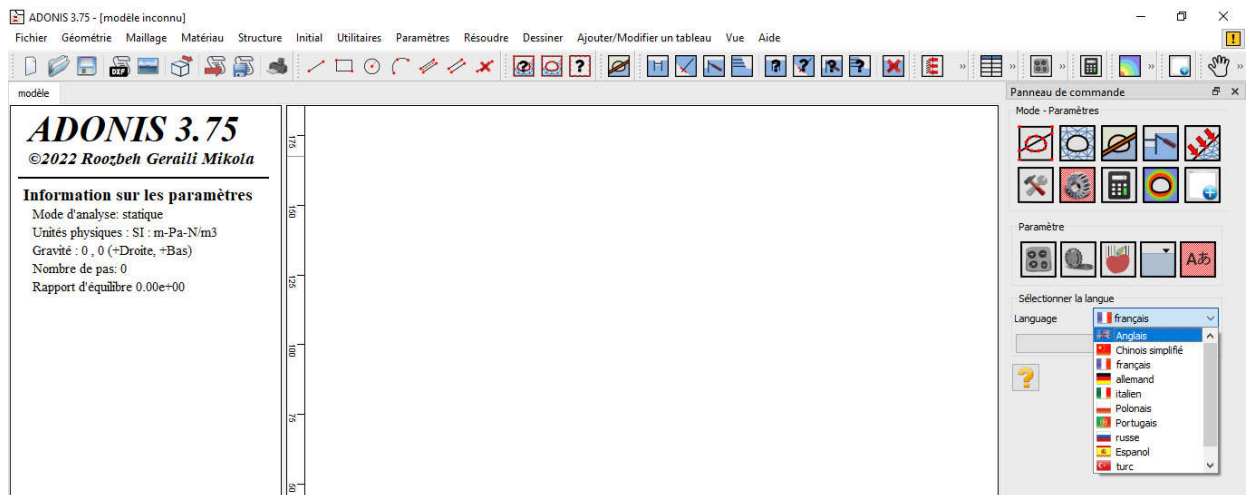


Figure (3.1) Interface de logiciel ADONIS

ADONIS est doté de fonctionnalités tout à fait remarquables pour traiter tous les aspects des ouvrages géotechniques complexes. Un résumé des fonctions essentielles est donné ci-dessous:

3.3 Système d'unités

Le code Adonis dispose de plusieurs systèmes d'unités de mesure. L'utilisateur peut aussi fournir les données dans un système cohérent vérifiant la loi fondamentale de la dynamique. Une fois que les unités de mesure utilisées dans les données sont définies, tous les résultats seront exprimés dans ces mêmes unités.



Figure (3.2) System d'unité dans Adonis

3.4 Entrée des données

3.4.1 Définition graphique de la géométrie du modèle

La définition des couches de sol, des ouvrages, des phases de construction, des chargements et des conditions aux limites s'appuie sur des procédures graphiques faciles à utiliser, ce qui permet une description détaillée et précise des conditions réelles à modéliser. Le logiciel permet à l'utilisateur l'import d'éléments géométriques générés par les logiciels de dessins (Format DXF).

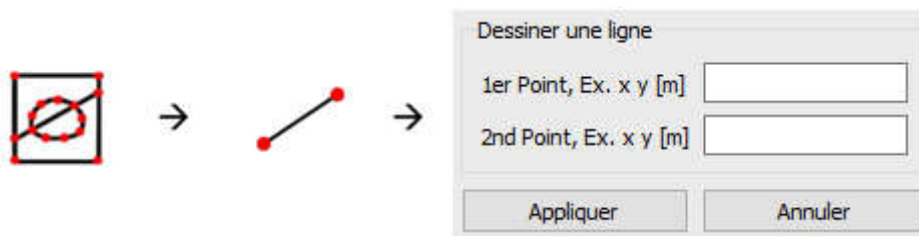


Figure (3.3) Définition de la géométrie du modèle

3.4.2 Génération automatique du maillage

Le maillage en d'éléments finis est généré de manière automatique directement à partir du modèle géométrique. Avant le maillage, les frontières du modèle doivent d'abord être discrétisées. Ce processus subdivise les segments de ligne qui formera le cadre du maillage en d'éléments finis. Adonis offre une génération entièrement automatique de maillages non structurés d'éléments finis triangulaire à trois nœuds (T3) et a six nœuds (T6), avec des options pour raffiner le maillage, globalement ou localement taille maximale des arêtes (*max. edge size*) et surface maximale du triangle (*max. triangle area*). Le maillage peut contenir des milliers d'éléments.

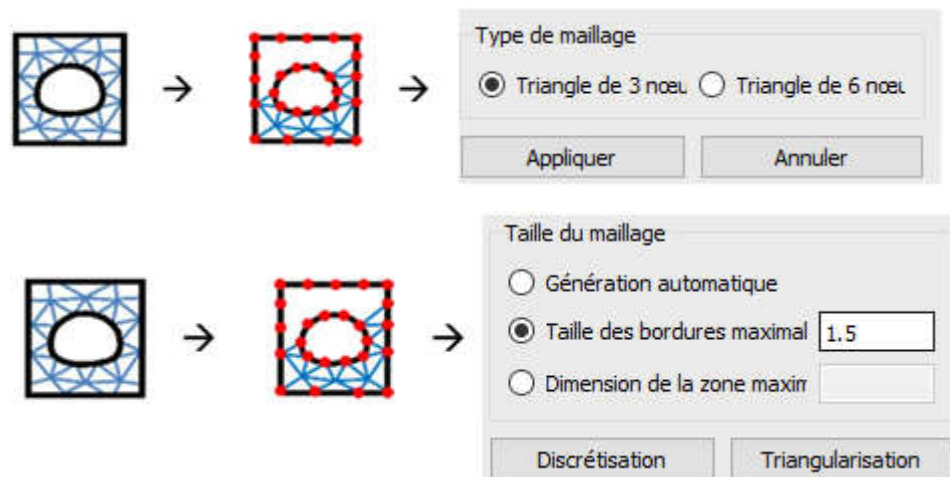


Figure (3.4) Génération du maillage

3.4.3 Conditions aux limites

Adonis soutient un large éventail de conditions aux limites. Ces conditions peuvent être appliquées aux lignes comme aux points définissant la géométrie du modèle, dans les directions x ou y. Une option permet d'appliquer les conditions aux limites standards valables dans la majorité des cas.

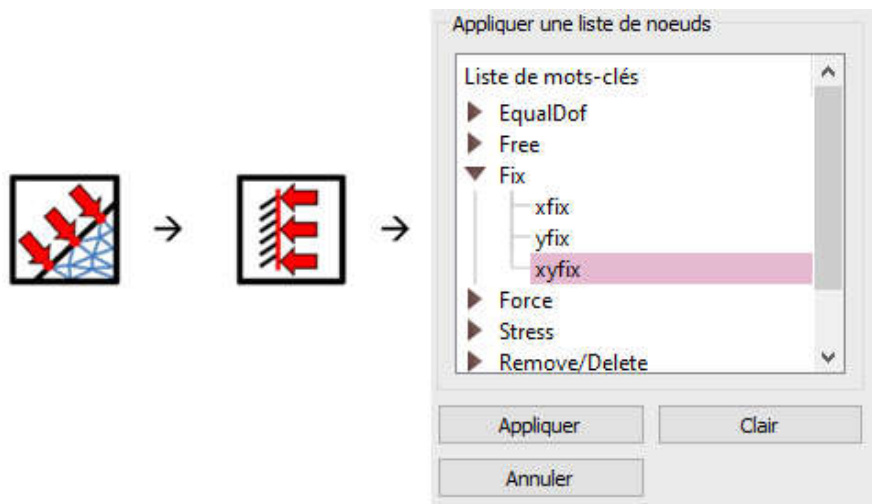


Figure (3.5) Application des conditions aux limites.

3.4.4 Chargement

Deux systèmes de chargement indépendants sont proposés pour appliquer des forces ponctuelles ou des charges réparties. Les forces ponctuelles peuvent être appliquées à n'importe quel point de la géométrie, les charges réparties à n'importe quelle ligne de la géométrie.

3.4.5 Affectation de propriétés

L'affectation des propriétés associées à un modèle s'effectue de manière totalement interactive et concerne aussi bien les caractéristiques physiques des matériaux que les composantes de chargement ou les conditions aux limites. Le résultat de cette opération d'affectation se traduit par une représentation graphique permettant à l'utilisateur de vérifier visuellement la manipulation réalisée

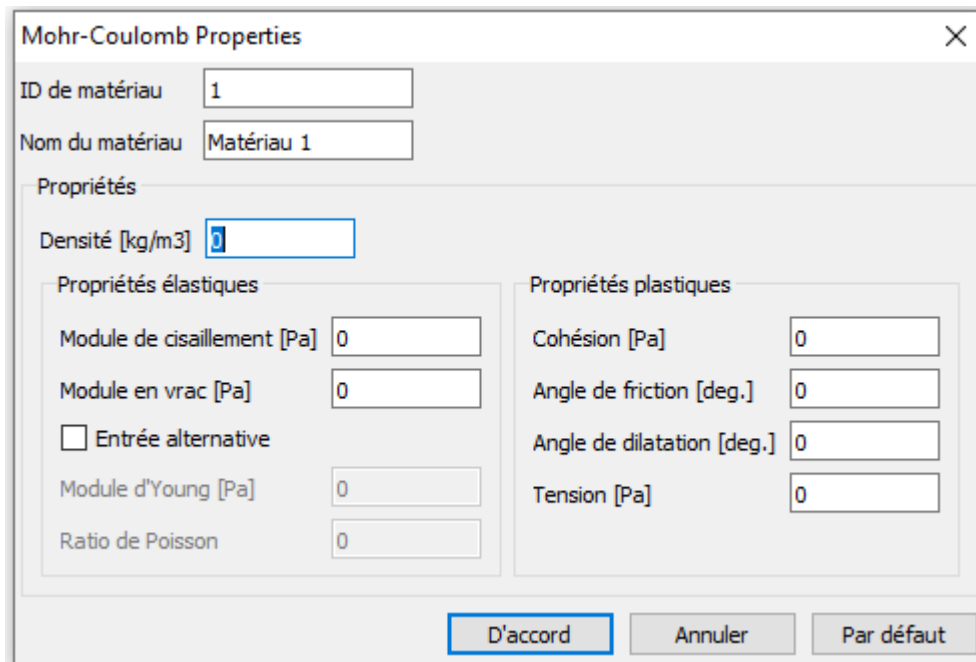


Figure (3.6) Affectation des propriétés du matériau

3.5 Modèle incorporé dans ADONIS

Les lois de comportement des sols disponibles dans la version 3.75.2 sont :

3.5.1 Modèle élastique linéaire:

Le comportement mécanique des sols peut être modélisé à différents niveaux d'exactitude. La loi de Hook, par exemple, est la plus simple relation contrainte-déformations disponible. Cette loi considère le matériau comme étant linéaire, isotropique et élastique. Le comportement est caractérisé par le module de Young, E , et le coefficient de Poisson, ν cette loi est trop simple pour modéliser le comportement réel des sols.

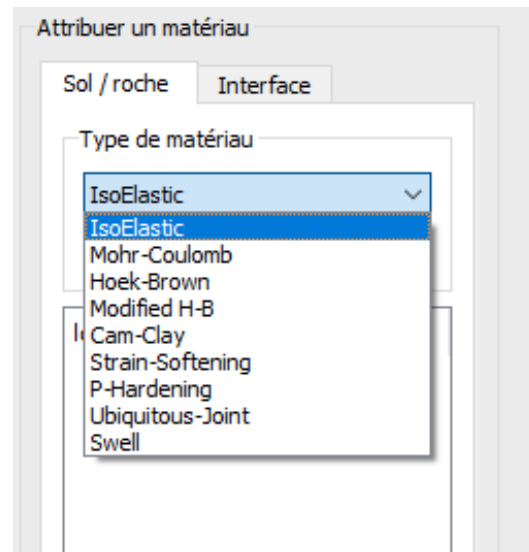


Figure (3.7) Modèle de comportement disponible

3.5.2 Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb, ou modèle élasto-plastique est un modèle constitutif de sol qui inclut cinq paramètres du sol, i.e. le module de Young, E , le coefficient de Poisson, ν sont représentatifs de l'élasticité du sol, l'angle de frottement interne ϕ et la cohésion, c , sont représentatifs de la plasticité du sol, ψ est un paramètre qui représente la dilatance du sol. Le modèle de Mohr-Coulomb est considéré comme un modèle de première approximation du comportement du sol, et recommandé pour les analyses primaires des problèmes géotechniques.

Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \phi + c \quad (3.1)$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et ϕ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau.

3.5.3 Modèle de Hoek-Brown

Le critère de Hoek-Brown définit les conditions de contrainte dans lesquelles une masse rocheuse se déformera de manière inélastique et, si elle n'est pas correctement soutenue, s'effondre. Le critère s'applique au comportement isotrope.

Les paramètres définissant le critère de Hoek-Brown sont estimés à partir d'une combinaison d'essais de laboratoire sur des carottes de roche intactes et d'une procédure de «réglage» utilisant un graphique empirique tenant compte de la qualité de la masse rocheuse. Cette carte empirique définit ce qu'on appelle l'indice de résistance géologique (GSI), qui repose sur des inspections visuelles de l'état de la surface et du type de structure de la masse rocheuse. Ce critère nécessite six paramètres avec la dilatance.

The screenshot shows a dialog box titled "Hoek-Brown Properties" with a close button (X) in the top right corner. The dialog is organized as follows:

- ID de matériau:** 1
- Nom du matériau:** Matériau 1
- Propriétés:**
 - Densité [kg/m3]:** 3
- Propriétés élastiques:**
 - Module de cisaillement [Pa]: 0
 - Module en vrac [Pa]: 0
 - Entrée alternative
 - Module d'Young [Pa]: 0
 - Ratio de Poisson: 0
- Hoek-Brown:**
 - sigci [Pa]: 0
 - mb: 0
 - s: 0
 - a: 0
 - s3cv [Pa]: 0

At the bottom of the dialog, there are three buttons: "D'accord" (highlighted with a blue border), "Annuler", and "Par défaut".

3.5.4 Modèle CAM CLAY

Modèle ayant un comportement élastique non-linéaire en volume et plastique en volume et en distorsion. Les paramètres utilisés dans ce modèle sont :

1. $E0$: indice des vides initial. –
2. M : coefficient de frottement. –
3. C : cohésion.
4. $-P0$: pression de pré-consolidation. –
5. $KAPA$: pente élastique dans un diagramme $e-\log(p)$. –
6. $LAMD$: pente plastique dans un diagramme $e-\log(p)$. –
7. $G1$: module de cisaillement.

The screenshot shows a dialog box titled "Modified CamClay Properties" with a close button (X) in the top right corner. The dialog is organized as follows:

- ID de matériau**: Input field containing "1".
- Nom du matériau**: Input field containing "Matériau 1".
- Propriétés**:
 - Densité [kg/m3]**: Input field containing "0".
 - Propriétés élastiques**:
 - Module de cisaillement [Pa]**: Input field containing "0".
 - Module en vrac, Kmax [Pa]**: Input field containing "0".
 - Ratio de Poisson constant**
 - Ratio de Poisson**: Input field containing "0".
 - Propriétés plastiques**:
 - Kappa**: Input field containing "0".
 - Lambda**: Input field containing "0".
 - Pente de ligne d'état critique, M**: Input field containing "0".
 - Pression de pré-consolidation, Pc [Pa]**: Input field containing "0".
 - Pression de référence, P1 [Pa]**: Input field containing "0".
 - Vol. spécifique à la pression de réf.**: Input field containing "0".
 - Volume spécifique initial**: Input field containing "0".

At the bottom of the dialog, there are three buttons: "D'accord" (highlighted with a blue border), "Annuler", and "Par défaut".

3.5.5 Le Hardening Soil Model

Le modèle Hardening Soil Model (HSM) est un modèle plus complexe, qui comporte une partie élastique non linéaire et deux mécanismes plastiques écrouissables. On trouve différentes présentations du modèle dans (Schanz, Vermeer et Bonnier 1999) et d'autres références.

La formulation du modèle fait intervenir trois modules : le module élastique de déchargement/rechargement, le module sécant à 50% du déviateur maximal, le module tangent sous sollicitation oedométrique. Ces modules varient en fonction de la contrainte de confinement suivant une loi puissance qui fait intervenir un exposant noté n (qui prend la même valeur pour les trois modules), et dépendent de plus de la cohésion, de l'angle de frottement, d'une pression de référence notée p_{ref} , et d'une valeur de référence du module considéré, notée avec l'exposant.

Les autres paramètres sont le rapport de rupture, le coefficient de Poisson, et l'angle de dilatance. Le modèle comporte donc au total dix paramètres :

The screenshot shows the 'P-Hardening Properties' dialog box with the following parameters:

Section	Parameter	Value
General	ID de matériau	1
General	Nom du matériau	Matériau 1
Propriétés	Densité [kg/m3]	0
Propriétés élastiques	E50_ref [Pa]	0
Propriétés élastiques	Eoed_ref [Pa]	0
Propriétés élastiques	Eur_ref [Pa]	0
Propriétés élastiques	m	0
Strength	Cohésion [Pa]	0
Strength	Friction [deg.]	0
Strength	Dilatation [deg.]	0
Strength	Tension [Pa]	0
Advanced	p_ref [Pa]	100
Advanced	sig3 [Pa]	0
Advanced	OCR	100
Advanced	Fc	0
Advanced	Knc	0
Advanced	Ratio de Poisson	0.2
Advanced	sig1 [Pa]	0
Advanced	Rf	0.9
Advanced	sig2 [Pa]	0
Advanced	Flag_ini	0
Void Ratio	e_ini	1
Void Ratio	e_max	999
Small Strain	Flag_small	0
Small Strain	E0_ref [Pa]	0
Small Strain	gamma07	0.0002

3.6 Post-traitement

Pour le calcul, l'utilisateur doit attribuer la gravité et lancer des calculs élastique ou plastique (calcul du coefficient de sécurité).

ADONIS est doté d'un logiciel d'interprétation et de visualisation des données relativement avancé. Outils de visualisation de sortie globale (tracés de contour des déplacements, des déformations et des contraintes) avec la navigation par la souris,

L'utilisateur peut rapidement se rendre dans les régions les plus intéressantes. Les résultats de modélisation peuvent être visualisés à l'aide des outils graphiques fournis. L'interface graphique du post-processeur est basée sur la même fenêtre d'affichage graphique que celle utilisée dans le préprocesseur. Par conséquent, la plupart des fonctionnalités, telles que les fonctions de zoom, les options d'affichage personnalisables et l'affichage en temps réel de l'analyse sont des fonctions essentielles similaires à ceux du préprocesseur.

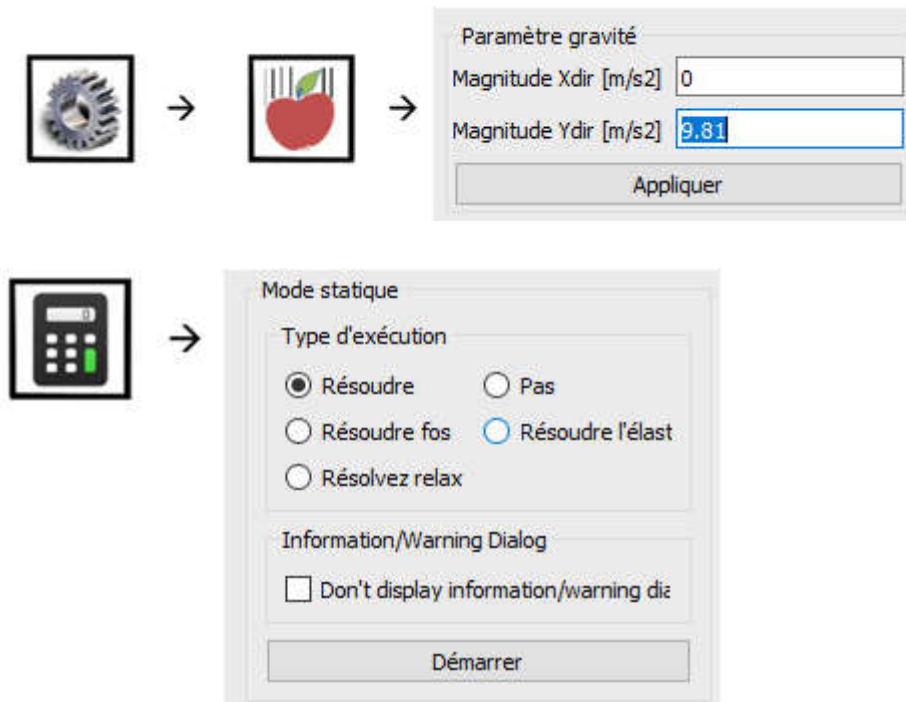


Figure (3.8) Attribution de la gravite et lancement des calculs

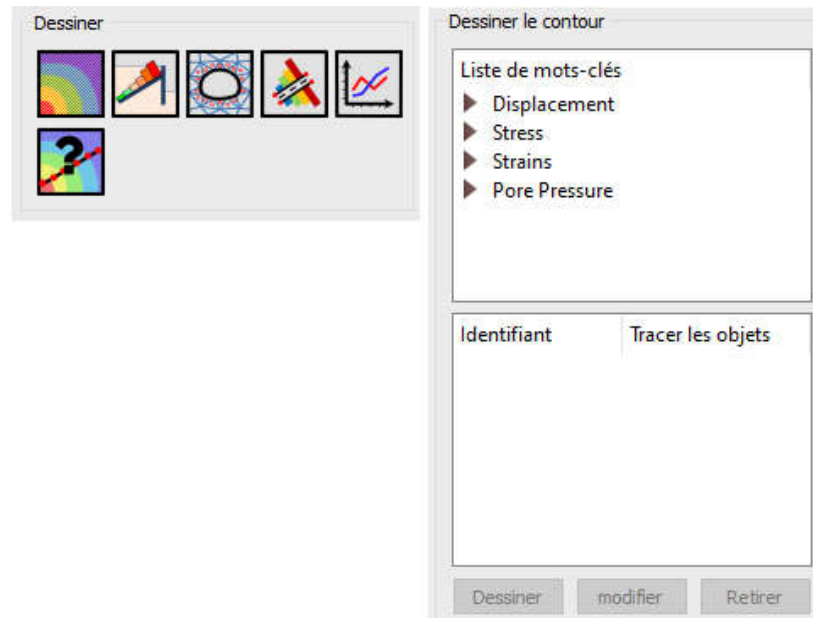


Figure (3.9) Boite de dialogue post-processueur.

3.7 Conclusion

Ce chapitre présente ADONIS, un logiciel destiné à la géomécanique informatique. ADONIS propose des pré- et post-processueurs récemment développés qui permettent à l'utilisateur de configurer des modèles en éléments finis pour différents types de géométries, et de prendre en charge une large gamme de types de matériaux. Les fonctionnalités d'ADONIS sont très faciles à utiliser, avec notamment des options de visualisation, des capacités de maillage et des fenêtres de dialogue qui permettent aux ingénieurs de créer des modèles géotechniques plus rapidement et de réduire les risques d'erreur.

Chapitre 4. Modélisation numérique

4.1 Introduction

L'objectif de cette étude est de créer un modèle numérique à l'aide du logiciel ADONIS version 3.75 pour simuler le comportement d'une paroi moulée renforcée par quatre nappes de tirants. Ce modèle doit spécifier les propriétés des matériaux (sol, parois moulée, et tirant d'ancrage) ainsi que les conditions aux limites. La technique de modélisation comprend la paroi moulée, le sol et l'ancrage.

4.2 Géométrie et propriétés des matériaux

Le modèle a une dimension de 45 mètres en largeur et 35 mètres en profondeur. Le soutènement est assuré par une paroi moulée de 0,60 mètre d'épaisseur et 5,32 mètres de largeur a été coulée en panneaux alternés (panneaux primaires et secondaires) à partir d'une plateforme établie à 3,30 mètres sous la surface du terrain naturel, et d'une profondeur de 20,40 mètres. Cette paroi était ancrée par quatre nappes de tirants forés, qui ont été précontraints et inclinés de 30°, 27°, 25°, 25° par rapport à l'horizontale et mis en place dans le sol (Figure 4.1).

Pour effectuer la modélisation numérique à l'aide du code de calcul ADONIS, il est nécessaire de définir certains paramètres. Les valeurs de ces paramètres sont regroupées dans le tableau suivant :

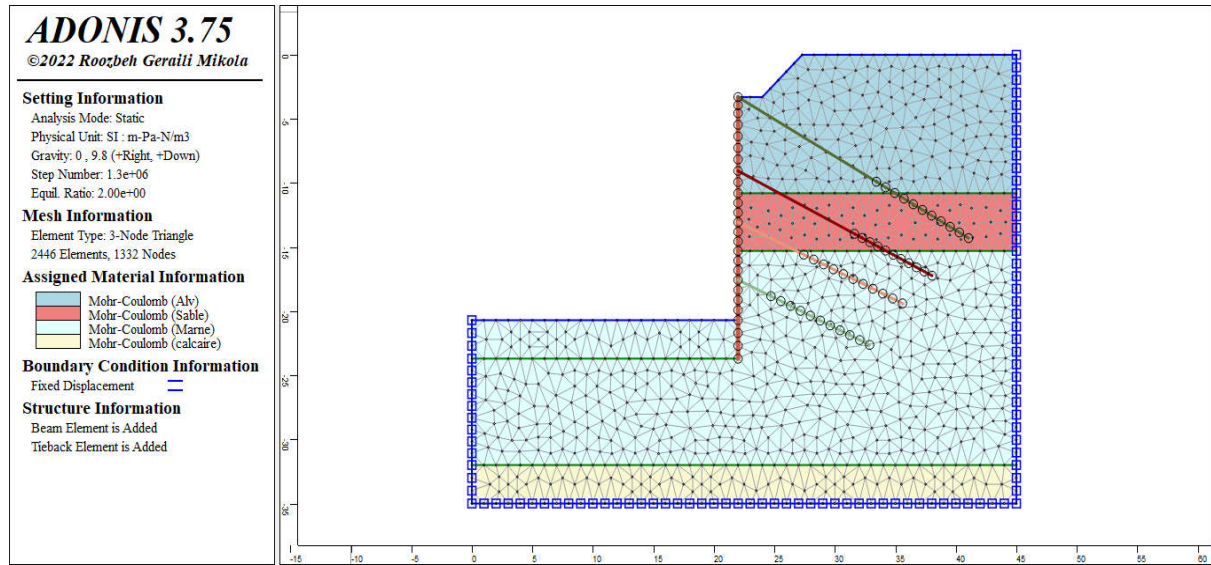


Figure (4.1) Modèle géométrique du projet

Tableau (4.1) Propriétés des couches de sols et des interfaces.

Couche	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	c_u (kPa)	φ_u (°)	E (MPa)
Des alluvions anciennes	20	28	28			20
Sable de Beauchamp	20	20	33	137	0	38
Marnes et caillasses	20	37	32	145 / 320	0	32
Calcaire grossier	20	37	32	780	0	27

Les caractéristiques de la paroi moulée et des tirants sont regroupées dans les tableaux suivants.

Tableau (4.2) Propriétés mécaniques de la paroi moulée

Largeur (m)	Epaisseur (m)	Hauteur (m)	ν (nu)	E(Gpa)
5.32	0.60	20.40	0.2	30

Tableau (4.3) Propriétés des tirants d'ancrages

Nappe Type	Longueur libre (m)	Longueur de scellement (m)	Tension de précontrainte théorique (kN)
1 TMF	13	9	366
2 TMD	12	6	611
3 TMD	6	9	840
4 TMD	3	9	1040

4.3 Génération du maillage

L'analyse est effectuée dans le cadre des déformations planes et le maillage est composé d'éléments triangulaires à 3 nœuds. Le nombre d'éléments utilisé est de 2446 et le nombre de nœuds est de 1332 (Figure 4.1). La taille de bordure maximale du maillage a été réglée à "1.5".

4.4 Conditions initiales et hydrauliques

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales et les contraintes initiales du sol. Pour les conditions hydrauliques, Aucune nappe n'a été détectée dans les sondages de reconnaissance des couches du sol.

Afin d'initialiser les contraintes verticales et horizontales dans le modèle, sélectionnez "Condition initiale", puis "Appliquer la condition initiale". Ensuite, dans la "Liste des mots-clés", cliquez sur "syy" sous "Contrainte de l'élément".

En plus de la contrainte constante, la commande "Initial" prend également les mots-clés "xvar" et "yvar", qui permettent aux contraintes initiales de varier linéairement sur la plage spécifiée. Les contraintes varient linéairement avec la distance depuis l'origine des coordonnées globales, $x=0$, $y=0$:

$$\begin{aligned}sxx &= sxx0 + vx_xx \times x + vy_xx \times y \\syy &= syy0 + vx_yy \times x + vy_yy \times y \\szz &= szz0 + vx_zz \times x + vy_zz \times y\end{aligned}$$

La valeur est la composante de contrainte à l'origine et (x,y) est la position du point de Gauss dans les coordonnées globales. Par exemple, la contrainte verticale en haut et en bas de la couche des alluvions anciennes devrait être de 0 et γ alluvions \times h (par exemple, $2000 \times 9,8 \times 10,8 = 211680$ Pa). Pour spécifier un tel gradient de contrainte, les valeurs de contrainte initiale et yvar devraient être de 0 et 19992 (c'est-à-dire que la valeur modifiée = $0 + 0 \times x + \gamma$ alluvions $\times y$). La même procédure sera appliquée pour l'initialisation desyy, sxx et szz pour les couches Sable de Beauchamp, Marnes et caillasses et de Calcaire grossier. Le tableau 4.4 résume les valeurs requises pour chaque commande d'initialisation.

Tableau (4.4) Paramètres de contraintes initiales

Contrainte	Valeur Initiale (Pa)	Variation (Pa)	X-Limit (m)	Y-Limit(m)
syy	0	19992	0-30	-10.8,0
syy	0	19992	0-30	-15.30,-10.8
syy	0	19992	0-30	-32,-15.30
syy	0	19992	0-30	-35,-32
sxx	0	10595.76	0-30	-10.8,0
sxx	0	9196.32	0-30	-15.30,-10.8
sxx	0	9396.24	0-30	-32,-15.30
sxx	0	9396.24	0-30	-35,-32
szz	0	10595.76	0-30	-10.8,0
szz	0	9196.32	0-30	-15.30,-10.8
szz	0	9396.24	0-30	-32,-15.30
szz	0	9396.24	0-30	-35,-32

4.5 Procédure de calcul

Les phases de travaux peuvent se résumer en une succession d'excavations et de mises en tension des tirants jusqu'au niveau de la 4e nappe, suivies d'une dernière excavation jusqu'au fond de fouille. Le calcul complet se décompose en 12 phases :

Phase 0 : initiation des contraintes; on détermine les contraintes effectives initiales.

Phase 1: Réalisation d'une plateforme établie à 3,30 m. au-dessous de la surface du terrain naturel.

Phase 2: Réalisation d'une excavation de profondeur de 1.46 m.

Phase 3: Mise en tension la première nappe de tirant.

Phase 4 : Réalisation de la deuxième excavation de 4.6 m de profondeur.

Phase 5: Mise en tension de la deuxième nappe de tirants.

Phase 6 : Réalisation de la troisième excavation de 1.74 m de profondeur.

Phase 7: Réalisation de la quatrième excavation de 2.26 m de profondeur.

Phase 8: Mise en tension la troisième nappe de tirants.

Phase 9: Réalisation de la cinquième excavation de 2.24 m de profondeur.

Phase 10: Réalisation de la sixième excavation de 2.24 m de profondeur.

Phase 11: Mise en tension la quatrième nappe de tirants.

Phase 12: Réalisation de la dernière excavation de 2.84 m de profondeur.

4.6 Les principaux résultats

Le code Adonis permet d'afficher les déformations et les sollicitations des éléments structuraux tels que le déplacement total, horizontal et vertical ainsi que les forces axiales et le moment fléchissant. Les figures suivantes montrent les déplacements suivant x et y du modèle après la réalisation d'une plateforme établie à 3,30 m. au-dessous de la surface du terrain naturel. On constate un déplacement du sol de 2.68 cm vers la gauche. Et un déplacement de 10,9 cm suivant y, traduire par un tassement du sol.

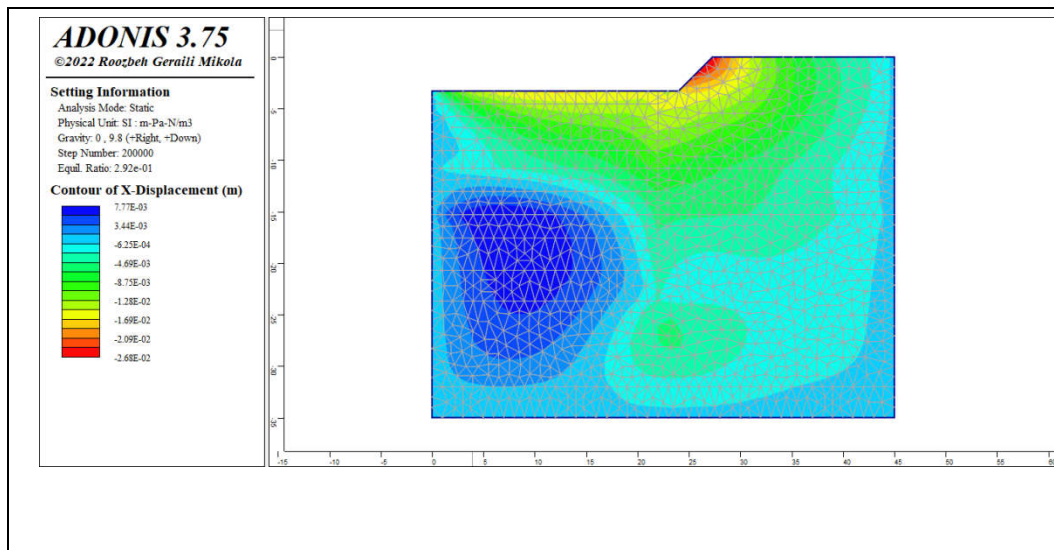


Figure (4.2) Déplacement horizontal de sol (Phase 1)

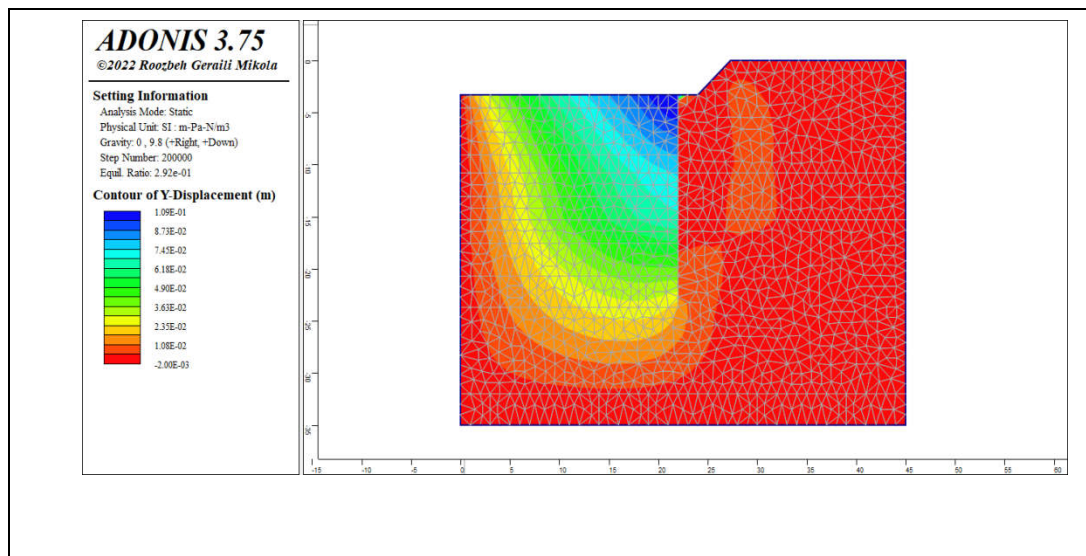


Figure (4.3) Déplacement vertical de sol (Phase 1)

Les résultats de la troisième phase 2 (réalisation d'une excavation de profondeur de 1.46 m) sont représentés sur les figures (4.4) – (4.6). Le déplacement horizontal a la tête de la paroi moulée atteint 3.2 cm. Alors que le tassement du sol atteint 13.7 cm.

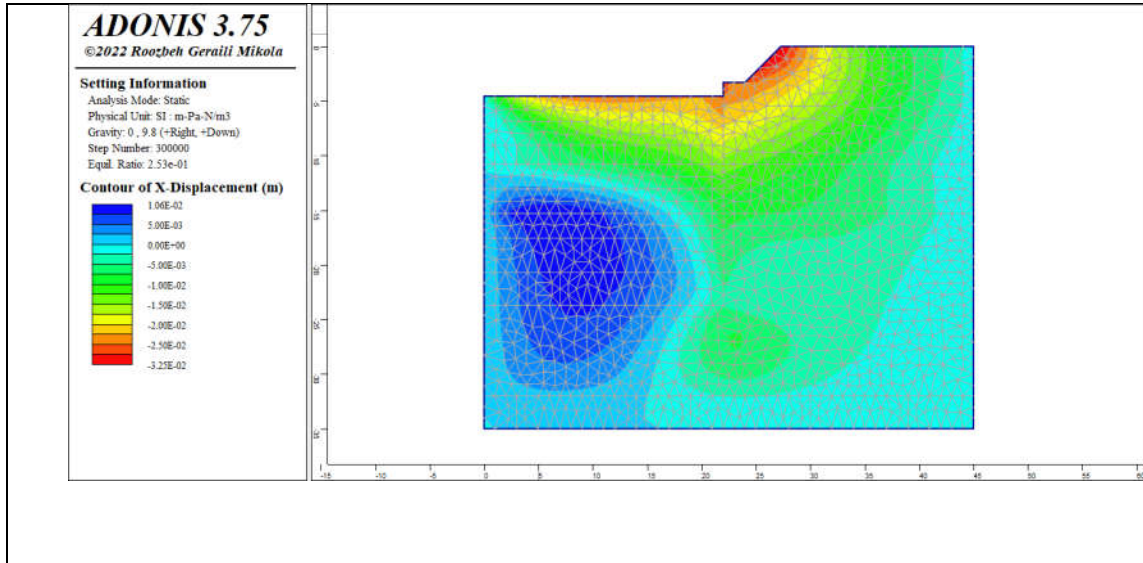


Figure (4.4) Déplacement horizontal de sol (Phase 2)

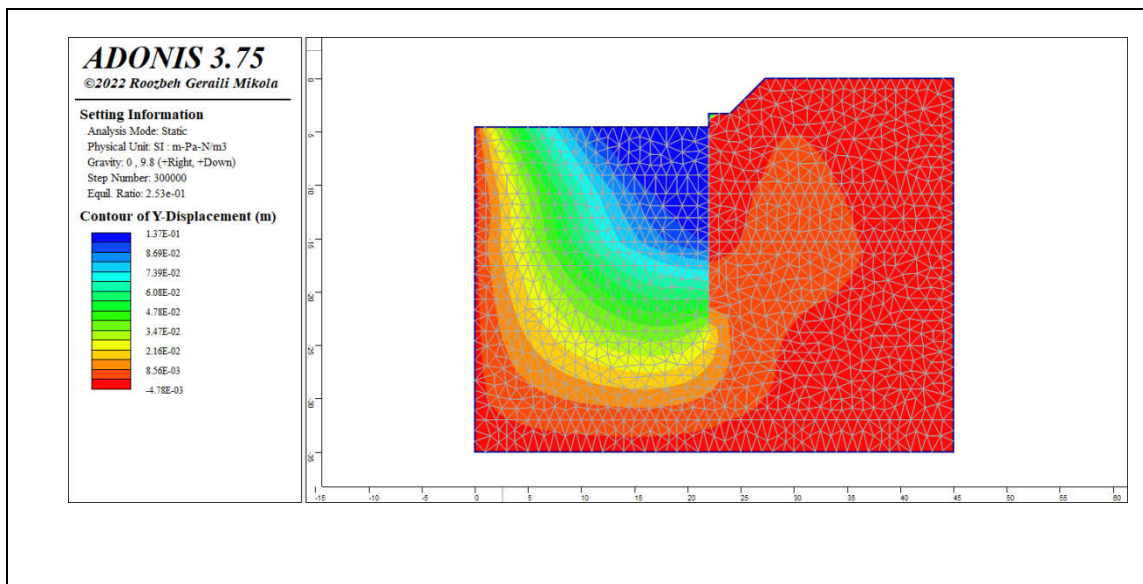


Figure (4.5) Déplacement vertical de sol (Phase 2)

Le moment fléchissant dans la paroi moulée après l'excavation de la troisième phase est représenté sur la figure (4.6). La valeur maximale du moment est de 69.86 kN.m.

Après mise en tension la première nappe de tirant, le déplacement suivant x a la tête de la paroi moulée est 1.19 cm et un tassement du sol de 12.9 cm (Figure 4.7 et 4.8). Le moment maximal en valeur absolue est de 167 kN.m (Figure 4.9).

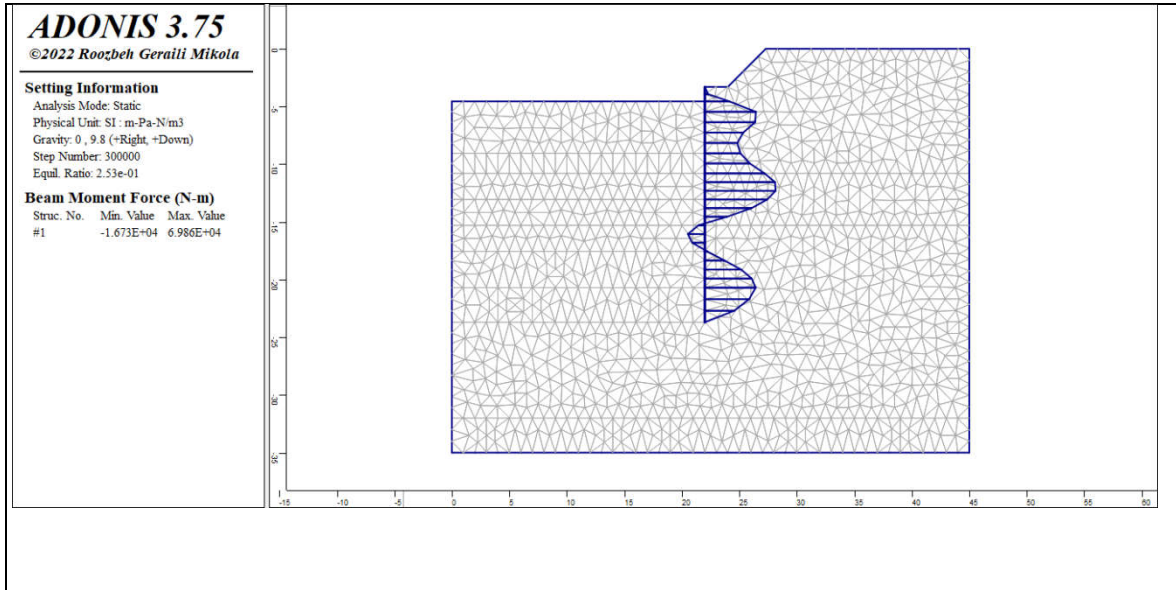


Figure (4.6) Moment fléchissant dans la paroi (Phase 2).

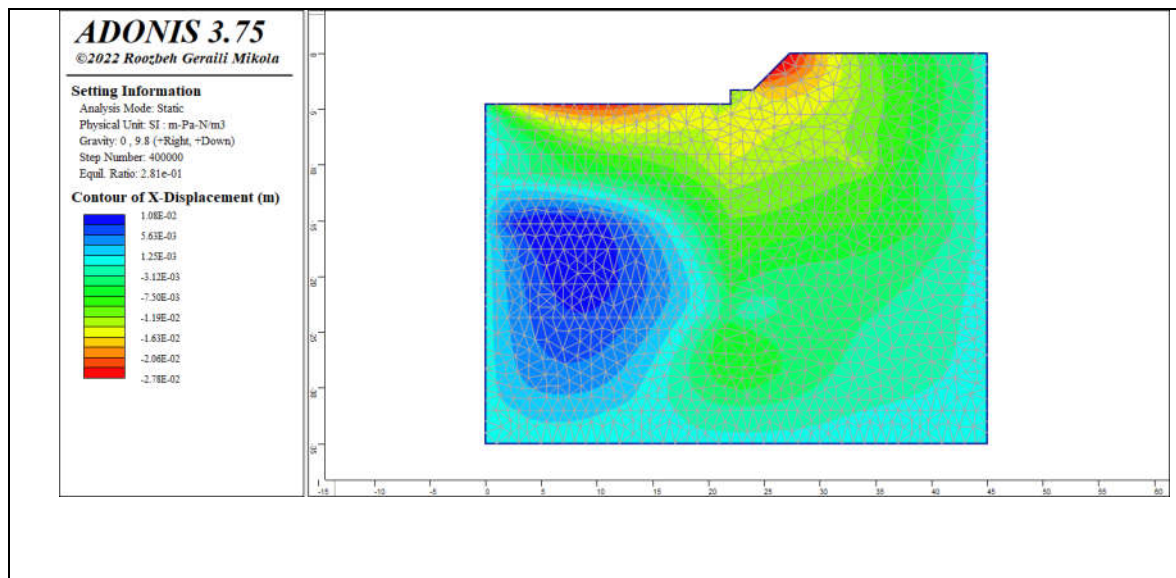


Figure (4.7) Déplacement horizontal de sol (Phase 3).

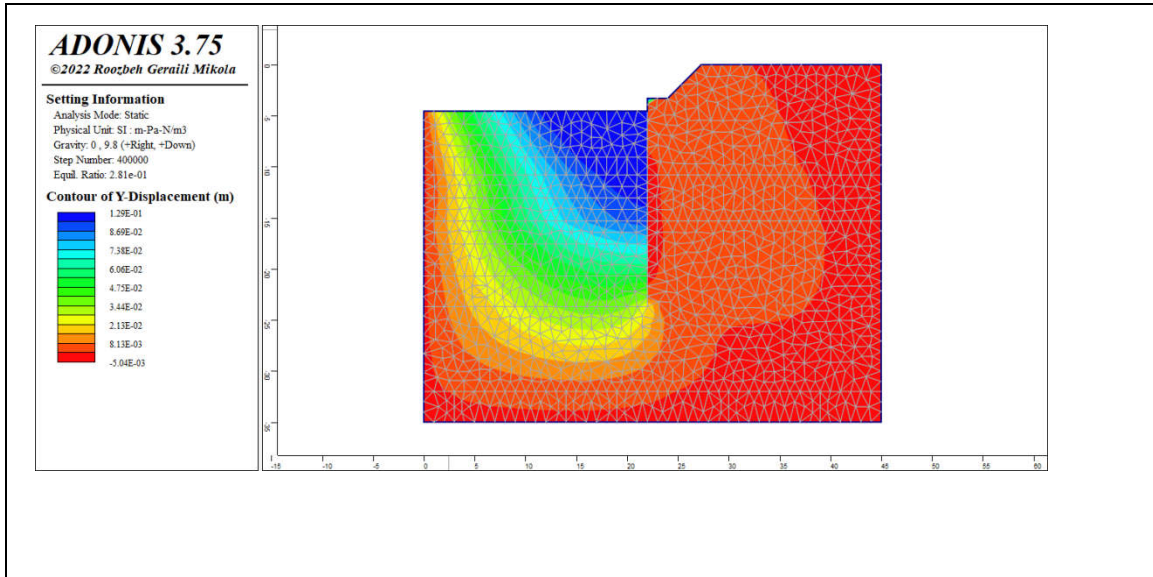


Figure (4.8) Déplacement vertical de sol (Phase 3)

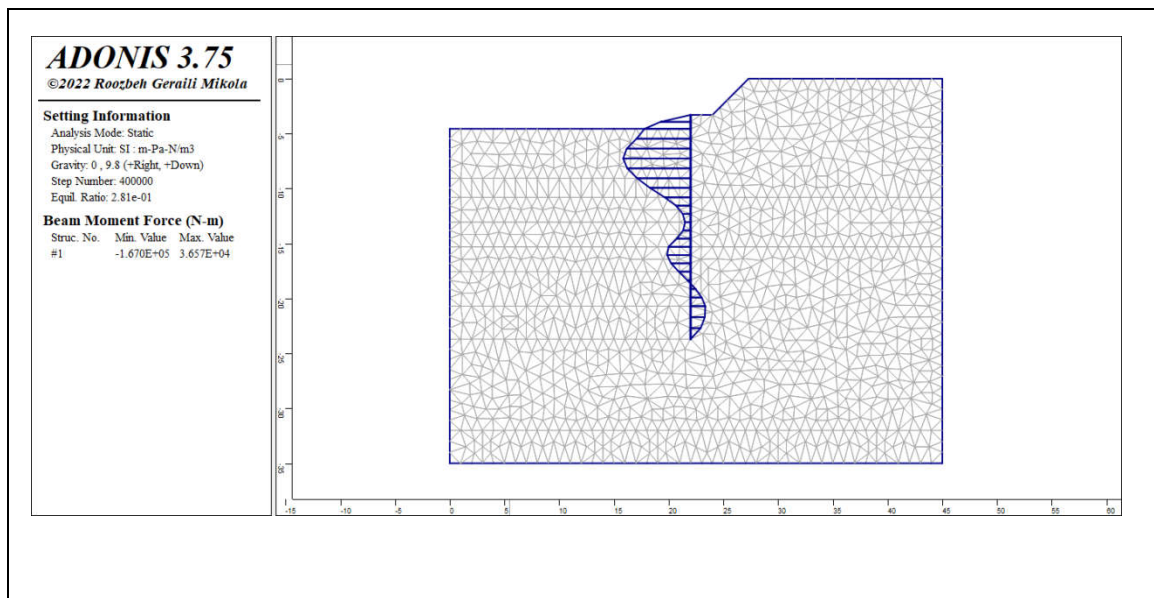


Figure (4.9) Moment fléchissant dans la paroi (Phase 3).

La force axiale dans le premier tirant d’ancrage est montrée sur la figure 4.10, ce tirant est sollicité par une force axiale maximale de 225.8 kN.

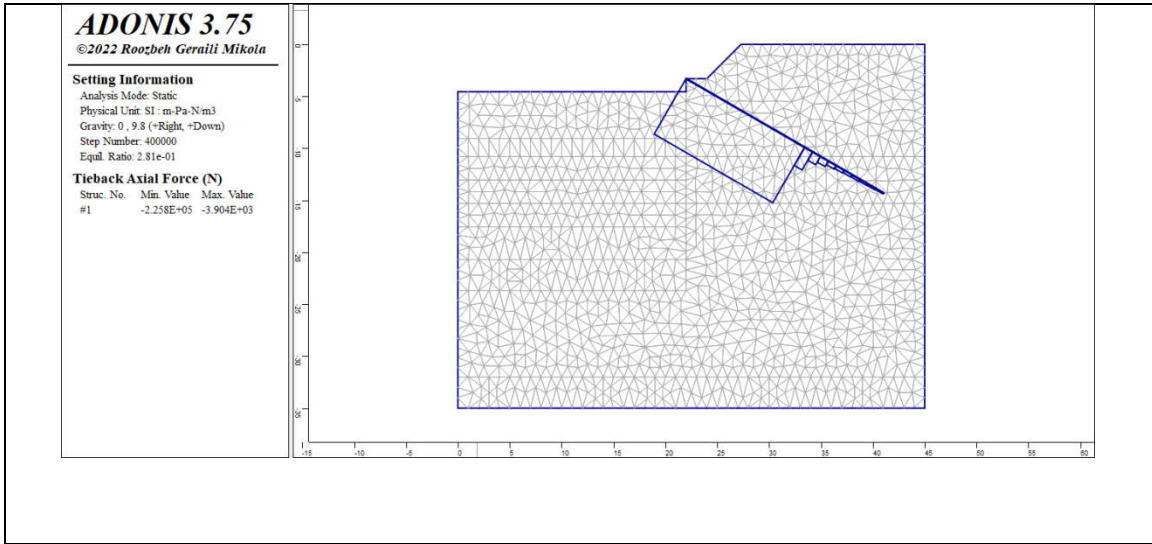


Figure (4.10) Force axiale dans le tirant d’ancrage (Phase 3).

Les figures 4.11 – 4.17 représentent les déplacements horizontaux et verticaux dans le modèle des phases de calculs numéros 4 et 5, ainsi que les moments fléchissant et les forces axiale dans le tirant d’ancrage numéro 1 et 2. Le déplacement varie fortement le long de l’ouvrage, ce qui traduit la variation de la profondeur de l’excavation.

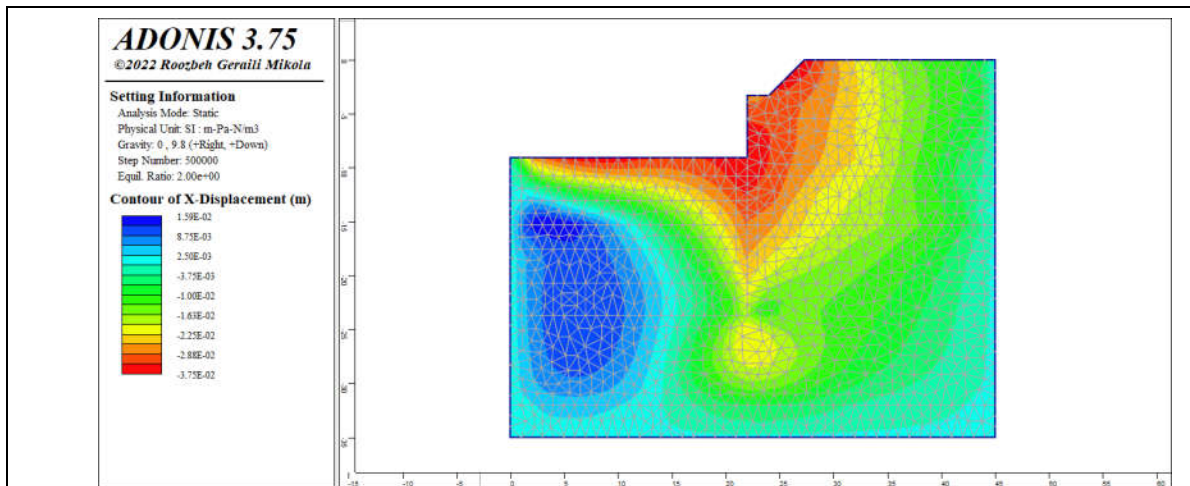


Figure (4.11) Déplacement horizontal de sol (Phase 4).

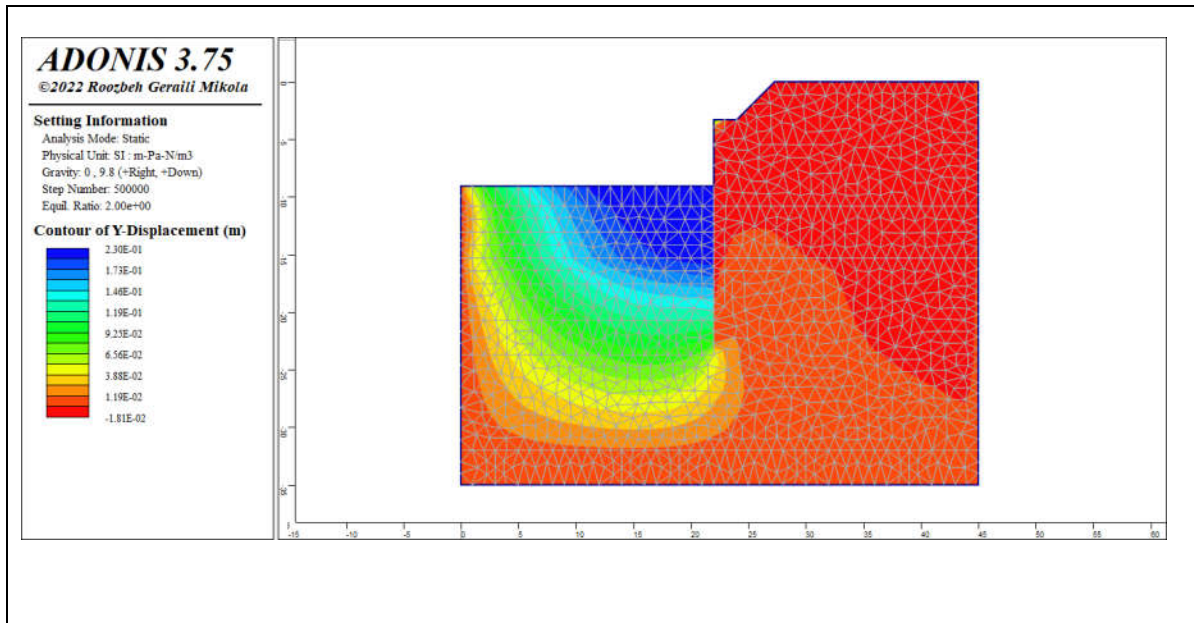


Figure (4.12) Déplacement vertical de sol (Phase 4)

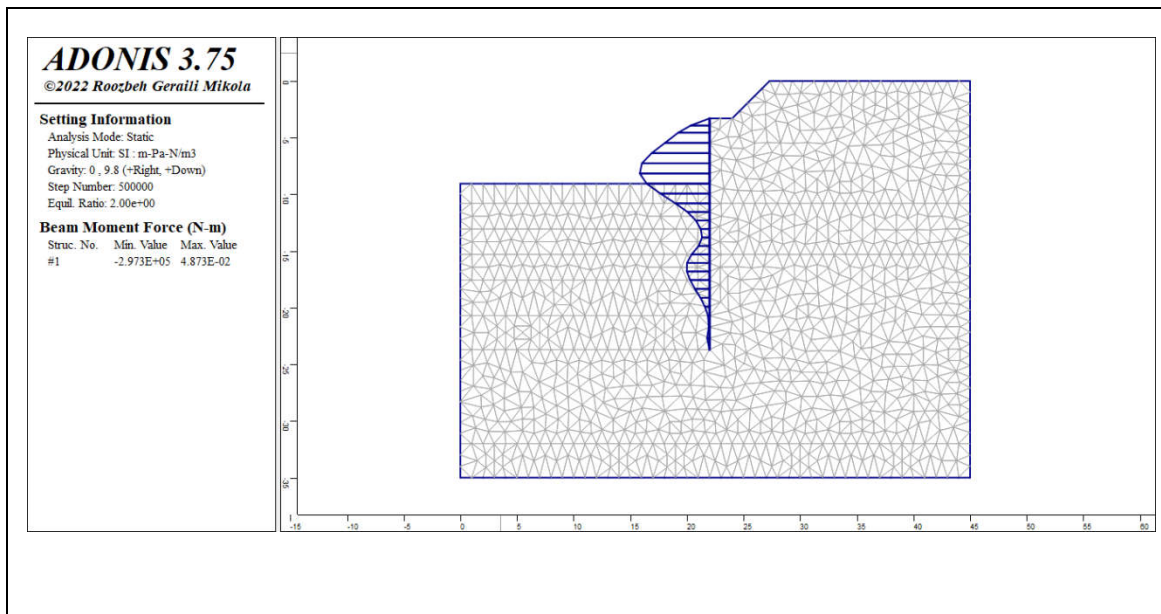


Figure (4.13) Moment fléchissant dans la paroi (Phase 4).

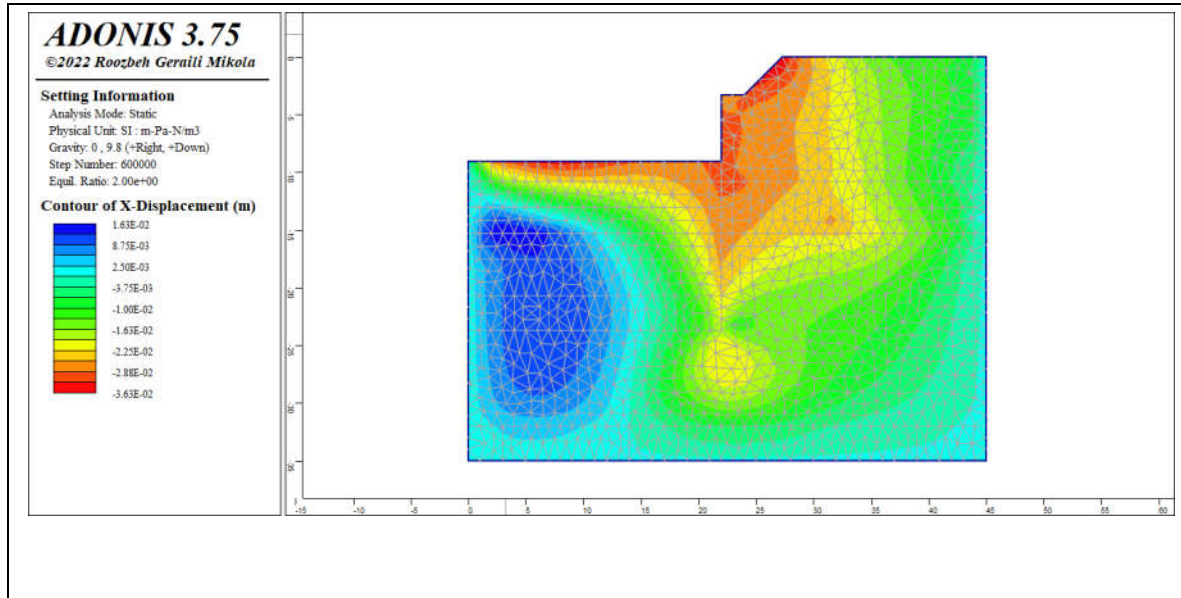


Figure (4.14) Déplacement horizontal de sol (Phase 5).

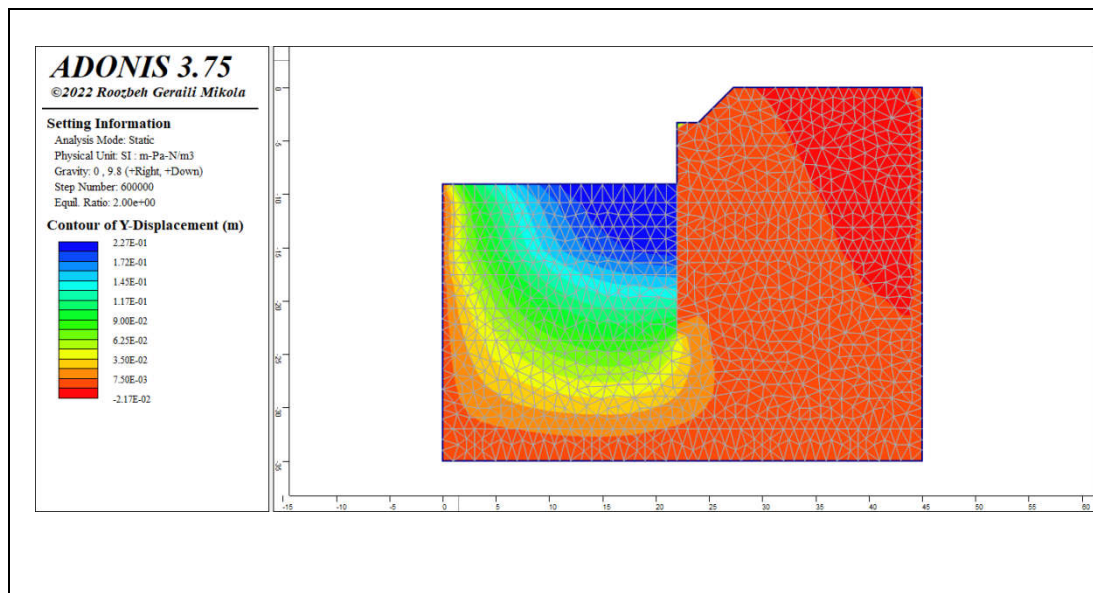


Figure (4.15) Déplacement vertical de sol (Phase 5)

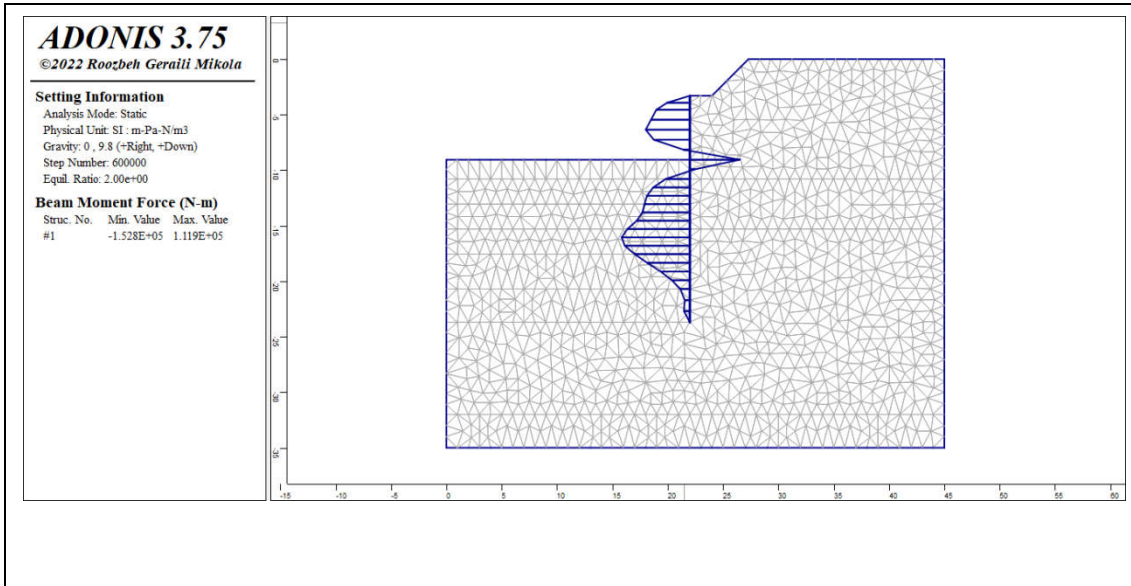


Figure (4.16) Moment fléchissant dans la paroi (Phase 5).

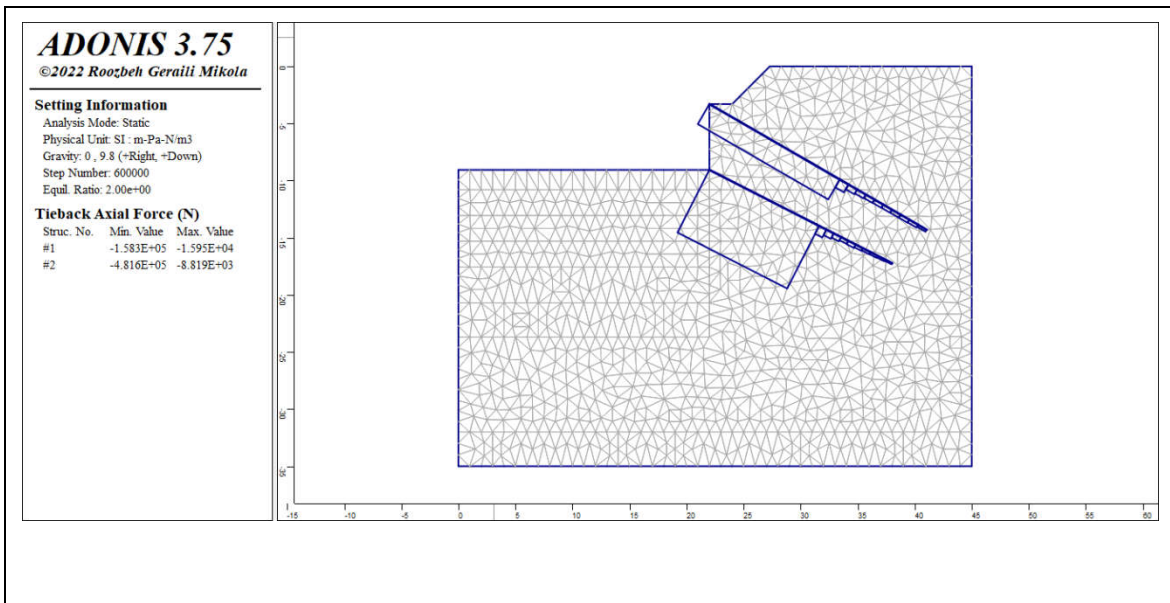


Figure (4.17) Force axiale dans le tirant d'ancrage (Phase 5).

L'excavation des deux phases 6 et 7 a augmenté le déplacement horizontal a la tête de la paroi moulé, ceci qui traduit par la variation de la profondeur de d'excavation.

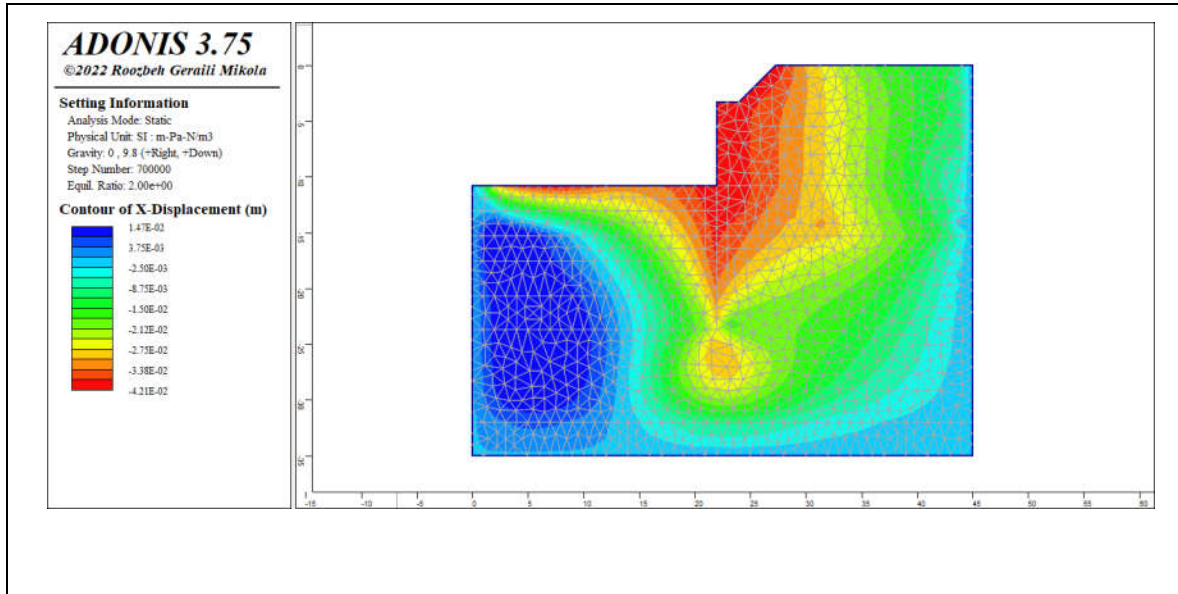


Figure (4.18) Déplacement horizontal de sol (Phase 6).

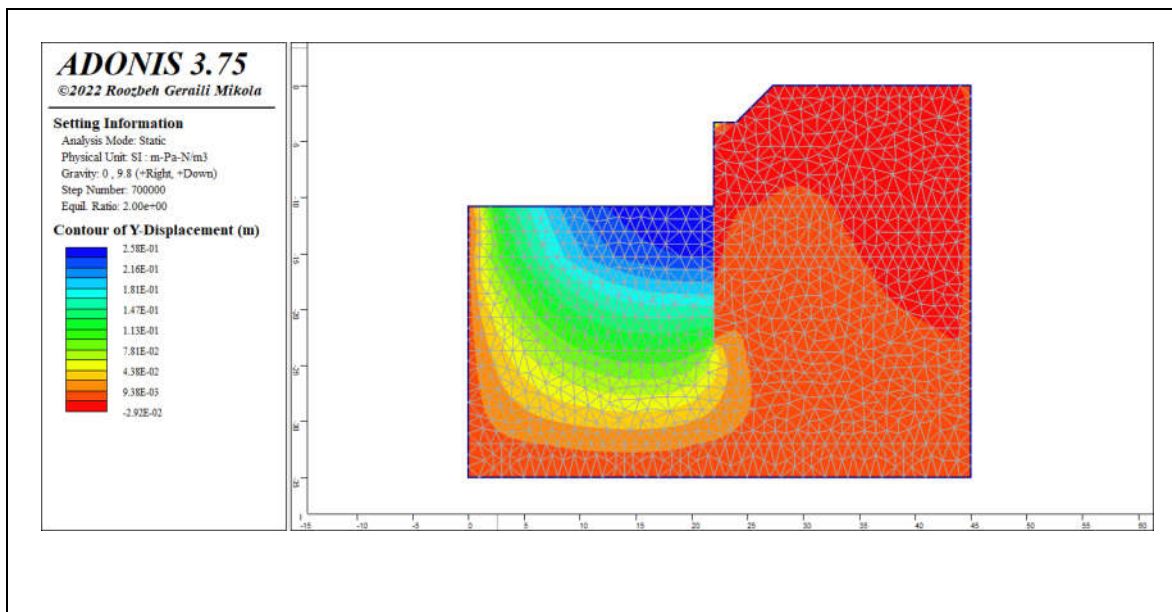


Figure (4.19) Déplacement vertical de sol (Phase 6)

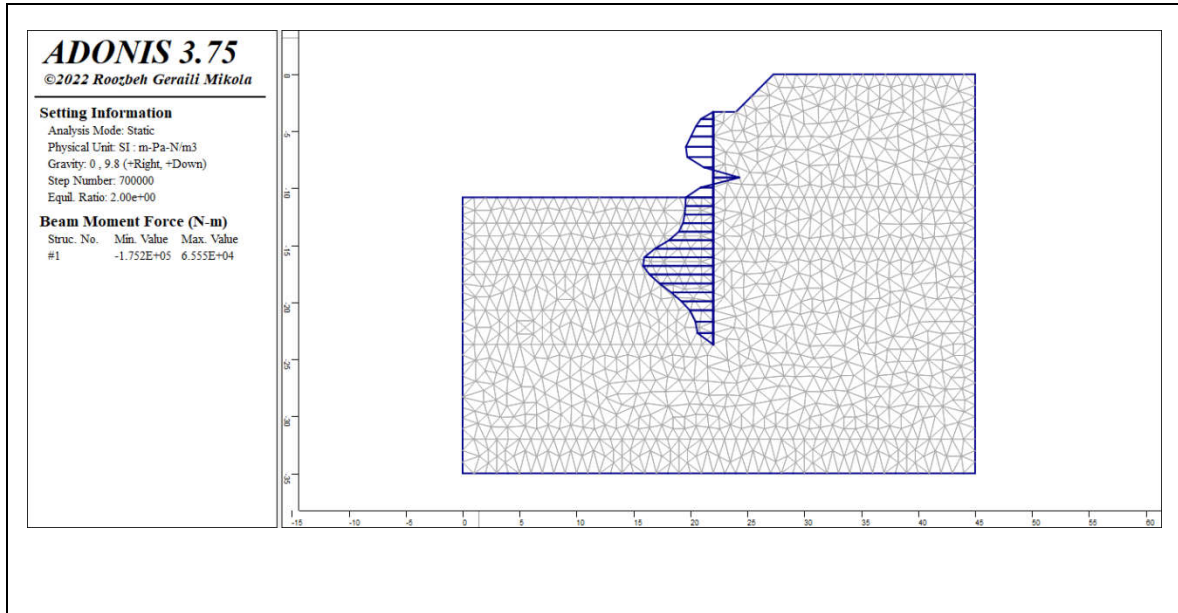


Figure (4.20) Moment fléchissant dans la paroi (Phase 6).

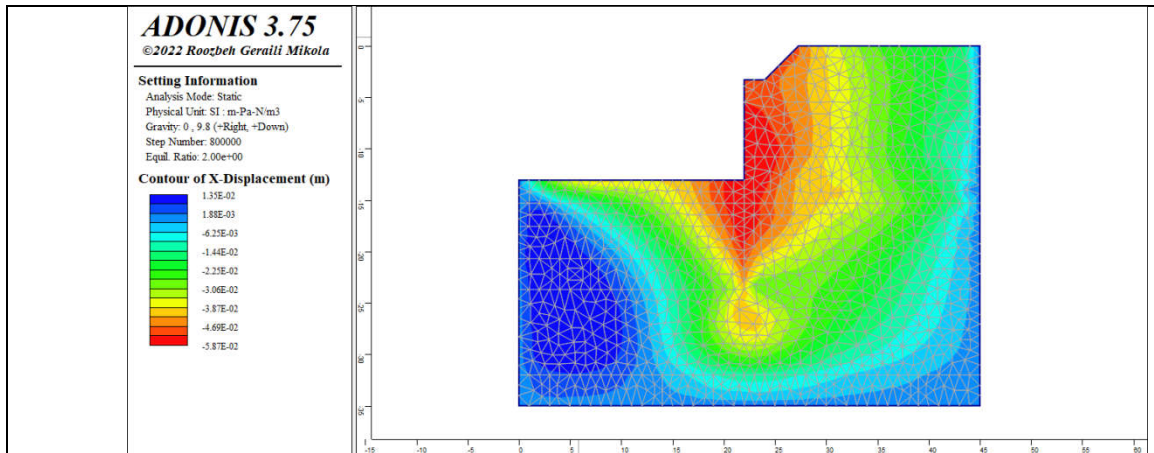


Figure (4.21) Déplacement horizontal de sol (Phase 7).

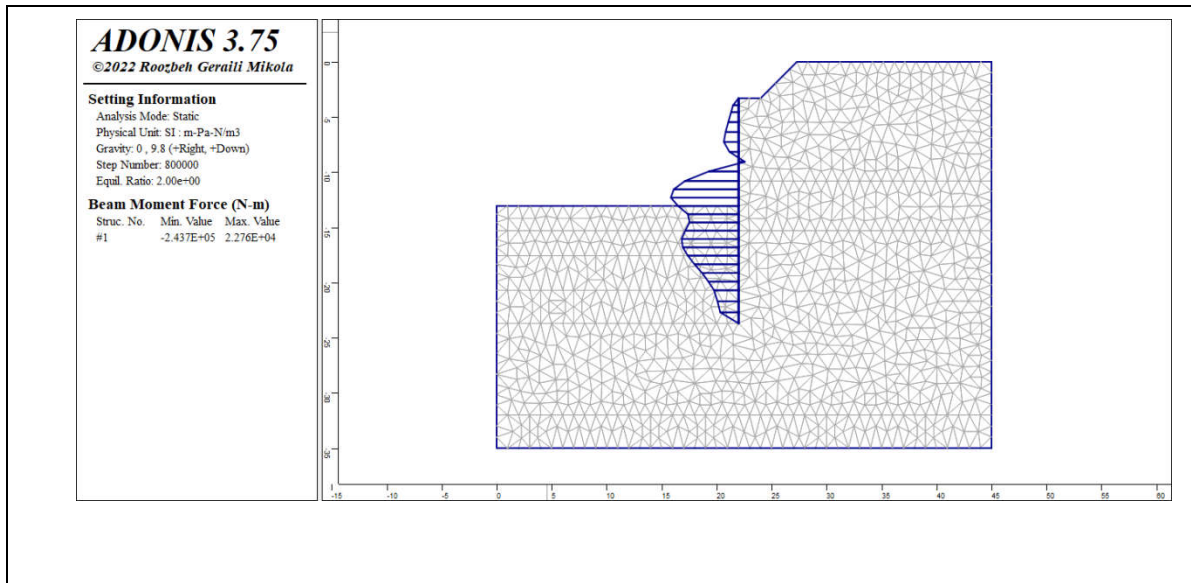


Figure (4.22) Moment fléchissant dans la paroi (Phase 7).

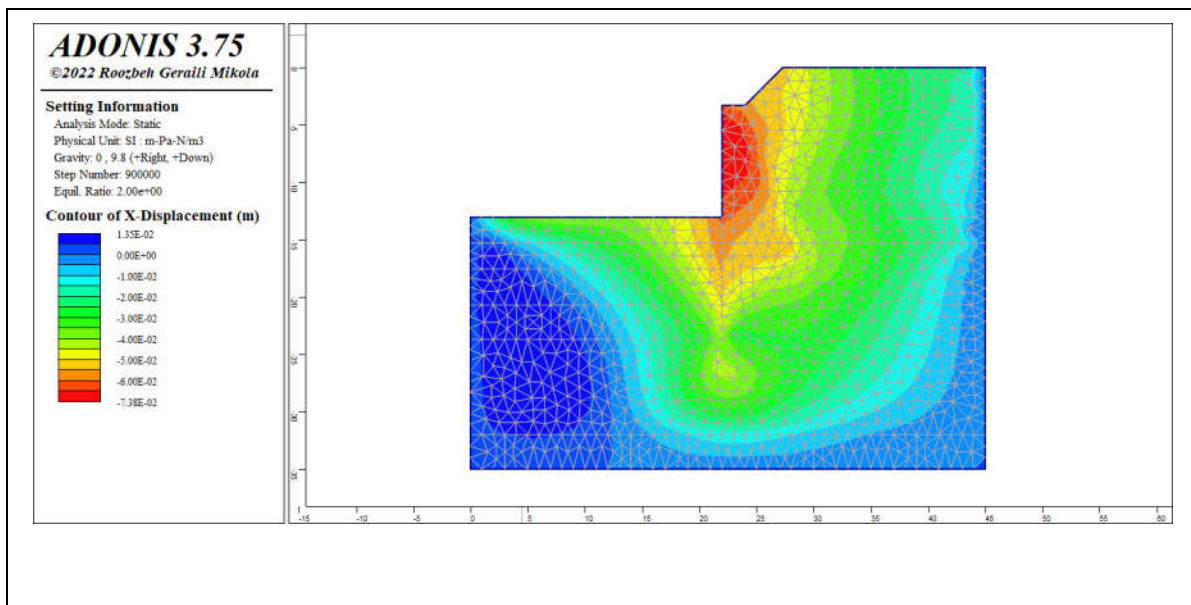


Figure (4.23) Déplacement horizontal de sol (Phase 8).

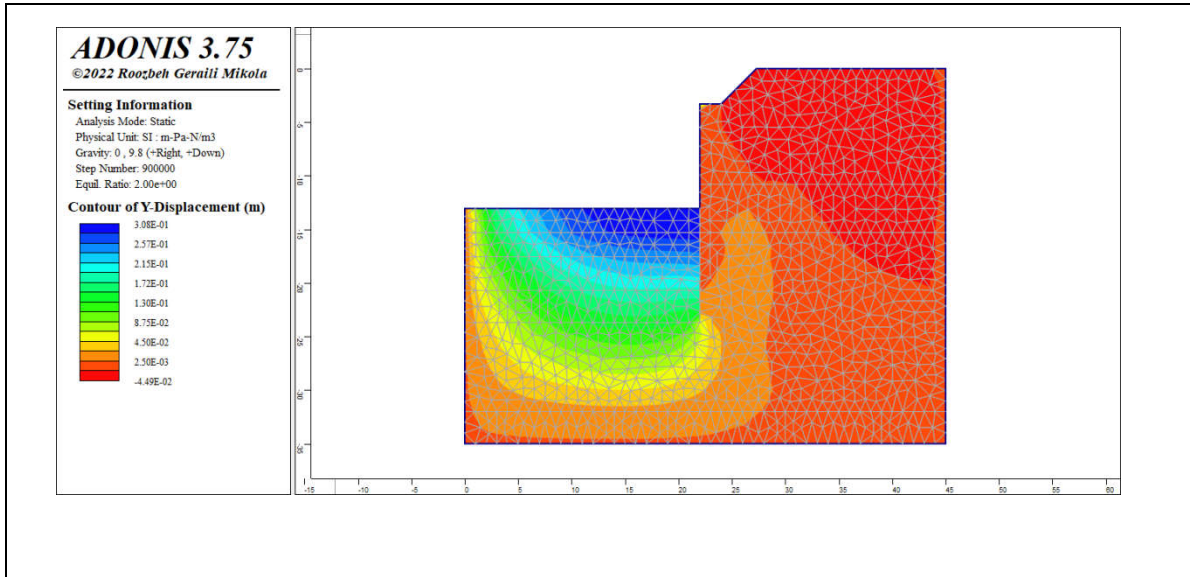


Figure (4.24) Déplacement vertical de sol (Phase 8)

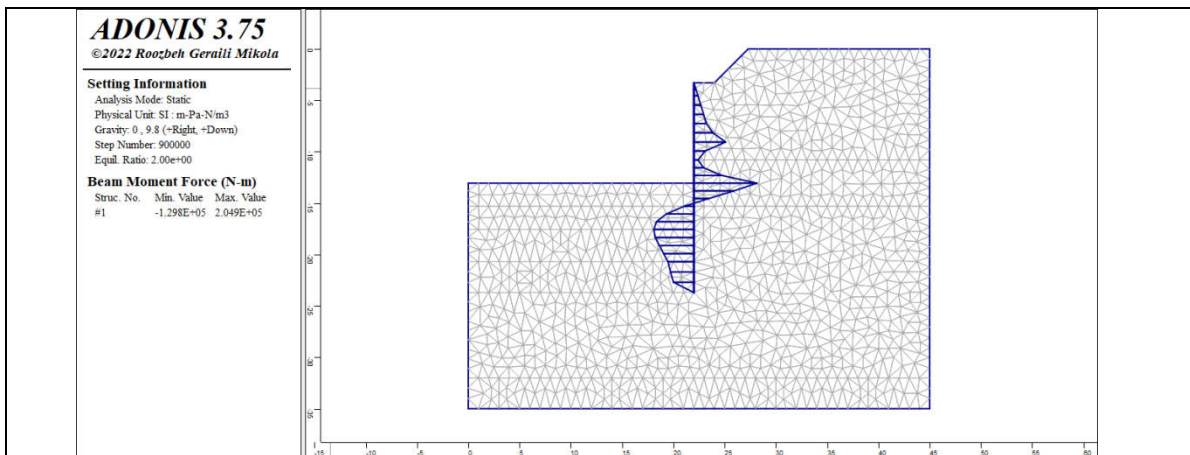


Figure (4.25) Moment fléchissant dans la paroi (Phase 8).

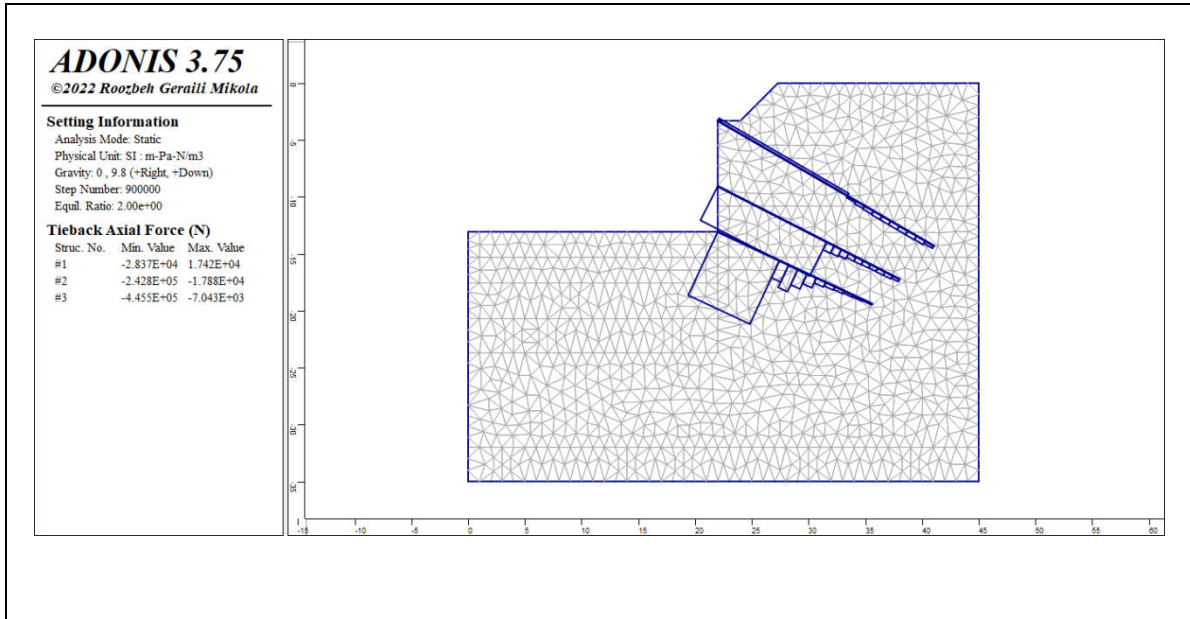


Figure (4.26) Force axiale dans le tirant d’ancrage (Phase 8).

Les figures 4.27 à 4.36 présentent les résultats des calculs pour les phases de travaux 9, 10 et 11. On constate une augmentation des déplacements horizontaux à la tête de la paroi, allant de 9.5 cm pour la phase 9 jusqu'à 13.4 cm à la phase 11.

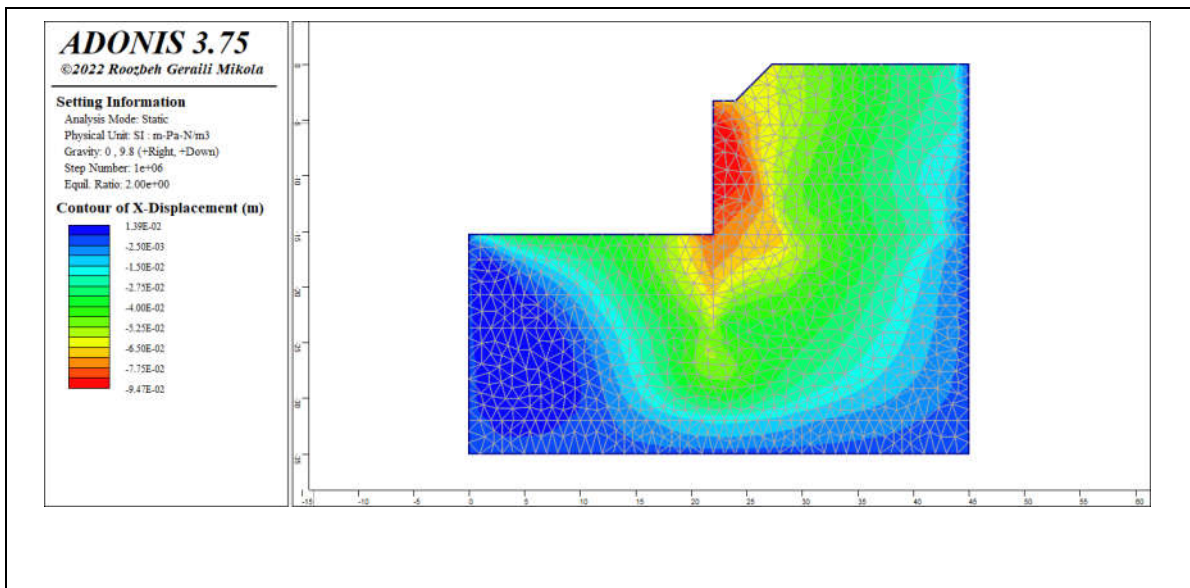


Figure (4.27) Déplacement horizontal de sol (Phase 9).

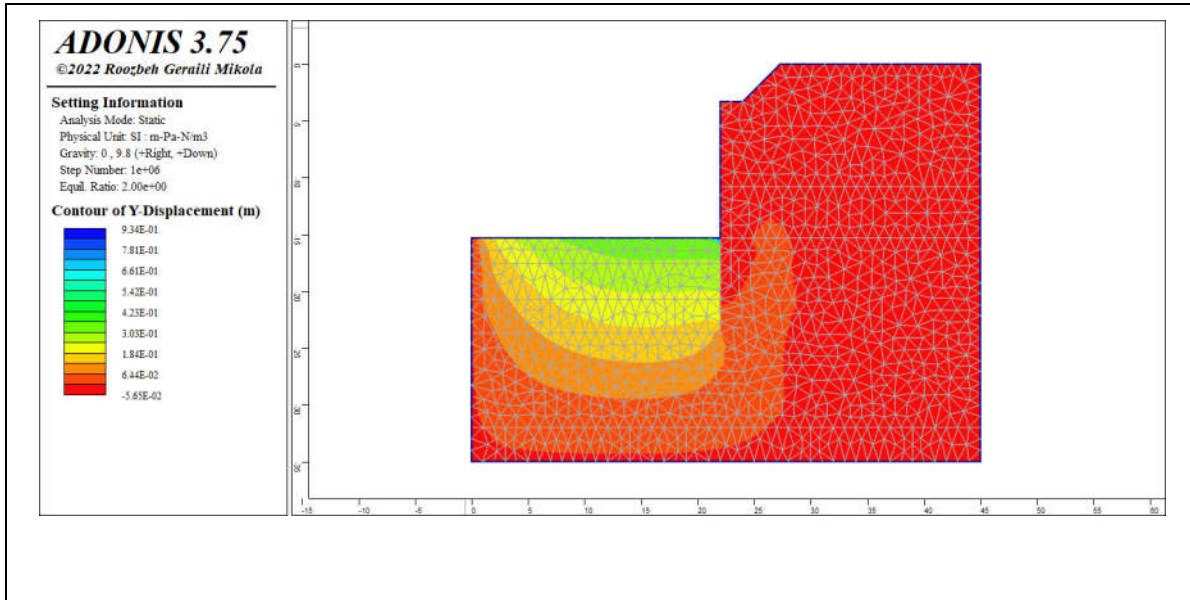


Figure (4.28) Déplacement vertical de sol (Phase 9).

L'allure des moments fléchissant, dans la paroi, est représentée sur les figures 4.29, 4.34 et 4.35, pour les trois phases respectivement. Le moment a augmenté de la phase 9 à phase 11. Cependant, entre la phase 10 et 11, on observe une légère diminution du moment dans la paroi qui se traduit par la mise en tension du quatrième tirant d'ancrage.

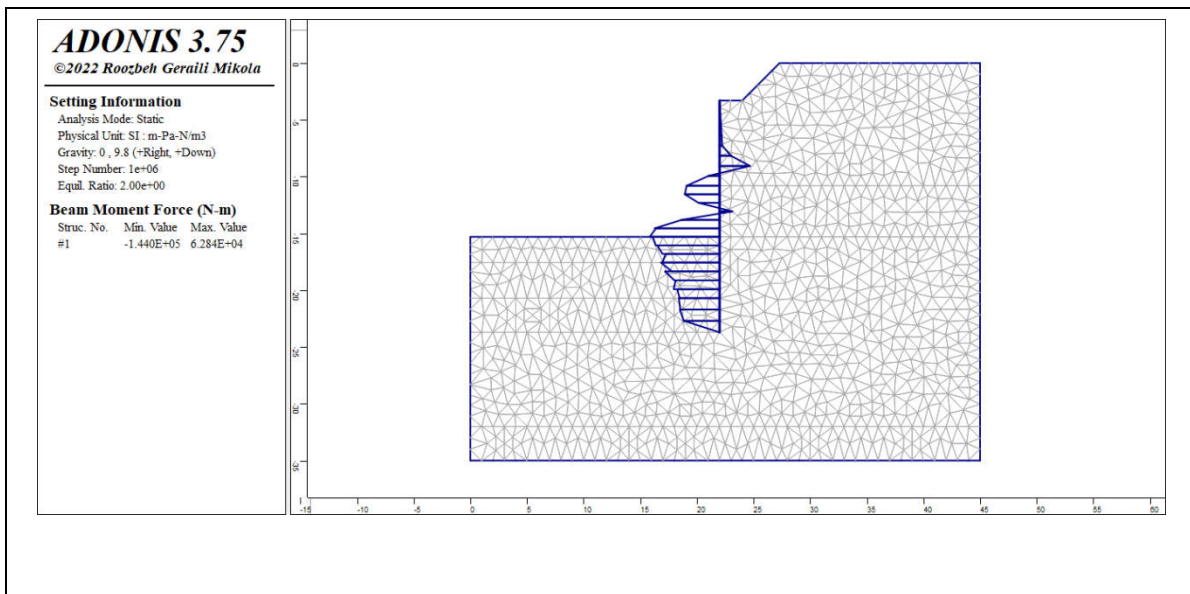


Figure (4.29) Moment fléchissant dans la paroi (Phase 9).

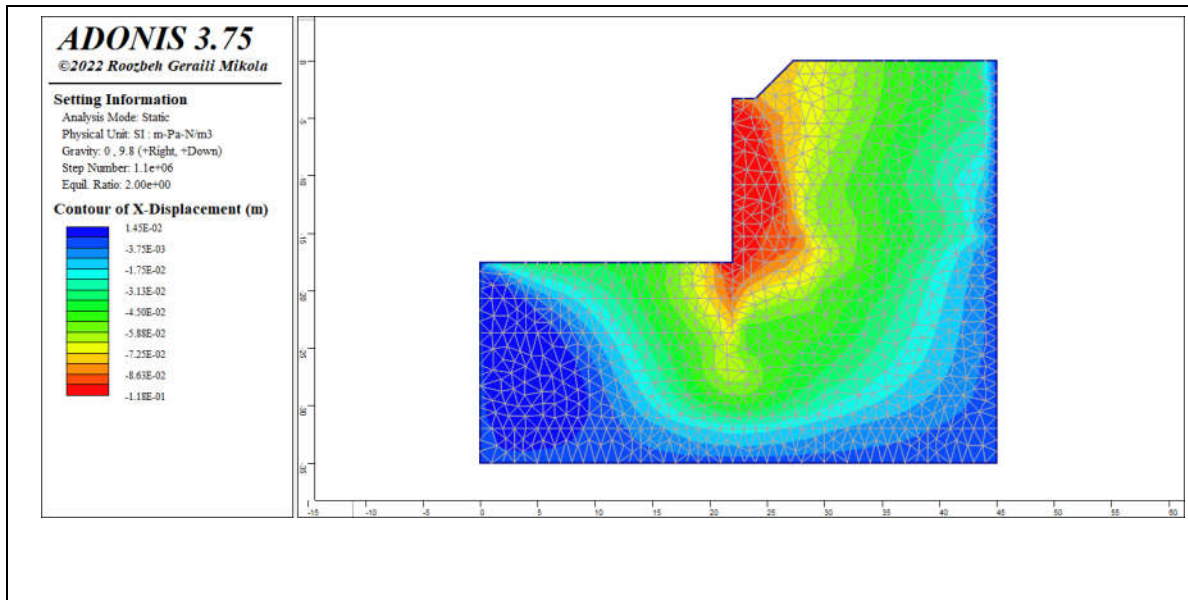


Figure (4.30) Déplacement horizontal de sol (Phase 10).

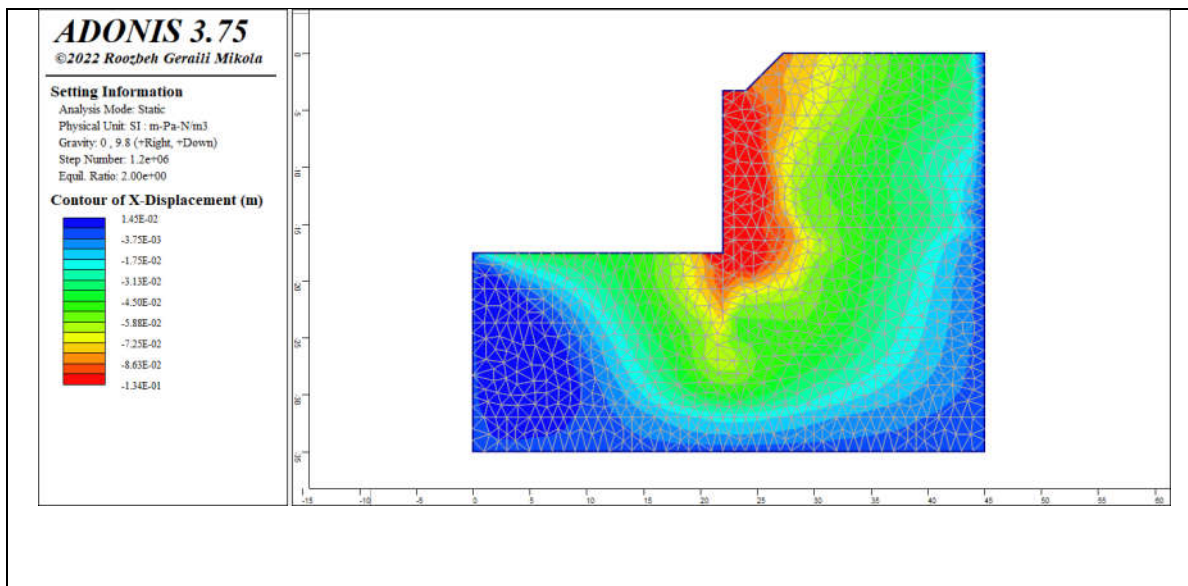


Figure (4.31) Déplacement horizontal de sol (Phase 11).

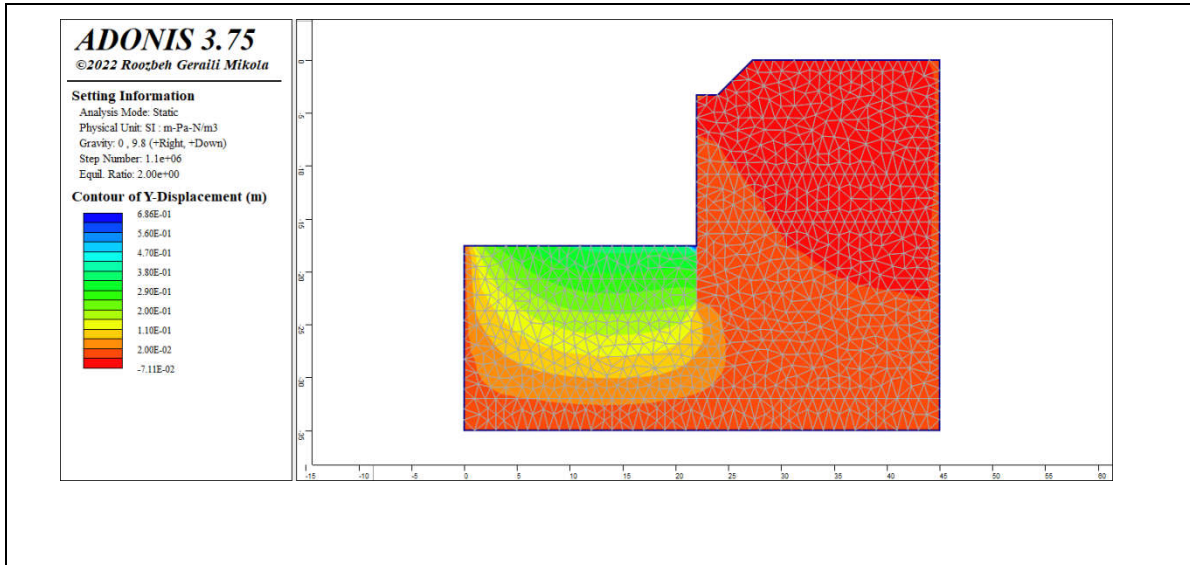


Figure (4.32) Déplacement vertical de sol (Phase 10).

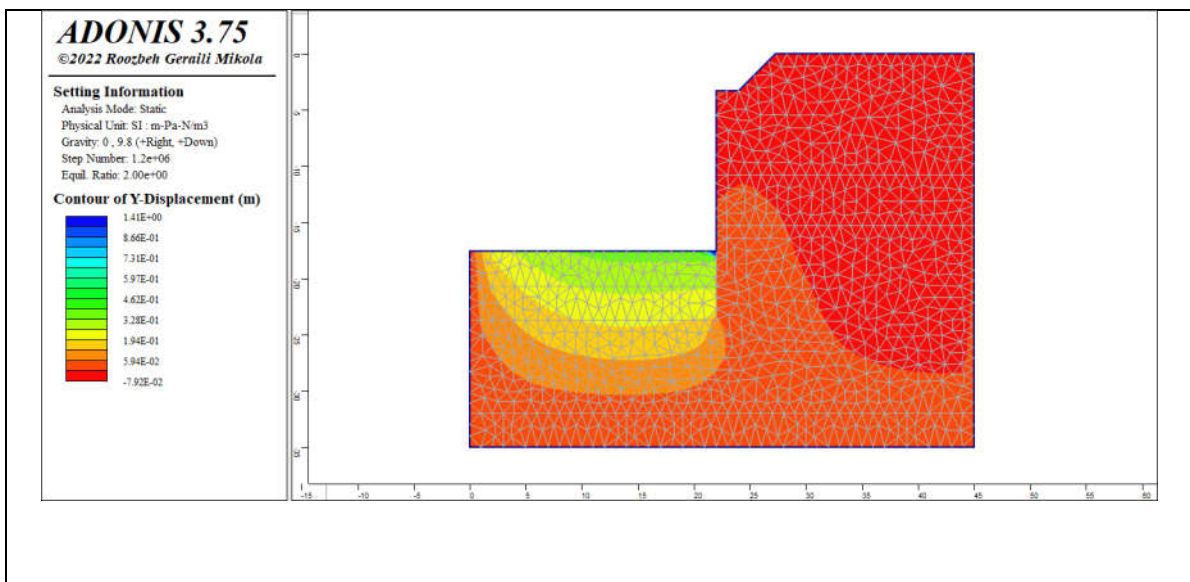


Figure (4.33) Déplacement vertical de sol (Phase 11).

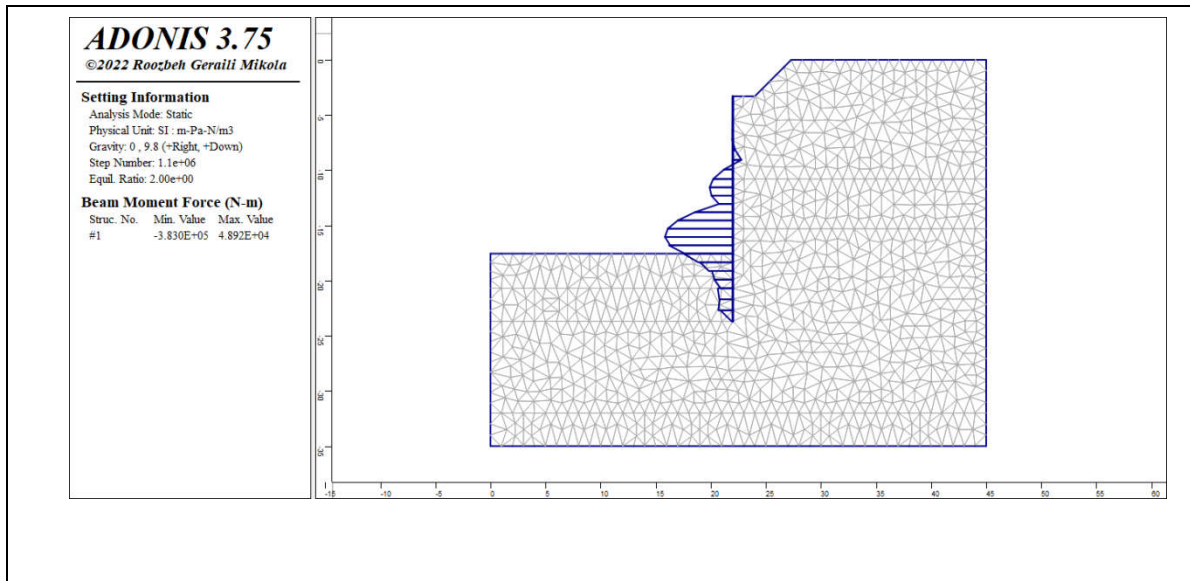


Figure (4.34) Moment fléchissant dans la paroi (Phase 10).

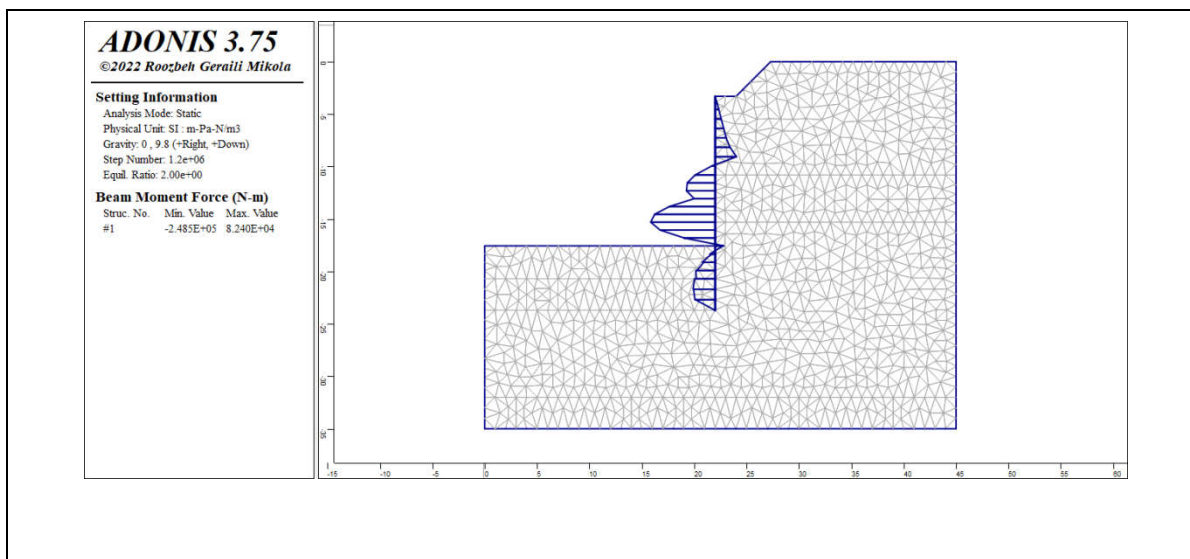


Figure (4.35) Moment fléchissant dans la paroi (Phase 11).

La variation des forces axiales dans les quatre tirants d’ancrage est illustre sur la figure 4.36. On constate que le quatrième tirant est le plus sollicité.

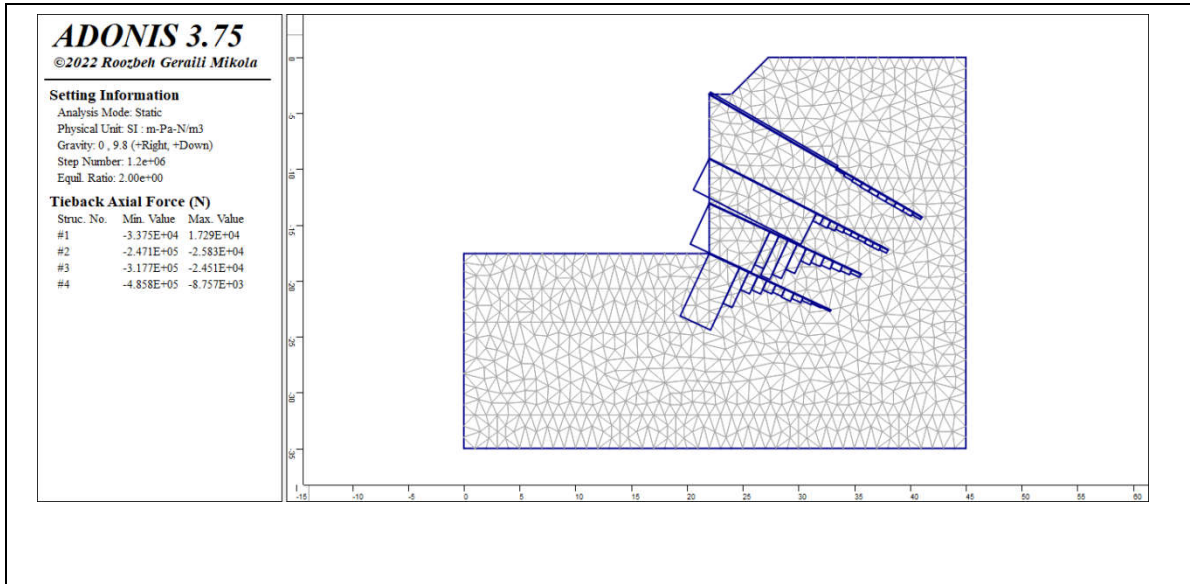


Figure (4.36) Force axiale dans le tirant d’ancrage (Phase 11).

L’excavation de la dernière phase a augmenté d’avantage le déplacement horizontal a la tête de la paroi et le moment fléchissant dans celle-ci.

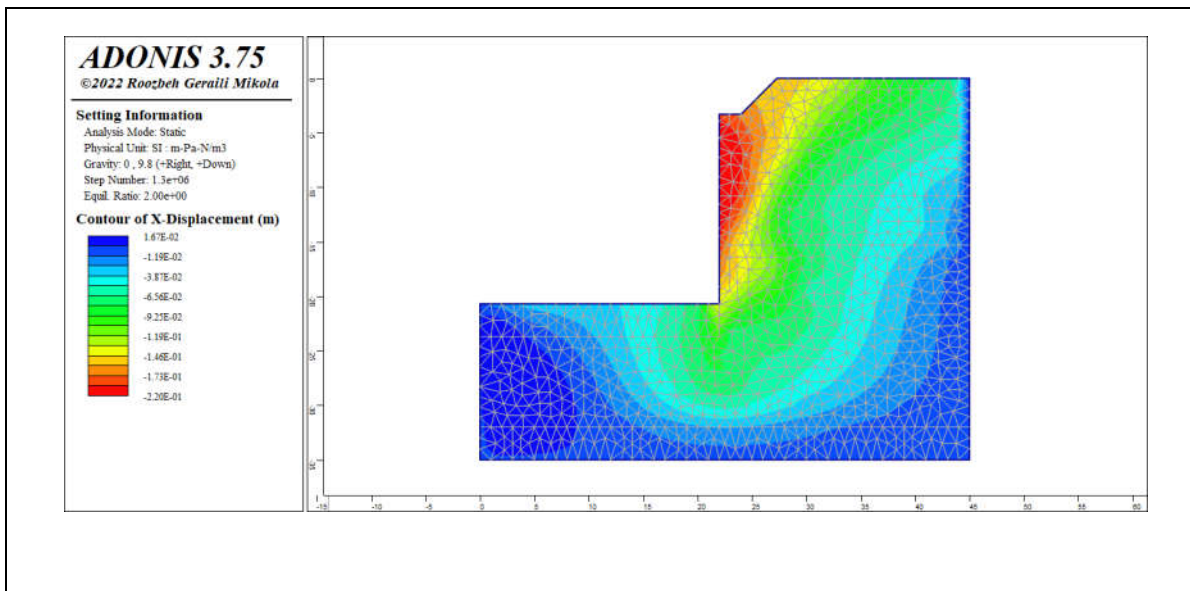


Figure (4.37) Déplacement horizontal de sol (Phase 12).

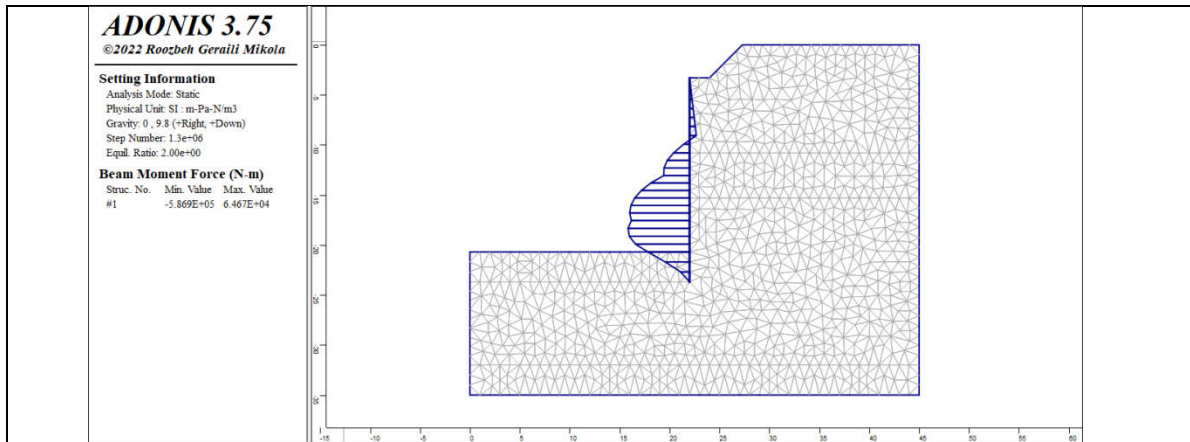


Figure (4.38) Moment fléchissant dans la paroi (Phase 12).

4.7 Conclusion

L'utilisation du logiciel ADONIS a permis de mener une analyse numérique en prenant en compte plusieurs aspects du problème de réalisation des parois moulés (le phasage de construction, l'interaction entre le sol et les tirants d'ancrage). Les résultats obtenus des déplacements de la paroi, de moment fléchissant et les forces dans les tirant ont permis une meilleure compréhension du comportement de l'ouvrage. Toutefois, des améliorations sont nécessaires pour mieux appréhender l'interaction sol-tirant et la répartition des efforts dans les tirants, ce qui justifie une étude plus approfondie à la fois expérimentale et numérique.

Conclusion générale

Un exemple d'application de la méthode des éléments finis à des ouvrages de soutènement ont été exposés. L'exemple vise à démontrer que les calculs par le logiciel ADONIS peuvent reproduire les déplacements horizontaux de l'ouvrage, les moments fléchissant et les forces axiales dans les tirants, en prenant en compte la complexité du processus de construction.

Cet exemple illustre l'intérêt de l'approche basée sur la modélisation des soutènements par la méthode des éléments finis (Logiciel ADONIS). Cette méthode n'est pas nécessaire pour les ouvrages pouvant être analysés de manière satisfaisante avec des méthodes traditionnelles. Cependant, elle offre une possibilité d'explorer des phénomènes ou des processus complexes pour lesquels les méthodes conventionnelles se limitent à des ajustements des paramètres sans véritable lien avec la réalité à prendre en compte. La méthode des éléments finis nécessite de spécifier comment cette réalité est représentée et de développer des modèles qui aident à comprendre le fonctionnement des ouvrages. Son apport est particulièrement évident pour les géométries complexes, mais il est également important pour les processus de construction complexes.

Enfin, ce projet de fin d'études a été une occasion pour nous d'acquérir une expérience précieuse dans l'étude de soutènement, en prenant en compte des facteurs pouvant influencer les performances d'une excavation profonde, tels que les tirants d'ancrage. Nous avons également pu approfondir nos connaissances dans le dimensionnement et la construction de parois moulées. Ce projet nous a permis d'élargir notre champ de compétences dans le domaine des murs de soutènement, qui représentent l'avenir de la construction dans le domaine de la géotechnique. De plus, nous avons pu nous familiariser avec le code de calcul en élément fins ADONIS.

Bibliographie

- [1] SAADI Riadh « modélisation numérique d'une paroi de soutènement en zone urbaines (paramètres caractéristiques d'interaction) » université HADJ LAKHDER BATNA.
- [2] SAIDI Mohamed Larbi « Analyse de la stabilité des parois moulées » Université de Guelma ; 2022
- [3] ZEBAR Radhouane « Analyse numérique du comportement mécanique des parois moulées » Université Mohamed khider –Biskra, 2020
- [4] BEDDA Lamy et BENKADI Otmane et MACHANA Adel Abdelhakim et MELIK Maroua « Étude numérique de la stabilité des ouvrages de soutènement » Université d'Echahid Mohamed Lakhdar Ammara d'El Oued, 2022
- [5] REMACHE Bisma et KAOUANE radja « Etude de la stabilisation des parois moulées a la zone industrielle BELLARA JIJEL » Université Mohammed Seddik Ben Yahia –Jijel, 2022
- [6] Hiba El Arja, (2020), Contribution à la modélisation numérique des excavations profondes, These doctorat, Université Paris-Est
- [7] François Schlosser , (2000), Ouvrages de soutènement, Poussée et Butée, - C-242, Techniques de l'ingénieur, paris.
- [8] Costet J et Sanglerat G, cours pratique de mécanique des sols 2.calcul des ouvrages.
- [9] Gérard P, Bertrand H, Fondations et ouvrages en terre, Eyrolles, 2019.
- [10] Jean C, Guy S, Cours pratique de mécanique des sols 2, Calcul des ouvrages, Dunod, 1983.
- [11] KHOUILDAT brahim et KORICHI Mohamed Salah « Etude du comportement dynamique des parois moulées (étude de cas de l'excavation de la station de métro d'Alger » Université Kasdi Merbah Ouargla ; 2022.
- [12] BENABDERRAHMANE ISMAIL, Excavation profondes en milieux urbains « Cas de l'excavation de la station du métro d'El Harrach –Alger », Magister, Département de génie civil, Option Géotechnique, USTHB, Alger, 20/03/2012, PP.12-15,7-8

- [13] MELBOUCI. B. ,’’Méthode de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement ‘’, 2009
- [14] Fenous G Y, ‘’ Parois de soutènement, in : La pratique des sols et fondations’’, Filiat (ed.), 1981, éditions Le Moniteur, p.1392.
- [15] Ali BOUAFIA,’’ dimensionnement des parois moulée’’, Saad Dahlab University, October 2019, p32-38.
- [16] Vincent Labiouse ; Principes de modélisation numérique en travaux de fondations, 2003, Conference: Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches.
- [17] Mestat P., Arafati N., 1998. Modélisation par éléments finis du comportement du rideau de palplanches expérimental de Hochstetten. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Vol 216, pp 19-39.