

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

FACULTÉ DES SCIENCES DE L'INGÉNIEUR

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

MÉMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de Master

**MODÉLISATION NUMÉRIQUE D'UNE EXCAVATION AVEC PAROI MOULEE
POUR LA CONSTRUCTION D'UN HOTEL EN LYBIE**

Spécialité :

Génie Civil

Option :

Géotechnique

Soutenu par

M^{elle} MEBARKI CHAHRAZED

Encadré par

Pr. SBARTAI Badreddine

Devant le jury

Président : N.CHELGHOU

Encadreur : B. SBARTAI

Examineurs : A.HACEN CHAOUCH

Année 2018

Remerciements

Je remercie en premier Dieu pour tout.

Nous tenons à remercier :

Monsieur : SBARTAI Baderdine

qui a encadré ce travail.

Je remercie également le président et les membres de

jury d'avoir

accepter d'examiner mon travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à :

Je tiens à exprimer toute ma gratitude à toutes les

personnes ayant

contribuée de près ou de loin à l'élaboration de ce

travail.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à ceux qui sont toujours présents dans

Mon Cœur,

Mes chers parents que dieu les gardes et les protèges , pour leur patience et

leurs sacrifices,

A ma sœur, mes frère et mon frère ALI ;

Mes amis (es) et mon amie LOUBNA ;

et à tous personnes ayant contribué à ce Travail de près ou de loin.

Résumé :

Ce travail présente une modélisation numérique d'une excavation réelle selon les phases de son exécution. Ainsi, la projection d'une paroi moulée s'impose vue qu'elle va nous permettre de construire dans une zone urbaine. La construction en question représente un hôtel nommé « Al Ghazala Intercontinental » qui se trouve dans la baie de Tripoli (Libye). La modélisation numérique est réalisée à l'aide du code d'Eléments Finis Plaxis 2D avec lequel on a pu simuler le comportement du sol ainsi que celle de la paroi moulée après excavation en tenant compte du rabattement de la nappe phréatique en fonction des phases d'exécution. Afin de comprendre le comportement global de cet ouvrage, une analyse paramétrique a été effectuée pour voir l'influence d'un certain nombre de paramètres : épaisseur de la paroi moulée, l'inclinaison des tirants d'ancrages et la pression de précontraintes sur les tirants d'ancrages. Les résultats obtenus montrent bien l'influence de ces paramètres sur les déplacements et les moments de flexions de la paroi moulée.

Mots-Clefs :

Paroi moulée, modélisation, tirant d'ancrage

Abstract:

This work presents a numerical modeling of a real excavation according to the phases of its execution. Thus, the projection of a molded wall is essential as it will allow us to build in an urban area. The construction in question represents a hotel called "Al Ghazala Intercontinental" which is located in Tripoli Bay (Libya). The numerical modeling is carried out using 2D Plaxis Finite Element code with which the behavior of the soil as well as that of the molded wall after excavation could be simulated by taking into account the drawdown of the water table as a function of the phases. 'execution. In order to understand the overall behavior of this structure, a parametric analysis was carried out to see the influence of a certain number of parameters: thickness of the diaphragm wall, the inclination of the anchor rods and the prestressing pressure on the tie rods. The results obtained clearly show the influence of these parameters on the displacements and the bending moments of the molded wall.

Keywords :

Molded wall, modeling, anchoring

ملخص

يقدم هذا العمل نموذجاً عددياً لعملية حفر حقيقية وفقاً لمراحل تنفيذها. وبالتالي ، فإن إسقاط جدار مصبوب أساسي لأنه سيسمح لنا بالبناء في منطقة حضرية. يمثل البناء المذكور فندقاً يسمى "الغزالة انتركونتيننتال" يقع في خليج طرابلس (ليبيا). يتم تنفيذ النمذجة العددية باستخدام شفرة Plaxis Finite Element ثنائية البعد التي يمكن من خلالها محاكاة سلوك التربة بالإضافة إلى الجدار المصبوب بعد إجراء عملية الحفر ، مع الأخذ بعين الاعتبار تخفيض منسوب المياه الجوفية كدالة للمراحل. 'تنفيذ. من أجل فهم السلوك الكلي لهذه البنية ، تم إجراء تحليل حدودي لمعرفة تأثير عدد معين من المعلمات: سمك جدار الحجاب الحاجز ، ميل قضبان المرساة والضغط الإجهادي على قضبان التعادل. تظهر النتائج التي تم الحصول عليها بوضوح تأثير هذه المعلمات على النزوح ولحظات الانحناء للجدار المصبوب.

كلمات البحث:

الجدار المصبوب، النمذجة، التثبيت

LISTE DES FIGURES

Chapitre 1

Figure 1.1 Sans pompage.....	P4
Figure 1.2 Avec pompage.....	P4
Figure 1.3 Pompage à l'arrêt.....	P5
Figure 1.4 Pompage en marche.....	P5
Figure 1.5. Puits crépine.....	P6
Figure 1.6. Puits crépines dans un parois non étanche.....	P7
Figure 1.7. Aiguilles fil tranche.....	P7
Figure 1.8. Draintes et puisards.....	P7

Chapitre 2

Figure 2.1. Photo du parois moulées.....	P8
Figure 2.2. Schéma d'exécution d'une paroi moulée.....	P9
Figure 2.3. Schéma de principe d'une paroi moulée en place, avec nappe de terre.....	P10
Figure 2.4. Illustration d'un chantier d'exécution du parois moulée.....	P10
Figure 2.5. Parois de pieux sécants.....	P12
Figure 2.6. Schéma de procédure l'exécution du parois.....	P13
Figure 2.7. Paroi berlinoise.....	P14
Figure 2.8. Schéma du Méthode d'exécution.....	P15
Figure 2.9. Parois parisiennes.....	P16
Figure 2.10. Schéma de la procédure d'exécution des parois parisiennes.....	P16
Figure 2.11. Parois lutéciennes.....	P17
Figure 2.12. Illustration de la serrure et d'un rideau de palplanches.....	P18
Figure 2.13. Phase de réalisation d'une paroi clouée (d'après les recommandations clouterre 91).....	P21
Figure 2.14 Schématisation de la zone active et de la zone résistante (d'après les recommandations clouterre 91).....	P21
Figure 2.15. Mode d'exécution jet-grouting	P24
Figure 2.16. Principe de systèmes de jet	P25
Figure 2.17. La géométrie Keller.....	P26

Chapitre 3

Figure 3.1 : Descriptif simplifié d'un tirant d'ancrage.....	P27
--	-----

Figure 3.2 : Chronologie de mise en œuvre d'un tirant d'ancrage.....	P30
Figure 3.3 : Les étapes d'exécution du tiran.....	P31

Chapitre 4

Figure 4.1. Vue en plan du projet.....	P38
Figure 4.2. La coupe du projet.....	P38
Figure 4.3 Modèle géométrique du projet.....	P39
Figure 4.4 Maillage du projet.....	P42
Figure 4.5 Conditions hydrauliques initiales.	P42
Figure 4.6 Génération des pressions interstitielles initiales.	P42
Figure 4.7 Génération des contraintes initiales.	P43
Figure 4.8 Phase 1-Réalisation de parois moulée.	P43
Figure 4.9 Phase 2- Excavation de 1 ^{ère} tranche.	P44
Figure 4.10 Phase 3 : Mise en place du premier lit de tirant.	P44
Figure 4.11 Phase 4 : Excavation de 2 ^{ème} tranche	P44
Figure 4.12 Phase 4 : Rabattement de la nappe de l'excavation.	P45
Figure 4.13 Phase 5 : Mise en place du deuxième lit de tirant.	P45
Figure 4.14. Phase 6 : Excavation de 3 ^{ème} tranche.	P45
Figure 4.15. Phase 6 : Rabattement de la nappe.	P46
Figure 4.16. Phase 7 : Obtention de coefficient de sécurité.	P46
Figure 4.17 Phase 6 : Déformation de maillage.	P47
Figure 4.18 Phase 6 : Déplacement total.	P47
Figure 4.19 Phase 6 : déplacement Horizontal.....	P47
Figure 4.20 Phase 6 : déplacement Vertical.	P47
Figure 4.21 Phase 6 : Pression interstitielle.....	P47
Figure 4.22 Phase 6 : Eau souterrain active.	P47
Figure 4.23. Phase 7:Obtention de coefficient de sécurité.....	P48
Figure 4.24. Phase 6 : Eau souterrain active.	P48
Figure 4.25 Phase 6 : Les efforts dans la paroi moulée.	P48
Figure 4.26. Phase 6 : Les Déplacements dans les parois moulées.	P48
Figure 4.27. Phase 6 : Déformation de maillage.	P49
Figure 4.28.Phase 6 : Déplacement total.	P49
Figure 4.29. Phase 6 : déplacement Horizontal.....	P49
Figure 4.30. Phase 6 : déplacement Vertical.....	P49

Figure 4.31 Phase 6 : Pression interstitielle.....	P49
Figure 4.32. Phase 6 : Eau souterraine.....	P49
Figure 4.33. Phase 7 : Obtention de coefficient de sécurité.....	P50
Figure 4.34 Phase 6 :Champ d'écoulement.	P50
Figure 4.35. Phase 6 : Les efforts dans la paroi moulée.	P50
Figure 4.36. Phase 6 : Le Déplacement dans la paroi moulée.....	P50
Figure 4.37 Phase 6 : Déformation de maillage.	P51
Figure 4.38 Phase 6 : Déplacement total.	P51
Figure 4.39. Phase 6 : déplacement Horizontal.	P51
Figure 4.40 Phase 6 : déplacement Vertical.....	P51
Figure 4.41 Phase 6 : Pression interstitielle.	P51
Figure 4.42 Phase 6 : Eau souterraine active.	P51
Figure 4.43. Phase 7 : Obtention de coefficient de sécurité.....	P52
Figure 4.44. Phase 6 : Champ d'écoulement.	P52
Figure 4.45. Phase 6 : Les efforts dans la paroi moulée.....	P52
Figure 4.46. Phase 6 : Le Déplacement dans la paroi moulée.	P52
Figure 4.47 Phase 6 : Déformation de maillage.....	P53
Figure 4.48. Phase 6 : Déplacement total.	P53
Figure 4.49. Phase 6 : Déplacement Horizontal.	P53
Figure 4.50. Phase 6 : Déplacement Vertical.	P53
Figure 4.51. Phase 6 : Pression interstitielle	P53
Figure 4.52. Phase 6 : Eau souterrain.....	P53
Figure 4.53. Phase 7 : Obtention de coefficient	P54
Figure 4.54. Phase 6 : Champ d'écoulement.	P54
Figure 4.55. Phase 6 : Les efforts dans la paroi moulée.....	P54
Figure 4.56. Phase 6 : Le Déplacement dans la paroi moulée.	P54
Figure 4.57 Phase 6 : Déformation de maillage.	P55
Figure 4.58.Phase 6 : Déplacement total.	P55
Figure 4.59. Phase 6 : déplacement Horizontal.	P55
Figure 4.60 Phase 6 : déplacement Vertical.	P55
Figure 4.61 .Phase 6 : Pression interstitielle.	P55
Figure 4.62. Phase 6 : Eau souterrain.....	P55
Figure 4.63. Phase 7 : Obtention de coefficient de sécurité.....	P56
Figure 4.64 Phase 6 : Champ d'écoulement.	P56

Figure 4.65 Phase 6 : Les efforts dans la parois moulée.....	P56
Figure 4.66.Phase 6 : Le Déplacement dans la parois moulée.	P56
Figure 4.67. Phase 6 : Déformation de maillage.	P57
Figure 4.68. Phase 6 : Déplacement total.	P57
Figure 4.69. Phase 6 : déplacement Horizontal.	P57
Figure 4.70. Phase 6 : déplacement Vertical.	P57
Figure 4.71. Phase 6 : Pression interstitielle	P57
Figure 4.72. Phase 6 : Eau souterrain.	P57
Figure 4.73. Phase 7 : Obtention de coefficient de sécurité.	P58
Figure 4.74. Phase 6 : Champ d'écoulement.	P58
Figure 4.75.Phase 6 : Les efforts dans la paroi moulée.	P58
Figure 4.76. Phase 6 : Le Déplacement dans la paroi moulée.	P58
Figure 4.77. Phase 6 : Déformation de maillage.	P59
Figure 4.78. Phase 6 : Déplacement total.	P59
Figure 4.79 Phase 6 : déplacement Horizontal.	P59
Figure 4.80. Phase 6 : déplacement Vertical.	P59
Figure 4.81. Phase 6 : Pression interstitielle.	P59
Figure 4.82. Phase 6 : Eau souterrain active.	P59
Figure 4.83. Phase 7 : Obtention de coefficient de sécurité.....	P60
Figure 4.84. Phase 6 : Champ d'écoulement	P60
Figure 4.85.Phase 6 : Les efforts dans la paroi moulée.	P60
Figure 4.86. Phase 6 : Le Déplacement dans la paroi moulée.	P60
Figure 4.87.Phase 6 : Déformation de maillage.	P61
Figure 4.88.Phase 6 : Déplacement total.	P61
Figure 4.89. Phase 6 : déplacement Horizontal.	P61
Figure 4.90. Phase 6 : déplacement Vertical.	P61
Figure 4.91 Phase 6 : Pression interstitielle.	P61
Figure 4.92. Phase 6 : Eau souterrain active.	P61
Figure 4.93. Phase 7 : Obtention de coefficient de sécurité.....	P62
Figure 4.94. Phase 6 : Champ d'écoulement	P62
Figure 4.95. Phase 6 : Les efforts dans la paroi moulée.	P62
Figure 4.96. Phase 6 : Le Déplacement dans la parois moulée.	P62
Figure 4. 97. Variation du déplacement total du modèle.	P63
Figure 4.98.Diagrammes de déplacement et les forces.....	P64

Figure 4.99 Phase 6 : Déformation de maillage.	P65
Figure 4.100 Phase 6 : Déplacement total.	P65
Figure 4.101. Phase 6 : déplacement Horizontal.	P65
Figure 4.102. Phase 6 : déplacement Vertical.	P65
Figure 4.103.Phase 6 : Les efforts dans la paroi moulée.	P66
Figure 4.104. Phase 6 : Le Déplacement dans la paroi moulée.	P66
Figure 4.105. Phase 7 : Obtention de coefficient de sécurité.	P66
Figure 4.106. Phase 6 : Déformation de maillage.	P67
Figure 4.107.Phase 6 : Déplacement total.	P67
Figure 4.108. Phase 6 : déplacement Horizontal.	P67
Figure 4.109. Phase 6 : déplacement Vertical.	P67
Figure 4.110. Phase 7 : Obtention de coefficient de sécurité.	P67
Figure 4.111. Phase 6 : Les efforts dans la paroi moulée.	P68
Figure 4.112. Phase 6 : Le Déplacement dans la paroi moulée.	P68
Figure 4.113. Phase 6 : Déformation de maillage.	P69
Figure 4.114. Phase 6 : Déplacement total.	P69
Figure 4.115.Phase 6 : déplacement Horizontal.	P69
Figure 4.116.Phase 6 : déplacement Vertical.	P69
Figure 4.117.Phase 7 : Obtention de coefficient de sécurité.	P69
Figure 4.118. Phase 6 : Les efforts dans la paroi moulée.	P70
Figure 4.119. Phase 6 : Le Déplacement dans la paroi moulée.	P70
Figure 4.120 Phase 6 : Déformation de maillage.	P71
Figure 4.121 Phase 6 : Déplacement total.....	P71
Figure 4.122 Phase 6 : déplacement Horizontal.	P71
Figure 4.123. Phase 6 : déplacement Vertical.	P71
Figure 4.124.Phase 7 : Obtention de coefficient de sécurité.	P71
Figure 4.125. Phase 6 : Les efforts dans la paroi moulée.	P72
Figure 4.126.Phase 6 : Le Déplacement dans la paroi moulée.....	P72
Figure 4.127. Phase 6 : Déformation de maillage.	P73
Figure 4.128. Phase 6 : Déplacement total.	P73
Figure 4.129. Phase 6 : déplacement Horizontal.	P73
Figure 4.130. Phase 6 : déplacement Vertical.	P73
Figure 4.131. Phase 7 : Obtention de coefficient de sécurité.	P73
Figure 4.132.Phase 6 : Les efforts dans la paroi moulée.	P74

Figure 4.133. Phase 6 : Le Déplacement dans la paroi moulée.	P74
Figure 4.134. Diagrammes de déplacement et les forces.....	P76
Figure 4.135. Diagramme de coefficient de sécurité en fonction de l'inclinaison.....	P77
Figure 4.136.Phase 6 : Déformation de maillage.	P77
Figure 4.137.Phase 6 : Déplacement total.....	P77
Figure 4.138 Phase 6 : déplacement Horizontal.	P78
Figure 4.139 Phase 6 : déplacement Vertical.	P78
Figure 4.140.Phase 7 : Obtention de coefficient de sécurité.	P78
Figure 4.141. Phase 6 : Les efforts dans la parois moulée.	P78
Figure 4.142. Phase 6 : Le Déplacement dans la paroi moulée.....	P79
Figure 4.143.Phase 6 : Déformation de maillage.....	P79
Figure 4.144.Phase 6 : Déplacement total.	P79
Figure 4.145.Phase 6 : déplacement Horizontal.	P80
Figure 4.146.Phase 6 : déplacement Vertical.	P80
Figure 4.147.Phase 7 : Obtention de coefficient de sécurité.	P80
Figure 4.148.Phase 6 : Les efforts dans la paroi moulée.	P81
Figure 4.149Phase 6 : Le Déplacement dans la paroi moulée.....	P81
Figure 4.150 Phase 6 : Déformation de maillage.	P82
Figure 4.151 Phase 6 : Déplacement total.	P82
Figure 4.152.Phase 6 : déplacement Horizontal.	P82
Figure 4.153.Phase 6 : déplacement Vertical.	P82
Figure 4.154.Phase 7 : Obtention de coefficient de sécurité.	P82
Figure 4.155. Phase 6 : Les efforts dans la paroi moulée.	P83
Figure 4.156 Phase 6 : Le Déplacement dans la parois moulée.....	P83
Figure 4.157. Diagrammes de déplacement et les forces.....	P85
Figure 4.158. Diagramme de coefficient de sécurité en fonction de la précontrainte....	P86

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 1

Tableau 1.1 . coefficients de perméabilité.....P5

Chapitre 2

Tableau 2.2 : Avantages et inconvénients des parois moulées.....P11

Tableau 2.3 : Avantages et inconvénients des parois de pieux tangents.....P12

Tableau 2.4: Avantages et inconvénients des parois de pieux sécants.....P13

Tableau 2.5 : Avantages et inconvénients des parois berlinoises.....P15

Tableau 2.6. : Avantages et inconvénients des parois parisiennes.....P17

Tableau 2.7 : Avantages et inconvénients des parois lutéciennes.....P18

Tableau 2.8 : Avantages et inconvénients des parois de palplanches.....P19

Tableau 2.9 : Avantages et inconvénients des parois clouées.....P22

Tableau 2.10 : Avantages et inconvénients des parois en SoilmixP24

Tableau 2.11 : Avantages et inconvénients des parois en Jet-grouting P26

Chapitre 3

Tableau 3.11 : Les différents types de protection des armatures des tirants en partie libre..... P29

Chapitre 4

Tableau 4.1 Propriétés des couches de sols et des interfaces.....P40

Tableau 4.2 – Propriétés mécaniques de la paroi moulée.....P41

Tableau 4.3 Propriétés des tirants d’ancrages.....P41

Tableau 4.4. Variation des déplacements de la paroi en fonction de son épaisseur.....P63

Tableau4.5. Forces du paroi moulée.....P63

Tableau 4.6. Variation du déplacement de la paroi moulée en fonction de l’inclinaison des tirants.....P75

Tableau4.7. Forces du paroi moulée.....P75

Tableau 4.8. Variation du déplacement de la paroi moulée en fonction de la précontrainte.....P84

Tableau4.9. Forces du paroi moulée.....P84

LISTE DES NOTATIONS PRINCIPALES

- Δ : le déplacement positif
 Δ_{min} : le déplacement minimal
 Δ_{max} : le déplacement maximal
 A : aire de l'élément paroi
 b : largeur d'élément de paroi considérée
 c : cohésion du sol
 c_{ref} : cohésion du sol de référence
 E : module d'Young
 E_{ref} : module d'Young de référence
 E_m : module pressiométrique du sol
 I : moment d'inertie quadratique
 I_d : indice de densité
 I_p : indice de plasticité
 I_d : force de poussée
 F_c : force de contre butée
 F_p, F_b : force de butée
 H : hauteur libre de l'écran
 H_L : hauteur d'excavation limite
 H_e : hauteur d'excavation
 L_0 : la longueur élastique de la paroi
 K_h : coefficient de réaction
 q_c : résistance de pointe pénétrométrique
 σ_v : la contrainte totale verticale
 σ_h : la contrainte totale horizontale
 σ_a : contrainte totale horizontale en état de poussée
 σ_b : contrainte totale horizontale en état de butée
 σ'_h : contrainte totale horizontale effective
 σ'_v : contrainte totale verticale effective
 σ'_{v0} : contrainte effective verticale au repos
 σ_1 : contrainte horizontale
 σ_3 : contrainte verticale
 Z : profondeur
 Z_0 : hauteur de butée
 U : pression hydrostatique
 φ : Angle de frottement interne du sol

ϕ' : angle de frottement interne effectif du sol
 τ : Contrainte de cisaillement
 R : réaction totale du sol
 W : poids propre du mur
 Δ : Angle d'inclinaison du sol sur la normale à l'écran

 Θ : angle que fait le plan de rupture avec l'horizontale
 λ : Angle d'inclinaison de l'écran
 B : angle d'inclinaison du talus
 δ_a : angle d'inclinaison du sol sur la normale à l'écran en état de poussée
 Ψ : angle de dilatance
 A : coefficient rhéologique du sol
 γ_d : poids volumique moyen du sol
 γ_{dmax} : poids volumique maximum du sol
 γ_{dmin} : poids volumique minimum du sol
 γ' : poids volumique déjaugé
 γ_{unsat} : poids volumique du sol non saturé (en haut du niveau de la nappe phréatique)
 γ_{sat} : poids volumique du sol saturé (sous le niveau de la nappe phréatique)
 γ_w : poids volumique de l'eau
 ν : Coefficient de poisson
 G_s : densité des grains solide
 k_0 : coefficient de poussée au repos
 K_p : coefficient de poussée
 k_0 : coefficient de butée
 K_x : perméabilité horizontale
 K_y : perméabilité verticale
 R_{inter} : facteur de réduction de l'interface

BIBLIOGRAPHIE

- *Types d'excavation - soletanche-bachy- technique- paroi-moulée*
- *Problème de mécanique des soles et fondation Tom 2- G.Sanglerat ;
G.Olivari*
- *Http/.Dsl.-rabattement de nappe*
- *Cour de mécanique de mécanique des sols – Ecole national de travaux
publique*
- *Etude du comportement mécanique des terrains anisotropes lors de travaux
de génie civil -Thomas Le Cor*
- *Atlas-fonndations -Business-Units/Retaining-Walls*
- *Construction-maison.- paroi-parisienne*
- *Étude de soutènement par paroi lutécienne Mémoire : Gaëlle BRONN, 5 ème
année, spécialité Génie Civil -2017*
- *Code de Bonne Pratique 9 –Excavation Bruxelles Environnement*
- *Eurocod 7*

Sommaire

Résumé	I
Abstract	II
Liste des figures	III
Liste des tables	IV
Liste des notations principales	V
Introduction générale.....	1

CHAPITRE1 : ETUDE DE L'ART DE L'EXCAVATION

1.1 Introduction	2
1.2.Type de matériaux	2
1.2.1 Excavation de la terre végétale.....	2
1.2.2 Excavation de la terre	2
1.2 .3 Excavation de roche.....	2
1.2.4 Excavation de Muck	2
1.2.5 Excavation non classifiée	2
1.3. Fonction et but du travail	2
1.3.1. Trench excavation	3
1.3.2. Sous-sol excavation	3
1.3.3. Excavation de la route	3
1.3.4. Excavation de pont	3
1.3.5. Dragage	3
1.3.6. Soutien à l'excavation	3
1.4. Le Rabattement de nappe phréatique	4
1.4.1 .Principe	4
1.4.2. Les variables à connaître	5
1.4.3. Connaissance des soles.....	5
1.4.4 Ingénierie	6

1.4.5. Technique de rabattement	6
---------------------------------------	---

CHAPITRE 2 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES DIFFERENTS TYPES DE PAROIS

2.1. Les parois moulées	8
2.1.1 Définitions.....	8
2.1.2. Mise en œuvre d'un panneau individuel de paroi moulée	8
2.1.3. Domaine d'application	10
2.2. Les parois de pieux tangents	11
2.3. Les parois de pieuse séca nts	12
2.4. Les parois berlinoises	14
2.5. Les parois parisiennes	16
2.6. Les parois lutéciennes	17
2.7. Les parois de palplanches.....	18
2.8. Les parois clouées	20
2.9. Parois en soilmix	22
2.10. Parois en jet – grouting	24

CHAPITRE 3 : LES TIRANTS D'ANCRAGE

3.1. Généralités.....	27
3.1.1. Descriptif	27
3.1.2. Têtes d'ancrage	28
3.1.3. Longueur libre	28
3.1.4. Longueur scellée	29
3.2. Mise en œuvre	30

CHAPITRE 4 : SIMULATION ET RESULTAT

4. 1. Logiciel de calcul PLAXIS.....	32
4.1.1. Bref aperçu de la méthode des éléments finis.....	32
4.1.2 Calculs par la MEF	33
4.1.3 Présentation de PLAXIS.....	34
4.1.4 Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS.....	35
4.2. ANALYSE ET DISCUSSION DES RESULTATS OBTENUS.....	37
4.2 .1.Introduction.....	37
4.2.2. Procédure de la simulation numérique	37
4.2 .2.1.Définition des données	37
4.2.2.2 Donnée géométrie et géotechniques	37
4.2.3. Caractéristiques des matériaux	39
a) Propriétés des couches de sols et des interfaces	39
b) Paroi moulée	41
c) Ancrages (éléments nœud à nœud)	41
4.2.4 Génération du maillage	41
4.2.5. Conditions initiales	42
a) Conditions hydrauliques	42
b) Contraintes initiales dans le sol	43
4.3. Procédure de calcul	43
4.4. Analyse paramétriques	46
4.4.1. Effet de l'épaisseur de la paroi moulée	46
4.4.2. Effet de l'inclinaison du tirant	65
4.4.3. Effet de la précontrainte	77
Discussion des résultats.....	86
CONCLUSION.....	87

INTRODUCTION GENERALE

L'exécution des excavations soutenues par des écrans pour l'aménagement de sous-sols d'immeubles, de voiries et de parkings souterrains ou encore d'ouvrages d'assainissement s'accompagne de déformation des terrains environnants. Ces déformations, qui peuvent causer des désordres dans le bâti et les réseaux avoisinants, doivent être appréhendées aussi précisément que possible au stade des projets, et contrôlées soigneusement au cours de l'exécution des ouvrages et idéalement, durant une certaine période après la mise en service de l'ouvrage.

L'analyse des interactions entre les ouvrages de génie civil et les sols, et entre les ouvrages, et une préoccupation de plus en plus forte dans le domaine de la géotechnique, en particulier en milieu urbain lors de la construction d'ouvrages souterrains complexes à proximité de bâtiments existants ou de l'exécution de fouilles à proximité d'immeubles.

En effet, le développement de l'utilisation de l'espace et des sous-sols urbains favorise la superposition et l'imbrication d'ouvrages divers correspondant à des fonctions variées. Il apporte des avantages économiques et sociaux importants, mais son coût est élevé, en raison des contraintes spécifiques au milieu urbain, en particulier la nécessité de limiter les impacts des travaux sur les ouvrages existants. Ce coût justifie que l'on cherche à améliorer les méthodes de conception et de justification des ouvrages.

Les méthodes actuelles, pour la plupart issues de l'expérience acquise sur des ouvrages isolés, reposent le plus souvent sur une analyse de la résistance des ouvrages vis-à-vis de la rupture. L'analyse du comportement des ouvrages au cours de leur construction et en service, et celle de leurs impacts sur les structures avoisinantes, reste limitée à certains types d'ouvrages et manque encore de précision. Il en résulte que les impacts de la mise en place d'un ouvrage sur les structures qui l'entourent (les déplacements provoqués par la réalisation d'un soutènement d'excavation par exemple) restent à l'heure actuelle difficiles à quantifier.

1.1.Introduction :

En termes de construction , l'excavation est le processus d'enlèvement de la terre pour former une cavité dans le sol.

Sur de petits sites ou dans des espaces confinés, l'excavation peut être effectuée manuellement au moyen d'outils tels que pics, pelles et brouettes. Les travaux d'excavations à plus grande échelle nécessiteront des installations lourdes telles que des bulldozers .

1.2.Type de matériaux :

Une méthode courante de classification est par le matériel excavé:

1.2.1 Excavation de la terre végétale :

Cela implique l'enlèvement de la couche exposée de la surface de la terre, y compris toute végétation ou matière en décomposition qui pourrait rendre le sol compressible et donc impropre à supporter des charges structurelles. La profondeur varie d'un site à l'autre, mais se situe généralement entre 150 et 300 mm.

1.2.2 Excavation de la terre :

Cela implique l'enlèvement de la couche de sol directement sous la couche arable . Le matériel enlevé (dénommé «déblais») est souvent stocké et utilisé pour construire des remblais et des fondations .

1.2 .3 Excavation de roche :

Il s'agit de l'enlèvement de matériaux qui ne peuvent être excavés sans recourir à des méthodes d'excavation spéciales, telles que le perçage (à la main ou avec de la machinerie lourde) ou le dynamitage avec des explosifs .

1.2.4 Excavation de Muck :

C'est l'enlèvement de matériaux excessivement humides et de sols impropres à la constitution de stocks.

1.2.5 Excavation non classifiée :

C'est l'élimination d'une combinaison des matériaux ci-dessus , par exemple lorsqu'il est difficile de distinguer les matériaux rencontrés.

1-3-Fonction et but du travail :

L'excavation peut également être classée en fonction du but du travail:

Couper et remplir l' excavation

C'est le processus d'excavation par lequel le matériau est coupé ou dépouillé. La terre végétale et la terre enlevées peuvent être utilisées comme remblai pour les remblais, les sections élevées, et ainsi de suite. Il peut également être utilisé pour former une surface plane sur laquelle construire, car

les sections élevées du site sont «coupées» et déplacées pour «remplir» les sections inférieures du site.

1.3.1. Trench excavation :

Une tranchée est une excavation dont la longueur dépasse largement la profondeur. Les tranchées peu profondes sont généralement considérées comme ayant moins de 6 m de profondeur et les tranchées profondes, plus de 6 m.

Tranchée, ou pied , l'excavation est généralement utilisée pour former des fondations de bande , des services enterrés , et ainsi de suite. Le choix de la technique et de l'installation pour l'excavation, le soutènement et le remblayage de la tranchée dépend de facteurs tels que; le but de la tranchée, les conditions du sol , l'emplacement de la tranchée, le nombre d'obstructions, et ainsi de suite.

Les techniques courantes utilisées comprennent:

- Pleine profondeur, pleine longueur: Convient pour les longues tranchées étroites de faible profondeur, telles que les pipelines et les égouts .
- Pleine profondeur, étapes successives: Convient pour les tranchées profondes où les travaux peuvent progresser dans l'ordre, réduisant le risque d'effondrement.
- Profondeur de la scène, étapes successives: Convient pour les tranchées très profondes dans les zones confinées, les fondations profondes et sous - couche .

1.3.2. Sous-sol excavation :

Un sous - sol fait partie d'un bâtiment partiellement ou entièrement souterrain.

1.3.3. Excavation de la route :

Cela implique généralement le décapage de la terre végétale et la coupe et le remplissage. Pour plus d'informations.

1.3.4. Excavation de pont :

Cela implique généralement l'enlèvement de matériaux pour la fondation et les culées des ponts . Le travail peut être subdivisé en excavation humide, sèche et en roche . Les excavations sous-marines peuvent nécessiter des méthodes spéciales de forage et d'explosion .

1.3.5. Dragage :

Le dragage est le processus d'excavation et d'enlèvement des sédiments et des débris au-dessous du niveau de l'eau , généralement au fond des lacs, des rivières, des ports et ainsi de suite.

1.3.6. Soutien à l' excavation :

Les matériaux ont des caractéristiques de stabilité différentes lors des travaux d'excavation . L'angle De repos du matériau décrit l'angle le plus raide auquel il restera stable sans support. L'angle exact

De repos dépend de la présence d'eau souterraine , mais certains angles typiques sont :

- Argile drainée: 45 degrés.
- Argile humide: 16 degrés.
- Gravier et sable sec: 40 degrés.
- Sable humide: 22 degrés.

✓ Le type et l'étendue du soutien temporaire requis dépendront des facteurs suivants:

- La stabilité et l'angle de repos du sous - sol .
- La proximité de l'excavation aux véhicules, services et bâtiments.
- Le niveau de la nappe phréatique .
- Le type de sous - sol .
- La profondeur de l'excavation .
- La durée de l'excavation restera ouverte.
- La période de l'année et les conditions météorologiques.

1.4. Le Rabattement de nappe phréatique :

1.4.1 .Principe :

Sous le niveau du sol, les nappes phréatiques sont situées à une hauteur variable, et s'écoulent selon le profil du terrain. Lors d'un terrassement, il arrive que la nappe soit découverte, ce qui rend impossible la poursuite des fouilles et la construction d'édifices souterrains (fondations de bâtiments et niveaux inférieurs, parkings, galeries de métro, canalisations...).

Le rabattement de nappe consiste à mettre en place un dispositif de pompage afin d'abaisser temporairement le niveau piézométrique de la nappe phréatique, pour permettre le déroulement d'opérations de construction ou de génie civil.

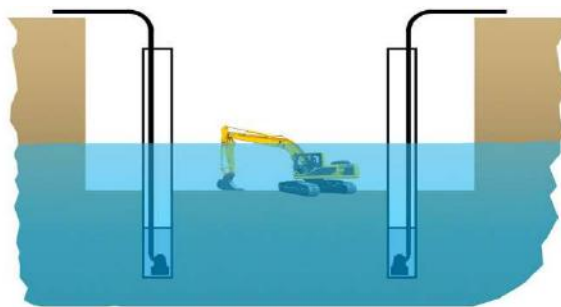


Figure 1.1 Sans pompage

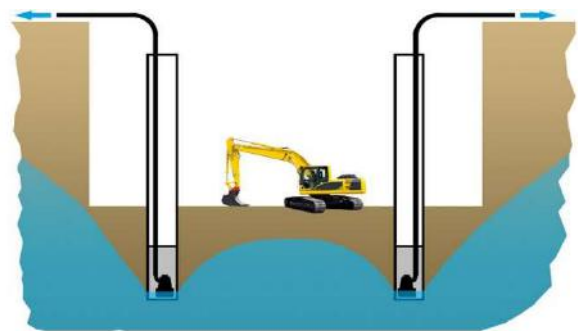


Figure 1.2 Avec pompage



Figure 1.3 Pompage à l'arrêt



Figure 1.4 Pompage en marche

Une fois la construction terminée, l'ouvrage est rendu étanche, puis la nappe phréatique reprend son niveau normal après l'arrêt du dispositif de pompage.

1.4.2. Les variables à connaître :

Le dispositif de rabattement doit être précisément calculé en fonction de la forme et des dimensions de la fouille, du type de blindage, du niveau du terrain, de la nappe, du fond de fouille, des couches géologiques et de leur coefficient de perméabilité.

Coefficients de perméabilité (K)

<i>K</i> m/s	Type de sol	Perméabilité	<i>K</i> m/s
10	Gravier propre	Forte	10
10 ⁻¹			10 ⁻¹
10 ⁻²	Sables propres	Modérée	10 ⁻²
10 ⁻³	Mélanges de sables et de graviers propres		10 ⁻³
10 ⁻⁴	Sables très fins		10 ⁻⁴
10 ⁻⁵	Limon organiques et inorganiques	Faible	10 ⁻⁵
10 ⁻⁶	Mélanges de sable, limon et argile		10 ⁻⁶
10 ⁻⁷	Dépôts d'argile en couche, etc.	10 ⁻⁷	
10 ⁻⁸	Sols imperméables, par exemple argiles homogènes situées au-dessous de la zone d'altération	10 ⁻⁸	
10 ⁻⁹		10 ⁻⁹	
10 ⁻¹⁰		10 ⁻¹⁰	
10 ⁻¹¹	10 ⁻¹¹		

Tableau 1.1 . coefficients de perméabilité

Ces données sont généralement fournies par l'étude hydrogéologique menée en amont d'un projet.

1.4.3. Connaissance des soles

Dans le rabattement de nappes phréatiques, la connaissance de la composition des sols sur toutes les régions où les nappes phréatiques sont peu profondes. Cette fiabilité des données terrain vous évitera de nombreuses surprises lors de vos chantiers.

1.4.4 Ingénierie

1.4.4.A. Étude de faisabilité :

- Environnement hydrogéologique, type de blindage et de radier, fondations environnantes
- Conseil sur le choix du blindage, le choix du radier, les modalités des rejets d'exhaure.

1.4.4.B. Bureau d'Études intégré :

- Définition du procédé et du matériel adapté au chantier, en collaboration avec les bureaux d'études clients
- Dimensionnement des puits et de l'installation de pompage
- Etude des risques
- Etude d'optimisation des coûts

1.4.4.C. Maitrise des techniques de rabattement

Nous intervenons pour installer un dispositif de rabattement sur tous types de blindages (paroi moulée, palplanches, paroi projetée, pieux sécants, berlinoise, jet grouting, talus) et de radiers (poids, drainant, étanche avec membrane, Volcay, à étanchéité relative).

1.4.6. Technique de rabattement :

Il y'a différents techniques de rabattement par mis ces technique on trouve :

🔧 Par puits crépines dans une parois moulée ou étanche

Le rabattement de nappe par puits crépines est préconisé lorsque le terrassement se déroule dans une paroi moulée étanche. L'étanchéité relative de l'enceinte limite les débits pompés.

Plusieurs puits sont en général nécessaires pour assécher la zone de travaux, et les eaux pompées sont réinjectées dans la nappe phréatique.

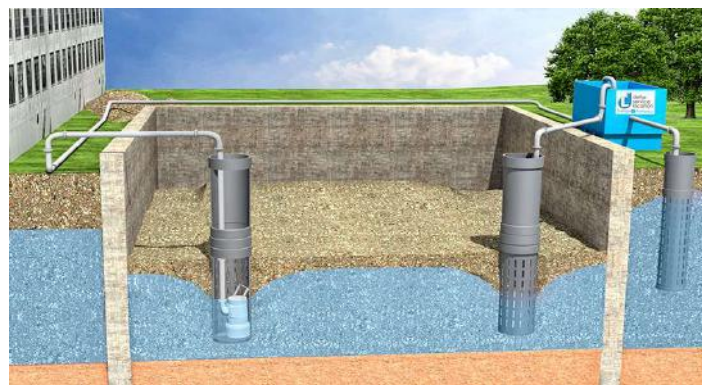


Figure 1.5. Puit crépine

🔧 Par puit crépines dans une parois non étanche de type berlinoise

L'utilisation de puits crépines est également préconisée lorsque le terrassement se déroule dans une paroi non-étanche.

La perméabilité de l'enceinte entraîne des débits plus importants.

Plusieurs puits sont en général nécessaires pour assécher la zone de travaux, et les eaux pompées sont rejetées au réseau.

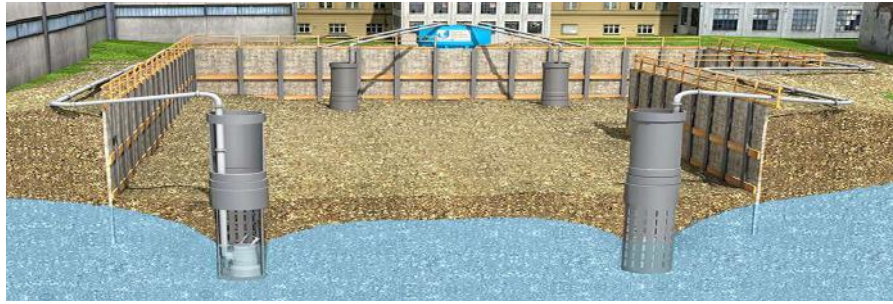


Figure 1.6. Puits crépines dans un parois non étanche

Par aiguilles fil tranches

Pour les terrains sablonneux, moyennement perméables et sur des faibles hauteurs, le rabattement est réalisé avec des aiguilles filtrantes (aussi appelées pointes filtrantes), reliées à une pompe à vide située en surface.

Les aiguilles sont insérées dans des puits de faible diamètre, et entourées de massifs filtrants qui retiennent les particules les plus fines.

Ce procédé a l'avantage de stabiliser les terrains et talus, mais doit être doublé (plusieurs étages d'aiguilles) si la hauteur à rabattre excède 6 mètres.



Figure 1.7. Aiguilles fil tranche

Par épuisement de surface avec tranchées drainées et puisaeds

Pour les faibles hauteurs de rabattement, l'épuisement de surface permet de capter les eaux de la nappe dans des tranchées remplies de massifs drainants.



Figure 1.8. Draines et puisaeds

2.1. LES PAROIS MOULÉES :

2.1.1 Définitions :

Une paroi moulée est un écran en béton armé moulé dans le sol. La stabilité de la tranchée pendant les opérations de forage, de ferrailage et de bétonnage est obtenue avec un fluide de perforation appelé boue. La boue est fabriquée avec de la bentonite. Elle forme sur les parois de l'excavation un dépôt étanche appelé cake qui lui permet de ne pas percoler dans le terrain et d'assurer la pression hydrostatique qui s'oppose à l'éboulement des parois. Une boue fabriquée avec des polymères peut aussi être utilisée.



Figure 2.1. Photo du parois moulées

Les parois moulées ont en général une épaisseur comprise entre 0.40 et 1.20 m, voire 1.50 m. La largeur d'un panneau est généralement comprise entre 3 et 10 m. Les parois moulées peuvent atteindre une profondeur de 50 m, voire plus avec des engins adaptés.

La fiche de la paroi moulée peut monter jusqu'à 50 % de la profondeur de la fouille. Toutefois, ce chiffre dépend des caractéristiques du sol en place et de la présence ou non de tirants d'ancrage / butons. Ceux-ci sont nécessaires pour une hauteur d'excavation dépassant 5 m

2.1.2. Mise en œuvre d'un panneau individuel de paroi moulée :

Le premier ouvrage exécuté est la murette-guide : elle est constituée de deux murets en béton armé de 30 cm de large environ et permet :

- 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.

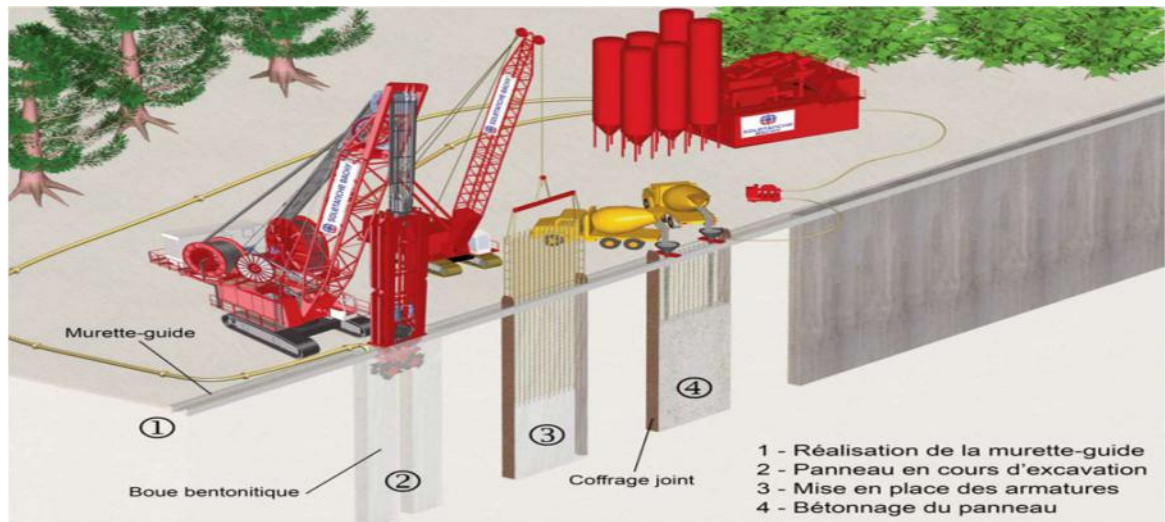


Figure 2.2. Schéma d'exécution d'une paroi moulée

Afin d'assurer la stabilité de la tranchée durant les travaux, la perforation se fait par panneaux de longueur limitée, de l'ordre de 7 m, variable selon le type de sols et le voisinage. En présence de mitoyens, la distance minimale entre le nu du mitoyen, y compris ses fondations, et le nu extérieur de la paroi à réaliser est égale à l'épaisseur de la murette-guide. Une fois l'excavation d'un panneau achevée, la cage d'armatures est mise en place dans la tranchée remplie de boue préalablement traitée

afin de limiter les particules de terrain en suspension.

Le bétonnage est ensuite effectué à l'aide d'un tube plongeur. La jonction entre panneaux adjacents peut se faire.

– par utilisation d'un coffrage métallique provisoire CWS permettant la mise en place d'un joint d'étanchéité entre les panneaux, et le guidage de l'outil d'excavation.

– en remordant le panneau exécuté en première phase dans le cas de perforation à l'hydrofraise.

Les épaisseurs classiques de parois moulées sont de : 0.5 m ; 0.60 m ; 0.80 m ; 1.00 m ; 1.20 m ; 1.50 m.

De façon moins commune, les parois moulées peuvent aussi être préfabriquées. Toutefois, ceci nécessite de disposer de moyens de levage adaptés, les panneaux préfabriqués étant des éléments très lourds. Les dimensions des parois sont donc restreintes, ce qui limite, avec des moyens de levage courants, la paroi moulée préfabriquée à une profondeur de l'ordre de 20 m.

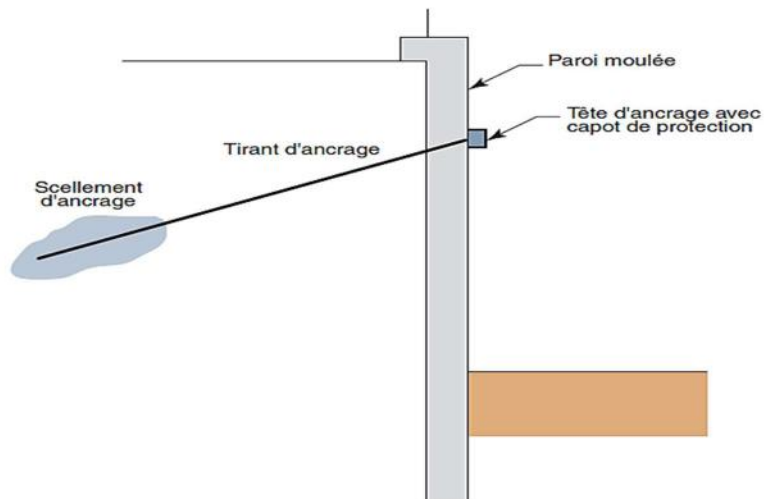


Figure 2.3. Schéma de principe d'une paroi moulée en place, avec nappe de terre

La paroi moulée peut être mise en œuvre en présence d'une nappe phréatique, la densité de la boue bentonitique étant supérieure à celle de l'eau. On recommande de disposer d'un niveau de boue de forage dans la fouille qui soit 1.50 m plus haut que le plus haut niveau connu de la nappe.



Figure 2.4. Illustration d'un chantier d'exécution du parois moulée

2.1.3. Domaine d'application :

La paroi moulée est parfaitement adaptée à la présence d'eau dans le sol. Contrairement aux parois berlinoises, 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.

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

- de fondation,
- d’étanchéité.

Avantages	Inconvénients
Grandes profondeurs	Evacuation de la boue de forage
Peu de nuisances	Pas adapté pour des géométries complexes
Peu de problèmes de corrosion	Importante installation de chantier
Peut être réalisé à proximité d’un existant	Coût élevé
Peut être inclus à la structure porteuse de l’ouvrage définitif	
Tolérances correctes	
Peut être réalisé en présence de nappe	
Etanchéité	
Adapté à tous types de sols	

Tableau 2.2 : Avantages et inconvénients des parois moulées

2.2. LES PAROIS DE PIEUX TANGENTS :

2.2.1 Définitions :

La paroi de pieux tangents est un élément de fondation et de soutènement basé sur un rideau de pieux. Ceux-ci sont tangents ou quasi-tangents, c’est-à-dire qu’ils sont contigus.

Les détails de réalisation des parois de pieux tangents figurent en Annexe 3.

Les pieux ont en général un diamètre compris entre 0.50 et 1.50 m. Ces pieux peuvent atteindre une hauteur de soutènement de l’ordre de 8 m.

La fiche de la paroi de pieux peut monter jusqu’à 20 m de profondeur. Toutefois, ce chiffre dépend des caractéristiques du sol en place et de la présence ou non de tirants d’ancrage / butons. Ceux-ci sont nécessaires dès que l’on atteint une hauteur d’excavation de l’ordre de 4 m.

La fonction de ce type de paroi est d’assurer une fonction de soutènement. Elles peuvent néanmoins reprendre des charges verticales futures. Par contre, ces parois ne sont pas censées assurer une fonction d’étanchéité.

Pour rendre étanche une paroi de pieux sécants, on peut, si besoin est, la renforcer en réalisant une paroi en béton, par exemple en béton projeté sur la paroi de pieux, une fois l’excavation réalisée.

Avantages	Inconvénients
Adapté à tous types de géométries	Paroi non étanche
Peut être inclus à la structure porteuse de l'ouvrage définitif	Défauts de verticalité
Peut être réalisé à proximité d'un existant	
Peu de nuisances	
Peut être réalisé en présence de nappe	
Adapté à tous types de sols	

Tableau 2.3 : Avantages et inconvénients des parois de pieux tangents

2.3. LES PAROIS DE PIEUS SÉCANTS :

2.3.1 Définitions :

La paroi de pieux sécants est un élément de fondation et de soutènement basé sur un rideau de pieux. Ceux-ci sont sécants, c'est-à-dire qu'ils s'entrecoupent afin de former un écran continu en béton armé.

Comme pour les pieux des parois de pieux tangents, les pieux ont en général un diamètre compris entre 0.50 et 1.50 m. Ces pieux peuvent atteindre une hauteur de soutènement de l'ordre de 12 m. La fiche de la paroi moulée peut monter jusqu'à 20 m de profondeur. Toutefois, ce chiffre dépend des caractéristiques du sol en place et de la présence ou non de tirants d'ancrage / butons. Ceux-ci sont nécessaires dès que l'on atteint une hauteur d'excavation de l'ordre de 4 m.

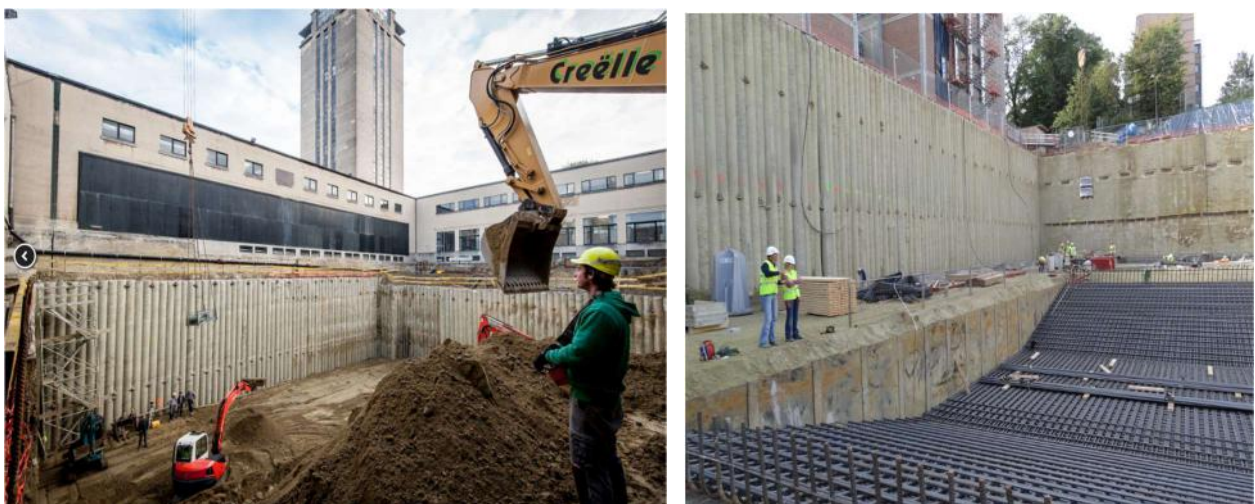


Figure 2.5. Parois de pieux sécants

2.3.2. Procédé d'exécution :

1. Positionnement de la tarière, entourée d'un tube de forage en acier.
Tarière et tube sont montés sur deux tables de rotation indépendantes et superposées (double table de forage) et tournent en sens inverse.
2. Tarière et tube sont vissés simultanément dans le sol, le tube tournant dans le sens inverse de la tarière.
La fermeture du clapet d'obturation, fixé à la base de la tarière, empêche la pénétration d'eau et/ou de terre dans l'axe central creux de la tarière continue pendant le vissage.
3. Descente à la profondeur d'assise choisie.
Extraction des terres: les déblais remontent par les hélices de la tarière.
4. Évacuation des déblais par les ouvertures en haut du tube et chute des terres
Ouverture du clapet d'obturation, tarière et tube extraits ensemble, remplissage simultané de l'espace ainsi créé par du béton pompé au travers de l'âme de la tarière et formation du fût du pieu.
5. Mise en place de la cage d'armature dans le béton frais
6. Pieu à la tarière tubée achevé



Figure 2.6. Schéma de procédure l'exécution du parois

Avantages	Inconvénients
Adapté à tous types de géométries	Défauts de verticalité
Peut être inclus à la structure porteuse de l'ouvrage définitif	
Peut être réalisé à proximité d'un existant	
Peu de nuisances	
Peut être réalisé en présence de nappe	
Adapté à tous types de sols	
Etanchéité	

Tableau 2.4: Avantages et inconvénients des parois de pieux sécants

2.4. LES PAROIS BERLINOISES :

2.4.1 Définitions :

La paroi berlinoise est un écran de soutènement composé de profilés verticaux disjoints mis en œuvre avant le début de l'excavation et d'éléments de blindage, liaisonnés aux poteaux et destinés à leur transmettre les efforts de poussée des terres.

Les profilés verticaux les plus fréquemment utilisés sont les profilés en H et les couples de profilés en U. Les éléments de blindage peuvent être des madriers en bois, des plaques métalliques, des parois gunitées, ou encore des plaques de béton préfabriquées.

Les profilés verticaux sont généralement espacés d'une longueur comprise entre 1 et 3 m. Dans les cas les plus courants, ces profilés ont une hauteur d'environ 200 mm, On adopte généralement une distance d'intervalle de l'ordre de 2 m entre deux lits de dispositifs de retenue. Les madriers en bois ont une épaisseur qui varie de 5 à 15 cm et une hauteur comprise entre 13 et 18 cm. Les plaques en béton préfabriqué ont une épaisseur qui varie usuellement entre 4 et 6 cm, et une hauteur qui atteint généralement 1 m.

Généralement, on utilise ce genre de parois pour des soutènements dont la hauteur ne dépasse pas 8 m. La profondeur des poteaux peut toutefois descendre jusque 15 m.

Les parois berlinoises sont des parois dont le seul rôle est de garantir une fonction de soutènement. Elles ne sont pas adaptées pour reprendre les charges verticales d'une construction future ou pour assurer une fonction d'étanchéité. Elles sont donc généralement utilisées sur des chantiers sans présence d'eau.



Figure 2.7. Paroi berlinoise

2.4.2. Procédé d'exécution

- 1- Mise en place des raidisseurs verticale .
- 2- Terrassement sur 1 à 2 m de hauteur et blindage.
- 3- Mise en place d'un lit tirant
- 4- Poursuite des travaux à l'identique après une nouvelle phase de terrassement.



Figure 2.8. Schéma du Méthode d'exécution

Ce type d'ouvrage comporte donc généralement un système de drainage.

Une première solution est la mise en place de barbacanes en fond de fouille associées à des tapis géosynthétiques disposés en bandes verticales.

Une seconde solution est de mettre en place des drains subhorizontaux.

2.4.3. Domaine d'application

- Blindage très économique pour fouilles
- Paroi de retenue des terres, sans nappe d'eau sur la hauteur de l'excavation
- Pas étanche (paroi perméable)
- Excavations plutôt limitées (constructions dans des emplacements restreints)

Avantages	Inconvénients
Adapté à tous types de géométries	Impossible en présence de nappe
Vitesse d'exécution	Profondeur limitée
Peut être réalisé à proximité d'un existant	Paroi non étanche
Peu de nuisances	Nécessité d'ancrages dès faible profondeur
Bon marché	Corrosion si ouvrage définitif
Inadapté aux sols non cohérents à court terme	

Tableau 2.5 : Avantages et inconvénients des parois berlinoises

2.5. LES PAROIS PARISIENNES :

2.5.1 Définitions :

La paroi parisienne est un type de soutènement, formée d'éléments offrant une résistance verticale, réalisée soit par des pieux soit par des profilés métalliques et un blindage en béton projeté légèrement armé.



Figure 2.9. Parois parisiennes

Les caractéristiques des parois parisiennes sont sensiblement les mêmes que celles des parois berlinoises.

Toutefois, les parois parisiennes, de par leur structure en béton, sont plus rigides que leurs homologues berlinoises. Cela leur confère l'avantage de pouvoir soutenir un sol sur lequel est appliquée une surcharge plus importante sans trop se déformer, ce qui constitue un énorme avantage en milieu urbain.

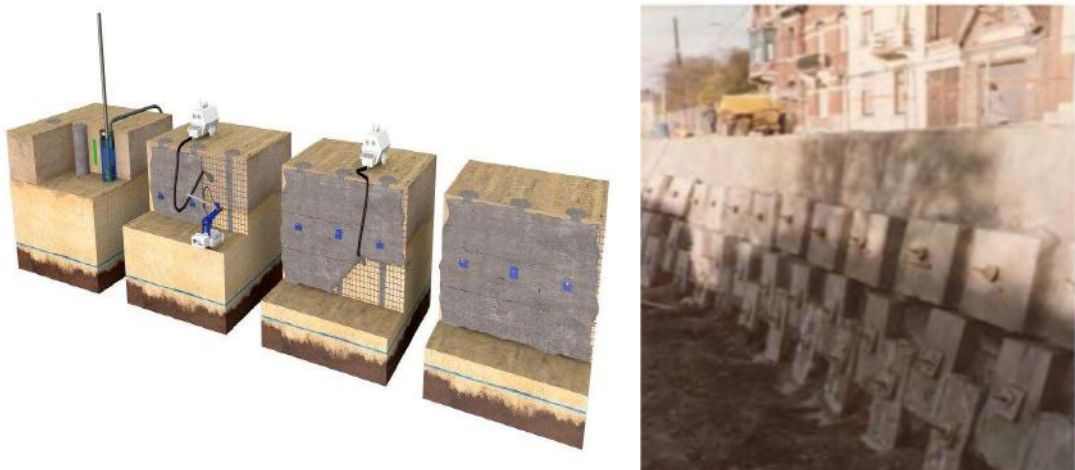


Figure 2.10. Schéma du procédure d'exécution du parois parisiennes

2.6.2. Domaine d'application

- Paroi de retenue des terres, sans nappe d'eau sur la hauteur de l'excavation.
- Pas étanche (paroi perméable)

Avantages	Inconvénients
Adapté à tous types de géométries	Impossible en présence de nappe
Vitesse d'exécution	Profondeur limitée
Peut être réalisé à proximité d'un existant	Nécessité d'ancrages dès faible profondeur
Peu de nuisances	Inadapté aux sols non cohérents à court terme
Bon marché	

Tableau 2.6. : Avantages et inconvénients des parois parisiennes

2.6. LES PAROIS LUTÉCINIENNES :

2.6.1 Définitions :

Cette technique, comme les deux précédentes, fait partie de la catégorie des parois dites composites. Comme les parois parisiennes, les parois lutéciennes sont intégralement en béton armé. Néanmoins, pour ce qui est des parois lutéciennes, les éléments verticaux sont des pieux forés en béton armé. Les parois lutéciennes possèdent sensiblement les mêmes caractéristiques que les deux autres types de parois composites présentées précédemment.

Toutefois, les parois lutéciennes peuvent permettre d'obtenir des hauteurs de soutènement plus importantes, jusqu'à une quinzaine de mètres dans le meilleur des cas.

Les remarques valables pour les parois parisiennes s'appliquent également dans le cas des parois lutéciennes.

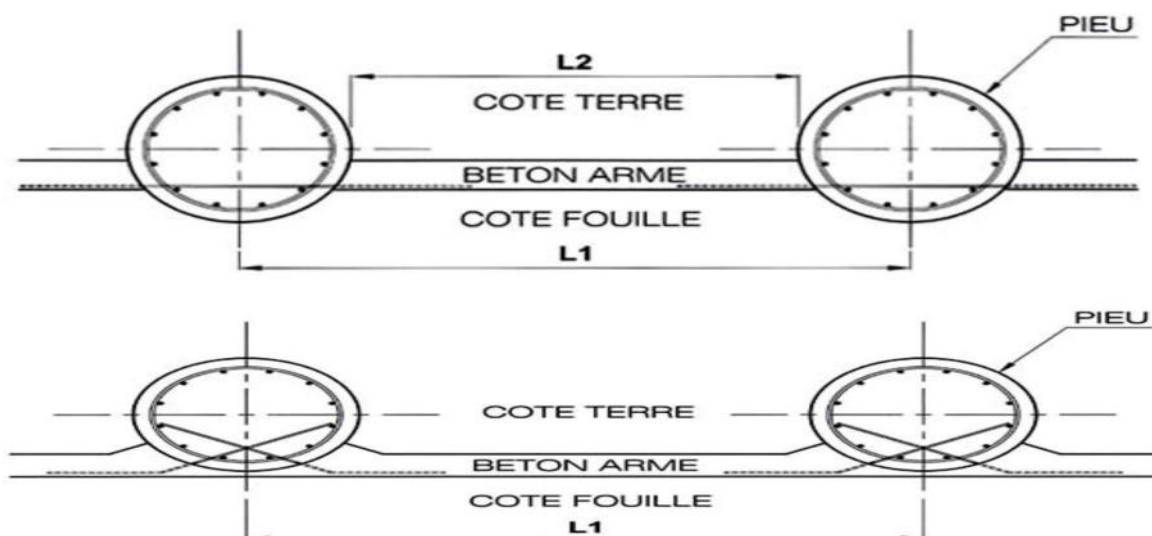


Figure 2.11. Parois lutéciennes

Avantages	Inconvénients
Adapté à tous types de géométries	Impossible en présence de nappe
Vitesse d'exécution	Nécessité d'ancrages dès faible profondeur
Peut être réalisé à proximité d'un existant	Inadapté aux sols non cohérents à court terme
Peu de nuisances	
Bon marché	

Tableau 2.7 : Avantages et inconvénients des parois lutéciennes

2.7. LES PAROIS DE PALPLANCHES :

Les palplanches sont des profilés métalliques rectilignes conçus pour s'enclencher les uns dans les autres. Une fois enfoncés dans le sol, ils forment un rideau continu qui peut constituer un écran de soutènement et d'étanchéité.

Les palplanches sont des profilés en acier obtenus à partir d'une tôle laminée à chaud ou à froid. Elles peuvent avoir différents profils : les profils en Z, les profils en U, les profils Oméga (variante des profils en U) sont les plus fréquemment utilisés, mais il existe aussi d'autres modèles comme les palplanches plates. On peut également réaliser des rideaux mixtes à partir d'éléments métalliques creux, comme des tubes ou des caissons, ou en utilisant des profilés en H pour renforcer le rideau de palplanches classique. Les palplanches ont une épaisseur d'acier comprise entre 3 et 20 mm, une largeur comprise entre 0.40 et 0.75 m, et une longueur qui peut aller jusqu'à 30 m. Ce sont les dimensions des lamineurs qui limitent les dimensions des palplanches, toutefois, il est possible d'atteindre des longueurs supérieures en procédant au soudage des palplanches sur site. Généralement on limite la longueur des palplanches à 24 m pour des raisons de transport et de mise en oeuvre.



Figure 2.12. Illustration de la serrure et d'un rideau de palplanches

La fiche du rideau de palplanches peut atteindre 70 % de la hauteur totale des profils. Toutefois, ce chiffre dépend de la présence ou non de tirants d’ancrage / butons et des caractéristiques du sol en place. Ceux-ci sont nécessaires pour une hauteur d’excavation dépassant 4 m. Avec un de ces dispositifs, la fiche est généralement comprise entre 30 et 50 % de la hauteur totale de la palplanche.

Les palplanches admettent un degré de rotation qui leur permet de réaliser des formes géométriques très variables. Malgré cela, dans les angles des parois de palplanches, il existe des profilés spécifiques afin de réaliser des angles plus tranchés que ce que peuvent tolérer les palplanches.

Les palplanches peuvent être utilisées en tant qu’ouvrage de soutènement provisoire ou permanent. Dans le cas d’un ouvrage provisoire, il est aisé de retirer du sol les profils métalliques en fin de chantier. La méthode utilisée est alors très similaire à la technique d’implantation de ceux-ci. On peut utiliser les méthodes par vibrofonçage ou par vérinage pour extraire les palplanches. Il est alors possible de les réutiliser pour d’autres ouvrages.

Comme annoncé en présentation, les palplanches peuvent être utilisées pour leur fonction d’étanchéité. Toutefois, les serrures peuvent être le siège d’écoulements d’eau à travers le rideau de palplanches. Pour y remédier, on peut mettre en oeuvre des produits d’étanchement dans les serrures

des palplanches ou réaliser des cordons de soudure au droit des serrures une fois les palplanches en place et le sol excavé. Cette dernière méthode ne convient donc pas aux ouvrages hydrauliques.

Le mode de mise en oeuvre des palplanches limite leur emploi à des sites constitués de terrains meubles, sans présence d’éléments durs. Pour la mise en oeuvre par vibrofonçage, elle est adaptée pour des sols granulaires de compacité faible à moyenne.

Avantages	Inconvénients
Adapté à tous types de géométries	Impossible en présence de sol dur
Vitesse d’exécution	Nuisances
Palplanches susceptibles de réemploi	Corrosion si ouvrage définitif
Etanchéité	Importante installation de chantier
Coût relativement élevé	
Impossible à proximité d’existants	

Tableau 2.8 : Avantages et inconvénients des parois de palplanches

2.8. LES PAROIS CLOUÉES

Les parois clouées sont des écrans de soutènement en béton coulé en place et renforcés à l'aide de barres métalliques ancrées dans le massif de sol, appelées « clous ».

La paroi clouée compte une épaisseur de béton de l'ordre de 20 cm. Généralement, on utilise ce genre de parois pour des soutènements dont la hauteur ne dépasse pas 10 m. En site urbain, pour des raisons évidentes liées à l'emprise disponible pour réaliser les travaux, les ouvrages sont souvent conçus avec des parements verticaux. Toutefois, dans la mesure du possible, il est préférable de les incliner légèrement, afin d'améliorer la stabilité de l'ensemble. De par son mode de réalisation, il n'est pas possible de conférer une fiche conséquente aux parois de soutènement clouées. Toutefois, la norme XP P 94-240 impose tout de même une fiche de 0.20 m si l'assise est rocheuse, et une fiche de 0.40 m minimum si l'assise est meuble. Dans le cas d'un ouvrage provisoire, il peut être autorisé de ne pas réaliser de fiche.

Les clous proprement dits sont des tiges d'armature Haute Adhérence d'un diamètre proche de 30 mm, fabriqués avec de l'acier de qualité B500. Les clous sont communément ancrés avec un angle d'inclinaison par rapport à l'horizontale compris entre 5 et 40 degrés. Pour des clous foncés ou battus dans le sol, on choisit des clous de longueur comprise entre 50 et 70 % de la hauteur totale du soutènement. Dans la pratique, on implante environ 1 à 2 clous par mètre carré de parement. Pour des clous réalisés par forage, cette longueur de clou est généralement voisine de la hauteur totale du soutènement, et on implante un clou tous les 2.5 à 6 mètres carrés de parement.

La mise en oeuvre des clous par battage ou vibrofonçage peut s'effectuer uniquement dans les sols granulaires, c'est-à-dire les sables ou les graves. Les clous mis en oeuvre après réalisation d'un forage peuvent être implantés dans tous types de sol. Une des raisons qui explique ceci est que l'implantation des clous directement dans le massif de sol nécessite la présence d'un terrain frottant afin de mobiliser la traction du clou.

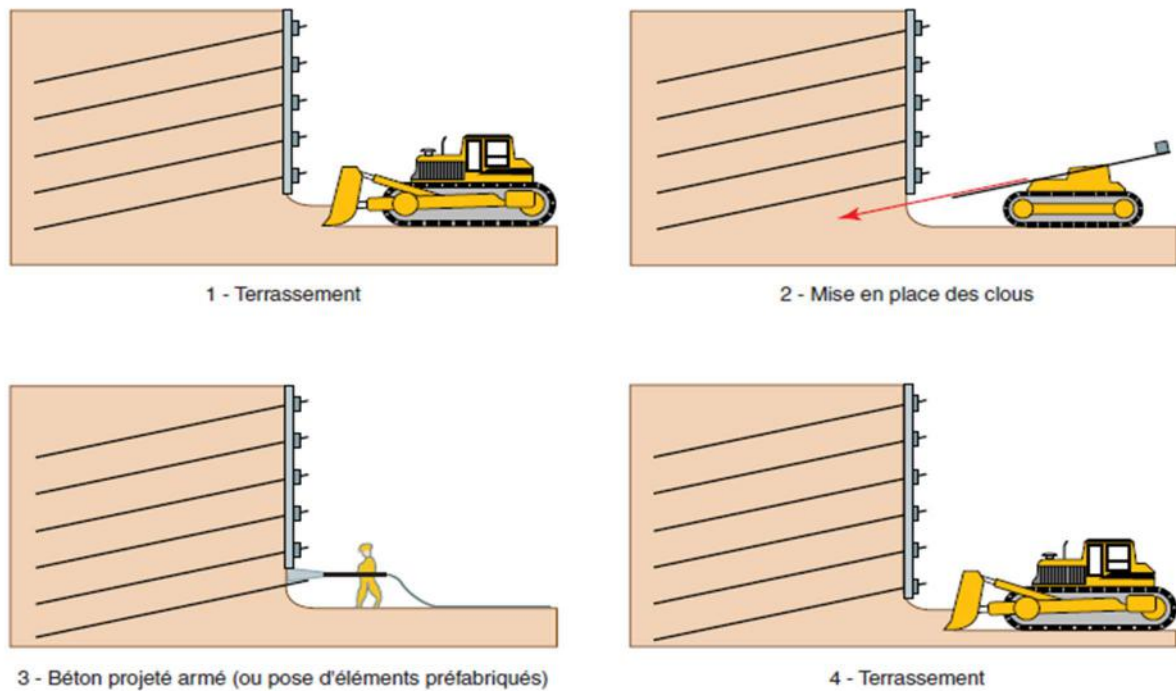


Figure 2.13. Phase de réalisation d'une paroi clouée (d'après les recommandations clouterre 91)

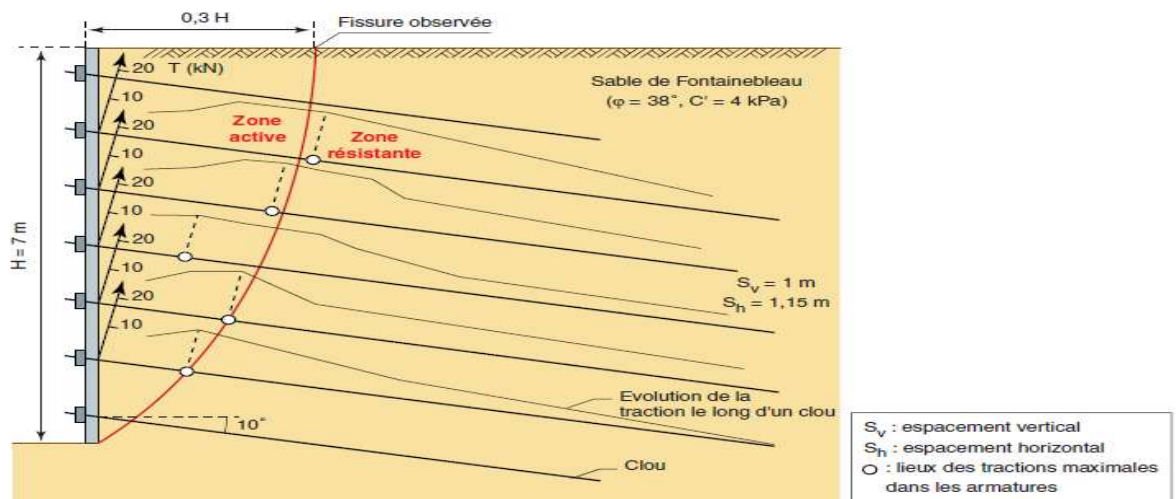


Figure 2.14 Schématisation de la zone active et de la zone résistante (d'après les recommandations clouterre 91)

Dans tous les cas, il est nécessaire de se trouver en présence d'un sol cohérent à court terme, comme cela peut être le cas pour les parois berlinoises, ce qui permet de garantir la stabilité du massif durant l'excavation, avant de procéder au bétonnage de la paroi.

Dans le cas d'un ouvrage permanent, il faut anticiper la corrosion des barres et prévoir une surépaisseur de celle-ci, surtout dans le cas où celles-ci sont implantées directement dans le sol. Les parois clouées sont des parois dont le rôle majeur est de garantir une fonction de soutènement. Elles ne sont pas adaptées pour reprendre les charges verticales d'une construction future. Pour ce qui est d'assurer une fonction d'étanchéité, les parois clouées peuvent tenir ce rôle grâce à la bonne implantation du système de drainage, mais cela ne constitue toutefois pas le principal intérêt des parois clouées.

Avantages	Inconvénients
Adapté à tous types de géométries	Impossible en présence de nappe phréatique
Vitesse d'exécution	Nécessite un sol cohérent à court terme
Bon marché	Corrosion si ouvrage définitif
Etanchéité	
Possible en site exigü	
Peut être réalisé à proximité d'un existant	
Aucune nuisance	

Tableau 2.9 : Avantages et inconvénients des parois clouées

2.9. PAROIS EN SOILMIX :

Les parois en Soilmix sont des parois en béton de sol, c'est-à-dire qu'elles résultent d'un mélange du sol en place et d'un coulis de ciment au moyen de machines qui désagrègent le terrain en place et injectent le coulis. Elles peuvent prendre la forme d'un rideau de colonnes ou d'une paroi constituée de plusieurs panneaux accolés.

Les colonnes des parois en Soilmix ont généralement un diamètre compris entre 0.20 et 0.40 m (voire plus) pour ce qui est des mises en oeuvre par voie humide. Pour la technique de réalisation par voie sèche, les diamètres des colonnes sont plus importants, leur diamètre varie de 0.60 à 0.80

Les panneaux des parois en Soilmix ont généralement une épaisseur qui va d'environ 0.50 à 1.20 m. La largeur d'un panneau varie dans la plupart des cas de 2 à 3 m. Ces dimensions dépendent bien évidemment des dimensions des roues dentées utilisées pour le forage.

Couramment, les écrans de soutènement en Soilmix descendent jusqu'à une profondeur d'environ 20 m. La hauteur de soutènement est dans la majorité des cas voisine de $\frac{2}{3}$ de la hauteur de la paroi, le $\frac{1}{3}$ restant représentant la profondeur d'ancrage de la paroi.

De manière générale, il est possible de mettre en oeuvre des parois de soutènement en Soilmix dans à peu près tout type de sol. Bien sûr, les capacités de soutènement peuvent varier de façon conséquente selon ce dernier.

Les conditions de sol favorables sont généralement associées à la présence de sols pas ou peu cohérents, typiquement les sols sableux. Les parois de Soilmix réalisées dans des sols cohérents ou organiques présentent de bien moins bonnes capacités de résistance. Les sols trop denses, voire durs, compliquent également la mise en oeuvre de la paroi, il est possible de ne pas disposer d'un béton de sol homogène dans ce cas.

La mise en oeuvre de colonnes de Soilmix par voie sèche est adaptée pour des sols mous ou organiques à forte teneur en eau.

Comme pour tous les modes de soutènement décrits plus haut, il est possible de mettre en oeuvre un système de tirants d'ancrage pour améliorer la capacité de soutènement de la paroi en Soilmix. La profondeur à partir de laquelle il est absolument nécessaire d'ancrer la paroi dépend de trop nombreux paramètres pour qu'il soit possible de donner une valeur de profondeur valable dans la majorité des cas.

Les parois en Soilmix sont très polyvalentes dans la mesure où elles ont la capacité d'agir en tant que soutènement, et de par leur utilisation dans les cas de renforcement des sols, elles sont capables de reprendre les charges d'un bâtiment futur. On confère également à ces parois de très bonnes capacités d'étanchéité, réputées meilleures que celles des parois de pieux.

De par leur mode de réalisation, tous les types de parois en béton de sol ne s'adaptent pas à des géométries très complexes. Il faut distinguer le Deep Soil Mixing, qui, de manière analogue aux parois de pieux, permet de s'adapter à tout type de géométrie, et le Cutter Soil Mixing, qui, de manière analogue aux parois moulées, est plus adapté aux géométries simples.

Avantages	Inconvénients
Aucune nuisance	Impossible en présence de nappe phréatique
Peut être réalisé à proximité d'un existant	Coût élevé
Possible avec tous types de sol	
Etanchéité	
Vitesse d'exécution	
Peut être inclus à la structure porteuse de l'ouvrage définitif	

Tableau 2.10 : Avantages et inconvénients des parois en Soilmix

2.9. PAROIS EN JET – GROUTING :

Les parois en Jet-grouting sont des parois en béton de sol, c'est-à-dire qu'elles résultent d'un mélange du sol en place et d'un coulis de ciment au moyen d'une injection sous haute pression qui déstructure le sol et permet ainsi d'effectuer le mélange.

✓ Mode opératoire

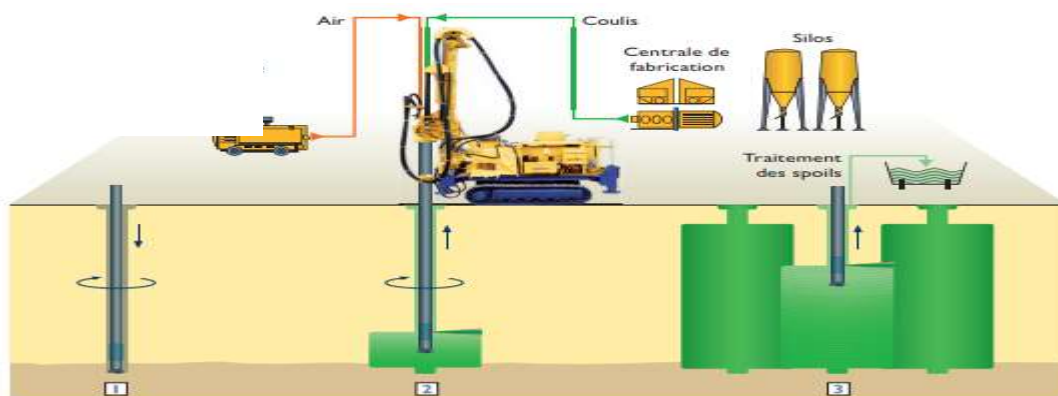


Figure 2.15. Mode d'exécution jet-grouting

Les étapes sont les suivantes :

- 1- Forage Le forage, à l'eau ou au coulis, est exécuté par un taillant spécifique en bout de moniteur. Un carottage ou un préforage peuvent être nécessaires pour traverser les maçonneries ou le béton.
- 2- Jetting : réalisation de la colonne Découpage hydraulique d'un volume de sol selon un diamètre, une forme et une longueur choisis : la colonne de béton de sol est créée en érodant le sol par un coulis de ciment. Cette action se fait par une remontée régulière et oscillation du train de tiges, associée à des pompes haute pression (300 à 500 bars) et à un débit très important (200 à 350 l/mn). Évacuation continue et contrôlée des rejets de découpage (spoils). Un prédécoupage peut être réalisé si nécessaire dans les terrains raides ou cohésifs, pour assurer les diamètres et résistances recherchés pour les colonnes.

3- Phasage et réalisation de la forme géométrique recherchée Les colonnes sont réalisées suivant un phasage adapté au chantier, et suivant les formes recherchées : lamelles, demicolonnes, colonnes pleines...

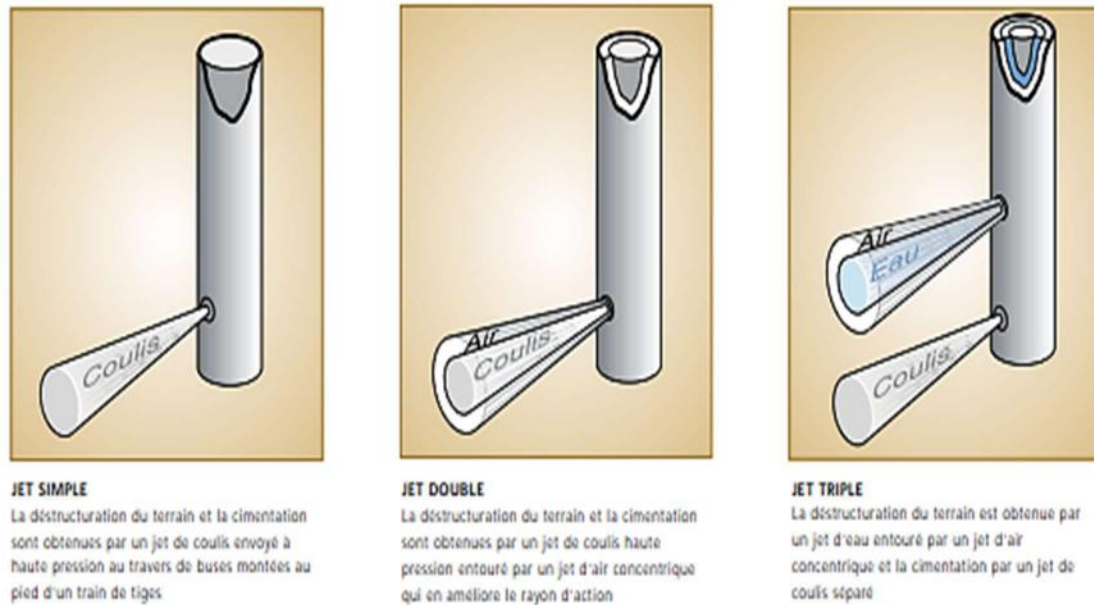


Figure 2.16. Principe de systèmes de jet

Les colonnes de Jet-grouting ont généralement un diamètre compris entre 0.80 et 3.50 m, en fonction de la méthode utilisée (les jets double et triple permettent d'atteindre des diamètres plus importants), de la pression du jet, et des caractéristiques du sol en place.

Pour ce qui est de la profondeur, une colonne de Jet-grouting peut atteindre une profondeur de l'ordre de 50 m. Toutefois, pour ce qui est de la hauteur de soutènement maximale que peut supporter une paroi en Jet-grouting, il est difficile de se prononcer tant la quantité de paramètres influençant cette valeur est importante.

Pour garantir la bonne mise en oeuvre du procédé, il est idéal de se trouver en présence d'un sol qui ne soit ni trop dense ni trop cohérent. Néanmoins, tous les types de sol peuvent être traités par cette méthode.

Jusqu'à présent, il a toujours été mentionné la réalisation de colonnes de Jet-grouting. Mais ce qu'on a appelé des colonnes peut prendre bien des formes : colonne pleine, lamelle, demi-colonne, quart de colonne, ...

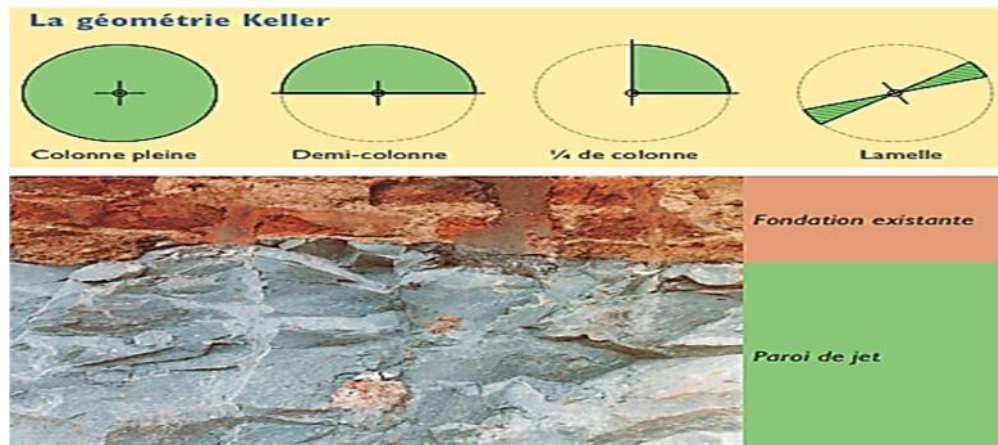


Figure 2.17. La géométrie Keller

Les parois en Jet-grouting sont très polyvalentes dans la mesure où elles ont la capacité d’agir en tant que soutènement, et de par leur utilisation dans les cas de renforcement des sols, elles sont capables de reprendre les charges d’un bâtiment futur ou de reprendre en sous-oeuvre les charges d’un bâtiment existant. Ces parois peuvent également avoir une fonction de paroi d’étanchéité, toutefois il est préférable de prévoir deux séries de colonnes pour s’assurer de l’étanchéité à long terme de la paroi.

Avantages	Inconvénients
Aucune nuisance	Coût élevé
Peut être réalisé à proximité d’un existant	
Possible avec tous types de sol	
Etanchéité	
Possibilité de reprise en sous-oeuvre	
Possible en site exigu	
Adapté à tous types de géométries	
Possible en présence de nappe phréatique	
Peut être inclus à la structure porteuse de l’ouvrage définitif	

Tableau 2.11 : Avantages et inconvénients des parois en Jet-grouting

3. LES TIRANTS D'ANCRAGES :

3.1. Généralités :

3.1.1. Descriptif :

Un tirant d'ancrage est un dispositif capable de transmettre les forces de traction qui lui sont appliquées à une couche de sol résistant en prenant appui sur la structure à ancrer. Un tirant est dit provisoire si sa durée d'utilisation est inférieure à deux ans, permanent dans l'autre cas.

Un tirant se compose :

- D'une tête d'ancrage qui transmet les forces de traction de l'armature à la structure à ancrer par l'intermédiaire d'un système d'appui.
- D'une partie libre qui est la longueur d'armature comprise entre la tête d'ancrage et le début du scellement.
- D'une partie scellée qui est la longueur d'armature sur laquelle la force de traction est transmise au terrain environnant par l'intermédiaire du coulis de scellement.



Figure 3.1 : Descriptif simplifié d'un tirant d'ancrage

Un tirant peut être actif ou passif :

- Passif, il n'est mis en tension que du fait de l'application à l'ouvrage des actions qui sollicitent ce dernier. Ce type de tirant n'a généralement pas de partie libre. L'armature est le plus souvent une barre en acier, voir en matériau composite. Contrairement aux tirants précontraints qui prennent leur ancrage à l'extérieur de la zone à stabiliser (ou à l'extérieur du massif de poussée dans le cas de l'ancrage d'une paroi de soutènement), les ancres passifs (clous) sont scellés sur toute leur longueur dans le massif à stabiliser.

Actif, il est mis en charge préalablement à l'application des actions afin de limiter les déformations de l'ouvrage. L'armature la plus courante est un faisceau de câbles en acier pour précontrainte. Les armatures sont de même nature que celles utilisées pour la précontrainte d'ouvrages d'art.

Ce sont donc les ancrages actifs qui vont faire l'objet d'une étude dans cette partie, les clous ayant déjà été étudiés préalablement.

3.1.2. Têtes d'ancrage :

Les têtes des tirants d'ancrage sont disposées à l'extérieur ou à l'intérieur de la structure ancrée. Dans ce deuxième cas, elles sont soit noyées dans le béton, auquel cas elles sont inaccessibles, soit disposées dans des réservations prévues à cet effet. Lorsqu'elles ne sont pas directement noyées dans le béton de la structure, les têtes d'ancrage sont en principe protégées par un capot rempli d'un produit approprié.

Les têtes des tirants d'ancrage, ainsi d'ailleurs que la partie de l'armature directement située sous la plaque d'appui, sont des zones particulièrement exposées aux risques de corrosion.

La tête d'ancrage d'un tirant précontraint est constituée par :

- La tête d'ancrage proprement dite dans laquelle sont bloqués les fils, torons, câbles ou barres qui constituent l'armature.
- La plaque d'appui, qui transmet l'effort à la structure ancrée et sur laquelle est généralement soudé un tube métallique appelé trompette destiné à recouvrir l'extrémité de la gaine plastique de protection de l'armature du tirant pour assurer la continuité de cette protection.
- Eventuellement un capot ou une coiffe, fixé de façon étanche sur la plaque d'appui, et rempli d'un produit de protection contre la corrosion destiné à protéger la tête d'ancrage. Si le tirant ne doit pas être remis en tension, on peut utiliser des graisses anticorrosives, des cires pétrolières ou encore des résines souples. Sinon, on peut utiliser des mélanges bentonite-ciment.

3.1.3. Longueur libre :

Sur sa longueur libre, en section courante, l'armature des tirants d'ancrage est protégée par une gaine métallique ou plastique, à l'intérieur de laquelle elle peut se déplacer librement lors de sa mise en tension. L'espace compris entre l'armature et la gaine est en principe rempli d'un produit de protection après mise en tension de l'armature. Ce produit est généralement un coulis de ciment. Plusieurs niveaux de protection de l'armature existent, comme on peut le voir dans le tableau ci-après.

Armature constituée :		Description
de câbles ou torons	d'une barre	
		Armature simplement protégée par une gaine plastique étanche
		Remplissage de l'espace entre la gaine de protection et l'armature par un produit de protection
		" Double protection de l'armature " (ex : torons gainés - graissés)
		Double protection de l'armature avec remplissage de l'espace compris entre les différentes gaines de protection

Tableau 3.11 : Les différents types de protection des armatures des tirants en partie libre

La continuité de la protection de l'armature entre la partie libre et la tête d'ancrage est assurée par un tube trompette, généralement métallique et soudé à la plaque d'appui, qui recouvre partiellement la gaine de protection extérieure. La classe de protection la plus élevée (P2), nécessite une très bonne étanchéité au droit du recouvrement entre la trompette et la gaine de protection libre. Depuis 1986, la longueur minimale de recouvrement en France est de 30 cm et la présence d'un joint torique est obligatoire.

3.1.4. Longueur scellée :

On peut classer les tirants selon leur mode de scellement au terrain, qui conditionne également le degré de protection de l'armature vis-à-vis de la corrosion.

- Les tirants d'ancrage à armature directement scellée au terrain : seul le coulis de ciment joue un rôle de protection contre la corrosion. Ce type de mise en œuvre n'est admis que pour des tirants provisoires dans un milieu non agressif. En effet, on suppose qu'il peut exister un défaut local d'enrobage de l'armature.
- Les tirants d'ancrage à armature protégée par une gaine : ils se caractérisent par le fait que leur armature est protégée, sur la longueur totale du tirant, par une gaine plastique ou métallique, ondulée ou crénelée, pour en améliorer l'adhérence.

3.2. Mise en œuvre :

3.2.1. Chronologie de réalisation :

La mise en œuvre d'un tirant se déroule en plusieurs phases :

- Réalisation d'un forage, diamètre compris entre 100 et 200 mm, toutes inclinaisons envisageables, au moyen d'un outillage et d'un fluide de perforation adaptés au terrain.
- Après nettoyage du forage, substitution du fluide de forage par un produit de scellement, généralement un coulis de ciment fortement dosé.
- Mise en place de l'armature (barre, torons...). La mise en place se fait avec une grue, un dérouleur, voire à bras d'hommes.

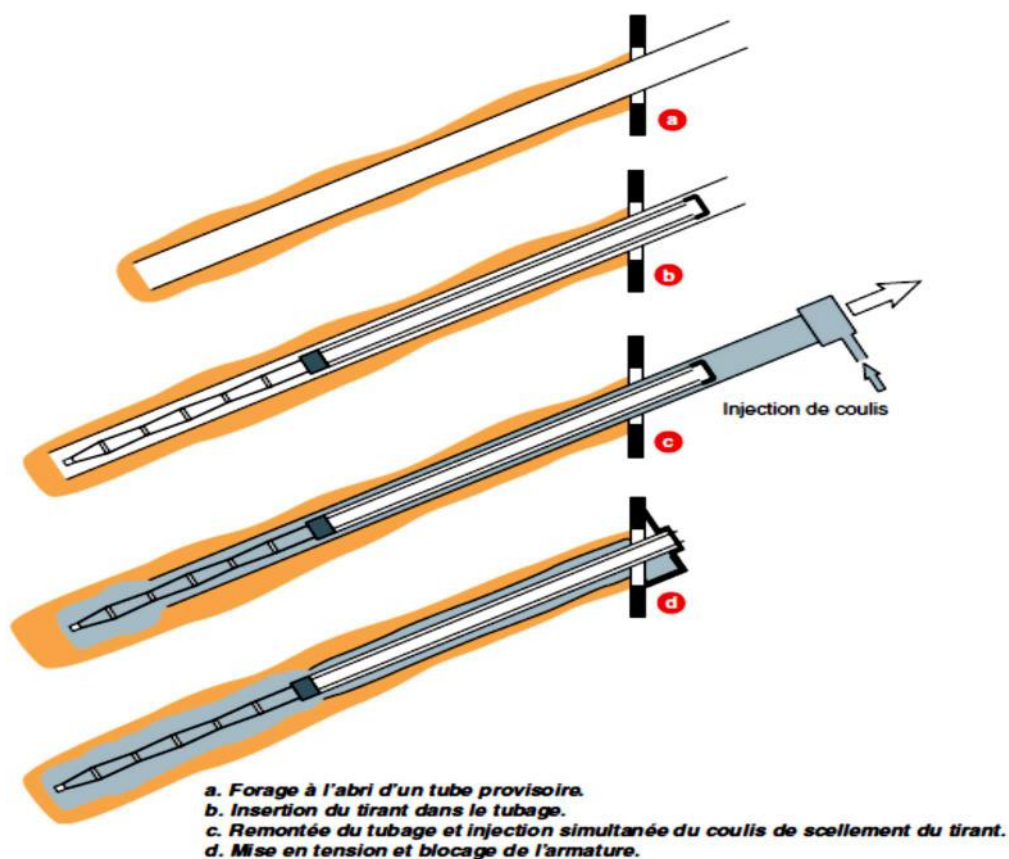


Figure3.2 : Chronologie de mise en œuvre d'un tirant d'ancrage

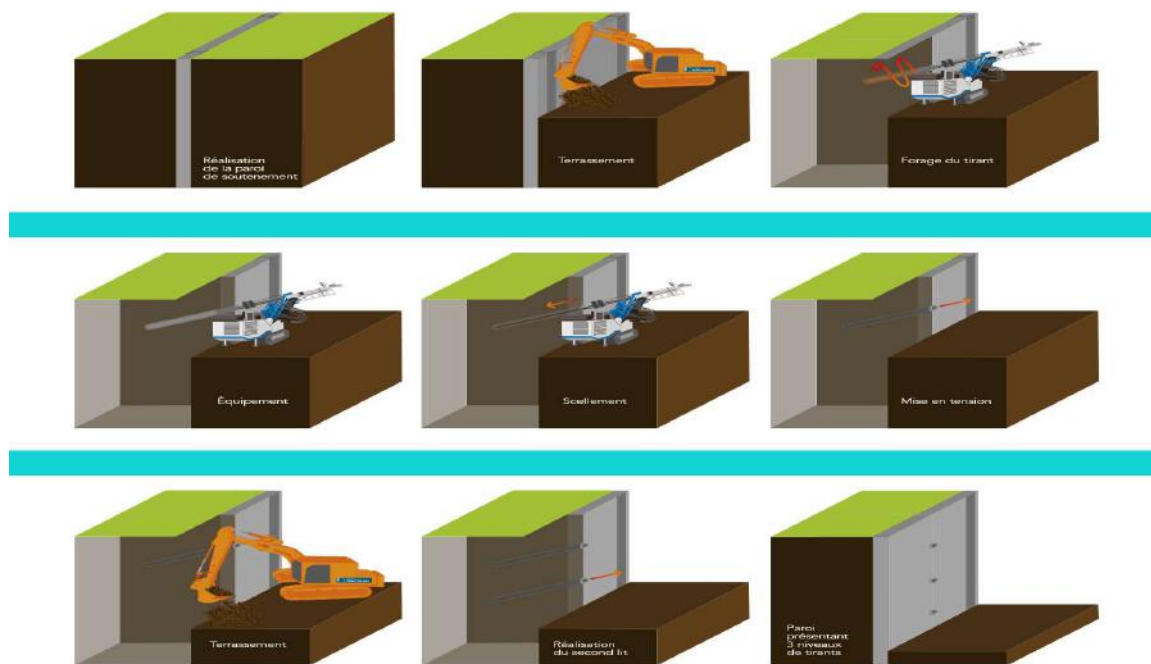


Figure 3.3 : Les étapes d'exécution du tirant

- Après prise, le scellement peut être injecté sous pression avec un coulis de ciment. Divers systèmes coexistent pour conduire cette injection en fonction du terrain et de l'entreprise. Le procédé le plus courant est celui utilisant un tube à manchettes.
- Après un délai de 1 à 7 jours suivant le type de terrain et le produit de scellement utilisé, mise en précontrainte avec un vérin et cachetage de la tête d'ancrage par un capot.

4. 1. LOGICIEL DE CALCULE -PLAXIS 2D

4.1.1. Bref aperçu de la méthode des éléments finis

➤ **Introduction :**

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets 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 de la résistance des matériaux, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes.

Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes de projection et des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : aérospatiale, nucléaire, génie civile, construction navale, mécanique, technique off-shore, ... etc.

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

L'utilisation d'un code de calcul a été rendue très facile par le développement de pré- et de post processeurs conviviaux et simples d'emploi.

La méthode des éléments finis est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

1. La mécanique des structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, Plasticité, ... etc.
2. L'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, Des problèmes aux valeurs propres, ... etc.
3. L'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance de grands Logiciels.

➤ **Bref historique :**

L'histoire de la MEF a commencé en 1819, quand Navier définit une méthode d'étude des systèmes hyperstatiques basés sur l'application des conditions d'équilibre et de compatibilité, puis Maxwell en 1864 et Castigliano en 1878 établissent d'une façon complète les théorèmes de l'énergie. Au début du 20ème siècle, des résultats fondamentaux dans le domaine des méthodes d'approximation ont été établis en effectuant une discrétisation spatiale du domaine tout en utilisant les méthodes d'approximation variationnelles. En 1955, Argyris présente une approche unifiée des méthodes des déplacements et des forces, l'année suivante Turner et Clough publient

une présentation systématique de la méthode des déplacements. Ces deux publications sont particulièrement importantes et représentent véritablement le début de la MEF comme technique de calcul des structures complexes.

➤ **Concepts de base :**

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés noeuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacement réel de la structure en tant qu'objet continu.

La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées.

Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

4.1.2 Calculs par la MEF :

La méthode aux éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes.

➤ **Elle nécessite :**

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influence pas sur les résultats.
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Duncan, Cam-Clay, ... etc..
- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques.
- Les caractéristiques des butons ou des tirants d'ancrage.
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

➤ **Elle permet :**

- D'effectuer les calculs d'écoulement ;
- de simuler toutes les phases de travaux ;
- De prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain et des lits de butons ou de tirants ;
- De calculer un coefficient de sécurité.

➤ **Les sorties fournissent pour les ouvrages sont :**

- Les déplacements des ouvrages ;
- Les sollicitations internes des ouvrages ;
- Les efforts dans les butons ou tirants.

Et pour le sol :

- Les déplacements du sol ;
- Les déformations du sol ;
- Les contraintes totales et effectives dans le sol ;
- Les pressions interstitielles ;
- de calculer un coefficient de sécurité.

Et donc la possibilité d'étudier l'interaction de l'exécution d'un écran sur des ouvrages existants.

4.1.3 Présentation de PLAXIS

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis.

L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations des fichiers.

➤ **Le code éléments finis PLAXIS**

Conçu par des géotechniciens numériciens, le code éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudostatique 2D.

Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc).

Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut

(condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

4.1.4 Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS

➤ Introduction

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par élément finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important.

La démarche suivie dans le développement du code PLAXIS est différente. Un des objectifs de PLAXIS est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, PLAXIS peut apparaître comme une règle à calcul de l'ingénieur géotechnicien, ou le micro-ordinateur a remplacé la règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans PLAXIS sont des modèles qui peuvent apparaître simple, voire simplistes, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés.

Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, ... etc.), il est tout à fait adapté de considérer le sol comme élastoplastique et le modèle de Mohr-Coulomb sera bien adapté dans ce cas ; on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élastoplastiques de coefficient de raideur. Mais pour traiter d'une construction de remblai sur sols mous, avec

chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'écroutissement. Le matériau se consolide et il est plus adapté d'utiliser le Soft Soil Model qui prend en compte cette évolution du matériau. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais on peut avoir à coupler écoulement et déformation ; dans ce cas un modèle élasto-plastique peut être justifié. Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- quel est le comportement principal à modéliser ?
- utiliser un modèle qui décrit ce comportement ;

- interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

En ce sens, la modélisation numérique ne fournit sous une autre forme que les données du problème posé.

4.2.ANALYSE ET DISCUSSION DES RESULTATS OBTENUS

4.2 .1.Introduction:

Le cinquième chapitre de ce mémoire présente l'analyse paramétrique par modélisation numérique d'une excavation soutenue par une paroi moulée avec des tirants d'ancrages pour construire un hôtel (Lybie) d'une superficie de 7 250 m².

Un modèle de référence a été établi et calculer avec le logiciel *PLAXIS* 8.2. Il sera utilisé comme base de comparaison lors de l'étude paramétrique qui suivra.

4.2.2. Procédure de la simulation numérique :

4.2 .2.1.Définition des données :

Pour que le logiciel *PLAXIS* puisse faire les calculs correctement et complètement, on doit lui saisir toutes les données du projet suivantes :

4.2.2.2 Données géométriques et géotechniques :

➤ Coupe Géologique de modèle :

La coupe géologique montre qu'elle comprend trois couches de sol composant la géologie du site :

- Couche de sable et gravier de 5 m de profondeur ;
- Couche de sable de 6 m de profondeur ;
- Couche de sable dense en surface de 19 m de profondeur ;
- En dessous, on trouve le substratum rocheux pour lequel les déformations sont nulles.

➤ Géométries de l'assiette du projet:

Le projet a 195 m de longueur et une largeur comprise entre 68 m et 75 m (voir Fig 4.1)

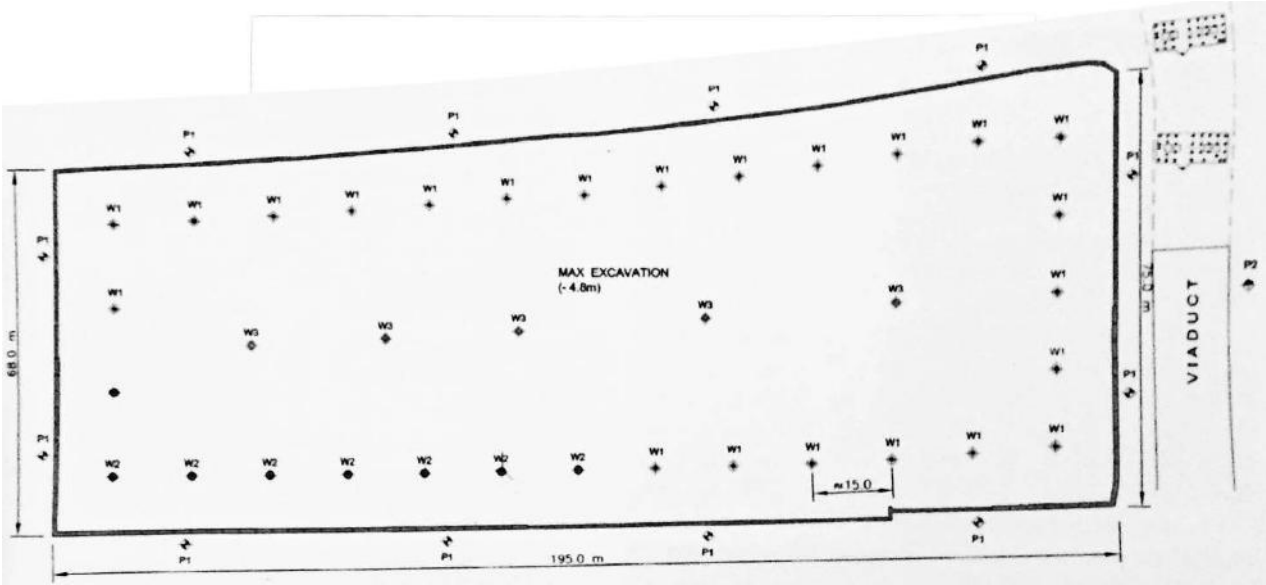


Figure 4.1. Vue en plan du projet

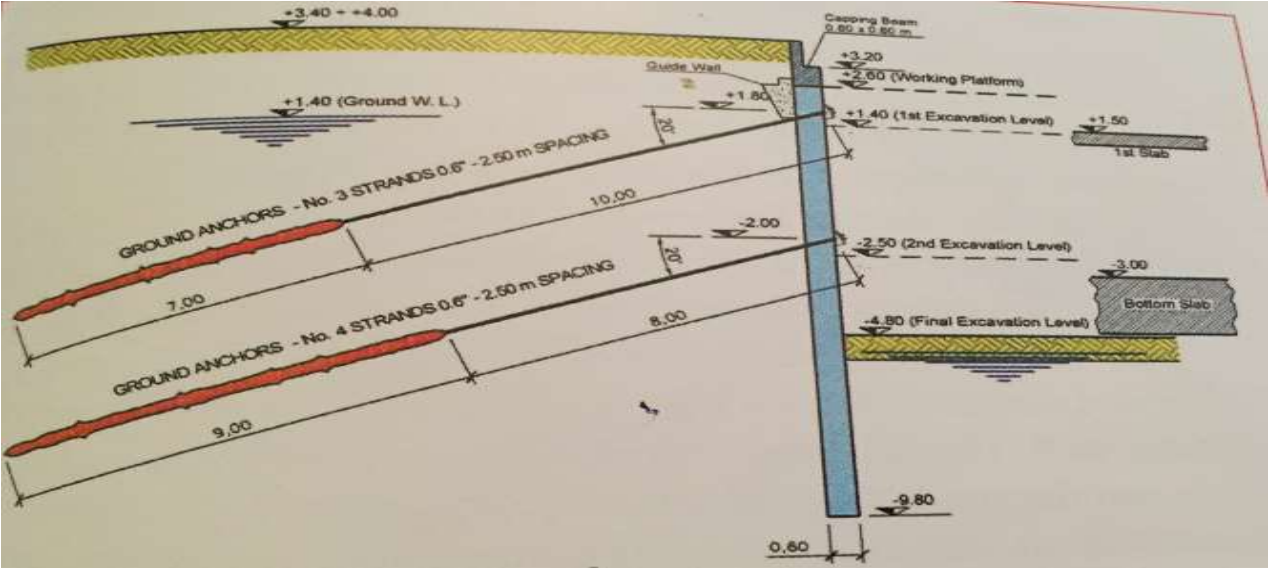


Figure 4.2. La coupe du projet

➤ Géométrie du modèle:

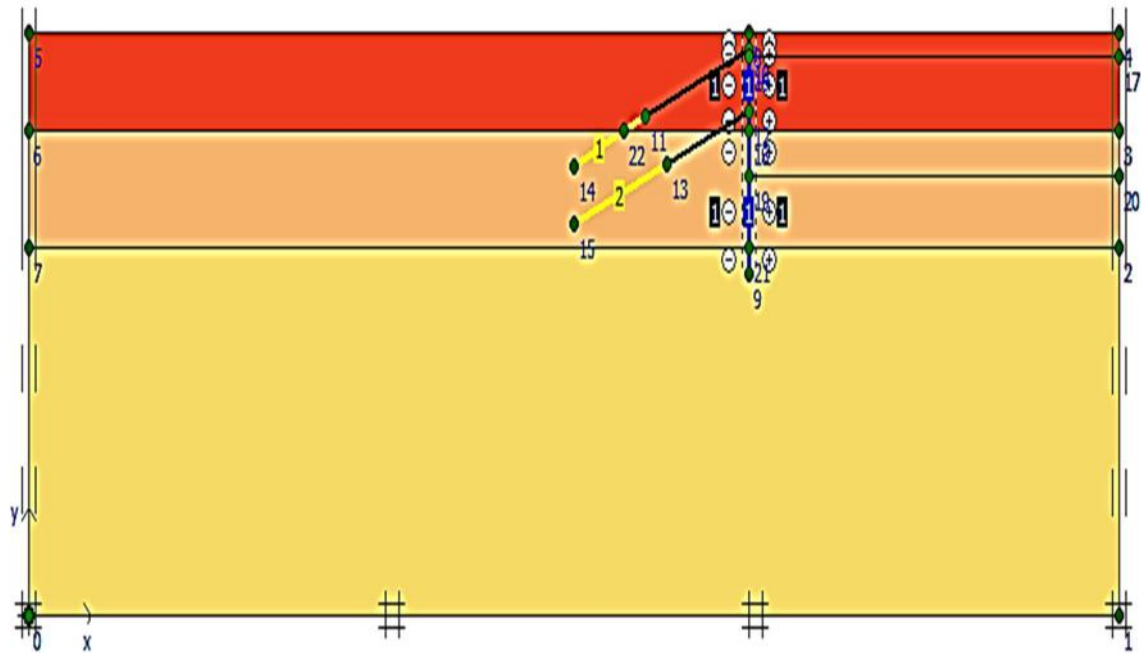


Figure 4.3 Modèle géométrique du projet.

Le modèle fait 110 m de largeur et 30 m de profondeur. Le soutènement est assuré par une paroi moulée de 12.40 m de profondeur et 0,60 m d'épaisseur, soutenue par deux niveaux de tirants d'ancrage de part et d'autre de l'excavation et inclinés de 20° par rapport à l'horizontale. Cependant l'excavation aura une profondeur de 7,30 m alors que le niveau de la nappe phréatique est de 1.2 m par rapport à la surface du sol. Une interface a été introduite pour prendre en compte l'interaction sol-structure (sol-paroi moulée).

4.2.3. Caractéristiques physiques et mécanique des matériaux :

a) Propriétés des couches de sols et des interfaces :

Les propriétés des couches de sols et des interfaces sont résumées dans le (tableau 4.1):

Paramètres	Nom	Sable et gravier 0-5 m	Sable 5-11 m	Sable dense 11-30 m	Unité
Modèle type	Model	Mohr- Coloumb	Mohr- Coloumb	Mohr- Coloumb	-
Type de comportement	Type	Drainé	Drainé	Drainé	-
Poids volumique humide	γ_{unsat}	18	16	17	kN/m ³
Poids volumique saturé	γ_{sat}	21	19	20	kN/m ³
Perméabilité horizontale	K_x	1	0.50	0.30	m/jour
Perméabilité verticale	K_y	1	0,50	0,30	m/jour
Module d'Young	E_{ref}	$15 \cdot 10^3$	$30 \cdot 10^3$	$50 \cdot 10^3$	kN/m ²
Coefficient de Poisson	ν	0,3	0,3	0,3	-
Cohésion	C_{ref}	0,01	0,01	0,01	kN/m ³
Angle de frottement	ϕ	30	33	35	°
Angle de dilatation	ψ	0	3	5	°
Facteur de rigidité	R_{inter}	0,70	0,70	Regid	-

Tableau 4.1 Propriétés des couches de sols et des interfaces.

Le paramètre R_{inter} , est défini ci-dessous :

$$\tan\phi_{\text{interface}} = R_{\text{inter}} \cdot \tan\phi_{\text{sol}} \text{ et } C_{\text{interface}} = R_{\text{inter}} \cdot C_{\text{sol}}$$

avec $C_{\text{sol}} = C_{\text{ref}}$.

b) Paroi moulée :

Pour la paroi moulée, on prend les propriétés présentées dans le (tableau 4.2) :

Paramètre	Nom	valeur	Unité
Type de comportement	Matériel type	Elastique	-
Rigidité normale	EA	$1,197.10^7$	kN/m
Rigidité de flexion	EI	$1,194.10^6$	kNm^2/m
Epaisseur équivalente	d	0,35	m
Poids	w	8,65	kN/m/m
Coefficient de Poisson	ν	0,0	-

Tableau 4.2 – Propriétés mécaniques de la paroi moulée.

c) Caractéristiques des tirants d’ancrage:

	Paramètre	Nom	valeur	Unité
Tirants	Type de comportement	Material type	Elastique	-
	Rigidité normale	EA	$2.0.10^5$	kN
	Espacement	Ls	2,5	m
	Précontrainte de tirant 1	F	120	kN/m
	Précontrainte de tirant 2	F	200	kN/m
Bulbes d’ancrage (géotextiles)	Rigidité normale	EA	$0,8.10^5$	kN/m

Tableau 4.3 Propriétés des tirants d’ancrages.

4.2.4 Génération du maillage :

Le modèle de référence se fait par des éléments plaque triangulaires à 15 noeuds. Le nombre d’éléments est de 189 éléments et le nombre des noeuds est de 1651 noeuds. On règle la finesse du maillage (global Coarseness) sur «fine », puis, on le raffine localement au niveau des éléments structuraux, comme indiqué sur la (figure 4.3).

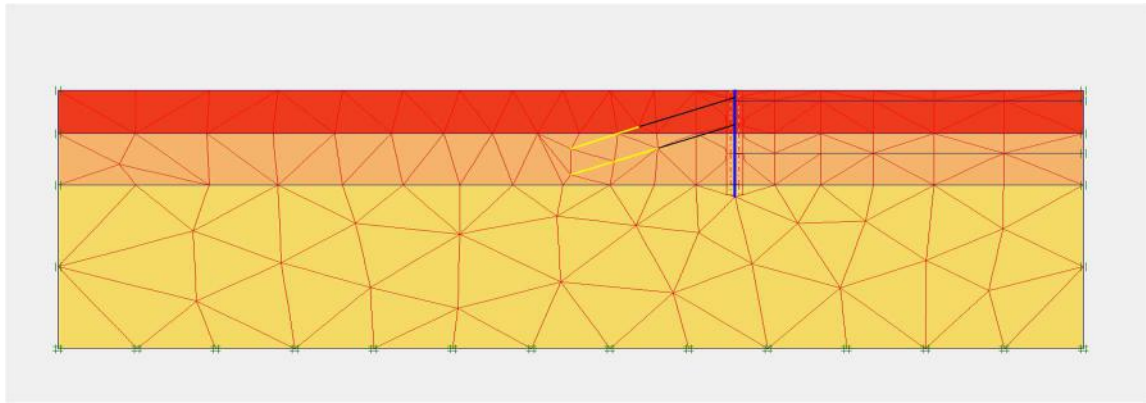


Figure 4.4 Maillage du projet.

4.2.5. Conditions initiales :

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

a) Conditions hydrauliques:

Le niveau de la nappe phréatique initiale est à $-1,20$ m de la surface du sol (fig.4.5).

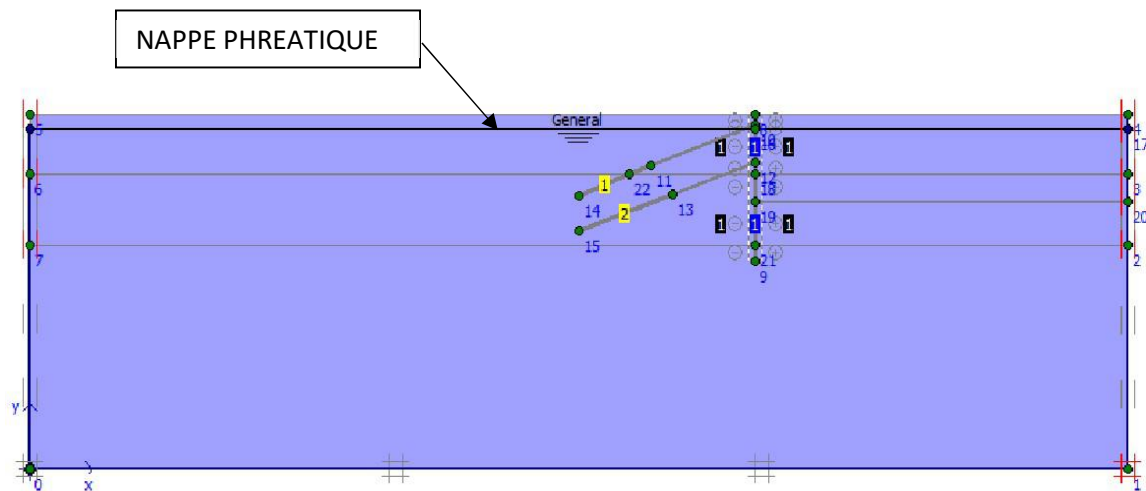


Figure 4.5 Conditions hydrauliques initiales.

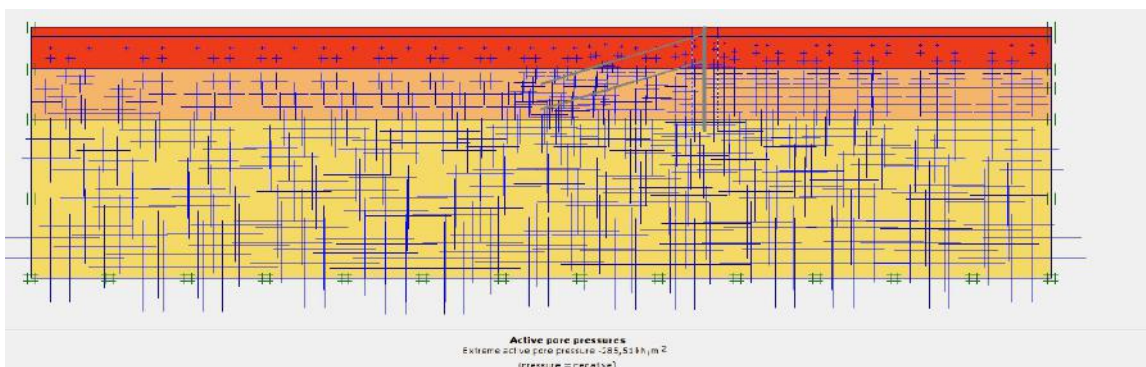


Figure 4.6 Génération des pressions interstitielles initiales.

b) Contraintes initiales dans le sol (figure 4.7) :

Pour le calcul des contraintes initiales, il faut désactiver les éléments structuraux. On génère alors les contraintes initiales en prenant les valeurs de K_0 par défaut. La valeur de K_0 est proposée automatiquement d'après la formule de Jaky. On garde le poids du sol à 1, ce qui correspond à une application totale de la gravité.

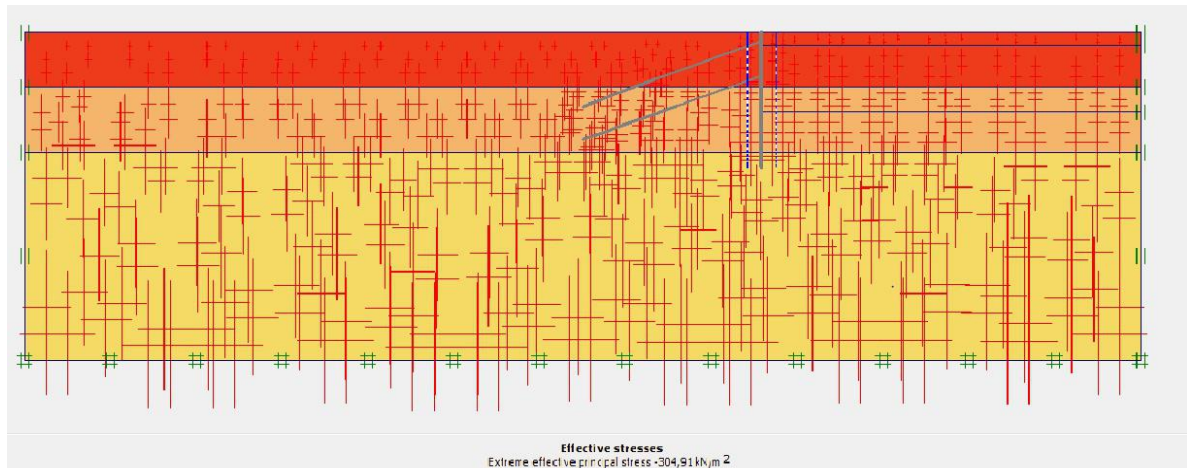


Figure 4.7 Génération des contraintes initiales.

4.3: Procédure de calcul :

Le calcul complet se décompose en 7 phases :

- **Phase 0** : initiation des contraintes (procédure K_0) ; on détermine les contraintes effectives initiales.
- **Phase 1** : Activation de la paroi moulée :

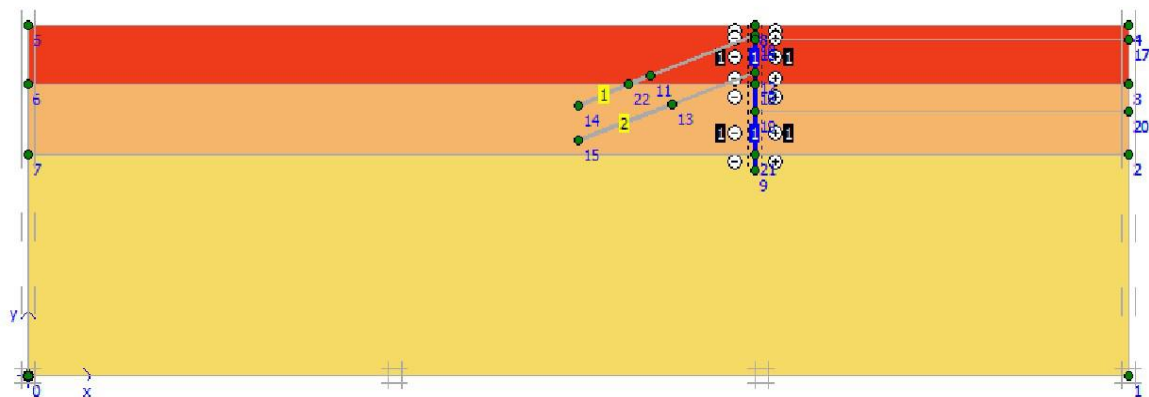


Figure 4.8 Phase 1-Réalisation de parois moulées.

- **Phase 2** : Excavation de la 1^{ère} tranche jusqu'à la profondeur -1,2 m.

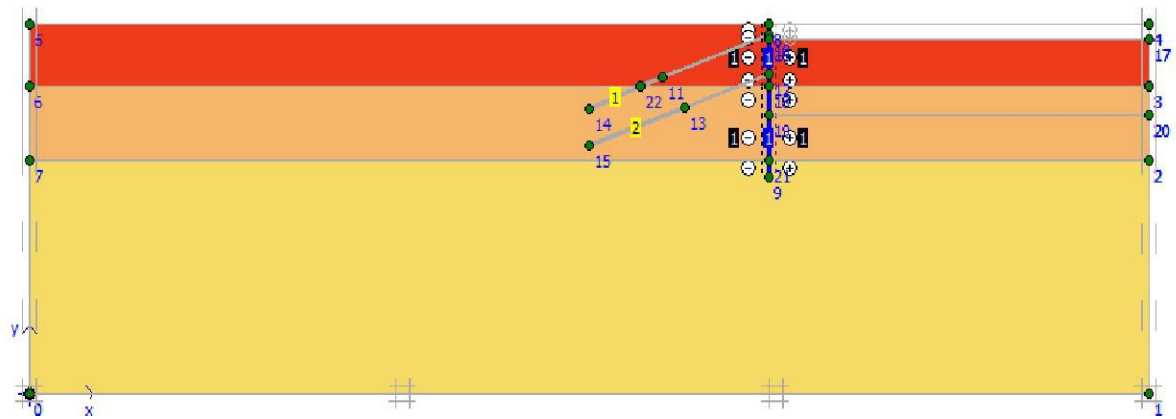


Figure 4.9 Phase 2- Excavation de 1^{ère} tranche.

- **Phase 3** : Mise en place du premier lit de tirant à la profondeur 0.80 m avec une précontrainte de traction égale à $F = 120 \text{ kN/m}$.

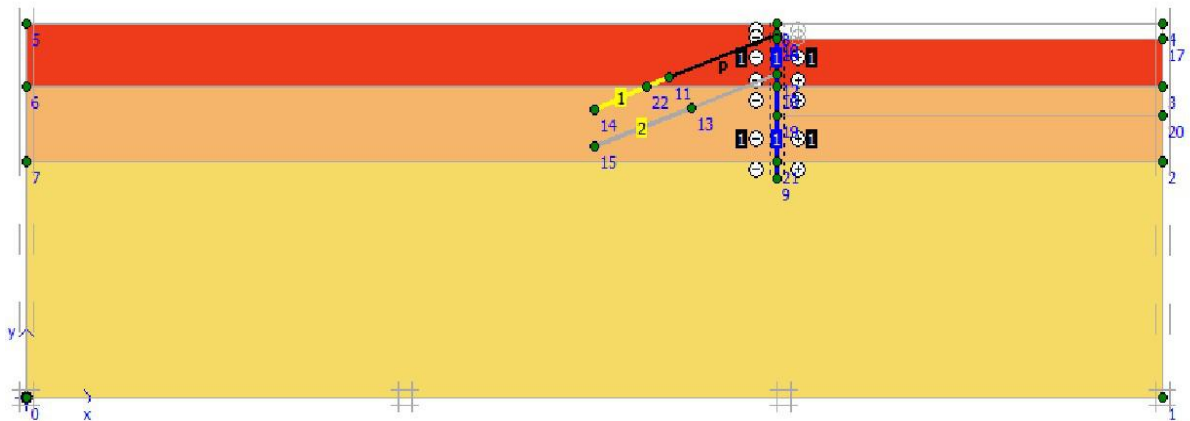


Figure 4.10 Phase 3 : Mise en place du premier lit de tirant.

- **Phase 4** : Excavation de 2^{ème} tranche jusqu'à la profondeur -5,0 m et rabattement de la nappe

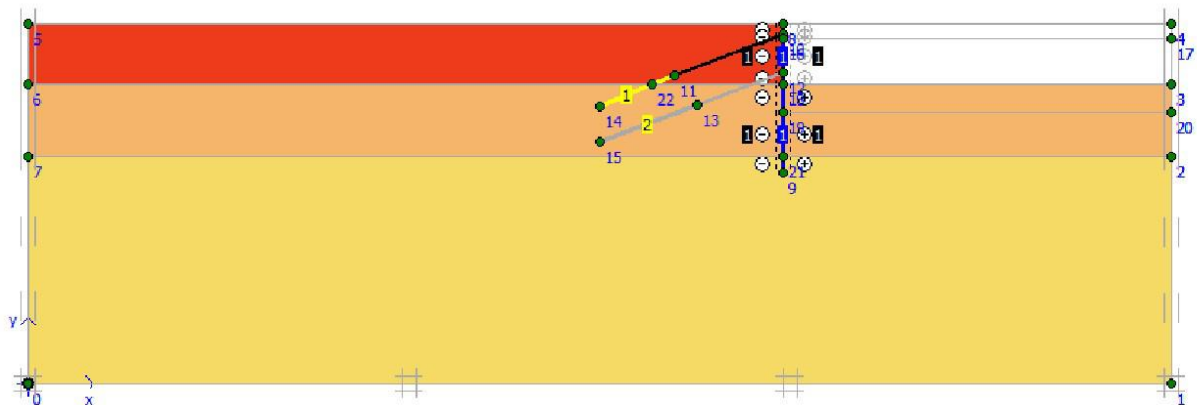


Figure 4.11 Phase 4 : Excavation de 2^{ème} tranche

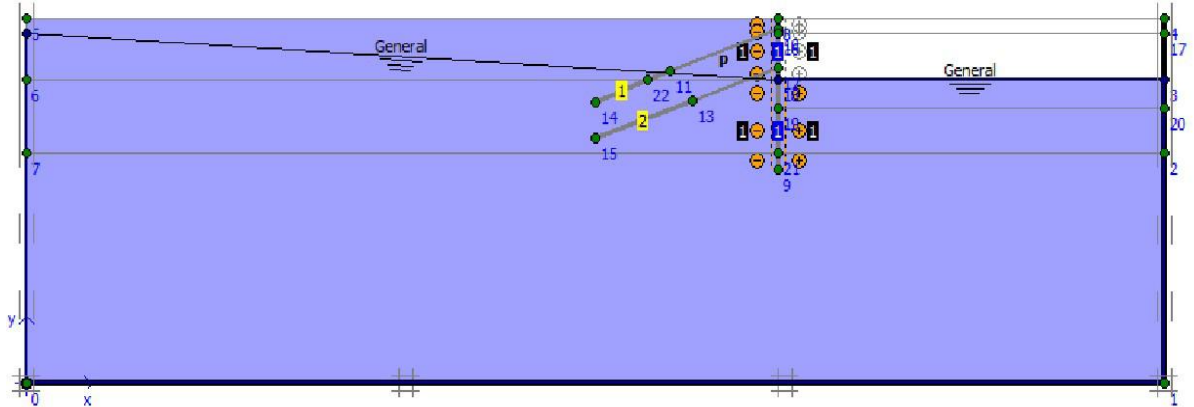


Figure 4.12 Phase 4 : Rabattement de la nappe de l'excavation.

- **Phase 5** : mise en place du deuxième lit de tirant à la profondeur -4,0 m avec une précontrainte de traction égale à $F = 200$ kN/m.

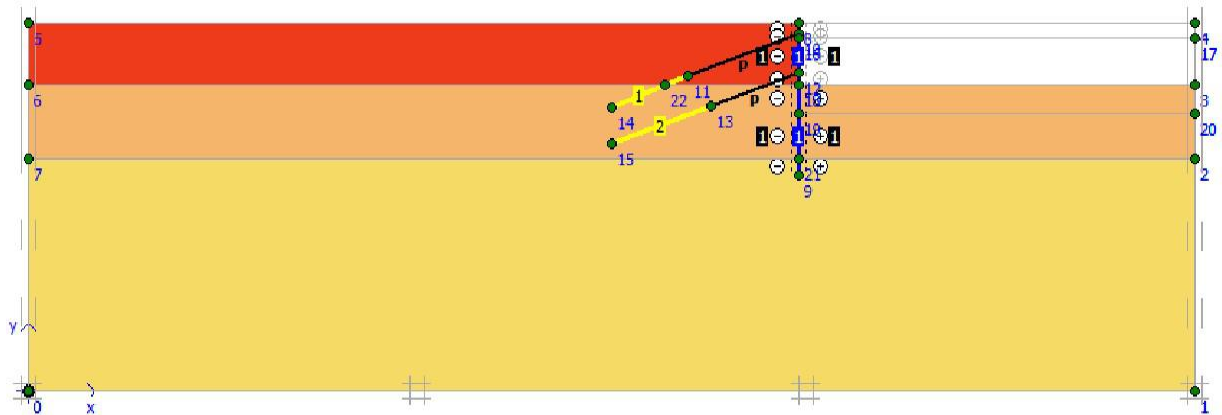


Figure 4.13 Phase 5 : Mise en place du deuxième lit de tirant.

- **Phase 6** : Excavation de la 3^{ème} tranche jusqu'à la profondeur -7,3 m et rabattement de la nappe.

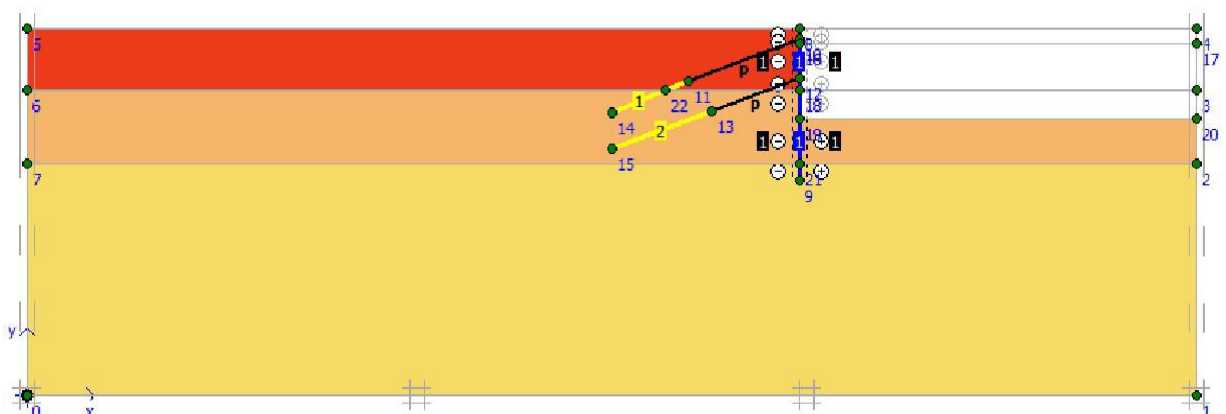


Figure 4.14. Phase 6 : Excavation de 3^{ème} tranche.

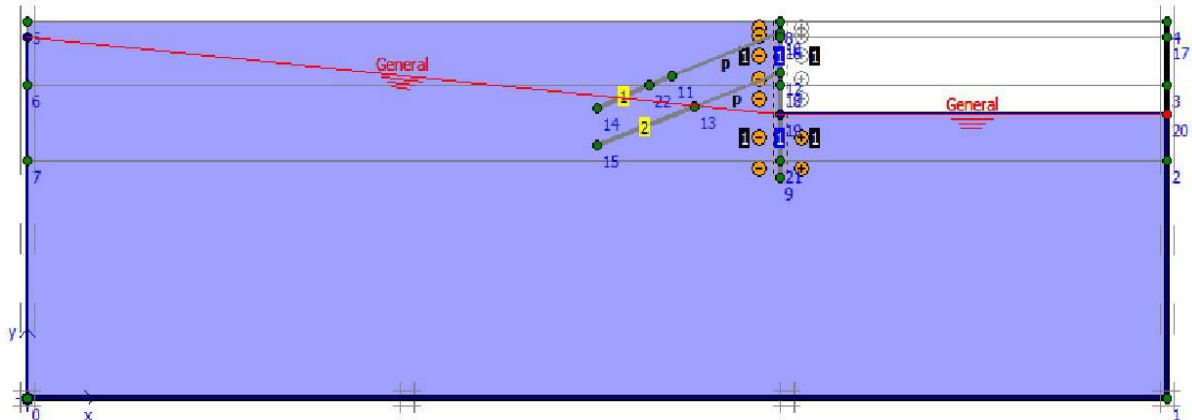


Figure 4.15. Phase 6 : Rabattement de la nappe.

Phase 7 : Etude de stabilité avec obtention du coefficient de sécurité

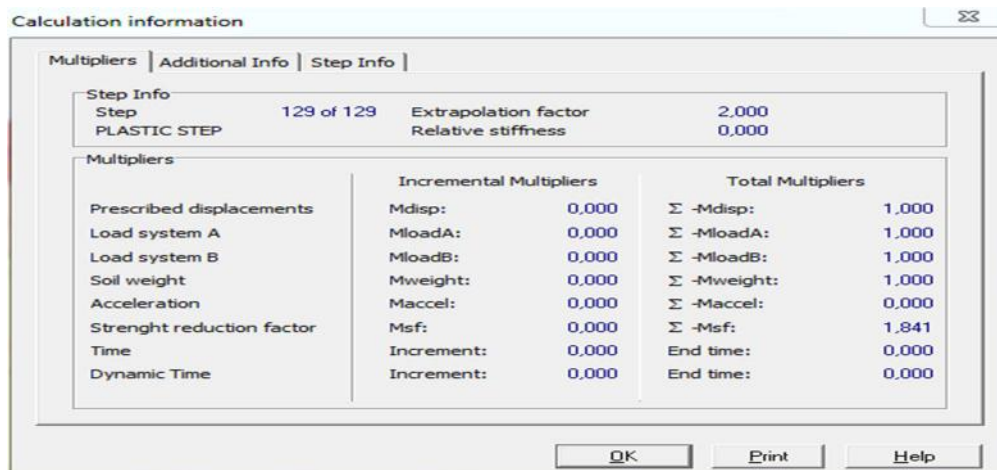


Figure 4.16. Phase 7 : Obtention de coefficient de sécurité.

4.4 Analyse paramétriques :

On s'intéressera à trois types de paramètres:

- 1- Effet de l'épaisseur de la paroi moulée;
- 2- Effet de l'inclinaison du tirant d'ancrage;
- 3- Effet de la précontrainte du tirant d'ancrage;

4.4.1. Effet de l'épaisseur de la paroi moulée :

On s'intéressera sur l'effet de l'épaisseur de la paroi moulée sur:

1. Déformation de maillage.
2. Déformation des éléments structuraux indiquée par :
 - Le déplacement total de la paroi.
 - Effort normal.
 - Effort tranchant au niveau de la paroi.
 - Moment de flexion au niveau de la paroi.

Nous allons présenter les résultats pour les différentes épaisseur de la paroi moulée : 0,35 m ; 0,40m ;0,45m ; 0,50 m ; 0,55 m ;0,60 m ; 0,70 m ; 0,80 m.

➤ Pour épaisseur = 0,35 m

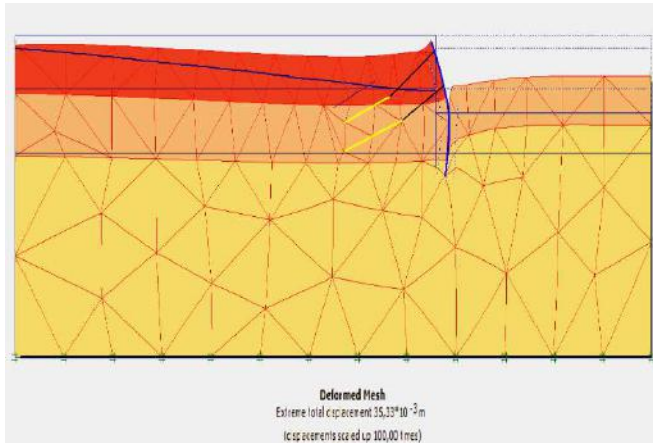


Figure 4.17 Phase 6 : Déformation de maillage.

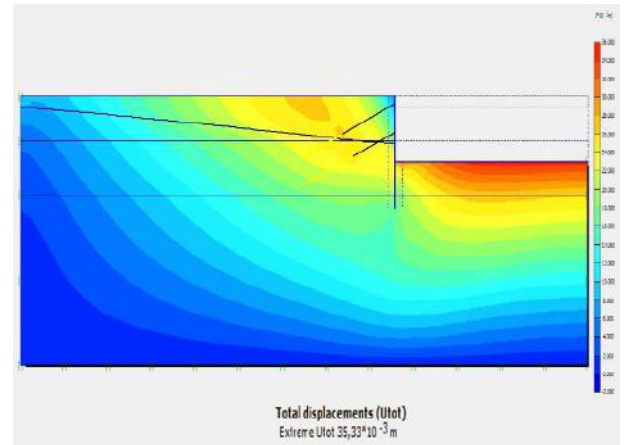


Figure 4.18 Phase 6 : Déplacement total.

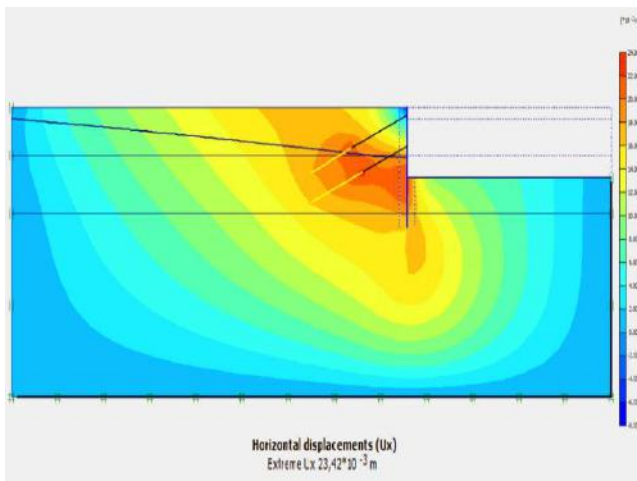


Figure 4.19 Phase 6 : déplacement Horizontal.

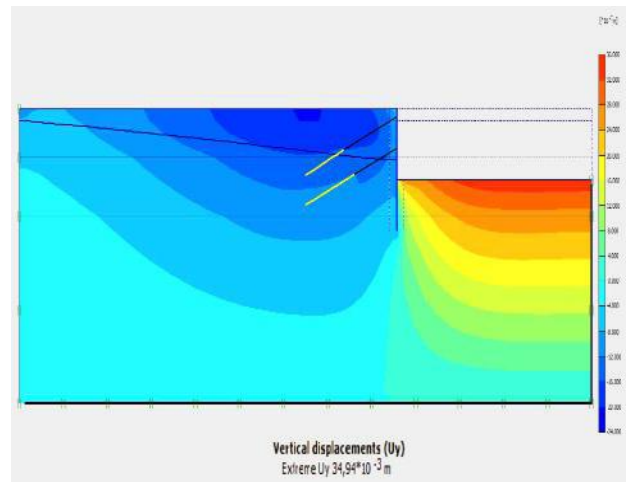


Figure 4.20 Phase 6 : déplacement Vertical.

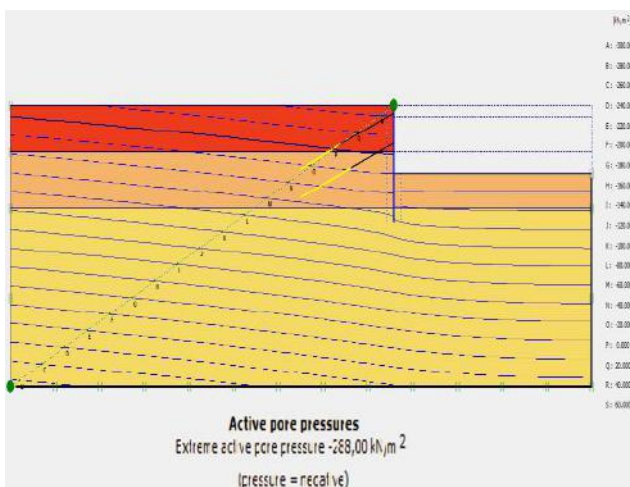


Figure 4.21 Phase 6 : Pression interstitielle.

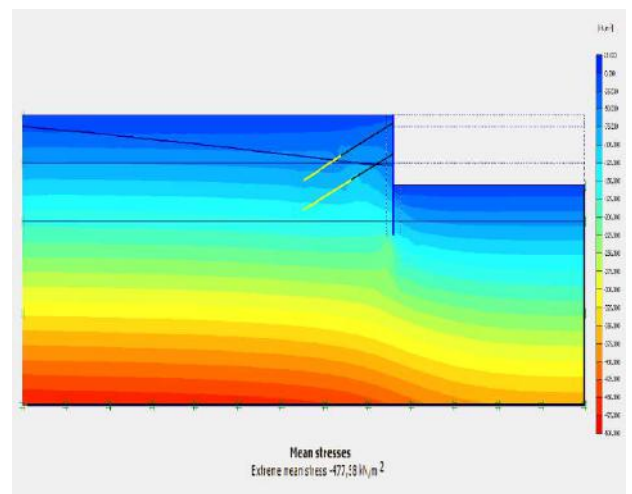


Figure 4.22 Phase 6 : Eau souterraine active.

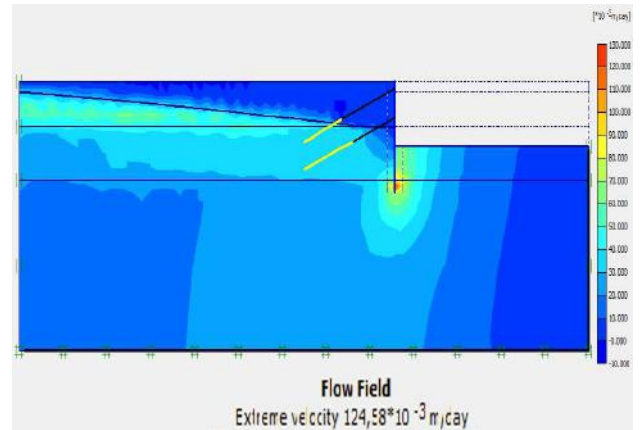
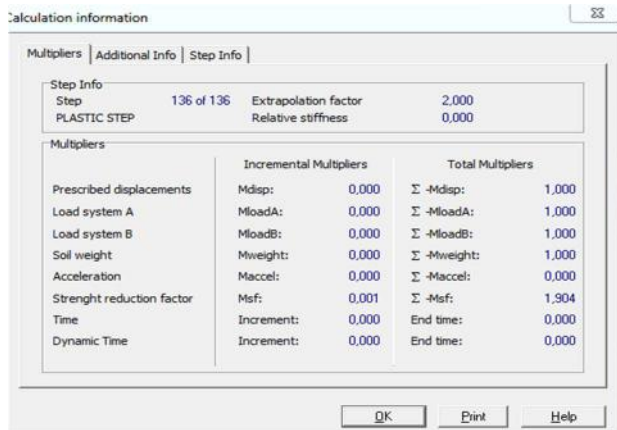
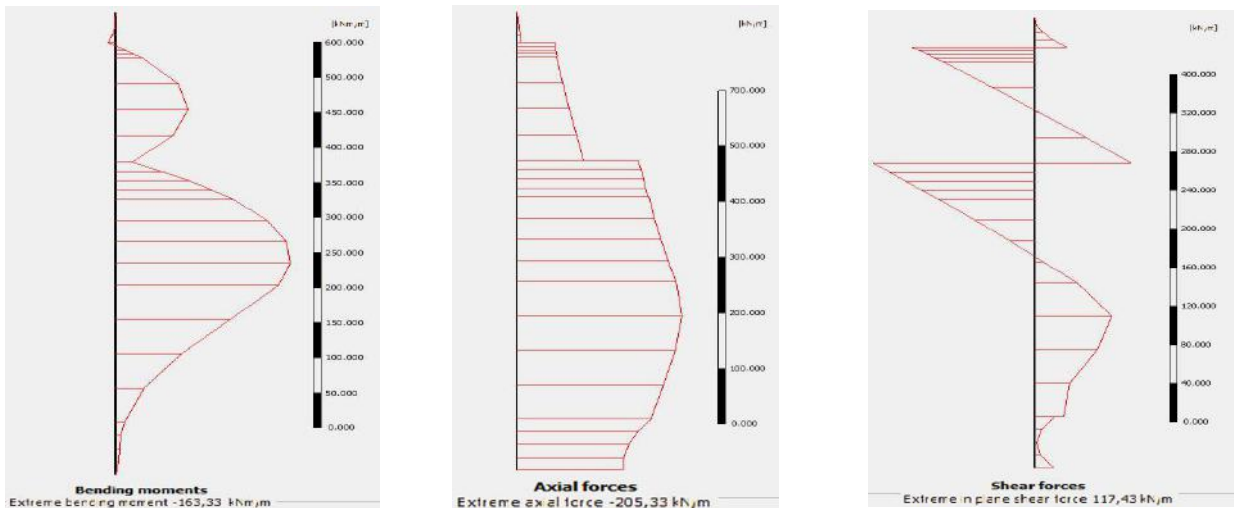


Figure 4.23. Phase 7:Obtention de coefficient de sécurité

Figure 4.24. Phase 6 : Eau souterraine active.

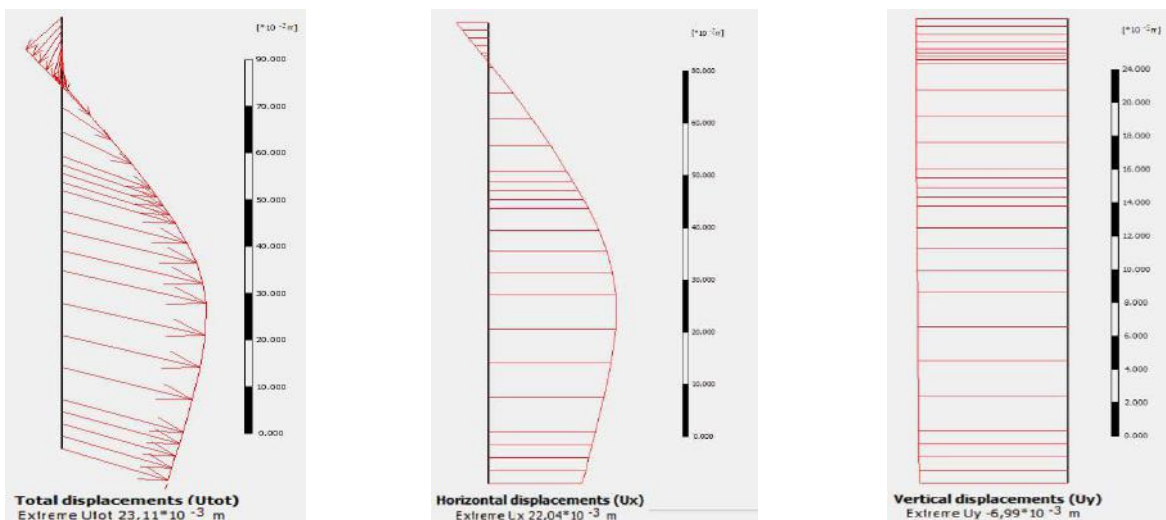


a- Moment fléchissant

-b Force axiale

c- Effort de cisaillement

Figure 4.25 Phase 6 : Les efforts dans la paroi moulée.



a- Déplacement total

b- Déplacement horizontal

c- Déplacement vertical

Figure 4.26. Phase 6 : Les Déplacements dans la paroi moulée.

➤ Pour épaisseur = 0,40m

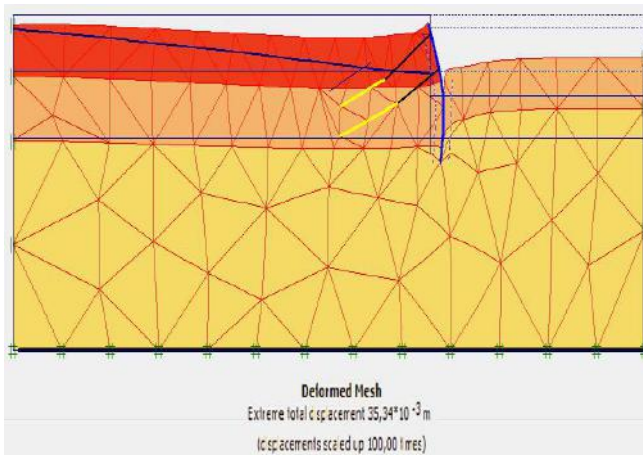


Figure 4.27. Phase 6 : Déformation de maillage.

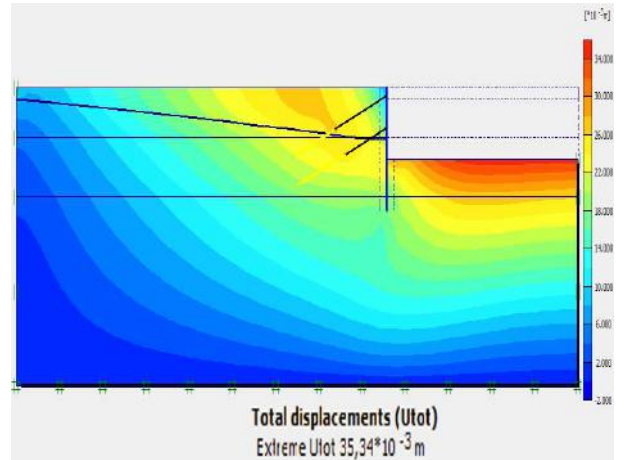


Figure 4.28. Phase 6 : Déplacement total.

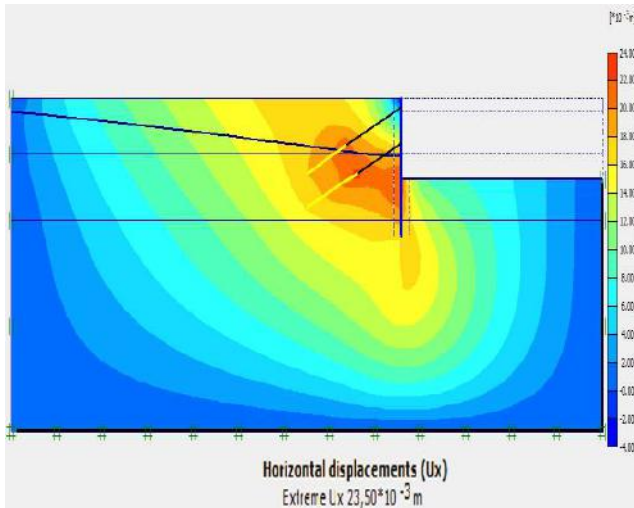


Figure 4.29. Phase 6 : déplacement Horizontal.

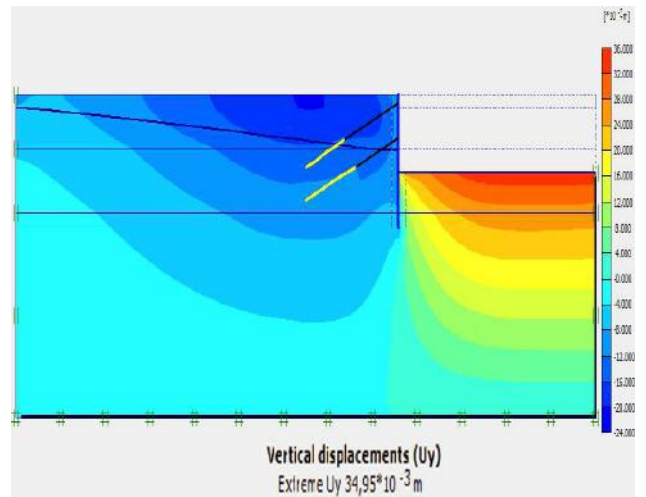


Figure 4.30. Phase 6 : déplacement Vertical

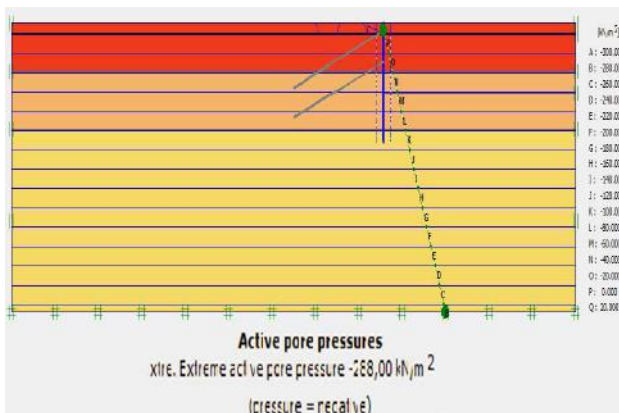


Figure 4.31 Phase 6 : Pression interstitielle

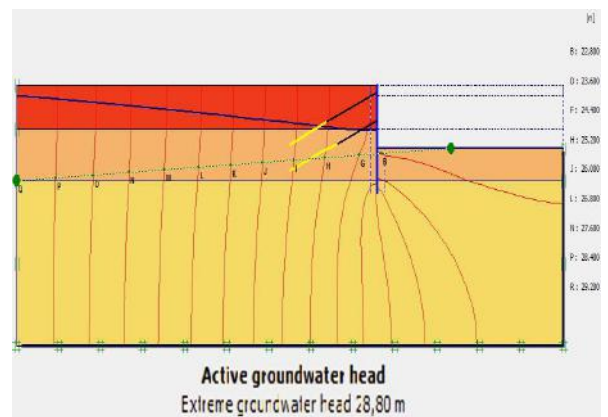


Figure 4.32. Phase 6 : Eau souterraine

Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info					
Step	135 of 135	Extrapolation factor	1,000		
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000		
Multipliers					
	Incremental Multipliers		Total Multipliers		
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	1,000	
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA:	1,000	
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB:	1,000	
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight:	1,000	
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel:	0,000	
Strength reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf:	1,891	
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	

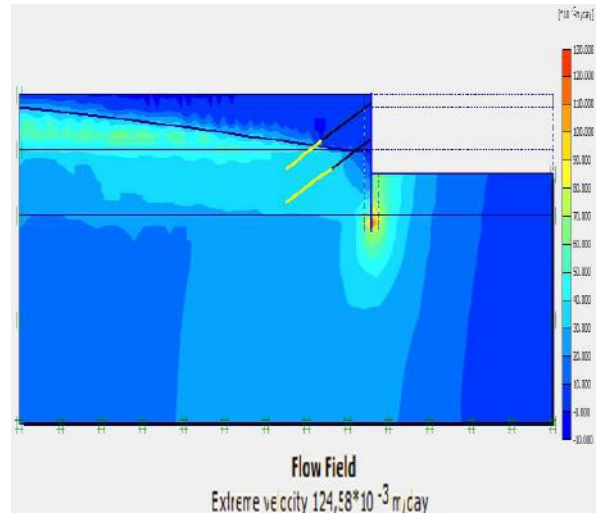
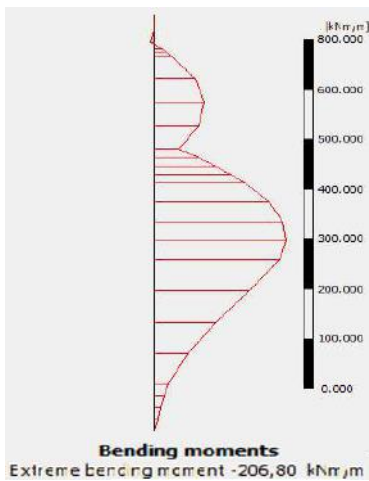
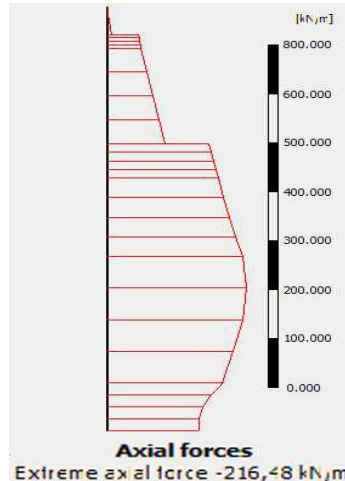


Figure 4.33. Phase 7 : Obtention de coefficient de de sécurité.

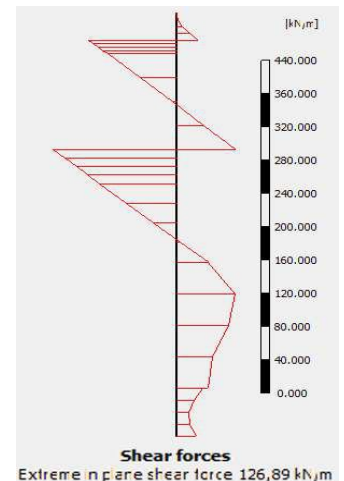
Figure 4.34 Phase 6 : Champ d'écoulement.



a-moment

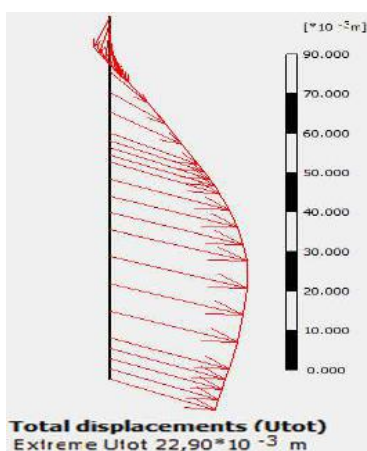


b-Force axiale

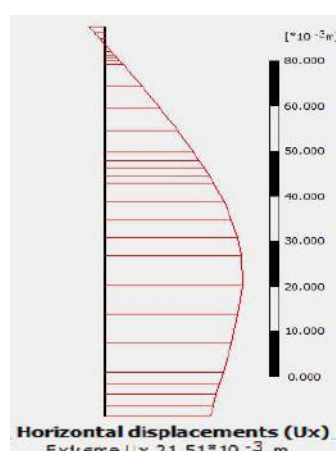


c-Effort tranchant

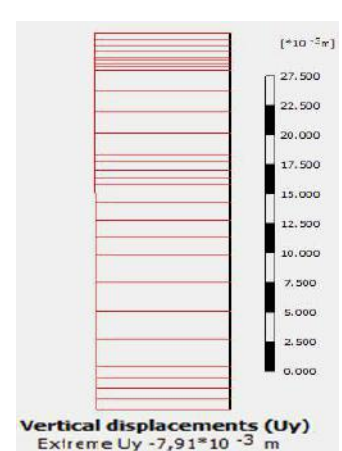
Figure 4.35. Phase 6 : Les efforts dans la paroi moulée.



a- Déplacement total



b- Déplacement horizontal



c- Déplacement vertical

Figure 4.36. Phase 6 : Le Déplacement dans la paroi moulée

➤ Pour épaisseur = 0,45 m

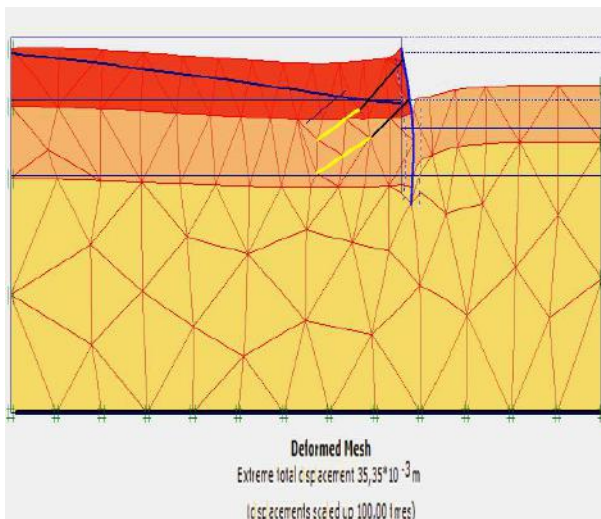


Figure 4.37 Phase 6 : Déformation de maillage.

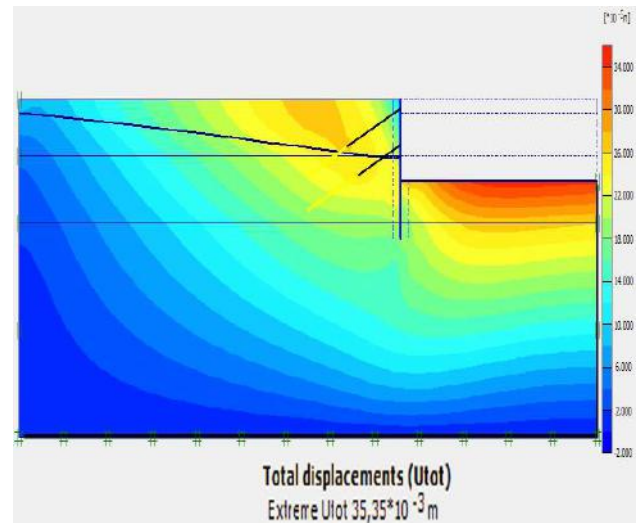


Figure 4.38 Phase 6 : Déplacement total.

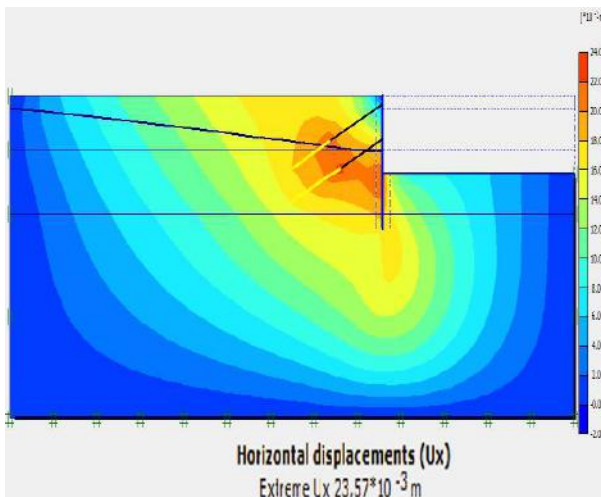


Figure 4.39. Phase 6 : déplacement Horizontal.

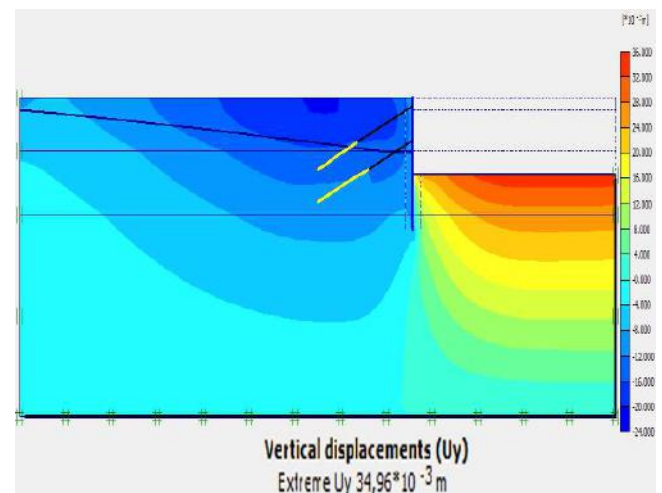


Figure 4.40 Phase 6 : déplacement Vertical

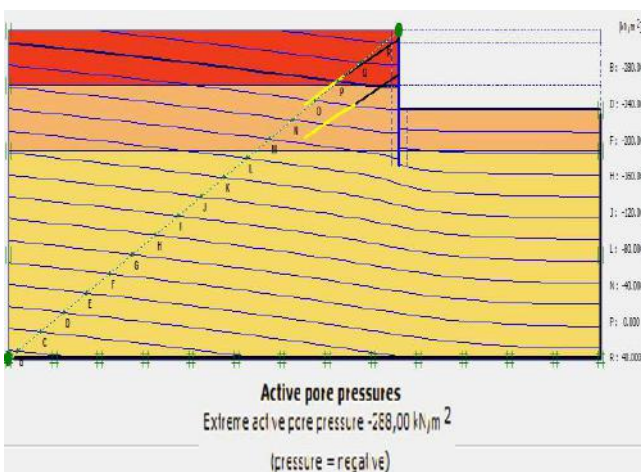


Figure 4.41 Phase 6 : Pression interstitielle.

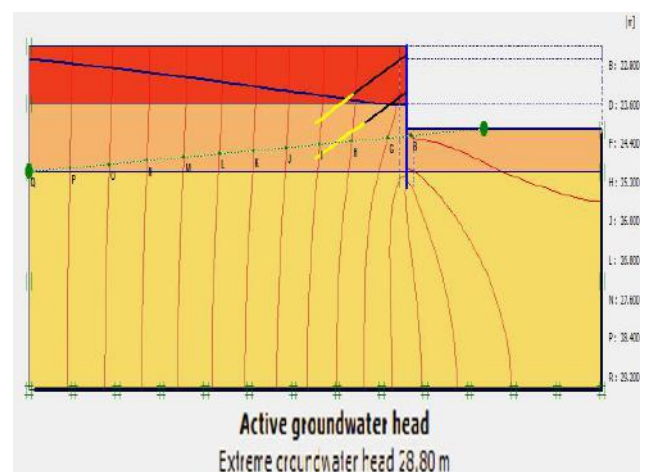


Figure 4.42 Phase 6 : Eau souterraine active.

Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info					
Step	129 of 129	Extrapolation factor	2,000		
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000		
Multipliers					
		Incremental Multipliers		Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	1,000	
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA:	1,000	
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB:	1,000	
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight:	1,000	
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel:	0,000	
Strenght reduction factor	Msf:	-0,001	Σ -Msf:	1,878	
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	

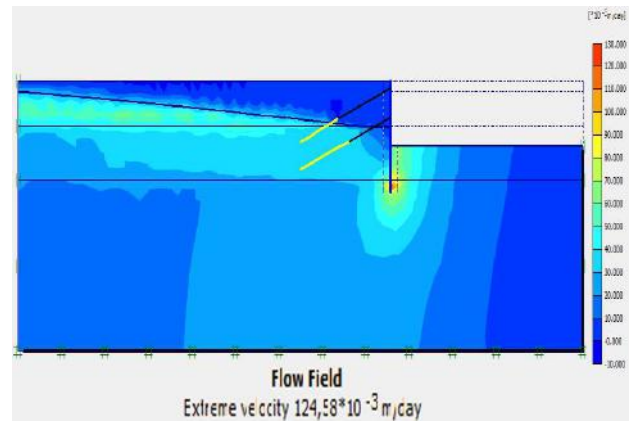
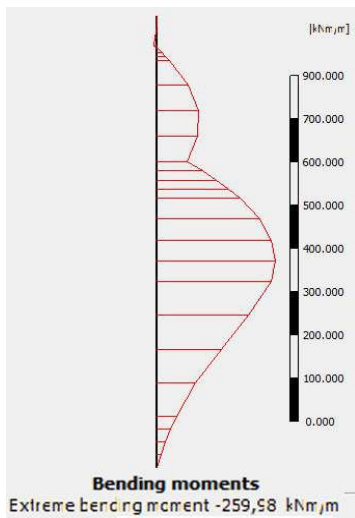
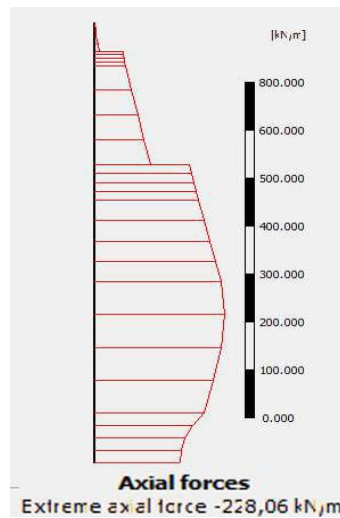


Figure 4.43. Phase 7 : Obtention de coefficient de sécurité.

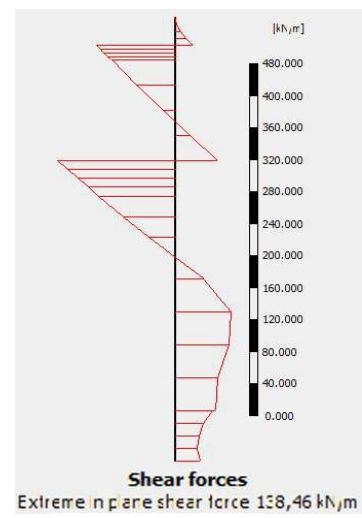
Figure 4.44. Phase 6 : Champ d'écoulement.



a- moment

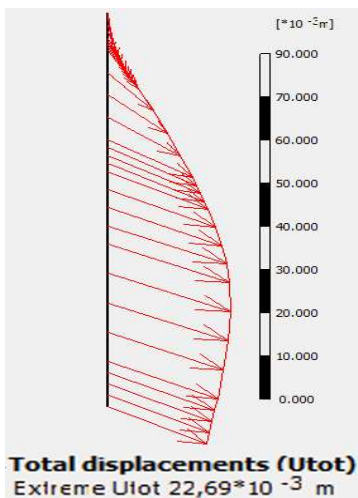


b- Force axiale

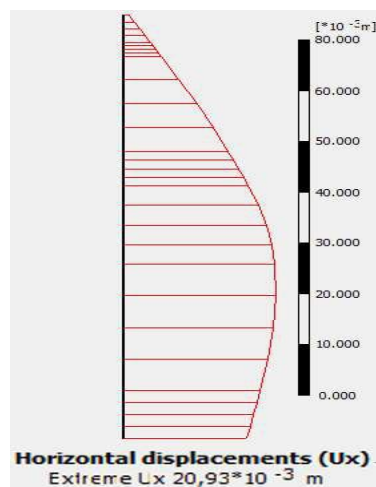


c - Effort tranchant

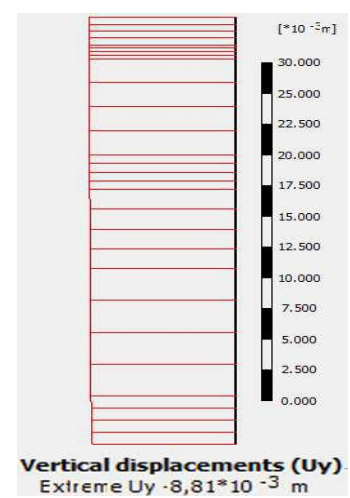
Figure 4.45. Phase 6 : Les efforts dans la paroi moulée.



a-Déplacement total



b- Déplacement horizontal



c- Déplacement vertical

Figure 4.46. Phase 6 : Le Déplacement dans la paroi moulée.

➤ Pour épaisseur = 0,50 m

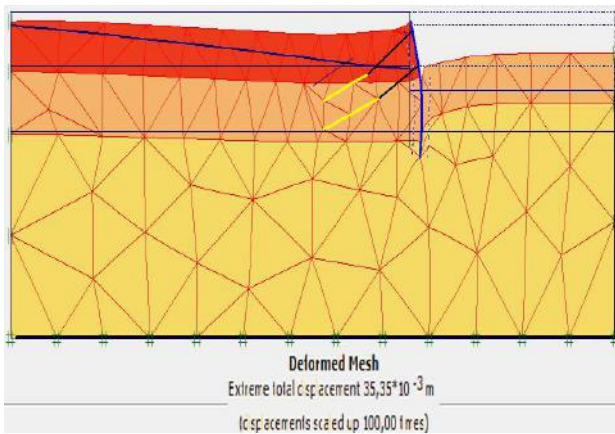


Figure 4.47 Phase 6 : Déformation de maillage.

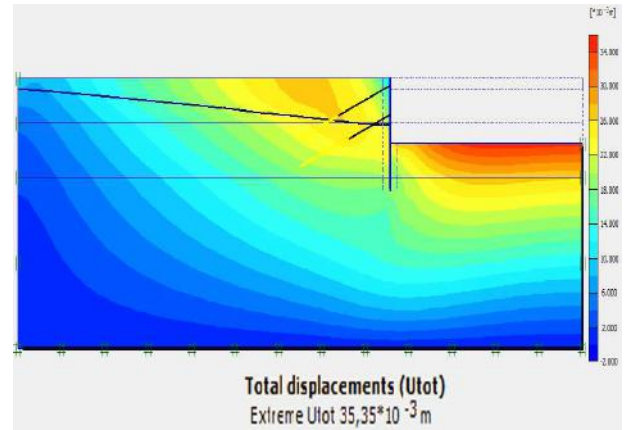


Figure 4.48. Phase 6 : Déplacement total.

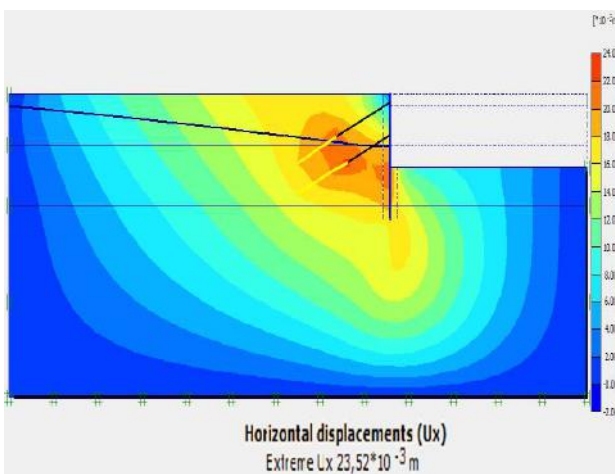


Figure 4.49. Phase 6 : Déplacement Horizontal.

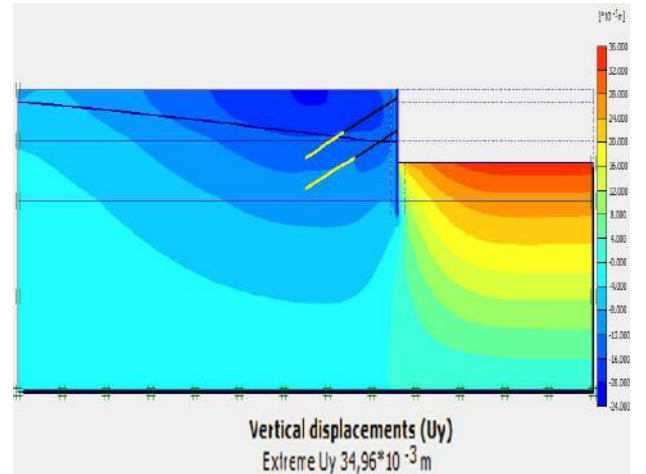


Figure 4.50. Phase 6 : Déplacement Vertical.

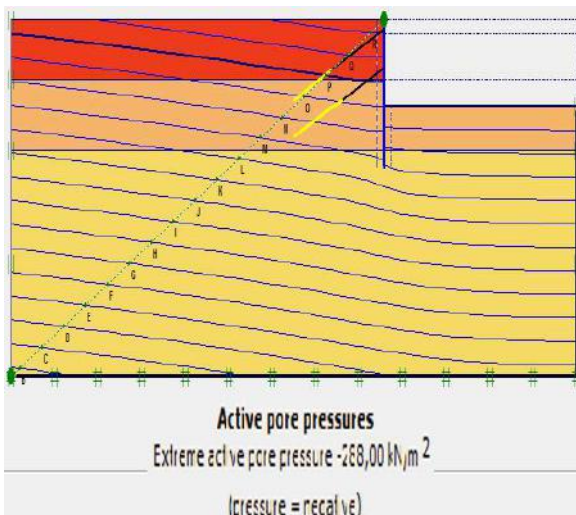


Figure 4.51. Phase 6 : Pression interstitielle .

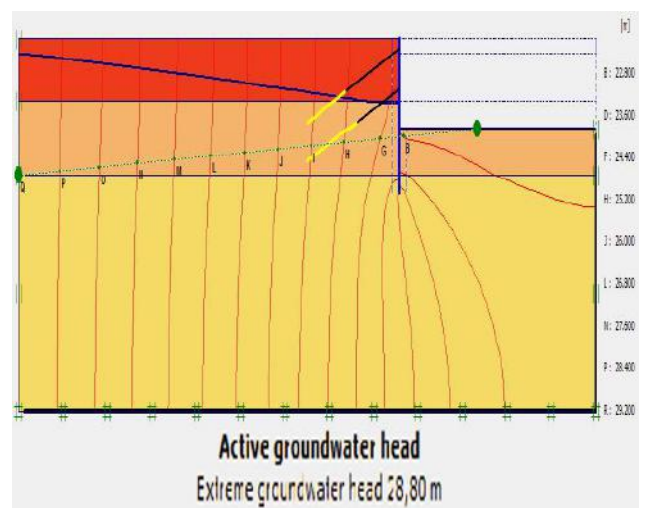


Figure 4.52. Phase 6 : Eau souterrain

Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info					
Step	129 of 129	Extrapolation factor	2,000		
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000		
Multipliers					
	Incremental Multipliers		Total Multipliers		
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	1,000	
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA:	1,000	
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB:	1,000	
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight:	1,000	
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel:	0,000	
Streight reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf:	1,871	
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	

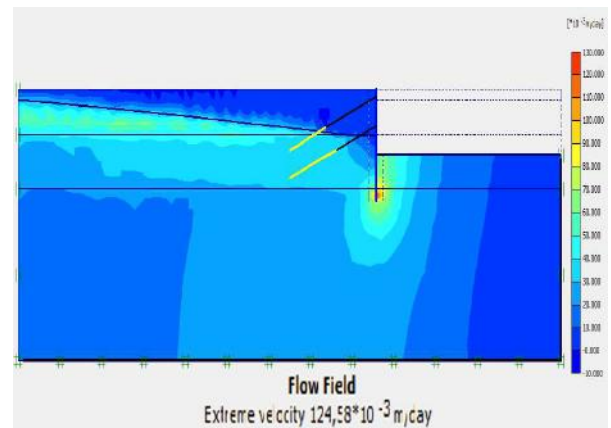
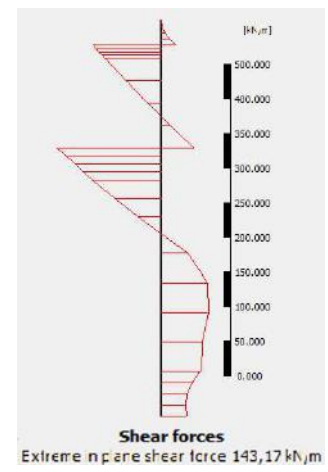
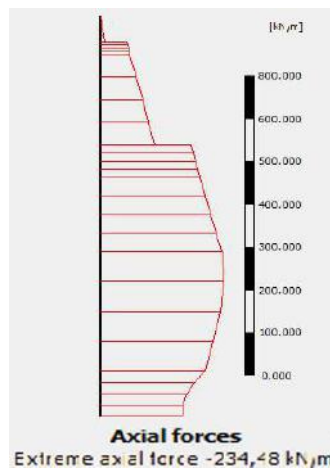
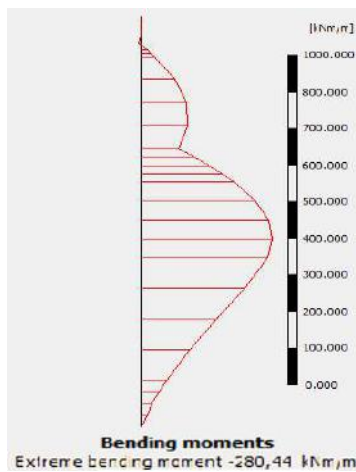


Figure 4.53. Phase 7 : Obtention de coefficient de sécurité.

Figure 4.54. Phase 6 : Champ d'écoulement.

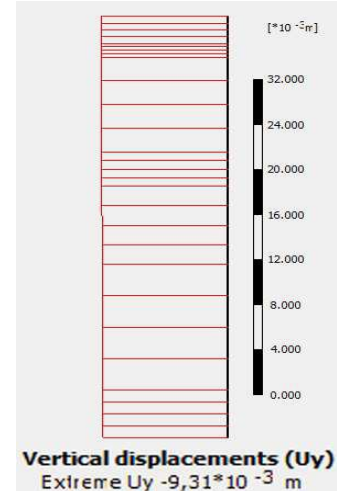
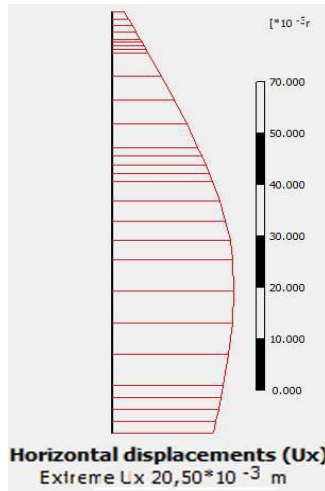
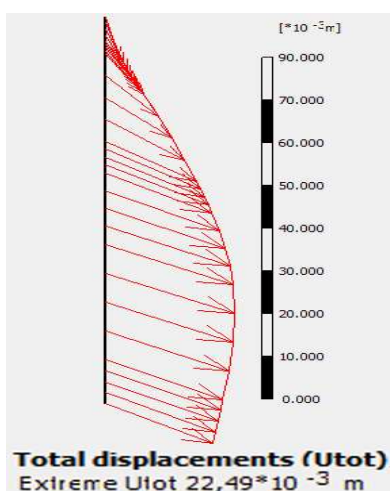


a-Moment

b-Force axiale

c- Effort tranchant

Figure 4.55. Phase 6 : Les efforts dans la paroi moulée.



a-Déplacement total

b- Déplacement horizontal

c- Déplacement vertical

Figure 4.56. Phase 6 : Le Déplacement dans la paroi moulée.

➤ Pour épaisseur = 0,55 m

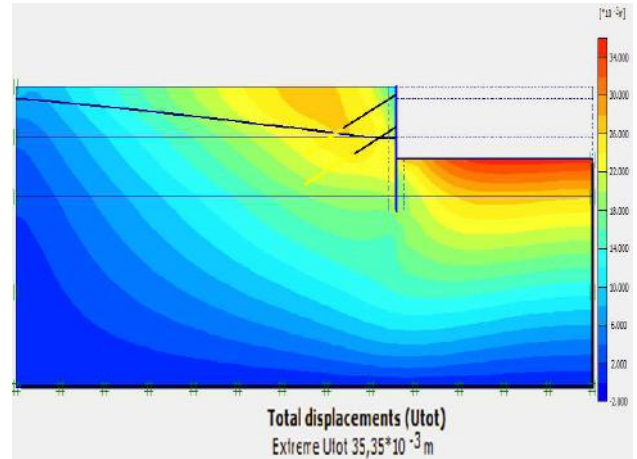
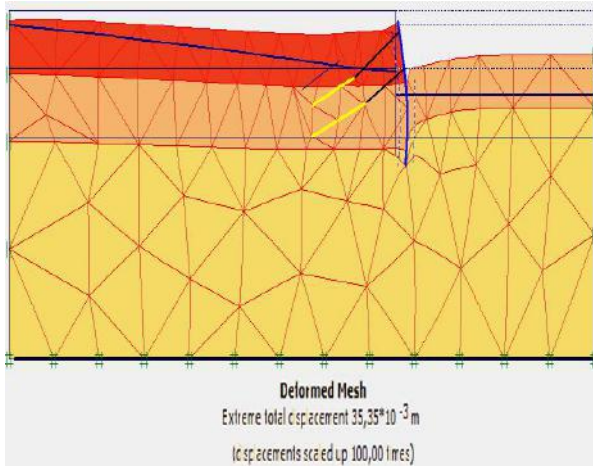


Figure 4.57 Phase 6 : Déformation de maillage. Figure 4.58.Phase 6 : Déplacement total.

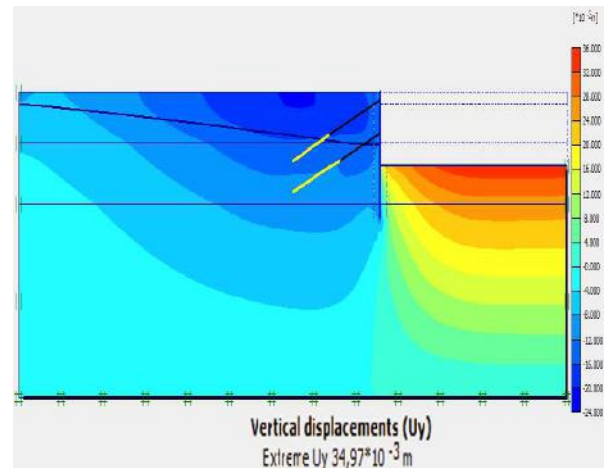
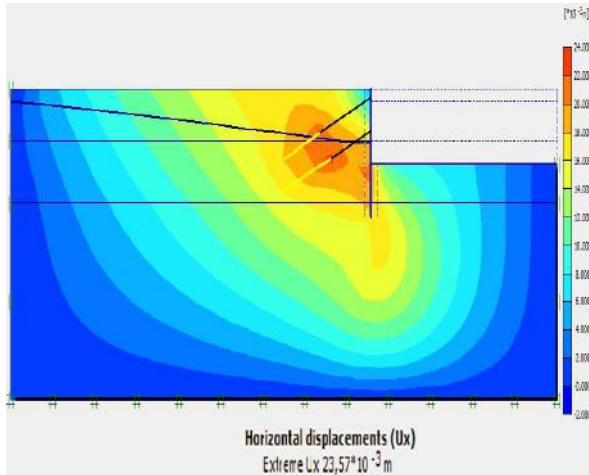


Figure 4.59. Phase 6 : déplacement Horizontal. Figure 4.60 Phase 6 : déplacement Vertical.

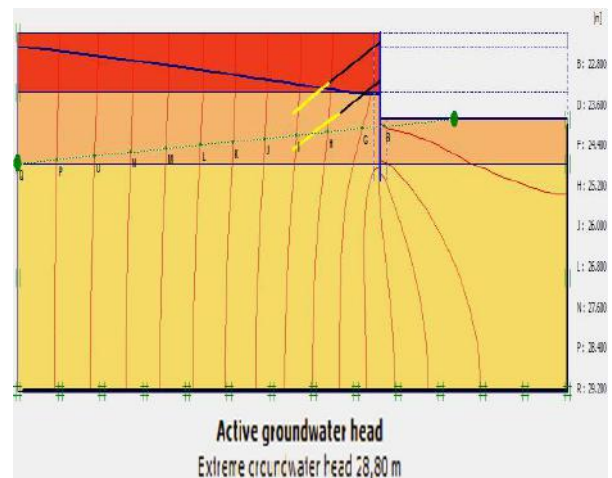
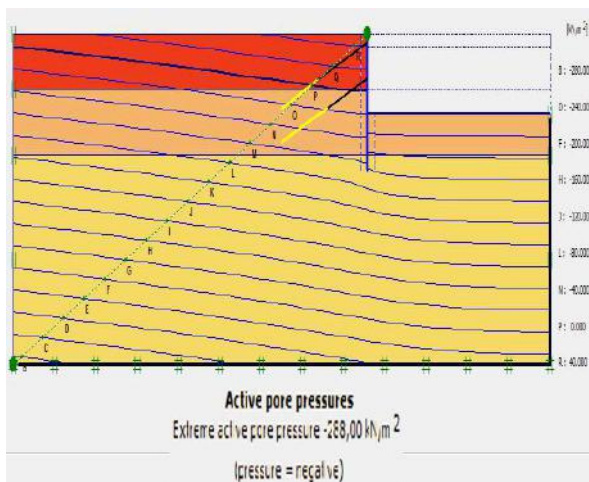


Figure 4.61 .Phase 6 : Pression interstitielle.

Figure 4.62. Phase 6 : Eau souterrain

Step Info				
Step	131 of 131	Extrapolation factor	0,500	
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000	
Multipliers				
	Incremental Multipliers		Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	1,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA:	1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB:	1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight:	1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel:	0,000
Strenght reduction factor	Msf:	-0,001	Σ -Msf:	1,862
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000

Figure 4.63. Phase 7 : Obtention de coefficient de sécurité.

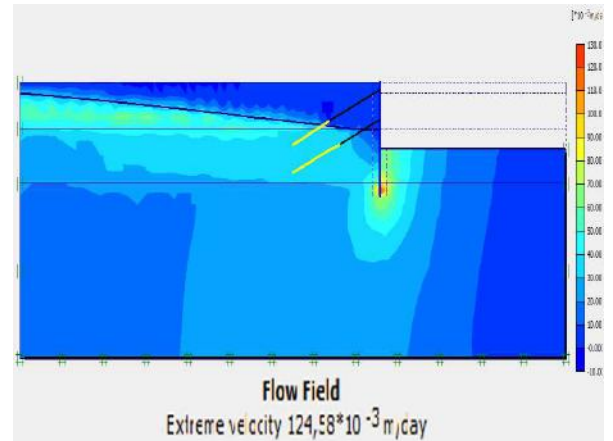
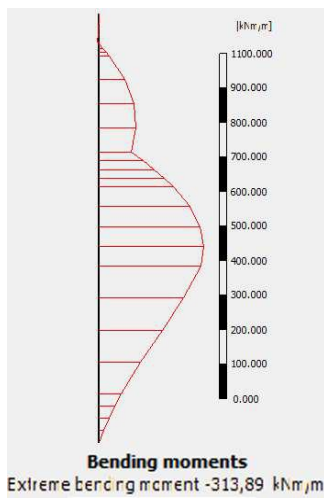
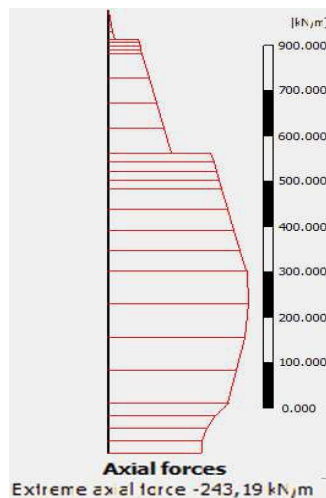


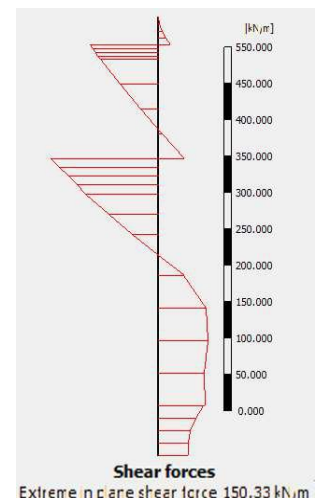
Figure 4.64 Phase 6 : Champ d'écoulement.



a-moment

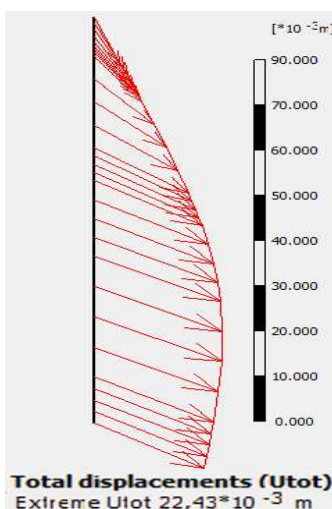


b- Force axiale

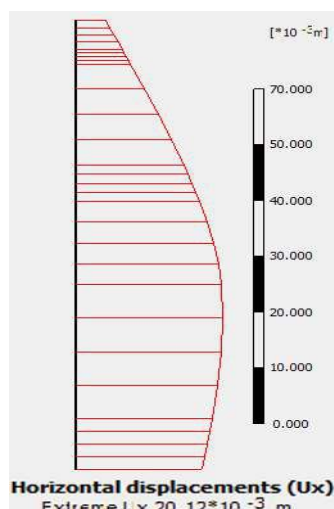


c- Effort tranchant

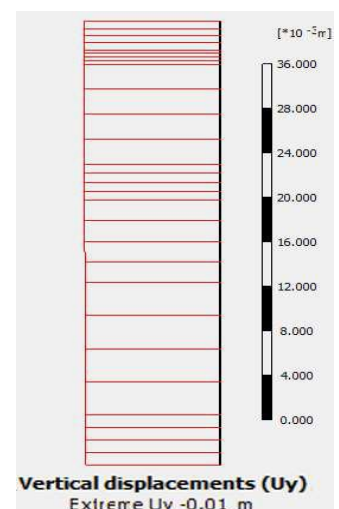
Figure 4.65 Phase 6 : Les efforts dans la parois moulée.



a- Déplacement total



b- Déplacement horizontal



c- Déplacement vertical

Figure 4.66.Phase 6 : Le Déplacement dans la parois moulée.

➤ Pour épaisseur = 0,60 m

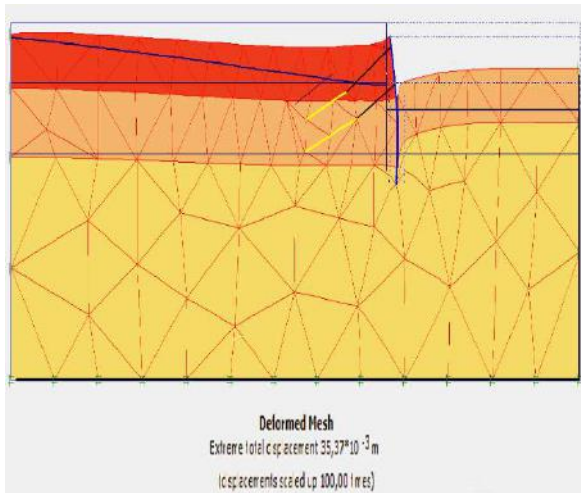


Figure 4.67. Phase 6 : Déformation de maillage.

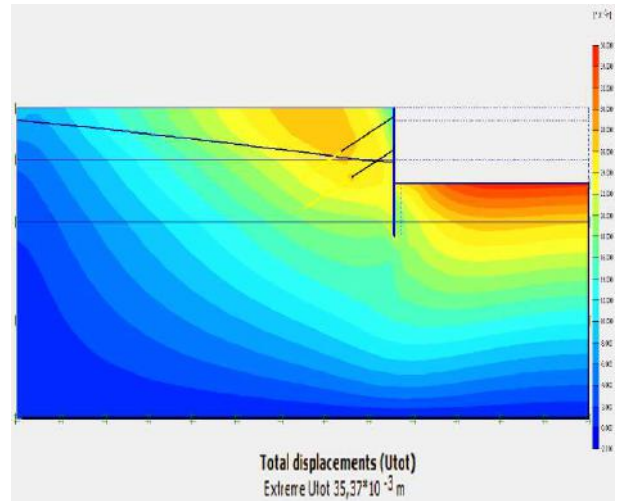


Figure 4.68. Phase 6 : Déplacement total.

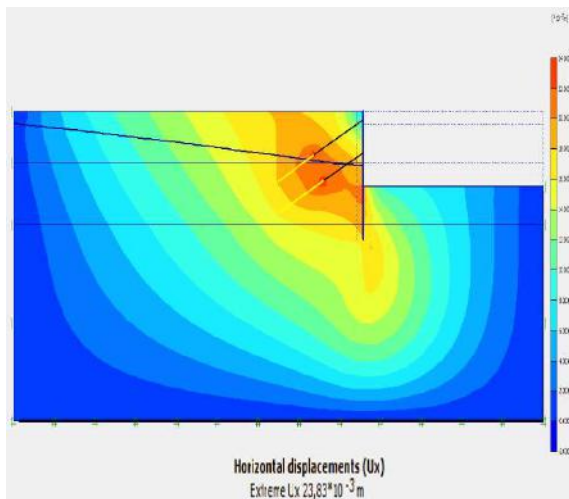


Figure 4.69. Phase 6 : déplacement Horizontal.

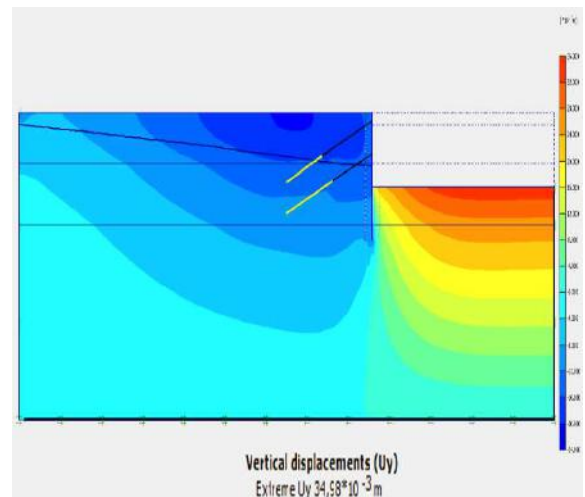


Figure 4.70. Phase 6 : déplacement Vertical.

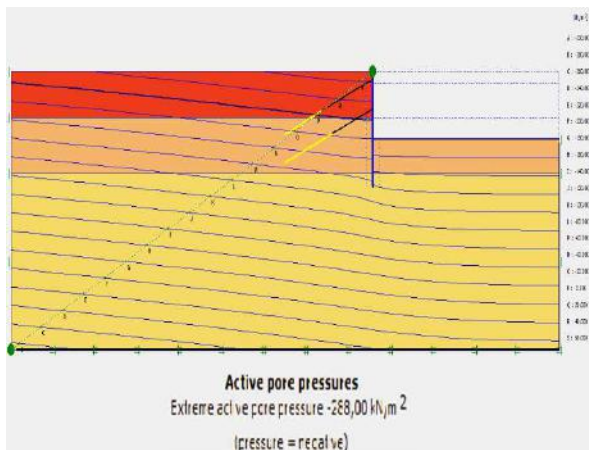


Figure 4.71. Phase 6 : Pression interstitielle .

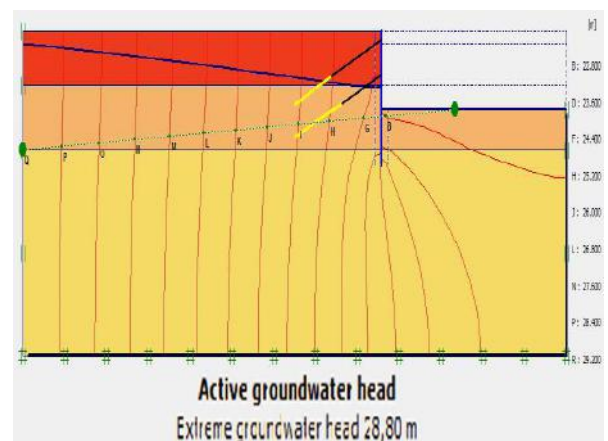


Figure 4.72. Phase 6 : Eau souterrain.

Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info					
Step	129 of 129	Extrapolation factor	2,000		
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000		
Multipliers					
		Incremental Multipliers		Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	1,000	
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA:	1,000	
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB:	1,000	
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight:	1,000	
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel:	0,000	
Strenght reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf:	1,841	
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	

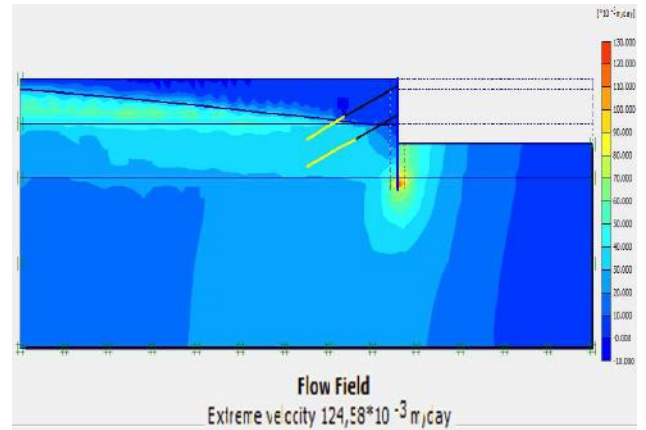
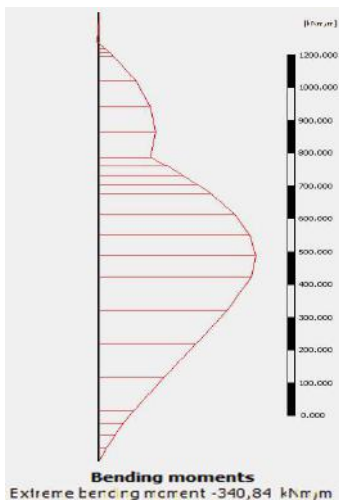
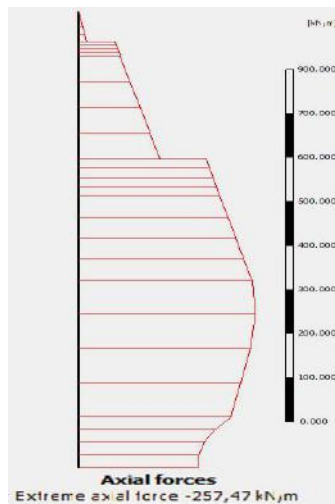


Figure 4.73. Phase 7 : Obtention de coefficient de sécurité.

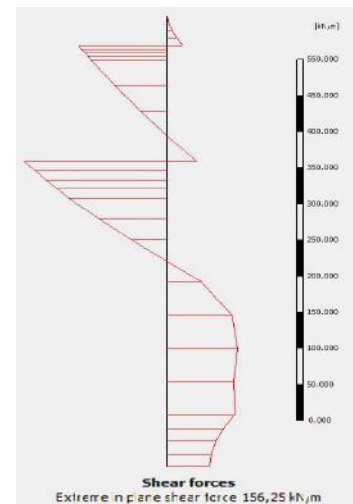
Figure 4.74. Phase 6 : Champ d'écoulement.



a-moment

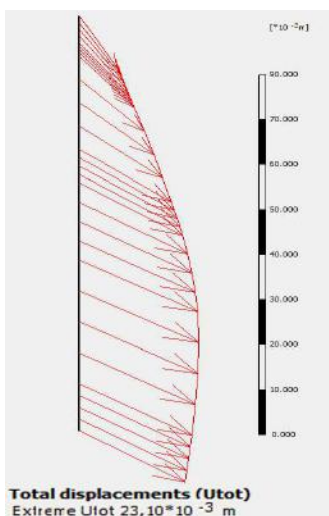


b- Force axiale

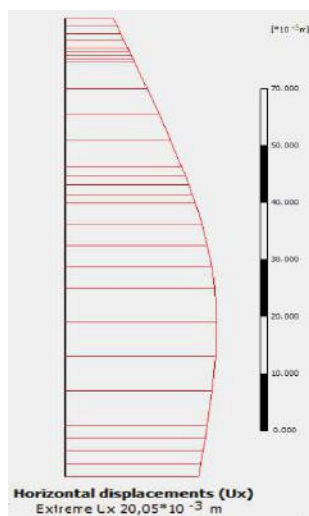


c- Effort tranchant

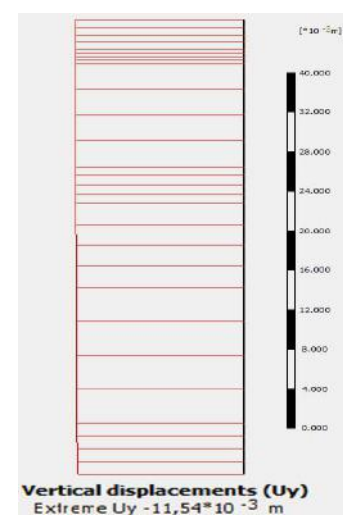
Figure 4.75.Phase 6 : Les efforts dans la paroi moulée.



a- Déplacement total



b- Déplacement horizontal



c- Déplacement vertical

Figure 4.76. Phase 6 : Le Déplacement dans la paroi moulée.

➤ Pour épaisseur = 0,70 m

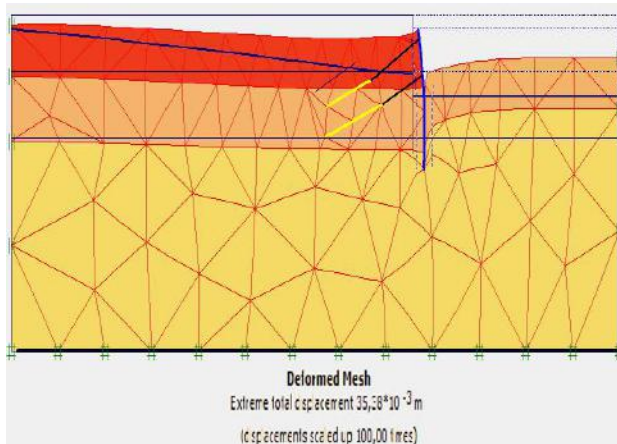


Figure 4.77. Phase 6 : Déformation de maillage.

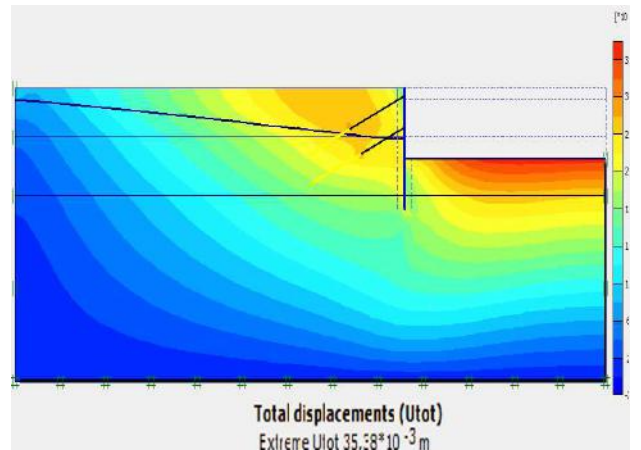


Figure 4.78. Phase 6 : Déplacement total.

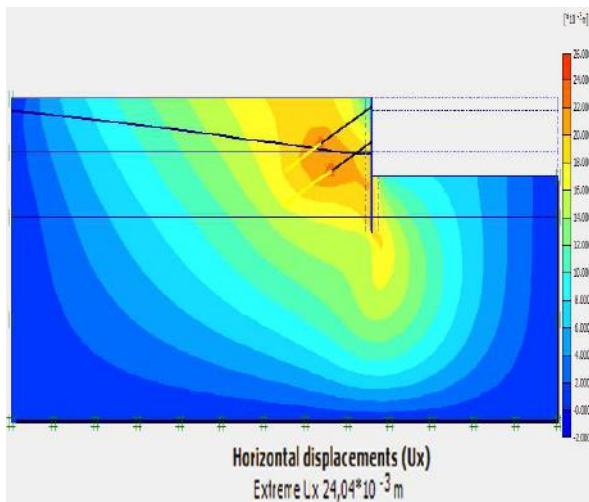


Figure 4.79 Phase 6 : déplacement Horizontal.

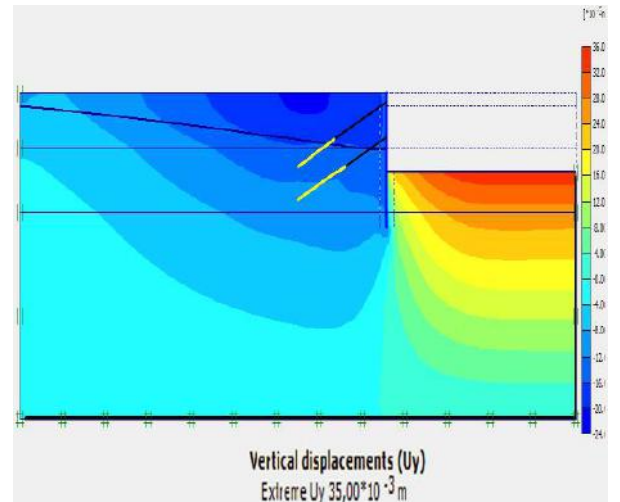


Figure 4.80. Phase 6 : déplacement Vertical.

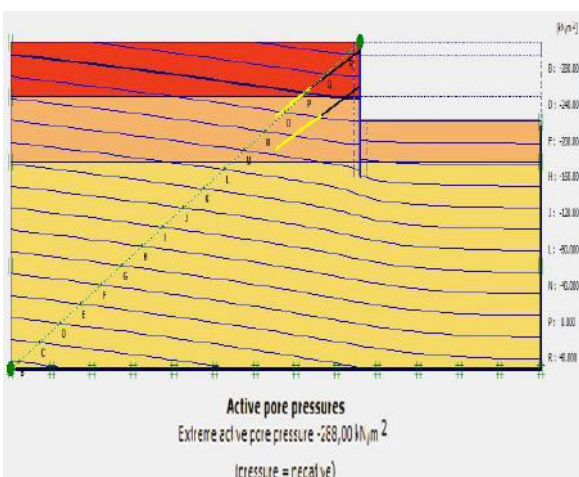


Figure 4.81. Phase 6 : Pression interstitielle.

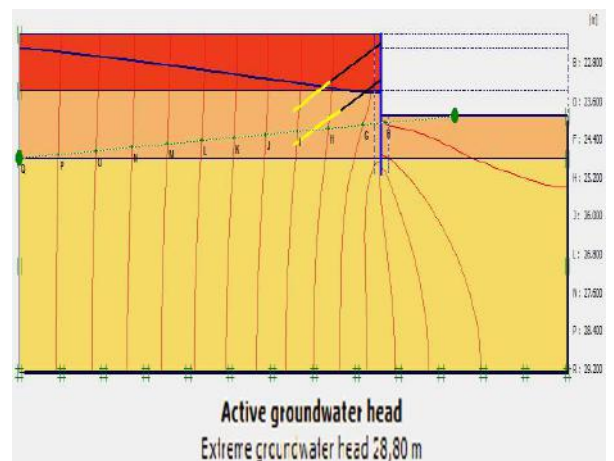


Figure 4.82. Phase 6 : Eau souterrain active.

Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info					
Step	126 of 126	Extrapolation factor	2,000		
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000		
Multipliers					
	Incremental Multipliers		Total Multipliers		
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	1,000	
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA:	1,000	
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB:	1,000	
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight:	1,000	
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel:	0,000	
Strenght reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf:	1,821	
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	

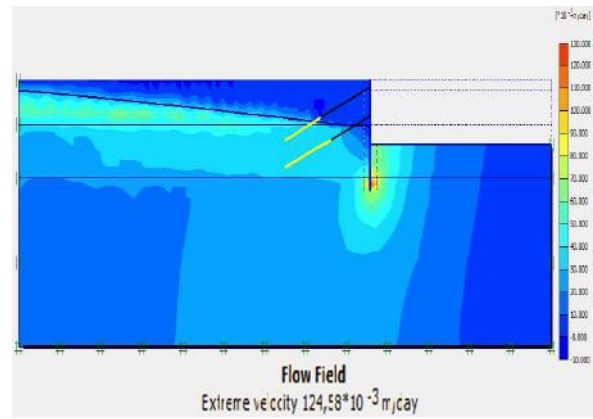
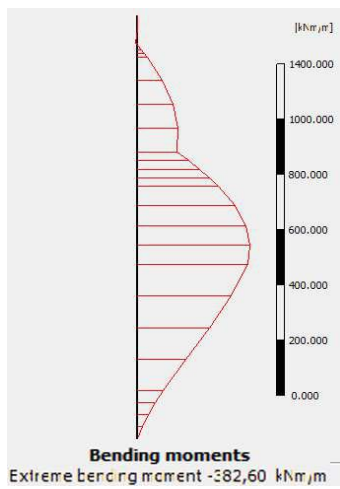
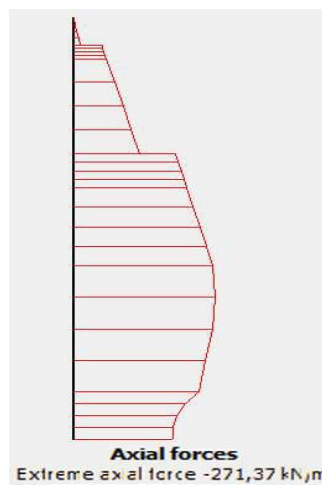


Figure 4.83. Phase 7 : Obtention de coefficient de sécurité.

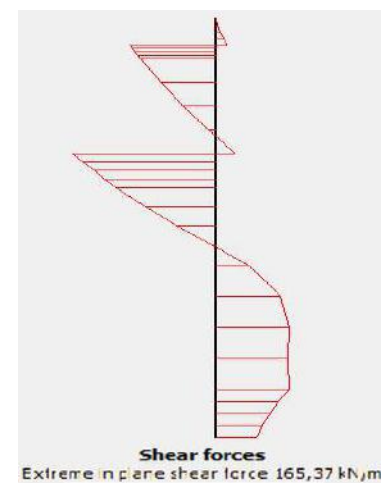
Figure 4.84. Phase 6 : Champ d'écoulement



a-Moment

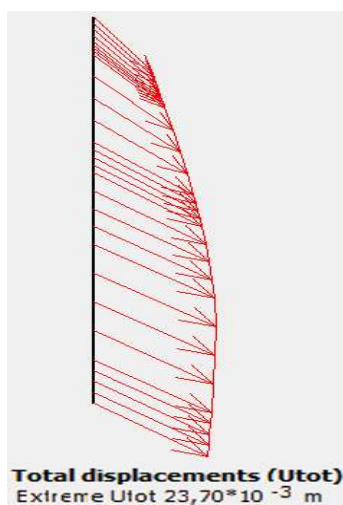


b- Force axiale

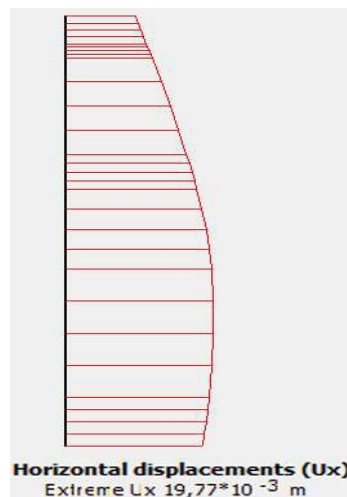


c- Effort tranchant

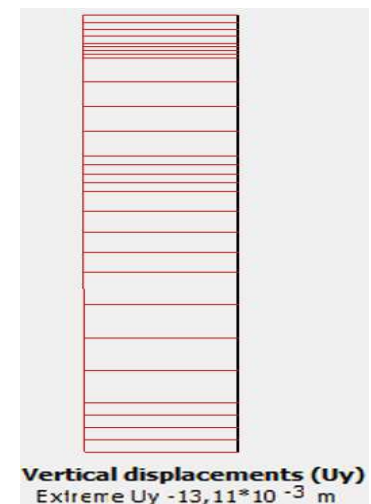
Figure 4.85.Phase 6 : Les efforts dans la paroi moulée.



a- Déplacement total



b- Déplacement horizontal



c- Déplacement vertical

Figure 4.86. Phase 6 : Le Déplacement dans la paroi moulée.

➤ Pour épaisseur = 0,80 m

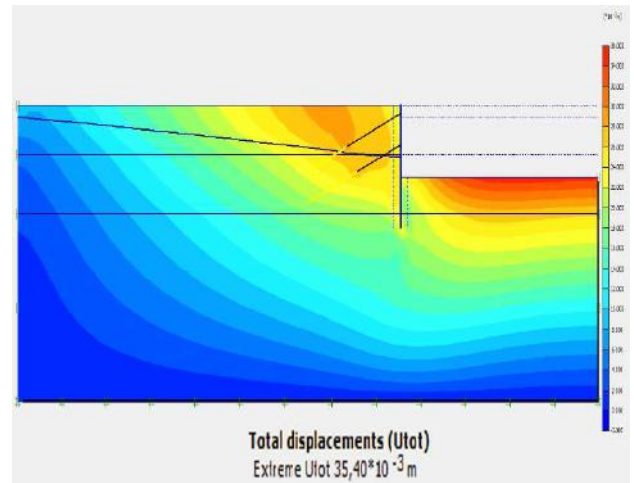
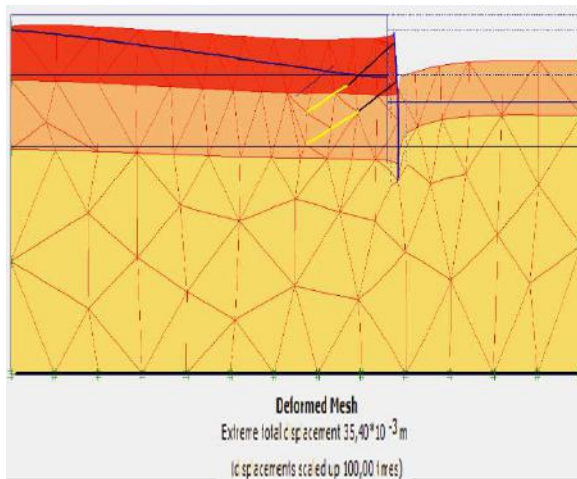


Figure 4.87.Phase 6 : Déformation de maillage. Figure 4.88.Phase 6 : Déplacement total.

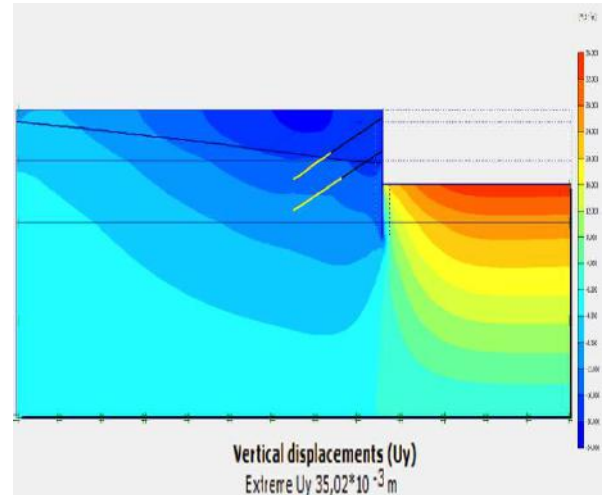
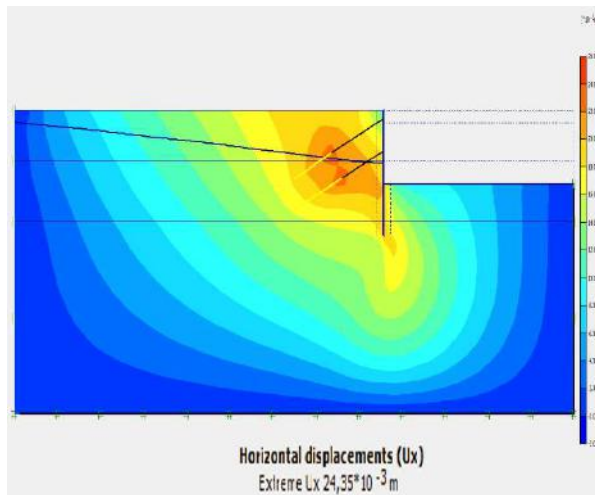


Figure 4.89. Phase 6 : déplacement Horizontal. Figure 4.90. Phase 6 : déplacement Vertical.

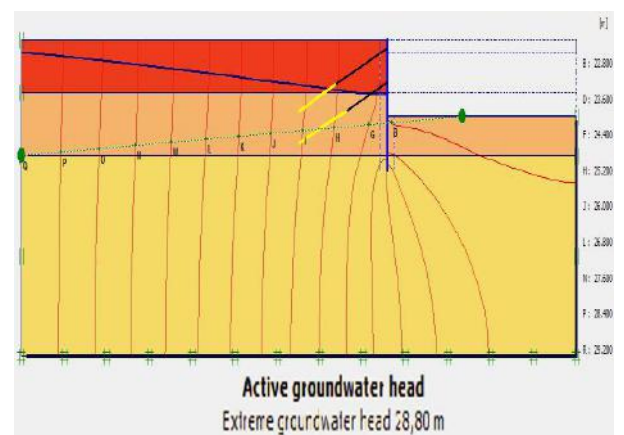
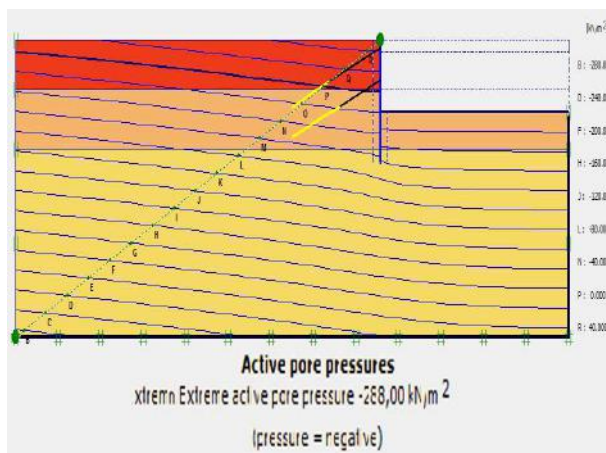


Figure 4.91 Phase 6 : Pression interstitielle. Figure 4.92. Phase 6 : Eau souterraine active.

Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info					
Step	131 of 131	Extrapolation factor	2,000		
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000		
Multipliers					
	Incremental Multipliers		Total Multipliers		
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	1,000	
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA:	1,000	
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB:	1,000	
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight:	1,000	
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel:	0,000	
Strenght reduction factor	Msf:	0,001	Σ -Msf:	1,796	
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	

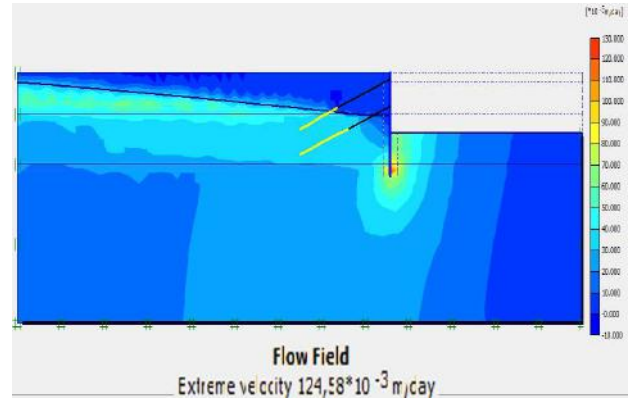
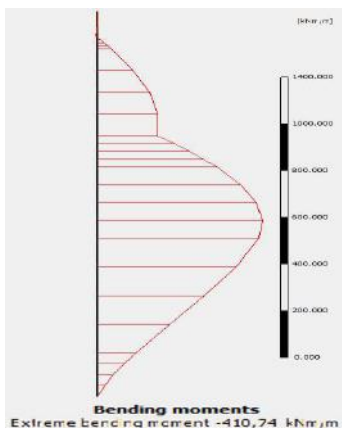
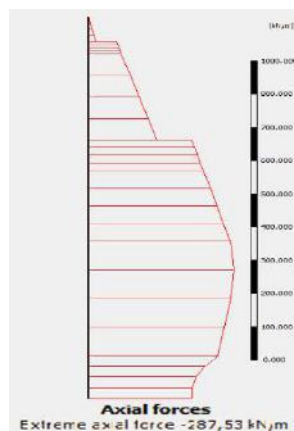


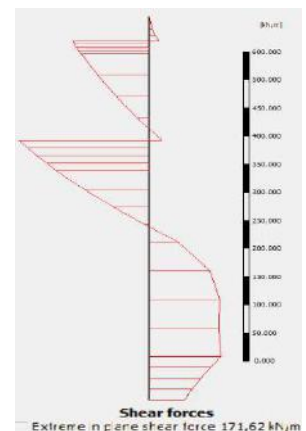
Figure 4.93. Phase 7 : Obtention de coefficient de sécurité Figure 4.94. Phase 6 : Champ d'écoulement



a-moment

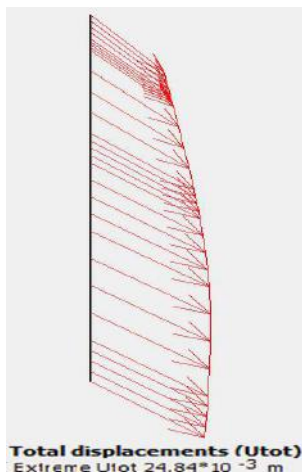


b- Force axiale

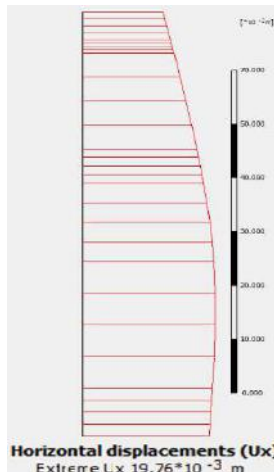


c- Effort tranchant

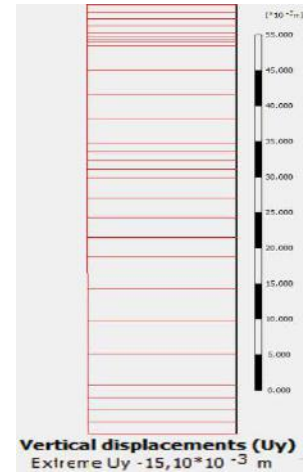
Figure 4.95. Phase 6 : Les efforts dans la paroi moulée.



a- Déplacement total



b- Déplacement horizontal



c- Déplacement vertical

Figure 4.96. Phase 6 : Le Déplacement dans la paroi moulée.

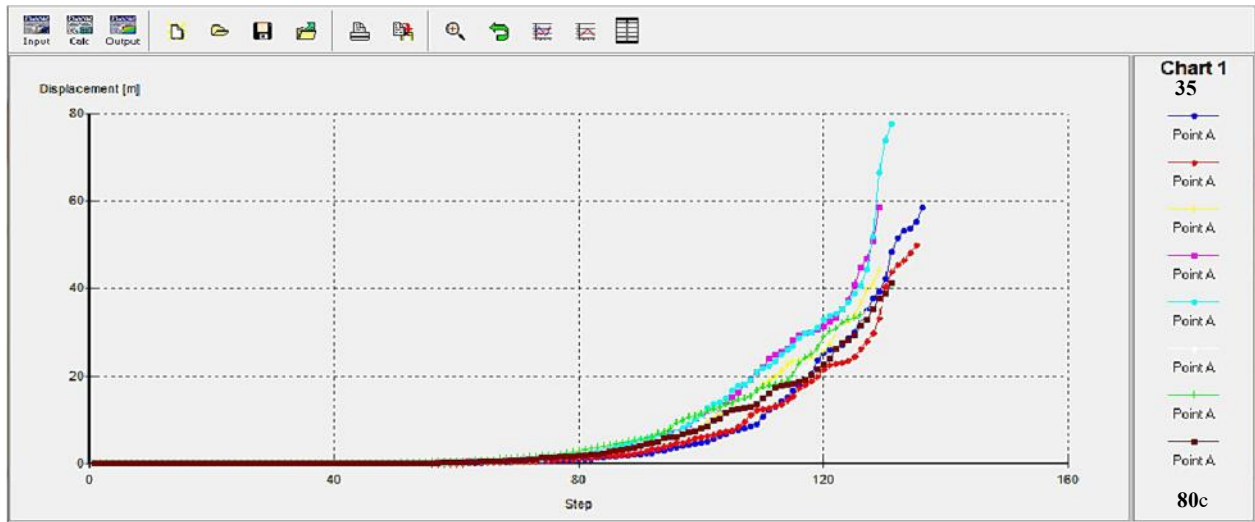


Figure 4. 97. Variation du déplacement total du modèle.

	Déplacement total /m	Déplacement Horizontal/m	Déplacement Vertical/m
EP 35	$35,33 \cdot 10^3$	$23,42 \cdot 10^3$	$34,94 \cdot 10^3$
EP 40	$35,34 \cdot 10^3$	$23,5 \cdot 10^3$	$34,95 \cdot 10^3$
EP 45	$35,35 \cdot 10^3$	$23,57 \cdot 10^3$	$34,96 \cdot 10^3$
EP 50	$35,35 \cdot 10^3$	$23,62 \cdot 10^3$	$34,96 \cdot 10^3$
EP 55	$35,35 \cdot 10^3$	$23,67 \cdot 10^3$	$34,97 \cdot 10^3$
EP 60	$35,37 \cdot 10^3$	$23,83 \cdot 10^3$	$34,98 \cdot 10^3$
EP 70	$35,38 \cdot 10^3$	$24,04 \cdot 10^3$	$35 \cdot 10^3$
EP 80	$35,4 \cdot 10^3$	$24,35 \cdot 10^3$	$35,03 \cdot 10^3$

Tableau 4.4. Variation des déplacements de la paroi en fonction de son épaisseur

	Moment fléchissant KN.M	Force axiale KN.M	Efforts tranchant KN.M
EP 35	-163,33	-205,33	117,43
EP 40	-206,8	-216,48	126,48
EP 45	-259,98	-228,06	138,46
EP 50	-280,44	-234,48	143,17
EP 55	-313,89	-243,19	150,33
EP 60	-340,84	-257,47	156,25
EP 70	-382,6	-271,37	165,37
EP 80	-410,74	-285,35	171,62

Tableau4.5. Forces du paroi moulée

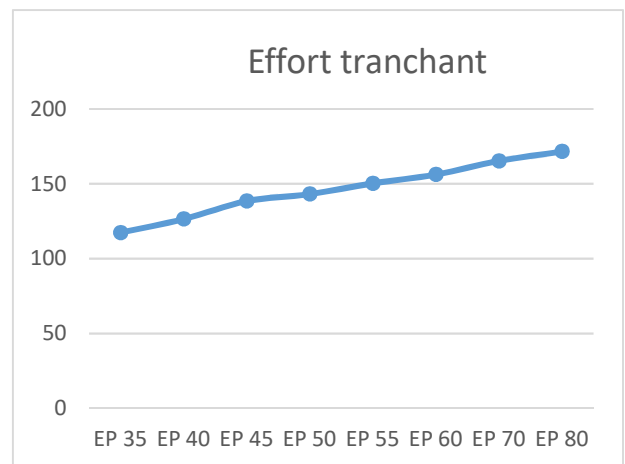
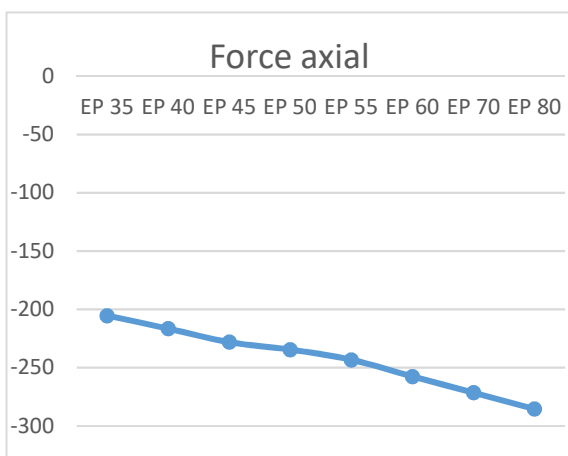
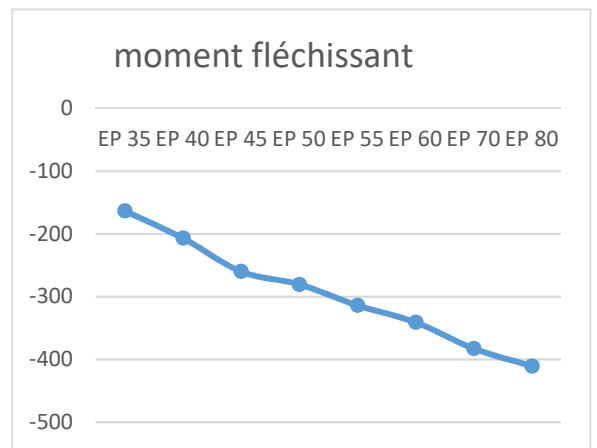
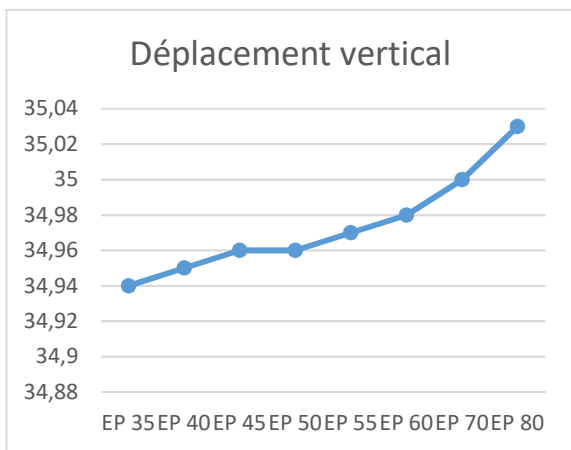
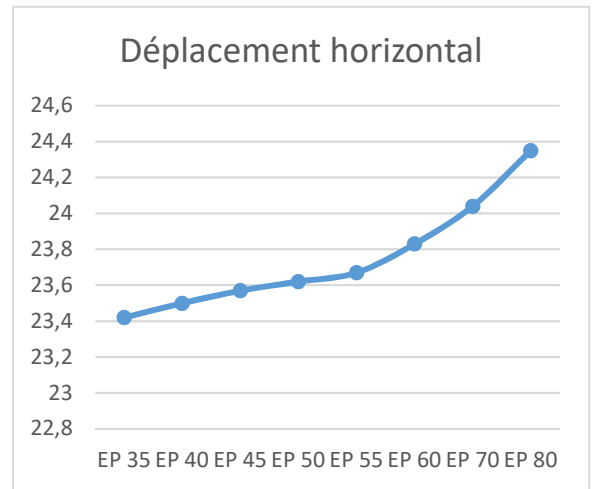
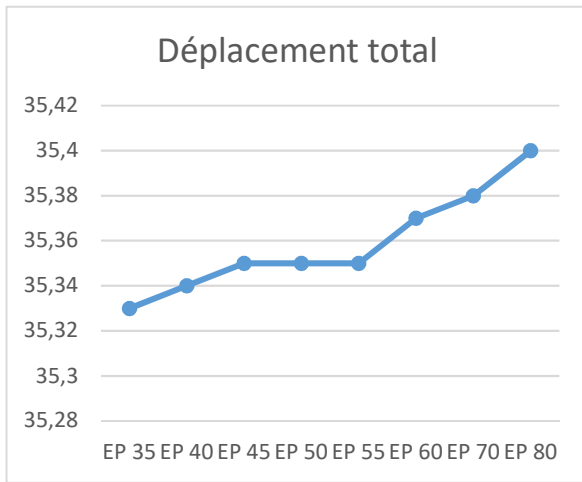


Figure 4.98. Diagrammes de déplacement et les forces

Discussion :

D'après les résultats présentés ci-dessus, on remarque que la variation de l'épaisseur de la paroi influe peu sur les déplacements verticaux et horizontaux mais influe beaucoup sur les efforts (moment de flexion, effort normal et effort tranchant). Cependant, son influence sur le coefficient de sécurité est faible. Ainsi, pour dimensionner notre paroi, on doit trouver un compromis entre le coût de réalisation et la sécurité de notre ouvrage. Pour cette raison on a choisi l'épaisseur 0.6 m de la paroi.

4.4.2. Effet de l'inclinaison du tirant :

Nous allons présenter les résultats de la variation de l'inclinaison du tirant du 0° ; 5° ; 10° ; 15° ; 20°

➤ **Pour l'inclinaison 0° :**

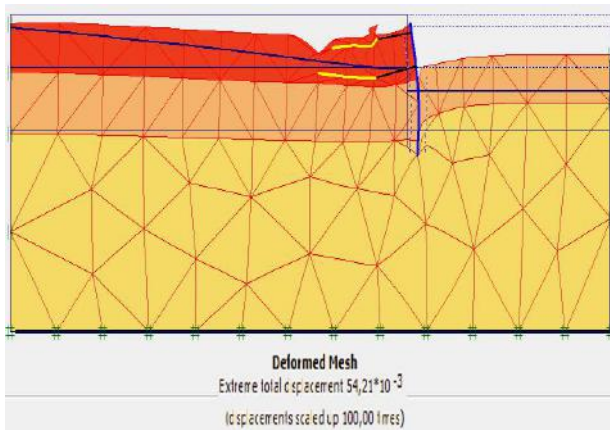


Figure 4.99 Phase 6 : Déformation de maillage.

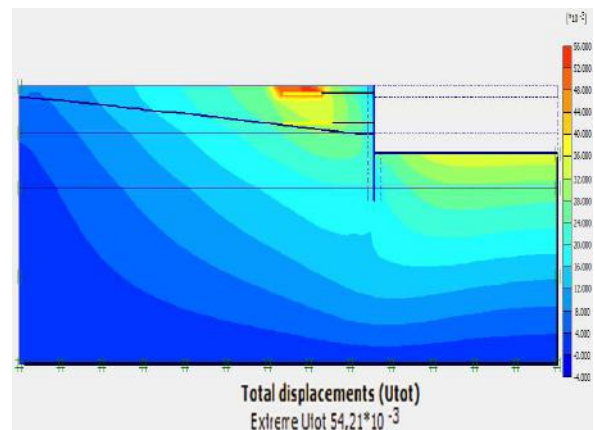


Figure 4.100 Phase 6 : Déplacement total.

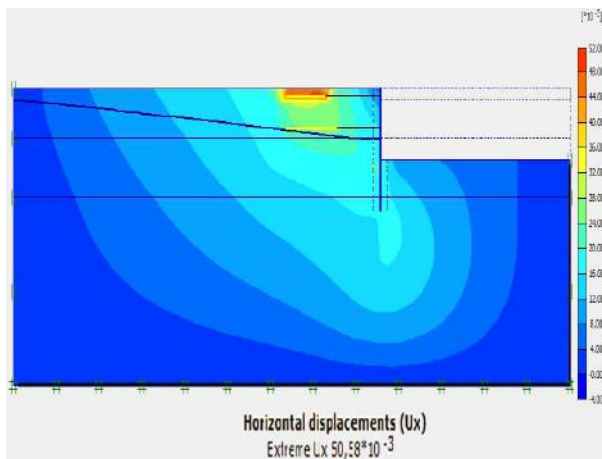


Figure 4.101. Phase 6 : déplacement Horizontal.

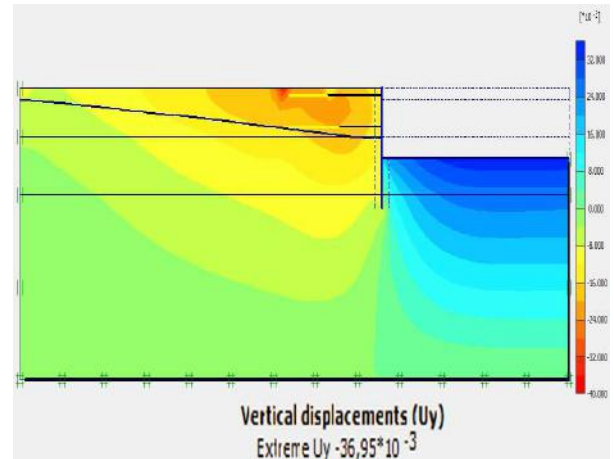


Figure 4.102. Phase 6 : déplacement Vertical.

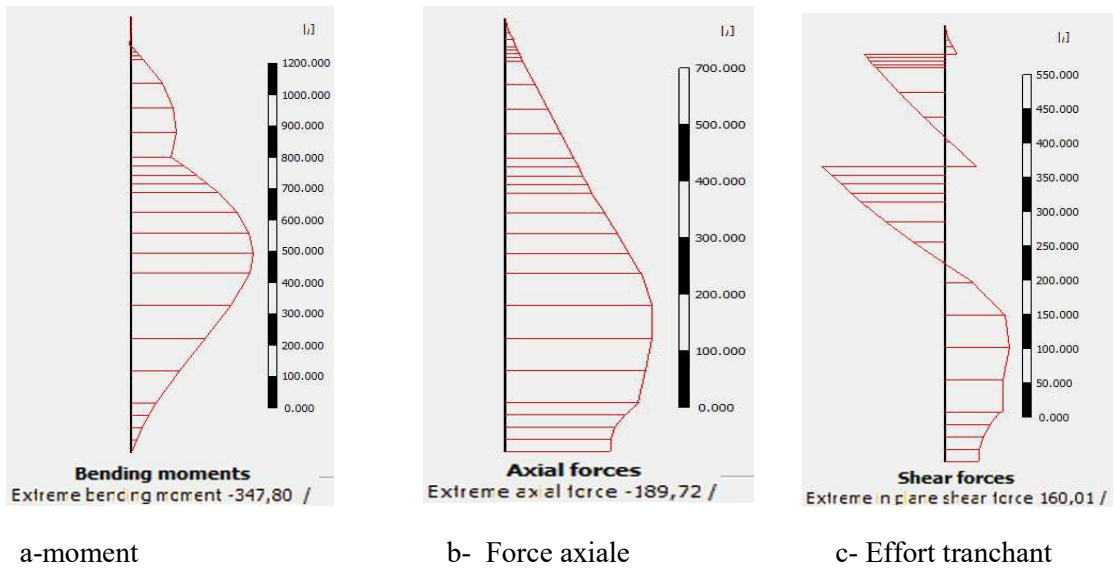


Figure 4.103.Phase 6 : Les efforts dans la paroi moulée.

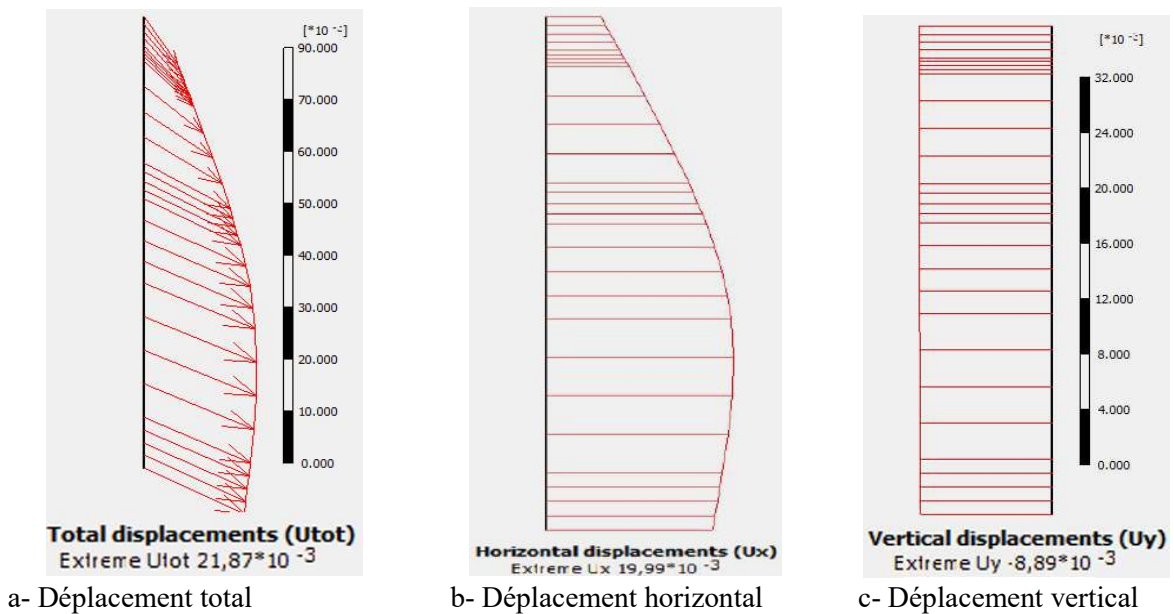


Figure 4.104. Phase 6 : Le Déplacement dans la paroi moulée.

Multipliers			
Step Info			
Step	56 of 56	Extrapolation factor	0,134
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,069
Multipliers			
	Incremental Multipliers		Total Multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp: 1,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA: 1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB: 1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight: 1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel: 0,000
Strenght reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf: 1,000
Time	Increment:	0,000	End time: 0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time: 0,000

Figure 4.105. Phase 7 : Obtention de coefficient de sécurité.

➤ Pour l'inclinaison 5° :

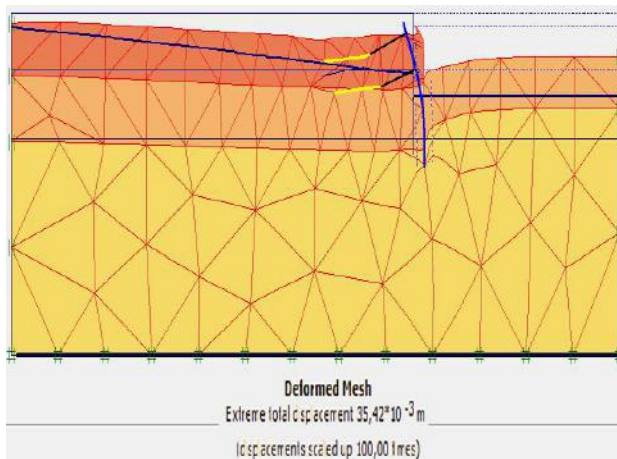


Figure 4.106. Phase 6 : Déformation de maillage.

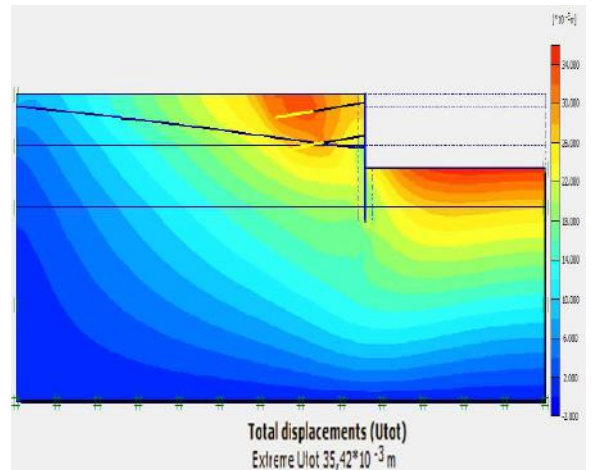


Figure 4.107. Phase 6 : Déplacement total.

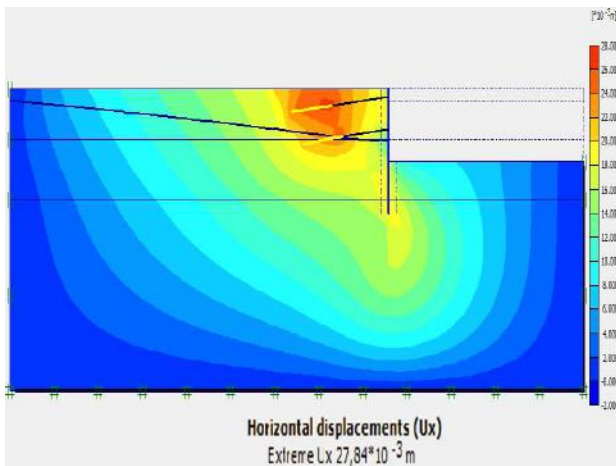


Figure 4.108. Phase 6 : déplacement Horizontal.

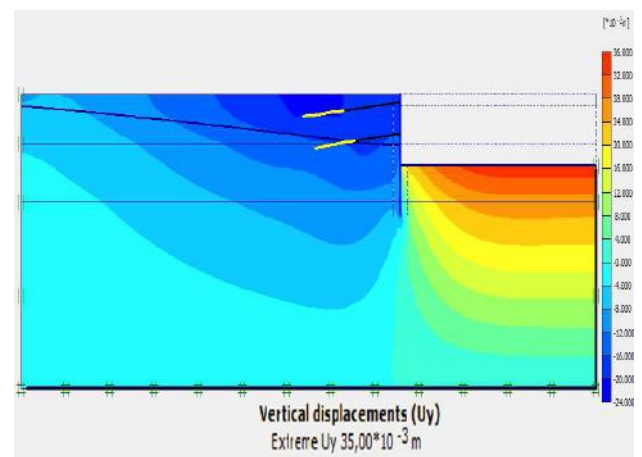


Figure 4.109. Phase 6 : déplacement Vertical.

Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info					
Step	134 of 134	Extrapolation factor	2,000		
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000		
Multipliers					
		Incremental Multipliers		Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	1,000	
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA:	1,000	
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB:	1,000	
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight:	1,000	
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel:	0,000	
Strenght reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf:	1,691	
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	

Figure 4.110. Phase 7 : Obtention de coefficient de sécurité.

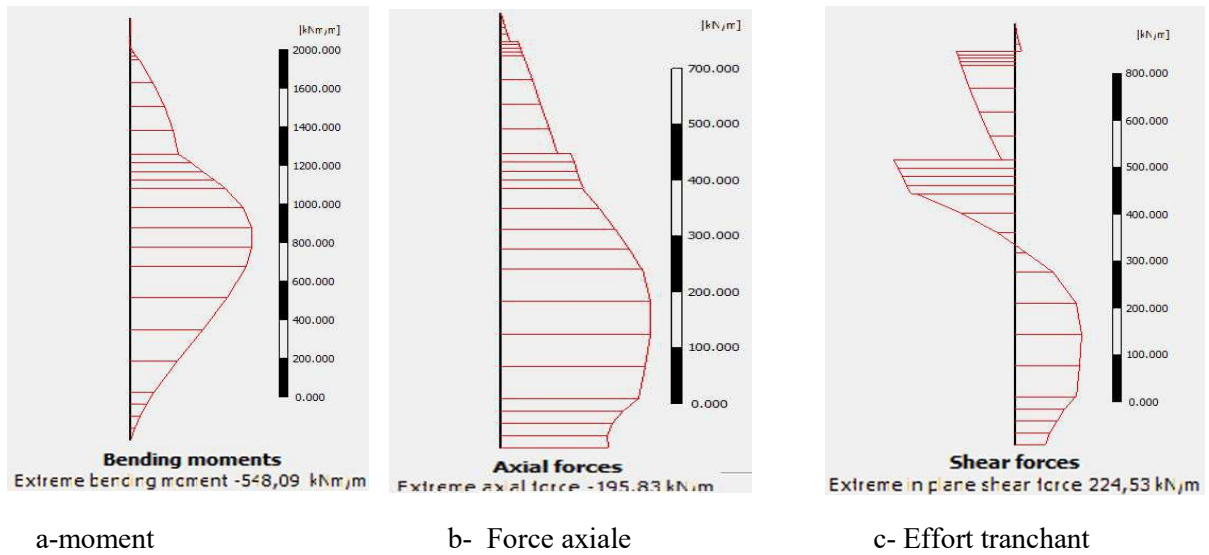


Figure 4.111. Phase 6 : Les efforts dans la paroi moulée.

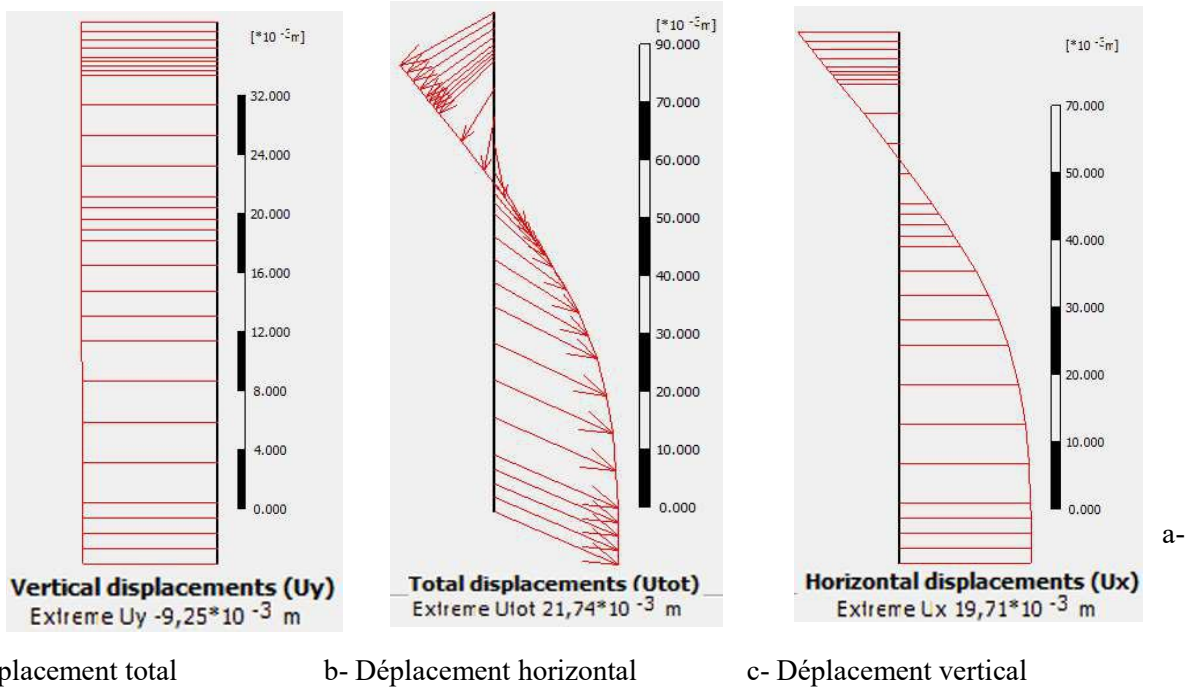
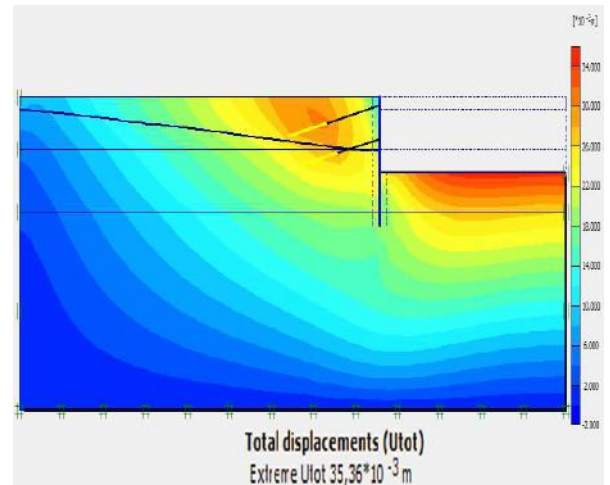
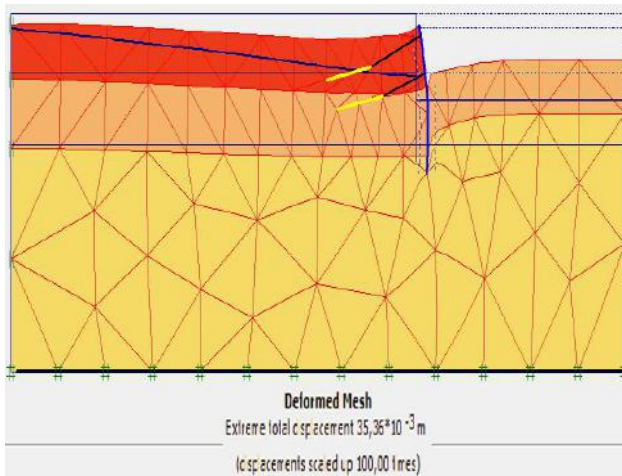


Figure 4.112. Phase 6 : Le Déplacement dans la paroi moulée.

➤ Pour l'inclinaison 10 ° :



➤ **Figure 4.113. Phase 6 : Déformation de maillage. Figure 4.114. Phase 6 : Déplacement total.**

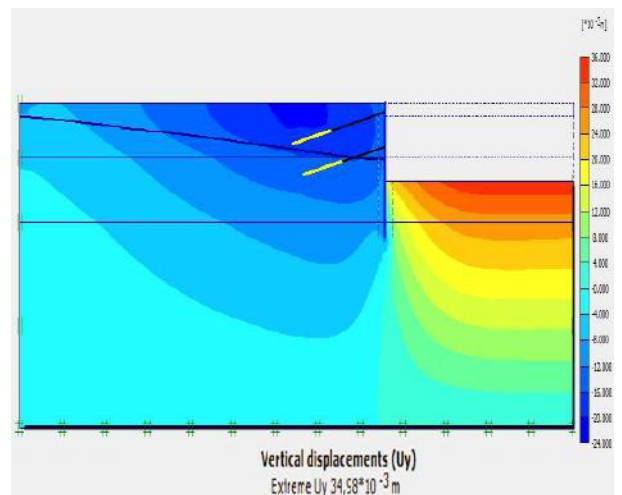
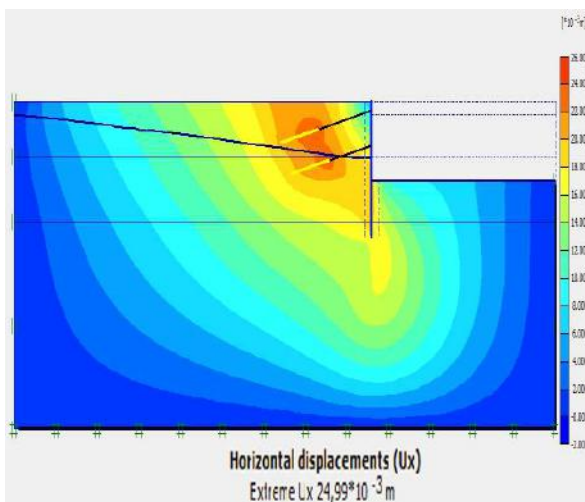
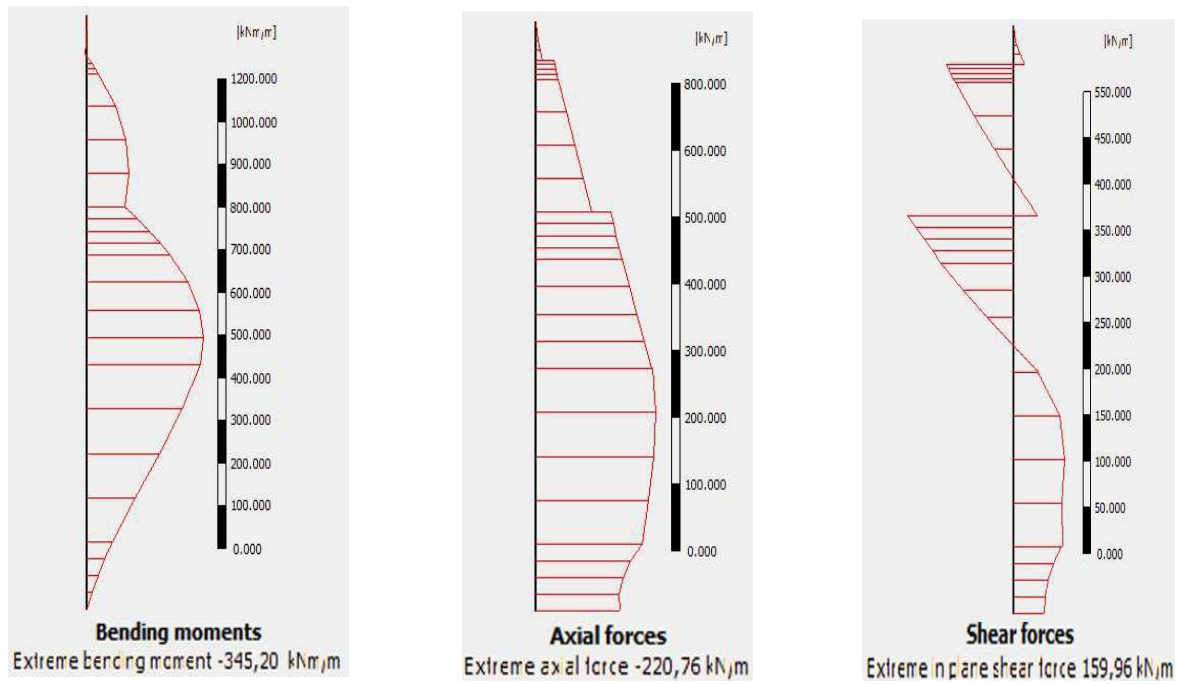


Figure 4.115.Phase 6 : déplacement Horizontal. Figure 4.116.Phase 6 : déplacement Vertical.

Step Info			
Step	132 of 132	Extrapolation factor	2,000
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000
Multipliers			
	Incremental Multipliers		Total Multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp: 1,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA: 1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB: 1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight: 1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel: 0,000
Strenght reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf: 1,774
Time	Increment:	0,000	End time: 0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time: 0,000

Figure 4.117.Phase 7 : Obtention de coefficient de sécurité.

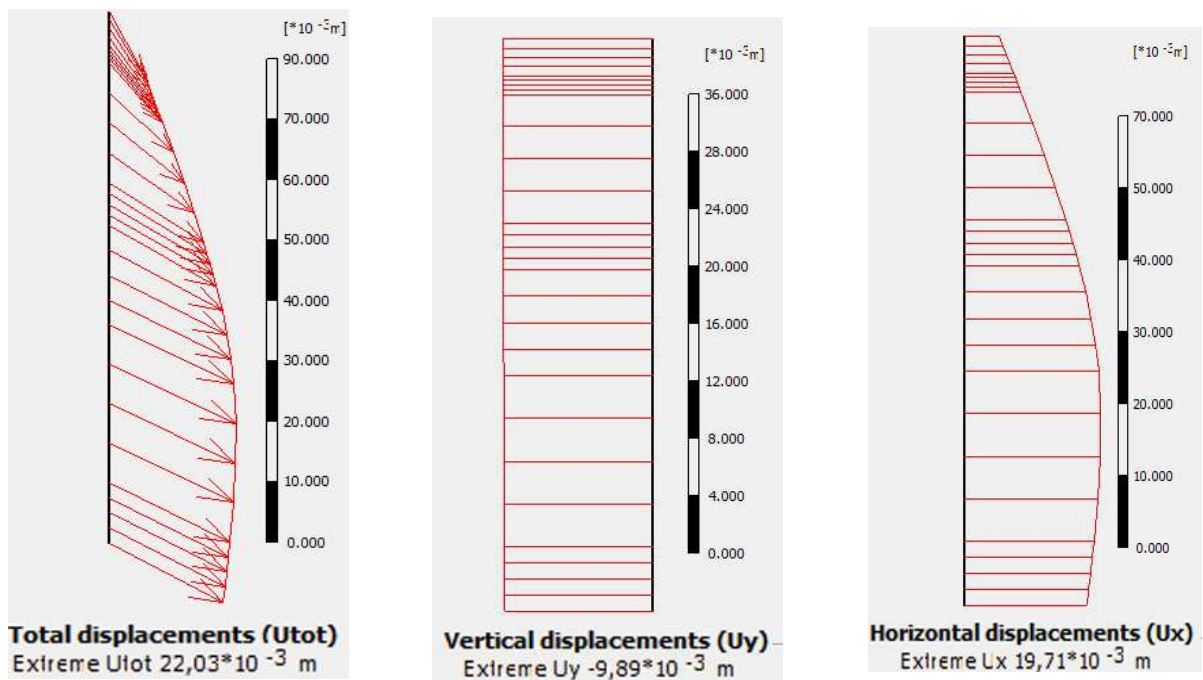


a-moment

b- Force axiale

c- Effort tranchant

Figure 4.118. Phase 6 : Les efforts dans la paroi moulée.



a- Déplacement total

b- Déplacement horizontal

c- Déplacement vertical

Figure 4.119. Phase 6 : Le Déplacement dans la paroi moulée.

➤ Pour l'inclinaison 15 ° :

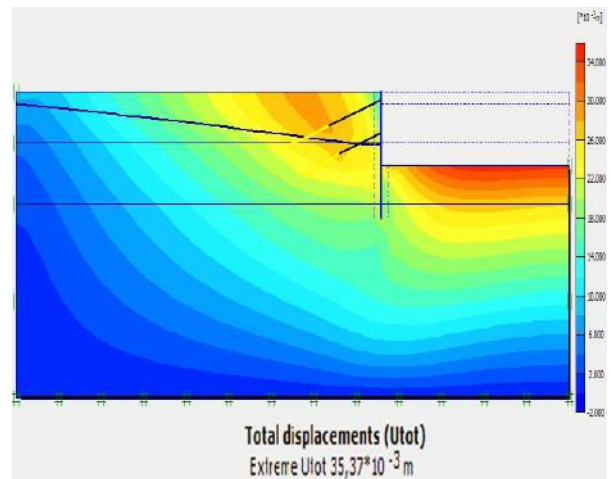
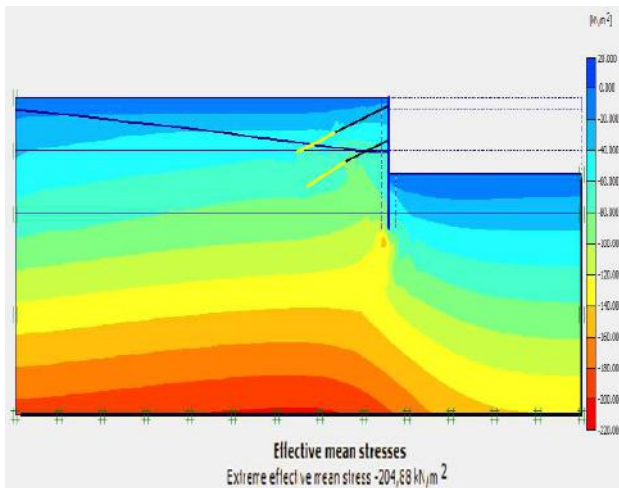


Figure 4.120 Phase 6 : Déformation de maillage.

Figure 4.121 Phase 6 : Déplacement total

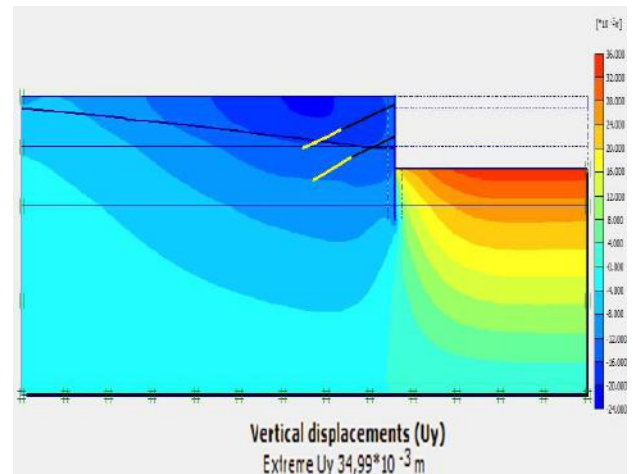
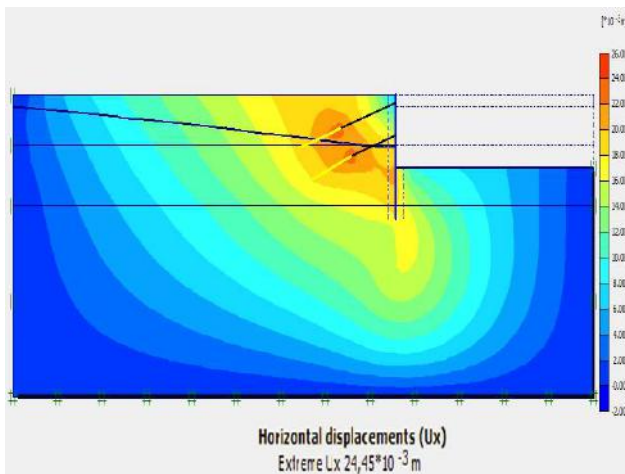


Figure 4.122 Phase 6 : déplacement Horizontal. Figure 4.123. Phase 6 : déplacement Vertical.

Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info		Step	130 of 130	Extrapolation factor	1,000
Multipliers		PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000
		Incremental Multipliers		Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	1,000	
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA:	1,000	
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB:	1,000	
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight:	1,000	
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel:	0,000	
Strength reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf:	1,798	
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	

Figure 4.124.Phase 7 : Obtention de coefficient de sécurité.

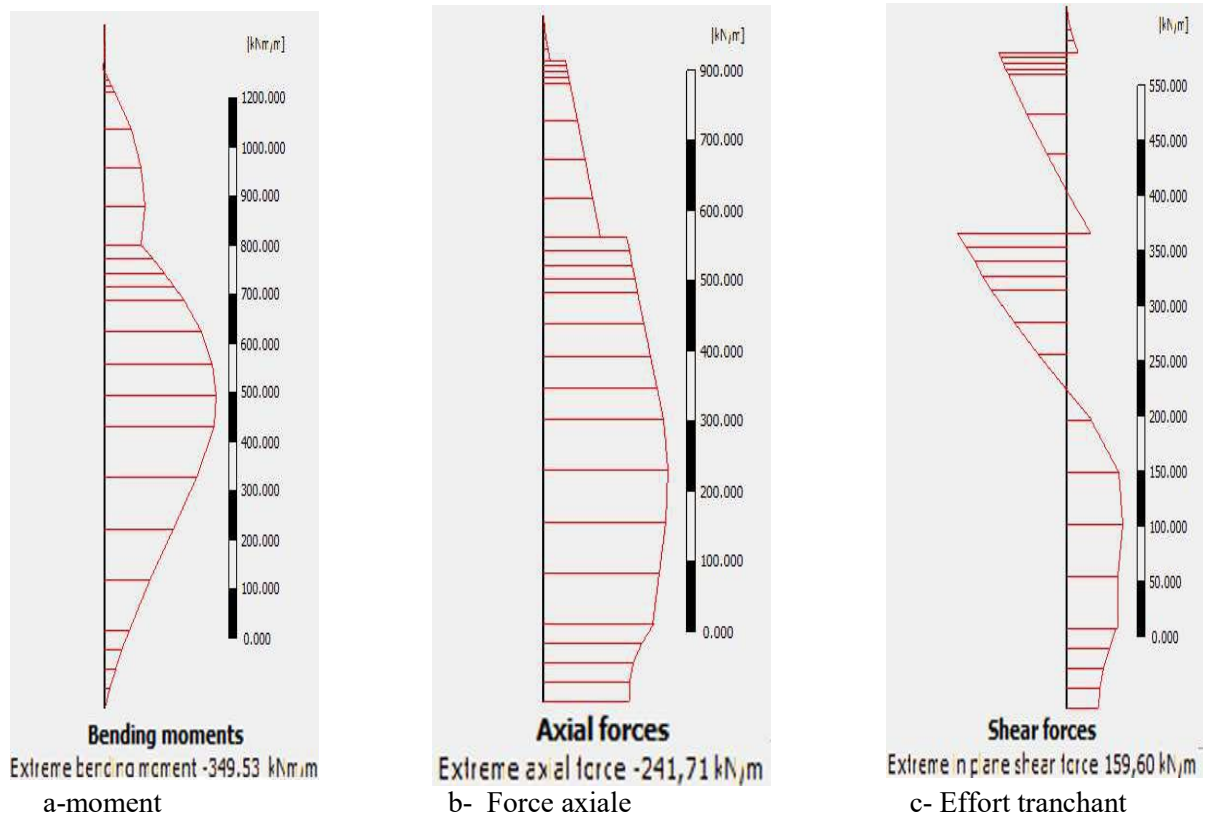


Figure 4.125. Phase 6 : Les efforts dans la paroi moulée.

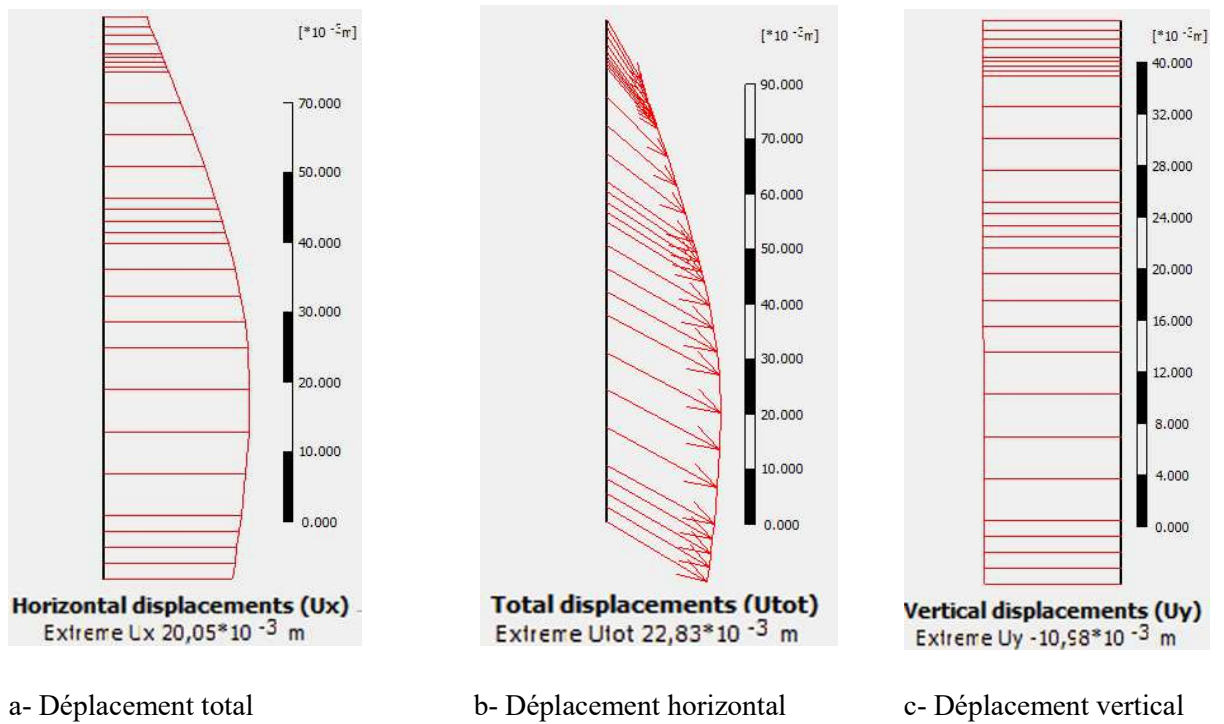


Figure 4.126.Phase 6 : Le Déplacement dans la paroi moulée

➤ Pour l'inclinaison 20 ° :

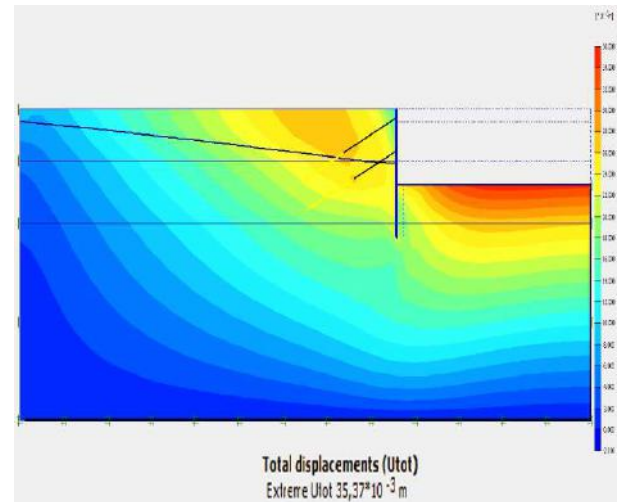
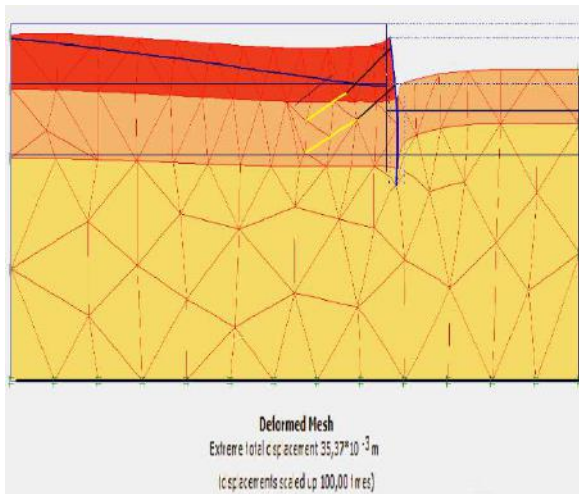


Figure 4.127. Phase 6 : Déformation de maillage. Figure 4.128. Phase 6 : Déplacement total.

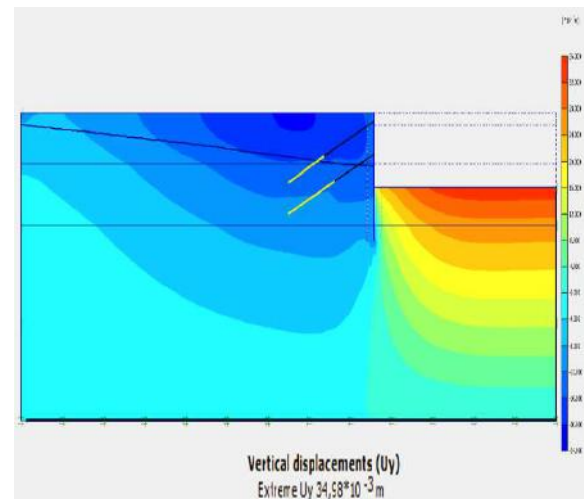
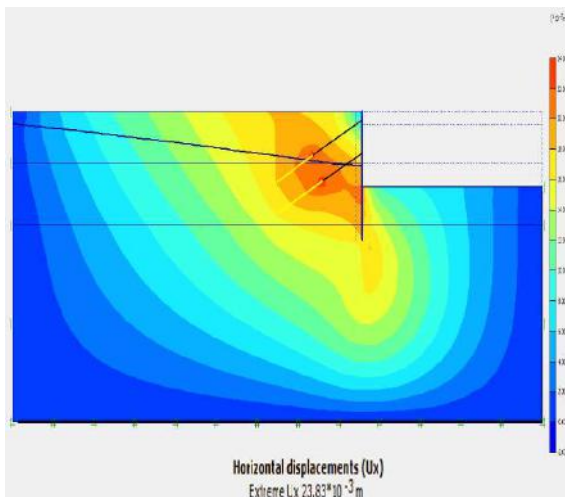


Figure 4.129. Phase 6 : déplacement Horizontal. Figure 4.130. Phase 6 : déplacement Vertical.

Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info					
Step	129 of 129	Extrapolation factor	2,000		
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000		
Multipliers					
	Incremental Multipliers		Total Multipliers		
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	1,000	
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA:	1,000	
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB:	1,000	
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight:	1,000	
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel:	0,000	
Streight reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf:	1,841	
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	

Figure 4.131. Phase 7 : Obtention de coefficient de sécurité.

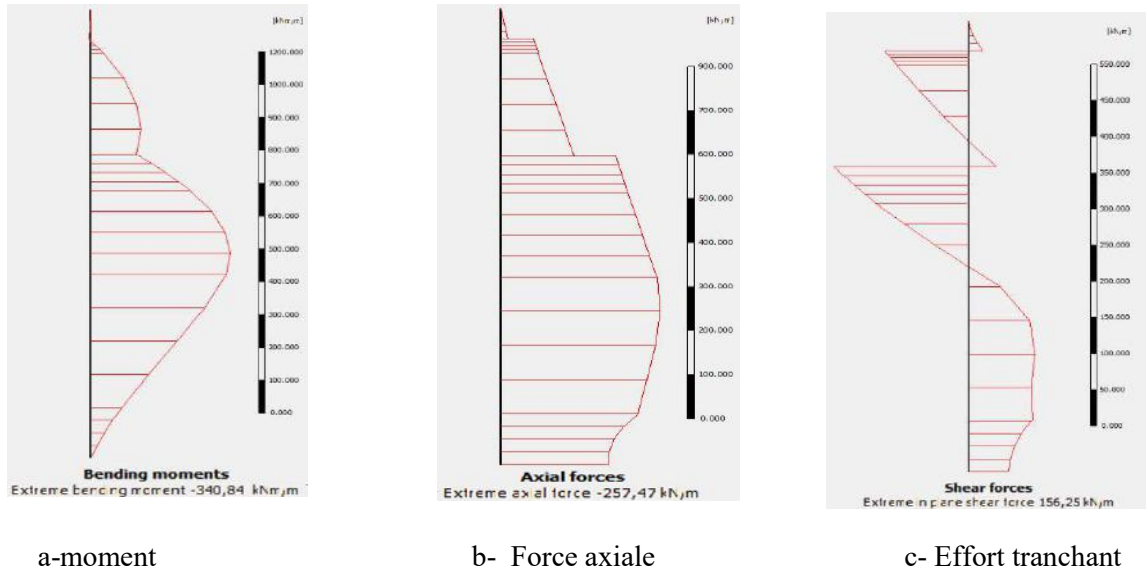


Figure 4.132.Phase 6 : Les efforts dans la paroi moulée.

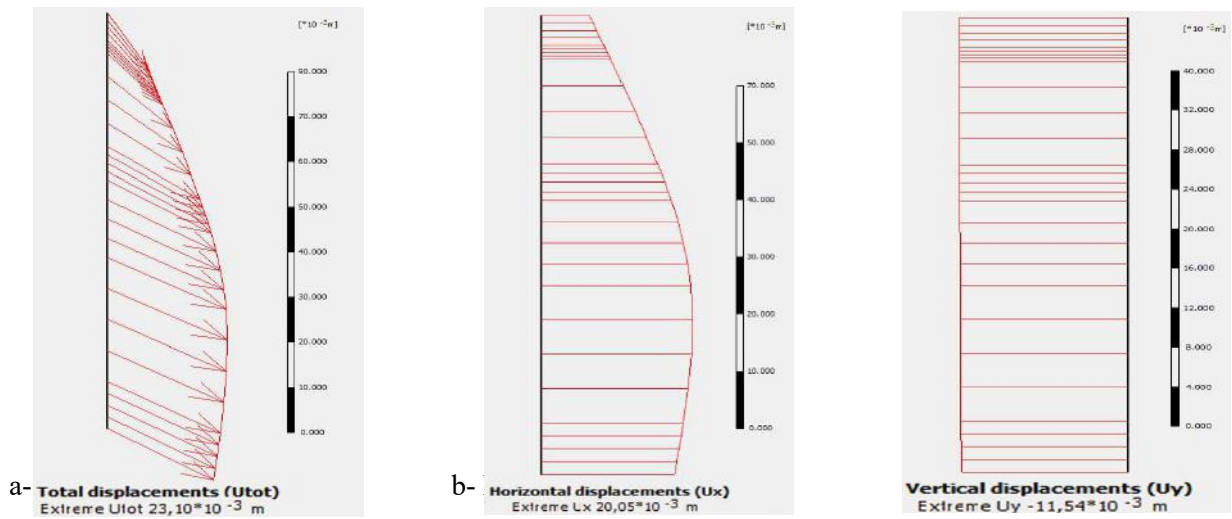


Figure 4.133. Phase 6 : Le Déplacement dans la paroi moulée.

❖ Les résultats de calcul et les diagrammes de déplacement du paroi et les forces moulée en fonction de l'inclinaison du tirants d'ancrages (0° ; 5° ; 10° ; 15° , 20°).

	déplacement total	déplacement horizontal	déplacement vertical
angle 0°	21,87	19,99	8,89
angle 5°	21,74	19,71	9,25
angle 10°	22,03	19,71	9,89
angle 15°	22,83	20,05	10,89
angle 20°	23,10	20,50	11,54

Tableau 4.6. Variation du déplacement de la paroi moulée en fonction de l'inclinaison des tirants

	Moment fléchissant KN.M	Force axial KN.M	Efforts tranchant KN.M
Angle 0°	-347,8	189,72	160,01
Angle 5°	-548,09	195,83	224,53
Angle 10°	-345,2	220,76	159,96
Angle 15°	-349,53	241,71	159,6
Angle 20°	-344,84	257,47	156,25

Tableau4.7. Forces du paroi moulée

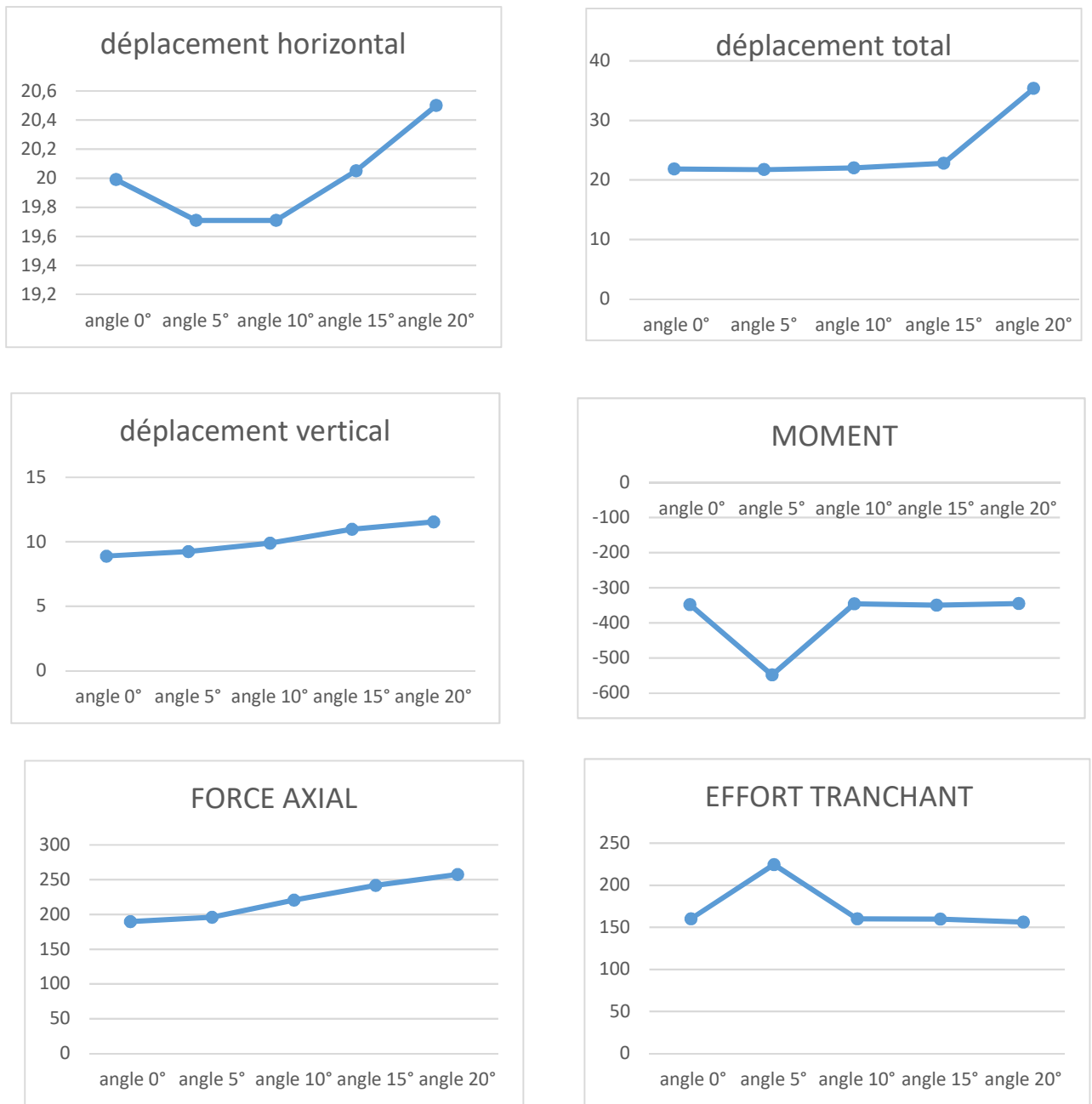


Figure 4.134. Diagrammes de déplacement et les forces

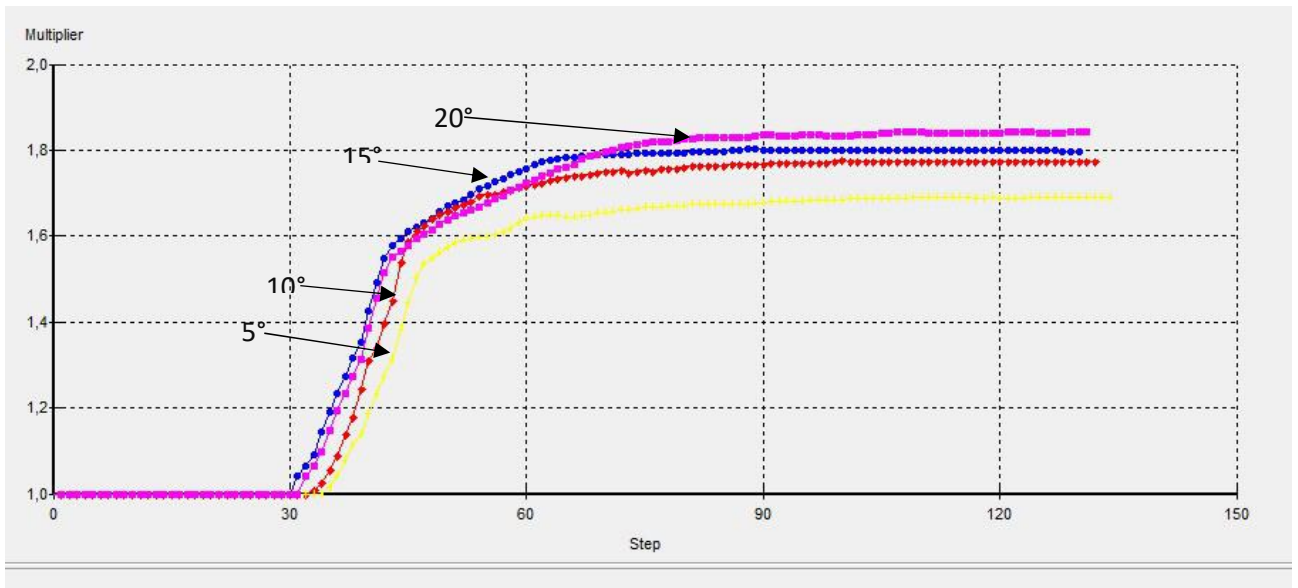


Figure 4.135. Diagramme de coefficient de sécurité en fonction de l'inclinaison.

Discussion

D'après les résultats présentés ci-dessus, on remarque que la variation de l'inclinaison des tirants d'ancrages influe peu sur les déplacements verticaux et horizontaux mais influe beaucoup sur les efforts (moment de flexion, effort normal et effort tranchant). Cependant, son influence sur le coefficient de sécurité est très importante. Pour cette raison on a choisi l'inclinaison de 20° car elle nous donne le plus grand coefficient de sécurité.

4.4.3. Effet de la précontrainte :

Nous allons présenter les résultats de l'effet de la précontrainte sur le comportement de notre ouvrage : $F1 = F2 = 0$ KN/m ; ($F1 = 50$; $F2 = 100$ KN/m) ; ($F1 = 100$; $F2 = 100$ KN/m) .

➤ **Pour $F = 0$ KN/m (sans précontrainte) :**

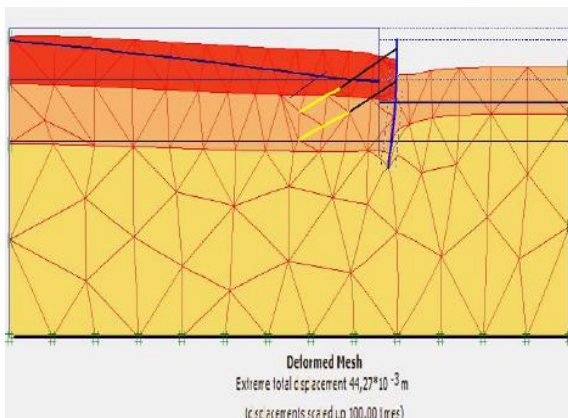


Figure 4.136.Phase 6 : Déformation de maillage.

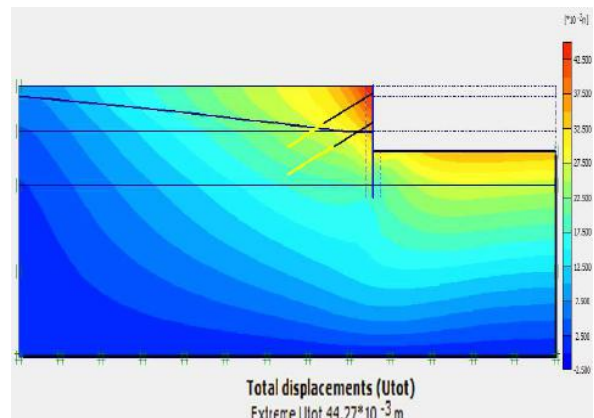


Figure 4.137.Phase 6 : Déplacement total

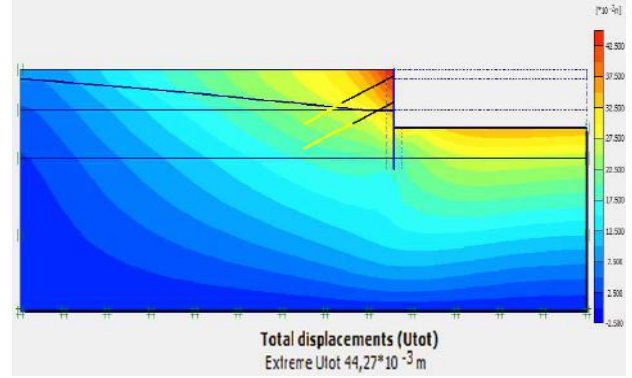
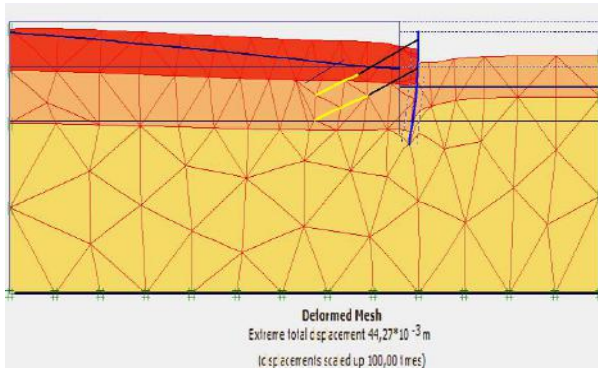
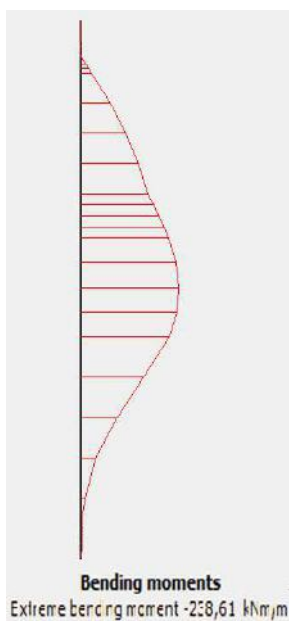


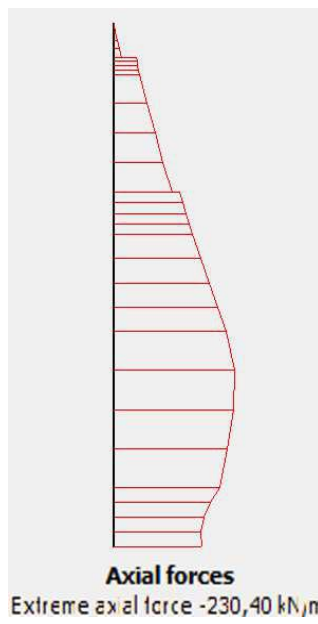
Figure 4.138 Phase 6 : déplacement Horizontal. Figure 4.139 Phase 6 : déplacement Vertical.

Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info					
Step	128 of 128	Extrapolation factor	1,000		
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000		
Multipliers					
	Incremental Multipliers		Total Multipliers		
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	1,000	
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA:	1,000	
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB:	1,000	
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight:	1,000	
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel:	0,000	
Strenght reduction factor	Msf:	0,001	Σ -Msf:	1,842	
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	

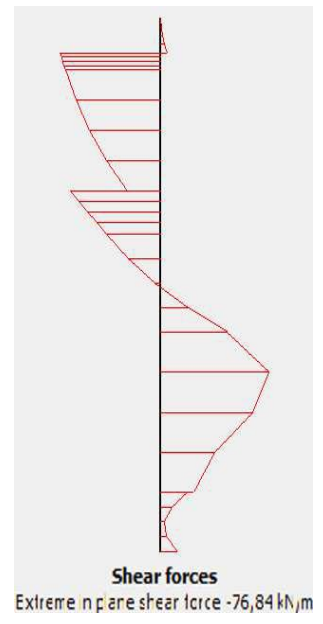
Figure 4.140.Phase 7 : Obtention de coefficient de sécurité.



a-moment

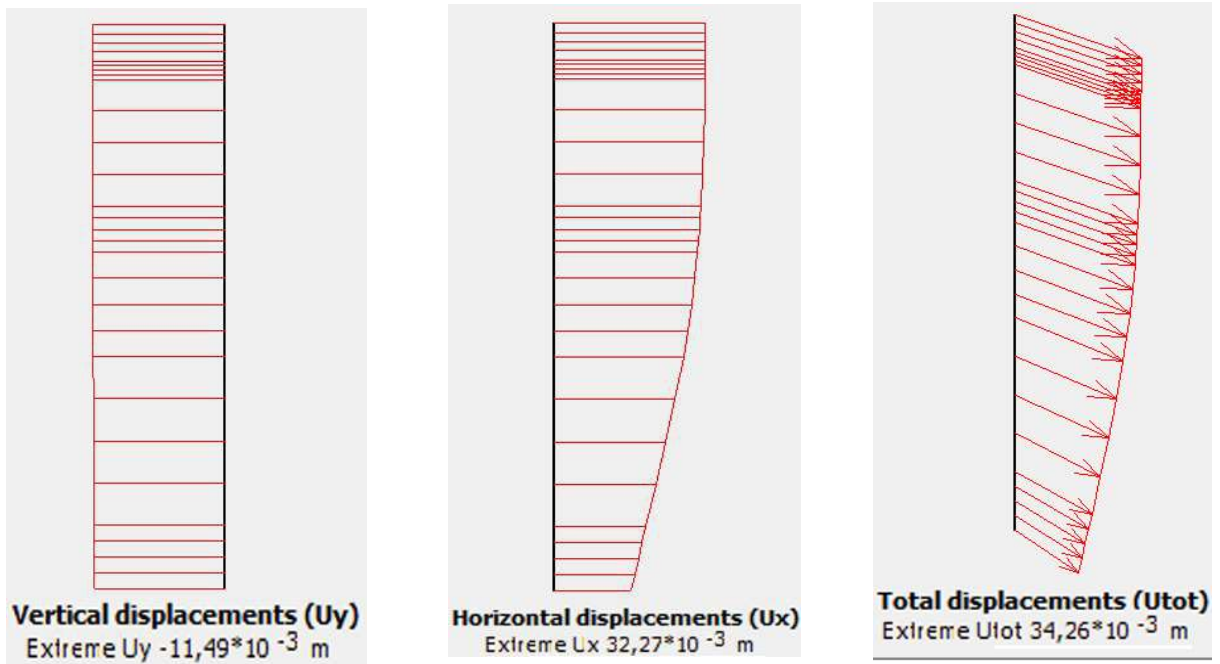


b- Force axiale



c- Effort tranchant

Figure 4.141. Phase 6 : Les efforts dans la parois moulée.



a- Déplacement total

b- Déplacement horizontal

c- Déplacement vertical

Figure 4.142. Phase 6 : Le Déplacement dans la paroi moulée

➤ **Pour $F = (50 ; 100)$ KN/m :**

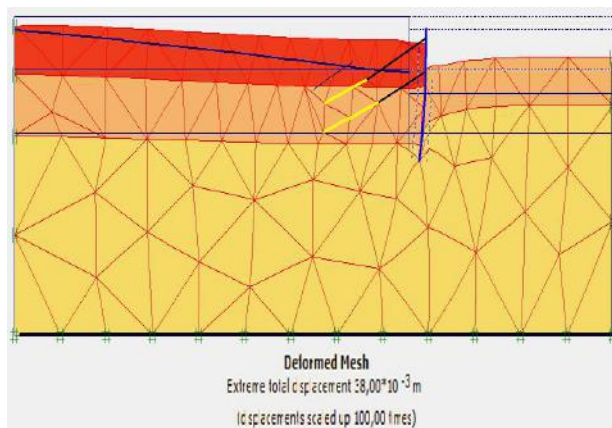


Figure 4.143.Phase 6 : Déformation de maillage.

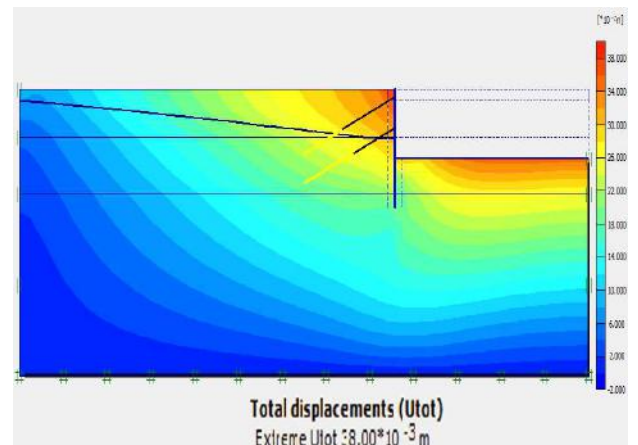


Figure 4.144.Phase 6 : Déplacement total.

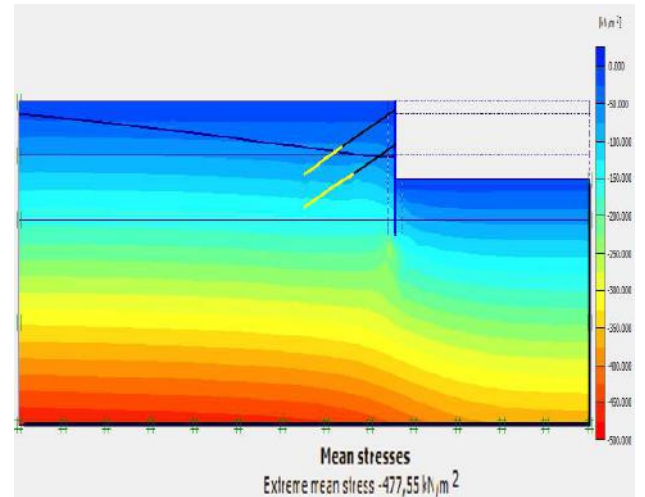
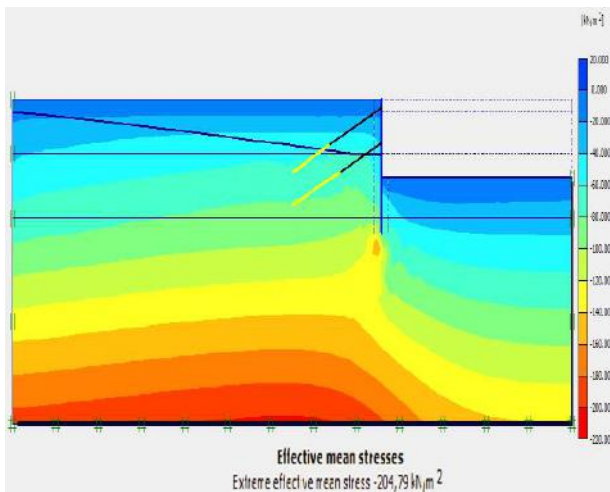


Figure 4.145.Phase 6 : déplacement Horizontal. Figure 4.146.Phase 6 : déplacement Vertical.

Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info					
Step	129 of 129	Extrapolation factor	0,500		
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000		
Multipliers					
	Incremental Multipliers		Total Multipliers		
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	1,000	
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA:	1,000	
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB:	1,000	
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight:	1,000	
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel:	0,000	
Strenght reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf:	1,841	
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	

Figure 4.147.Phase 7 : Obtention de coefficient de sécurité.

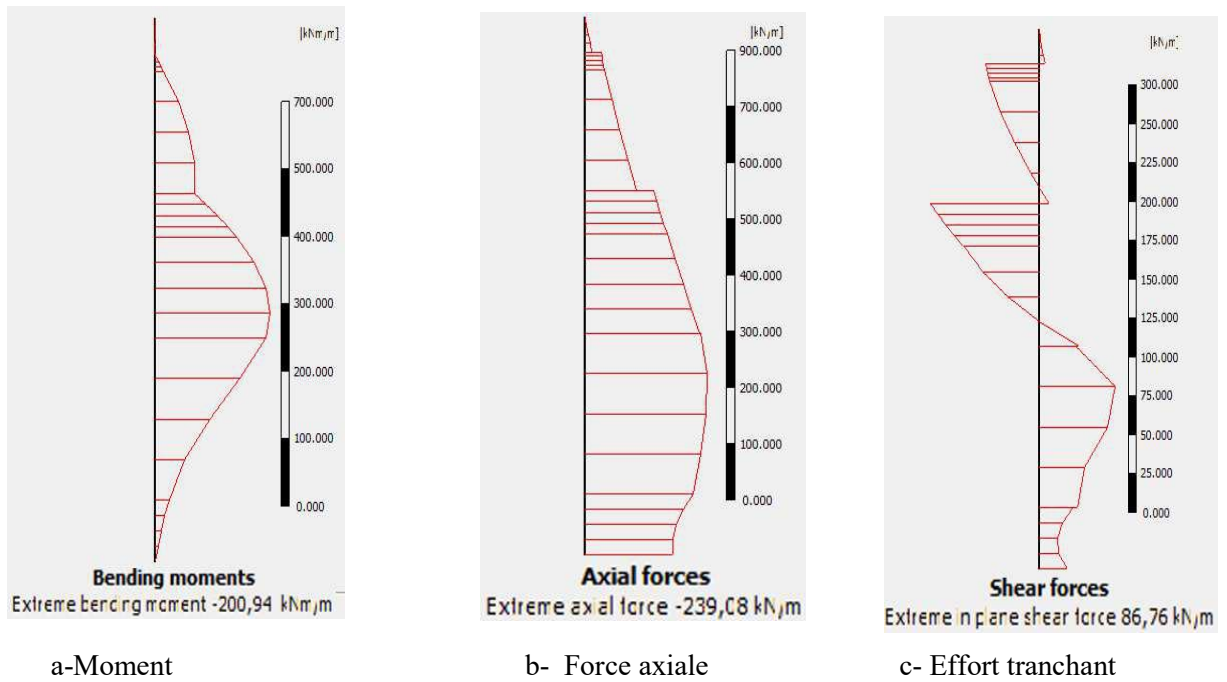


Figure 4.148.Phase 6 : Les efforts dans la paroi moulée.

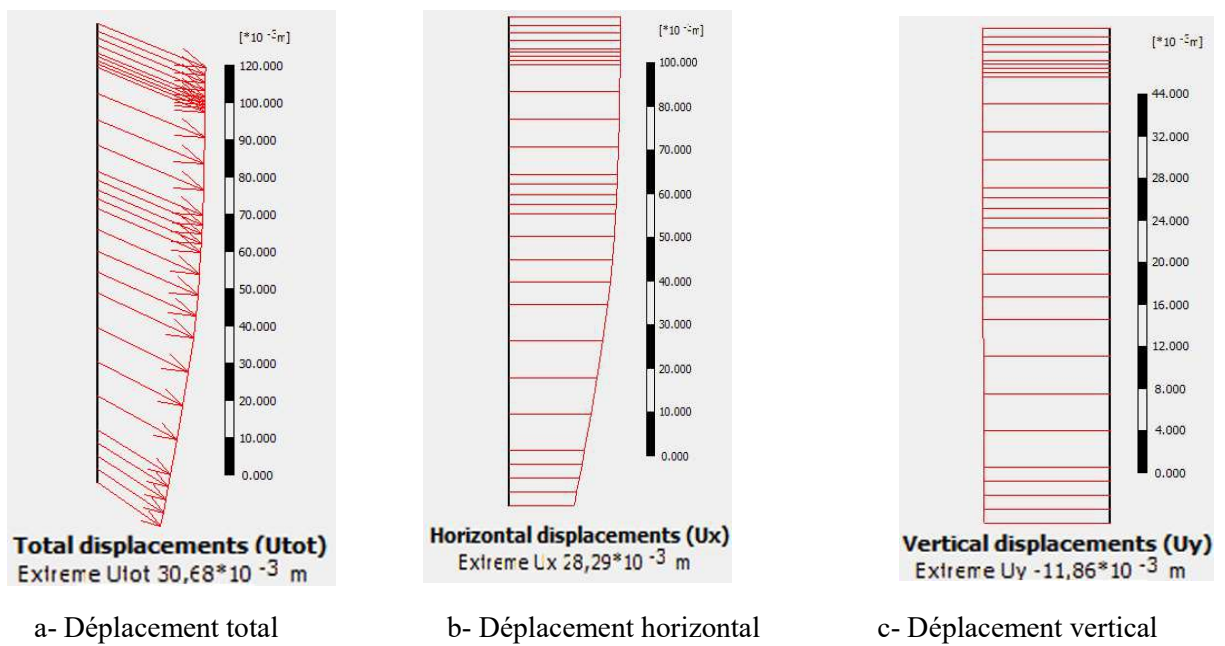


Figure 4.149Phase 6 : Le Déplacement dans la paroi moulée

➤ Pour $F = (100 ; 100) \text{ KN/m}$:

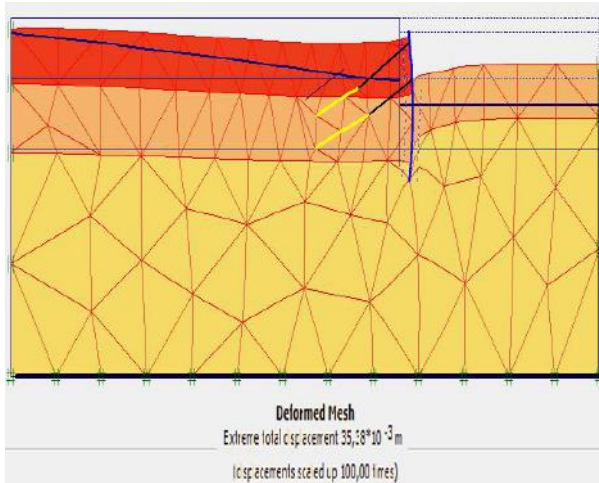


Figure 4.150 Phase 6 : Déformation de maillage.

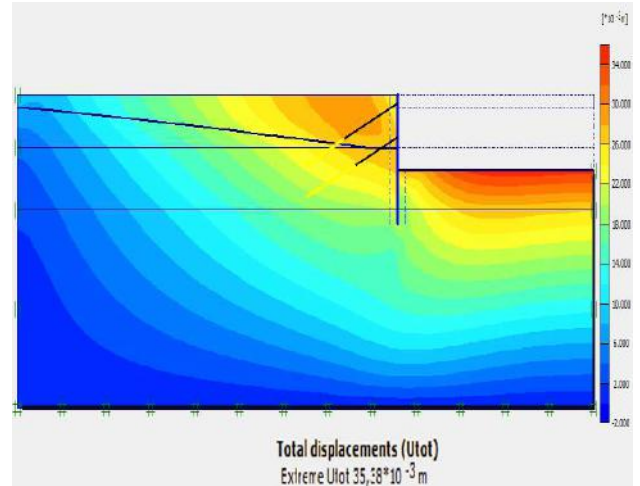


Figure 4.151 Phase 6 : Déplacement total.

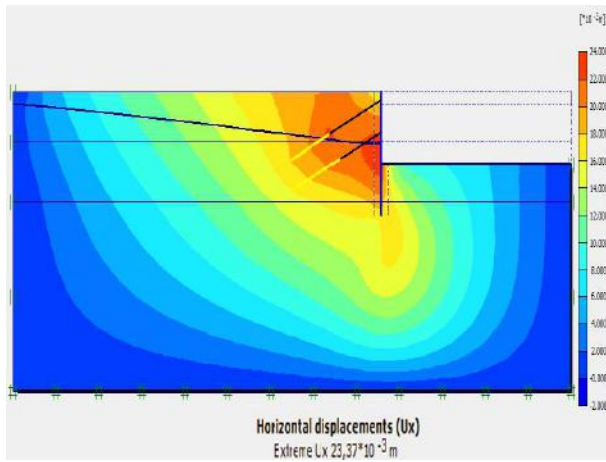


Figure 4.152.Phase 6 : déplacement Horizontal.

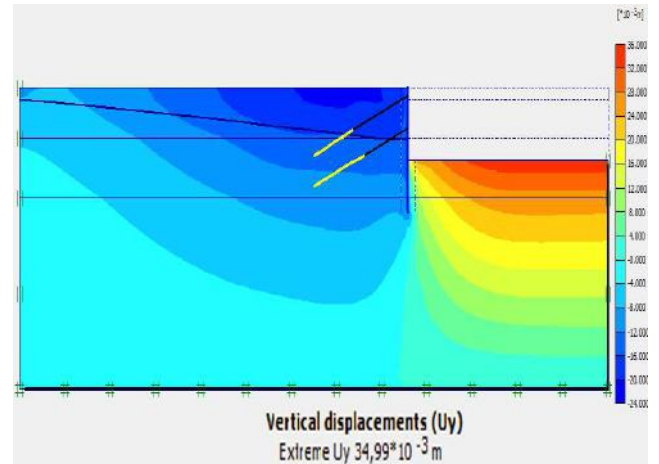


Figure 4.153.Phase 6 : déplacement Vertical.

Multipliers			
Step Info			
Step	126 of 126	Extrapolation factor	2,000
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000
Multipliers			
	Incremental Multipliers		Total Multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp: 1,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA: 1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB: 1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight: 1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel: 0,000
Strength reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf: 1,841
Time	Increment:	0,000	End time: 0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time: 0,000

Figure 4.154.Phase 7 : Obtention de coefficient de sécurité.

	déplacement total	déplacement horizontal	déplacement vertical
F =0 KN	43,3	32,92	29,01
F = 50-100 KN	30,68	28,29	11,86
F = 100-100 KN	25,82	22,96	11,86
F = 120-200 KN	35,37	20,50	11,54

Tableau 4.8. Variation du déplacement de la paroi moulée en fonction de la précontrainte

	Moment fléchissant KN.M	Force axiale KN.M	Efforts tranchant KN.M
F =0 KN	-238,61	230,40	76,82
F = 50-100 KN	-200,94	239,08	86,76
F = 100-100 KN	-301,00	250,58	100,57
F = 120-200 KN	-349,53	257,47	156,25

Tableau4.9. Forces du paroi moulée

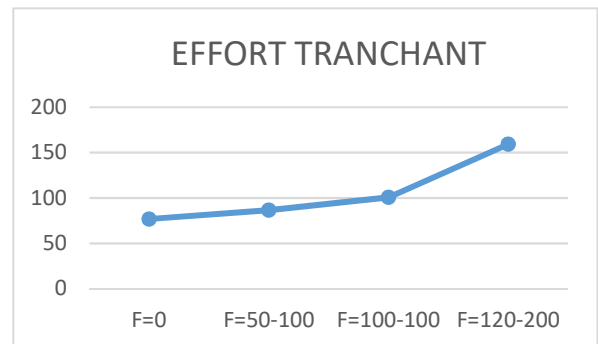
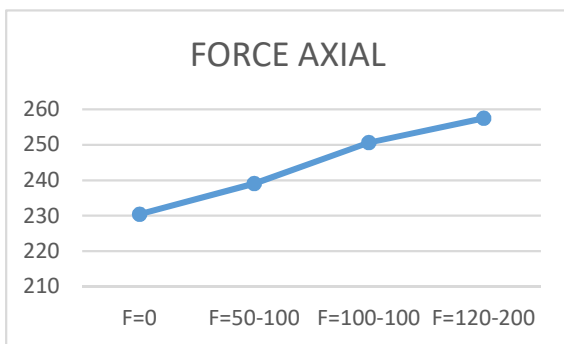
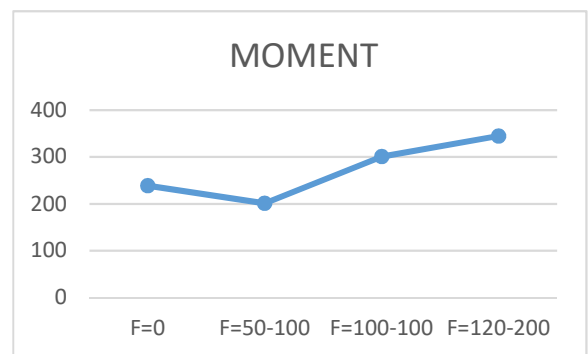
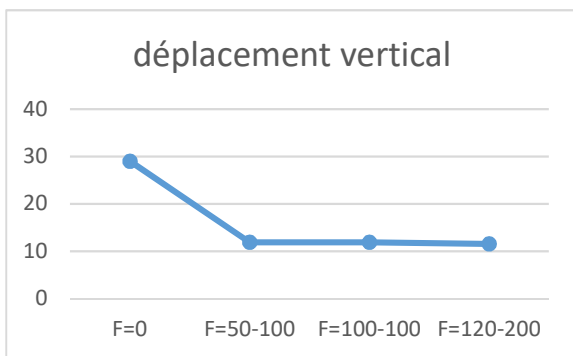
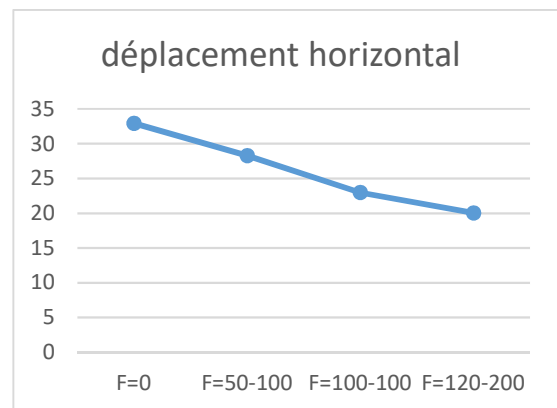
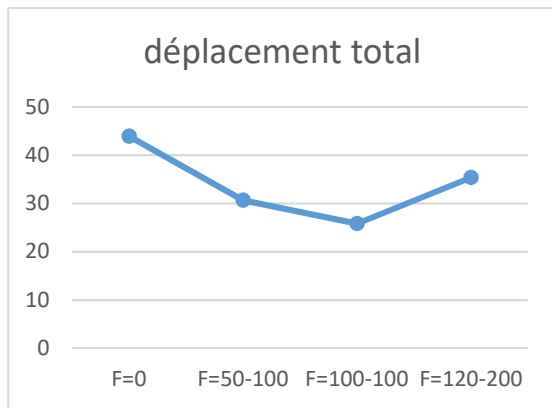


Figure 4.157. Diagrammes de déplacement et les forces

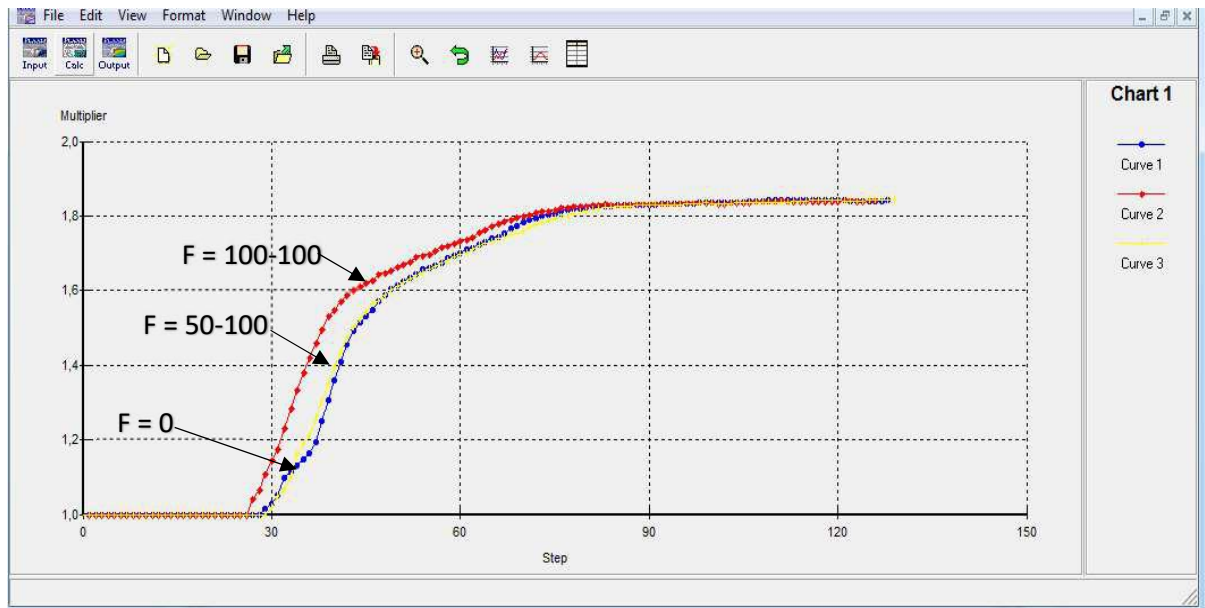


Figure 4.158. Diagramme de coefficient de sécurité en fonction de la précontrainte

Discussion :

D'après les résultats présentés ci-dessus, on remarque que la variation de la précontrainte au niveau des tirants d'ancrages influe peu sur les déplacements verticaux mais il influe sur les déplacements horizontaux. Cependant elle influe beaucoup sur les efforts (moment de flexion, effort normal et effort tranchant). Concernant le coefficient de sécurité, on a remarqué une augmentation avec l'augmentation de la précontrainte. Ainsi, pour dimensionner notre paroi, on doit trouver un compromis entre le cout de réalisation et la sécurité de notre ouvrage. Pour cette raison, on a choisi la pression de précontrainte sur les deux tirants suivantes : $F_1 = 120 \text{ KN}$, $F_2 = 200 \text{ KN}$.

Conclusions

Dans ce mémoire, une modélisation 2D numérique en éléments finis simulant les différentes étapes de réalisation d'une excavation de 12.40 m de profondeur afin de réaliser un grand hôtel en Lybie. Pour maintenir l'excavation, une paroi moulée avec des tirants d'ancrages a été réalisée. Les résultats obtenus à partir de la présente étude nous a permis de tirer les conclusions suivant l'influence d'un certain nombre de paramètres (épaisseur de la paroi moulée, inclinaison des tirants d'ancrages, précontraintes sur les tirants d'ancrages). A cet effet, on peut conclure ce qui suit :

- La variation de l'épaisseur de la paroi influe peu sur les déplacements verticaux et horizontaux, par contre on a constaté une augmentation des efforts (N, M, T). Son influence sur le coefficient de sécurité globale reste assez faible.
- La variation de l'inclinaison des tirants d'ancrages influe peu sur les déplacements verticaux et horizontaux de la paroi mais influent nettement sur les efforts (N, M, T) et le coefficient de sécurité de l'ouvrage.
- L'augmentation de la précontrainte au niveau des tirants d'ancrages influe peu sur les déplacements verticaux mais il influe nettement sur les déplacements horizontaux. Cependant, la précontrainte influe beaucoup sur les efforts (N, M, T) et sur le coefficient de sécurité.
- En prenant en compte des considérations de sécurité-coût, on peut prendre les paramètres suivant:
 - Epaisseur de la paroi = 0.6 m
 - Inclinaison des tirants = 20°
 - Précontraintes : $F_1 = 120 \text{ KN}$, $F_2 = 200 \text{ KN}$