

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA - BOUMERDES

Faculté de Technologie

Département : Génie civil



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme Master II

Filière : Génie Civil

Option: Géotechnique

Thème

Étude numérique bidimensionnelle et tridimensionnelle de l'effet du creusement d'un tunnel

Présenter par:

Mme MESTOUI ZAHIA

Encadré par :

MESSAFER Tahar

Co-Encadreur :

DJEDDI Fakhreddinne

Promotion : 2020/2021

Remerciement

Tout d'abord, je remercie le dieu le tout puissant qui m'a donné le courage, la santé et surtout la force et la volonté pour terminer mes études et pour arriver à ce jour.

On remercie mon encadreur monsieur **Messafer Tahar** pour avoir encadré mon mémoire, et l'expression de ma profonde gratitude pour ses orientations, ses encouragements et son suivi le long de ce travail, son souci du détail et ses grandes qualités humaines qui m'ont apporté un grand soutien scientifique et moral, qui a fait tout son possible pour m'aider.

Mes vifs remerciements vont aussi à mon Co-promoteur le Docteur **DJEDDI Fakhreddinne** pour avoir dirigé mon travaux, et pour mon avoir accordé sa confiance et de m'avoir guidé avec bien vaillance, et sa rigueur scientifique et pour avoir encore et toujours posé les bonnes questions, pour ses précieux conseils et ses orientations.

Je tiens enfin à remercier également le président et les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Mes remerciements s'adressent aussi à tous les enseignements du département génie civil et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour la réalisation de ce mémoire.

Et sans oublier tous ceux qui m'ont encouragés et conseillés surtout ma famille et mes amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail avant tout à la source de mon bonheur et le guide de mon chemin : à ma mère et le meilleur et le plus compatissant père du monde.

Je n'oublierai jamais leur sacrifice pour moi durant mes études et leur patience de tous les jours surtout dans les moments difficiles et leur soutien toute ma vie. Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être, ce travail est le fruit de vos sacrifices et vos patience, merci de m'avoir permis de devenir ce que je suis.

- *A mes chères frères : Merouan et Fatah.*
- *A ma chère sœur : Romaiassa.*
- *A tous ma famille Mestoui.*
- *A tous mes amis surtout : Nacera et Houssine*
- *A monsieur Mohamed et monsieur Omar*
- *A toute les personnes de département génie civil et mes amies de promo.*

Résumé

Le présent travail fait l'objet d'une analyse bibliographique et modélisation numérique de l'effet de creusement d'un tunnel sur le comportement général du terrain.

Ce travail s'achève par une analyse numérique, avec paramétrage géotechnique à partir de la modélisation appuyée sur deux cas (cas d'un tunnel sans charge en surface et cas d'un tunnel avec des charges des bâtiments en surface).

Pour atteindre notre but, notre étude est effectuée à l'aide du code Plaxis 3d 2020 et Plaxis 2d, qui est basé dans ces calculs sur la méthode des éléments finis (MEF). Ces 2 codes sont utilisés pour étudier numériquement la stabilité du tunnel et le comportement du terrain pendant le creusement.

Les résultants montrent que pendant le creusement des mouvements verticaux influent sur le terrain et l'ouvrage. Ces mouvements sont surtout représentés par des affaissements (tassements) qui ne sont pas uniforme, influencés par l'existence des charges des bâtiments en surface du terrain.

L'analyse des résultats obtenus par la modélisation avec le code Plaxis nous a permis de faire des recommandations sur la nécessité de prévoir un soutènement et revêtement pendant le creusement du tunnel surtout lorsque les caractéristiques du sol sont faibles et un chargement est placé en surface.

MOT Clés

1Plaxis – tunnel –tunneliers – tassement – bâtiment

ملخص

تعتبر المذكورة عن دراسة لتأثير حفر النفق على سلوك التربة وهذا بدراسة ثنائية الابعاد وثلاثية الابعاد تحت شروط عمل مختلفين (تحت قوة بنايات وفي عدم وجود هذه القوة) من اجل فهم ضاهر حفر الانفاق المتفاعلة مع بنايات متواجدة على سطح التربة والتشوهات التي تحدث لهذه الأخيرة.

PLAXIS 2D V20 ET PLAXIS 3D V20 الدراسة قامت عن طريق البرمجة الرقمية

النتائج تدل على وجود تشوهات على السطح وعلى الاعمق على شكل حوض. الدراسة اثبتت عن تأثير مختلف العوامل الهندسية على سلوك التربة المحيطة

كلمات مفتاحية

-النفق – الحفر – آلة الحفر- تشوهات

Abstract

The present work is the subject of bibliographic analysis and numerical modeling of the effect of tunneling on the general behavior of the terrain.

This work ends with a numerical analysis, with geotechnical parameterization from the modelisation based on two cases: Tunnel without surface load and Tunnel with loads (buildings) on the surface.

To help our goal, the study was carried out using the Plaxis 3d 2020 and Plaxis 2d codes which are based on the finite element method (FEM). The use of these 2 codes helped us to numerically study the stability of the tunnel and the behavior of the ground during digging of the tunnel.

The results show that there are vertical movement that influence the ground and the work. These movements are represented by the subsidence, which is not uniform influenced by the existence of building loads on the ground surface.

The analysis of the results obtained by the numerical model made helped to understand the need of supports of the tunnel during construction especially when the ground is poor and loading are applied en the surface.

Key words

Plaxis -Tunnel- timelier- compressing –building

TABLE DE MATIERE

<i>INTRODUCTION GENERALE</i>	1
CHAPITRE I	GENERALITES SUR LES OUVRAGES SOUTERRAINS
I.1. Introduction.....	2
I.2. Définition des ouvrages souterrains.....	2
I.3. Nécessite d’aller en souterrain.....	5
I.3.1. Raisons d’occupation du sol et d’implantation.....	5
I.3.2. Raisons de protection de l’environnement.....	5
I.3.3. Raisons d’isolation.....	6
I.3.4. Raisons liées à la topographique.....	6
I.3.5. Raisons sociales.....	6
I.4. Processus de construction des ouvrages souterrains.....	7
I.5. Géologie, hydrogéologie et géotechnique dans les travaux souterrains.....	8
I.5.1. Etude géologique.....	9
I.5.1.1. Préparation des levés de terrain.....	9
I.5.1.1.1. Etude bibliographique.....	10
I.5.1.1.2. Etude photo-interprétative.....	10
I.5.1.2. Réalisation et consignation des levés de terrain.....	10
I.5.1.2.1. Consistance du parcours du terrain.....	11
I.5.1.2.2. Consistance du levé d’affleurement.....	11
I.5.1.3. Exploitation et synthèse des levés de terrain.....	11
I.5.2. Etude hydrogéologique.....	12
I.5.3. Etude géotechnique.....	15
I.6. Evaluation et gestion des risques souterrains.....	18
I.6.1. Problèmes majeurs liés à la construction des ouvrages souterrains.....	19
I.7. Types de soutènements.....	19
I.7.1. Les soutènements provisoires.....	19
I.7.1.1. Cintre.....	21
I.7.1.2. Béton projeté.....	22
I.7.1.3. Boulonnages.....	23
I.7.2. Revêtement définitif.....	24
I.7.2.1. Revêtement en béton coffré.....	24
I.7.2.2. Revêtement en béton armé.....	24
I.7.2.3. Les voussoirs préfabriqués en béton armé.....	24
I.8. Conclusion.....	25

II.1. Introduction	26
II.2. Historique du tunnel	26
II.3. Définition du tunnel.....	27
II.3.1. Catégories de tunnel	29
II.3.2. Catégorie de tunnel par rapport à leur profondeur.....	30
II.4. Reconnaissance avant l'excavation d'un tunnel.....	32
II.5. Techniques de creusement.....	33
II.5.1. Creusement dans la roche	33
II.5.1.1. Creusement traditionnel à l'explosif.....	33
II.5.1.2. Creusement à attaque ponctuelle.....	34
II.5.1.2.1. Creusement en plein section.....	36
II.5.1.2.2. Creusement en demi-section	37
II.5.1.2.3. Creusement en section divisée	37
II.5.2. Creusement dans un terrain difficile.....	39
II.5.2.1. Creusement par pré-découpage.....	39
II.5.2.2. Creusement par Tunnelier « TBM » tunnel boring machine ou attaque globale.....	39
II.5.2.3. Nouvelle méthode autrichienne(NATM).....	44
II.6. Tunnel en milieu urbain	45
II.6.1. Définition d'un tunnel urbain	45
II.6.2. Creusement en milieu urbain.....	46
II.6.3. Caractéristiques du tunnel en site urbain	46
II.6.4. Problèmes liés aux tunnels en site urbain.....	46
II.7. Effet de creusement d'un tunnel (sol-tunnel).....	47
II.7.1. Stabilité-creusement	47
II.7.1.1. Terrain purement cohérent (argile)	47
II.7.1.2. Terrain pulvérulent (sable).....	48
II.7.1.3. Terrain frottant –cohérent	49
II.7.1.4. Terrain rocheux	49
II.7.2. Tassement	49
II.7.3. Source de Tassement	50
II.7.4. Calcul du Tassement.....	52
II.7.4.1. Méthodes numériques	52
II.7.4.2. Méthodes empiriques	52
II.7.4.3. Méthodes simples.....	53
II.8. Conclusion.....	56

III.1. Introduction	57
III.2. Méthode des éléments finis	58
III.2.2. Concepts de base	59
III.2.3. Utilisation de la méthode des éléments finis pour les Tunnels	60
III.2.4. Domaines d'application de la MEF	60
III.3. Apprentissage sur le code PLAXIS 2D	61
III.3.1. Définition de Plaxis 2d	61
III.3.2. Avantages de Plaxis 2d	61
III.4. Apprentissage sur le code Plaxis 3d	61
III.4.1. Définition du logiciel Plaxis 3d	61
III.4.2. Avantages de Plaxis 3d	62
III.4.3. Sous-programme de Plaxis 3d	62
III.4.3.1. PLAXIS-Input	62
III.4.3.2. PLAXIS-calculation	62
III.4.3.3. PLAXIS-Output	62
III.4.3.4. PLAXIS-Curves	62
III.5. Le code PLAXIS 3D Tunnel	63
III.6. Modèles de comportement utilisés dans le Plaxis	63
III.6.1. Contraintes totales, effectives et pression interstitielles	63
III.6.2. Modèle élastique linéaire	64
III.6.3. Modèle de Mohr-coulomb	65
III.6.3.1. Module de Young (E)	67
III.6.3.2. Coefficient de poisson (ν)	67
III.6.3.3. Angle de frottement (φ)	67
III.6.3.4. Cohésion (C)	67
III.6.3.5. Angle de dilatance (ψ)	68
III.7. Paramètres avancés	68
III.7.1. Modèle de sol avec écouissage (Hardening soil-Model-HSM)	68
III.7.2. Modèle pour les sols mous (Soft Soil Model. S.S.M)	68
III.7.3. Modèle pour les sols mous avec effet du temps : (Soft Soil Creep Model.S.S.C.M)	69
III.8. Hypothèse géométrique et géotechnique	70
III.8.1. Objectif de l'étude	70
III.8.2. Présentation du modèle de calcul réalisé	70
III.8.3. Caractéristiques des matériaux	71
III.8.4. Caractéristiques mécaniques du revêtement	74
III.8.5. Caractéristiques de la machine de creusement « Tunnelier »	74

III.9.1. Etude tridimensionnelle.....	75
III.9.1.1. Géométrie	75
III.9.1.2. Définition de la stratigraphie du sol	76
III.9.1.3. Définition du Tunnel.....	77
III.10. Modélisation de Tunnel avec des charges en surface	81
III.11 Conclusion	82

CHAPITRE IV

INFLUENCE DE CREUSEMENT SUR LE TERRAIN

IV.1 Introduction.....	83
IV.2. Résultat de l'étude bidimensionnel 2d (sans chargement).....	83
IV.2.1. Modèle de référence en 2d sans chargement.....	84
IV.2.2. Calcul de déplacement vertical (U_y).....	84
IV.3. Résultat de l'étude bidimensionnel (sous chargement)	86
IV.3.1. Modèle de référence en 2d sous chargement	86
IV.3.2. Calcul du déplacement vertical (U_y).....	87
IV.4. Résultats de l'étude Tridimensionnelle 3d (Sans chargement).....	89
IV.4.1. Calculs des déformations (déplacements).....	89
IV.4.2. Calcul du déplacement vertical (U_z).....	90
IV.4.3. Calcul de déplacement total (U_{tot})	92
IV.5. Résultat de l'étude tridimensionnelle (sous chargement)	95
IV.5.1. Calcul de déplacement vertical (U_z)	95
IV.5.2. Calcul de déplacement total (U_{tot})	98
IV.6. Influence du creusement sur le terrain.....	100
IV.6.1. Effet de creusement dans le modèle sans charge de bâtiment	101
IV.6.2. Effet du creusement sous charge des bâtiments.....	105
IV.7. Comparaison entre les deux variantes en 3d « modèle sans charge et modèle sous charge »	109
IV.7.1. Tassement du modèle sans charge à 0m	110
IV.7.2. Tassement du modèle sans charge à 25m	110
IV.7.3. Tassement du modèle sous charge à 0m	111
IV.8. Comparaison entre l'étude bidimensionnelle et l'étude tridimensionnelle	115
IV.9. Conclusion	116
CONCLUSION GENERALE.....	117
BIBLIOGRAPHIE.....	119

ANNEXE

I.1.Résultat de modèle tridimensionnelle sans chargement	122
--	-----

I.1.1. Calcul de déformation horizontal (U_x)	122
I.1.2. Calcul de déformation horizontal (U_y)	124
II.2. Résultat du modèle tridimensionnelle (sous chargement).....	126
II.2.1. Calcul de déformation horizontal (U_x).....	126
I.2.2.Calcul de déformation horizontal (U_y).....	128

TABLE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1.Rivière souterraine	4
Figure I.2.Labyrinthe souterrain	4
Figure I.3.Laboratoire souterrain	4
Figure I.4.Caverne souterrain.....	4
Figure I.5.Exemple de carte géologique	12
Figure I.6.Classification des modes souènements provisoires.....	20
Figure I.7.Type de cintre.....	21
Figure I.8.Béton projeté	22
Figure I.9.Type de boulon d'ancrage.....	23
Figure I.10.Les voussoirs préfabriqués	25

CHAPITRE II

Figure II.1.Section d'un tunnel.....	28
Figure II.2.tunnel routière	29
Figure II.2.tunnel ferroviaire.....	29
Figure II.2.tunnel égout.....	30
Figure II.4.Tunnel métro	30
Figure II.6.Différence entre tunnel peu profond et tunnel profond	31
Figure III.7.Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif	34
Figure II.8.Machine à attaque ponctuel	35
Figure II.9.Creusement en pleine section.....	36
Figure II.10.creusement en section divisée	38
Figure II.11.Différentes catégories de tunneliers (machines de creusement)	41
Figure II.12.Machine de creusement (tunnelier).....	42
Figure II.13.Roue de coup du tunneleier à pression de boue	42
Figure II.14.Machine de creusement (haveuse)	46
Figure II.15.Tunnel en site urbain.....	48
Figure II.16.Effet de tassement en 1994 à Heathrow,Londres.....	50
Figure II.17.Sources de tassement en surface	51
Figure II.18.Schéma de la cuvette de tassement	54
Figure II.19.Valeurs des paramètres K et VL	55
Figure II.20.Profils transversaux de cuvette de tassement.....	55
Figure II.21.Effet du tassement sur les structures	58

CHAPITRE III

Figure III.1.Exemple d'un maillage	59
Figure III.2.Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire (plaxis 3d 2020)	65
Figure III.3.Fenêtre de paramètres de Mohr-coulomb	66

Figure III.4.Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-coulomb	66
Figure III.5.Définition du modèle à 50% de la rupture.....	67
Figure III.6.Effet du teps sur les essais oedométriques.....	69
Figure III.7.Modèle de référence (sans charge)	70
Figure III.8.Modèle de référence (avec charges)	71
Figure III.9.Géométrie du tunnel	75
Figure III.10.Caractéristique géotechnique de chaque couche	76
Figure III.11.Définition des éléments de structure (tunnel).....	76
Figure III.12.Fenêtres pour la définition du tunnel.....	77
Figure III.13.Parois du tunnel	78
Figure III.14.Propriétés du tunnel.....	79
Figure III.15.Modèle en 3d de tunnel sans charge.....	79
Figure III.16.Avancement des calculs dans les phases	80
Figure III.17.Modèle en 3d de tunnel avec des charges en surface	81

CHAPITRE IV

Figure IV.1.Les phases de calculs de l'étude bidimensionnelle.....	83
Figure IV.2.Modèle de référence en 2d	84
Figure IV.3.Déplacement vertical (U_y), phase 01 (creusement)	84
Figure IV.4.Déplacement vertical (U_y),phase 02 (contraction).....	85
Figure IV.5.Déplacement vertical (U_y), Phase 03 (Grouting).....	85
Figure IV.6.Déplacement vertical (U_y), phase 04 (final lining).....	86
Figure IV.7.Modèle de référence en 2d sous charge.....	86
Figure IV.8.Déplacement vertical (U_y), phase 01	87
Figure IV.9.Déplacement horizontal (U_x) phase 02	87
Figure IV.10.déplacement horizontal (U_x) phase 03	88
Figure IV.11.Déplacement vertical (U_y), phase 04 (final lining).....	88
Figure IV.12.Déplacement vertical (U_z) phase 01	90
Figure IV.13.Déplacement vertical (U_z) phase 06	90
Figure IV.14.Déplacement vertical (U_z) phase 12	91
Figure IV.15.Déplacement vertical (U_z) phase 25	91
Figure IV.16.Déplacement total (U_{tot}) phase 01	92
Figure IV.17.Déplacement total (U_{tot}) phase 06.....	93
Figure IV.18.Déplacement total (U_{tot}) phase 12.....	93
Figure IV.19. Déplacement total (U_{tot}) phase 25	94
Figure IV.20.Déplacement total (U_{tot}) dans les phases de creusement.....	94
Figure IV.21.Déplacement vertical (U_z), phase 01	95
Figure IV.22.Déplacement vertical (U_z), phase 06	96
Figure IV.23.Déplacement vertical (U_z) phase 12	96
Figure IV.24.Déplacement vertical (U_z), phase 25	97
Figure IV.25.Déplacement total (U_{tot}) phase 01	98
Figure IV.26.Déplacement total (U_{tot}) phase 02.....	98
Figure IV.27.Déplacement total (U_{tot}) phase 12.....	99
Figure IV.28.Déplacement total (U_{tot}), phase 25	99
Figure IV.29.Déplacement total (U_{tot}) dans les phases de creusement.....	100
Figure IV.30.Déplacement vertical dans le sol, phase 01	101
Figure IV.31.Déplacement vertical dans le sol, phase 06.....	101
Figure IV.32.Déplacement vertical dans le sol, phase 12.....	102

Figure IV.33.Déplacement vertical dans le sol, phase 25	102
Figure IV.34.Déplacement vertical dans le sol, phase 01	103
Figure IV.35.Déplacement vertical dans le sol, phase 06	103
Figure IV.36.Déplacement vertical dans le sol, phase 12	104
Figure IV.37.Déplacement vertical dans le sol, phase 25	104
Figure IV.38.Déplacement vertical dans le sol, phase 01	105
Figure IV.39.Déplacement vertical dans le sol, phase 06	106
Figure IV.40.Déplacement vertical dans le sol, phase 12	106
Figure IV.41.D2placement vertical dans le sol, phase 25	107
Figure IV.42.Déplacement vertical dans le sol, phase 01	107
Figure IV.43.Déplacement vertical dans le sol, phase 06	108
Figure IV.44.Déplacement vertical dans le sol, phase 12	108
Figure IV.45.Déplacement vertical dans le sol, phase 25	109
Figure IV.46.Tassement en surface à 0m	110
Figure IV.47.Tassement en surface à 25m	110
Figure IV.48.Tassement en surface à 0m	111
Figure IV.49.Tassement en surface à 25m	111
Figure IV.50.Tassement en surface pour les deux variantes	112

ANEXXE

Figure .1.Déplacement horizontal (Ux), phase 01	122
Figure .2.Déplacement horizontal (Uy), phase 06	122
Figure .3.Déplacement horizontal (Ux), phase 12	123
Figure .4.Déplacement horizontal (Ux); phase 25	123
Figure .5.Déplacement horizontal (Uy), phase 01	124
Figure .6.Déplacement horizontal (Uy), phase 06	124
Figure .7.Déplacement horizontal (Uy), phase 12	125
Figure .8.Déplacement horizontal (Uy), phase 25	125
Figure .9.Déplacement horizontal (Ux), phase 01	126
Figure .10.Déplacement horizontal (Ux), phase 06	126
Figure .11.Déplacement horizontal (Ux), phase 12	127
Figure .12.Déplacement horizontal (Ux), phase 25	127
Figure .13.Déplacement horizontal (Uy), phase 01	128
Figure .14.Déplacement horizontal (Uy), phase 06	128
Figure .15.Déplacement horizontal (Uy), phase 12	129
Figure .16.Déplacement horizontal (Uy), phase 25	129

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

Tableau I.1.Classification des ouvrages souterrains	3
Tableau I.2.Essais utiles dans une étude hydrogéologique	14
Tableau I.3.Les essais qui réalisent dans l'étude géotechnique cas du sol.....	16
Tableau I.4.Mesures dans l'étude géotechnique dans le cas de roche.....	17

CHAPITRE II

Tableau II.1.Les grands tunnels du monde	30
--	----

CHAPITRE III

Tableau III.1.Paramètres géotechnique du remblai	72
Tableau III.2.Paramètres géotechnique de l'argile	73
Tableau III.3.Paramètres géotechnique du sable fin	73
Tableau III.4.Caractéristique mécaniques du béton de revêtement	74
Tableau III.5.Caractéristiques de TBM.....	74
Tableau III.6.Géométrie du tunnel.....	75

CHAPITRE IV

Tableau IV.1.Seuils des mouvement admissibles	113
Tableau IV.2.Comparaison entre l'étude en 2d et l'étude en 3d.....	115

INTRODUCTION GENERALE

La présence des obstacles naturels et la croissance démographique dans une ville, sont deux facteurs principaux qui conduisent à la saturation des réseaux de transport et entravent le déplacement dans la ville ou entre les villes voisines. Pour éviter ces contraintes, la réalisation des travaux souterrains constituent une des meilleures solutions aux problèmes urbains ainsi que pour les liaisons interurbaines en régions montagneuses.

Les ouvrages souterrains ont été utilisés pour améliorer les conditions de vie dans les villes comme les tunnels « tunnel de transport, du stockage ... ».

Les tunnels sont connus depuis le XIXème siècle comme des tunnels en chemin de fer mais sa réalisation est développée avec le temps.

Le tunnel vient du mot « tonnelle » évoquant la forme du tonneau. il désigne un passage souterrain est aussi définie comme une « galerie » souterraine destinée au passage d'une voie de communication.

La galerie est un lieu de passage, beaucoup plus long que large, ménagé à l'extérieur ou à l'intérieur d'un édifice ou d'un sable.

La construction d'un tunnel ou d'une galerie est une opération complexe et très difficile, car des ouvrages sensibles et compliqués peuvent être construits au-dessus. Le projet tunnel peut être différent par leur profondeur, leur géométrie, la lithologie et la méthode de creusement.

La réalisation d'un tunnel cela nécessite une étude minutieuse et approfondie avant, pendant et après la réalisation et ça par des études et des essais in situ et au laboratoire.

Le creusement du tunnel est une opération très délicate ou a la moindre erreur peut provoquer des catastrophes majeures sur le sol et sur les structures voisines.

L'objet de notre travail est focalisé sur l'étude tridimensionnelle (3d) de l'effet de creusement d'un tunnel sur le comportement général du terrain. De ce fait notre travail se divise en quatre chapitres définis comme suit :

Chapitre 01 : généralité sur les ouvrages souterrains

Chapitre 02 : conception d'un tunnel

Chapitre 03 : présentation de l'ouvrage

Chapitre 04 : Influence de creusement sur le terrain

I.1. Introduction

Dans le monde y'aura différentes ouvrages des ouvrage à la surface c'est ta dire des constructions visuelles comme « les bâtiments, les hôpitaux, les universités, usines et les hôtels... ». Ces constructions occupent une grande partie de la surface de la terre ainsi, peuvent causer plusieurs problèmes comme la pollution, l'obstruction de la circulation et la distorsion du paysage.

Et l'autre type de construction, sont des constructions souterraines « les ouvrages souterrains », sont des ouvrages cachés, aident à résoudre plusieurs problèmes à la surface de la terre.

Donc dans ce chapitre on a va définir les ouvrages souterrain et nous donnons une explication détaillée de ceux-ci avant et après la réalisation, et les problèmes majeurs liés à la réalisation.

I.2. Définition des ouvrages souterrains

Les ouvrages souterrains permettent de réaliser sous terre, des ouvrages destinés à la circulation des personnes, des véhicules et des marchandises « tunnels routiers et autoroutier, tunnels ferroviaires, réseau de transport collectif urbain, métro, voiries urbaines souterrains » ou des fluides « galeries et collecteur d'adduction d'assainissement ou d'évacuation d'eau ».

Ils concernent aussi les ouvrages de stockage des véhicules « parcs de stationnement souterrains » et de stockage d'eau « tunnels réservoir, bassin de stockage d'eau pluviales » et stockage de d'exploitation de mines, de production d'énergie « galerie souterraine d'usines hydroélectrique, galerie hydraulique ». On peut dire aussi que les ouvrages souterrains sont tous ce qui se trouve sous terre comme « labyrinthe souterrain, caverne, cavité, galerie souterrain, rivières » et qui est construit où aménagé sous terres « abri, abri canal cachot corridor ».

Ainsi que de nombreux autre ouvrage « zone commerciales, laboratoire souterrain de recherche, stockage industriel souterrain, puits de grande profondeur... »

Les ouvrages souterrains sont de type d'usages et dimensions très divers, on a deux catégories :

- ❖ Les ouvrages souterrains et structures enterrées comme (usines et gare souterrains, parking, lieu de stockage, excavation minières).
- ❖ Les ouvrages de section plus ou moins régulière (tunnel, galeries, tuyaux canalisation). [1]

Dans le tableau suivant on donne la classification des ouvrages souterrains :

Classe	Description
A	Excavation minières à caractère temporaire
B	Puits verticaux
C	Galeries hydrauliques, Galeries de reconnaissances,
D	Cavité de stockage, Stations de traitement d'eau, Tunnels routiers et ferroviaire sur axes secondaires,
E	Usines souterrains, tunnels autoroutiers, Tunnels ferroviaires sur axes principaux, Galeries du métro, Abries de défense civile,
F	Centrales nucléaires souterraines, Gares souterraines Salle ouvertes au publiques,

Tableau.I.1. Classifications des ouvrages souterrains [2]

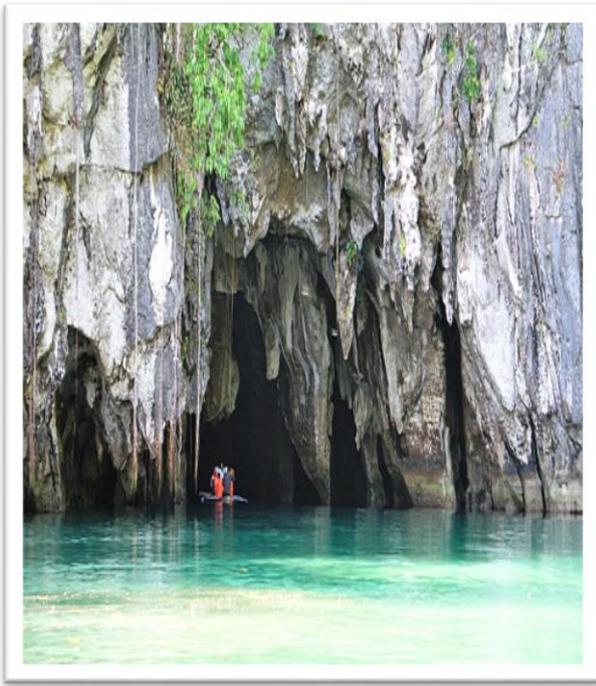


Fig. I.1. Rivière souterraine

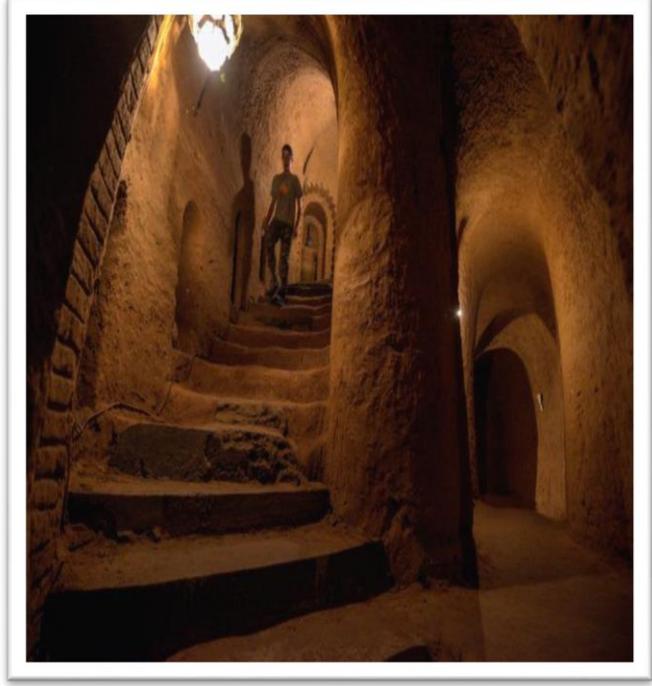


Fig.I.2. Labyrinthe souterraine

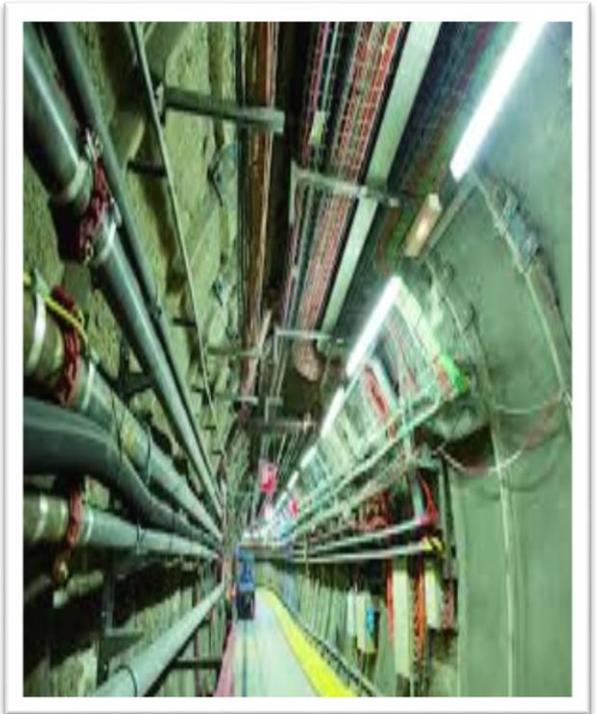


Fig. I.3. Laboratoire souterrain

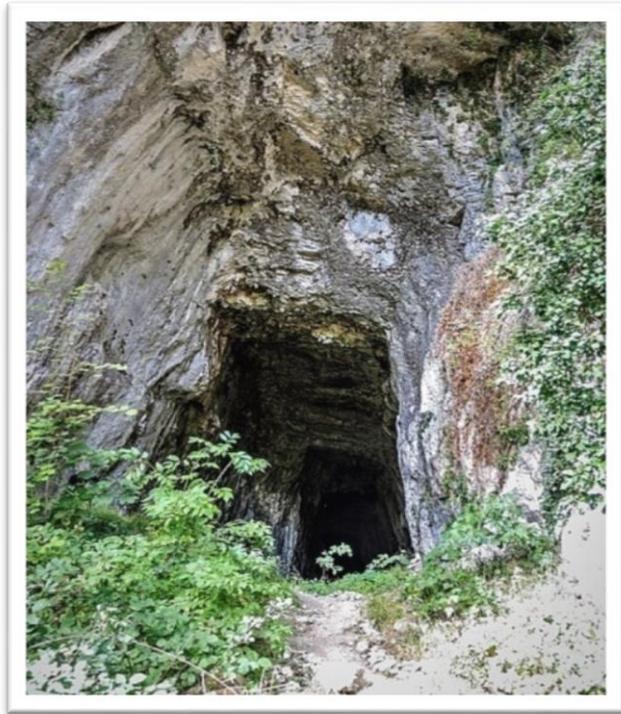


Fig. I.4. Caverne souterraine

I.3. Nécessité d'aller en souterrain

Bien avant l'homme, la nature a creusée des souterrains avec des dimensions surprenante sans aucun soutènement « les grottes, gouffres et les cavernes », sont des actions naturelles.

Alors l'origine des ouvrages souterrains est bien la nature, puis l'homme a su s'installer dans ces cavités naturelles, pour éviter les rigueurs du climat et les agressions, sans oublier les habitations troglodytes jouent un grand rôle dans l'occupation sous-sol. Les raisons d'aller en souterrains sont :

I.3.1. Raisons d'occupation du sol et d'implantation

L'utilisation du souterrain découle d'un manque d'espace à la surface et permet de construire à un emplacement où la construction en surface ne serait pas possible. L'implantation en souterrain est préférable pour de nombreuse construction car leur existence en surface est gênante pour les réseaux de service public.

Il est aussi souvent nécessaire de séparer les activités de transport incompatibles ou d'engendrer des liaisons commodes entre elles, par exemple, la circulation des piétons dans les gares de chemins de fer et les ouvrages d'échange entre les bus et les trains. La séparation des niveaux de circulation est généralement préférable et la mise en souterrain des voies de circulation limite souvent les impacts sur la collective. [3]

I.3.2. Raisons de protection de l'environnement

Le sous-sol offre de nombreux avantage à la préservation de la nature, ces avantages sont essentiels lorsqu'il convient de concevoir des installations à faible impact sur l'environnement.

- ❖ **L'écologie** : les ouvrages souterrains permettent de protéger la végétation naturelle et les espaces verts.

- ❖ **L'aspect visuel et esthétique** : les ouvrages souterrains sont convenables pour cacher les installations techniques dans les zones sensibles. Les volontés progressives tendant à enterrer les réseaux de services, et ça pour l'amélioration de la protection contre les éléments naturels et la beauté générale. [3]

I.3.3. Raisons d'isolation

Le sol offre une bonne isolation, les domaines d'isolation sont :

- ❖ **le climat** : l'environnement dans le sous-sol est plus stable et cohérent par rapport au climat qu'on trouve en terre, donc cela donne un grand avantage d'économie et stockage d'énergie.
- ❖ **Les catastrophes naturelles et les séismes** : les ouvrages souterrains sont les constructions les plus protégées contre les phénomènes et les catastrophes naturelles « tempêtes, les orages et les tornades », ils sont naturellement protégés.

Ils peuvent aussi résister aux dégâts créés par les inondations, et aussi il faut prendre des mesures spéciales pour protéger les ouvrages contre la fuite « l'invasion des eaux ». Aussi ils sont protégés contre les séismes et sont moins sensibles que les structures en surface.

- ❖ **La protection** : les ouvrages souterrains contiennent plusieurs précautions contre l'explosion, et l'absorption des chocs et l'énergie dissipée. Aussi les ouvrages sont équipés de systèmes de filtration de l'air extérieure.

I.3.4. Raisons liées à la topographique

Dans les zones vallonnées ou montagneuse, la meilleure option pour la mobilité c'est le tunnel, parce que le recours aux tunnels rend réalisables diverses variantes de transport « routes, les voies ferrées et franchissement du fleuve ».

En général, l'espace sous-sol présente plusieurs avantages en matière d'aménagement d'installations ou d'infrastructures. Ces avantages résultent essentiellement de la liberté (sous réserve des contraintes géologique, économique et financière) de concevoir un ouvrage en trois dimensions et de l'absence des barrières physiques existant en surface.

I.3.5. Raisons sociales

Les travaux souterrains permettent de réaliser sous terre, des ouvrages destinés à la circulation des personnes, des véhicules et des marchandises, ou des fluides, ils concernent aussi les ouvrages de stockages d'explosion de mines etc... Donc l'espace souterrain contient la solution la mieux adaptée à la création de nouvelles infrastructures en zone urbaine et au franchissement des zones montagneuses, réduction de la pollution et du bruit, d'une façon générale en offrant de bonne condition de vie dans différents domaines.

Ces avantages sont énumérés ci-dessous :

- L'utilisation du maximum d'espace souterrain quasi illimité par exemple le parc de stationnement et les centres commerciaux souterrains en centre-ville libèrent de l'espace en surface pour des activités de loisirs et des terrains de jeu.
- L'ouvrage souterrain présente une grande sécurité et de protection contre les intempéries, il a surtout l'avantage de ne pas dégrader la nature, il permet aussi l'installation d'un système de transport qui respecte l'environnement, rapide et discret.
- Les ouvrages souterrains urbains « tunnel routière urbain » permettent de réduire le bruit et la circulation en ville.
- Les galeries techniques à usages multiples sont moins sensibles aux conditions extérieures en causant moins de perturbations qu'en surface lors de la réparation ou de la maintenance des équipements qui y sont installés.
- Le tunnel joue un rôle important pour évacuer les eaux en site urbain. [3]

I.4. Processus de construction des ouvrages souterrains

Avant un projet d'un ouvrage souterrain il faut faire plusieurs études et recherche pour éviter les problèmes et les risques liés à ces ouvrages avant et pendant la réalisation. Il existe trois phases qui sont :

A-Première phase :

Le choix résulte, en première phase, d'un arrangement entre les exigences suivantes :

- L'état du terrain encaissant
- Site et de l'environnement
- La géométrie de l'ouvrage
- Du procédé de construction lui-même [4]

B -Deuxième phase :

Dans cette phase nous travaillons à protéger l'ouvrage et l'environnement, donc les quatre règles sont :

- La sécurité de l'ouvrage et très importante pendant et après la réalisation.
- Une uniformité de méthode (méthode fixe) sur toute la longueur de l'ouvrage c'est –à-dire du début du travail jusqu'à la fin car le changement de matériel c'est long et très coûteux.
- La souplesse d'emploi (flexibilité).
- La limitation des nuisances ou réduire les perturbations environnementales en milieu urbain

C- troisième phase :

Après les phases précédentes, cette phase prévoit une consultation entre les entreprises et du choix définitif, qui fait intervenir de nouveaux critères liés à la conjoncture, à la technicité propre des entreprises et bien sûr à l'économie du projet comme suit :

- Conjoncture économique générale et importance du lot de travaux proposés.
- Niveau technique des entreprises concurrentes ça veut dire le côté d'expérience, les matériels disponibles....
- Insertion du délai global du chantier d'ouvrage dans le planning général d'exécution, donc les entreprises respectent le délai et la sécurité d'exécution.
- Le coût de la solution et aléas correspondants. [4]

I.5. Géologie, hydrogéologie et géotechnique dans les travaux souterrains

Les ouvrages souterrains routiers et les tunnels relèvent du domaine des études spécifiques, donc pour la reconnaissance de projet doit être bien conduite et doit donc obéir aux études «géologique, géotechnique et hydrogéologique. Les règles suivantes, sont appelées les conditions de bonne étude :

1-les géologues et géotechniciens chargés de l'étude doivent avoir l'expérience des travaux souterrains et bonne connaissance de la géologie et de l'hydrogéologie de la région étudiée.

2-le maitre d'œuvre doit être au courant de ces informations et des rapports, ainsi avoir connaissance de toutes les contraintes liées au projet.

3-ils doivent également être en étroite relation avec les ingénieurs en charge du projet de manière à assurer une très bonne adéquation entre les reconnaissances effectuées et les besoins des ingénieurs pour la conception de l'ouvrage.

4-le maitre d'œuvre doit déterminer les délais suffisants à chaque phase de la procédure, il faut souligner que, dans certains cas ces délais peuvent être très longs comme pour une galerie de reconnaissance.

Pour les ouvrages creusés en souterrain, l'appréciation des conditions de terrain intervient à tous les stades de l'avancement du projet, depuis l'étude préliminaire de faisabilité jusqu'à la fin de la construction.

Alors, une bonne appréciation des conditions initiales tout le long des tracés nécessite la réalisation au préalable d'étude géologique, géotechnique et hydrogéologique, celles-ci étant validées ou corrigées ensuite par des observations faites à tous les stades de travaux.

Donc les études préliminaires menées avant le début du projet, sont des phases initiales :

I.5.1. Etude géologique

L'étude géologique c'est une étape essentielle avant la construction de projet et a pour objectif de prévenir tous les risques naturels. La mission de levés de terrain se divise en trois parties :(1) préparation, (2) réalisation et consignation, (3) exploitation et synthèse. [5]

I.5.1.1. Préparation des levés de terrain

Le levé géologique détaillée du site et sa transcription sous forme de documents graphique tels que carte coupes, blocs diagrammes, schémas interprétatifs constitue l'outil fondamental et prioritaire du géologue.

Les levés des terrains proprement dits sont précédés par deux missions spécifiques préparatoires :

- Etude bibliographique
- Etude photo-interprétative [5]

I.5.1.1.1. Etude bibliographique

L'étude bibliographique est réalisée sur la base de cartes géologiques et hydrogéologiques existantes et d'anciennes études. Ces études permettent de préparer la description des terrains rencontrés ainsi que leur organisation générale, les réalisations de cette étude sont :

- les données d'entrées sous la forme d'une liste des données consultées avec les documents associés au format numérique
- une note bibliographique géologique décrivant le contexte structural, l'ensemble des terrains susceptibles d'être rencontrés
- une note bibliographique hydrogéologique décrivant la présence d'eau sous terres, « aquifères, écoulements et les connections, la présence de sources et les valeurs de perméabilités disponible » [5]

I.5.1.1.2. Etude photo-interprétative

Étude photo-interprétative ou photogéologique est basée sur des couples d'images stéréoscopiques. Lorsque les images disponibles le permettent, deux échelles sont considérées permettant d'avoir une vue synthétique contextuelle (petite échelle par exemple à 1/30 000) et une vue de détail (grande échelle par exemple à 1/10 000). L'étude de ces images permet d'analyser la géomorphologie du terrain, de décrire les linéaments et le réseau hydrographique, d'identifier des évolutions géodynamiques récentes ou actives et de détecter toutes les anomalies observables.

Avec un logiciel SIG les livrables de cette étude comprennent :

- Une note photo-interprétative hydrogéologique décrivant le réseau hydrographique.
- Une note photo-interprétative géologique qui explique toutes les informations de zone étudié et tous les observations dans cette zone « anomalies linéaments...etc. »
- Les données d'entrées que sont les références des photographes et leurs tirages papier. [5]

I.5.1.2. Réalisation et consignation des levés de terrain

Le levé de terrain est la reconnaissance de surface basée sur une cartographie à grande échelle (1/5000 jusqu'à 1/500 pour les émergences). Dans sa première phase, le levé de terrain permet la mise en adéquation des descriptions bibliographiques avec l'observation in-Situ.

Cette partie doit obligatoirement comporter :

I.5.1.2.1. Consistance du parcours du terrain

Le parcours du terrain est guidé par sa préparation d'un point de vue géologique, il comprend l'examen de l'ensemble des indices issus de la bibliographie et de l'étude photo-interprétative. Cela permet de confirmer leur existence. Concernant l'hydrogéologie, le parcours inclut la visite de l'ensemble des sources et des cours d'eau repérés en étude bibliographique et photo-interprétatives.

I.5.1.2.2. Consistance du levé d'affleurement

Le levé de l'affleurement commence par sa description contextuelle qui comprend des photographies et un schéma interprétatif d'affleurement. Ensuite se concentre sur la description des terrains rocheux, des terrains meubles et des conditions hydrogéologiques observées :

- Terrain rocheux : la description contient la caractéristique du massif rocheux ainsi que la mesure de l'orientation des discontinuités.
- Terrain meubles : la description contient la caractéristique minéralogique et granulométrique.
- Condition hydrogéologie : la description contient localisation et l'extension des débits et des niveaux d'eau associés.

I.5.1.3. Exploitation et synthèse des levés de terrain

L'exploitation et synthèse des levés peut être résumé comme suit :

1. les études préparatoires reprenant les notes bibliographiques et photo-interprétatives.
2. Carte d'affleurement avec indication de leur degré de validation.
3. La description des terrains rencontrés, du contexte structural et du modèle conceptuel :
 - **Terrain rencontrés** : les descriptions issues des campagnes de terrain font le lien avec les descriptions bibliographique.
 - **Contexte structural** : dans le cas des massifs rocheux, le contexte structural de la zone étudiée est décrit par la représentation et l'identification de familles de discontinuités (stéréogrammes de Schmidt). Cette interprétation fait le lien avec les rosaces de linéaments issues de l'étude photo-interprétative.
 - **Modèle conceptuel** : les cartes et coupe(s) géologique(s) interprétatives sont présentées avec une note explicative de construction.

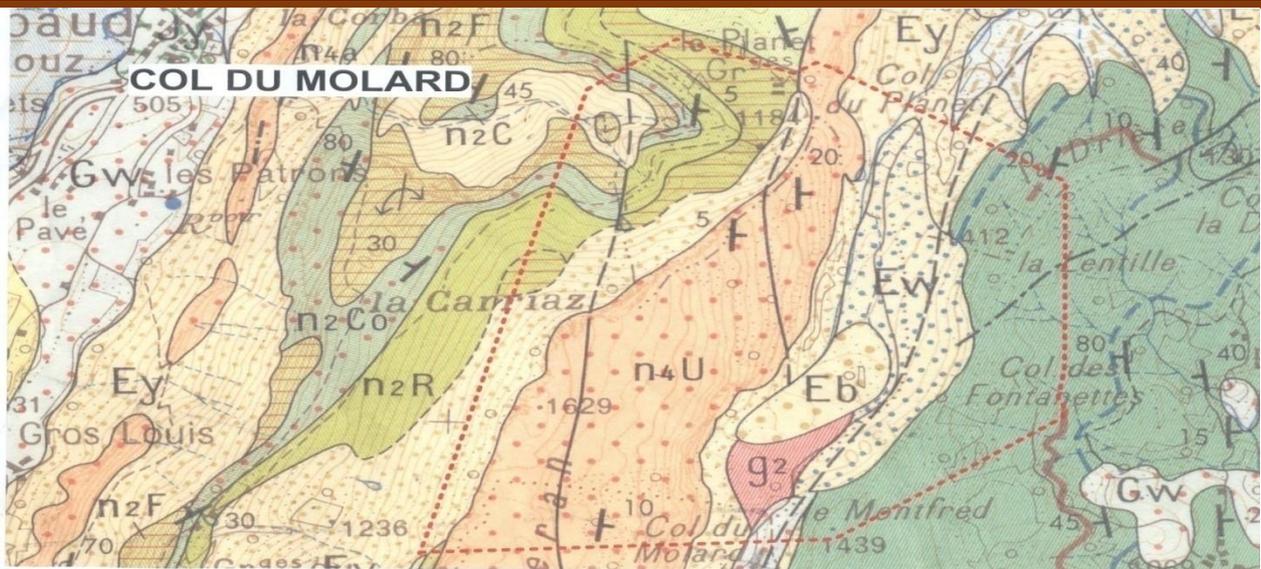


Fig. I.5. Exemple de carte géologique

I.5.2. Etude hydrogéologique

L'hydrogéologie vient de « hydro » eau et de « géologie » étude de la terre, est la science qui étudie l'eau souterraine à travers les aquifères et les autres milieux poreux peu profond (généralement moins de 1000 mètres sous la surface).

L'hydrogéologie s'occupe de la distribution et de la circulation de l'eau souterraine dans le sol et les roches, en tenant compte de leurs interactions avec les conditions géologiques et l'eau de surface. Cette étude a pour but d'une part, de mettre en évidence les problèmes posés par la présence d'eau souterrain, et d'autre part de fournir tous les éléments nécessaires de connaissance sur les nappes et les écoulements. [5]

Donc la présence d'eau à des problèmes, ces problèmes sont présents dans deux cas :

➤ **Cas d'un sol :** la présence d'une nappe au droit de l'ouvrage introduit ces problèmes :

1. Tassement de surface.
2. Tassement dus au d'ennoyage.
3. Consolidation des argiles.
4. Modification de la caractéristique mécanique à court terme du sol.
5. Instabilités dans le forage du gradient hydraulique

- **cas des roches** : les pluies fortes cause l'écoulement d'eau dans les roches très fracturées peuvent constituer un obstacle majeur pour le bon fonctionnement du chantier.

Des circulations de type karstique sont dangereuses par le risque de venues d'eau brutales à fort débit qu'elles comportent.

Par ailleurs, la tenue du rocher peut en être affectée de la façon suivante :

1. les roches de qualité mécanique acceptable et d'un bon entretien au moment du forage peuvent être rapidement modifiées au contact de l'eau, et nécessitent l'installation rapide de revêtement protecteur pour assurer la stabilité d'excavation, mais aussi éviter l'apparition de tassement en surface.
2. En contact avec l'eau, certains roche développent des pressions de gonflement importantes, d'autres sont très solubles.
3. Certaines roches qui peuvent être franchies par des moyens courants si elles sont sèches (cargneules, calcaires ou grès broyés...) nécessitent en présence d'eau des soutènements importants et même des traitements spéciaux avant creusement (drainage, injections).

Alors, en raison de l'importance des problèmes ci-dessus et avec une bonne connaissance des systèmes hydrauliques existant il est important de déterminer les points suivants :

- la nécessité de traitements spéciaux, ou des recours à des procédés d'exécution.
- les reconnaissances à effectuer à l'avancement.
- La conception et le dimensionnement du profil en travers de l'ouvrage et les dispositifs d'exhaure.
- Le type d'étanchéité à réaliser.
- La nature du ciment à utiliser dans le revêtement.

Et les études hydrogéologiques doivent donc tendre à la détermination :

- Du régime hydrogéologique de la zone qui nous intéresse.
- Type des venues d'eau et des débits.
- La méthode de drainage ou de rabattement.
- La nature chimique des eaux pour juger de leur nocivité. [6]

En plus des données recueillies dans le cadre de la recherche géologique et de l'inventaire des indicateurs hydrogéologiques, elles sont couramment utilisées dans opérations spécifiques suivantes comme montré dans le tableau suivant :

Mesures et essai à réaliser		Objet	
Piézomètre		Vulnérabilité des aquifères : Nappes concernés par le projet (toit mur, surface)	
Essai in situ et constatations dans les sondages et les galeries	Observation dans les sondages	Perte de fluide d'injection. Venues d'eau dans les sondages. Traces de circulation dans les fissures.	
	Essai in situ	Essai Lefranc : pour les sols	Permet évaluer ponctuellement la perméabilité horizontal d'un terrain aquifère situe au dessous de la nappe (sol saturé).
		Essai lugeons : pour les roches	Conception des drainages éventuels (en général associée à une étude de mécanique des roches).
		Essai pompage : constitue une opération lourde à mettre en œuvre	Rabattement pour mise hors d'eau de la zone de travail. Permet d'estimer le rayon d'action du pompage et de calculer le coefficient de perméabilité horizontal des terrains lorsque l'épaisseur de la couche aquifère set connue.
	Observation dans la galerie	Type de venue d'eau. Les débits. Les délais d'apparition et localisation des venues d'eau en relation. L'indice des eaux et leur température. L'influence de l'écoulement sur les eaux de surface.	
Étude de la chimie des eaux		Le choix du ciment de revêtement. Recherche des éléments polluants dans l'eau	
Cas particuliers des karsts		Localiser les cavités avant les travaux.	

Tableau I.2. Essais utiles dans une étude hydrogéologique

I.5.3. Etude géotechnique

Les objectifs d'une étude géotechnique sont :

- Déterminer les valeurs des paramètres déterminants pour l'analyse des conditions de stabilité et pour le dimensionnement des soutènements et revêtement ;
- recueillir toutes les informations nécessaires pour situer les différents matériaux étudiés au sein des classifications géotechniques ;
- détecter les points singuliers et les précautions particulières qu'il convient de prendre pendant les travaux ;
- procéder aux études spécifiques relatives à la mise en œuvre des méthodes d'exécution envisagées.

Dans la pratique de réalisation des ouvrages souterrains on peut poser des problèmes dans les sols ou des roches.

➤ **Cas des sols :**

Les problèmes posés par la réalisation des ouvrages dans les sols sont liés :

- Les caractéristiques mécaniques des terrains.
- La présence ou l'absence de nappe d'aquifère au niveau de l'ouvrage.
- Les argiles gonflantes ou sur-consolidées sont aussi des problèmes importants (gonflement).

Les essais les plus courants sont dans le tableau suivant :

Essai		Objet
Identification des sols		Définir la nature du sol Déterminer les propriétés mécaniques des sols : Masse volumique, granulométrie, indices des vides, teneur en eau, degré de saturation
Etat initial des contraintes		Une étude sur modèle mathématique tel que les éléments finis, régulièrement la connaissance de l'état initial des contraintes verticales et horizontales k_0 dans les sols.
Caractéristique hydraulique	Perméabilité	des procédés à envisager pour s'affranchir de la présence éventuelle de la nappe aquifère, des procédés à envisager pour améliorer éventuellement les caractéristiques mécaniques du sol de fondation (stabilité de l'ouvrage pendant les phases provisoires et en phase définitive).
	Perméabilité in situ	déterminer le coefficient de perméabilité K du terrain.
Études des caractéristiques mécaniques	Résistance au cisaillement	déterminer la stabilité à long et court terme et les efforts de revêtement car ils dépendent à les caractéristiques de cisaillement.
	Caractéristique de déformation	Considère les problèmes des déformations aussi à long terme et court terme, et ces problèmes peuvent à cause de fluage du sol ou la consolidation des sols fins saturés...

Tableau I.3. Les essais qui réalisent dans l'étude géotechnique cas du sol

➤ **Cas des roches**

Le comportement du massif rocheux encaissent l'excavation dépend :

- de l'état de contrainte initial in situ régnant au droit de l'excavation projetée,
- des propriétés intrinsèques de la roche constituant le massif,
- des discontinuités affectant la roche,
- des conditions hydrogéologiques. [6]

On peut les résumer comme suit :

Mesures		Objet
État de contrainte initial		Déterminer les conditions de stabilité de l'excavation aussi l'intensité et l'orientation des composantes.
Propriétés des roches	Identification	Déterminer : la masse volumique Porosité Teneur en eau à l'état Natural Teneur en CaCo3 pour les matériaux calcaires
	Caractéristique mécanique	Mesurer la résistance à la compression simple. Mesurer la résistance à la traction simple. Mesurer du module de déformabilité. Mesurer du coefficient de poisson.
	Comportement différé	Pour déterminer le comportement différé des roches susceptibles.
	Altérabilité	Pour regrouper tous les processus de modification de l'état d'une roche susceptibles.
Quantification des discontinuités sur carotte		Déterminer l'indice de continuité IC=VIM/VIC VIC : vitesse théorique des ondes calculée à partir de la composition minéralogique de la roche VIM : vitesse des ondes mesurées en laboratoire sur éprouvette

Tableau. I.4. Mesures dans l'étude géotechnique dans le cas de roche

I.6. Evaluation et gestion des risques souterrains

Les travaux dans l'espace souterrain contiennent plusieurs risques ou des périls, ces périls sont définis comme un événement qui peut avoir une incidence des parties d'un projet et des conséquences sur :

- l'hygiène et la sécurité
- l'environnement
- les études
- la planification des études
- le coût des études
- la réalisation du projet
- la planification des travaux le coût des travaux

Pour cela, l'évaluation des risques c'est très important avant et après du projet :

- 1) l'évaluation des risques et la procédure formalisée d'identification des périls et l'évaluation de leur conséquence et leur probabilité en faisant appel à des stratégies telles que des actions appropriées de prévention et de prévision.
- 2) L'évaluation des risques exigée à chaque étape du projet devra être résumée dans le Registre des Risque. Le Registre des risques indiquera clairement la partie responsable du contrôle et donc de la gestion d'un risque identifié (en conformité avec toutes les responsabilités et l'engagement du marché), ainsi que les mesures éventuelles adaptées à la réduction des risques.
- 3) Les paramètres utilisés dans l'évaluation des risques , en termes de probabilité de survenance d'un péril, de sa gravité, de son incidence ou de ses conséquences sur le coût , le délai , l'environnement , les tiers et les ouvrages existants , seront à la fois spécifiques au projet et adaptés à la phase du projet considérée.
- 4) L'assurance ne doit pas être considérée comme une mesure de prévision ou de réduction dans l'évaluation des risques pour les travaux souterrains. [7]

I.6.1. Problèmes majeurs liés à la construction des ouvrages souterrains

Les problèmes majeurs liés à la réalisation des ouvrages souterrains sont :

- Les pertes humaines causées par l'effondrement d'un tunnel sur les travailleurs.
- Les accidents de travaux réduits par l'installation des matériaux et des machines.
- Stabilité du terrain pendant les travaux.
- Maîtrise des phénomènes hydrauliques (présence d'une nappe aquifère).
- La maîtrise des mouvements engendrés en surface par le creusement lorsque l'ouvrage est construit à une faible profondeur ou à proximité d'autre structure (en site urbaine).
- Le choix du type de soutènement et de revêtement à mettre en œuvre pour assurer la stabilité des parois à court termes, puis à long terme. [8]

I.7. Types de soutènements**I.7.1. Les soutènements provisoires**

Le soutènement est une structure qui permet d'assurer la stabilité des parois d'une cavité souterraine pendant le temps qui s'écoule entre son creusement et la mise en place éventuelle du revêtement définitif. Ces soutènements ont pour but de protéger le terrain dans le cas où celui-ci est susceptible de subir une évolution défavorable, après ouverture, conduisant à une diminution inacceptable de ses caractéristiques et de bien veiller sur la sécurité des personnels travaillant dans la galerie. [9]

On a deux types de soutènement : soutènement provisoire et revêtement.

Les efforts supportée par les soutènements et où revêtement dépend à la fois :

- L'état de contrainte préexistant dans le massif avant le creusement de l'ouvrage et le comportement mécanique de ce massif.
- L'action de l'eau dans le massif.
- Des phases successives et du calendrier de l'exécution (aspect tridimensionnel et l'influence du temps)
- La raideur du soutènement ou du revêtement.

Les soutènements provisoires sont classés en fonction de leur mode d'action par rapport au terrain, on distingue quatre catégories définies comme suit :

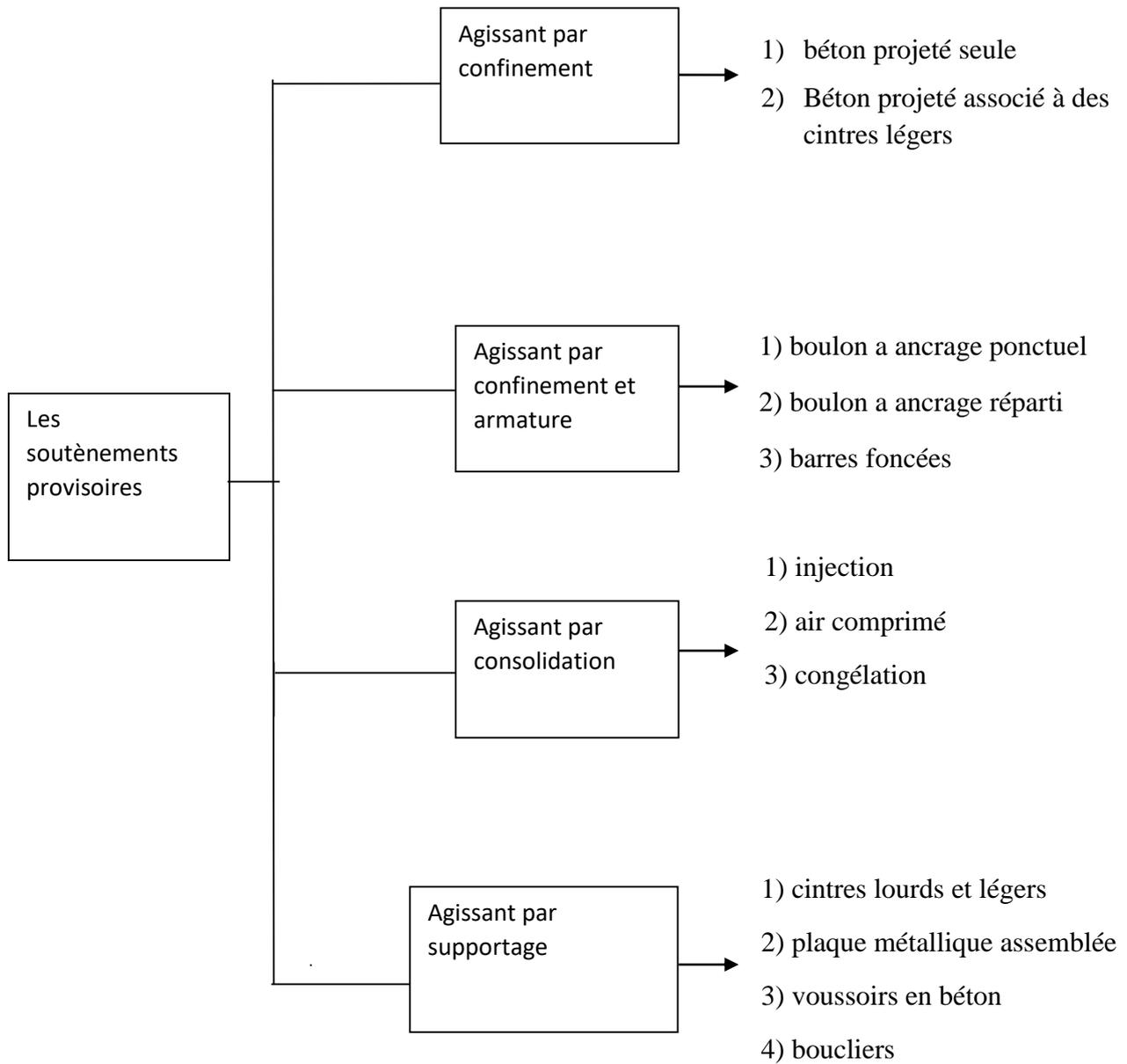


Fig. I.6. Classification des modes de soutènements provisoires

Ci-dessous nous allons donner les définitions des techniques de soutènements les plus couramment utilisés :

I.7.1.1. Cintre

Les cintres sont des ossatures en forme d'arc ou de portique, disposés selon la section transversal de l'ouvrage et dont les membrures sont placées le long des parois de l'excavation, le calage contre le terrain se faisant soit directement soit par l'intermédiaire d'une peau ou blindage masquant totalement ou partiellement la paroi. [10]

La plupart de ces cintres peuvent être employés soit comme protection «contre la chute des blocs », soit comme soutènement « pour ralentir la convergence des parois », soit comme renforcement suivant la nature du terrain et les dimensions de l'ouvrage. Il existe différents modèles de cintre :

- ❖ Cintre métallique légers : sont constitués de profilés spéciaux généralement en forme de U, ces cintres sont recommandés en raison de leur facilité d'emploi, ils peuvent être employés soit comme simples cintres de protection ou comme cintres de soutènement.
- ❖ Cintre métallique lourds : agissant essentiellement par supportage ou comme renforcement d'ouvrage existant, constitués de profilés courants en généralement des HEA ou HEB, ces cintres ne sont pas conçus pour admettre une déformation.
- ❖ Cintres en bois : c'est rare qu'on utilise ces cintres, ils sont réservés aux petits ouvrages ou aux ouvrages de section irrégulière. Ils se prêtent bien au soutènement des terrains instables car leur pose peut suivre immédiatement chacune des phases du creusement.

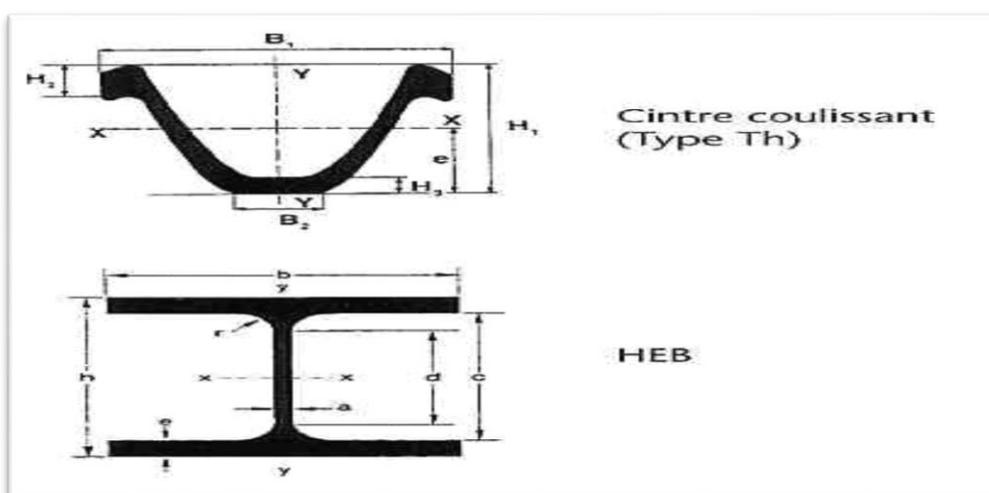


Fig. I.7.Type de cintre

I.7.1.2. Béton projeté

L'utilisation de béton projeté comme mode de soutènement en souterrain s'est considérablement développée au cours des dernières années.

Le béton projeté est un béton mis en œuvre à l'aide d'une lance, par projection sur une paroi sous l'impulsion d'un jet d'air comprimé. Il existe deux techniques de projection : par voie humide ou par voie sèche, la différence entre les deux techniques est liée à la manière dont l'eau de gâchage du béton est introduite.

Le béton projeté est utilisé comme soutènement de parois de galerie est ça après l'excavation du front de taille ou ultérieurement si le terrain est stable et aussi comme soutènement provisoire du front de taille de tunnel en cours de creusement et dans ce cas, généralement est utilisé en association avec des boulons et des cintres, et dans les travaux neufs ou en réparation d'ouvrages anciens. [11]



Fig. I.8. Béton projeté

I.7.1.3. Boulonnages

Le boulonnage est une technique légère de soutènement, utilisée en premier lieu dans les mines souterraines puis développée dans les tunnels, les galeries...etc.

Le boulonnage c'est le renforcement du terrain encaissant au moyen de barres généralement métalliques et de longueur comprise entre 1.50 et 5m, placées à l'intérieur du terrain à partir de la surface libre. [12]

Ceux-ci sont deux types : boulon à ancrage ponctuel et boulon à ancrage réparti. Le choix entre de ce type est lié à la nature du terrain :

- ❖ Le boulon à ancrage ponctuel, plus rapidement mis en place et moins coûteux, nécessite un terrain suffisamment résistant au niveau de l'ancrage.
- ❖ Le boulon à ancrage réparti peut être à effet immédiat ou différé provisoire ou permanent.

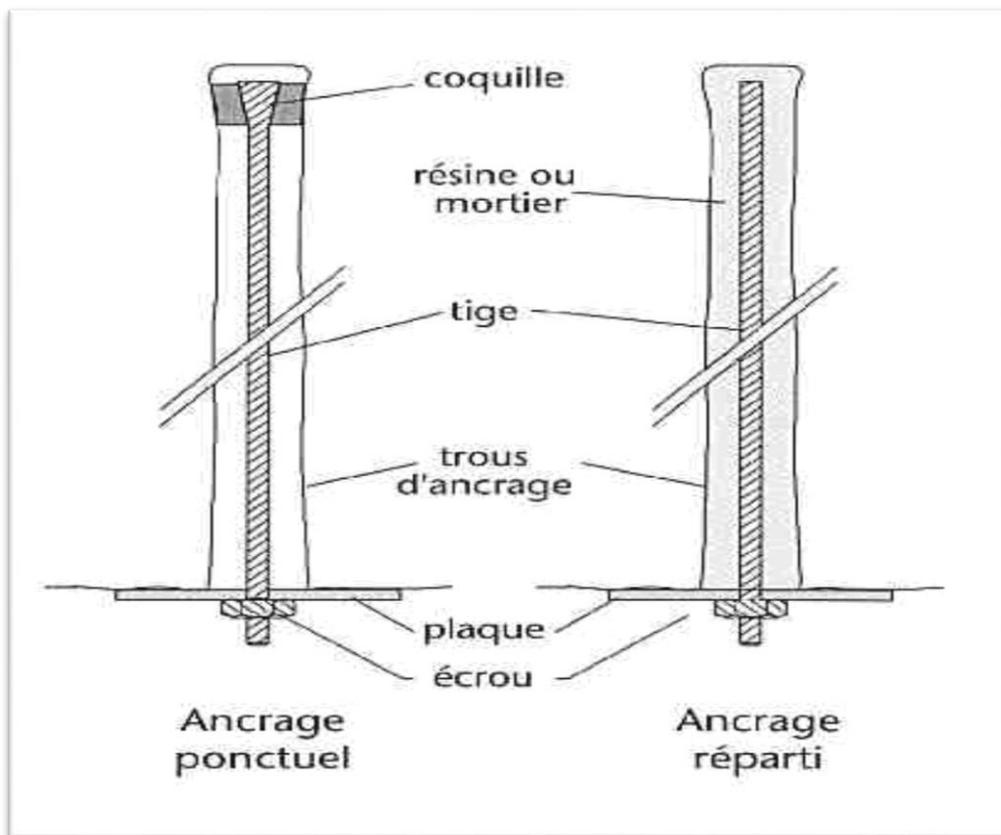


Fig.1.9.Type de boulon d'ancrage

I.7.2. Revêtement définitif

Le revêtement définitif d'un ouvrage souterrain est la structure résistance placée au contact de l'excavation. Est formé d'anneaux, constitués par l'assemblage de voussoirs préfabriqués en béton armé. Il permet d'assurer la stabilité mécanique à long terme de l'ouvrage et de contribuer à son étanchéité (protection contre les venues d'eau dans le cas d'ouvrage réalisé dans des terrains aquifères). Il peut être visible de l'intérieur de l'ouvrage ou protégé par un habillage. [13]

Les matériaux les plus couramment utilisés pour la construction des revêtements : le béton coffré non armé, les voussoirs préfabriqués en béton armé alors que le béton projeté il est rarement utilisé.

I.7.2.1. Revêtement en béton coffré

Le guide du béton coffré en tunnel publié par le CETU en 1983 précise les règles de formulation et les conditions de mise en œuvre d'un tel béton. Le béton utilisé est plus souvent de classe B28 à B32.

I.7.2.2. Revêtement en béton armé

Les revêtements en béton armé sont tout à fait exceptionnels, on se contente parfois d'armer localement certaines zones du revêtement lorsque les calculs laissent prévoir des contraintes de traction ou de cisaillement notables. [14]

I.7.2.3. Les voussoirs préfabriqués en béton armé

On utilise généralement des voussoirs préfabriqués en béton armé de 30 à 40 centimètres d'épaisseur, boulonnés entre eux, avec joints d'étanchéité entre voussoirs d'un même anneau et anneaux successifs. [14]



Fig. I.10. Les voussoirs préfabriqués

I.8. Conclusion

Les ouvrages souterrains sont des ouvrages enterrés construits par percement (Creusement ou excavation) dans les terrains vierges sans ou avec déblaiement des masses de terres supérieures.

Ces ouvrages souterrains présentent la particularité d'être entièrement construits dans un massif de sol ou de roche. Il existe plusieurs types de ces ouvrages (stockage, communication etc...). Leur utilisation est très diverse et peut comprendre des tunnels routiers, usines électriques, parcs à voitures, entrepôts, abris à usages multiples, stockage de fluides ou de déchets radioactifs.

Les soutènements peuvent être provisoires ou définitifs. Les soutènements provisoires les plus couramment utilisés sont les cintres, béton projeté ou boulonnage. Par contre les revêtements définitifs peuvent être en béton coffré ou béton armé,

II.1. Introduction

Les tunnels améliorent la qualité de vie au - dessus su sol et peuvent avoir un impact économique considérable. L'espace souterrain peut être utilisé pour plusieurs applications comme pour le stockage, les usines de traitement de l'énergie et de l'eau, les ouvrages de traitement du sol, routes...

Bien entendu, la construction de tunnels est risquée et couteuse et nécessite un haute niveau de compétence technique.

Dans ce chapitre, nous allons présenter les méthodes et les procédures de construire les tunnels.

II.2. Historique du tunnel

Les ouvrages souterrains ne sont pas des découvertes modernes. Avant l'apparition de l'homme, les galeries souterraines étaient le fait de la nature ou des animaux.

L'homme a commencé à creuser le sol pour chercher l'eau, creusement vertical créant des puits, avant de se lancer dans le creusement horizontal, plus périlleux pour la recherche des minéraux (cristal, Or...).

En moyen âge, il y a eu quelques innovations remarquables dans la technique de construction des tunnels.

Le plus ancien égout c'est l'égout de Ménilmontant en France (paris) date de 1370, et le premier tunnel routier serait celui du col de tende (1450), suivi de près par celui du col de la traversent (1480), et en 1556 Georgius Agricola publia un traité des mines « de re metallica », source inépuisable de données techniques et d'illustrations sur les travaux souterrains.

Durant les XVIIème et XVIIIème siècles, la technique a fait un pas décisif avec l'utilisation des poudres pour l'explosion la roche (1627), puis un autre avec l'invention de la mèche qui réduit le risque d'accident. La construction du canal du Midi par Riquet (1680) donne naissance au tunnel de Malpas, premier canal souterrain pour la navigation.

Au XIXème siècle, les tunnels sont connus comme étant des ouvrages souterrains importants, en général ils permettent de raccourcir un itinéraire, et d'éviter un col (tunnel sous une montagne) ou d'éviter un long détour (tunnel sous un plan d'eau). Et on peut aussi dire c'est le siècle des chemins de fer et des tunnels dignes de ce nom, bien que la « tonnelle » de Londres, construite à partir de 1825.

Le premier tunnel de chemin de fer est celui de terrenoire en 1826 sur la ligne de Roanne à Andérezieux, suivi de celui de la ligne de Liverpool à Manchester en 1830. En commence alors en France la construction de longs tunnels : Blaisy (4100 m), la Nerthe entre Vitrolles et Marseille (4617m) tous les deux avec 22 puits intermédiaires.

Au début du XXème siècle, les techniques de forage se perfectionnent avec des machines de plus en plus puissantes, la mise en œuvre d'explosifs plus efficaces, l'utilisation de cintres et de boucliers, le traitement des terrains difficiles par injections ou congélation. Pour les revêtements, la maçonnerie en pierre est remplacée par le béton et les voussoirs en fonte ou en béton. On prend de mieux en mieux en compte l'aération et l'éclairage, mais pas encore tellement la sécurité contre les incendies.

En 1970 la moitié du XXème siècle une conférence internationale tenue à Washington sur les recommandations de L'Organisation de Coopération et de Développement Économiques (OCDE) aboutit à la décision des vingt nations participantes de créer des associations nationales pour le progrès des travaux en souterrain. L'association française AFTES, déjà citée, se groupe avec les autres associations pour former en 1974 l'Association internationale des travaux en souterrain (AITES) dont le secrétariat fut assuré par la France jusqu'à une date récente.

II.3.Définition du tunnel

Le mot tunnel vient du mot « tonnelle » évoquant la forme du tonneau. Il désigne un passage souterrain. [16]

On considère souvent qu'un tunnel doit être au moins deux fois plus grand qu'il n'est large pour mériter cette désignation. Il doit en outre être fermé de tous les cotes, excepté à chacune de ses extrémités, ce qui la différence d'un passage en tranchée. [17]

Le tableau suivant donne quelque exemple des grands tunnels en monde en fonction de leur longueur :

Tunnel	Longueurs	Pays	Type
Saint Gothard	57km	Suisse	Ferroviaire
Tunnel sous la manche	52km	France	Ferroviaire
Lötschberg	34.6km	Suisse	Ferroviaire
Tunnel Iwate-Ichi Nohe	25.8km	Japon	Ferroviaire
Laerdal	24.5km	Norvège	Routier
Hsuehshan	12.90km	Asie	Routier
Paijanne	12km	Finlande	Aqueduc

Tableau. II.1. Les grands tunnels du monde

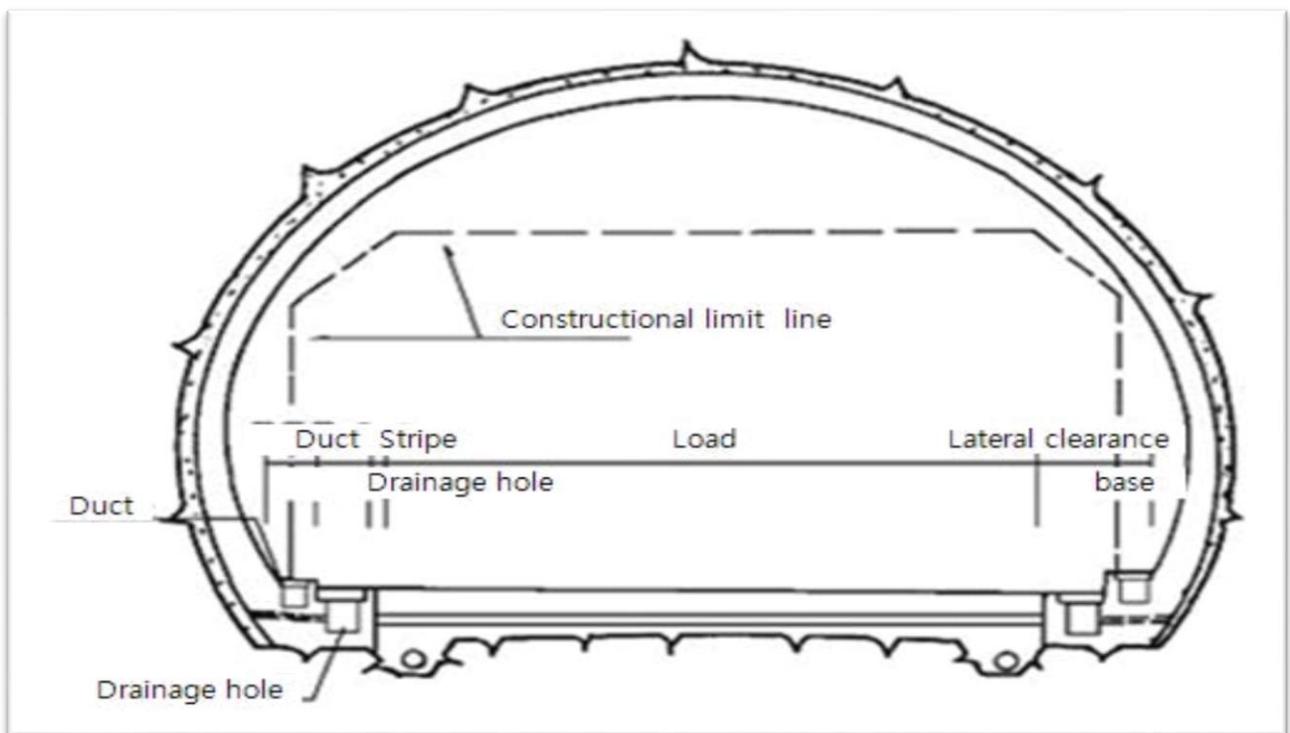


Fig. II.1. Section d'un tunnel

II.3.1. Catégories de tunnel

Le tunnel est un ouvrage très important, il joue des rôles principaux à l'environnement « la protection, l'évacuation d'eau, stockage et libration de la surface.. »

On peut distinguer plusieurs types de tunnels, si l'on se réfère à leur objet :

❖ **Tunnel de communication**

- Tunnel ferroviaires
- Tunnel routière
- Tunnel de navigation

❖ **Tunnel de transport**

- Adduction d'eau
- Galerie hydraulique
- Égout
- Galerie de canalisation

❖ **Tunnel cavité de stockage**

- Garage et parking
- Stockage liquide ou gazeux
- dépôts

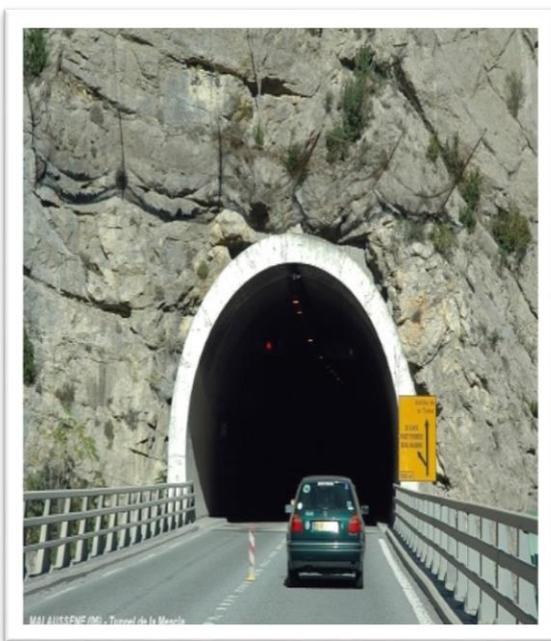


Fig. II.2.Tunnel routière

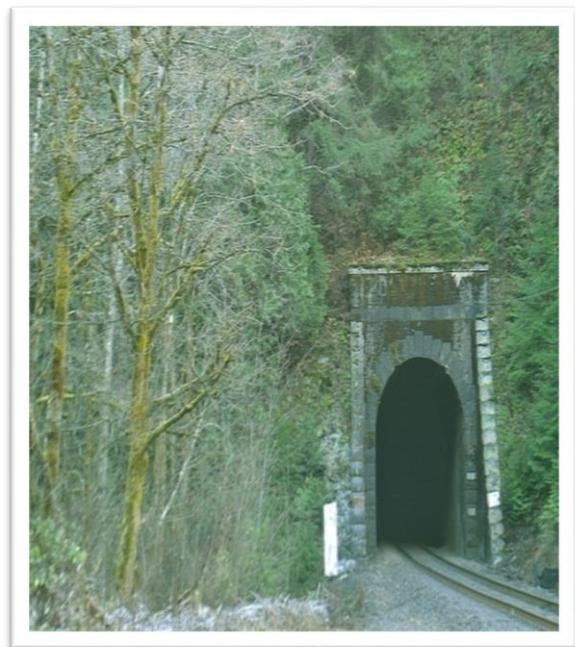


Fig. II.3 Tunnel ferroviaire

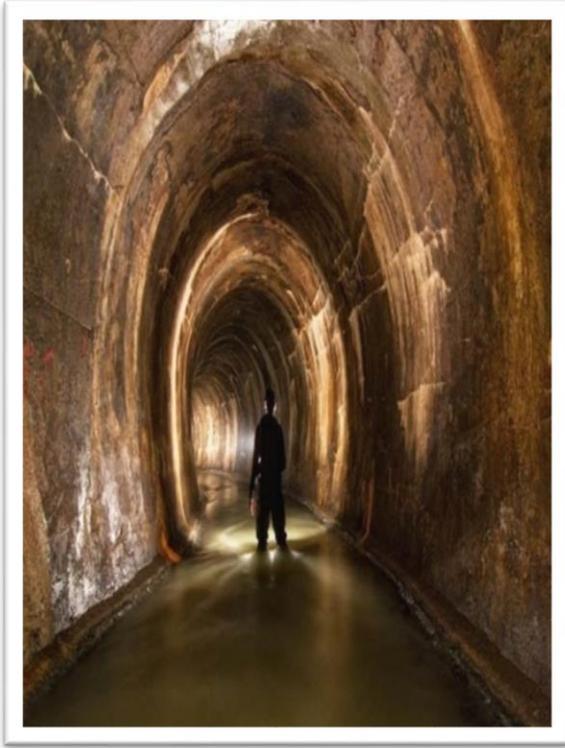


Fig.II.4 .Tunnel égout

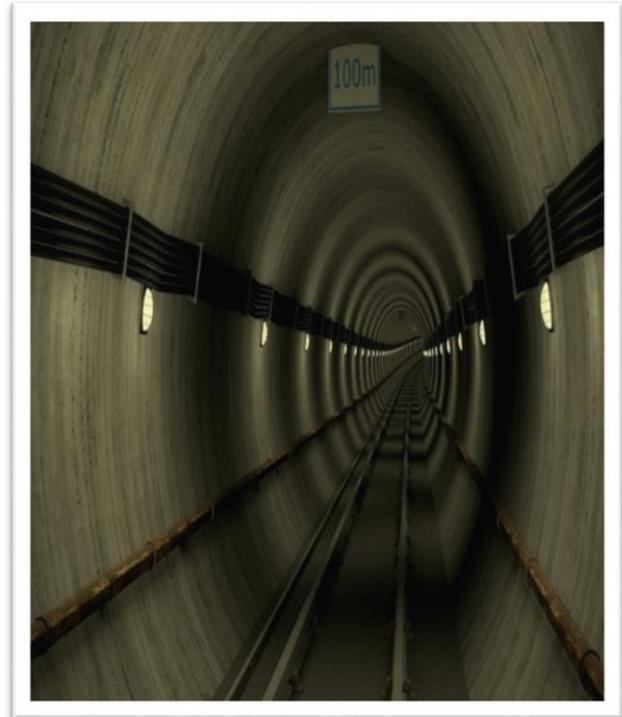


Fig.II.5.Tunnel métro

II.3.2.Catégorie de tunnel par rapport à leur profondeur

Si l'on se réfère à leur profondeur, on distingue trois catégories :

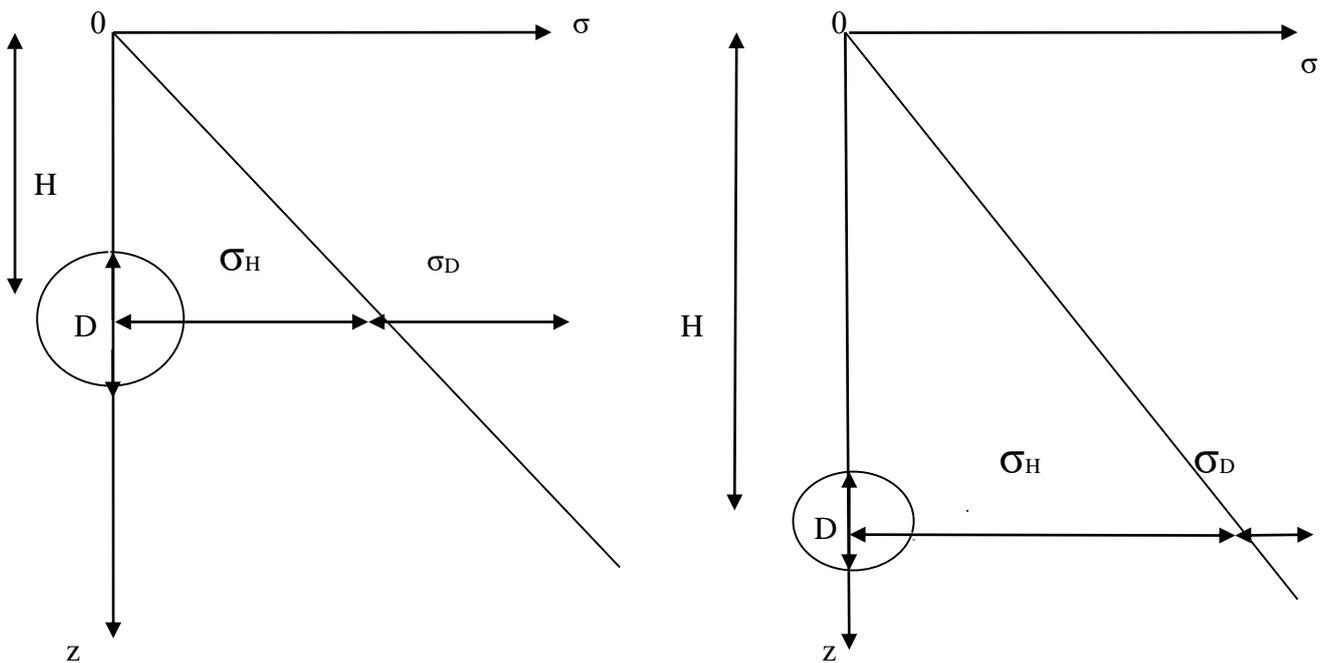
- ❖ **Tunnel de faible profondeur** : un ouvrage souterrain à faible profondeur (moins de deux diamètres du niveau du sol) peut être réalisé de deux façons :
 - 1) En tunnel : soit au tunnelier ou par attaque ponctuelle, on évitera l'explosif car il y'a trop de risque cette faible profondeur surtout en zone urbaine.
 - 2) En tranchée couverte : on réalise une tranchée à ciel ouvert dans laquelle on construit l'ouvrage. Celle-ci ensuite remblayée.

- ❖ **Tunnel peu profond** : souvent creusé dans des formations meubles et /ou aquifères, il est préférable d'utiliser des tunneliers qui ont l'avantage de pouvoir mieux maîtriser les tassements. C'est en effet primordial lors de la traversée des zones urbaines où le moindre tassement différentiel peut entraîner des désordres dans les bâtiments sus-jacents.

❖ **Tunnel profond** : un tunnel est dit profond si son diamètre (ou diamètre équivalent dans le cas où la section n'est pas circulaire) est petit devant la profondeur de son axe.

Cela revient à dire que la variation de contrainte vertical initiale entre les parties supérieures et inférieures de la section du tunnel (avant excavation) est négligeable devant la contrainte initiale verticale due au poids des terres à la profondeur moyenne du tunnel (profondeur de l'axe).

Dans la figure suivante on montre la différence entre tunnel peu profond et tunnel profond :



σ_D est non négligeable devant σ_H

Tunnel peu profond

σ_D est négligeable devant σ_H

tunnel profond

$$\sigma_H = \gamma.H \text{ et } \sigma_D = \gamma.D \tag{II.1}$$

γ : Le poids volumique moyen du terrain

Fig. II.6. Différence entre tunnel peu profond et tunnel profond

❖ **Tunnel très profond** : Dans le domaine du tunnel à grand profondeur, les principes avancés récentes des travaux de recherche ont porté sur le développement de lois de comportement adaptés à la complexité des terrains rencontrés et leur implémentation dans les codes de calcul numérique. La prise en compte du comportement non linéaire, anisotrope et différé du massif, de la fracturation préexistante et ou induite, des couplages hydromécaniques, de la méthode

d'excavation (traditionnelle ou mécanisée) et de soutènement constituent des enjeux majeurs de la modélisation numérique afin de réaliser des prédictions fiables de la réponse des ouvrages excavés dans des situations complexes (terrains poussant ou gonflants, zone de failles....). Donc dans les tunnels profonds, les déformations provoquent inévitablement l'apparition d'une couronne de terrain plastifiée autour du creusement, l'état de contrainte atteignant l'enveloppe de rupture du massif et les déformations augmentant progressivement. [18]

II.4. Reconnaissance avant l'excavation d'un tunnel

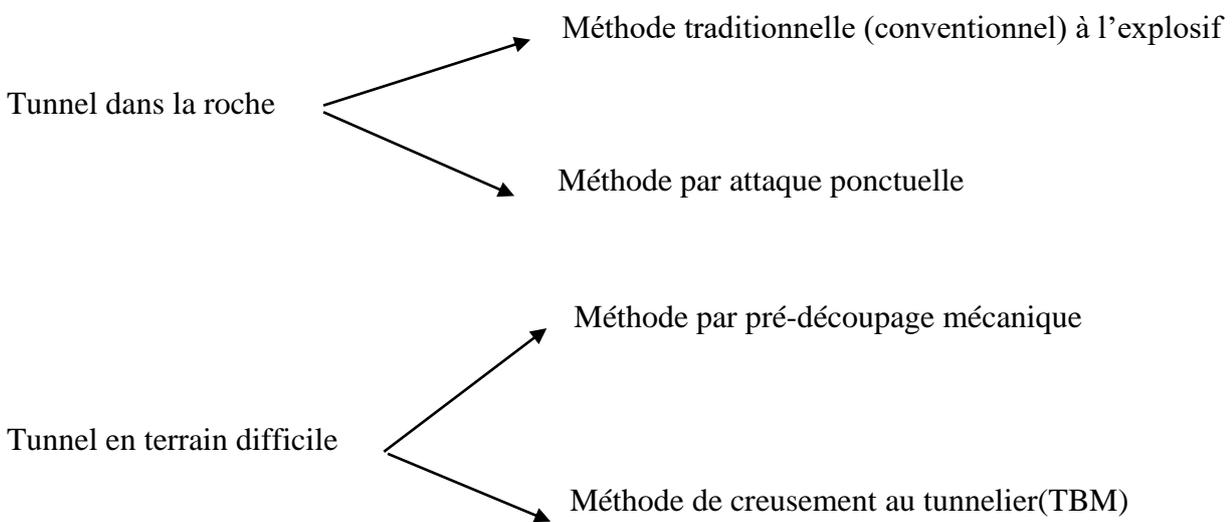
Pour réaliser un tunnel correctement sans problèmes et difficultés, il y'a des procédures à suivre :

- ✓ Choix d'un site (milieu excavé).
- ✓ Connaitre parfaitement le milieu dans lequel il faudra opérer, et tout particulièrement ses caractéristiques de résistance et de déformabilité.
- ✓ Étudié au préalable le comportement mécanique et définir le type d'action de confinement et de pré confinement nécessaires pour maîtriser et contrôler la réponse en déformation du milieu à l'excavation.
- ✓ Mesurer et vérifier à l'aide des calculs, les interventions choisies pour obtenir le comportement voulu du milieu vis-à-vis de l'excavation ainsi que le coefficient de sécurité nécessaire de l'ouvrage.
- ✓ Choix d'une forme, d'un volume, d'une section type pour assurer la fonction, la stabilité et l'économie de l'ouvrage.
- ✓ Choix de la méthode de creusement approprié du terrain encaissant.
- ✓ Choix de dimensionnement du soutènement provisoire, ainsi que celui du revêtement définitif.
- ✓ Contrôle du comportement de l'ouvrage pendant la construction puis au cours de l'exécution.
- ✓ Contrôle le comportement réel du milieu vis-à-vis de l'excavation pour une mise au point des systèmes d'excavation et de stabilisation
- ✓ La sécurité du chantier qui doit rester un souci particulier du concepteur et du constructeur.
- ✓ L'estimation des couts, difficile pour ce type d'ouvrage, devra néanmoins faire l'objet d'une étude détaillée et si possible d'études comparatives.
- ✓ L'entretien et la réparation des ouvrages seront présents à l'esprit du concepteur pour faciliter la tâche de l'exploitant.

II.5. Techniques de creusement

Les tunnels peuvent être creusés dans différents types de terrains, depuis l'argile jusqu'aux roches les plus dures. La technique de construction doit permettre l'abattage et la stabilisation du terrain tout en respectant certains critères d'économie et de rapidité. Cette technique d'excavation dépendant de certains paramètres « la nature de sol ou de la roche, la géométrie de tunnel, l'environnement, le niveau de la nappe phréatique.... » .

Il existe plusieurs techniques de creusement d'un tunnel, on distingue les grandes tendances :



II.5.1. Creusement dans la roche

Pour les terrains durs ou les roches on peut avoir deux types d'excavations :

II.5.1.1. Creusement traditionnel à l'explosif

La technique de l'excavation à l'explosif (généralement de la dynamite) est très ancienne, mais toujours existe, dans de nombreuses situations, c'est la plus économique. On général on évitera l'explosif surtout en zone urbaine et faible profondeur car il est très dangereux. La poudre noire (salpêtre + charbon + soufre) fut longtemps utilisée, avant que n'apparaissent des produits plus performants (tels la dynamite ou les émulsions) mais plus dangereux. En souterrain on utilise des explosifs brisants (vitesse de détonation > 4000 m/s) dont l'effet sur la roche est double :

- L'énergie de choc véhiculée par une onde fissure le terrain.

- L'énergie de gaz, engendrée par le dégagement d'un important volume de gaz à haute température et pression, ouvre ces fissures et disloque le matériau. Le "surplus" de cette énergie expulse les blocs disloqués.

L'abattage à l'explosif est effectué de manière cyclique. On commence par tracer et par forer des trous de mines, que l'on charge selon un plan de tir. Après le tir de la volée, on procède à la ventilation des fumées, puis à la purge des blocs instables. [19]

S'intercalant ou pas dans les opérations de mise en place d'un soutènement des parois, le marinage, c'est –à-dire l'évacuation des déblais à l'extérieur, termine le cycle de creusement. On peut résumer tout ça dans la figure suivante :

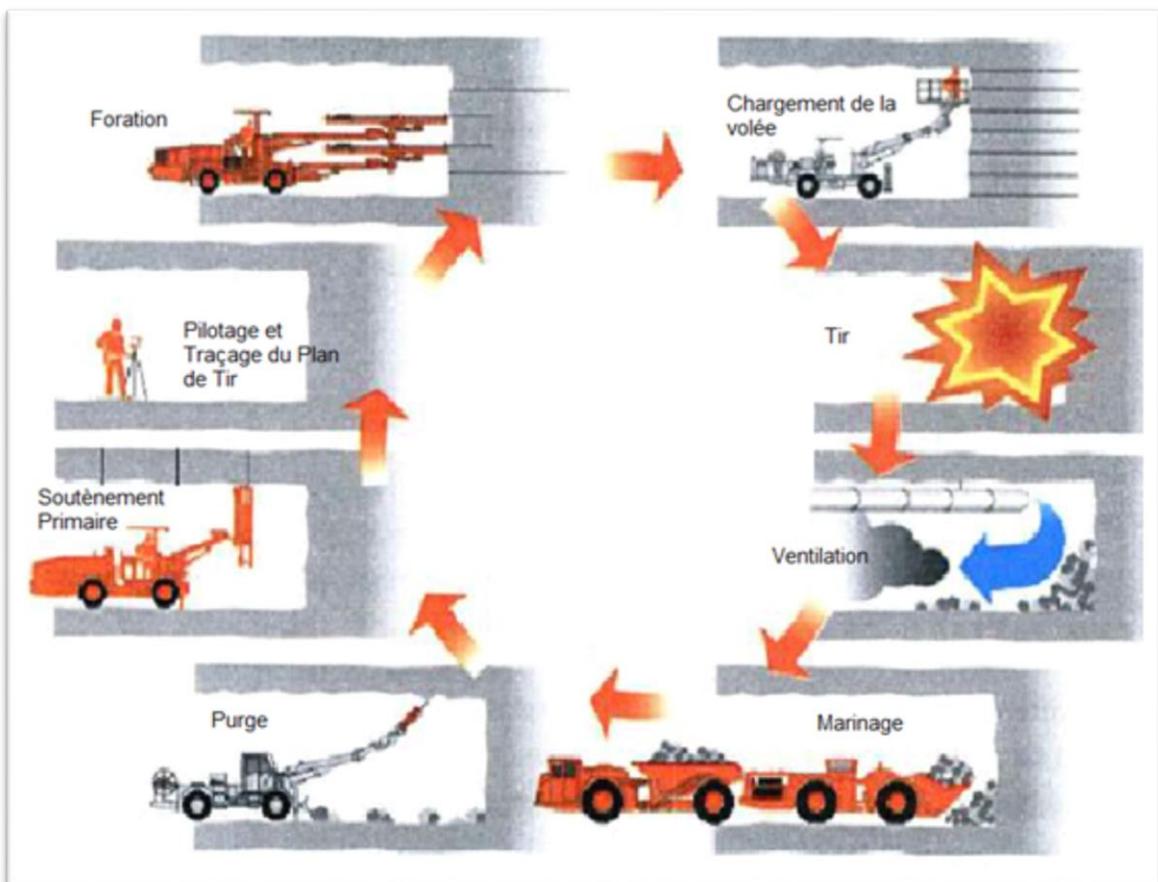


Fig. II.7. Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif

II.5.1.2. Creusement à attaque ponctuelle

Le creusement par attaque ponctuelle est une technique mécanique, on la utilise dans les roches tendres (craies, marnes, schistes, altérés...) donc l'usage de l'explosif est efficacement remplacé

dans ce cas par des machines d'attaque ponctuelle. Elles s'inspirent directement du travail du mineur : un bras articulé vient « gratter » et abattre le terrain du front. [4]

Pour l'utilisation de cette technique, la connaissance de deux groupes de paramètres géotechnique est essentielle :

- Caractéristique de résistance de la roche
- État de fracturation du massif

Cette machine a pour principaux avantages son adaptation facile aux variations de sections, le meilleur respect du profil à réaliser par limitation des hors-profils et la diminution de propagation des échantillons dans le massif environnant.

Lorsque le terrain s'y prête ($RC < 80 \text{ MP}$) Le rendement de cette méthode est bien meilleur que l'explosif

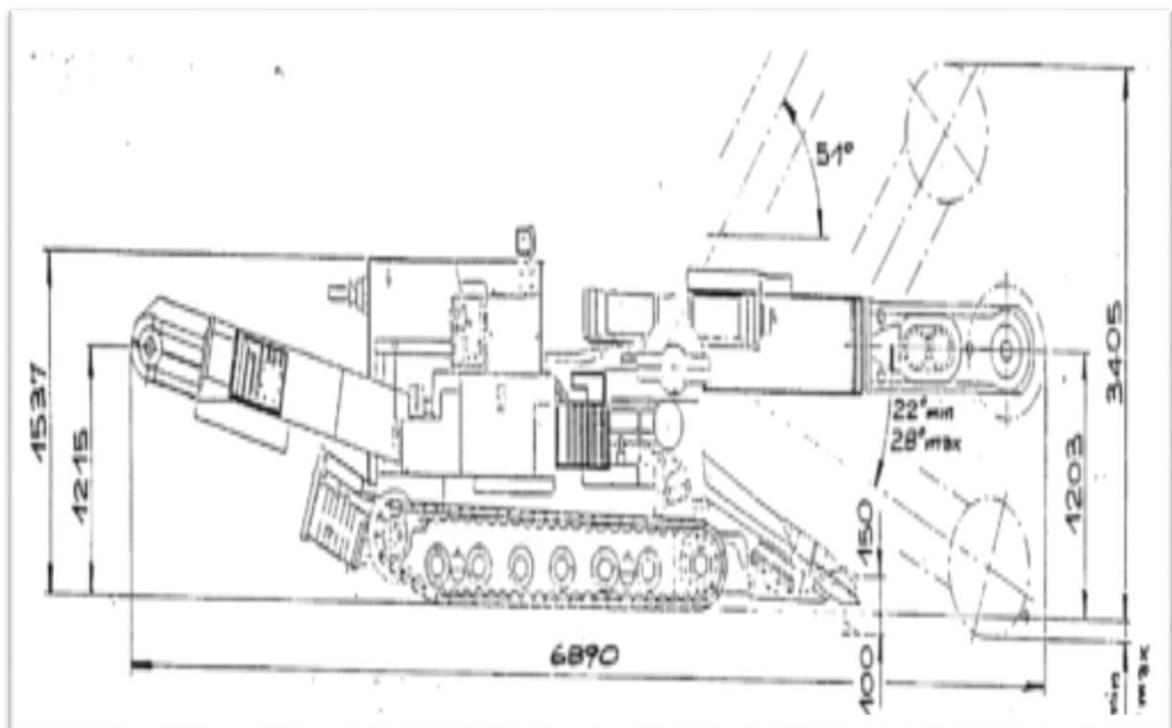


Fig. II.8. Machine à attaque ponctuel

Dans cette technique de creusement, il existe trois méthodes différentes d'excavation du front de taille qui sont :

II.5.1.2.1. Creusement en pleine section

Cette méthode de creusement consiste à excaver la totalité de la section du tunnel en une seule phase. Elle est couramment utilisée pour la plupart des tunnels creusés dans des roches de bonne ou d'assez bonne tenue, lorsque leur section n'est pas trop importante, pour être couverte par un jumbo ou une machine à attaque ponctuelle. Dans le cas contraire la méthode nécessite de gros engins et devient extrêmement coûteuse.

Cette méthode est très rapide, donc elle facilite l'organisation du chantier, car elle permet de séparer nettement les équipes de creusement et celles du revêtement.

Les machines d'attaque ponctuelle sont utilisées dans des massifs rocheux qui ne nécessitent pas de soutènement immédiat.



Fig. II.9. Creusement en pleine section

II.5.1.2.2. Creusement en demi-section

Dans la méthode de creusement en demi-section on réalise d'abord le creusement de la partie supérieure de la section (calotte). La partie inférieure (stross) étant réalisée avec un décalage dans le temps. Un soutènement doit éventuellement être mis en place en partie supérieure avant le creusement de la partie inférieure c'est à dire si nécessaire renforcer le soutènement avant creusement du stross, aussi bien en partie supérieure (cintres, blindage, béton projeté, béton) qu'en partie inférieure (micropieux sous les appuis de cintres, colonnes de jet Grouting en piédroits).

Cette technique est conseillée pour des tunnels de qualité moyenne et des grandes sections, car elle permet de mieux maîtriser les problèmes de stabilité vue la dimension réduite du front de taille, et de limiter des ébranlements dans le massif encaissant, ainsi que la mise en œuvre d'un type de soutènement par rapport au creusement en plein section. [4]

II.5.1.2.3. Creusement en section divisée

La méthode de creusement en section divisée consiste en l'ouverture préalable d'une (ou plusieurs) galerie de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement de l'excavation total à réaliser. Cette méthode est utilisée lorsque la section à excaver est importante, ou dans le cas d'un terrain avec caractéristiques géotechniques faibles qui ne permet pas d'assurer la stabilité du front de taille avec une ouverture en demi section.

La méthode de la section divisée comprend généralement deux modes de creusement, un mode de creusement consiste à creuser une galerie en clé de voûte, ensuite la rendre plus large latéralement pour achever la demi-section supérieure de l'excavation finale, idem pour la demi-section inférieure. Le deuxième mode consiste à commencer par deux galeries de base, au niveau des piédroits vers la clé de voûte. [4]

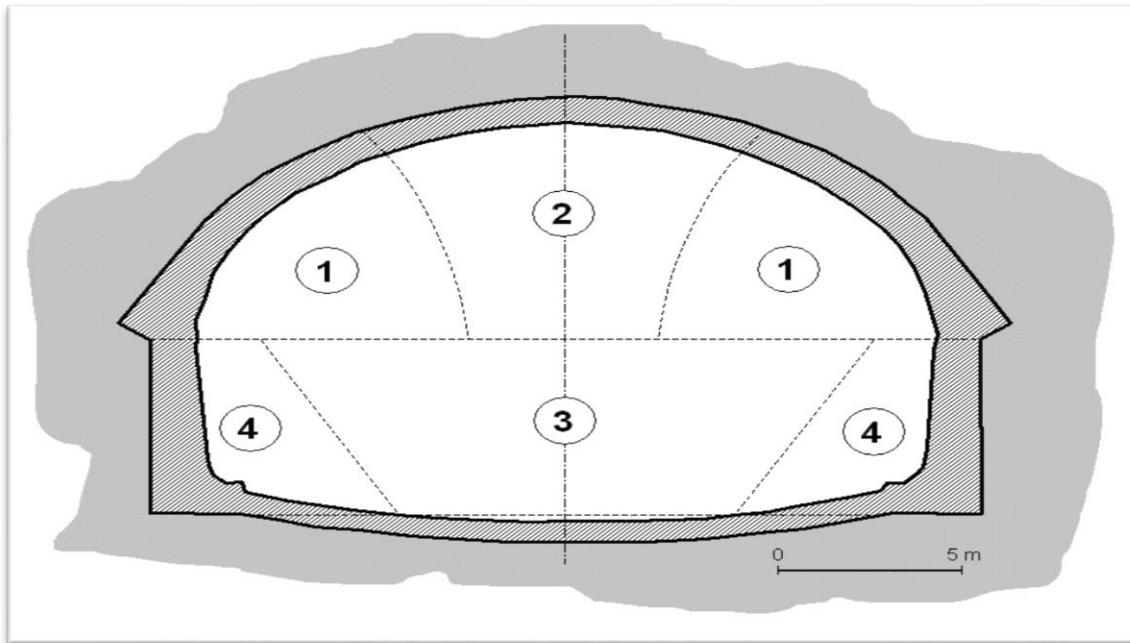


Fig. II.10. Creusement en section divisée

❖ **Avantages d'attaque ponctuelle**

- ✓ Réduction des vibrations sur structures avoisinantes.
- ✓ Limitations des ébranlements dans le massif encaissant (par rapport aux explosifs).
- ✓ Diminution du soutènement et des bétons de remplissage.
- ✓ Grande accessibilité au front de taille, ventilation plus aisée.
- ✓ Applicable à tous les profils d'excavation et à tout type de terrassement.
- ✓ Adaptées généralement aux sols à forte cohésion, roches tendres (calcaire, craie).
- ✓ La machine d'attaque ponctuelle représente un investissement moins important.
- ✓ Flexibilité des machines (en comparaison avec les tunneliers) pas besoin de grands espaces pour le montage et démontage... [20]

❖ **Inconvénients**

- ✓ une machine à attaque partielle est moins puissante.

II.5.2. Creusement dans un terrain difficile

Le terrain difficile c'est un terrain sensible et compliqué, dans ce cas on utilise deux types de creusement qui sont :

II.5.2.1. Creusement par pré-découpage

Cette méthode consiste à réaliser une saignée de saignées d'épaisseur 15 à 30cm et de 3 à 5 m de longueur dont le tracé suit le profil théorique de l'extrados de la voûte à réaliser, à l'aide d'une machine « haveuse ».

La saignée est remplie de béton à prise rapide, mis en place par projection (béton projeté), cette pré voûte en béton assure le soutènement de la cavité dont le terrassement et permet d'assurer pendant les travaux, la sécurité des ouvriers. [21]

II.5.2.2. Creusement par Tunnelier « TBM » tunnel boring machine ou attaque globale

Le creusement par tunnelier ou attaque globale est une technique mécanisée par cette machine « tunnelier » ou plusieurs types du tunnelier.

Le tunnelier est une machine conçu pour creuser les tunnels dans tous types de géologies, terrain meubles très perméable jusqu'aux roches les plus durs, sous forte charge d'eau, et quand les conditions de stabilité ne sont pas assurées (terrain faible résistance). Il est caractérisé par le fait qu'il possède une tête d'excavation circulaire et rotative, capable d'excaver en une seule opération la totalité de la section (attaque globale), à l'inverse des machines à attaque ponctuelle qui abattent le terrain de manière sélective. Le tunnelier est une véritable usine souterraine destinée à créer des tunnels d'une longueur de +/- 75m, elle effectue plusieurs opérations simultanées au même temps : [4]

- a) creusement
- b) support des terrains traversés
- c) réalisation du tunnel.

Le principe de fonctionnement de tunnelier consiste à assurer la stabilité du front d'attaque par mise en pression des déblais excavés contenus dans la chambre d'abattage pour équilibrer les pressions des terrains et de la nappe.

Le travail s'effectue en deux phases majeures : le creusement et la mise en place des voussoirs. Le creusement du sol est assuré par une roue de coup fixée à l'avant du tunnelier. Durant le creusement, la roue de coupe tourne sur son axe avec une forte pression, et les outils de coup grattent le sol.

Le sol excavé se retrouve dans la chambre d'excavation, où il est maintenu à une certaine pression pour assurer la stabilité du terrain. La pression dans la chambre d'excavation s'adapte à la diversité des terrains, et aux conditions hydrogéologiques. Les ouvriers peuvent accéder à la chambre d'excavation pour nettoyer ou changer les outils de coup.

Un cylindre métallique, appelé le bouclier garantit la protection du travail de creusement en tête de tunnelier. À l'arrière de ce bouclier, au fur et à mesure que le creusement s'effectue, le tunnelier va poser les voussoirs. Ces éléments courbés préfabriqués en béton, sont assemblés en anneau et constituent les parois du tunnel.

Le tunnelier peut alors prendre appui sur les voussoirs et avancer grâce à des vérins de poussée. Les terres sont évacuées à l'arrière du tunnelier à l'aide de la vis d'extraction. Elle permet d'extraire les déblais, tout en maintenant la pression nécessaire à la stabilité du terrain.

Le grand tunnelier au monde est le tunnelier « Herranknecht » de 17.6m de diamètre. Ce Herrkanecht va entrer sous terre pour percer 4.2km sous la mer dans le cadre d'un projet routier à « Hong Kong ».

Il y'a plusieurs catégories du tunnelier en fonction du type du terrain et selon son rôle comme décrit ci-dessous :

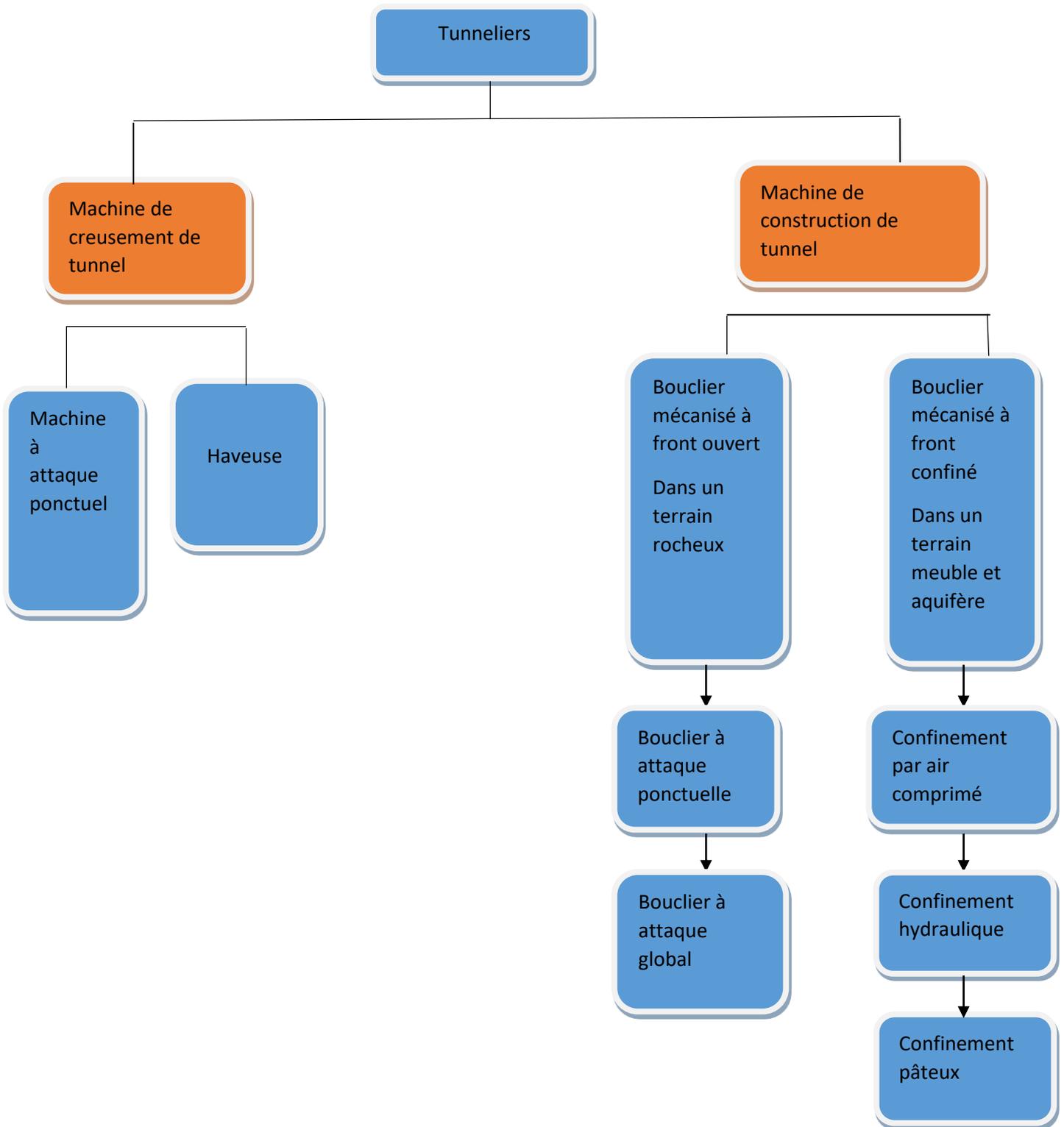


Fig. II.11. Différentes catégories de tunneliers (machines de creusement) [13]

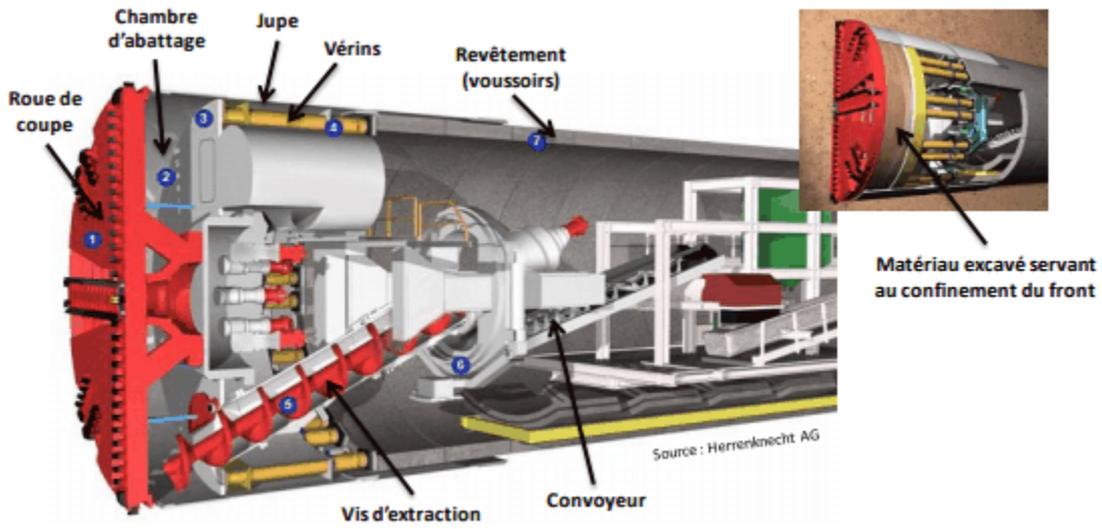


Fig. II.12. Machine de creusement « tunnelier »



Fig.II.13. Roue de coup du tunnelier à pression de boue

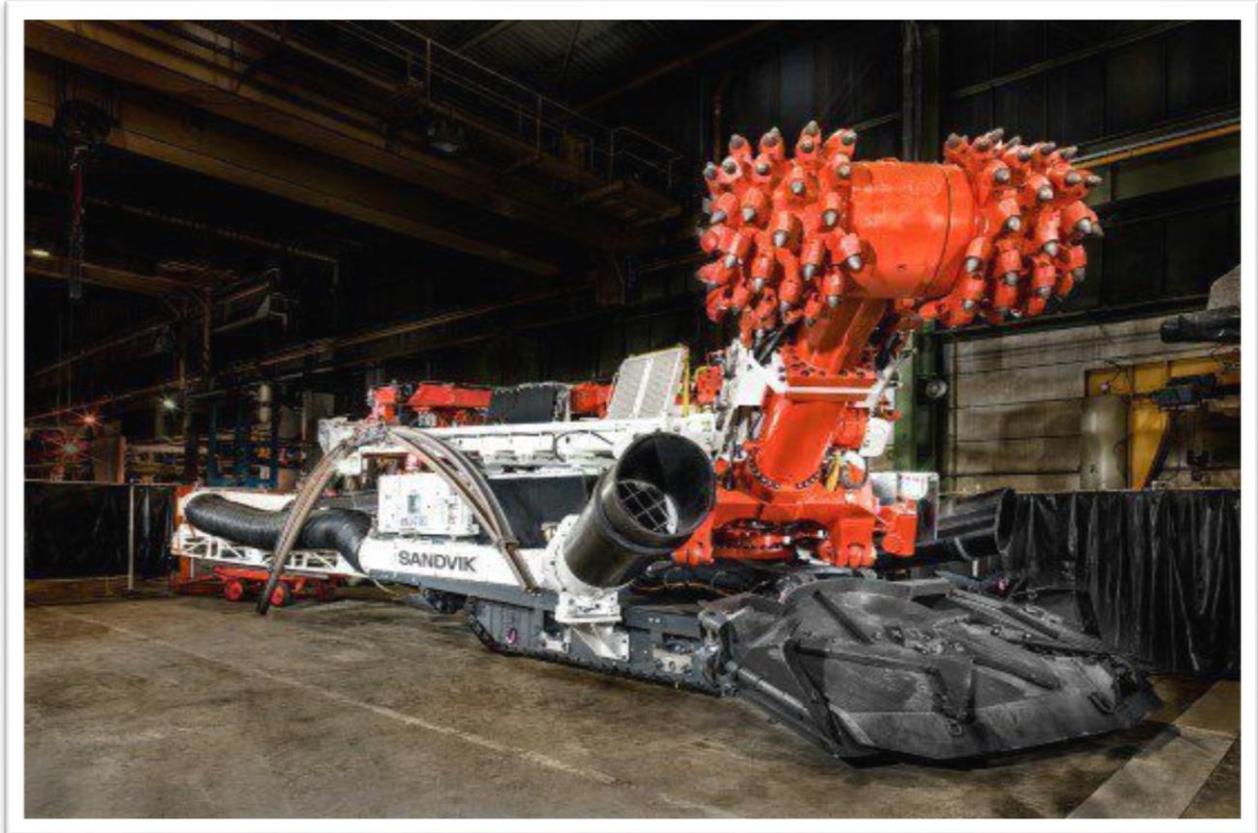


Fig. II.14. Machine de creusement « haveuse »

❖ **Avantages du Tunnelier**

- ✓ L'exécution très rapide et efficace.
- ✓ Le tunnelier permet d'atteindre des vitesses de creusement assez élevées théoriquement.
- ✓ La qualité et la sécurité du chantier qui sont plus parfaite par rapport à méthodes conventionnelles.
- ✓ Le soutènement est facile et rapide (préfabriqué)
- ✓ Les équipes de personnel sont réduites, ce qui permet d'augmenter le rendement (homme/poste).
- ✓ Pas d'hors profils, d'où une économie en béton. [23]

❖ **Inconvénients du Tunnelier**

- ✓ Le cout très élevé.
- ✓ Le Tunnelier ne peut être valablement utilisé sauf dans un terrain homogène.
- ✓ La section reste toujours circulaire.
- ✓ Tout accident géologique imprévu entraine le blocage de la machine.
- ✓ Le coût excessivement élevé des outils de forage.

II.5.2.3. Nouvelle méthode autrichienne(NATM)

La méthode autrichienne (NATM) introduite par Rabcewicz (1964) a tardé à être acceptée dans le monde.

Apparue dans les années 60 mais une définition officielle de NATM a été proposée en 1980 par le comité nationale Autrichienne pour la construction de cavité de l'association internationale des travaux souterrain. La nouvelle méthode autrichienne, consistant en une excavation par phase, avec la mise en place d'un soutènement provisoire immédiatement après l'excavation et la construction d'un système définitif une fois l'excavation complète.

L'excavation se fait à pleine ou demi-section, et parfois en section divisée dans le but de mettre le soutènement en place aussi rapidement que possible. [24]

La NATM est, en fait une méthode qui peut s'adapter à la plupart des terrains, elle est limitée :

- Par le temps de décohesion du terrain.
- Par l'hétérogénéité du terrain et sa fracturation.
- Par l'inaptitude du terrain au boulonnage.
- Par l'importance des venus d'eau et/ou de la charge piézométrique qui empêchent la mise en place du béton projeté.

❖ Avantages de la méthode NATM

- ✓ Un des avantages majeurs de la méthode est que le passage d'une catégorie à une autre ne nécessite pas de moyens supplémentaires.
- ✓ Il suffit d'adapter la densité du soutènement, le pas d'avancement ou de modifier les phases d'excavation.
- ✓ par le fait même que le terrain est appelé à se soutenir partiellement lui-même, le gain sur les quantités de soutènement à mettre en œuvre doit permettre une économie par rapport aux méthodes traditionnelles.

❖ Inconvénient

- ✓ Une des formulations les plus répandue et que la NATM autorise les déformations du massifs et lui laisse du temps pour acquérir la capacité de s'auto porté.
- ✓ La mise en place du soutènement prend toujours un certaines temps.

II.6. Tunnel en milieu urbain

La problématique du souterrain en ville, c'est la nécessité d'aller en souterrain pour des raisons de développement urbain. Les tunnels réalisés en zone urbaine sont généralement des tunnels peu profonds pour des raisons à la fois technique et économique.

II.6.1. Définition d'un tunnel urbain

Un tunnel urbain est généralement un tunnel peu profond pour des raisons à la fois techniques et économiques. Le tunnel en zone urbaine est un tunnel construit pour permettre à un axe de transport de traverser une zone urbanisée sans couper le tissu urbain. Par exemple tunnel métro, tunnel routier, tunnel de stockage. [17]



Fig. II.15. Tunnel en site urbain

II.6.2. Creusement en milieu urbain

Le milieu urbain est un milieu difficile pour le creusé, la construction de tunnel dans ce milieu ne peut être effectuée sans avoir un impact sur le sol environnant et en conséquence sur les structures avoisinantes. Pour cette raison, le choix de la méthode correcte et la plus appropriée pour creuser le tunnel doit être très étudié. Comme nous l'avons mentionné précédemment, il existe plusieurs méthodes et technique pour creuser, parmi cette techniques « l'explosif » mais l'explosion est strictement interdit dans un milieu urbain. Donc l'utilisation des nouvelles techniques de creusement comme « les tunneliers » est la meilleure solution dans le milieu urbain. [25]

Et pour le choix des techniques il faut trouver un compromis entre dérangement et coût /faisabilité :

- Creuser le moins possibles à ciel ouvert.
- Creuser le plus profond possible.

II.6.3. Caractéristiques du tunnel en site urbain

Les tunnels urbains présentent des caractères spécifiques que l'on peut résumer comme suit :

- Tracé généralement imposé, peu profond, traversant des sols.
- Présence de construction aux têtes et à l'aplomb de l'ouvrage.
- Présence d'aménagements souterrains à proximité.
- Contraintes environnementales fortes.

II.6.4. Problèmes liés aux tunnels en site urbain

Ils existent plusieurs problèmes et risque liés à la réalisation pendant les travaux :

- Problèmes de mouvement des sols (tassement ou affaissement).
- Problèmes de déplacement de la structure en surface.
- Problèmes de la nappe aquifère.
- Problèmes de la pollution des sols.
- Problèmes d'encombrement en surface.
- Problèmes d'encombrement du sous-sol.
- Problèmes d'altération du site.

II.7. Effet de creusement d'un tunnel (sol-tunnel)

II.7.1. Stabilité-creusement

Les ouvrages souterrains et les fondations ont en commun le fait que leur comportement dépend essentiellement de celui du terrain encaissant l'ouvrage, et aussi du mécanisme d'interaction entre le terrain et la construction.

Dans le cas des sols, la stabilité est liée directement à la cohésion du matériau, dans un milieu sans cohésion il n'y a pas de stabilité possible sans soutènement et la rupture est immédiate.

Donc l'excavation d'un tunnel dans un massif implique un changement dans l'état de contraintes de ce massif et peut causer un éboulement de terrain à côté de paroi du tunnel et peut causer aussi un déplacement vertical et horizontal en surface du terrain qui s'appelle « tassement » ou « affaissement ». [26]

Alors on donne dans ce qui suit quelques paramètres importants caractérisant la stabilité au creusement des sols :

II.7.1.1. Terrain purement cohérent (argile)

Dans le cas de tunnel en terrain argileux, le facteur de charge N suivant traduit la sensibilité des conditions de stabilité à la profondeur de l'ouvrage, il est défini par le rapport :

$$N = \frac{\gamma H}{C_u} \quad (\text{II.2})$$

H : profondeur de l'axe du tunnel

γ : Poids volumique de terrain

C_u : Cohésion non drainée du terrain non remanié

Dans le cas général où une surcharge s'applique en surface et où le front est soumis à une pression de soutènement, le facteur de charge N se met sous la forme :

$$N = \frac{\gamma H + \sigma_s - \sigma_t}{C_u} \quad (\text{II.3})$$

σ_t : Surcharge appliquée en surface

σ_s : Pression de soutènement

Donc :

$N \leq 3$: la stabilité globale du front est généralement assurée.

$3 < N \leq 6$: une attention particulière doit être portée à l'estimation des risques de tassement.

$6 < N$: il y a rupture du front de taille

Le second facteur permet d'intégrer le risque d'apparition de rupture localisée au front :

$$\frac{C}{D} \quad \text{Et} \quad \frac{\gamma D}{Cu} \quad (\text{II.4})$$

C : Hauteur de couverture à la clé

D : Diamètre de l'excavation

Pour cela :

$\frac{C}{D} < 2$: Nécessité d'effectuer une analyse détaillée de la stabilité du front de taille.

$4 < \frac{\gamma D}{Cu}$: apparition de rupture localisées au front de taille.

Les paramètres ci-avant, qui traduisent l'état de stabilité du massifs situé au niveau du front de taille, peuvent avoir une incidence sur les tassements induits en surface lorsque le terrain est sollicité près de sa limite de résistance ; des corrélations ont pu être établies entre le facteur de charge N et les tassements de surface.

II.7.1.2. Terrain pulvérulent (sable)

Pour ces terrains, il est plus difficile de conclure sur les facteurs d'instabilité, dans la mesure où les travaux consacrés à ce type de sol sont plus récents. Alors dans les terrains sans aucune cohésion, il n'y a pas de stabilité possible du front de taille. Toutefois, dans les terrains pulvérulents on constate souvent l'existence d'une petite cohésion qui peut avoir une existence transitoire. [26]

II.7.1.3. Terrain frottant –cohérent

Dans ce cas l'analyse des conditions de stabilité conduit à identifier quatre paramètres

$$\text{fondamentaux : } \frac{\gamma H}{\sigma C} \quad \frac{\gamma D}{\sigma C} \quad \frac{\sigma t}{\sigma c} \text{ et } \varphi' \quad \text{ou} \quad \sigma C = \frac{2c' \cos \varphi'}{1 - \sin \varphi'}$$

II.7.1.4. Terrain rocheux

En terrain rocheux sous faible couverture, la résistance mécanique du massif est rarement dépasser par les contraintes induites par le creusement. La stabilité est surtout liée à la structure de la roche.

II.7.2. Tassement

Le creusement d'un tunnel implique une décompression des terrains au pourtour de l'excavation, qui se traduit par une modification de l'état de contrainte. Ce déconfinement engendre des mouvements en direction de l'excavation. La réponse du terrain au creusement sous forme de déplacements du massif autour du tunnel dépendant des caractéristiques mécaniques des terrains, des contraintes géostatiques, des surcharges en surface, des conditions hydrauliques, et des méthodes d'excavation et de soutènement. [27]

Le tassement est causé par l'avancement du tunnelier qui induit un déplacement vertical du sol en surface. Dans le processus de creusement du tunnel, l'affaissement du sol est inévitable. À cet égard, les méthodes expérimentées sont généralement utilisées pour prédire l'effet réel de la construction. Peck(1969) a prouvé que le creux de tassement du sol causé par la construction du tunnel est conforme à loi de Gauss grâce à une grande quantité de données de surveillance d'ingénierie pratique, c'est – à- dire que le creux peut être adapté à une fonction, et considéré que la cause fondamentale de l'affaissement des terres est la perte des strates qui est la différence entre le volume de sol excavé et le volume du tunnel. [28]



Fig. II.16. Effet de tassement en 1994 à Heathrow, Londres

II.7.3. Source de Tassement

De manière générale, les mouvements dans l'axe de l'excavation commencent à partir d'une certaine distance en avant du front et se poursuivent jusqu'au blocage du revêtement contre le terrain, de ce fait on considèrera les tassements sont liés à plusieurs facteurs. [26]

Globalement, le tassement en surface a plusieurs sources. À travers la figure suivante, nous allons parler des sources les plus importantes qui la provoquent, qui doivent être prises en considération.

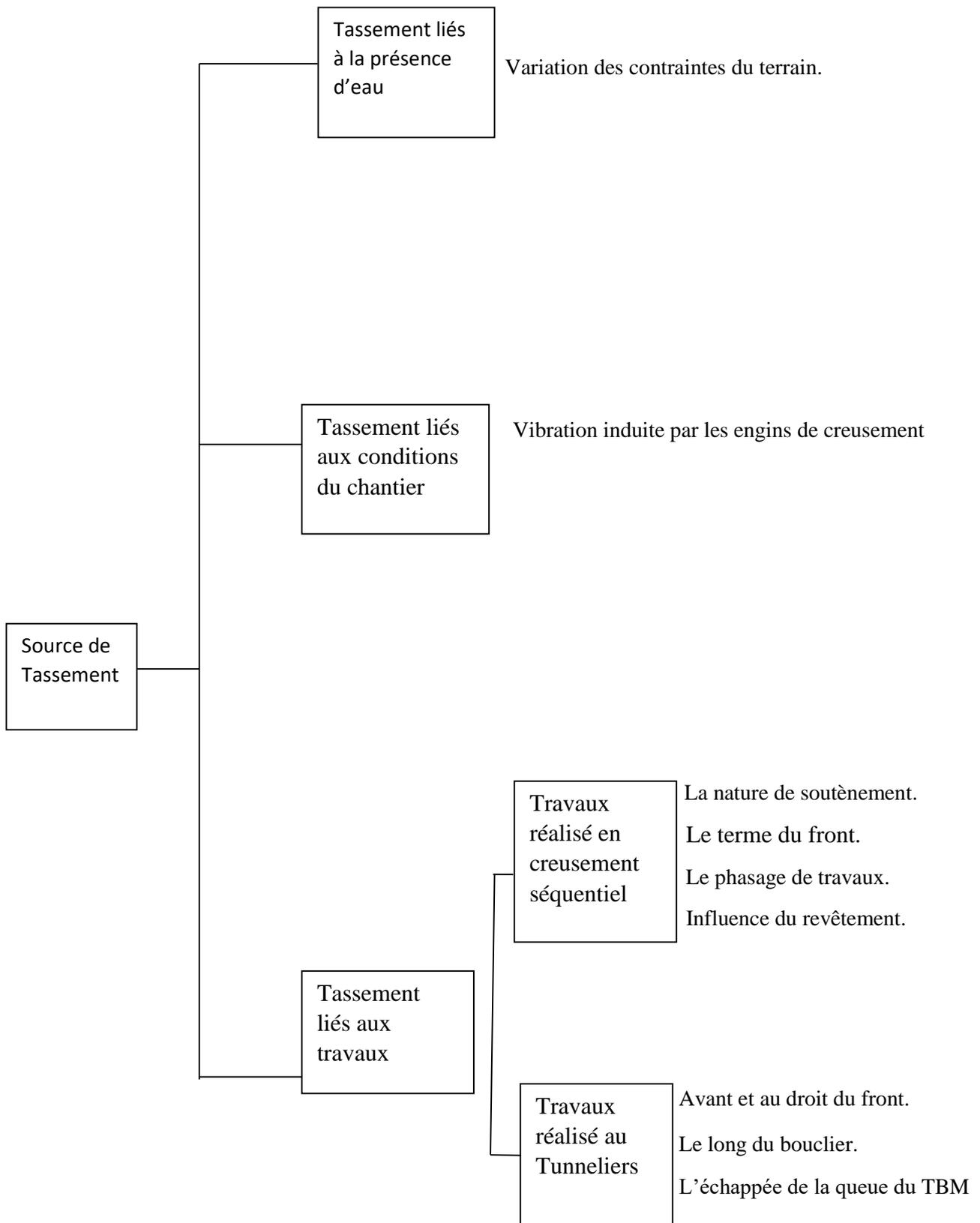


Fig.II.17. Sources de tassement en surface

II.7.4. Calcul du Tassement

Il existe plusieurs méthodes permettant d'estimer et calculer les tassements en surface du sol engendrés par le creusement d'un tunnel :

II.7.4.1. Méthodes numériques

Ces méthodes visent à obtenir les déplacements en tout point du massifs autour de l'excavation, et permettent de tenir compte finement des caractéristiques de l'ouvrage et du terrain.

Les méthodes numériques du type éléments finis permettent en revanche la prise en compte d'hétérogénéités des couches, de lois de comportements plus sophistiquées et des conditions initiales et aux limites plus proches des conditions réelles. Elles sont en particulier très efficaces dans l'étude des milieux continus, surtout pour des problèmes non linéaire et les géométries et phasages complexes, toutefois les calculs tridimensionnels sont encore lourds et le recours à des représentations bidimensionnelles trop simplificatrices peut parfois réduire cette efficacité. [26]

II.7.4.2. Méthodes empiriques

Méthodes empirique en principe légères, consistent à estimer les tassements à a surface du sol à partir d'un faible nombre de paramètres prenant en compte :

- La dimension et la profondeur de l'excavation.
- La perte de volume ou la convergence engendrée par le creusement.

La plus simple d'entre elles consiste à effectuer un calcul pseudo-élastique, elle conduit à exprimer le tassement maximal en surface **S_{max}** sous la forme : [17]

$$S_{\max} = K \cdot \lambda \cdot \frac{\lambda R^2}{E} \quad (\text{II.5})$$

K : facteur dépendant de l'état de contrainte dans le massif

λ : Taux de déconfinement

R: Rayon de l'excavation

E : Module élastique moyen du massif

II.7.4.3. Méthodes simples

Ces méthodes reposent souvent sur une démarche comportant les étapes suivantes :

- Évaluation des pertes de volume générées par le creusement du tunnel V_e (pertes dues à l'extrusion du front de taille, à la convergence des parois, à un mauvais remplissage du vide annulaire derrière la jupe d'un tunnelier).
- Évaluation de la part de ces pertes se répercutant en surface V_s .
- Choix de la forme de la cuvette de tassement et détermination de sa largeur à partir des caractéristiques géométriques du tunnel et de la nature du terrain.
- Calcul de la profondeur de cette cuvette pour retrouver en surface un volume égal à celui des pertes prises en compte (S_{max}). [27]

Les données de sorties concernant la description de la cuvette de tassement attendue :

- Largeur (emprises des risques potentiels).
- Profondeur (tassement absolu maximal).
- Pente (tassement différentiel maximal).
- Courbe longitudinale théorique de tassement.

Dans le paragraphe suivant on donne un exemple de la détermination de la forme général de la cuvette par la méthode du volume loss :

❖ **Forme général de la cuvette de tassement (méthode du volume loss)**

La méthode de la perte de volume est une méthode semi-empirique fondée en partie sur des bases théoriques. La méthode introduit bien qu'indirectement, les paramètres de base de l'excavation dans l'analyse (ceux-ci incluent les paramètres mécaniques d'un milieu, les effets technologiques de l'excavation, le revêtement de l'excavation, etc.) à l'aide de deux paramètres complets « coefficient K pour la détermination du point d'inflexion et un pourcentage de perte de volume ». Ces paramètres définissent de manière unique la forme de la cuvette de tassement et sont déterminés empiriquement à partir d'années d'expérience. [29]

Le profil de la cuvette de tassement en surface s'apparente à une forme gaussienne. Peck rapproche le volume de la cuvette V_S du volume théorique de la section du tunnel V_T . Le « volume loss » est le rapport $vl = v_s/v_t$, il est lié à méthode de creusement.

La largeur de la cuvette est caractérisé par le paramètre i , distance à l'axe du point d'inflexion de la gaussienne. La constante k caractérise le rapport entre i et la profondeur z du tunnel. K est lié à la nature du terrain encaissant

Avec :
$$i = k.z \quad (II.6)$$

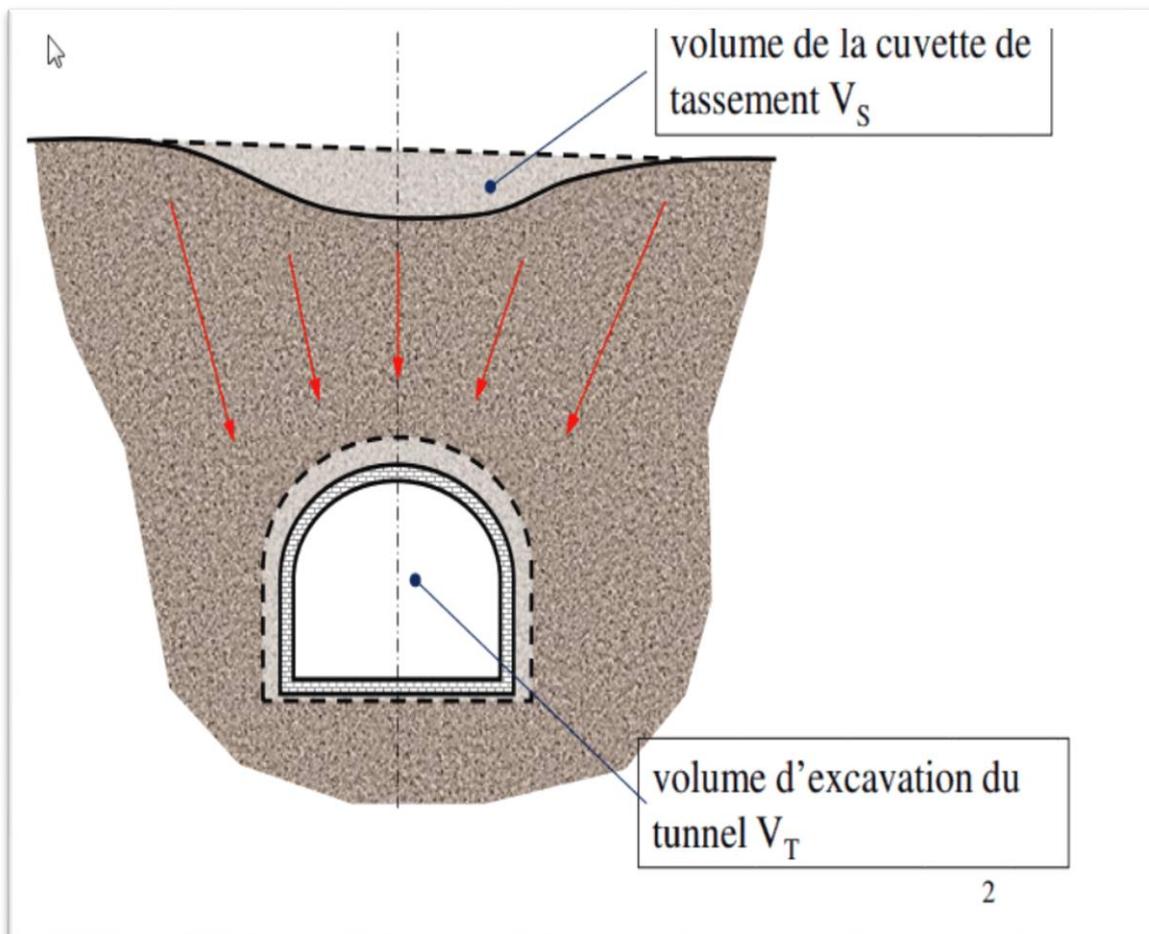


Fig. II.18. Schéma de la cuvette de tassement

Exemples de valeurs des paramètres K et VI :

Technologie	$v_L = V_S/V_T$	Nature du terrain	$K = i/z$
Traditionnel	0,8% - 1,5%	Sol sans cohésion	0,3
Tunnelier	ouvert	Argile normalement consolidée	0,5
		Argile surconsolidée	0,6 - 0,7
		Schiste argileux	0,6 - 0,8
pression de terre	0,4% - 0,8%	quartzite	0,8 - 0,9
pression de boue	0,2% - 0,6%		

Fig .19. Valeurs des paramètres K et VI

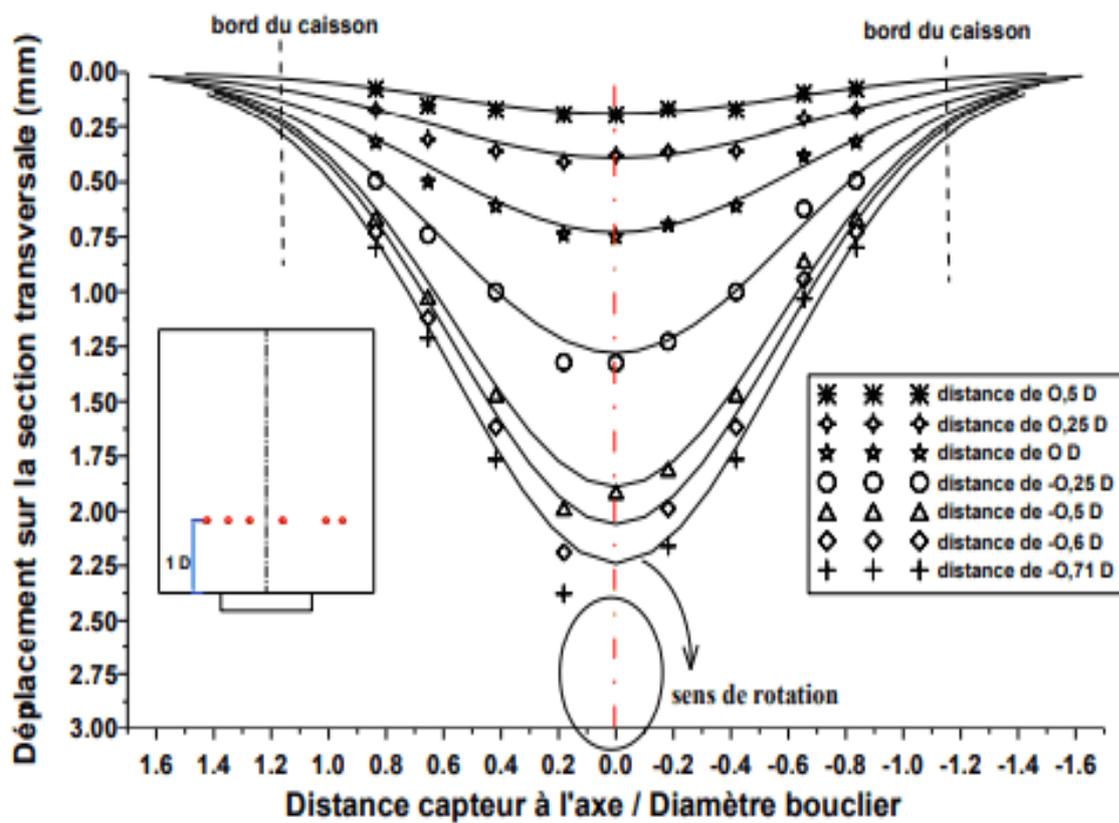


Fig. II.20. Profils transversaux de Cuvette de tassement

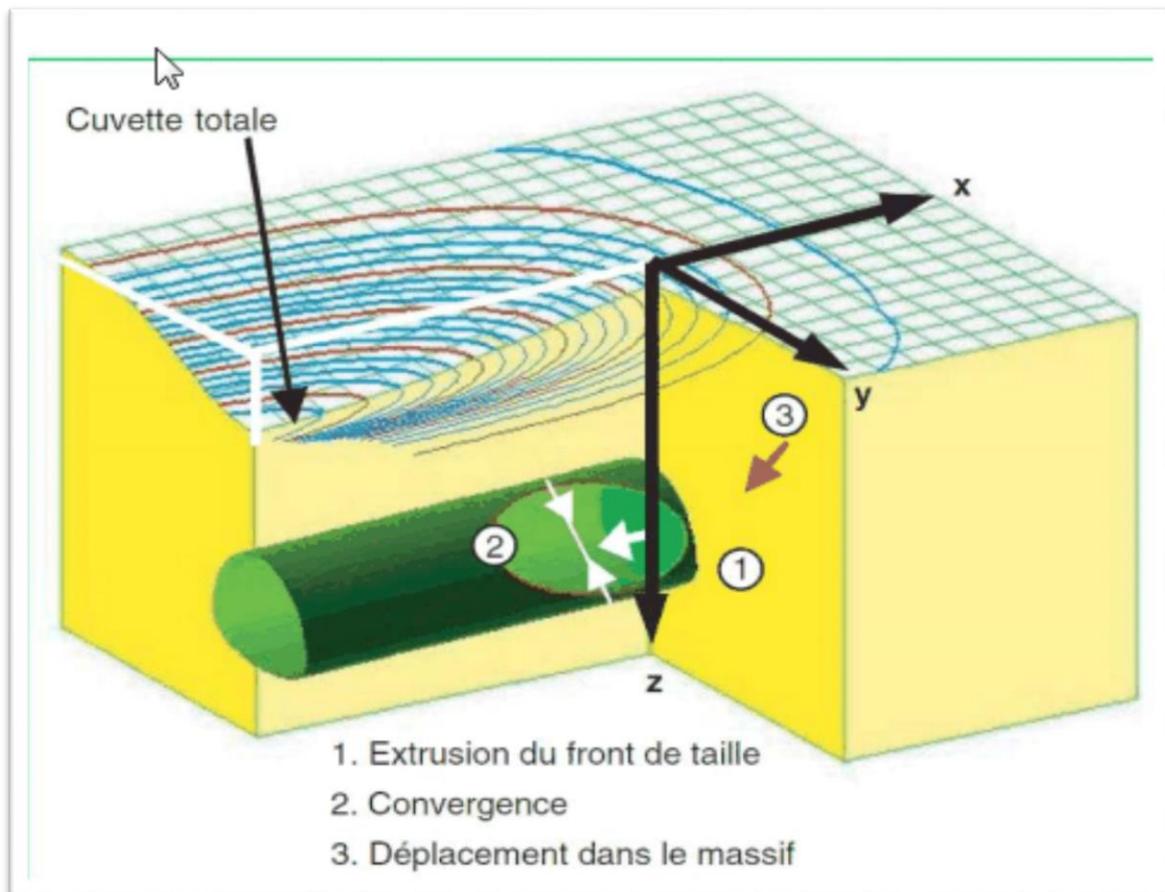


Fig.II.21. Effet du tassement sur les structures

II.8. Conclusion

Le tunnel est une galerie souterraine livrant passage à une voie de communication (chemin de fer, canal, route, chemin piétonnier). Il a de nombreuses utilisations (stockage, communication...)

Il existe plusieurs méthodes d'exécutions des tunnels, mais le choix de la méthode la plus adéquate et efficace dépend de plusieurs coefficients et plusieurs paramètres comme le type de terrain traversé, la forme et les dimensions du profil transversal du tunnel et aussi sans oublier l'aspect économique qui est très important.

III.1. Introduction

Dans les chapitres précédents nous avons présenté théoriquement les ouvrages souterrains en général et on a défini le tunnel et sa méthode d'excavation. Nous avons en parallèle essayé d'éclairer le phénomène d'interaction entre les tunnels et sols et aussi entre les tunnels et les structures en surface.

Pour continuité à cette bibliographique, nous proposons dans ce chapitre l'étude d'un modèle de référence (tunnel en 3d et 2d) creusé par tunnelier pressurisé sur le comportement de terrain (terrain urbain et train rural).

Ils existent plusieurs logiciel aux éléments finis pour modéliser les ouvrages, et calculs des ouvrages en interaction avec le sol, mais chaque logiciels a ses propres algorithmes « méthodes de résolutions et paramètres de modélisations », et les paramètres géotechniques ne sont pas les mêmes pour chaque méthodes de calcul. Dans ce travail nous choisirons le logiciel « Plaxis 3d v20 » et « Plaxis 2d v20 ».

Au cours des développements des moyens informatiques tel que le logiciel du Plaxis 3d Tunnel, on peut faire une modélisation d'un tunnel qui permet d'améliorer le comportement terrain-ouvrage et d'assurer la stabilité des ouvrages durant l'étape de creusement.

Pour atteindre cet objectif, le travail présenté dans ce chapitre s'est porté sur les points suivants :

- Définition de la méthode des éléments finis.
- Apprentissage sur le code Plaxis.
- Étude d'un modèle de référence.
- Modélisation de modèle (en 2d et 3d).

III.2. Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis (MEF) est une manière numérique de résoudre certains problèmes de physique. C'est une méthode qui permet de déterminer une solution approchée sur un domaine spatial, c'est –à-dire qui permet de calculer un champ (de scalaires, de vecteurs, de tenseurs) qui correspond à certaines équations et à certaines conditions imposées.

La méthode consiste à découper le domaine spatial en petits éléments également appelés mailles et à rechercher une formulation simplifiée du problème sur chaque élément. C'est –à-dire à transformer le système d'équations quelconque en un système d'équations linéaires. Chaque système d'équations linéaires peut se représenter par une matrice. Les systèmes d'équations pour tous les éléments sont ensuite rassemblés, ce qui forme une grande matrice, la résolution de ce système global donne la solution approchée au problème. [30]

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

- 1) Mécanique des structures : élasticité, résistance, des matériaux, dynamique, plasticité...
- 2) Analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propre...
- 3) Informatique appliquée : technique de développement et de maintenance de grands logiciels.

❖ Le maillage

Le maillage « **meshing** » consiste à découper l'espace en petits domaines appelés éléments finis.

Dans le cas général, on utilise des éléments volumiques (3d) mais on peut aussi utiliser :

- Des éléments surfaciques (2d) si la pièce étudiée est une coque, c'est-à-dire si l'épaisseur est petite devant les autres dimensions.
- Des éléments linéiques (1d) si la pièce étudiée est une poutre, c'est-à-dire si ses dimensions transverses sont petites devant la longueur.

Donc, l'opération de décomposition est le maillage. Un bon maillage doit faciliter les opérations prévues par un programme d'ordinateur. Il faut donc adopter une méthode systématique de numérotation des éléments et des nœuds.

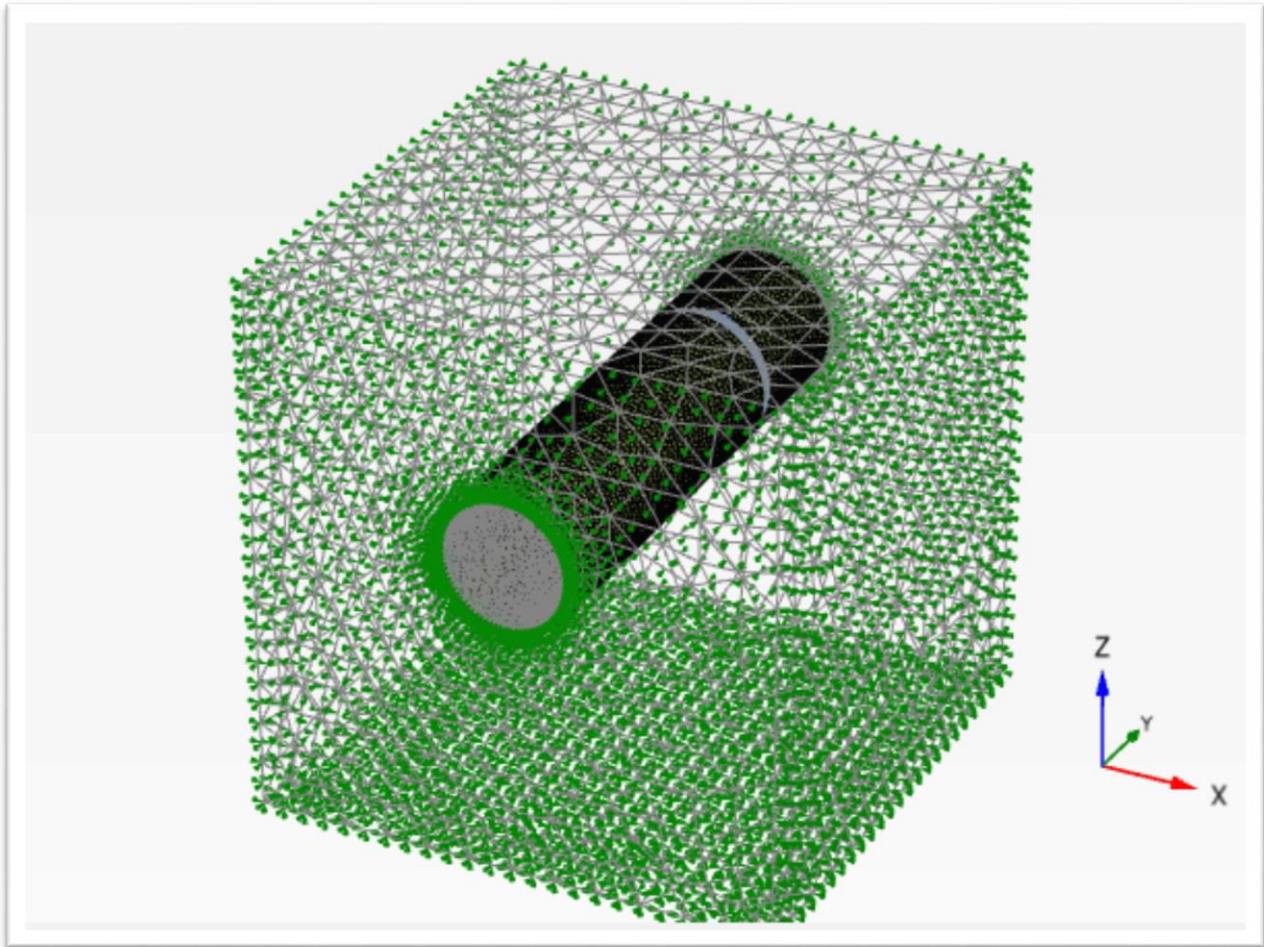


Fig.III.1.Exemple d'un maillage

III.2.2. 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 nœuds. 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 déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu.

La méthode des éléments finis 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.

III.2.3. Utilisation de la méthode des éléments finis pour les Tunnels

L'utilisation de la MEF pour les tunnels s'avère très efficace. Cette méthode donne une satisfaction pour vérifier le dimensionnement des ouvrages vis-à-vis de leurs résistances à la rupture. Elle permet de prendre en compte des géométries quelconque des couches de terrain, elle ne fait pas d'hypothèse à priori sur la cinématique de l'ouvrage de soutènement. Elle permet de présenter les interactions du soutènement avec d'autres composantes de l'ouvrage ou avec des ouvrages avoisinant.

Donc pour la modélisation des problèmes géotechniques complexe, la MEF nécessite :

- 1) Définition de la géométrie du problème.
- 2) Choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr -Coulomb, Duncan,.....etc. Les caractéristiques mécaniques des ouvrages et des éléments d'interface, de soutènement et de revêtement pour introduire l'interaction sol-structure.
- 3) Conditions hydrauliques.
- 4) États initiale des contraintes et des pressions interstitielles.

III.2.4. Domaines d'application de la MEF

La MEF est utilisé dans plusieurs domaines et opération suivantes

- Analyse non linéaire (grands déplacements, grandes déformations...)
- Analyse linéaire (statique et dynamique).
- Optimisation des structures.
- Dynamique rapide (choc, impact, crash) ;
- Électromagnétisme
- Mécanique des fluides.
- Mise en forme des matériaux thermique (en régime permanent et transitoire, ...)

III.3. Apprentissage sur le code PLAXIS 2D

III.3.1. Définition de Plaxis 2d

C'est un programme en éléments finis à deux dimensions dont le but utilisé est d'effectuer l'analyse de déformation, de stabilité et de flux pour différents types d'applications géotechniques. Des situations réelles peuvent être modélisées par une déformation plane ou un modèle axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique qui permet aux utilisateurs de rapidement générer un modèle de géométrie et de maillage en éléments finis. [31]

Le logiciel contient des informations pratiques sur la façon d'utiliser le programme PLAXIS pour une grande variété de types de problèmes. L'interface utilisateur se compose de deux sous-programmes (Input and Output) :

- 1) Le programme d'entrée « Input » est un préprocesseur, qui sert à définir le problème géométrie, pour créer le maillage éléments finis et de définir les phases de calcul.
- 2) Le programme de sortie « Output » est un post-processeur, qui est utilisé pour inspecter les résultats des calculs et pour tracer des graphiques.

III.3.2. Avantages de Plaxis 2d

- L'interface utilisateur conviviale.
- Souplesse et interopérabilité de la géométrie.
- Simulation réaliste du phasage de construction.
- Moteur de calcul robuste et fiable.
- Affichage des résultats complet et détaillé.

III.4. Apprentissage sur le code Plaxis 3d

III.4.1. Définition du logiciel Plaxis 3d

Plaxis 3d est un outil puissant et convivial pour la modélisation et l'analyse aux éléments finis des problèmes géotechniques en 3d « déformation, stabilité, en mécanique des sols et mécanique des roches ». Il est utilisées dans plusieurs domaines, ses applications sont nombreuses et couvrent les projets d'excavations, tunnels, fondations, remblais et barrage, etc....

Plaxis 3d peut s'accompagner de deux modules complémentaires pour étendre ses applications :

Dynamics et plaxflow. [32]

- **Dynamics** : le sol et les structures sont souvent soumises à des chargements dynamiques, qui peuvent causer des dommages lorsqu'ils sont importants, comme lors de séismes par exemples. En milieu urbain, ces vibrations sont par exemples générées lors du battage de pieux, du déplacement de véhicules ou de machines lourdes.
- **Plaxflox** : l'utilisateur peut définir des conditions variables dans le temps de flux ou de niveaux d'eau de manière à modéliser des situations hydrogéologiques complexe. Les données temporelles sont basées sur des harmoniques, linéaires ou tabulées. Parmi les applications de ce module : la modélisation des variations saisonnières des cours d'eau derrière un barrage et l'analyse de l'effet sur la stabilité global, la prise en compte des précipitations, la définition de puits et drains etc...

III.4.2. Avantages de Plaxis 3d

- Convivialité de l'interface pour la saisie des données, la définition des phases de projets et l'analyse des résultats.
- Génération automatique des maillages.
- Des jeux prédéfinis de loi de comportement de sol (linéaire, élastique Mohr-coulomb...) et la possibilité de définir ses propres lois de comportement.
- Couplages avec les calculs d'écoulement et de consolidation.
- Prise en compte des éléments de structure et de l'interface sol-structure.
- Calcul de coefficients de sécurité (procédure c/ϕ réduction).

III.4.3. Sous-programme de Plaxis 3d

L'interface du programme PLAXIS contient :

III.4.3.1. PLAXIS-Input : ou pré-processing, ce sous-programme contient des options nécessaires à la création et à la modification d'un modèle géométrique, à la génération du maillage des éléments finis et aux définitions des conditions initiales.

III.4.3.2. PLAXIS-calculation : ou le processing programme contient les facilités utiles à la définition des phases et la procédure de calcul des éléments finis.

III.4.3.3. PLAXIS-Output : programme post-processing pour la visualisation des **résultats** de la phase de calcul (les déplacements, les contraintes).

III.4.3.4. PLAXIS-Curves : permet de présenter les résultats sous forme des courbes, par exemple, des courbes de déplacements. [33]

III.5. Le code PLAXIS 3D Tunnel

PLAXIS 3D Tunnel est un logiciel géotechnique aux éléments finis spécialement destinés à l'analyse en trois dimensions des déformations et de la stabilité des projets de tunnel, galerie,....etc.

D'où les applications géotechnique nécessitent des lois de comportement complexe pour la simulation du comportement des sols et des roches, qui sont non linéaire, anisotrope et dépend du temps. De même, il est nécessaire de prendre en compte les pressions interstitielles, qu'elles soient hydrostatiques ou non.

III.6. Modèles de comportement utilisés dans le Plaxis

L'objectif de modéliser un sol est la détermination d'un modèle de comportement qui permet d'étudier l'évaluation de ses caractéristiques physiques et mécaniques.

Ainsi que le modèle est une description complète du comportement du sol, la plupart des matériaux ont un comportement élastoplastique, qui est caractérisé par l'apparition de déformation réversibles élastiques et de déformations irréversibles plastiques.

Sur la surface de charge, il y a deux cas de comportement qui sont possibles :

1) La surface de charge n'évolue pas, donc on parle de la loi élastique parfaitement plastique, c'est le cas du modèle de Mohr-coulomb.

2) la surface de charge évolue au cours du chargement, on parle de modèle élastoplastique avec écrouissage.

Alors dans le Plaxis il existe plusieurs types de modèles ou bien les lois de comportement comme suit :

III.6.1. Contraintes totales, effectives et pression interstitielles

Le comportement des sols est régi par les propriétés du squelette : il est donc nécessaire d'utiliser des contraintes effectives et d'écrire des lois de comportement en contraintes effectives. La pression interstitielle générée dans les ouvrages est une conséquence du non variation de volume, celle-ci est-elle même dépendante de la perméabilité du sol. Un sable peut être non drainé in situ sous des sollicitations sismiques (rapides) de même qu'une argile est toujours non drainée à court terme.

Les variations de volumes empêchées par les perméabilités créent des pressions interstitielles en fait, celles-ci dépendent des variations de volume, en élasticité, si les grains de sols sont incompressibles.

On démontre que : $\sigma_w = \frac{K_w}{n} \varepsilon_v$ (III.1)

σ_w : surpression interstitielle.

n : porosité.

K_w : module volumique de l'eau

ε_v : déformation volumique.

Des calculs en contraintes totales sont possibles. Ils permettent par exemple, des calculs de tassement et de stabilité de remblai après construction. Ces calculs ignorent la génération de pression interstitielle. Ils présentent l'avantage d'être simples et de se recalculer par rapport à des calculs plus classiques de stabilité à court terme. Leur inconvénient majeur est d'ignorer les pressions interstitielles, quand on connaît leur rôle majeur sur la stabilité de remblai.

III.6.2. Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de poisson ν . L'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young. Le module de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_u est infini (correspondant à $\nu = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. On passe de G à E par la relation : $E = 2G(1 + \nu)$. Le modèle élastique de Plaxis 3D Tunnel peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures en béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour les problèmes de mécanique des roches.

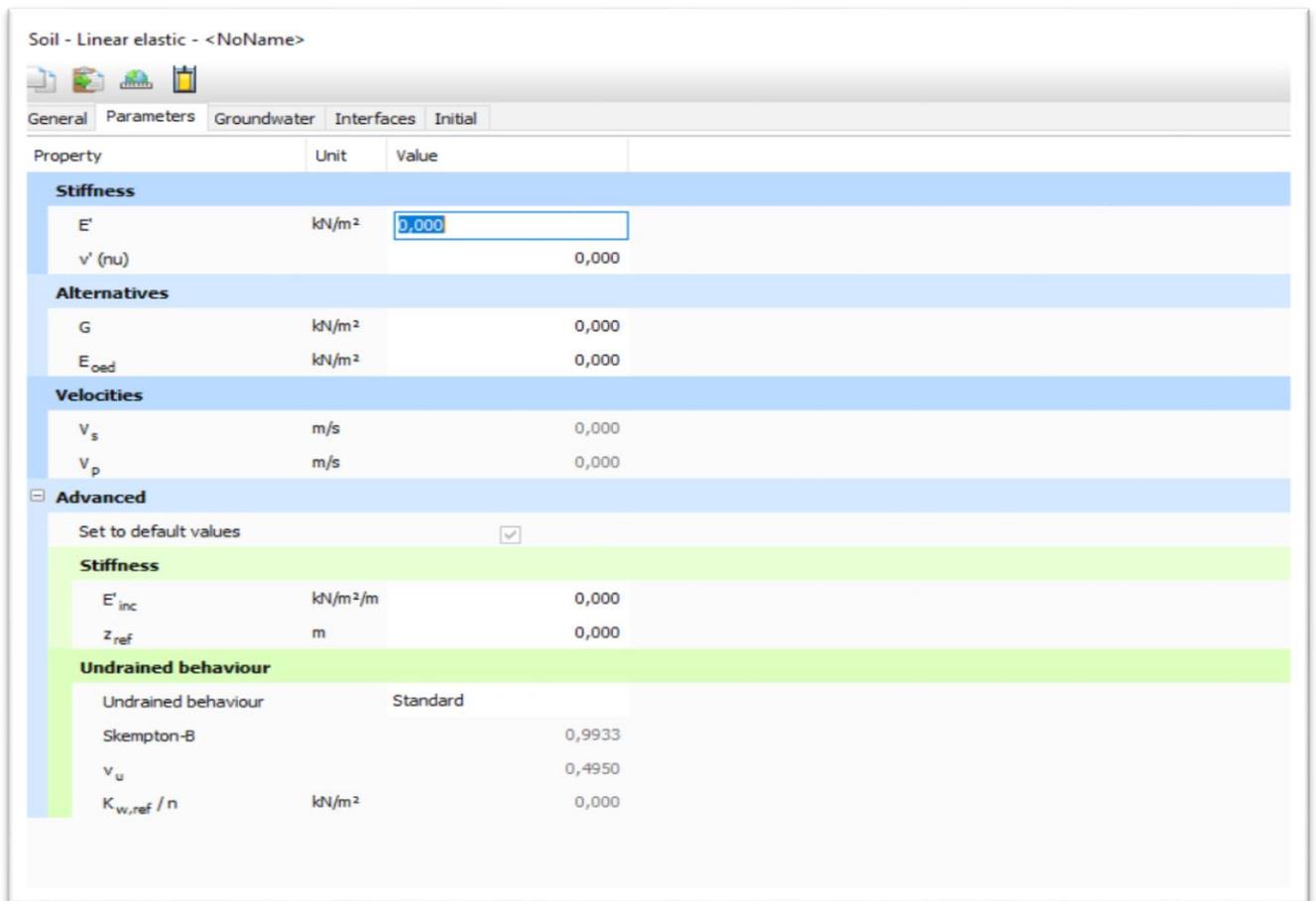


Fig.III.2. Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire (Plaxis 3d 2020)

III.6.3. Modèle de Mohr-coulomb

Le modèle de Mohr-coulomb dépend de cinq paramètres c'est-à-dire le tableau de Mohr –coulomb demande d'entrer les cinq paramètres qui sont module de Young E et coefficient de poisson ν (les deux premiers sont les paramètres d'élasticité) et les trois autres sont : la cohésion C, l'angle de frottement Φ et l'angle de dilatance ψ . Ces paramètres sont les paramètres classiques de la géotechnique. Certes souvent fournis par les essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

Soil - Mohr-Coulomb - <NoName>

General Parameters Groundwater Interfaces Initial

Property	Unit	Value
Stiffness		
E'	kN/m ²	0,000
v' (nu)		0,000
Alternatives		
G	kN/m ²	0,000
E _{oed}	kN/m ²	0,000
Strength		
c _{ref}	kN/m ²	0,000
φ' (phi)	°	0,000
ψ (psi)	°	0,000
Velocities		
V _s	m/s	0,000
V _p	m/s	0,000
Advanced		
Set to default values		<input checked="" type="checkbox"/>
Stiffness		
E' _{inc}	kN/m ² /m	0,000
z _{ref}	m	0,000
Strength		
c _{inc}	kN/m ² /m	0,000
z _{ref}	m	0,000
Tension cut-off		<input checked="" type="checkbox"/>
Tensile strength	kN/m ²	0,000

Fig.III.3. Fenêtre de paramètres de Mohr-coulomb

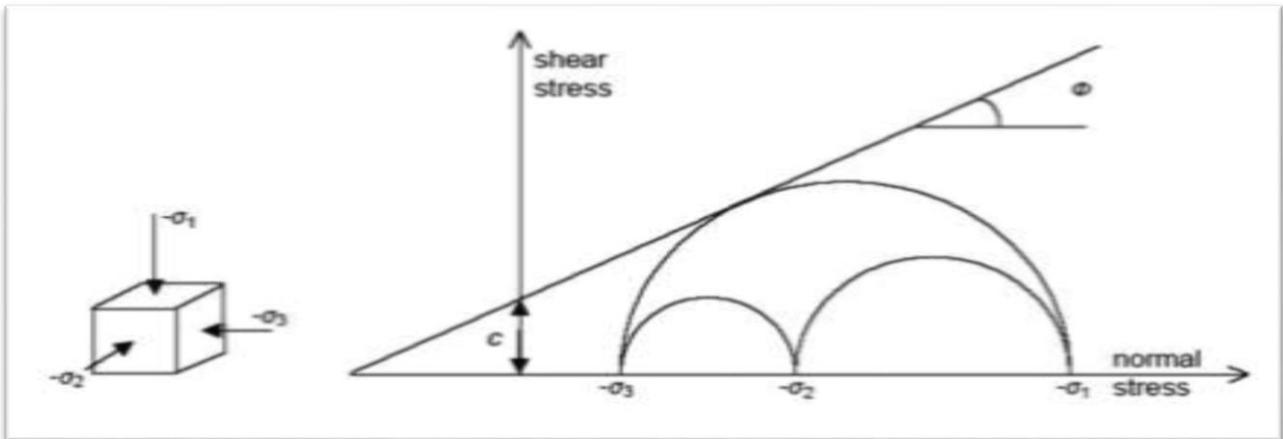


Fig.III.4. Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-coulomb

La droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \phi + c \quad (III.2)$$

- σ_n et τ : sont respectivement contraintes normales et tangentielles de cisaillement.
- C et ϕ : sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau.

III.6.3.1. Module de Young (E)

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation dépend de la déformation et la contrainte moyenne c'est-à-dire varie en fonction de la déformation et de la contrainte moyenne. Ce dernier nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture.

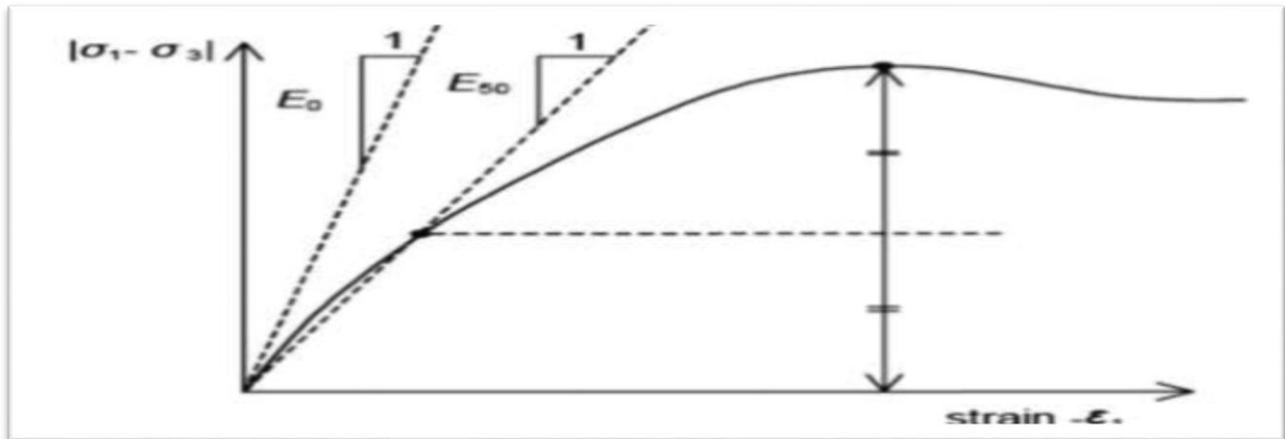


Fig.III.5. Définition du module à 50% de la rupture

Figure I.5. Définition du module à 50% de la rupture

III.6.3.2. Coefficient de poisson (ν)

Le comportement global d'un massif fracturé est fortement anisotrope. Parfois l'anisotropie de la matrice rocheuse est relativement faible et négligeable par rapport à celle qui est induite par la présence des fractures. Pour cette raison, nous admettons que le comportement de la roche est isotrope est caractérisé par un module de Young E et un Coefficient de poisson ν. Les valeurs du coefficient de Poisson se situent entre 0.2 et 0.4.

III.6.3.3. Angle de frottement (φ)

Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. Il peut être celui de frottement de pic ou celui de frottement du palier. On peut le déterminer à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

III.6.3.4. Cohésion (C)

Les roches sont beaucoup plus cohésives que les sols, mais il existe d'importantes différences de la valeur de la cohésion entre les types de roches, par exemple entre un granite et la craie. Le degré

d'altération de la roche est un facteur à prendre en compte. La cohésion est également en fonction de la présence de discontinuités.

En effet, ces dernières sont les points faibles d'une roche et en déterminent fortement la résistance au cisaillement. Ainsi, lors de la présence des discontinuités, la résistance au cisaillement d'une roche sera dépendante de la résistance au cisaillement des joints de ces discontinuités et non de celle de la matrice.

III.6.3.5. Angle de dilatance (ψ)

C'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle suivante :

$$\Psi = \varphi - 30^\circ \quad \varphi > 30^\circ$$

$$\Psi = 0^\circ \quad \text{pour } \varphi < 30^\circ.$$

Le cas où $\psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches.

La valeur $\psi = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité, c'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faible ou moyenne sous contraintes assez fortes.

III.7. Paramètres avancés

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés :

III.7.1. Modèle de sol avec écouissage (Hardening soil-Model-HSM)

Le modèle HSM a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-coulomb sur différents points. C'est un modèle hyperbolique de type élasto-plastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écouissage en cisaillement.

De plus, ce modèle prend en compte l'écouissage en compression pour simuler le compactage irréversible d'un sol sous son premier chargement en compression. Ce modèle permet de simuler le comportement des sables, des graviers, mais aussi des sols plus mous comme les argiles et les limons. [14]

III.7.2 Modèle pour les sols mous (Soft Soil Model. S.S.M)

Ce modèle (en abrégé SSM) est un modèle dérivé du Cam-Clay. Historiquement le modèle Cam Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Sheffield et al. L'idée de base de

ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écroûissage que provoque sur les argiles la pression moyenne.

Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint un état non réversible, une surface de plasticité, associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles. [30]

III.7.3. Modèle pour les sols mous avec effet du temps :(Soft Soil Creep Model.S.S.C.M)

C'est un modèle de viscoplasticité. Il permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles ou les tourbes normalement consolidées, en fonction du temps. Celle-ci se traduit par une évaluation de la déformation axiale dans un essai œdométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire.

Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps.

La figure suivante résume ce phénomène :

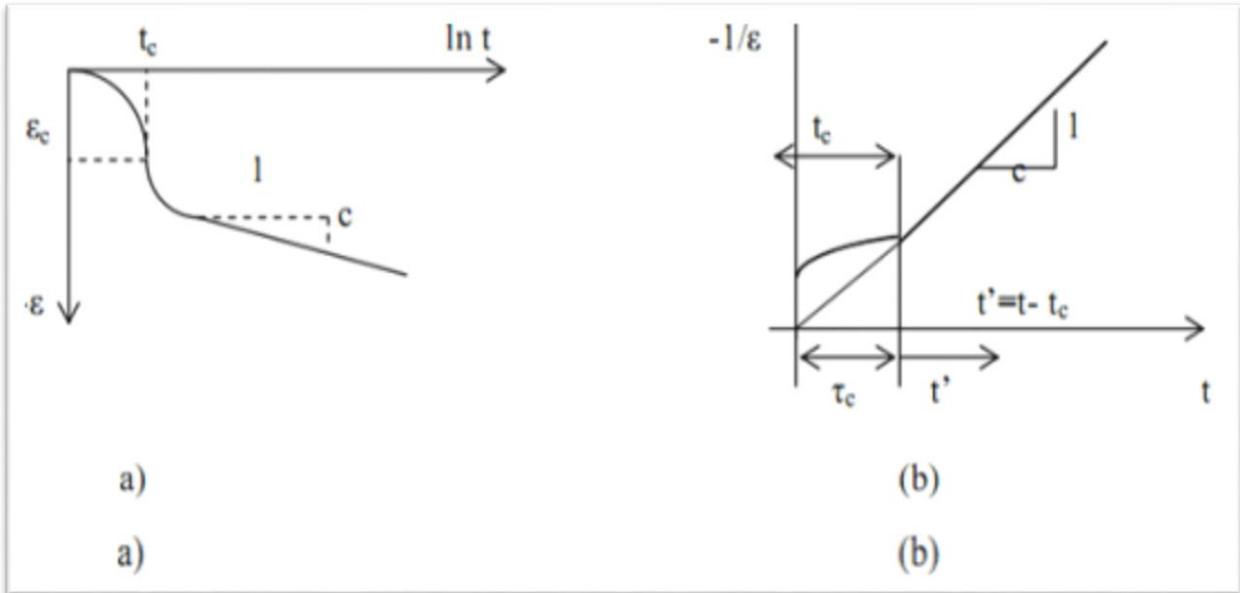


Fig.III.6. Effet du temps sur les essais œdométriques

III.8. Hypothèse géométrique et géotechnique

III.8.1. Objectif de l'étude

Le présent travail sert à faire une modélisation d'un tunnel dans quatre conditions de travail différente, de faire la comparaison entre eux et analyser les résultants :

- La première condition consiste à effectuer l'étude de tunnel avec Plaxis 2d sans charge.
- La deuxième condition consiste à effectuer l'excavation du tunnel avec la présence de la charge du deux bâtiment ($F=100\text{KN/m}^2$) qui est répartie à la surface de tunnel.
- La troisième condition consiste à utiliser le même tunnel sans charge mais avec Plaxis 3d.
- La quatrième condition on analyse le même tunnel mais avec Plaxis 3d avec des charges réparties en surface de deux bâtiments ($F=100\text{ KN/m}^2$) à la surface de tunnel.

III.8.2. Présentation du modèle de calcul réalisé

Le modèle traité est schématisé sur la figure (4.1), il consiste en un tunnel circulaire de 50 m de longueur et de diamètre $D=12\text{m}$, construit dans un massif de sol meuble à une profondeur de $H=20\text{m}$ de la surface naturelle qui coïncide avec le niveau de la nappe. Le creusement de tunnel est construit à l'aide d'un Tunnelier pressurisé avec une pression de boue.

Le modèle comporte trois couches dont toutes étaient modélisées en utilisant le critère de Mohr-coulomb. Le revêtement du tunnel est composé de voussoirs en béton projeté formant un anneau, et le comportement du revêtement est supposé élastique-linéaire.

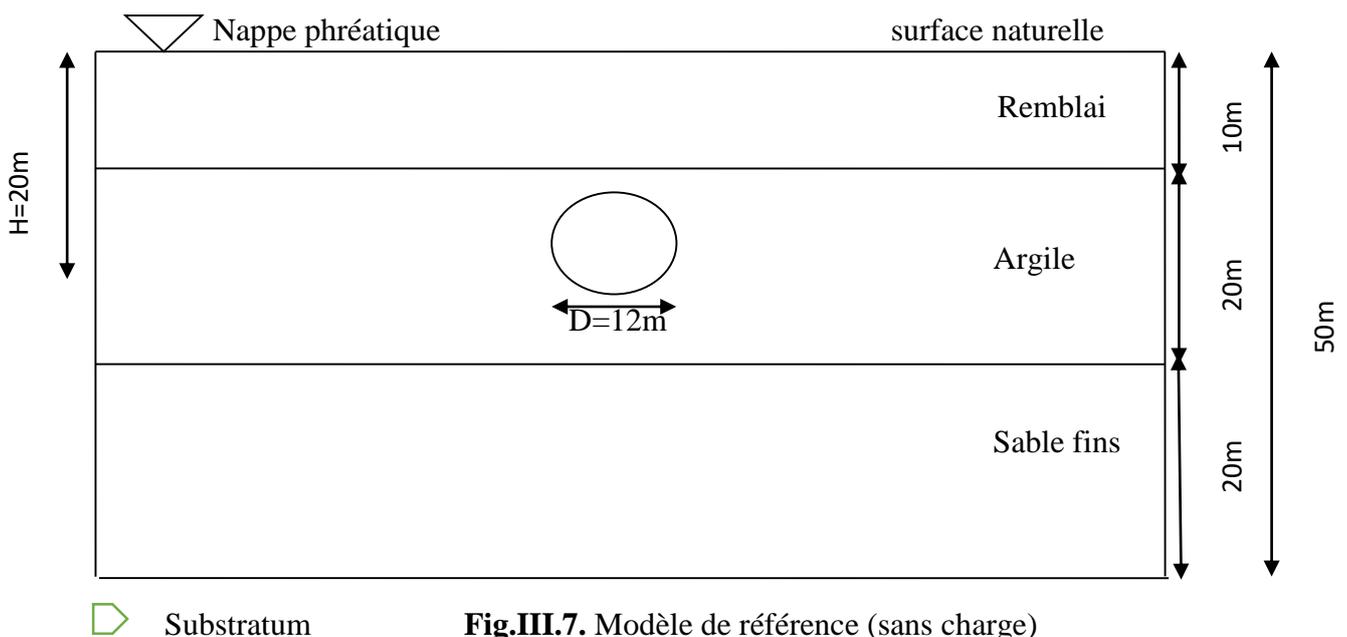


Fig.III.7. Modèle de référence (sans charge)

La charge ($f=100 \text{ KN/m}^2$) est composée de deux bâtiments en surface, ses fondations reposant à la surface naturelle, le modèle est schématisé dans la figure suivante :

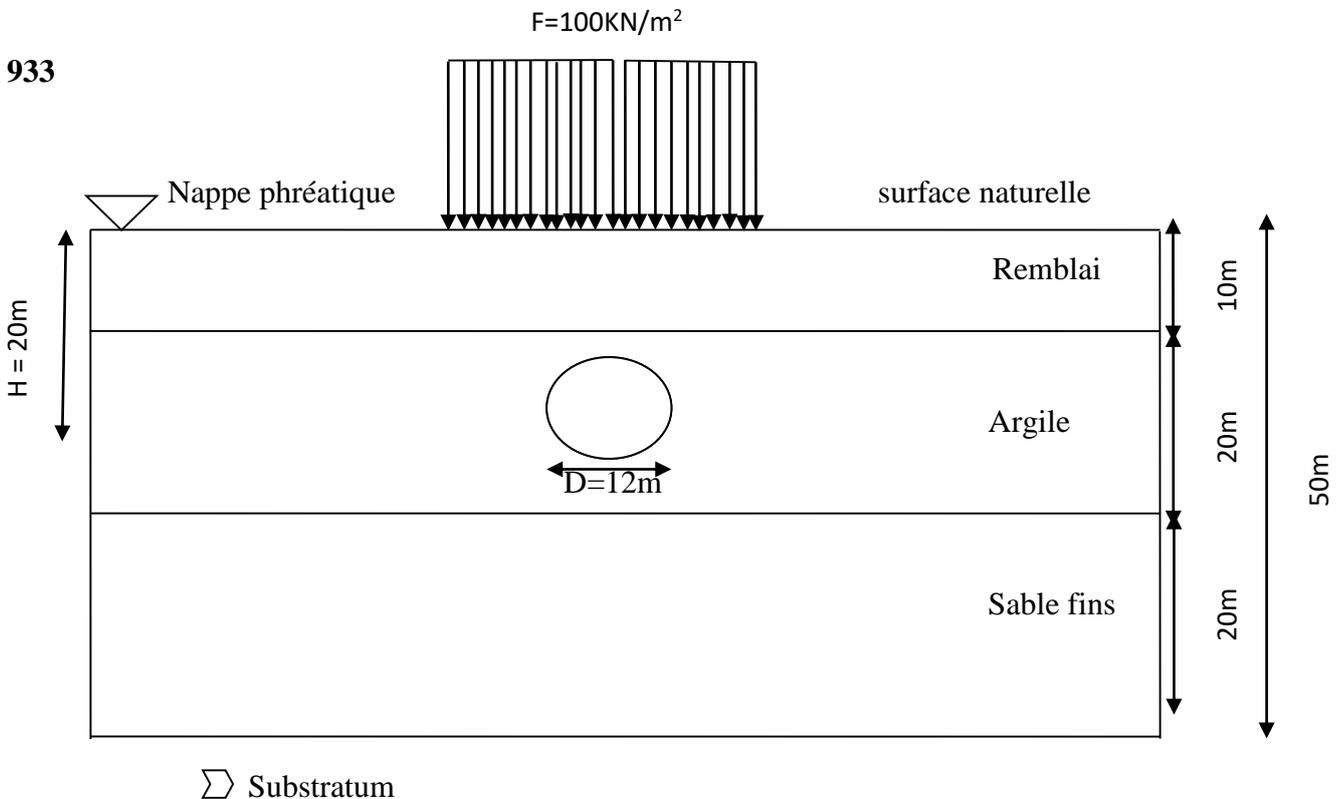


Fig.III.8. Modèle de référence (avec charges)

III.8.3. Caractéristiques des matériaux

Dans les tableaux suivants les paramètres géotechniques du terrain encaissant, sont des résultats obtenus à l'aide des essais au laboratoire et in-situ :

- Les essais in-situ : les essais sont principalement l'essai pressiométriques.
- Les essais en laboratoire : Servent à caractériser les sols rencontrés tant du point de vue de leur nature (limons, sable, argile...) que du point de vue de leur résistance mécanique (déformabilité, rupture, la portance de sol donné).

On citera les essais les plus utilisés dans le cadre des reconnaissances des ouvrages souterrains :

- **Pour le Sols**

- 1) Les essais d'identifications sont la masse volumique, teneur en eau naturelle, indice des vides, limites d'Atterberg, granulométrie et sédimentometrie, minéralogie.

2) Les essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques des sols et calculer la déformation de la surface sont les essais de cisaillement à la boîte, essais triaxiaux, essais œnométriques, essais de compression simple...

• **Pour la roche**

- 1) Les essais pour déterminer les caractéristiques de la roche sont les essais de compression simple, densité sèche, porosité, teneur en eau naturelle, vitesse du son, mesure du module de Young et de coefficient de poisson, essai Franklin et Brésilien.
- 2) L'essai pour déterminer les caractéristiques de joint est essai de cisaillement à la boîte.
- 3) Les essais pour les roches tendres et susceptibles sont les essais triaxiaux, œnométriques, essai de gonflement, essai d'altérabilité, analyse minéralogique.

Paramètre	Nom	Terrain	Unité
Modèle de matériaux	Model	Mohr-coulomb	/
Comportement des matériaux	Type	Drainé	/
Poids volumique « non saturé »	γ_{notsat}	17	KN/m ³
Poids volumique « saturé »	γ_{sat}	20	KN/m ³
Module de Young	E	13.10 ³	KN/m ³
Coefficient de poisson	V	0.3	/
La cohésion	C	1	KN/m ²
Angle de frottement	Φ	31	°
Angle de dilatance	Ψ	1	°

Tableau.III.1. Paramètres géotechniques du remblai

Paramètre	Nom	Terrain	Unité
Modèle de matériaux	Model	Mohr-coulomb	/
Comportement des matériaux	Type	Drainé	/
Poids volumique « non saturé »	γ_{notsat}	16	KN/m ³
Poids volumique « saturé »	γ_{sat}	18	KN/m ³
Module de Young	E	10.10 ³	KN/m ³
Coefficient de poisson	V	0.3	/
La cohésion	C	5	KN/m ²
Angle de frottement	Φ	25	°
Angle de dilatance	Ψ	0	

Tableau.III.2. Paramètres géotechniques de l'argile

Paramètre	Nom	Terrain	Unité
Modèle de matériaux	Model	Mohr-coulomb	/
Comportement des matériaux	Type	Drainé	/
Poids volumique « non saturé »	γ_{notsat}	17	KN/m ³
Poids volumique « saturé »	γ_{sat}	20	KN/m ³
Module de Young	E	75.10 ³	KN/m ³
Coefficient de poisson	V	0.3	/
La cohésion	C	1	KN/m ²
Angle de frottement	Φ	31	°
Angle de dilatance	Ψ	1	°

Tableau.III.3. Paramètres géotechnique du sable fin

III.8.4. Caractéristiques mécaniques du revêtement

Le revêtement sélectionné dans ce projet est constitué de béton armé en forme de voute, d'épaisseur 40 cm. Les caractéristiques mécaniques retenues pour le béton de revêtement sont les suivants :

	Paramètre	Nom	Valeur	Unité
Béton	Poids volumiques	Γ	24	KN/m ³
	Module d'Young à courte terme	E	31 10 ⁶	MPa
	Coefficient de poisson	V	0.2	/

Tableau.III.4. Caractéristiques mécaniques du béton de revêtement

III.8.5. Caractéristiques de la machine de creusement « Tunnelier »

	Paramètre	Nom	Valeur	Unité
TBM	Épaisseur	D	0.4	M
	Poids volumiques	Γ	24	KN/m ³
	Module de déformation	E1	28.10 ⁶	KN/m ²
	Coefficient de poisson	V	0.2	/
	La pression « jack force »	$\sigma_{n,ref}$	635.4	KN/m ²
	Le comportement de TBM	Linéaire	/	/

Tableau.III.5. Caractéristiques du TBM

II.9. Phases de la modélisation Tridimensionnelle

III.9.1. Etude tridimensionnelle

L'étude ou la modélisation tridimensionnelle permet de traiter le problème rencontrée dans toute sa complexité car il peut prendre en compte :

- 1) La géométrie tridimensionnelle du projet.
- 2) L'état de contrainte initial.
- 3) Le phasage souvent complexe de la technologie d'excavation retenue.
- 4) L'ensemble des phénomènes mis en jeu.

C'est aussi l'approche la plus exigeante en taille du système, en temps de calcul et en temps d'exploitation des résultats

Alors dans notre travail la modélisation tridimensionnelle ce fait par les phases suivantes :

III.9.1.1. Géométrie

La définition des dimensions du modèle se trouve dans un tableau de la géométrie, qui est :

Xmin	-25m
Xmax	25m
Ymin	0m
Ymax	50m

Tableau. III.6. Géométrie du tunnel

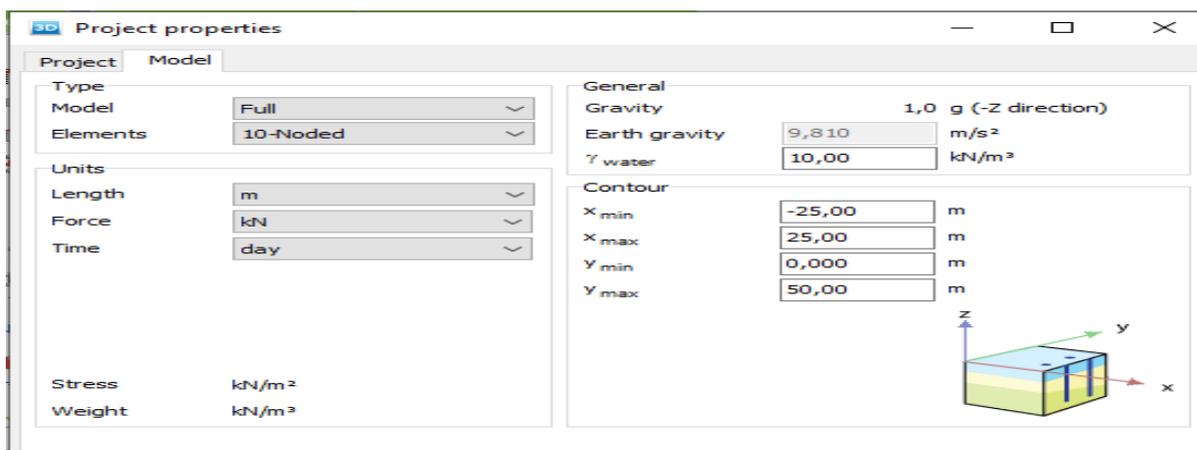


Fig.III.9. Géométrie du tunnel

III.9.1.2. Définition de la stratigraphie du sol

Les couches de sol sont supposées être horizontales, le sous-sol se compose de trois couches, la couche supérieure qui est le remblai jusqu'à une profondeur de 10m. Celle-ci est suivie par une couche d'argile de 20m d'épaisseur, et cette couche repose sur une couche de sable fin de 20m aussi d'épaisseur.

Toutes ces données sont entrées par la fenêtre de sondage montrée sur la figure suivante :

- Sol :

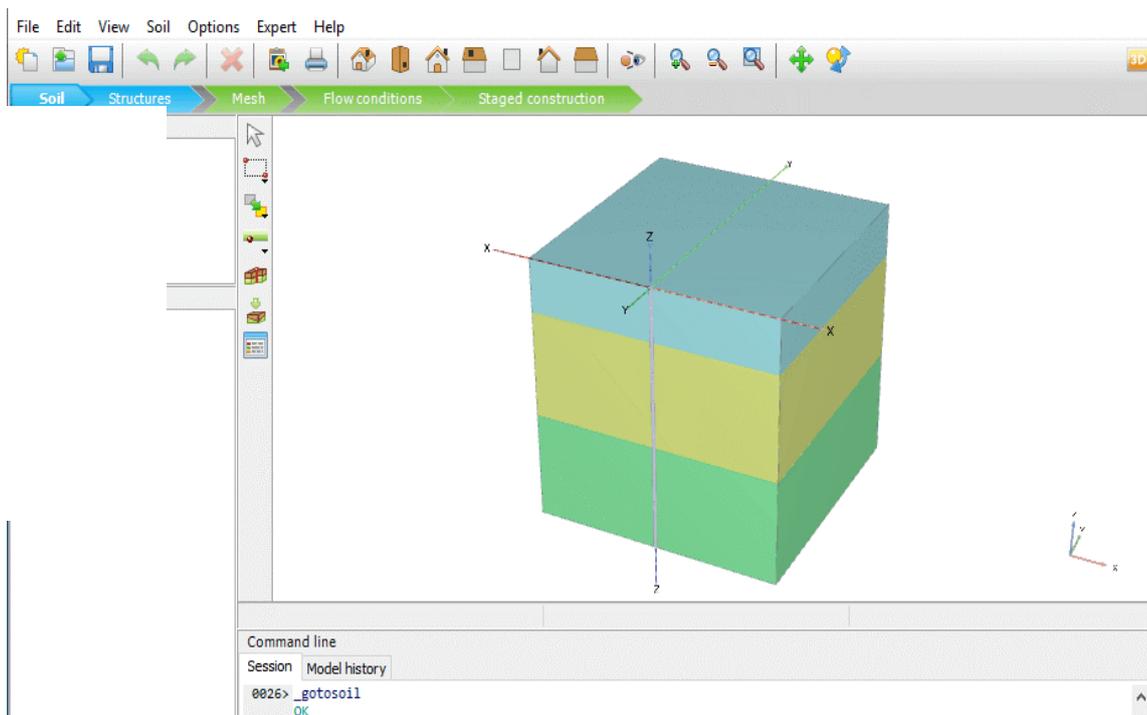


Fig.III.10. Caractéristiques géotechniques de chaque couche

Après la définition de chaque couche de sol (profondeur, caractéristiques géotechniques) on passe à la fenêtre de structure pour définir le tunnel comme suit :

III.9.1.3. Définition du Tunnel

Les étapes suivantes doivent être définies :

- **Structure :**

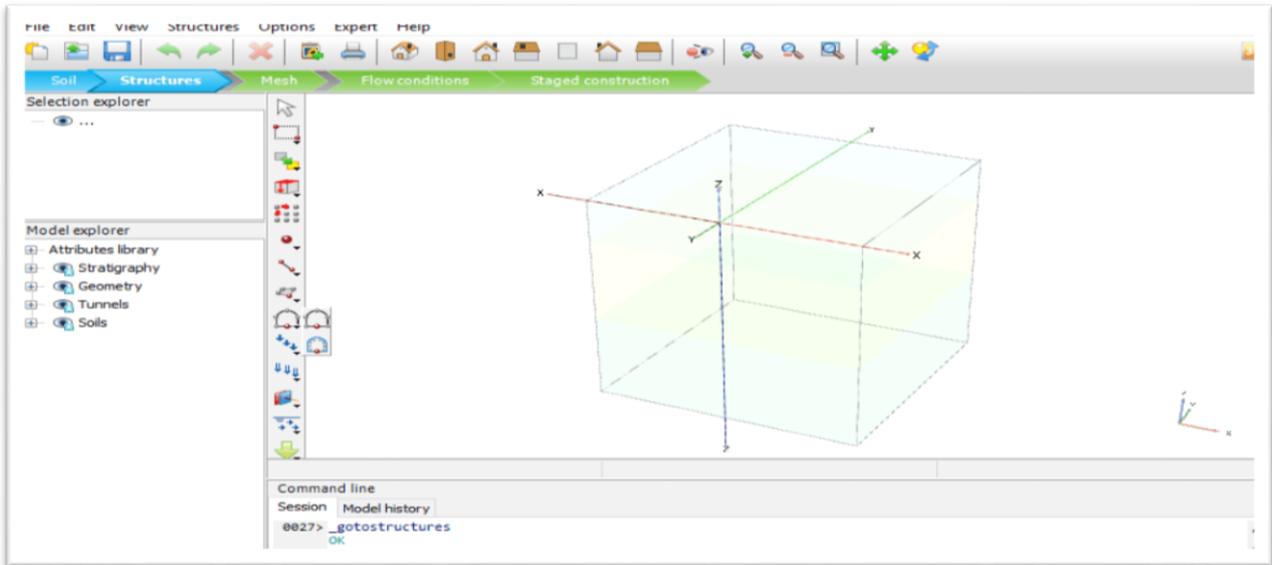


Fig.III.11. Définition des éléments de structure (tunnel)

- Après la création du tunnel « **create tunnel** » la fenêtre suivante montre les propriétés du Tunnel :

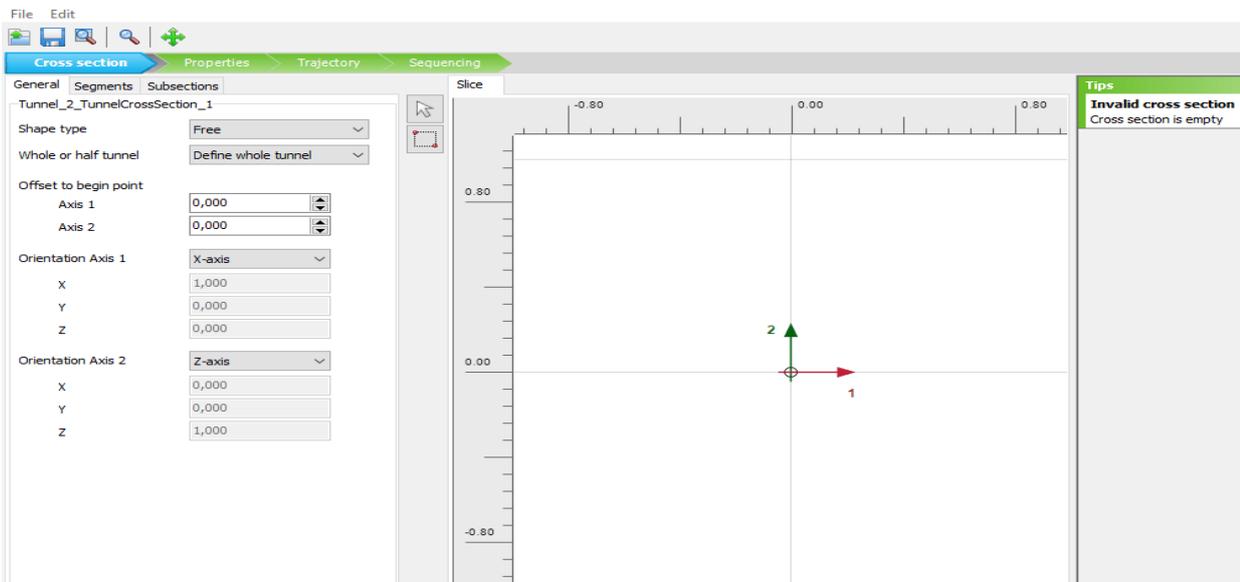


Fig.III.12. Fenêtres pour la définition du Tunnel

La figure suivante montre la phase de déclaration des propriétés géotechniques et le comportement de matériaux du Tunnel, on donne une explication de chaque fenêtre :

- **Cross section** : c'est la fenêtre responsable de définir le rayon de Tunnel ($R=6m$) et l'épaisseur des parois du Tunnel (parois intérieur et parois extérieur) est égale à $0.4m$.
- **Propriété** : c'est la fenêtre responsable de créer la surface contraction et la surface load.
- **Trajectory** : c'est la fenêtre responsable de définir la longueur du Tunnel et la distance de l'avancement du tunnelier (TBM) dans le Tunnel, c'est-à-dire les étapes de travail du tunnelier dans le sol, les mêmes étapes sont répétées encore et encore et on a 25 étapes. (sur la longueur de 50m). La dernière fenêtre est celle qui permet de donner les paramètres de modélisation du tunnel :

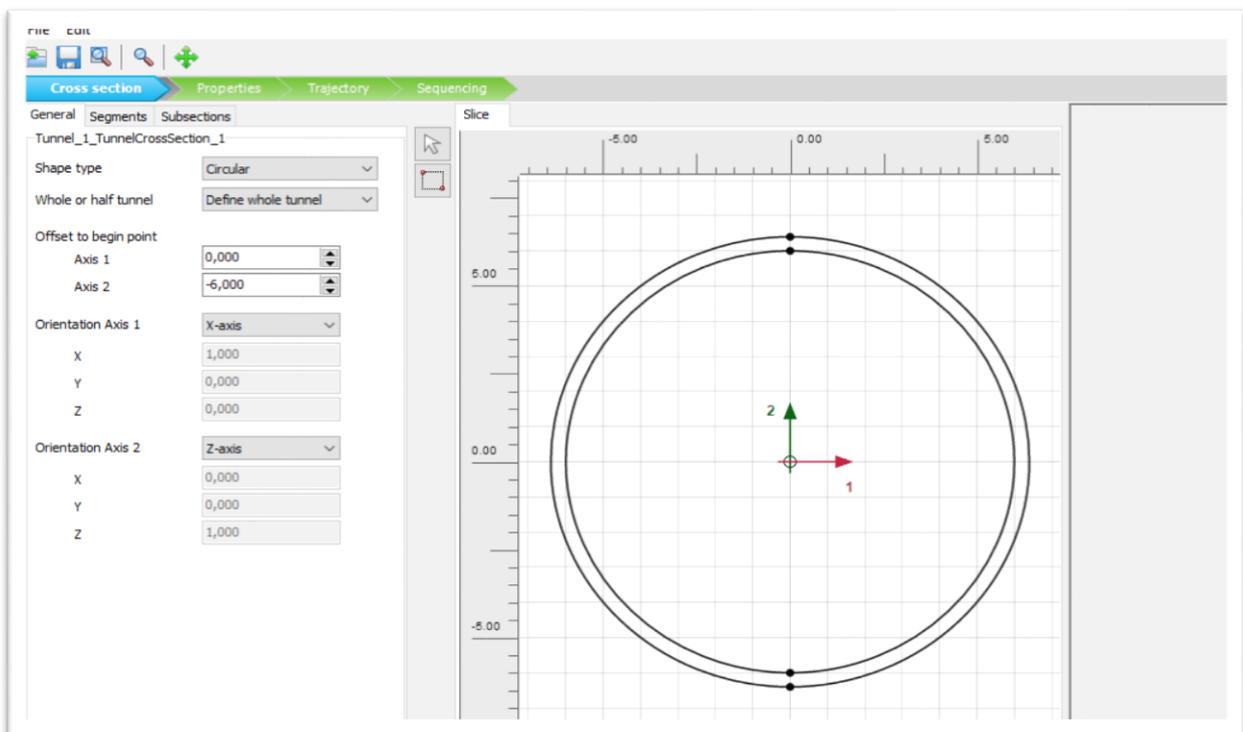


Fig.III.13. Parois du tunnel

Et après ça on passe à la fenêtre :

- **Sequencing** : Elle est responsable de créer toutes les surfaces, **surfaces load** et surface de contraction (confinement), et définir le TBM et le **concrete** (Béton de revêtement du tunnel) et aussi définir le
- « **jackforce** » c'est la pression du TBM sur le sol est égal : $\sigma_{n,ref}=635.4 \text{ KN/m}^2$.

On présente ça dans la figure suivante :

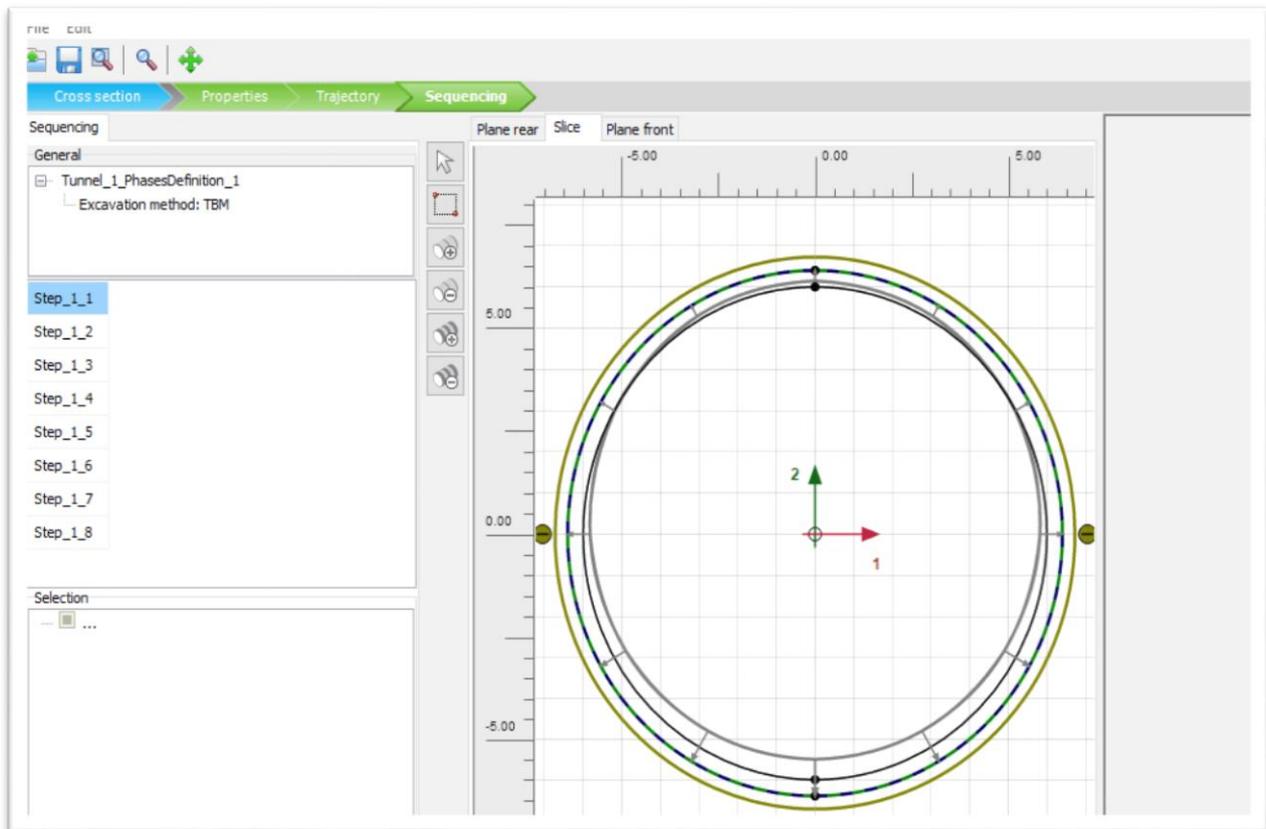


Fig.III.14. Propriétés du tunnel

- ✓ Les step 1...jusqu'à 8 sont les étapes responsables de la création des surfaces.

Et après ça on clique sur les fenêtres de « **generate** » pour obtenir le tunnel en 3d et après on fait le maillage.

Le mode maillage est possible de spécifier des raffinements globaux et locaux et de générer le maillage, et après ça on effectue les calculs de 25 phases d'excavation.

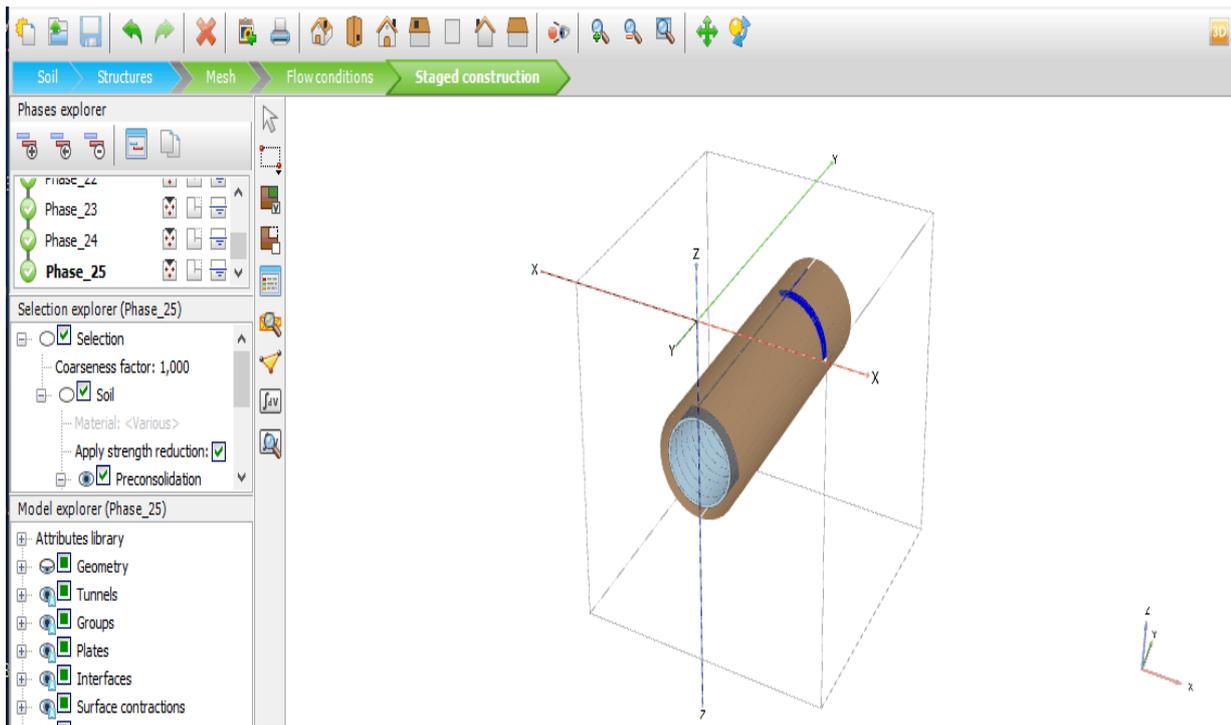


Fig.III.15. Modèle en 3d de tunnel sans charge en surface

- Calcul :

La figure suivante présente le développement des calculs de notre travail :

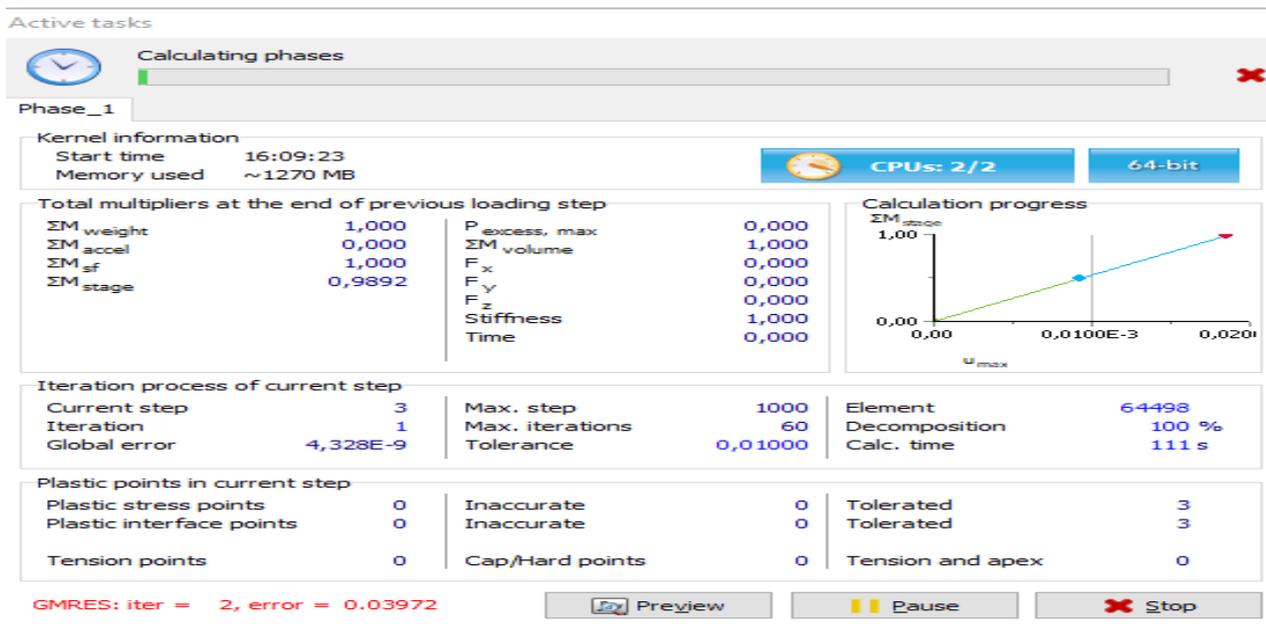


Fig.III.16. Avancement des calculs dans les phases

III.10. Modélisation de Tunnel avec des charges en surface

Dans cette partie on a modélisé le tunnel avec les mêmes propriétés que le modèle précède et même étapes de travail sauf que dans cette partie on applique des charges en surface (milieu urbain).

La charge est une force ($f=100 \text{ KN/m}^2$) de deux bâtiments reposant en surface du sol comme montré dans la figure suivante :

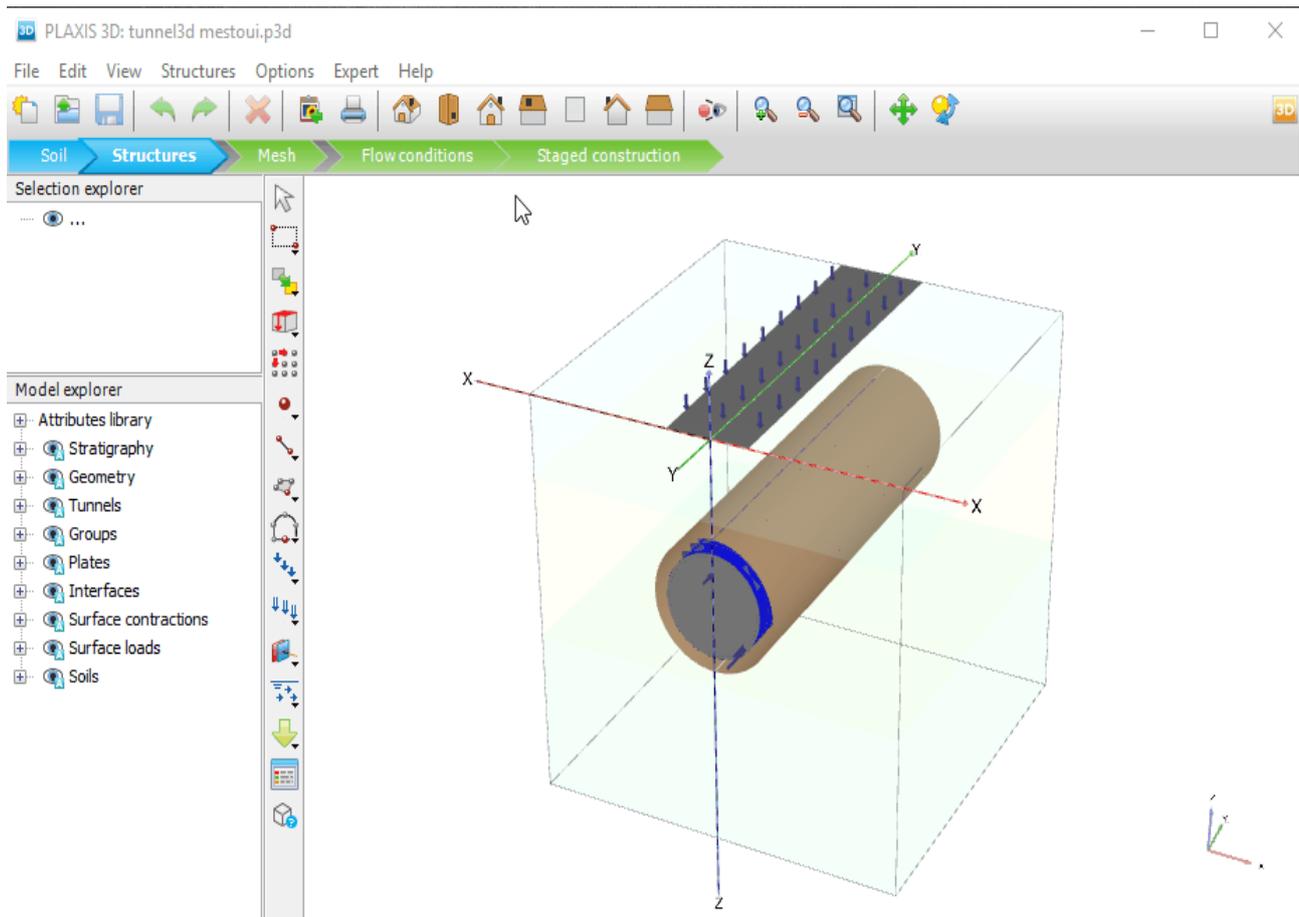


Fig.III.17. Modèle en 3d de tunnel avec des charges en surface



: La fenêtre qui est responsable de l'application (installation) des charges.

III.11 Conclusion

La méthode des éléments finis est théoriquement la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques correctement et aisément.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : Tassement, affaissement, tunnel, soutènement ect...

Le Plaxis 3d tunnel est un outil qui facilite la simulation d'un tunnel est aussi le processus de calcul sur les trois axe : X, Y et Z et cela permet aussi d'identifier les déformations, U_x , U_y et U_z .

La simulation et la modélisation tridimensionnelle d'un tunnel est soumise à des règles d'or afin d'aboutir à de bons résultats. Cela dépend du choix du modèle et l'interprétation des résultats.

IV.1 Introduction

Le creusement d’un tunnel dans un massif de sol entraine une redistribution de l’état de contrainte dans le terrain du fait du déconfinement généré dans les parois du tunnel. Cette modification de l’état de contrainte autour de l’excavation génère en surface des tassements dont l’importance dépend de plusieurs paramètres.

Les méthodes numériques sont utilisées dans le domaine de la géotechnique depuis longtemps car, elles permettent d’analyser le comportement des ouvrages et leur environnement par l’évaluation des déformations et des contraintes sous diverses sollicitations.

Le but de notre étude c’est de calculer la déformation horizontal et surtout la déformation vertical (tassement ou affaissement), c’est à dire la déformation sur l’axe Oz pendant le creusement d’un tunnel et le comportement de terrain dans deux cas, sous charge (milieu urbain) et sans charge (milieu rural).

Les calculs ont été fait dans le cas bidimensionnel et aussi tridimensionnel en utilisant le logiciel Plaxis 2d et 3d respectivement.

IV.2. Résultat de l’étude bidimensionnel 2d (sans chargement)

Dans cette partie de notre étude, les calculs de déplacement se font selon quartes phases comme indiqué dans la figure suivante, et on s’intéresse dans ce cas aux déplacements verticaux (Uy). Les résultats sont donnés selon les 4 phases de construction du tunnel dans le cas de surcharge en surface et dans le cas de surcharge absente.

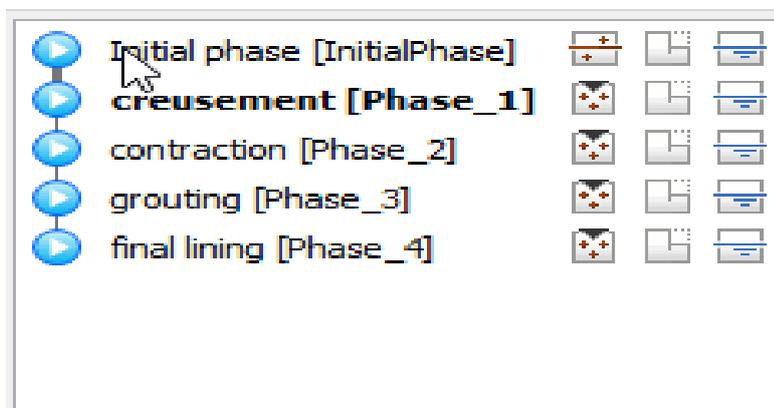


Fig.IV.1.les phases de calculs de l’étude bidimensionnelle

Les résultats des déplacements du modèle sans chargement sont comme suit :

IV.2.1. Modèle de référence en 2d sans chargement

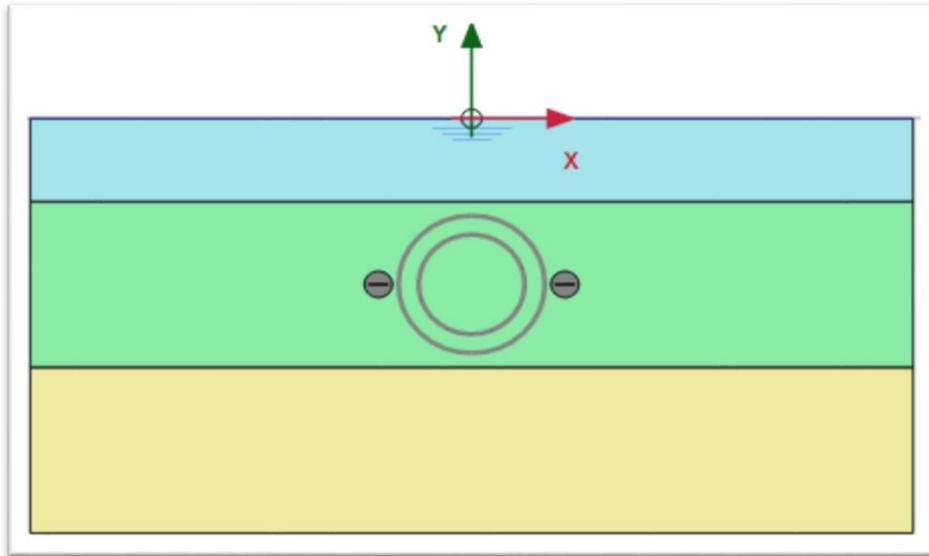


Fig.IV.2. Modèle de référence en 2d

IV.2.2. Calcul de déplacement vertical (U_y)

❖ Phase 01 : Creusement

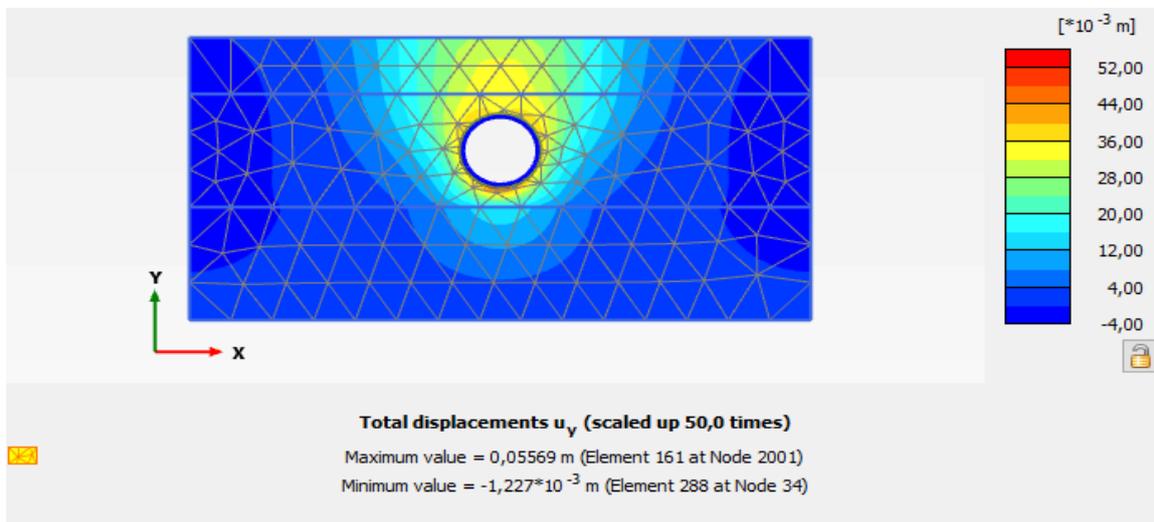


Fig.IV.3. Déplacement vertical (U_y), phase 01 (creusement)

❖ Phase 02 : Contraction

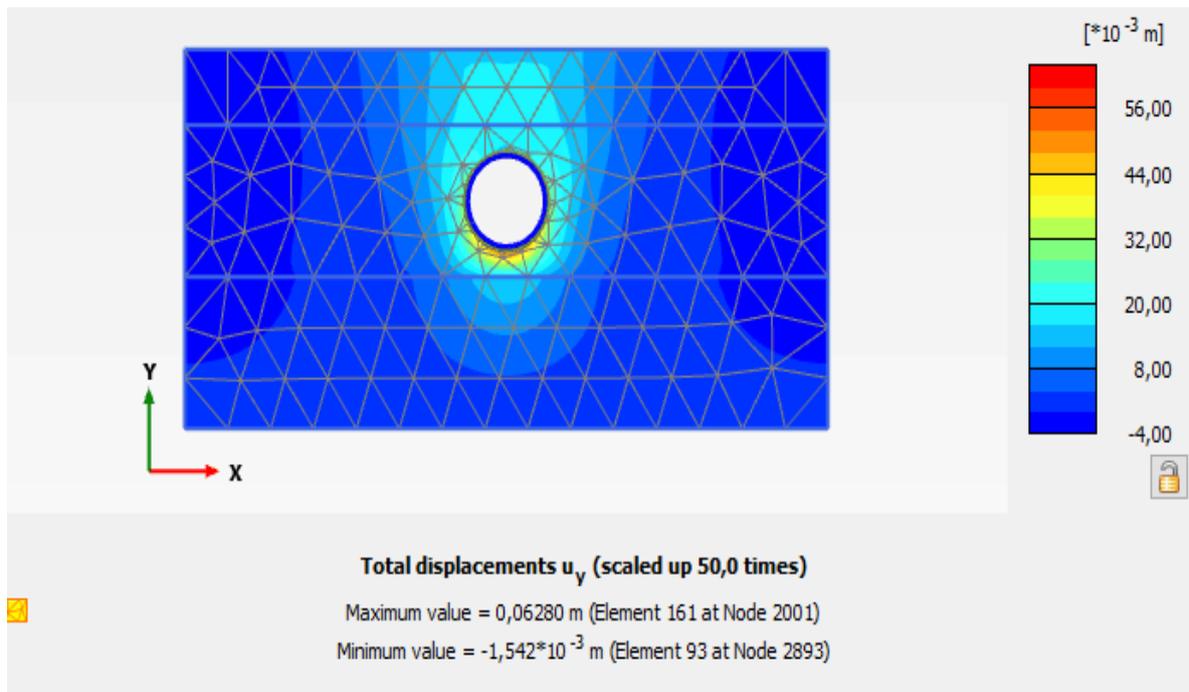


Fig.IV.4. Déplacement vertical (U_y), phase 02 (contraction)

❖ Phase 03 : Grouting

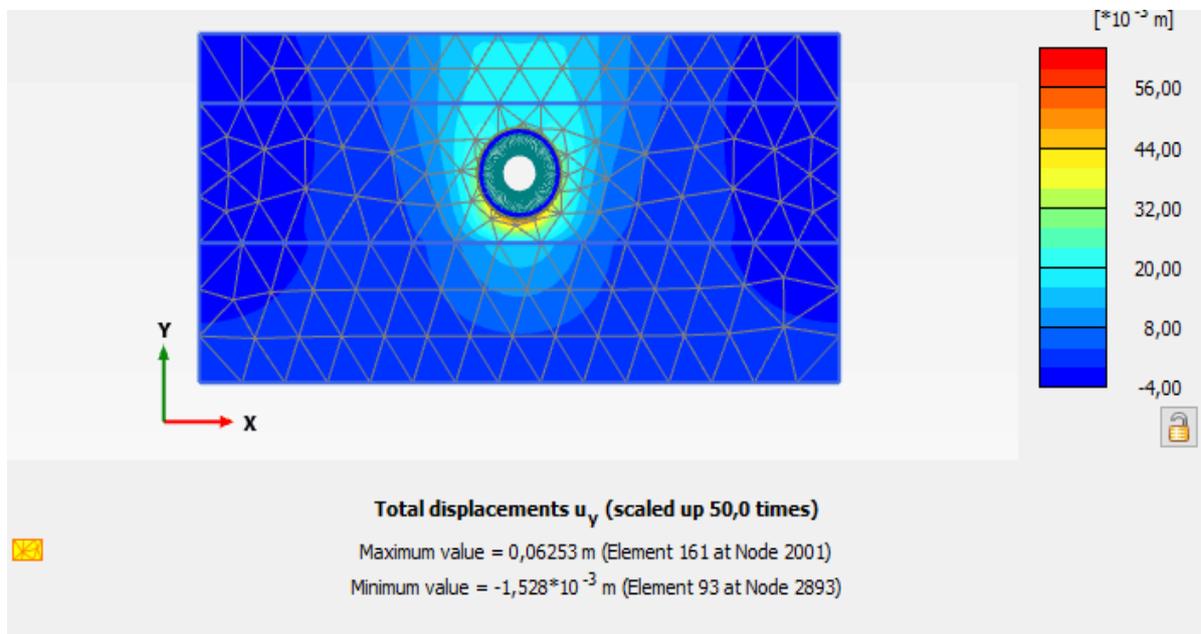


Fig.IV.5. Déplacement vertical (U_y), Phase 03 (Grouting)

❖ Phase 04 : Final lining

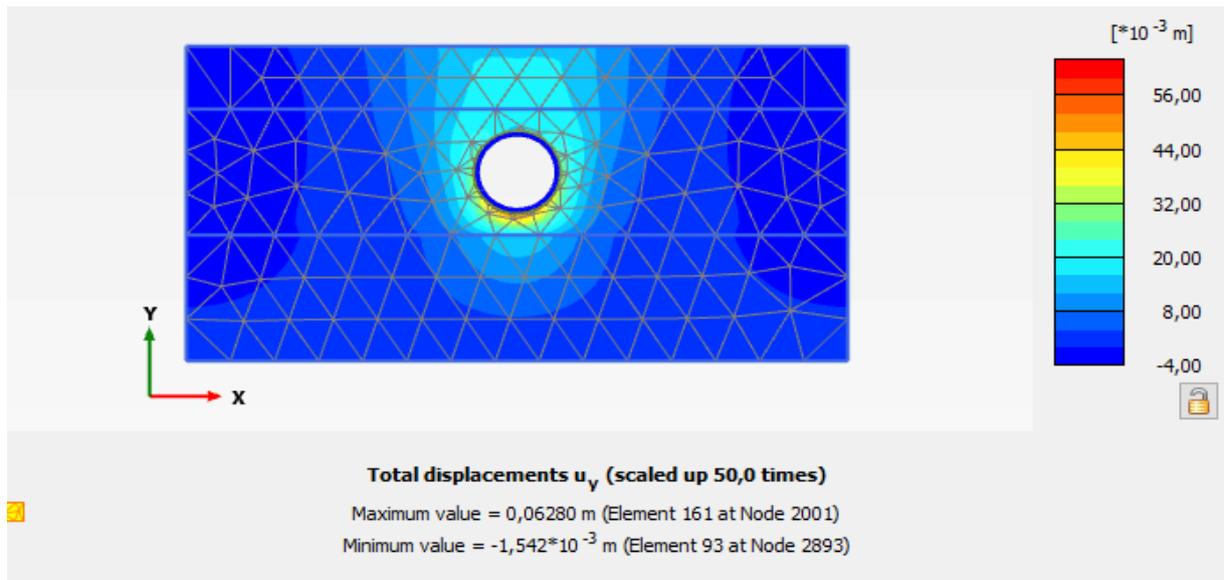


Fig.IV.6. Déplacement vertical (U_y) phase 04 (Final lining)

❖ Discussion et interpretation des resultants

On remarque que les valeurs de déplacement vertical (U_y) sont presque identiques dans les quatre étapes de calculs.

IV.3. Résultat de l'étude bidimensionnel (sous chargement)

IV.3.1. Modèle de référence en 2d sous chargement

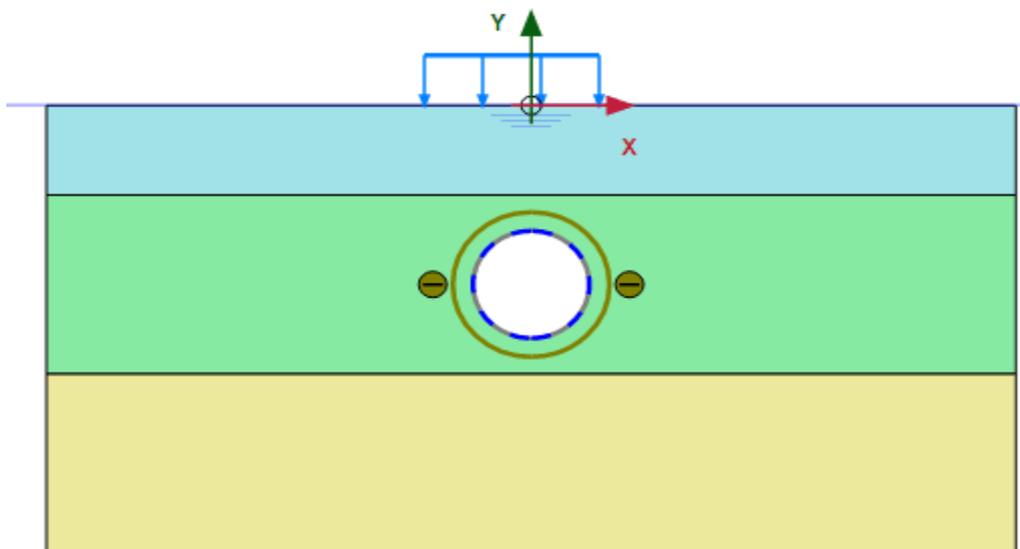


Fig.IV.7. Modèle de référence en 2d sous charge

IV.3.2. Calcul du déplacement vertical (U_y)

➤ Phase 01 : Creusement

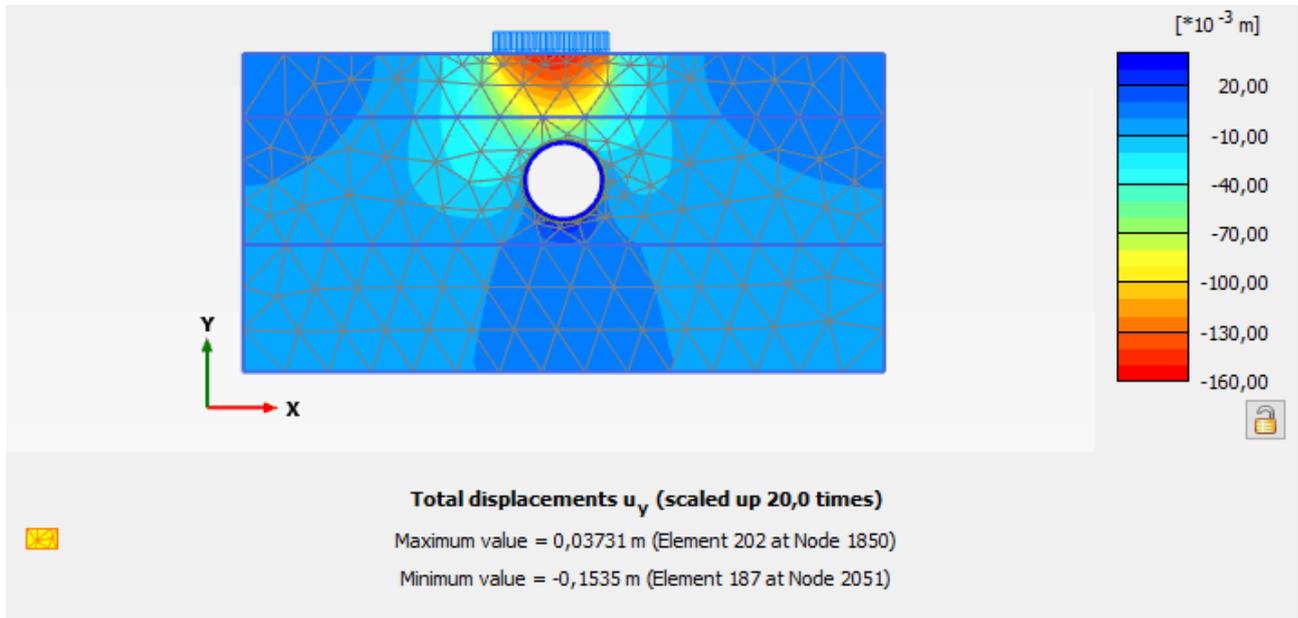


Fig.IV.8. Déplacement vertical (U_y), phase 01

➤ Phase 02 : Contraction

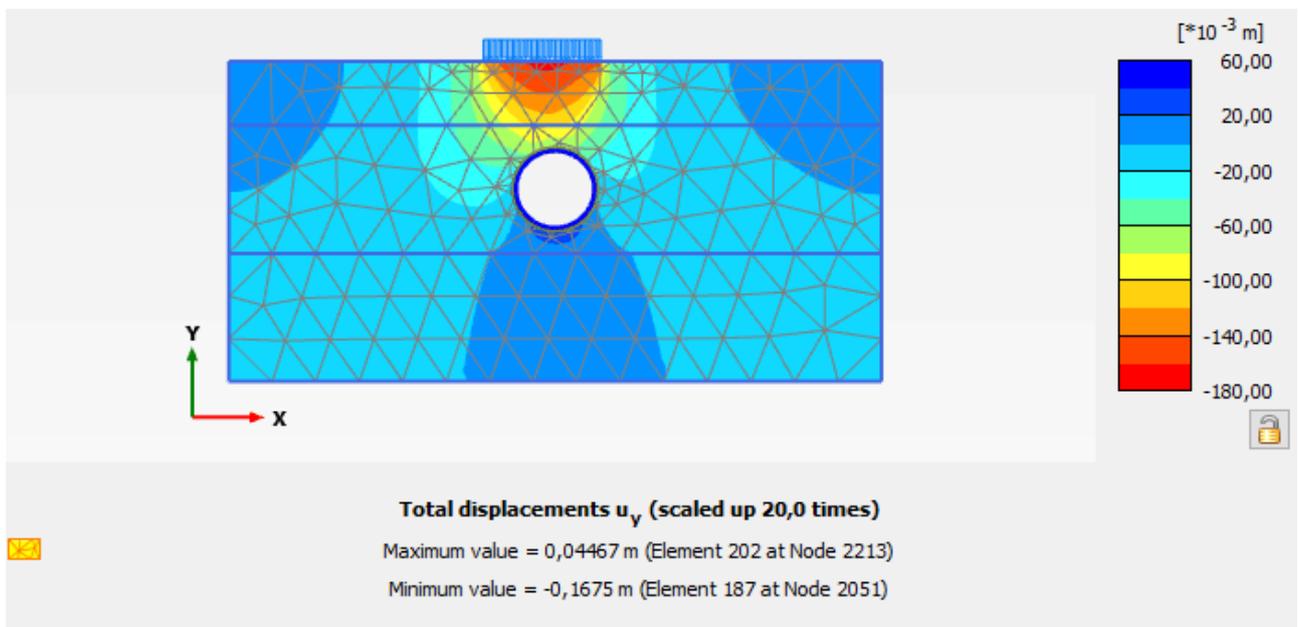
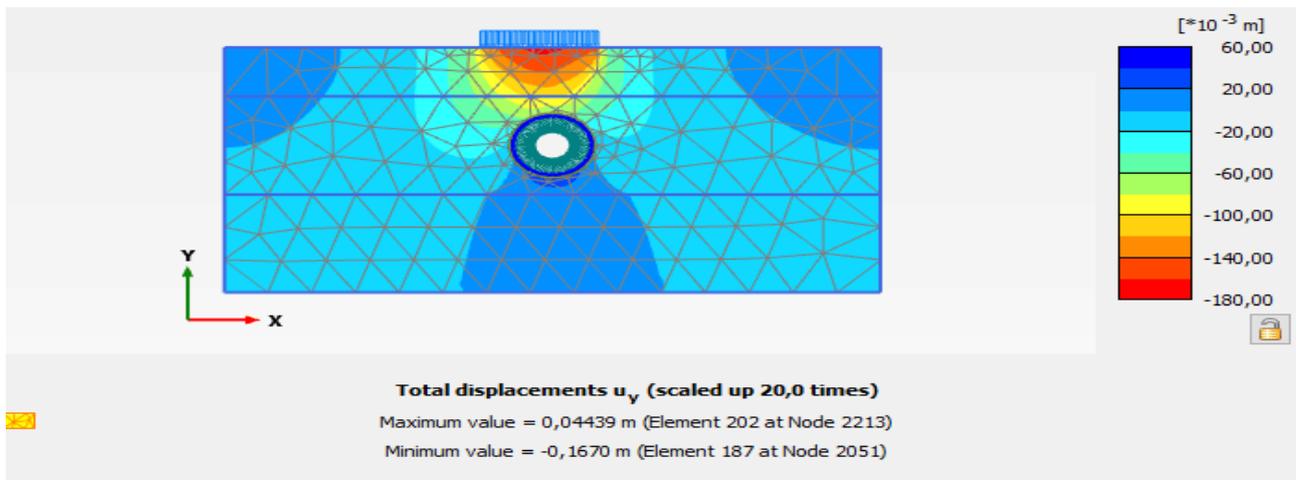
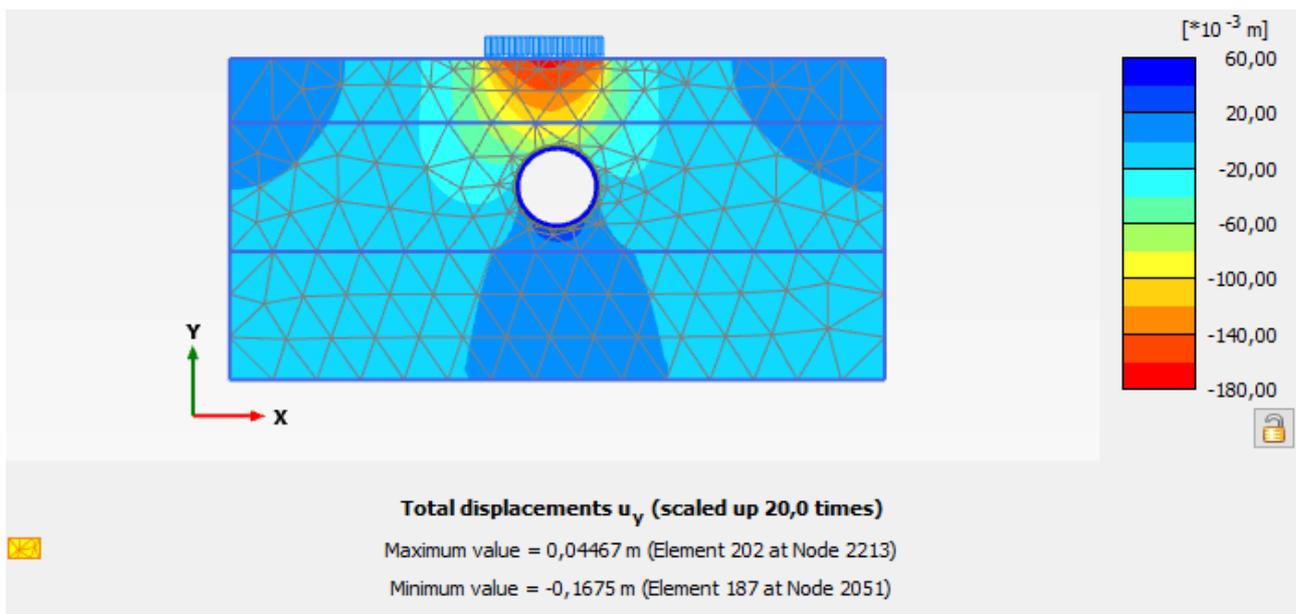


Fig.IV.9. Déplacement horizontal (U_x) phase 02

➤ Phase 03 : Grouting

Fig.IV.10. Déplacement horizontal (U_x) phase 03

➤ Phase 04 : Final lining

Fig.IV.11. Déplacement vertical (U_y), phase 04 (Final lining)

❖ Discussion et interprétation des résultats

- 1) À partir des résultats on remarque que le déplacement vertical (U_y) du modèle sous chargement est plus grand que les valeurs de déplacement vertical du modèle sans chargement.
- 2) Le tassement global est de l'ordre de 15 cm en surface. Cependant ce tassement n'a augmenté que de près de 1.5 cm depuis la fin du creusement jusqu'à la fin des étapes des calculs.

IV.4. Résultats de l'étude Tridimensionnelle 3d (Sans chargement)**IV.4.1. Calculs des déformations (déplacements)**

Le calcul des déformations se fait d'une manière itérative pour chaque pas d'avancement et suivant trois axes (O_x , O_y , O_z) pour qu'on puisse obtenir à la fin la valeur du déplacement total du sol.

Dans notre étude, nous nous intéressons à étudier l'effet du creusement sur le comportement général du terrain pour le modèle sans chargement et avec chargement. Nous nous intéressons à interpréter les résultats obtenus pour les phases suivantes :

- **Phase 01** : début de creusement
- **Phase 06** : début de mise en place des parois de tunnel
- **Phase 12** : milieu de creusement
- **Phase 25** : fin de creusement

Dans ce qui suit nous allons présenter les résultats du déplacement vertical (U_z), cependant comme le problème est tridimensionnel les résultats des déplacements horizontaux (U_x et U_y) seront présentés en Annexe.

IV.4.2. Calcul du déplacement vertical (U_z)

➤ Phase 01

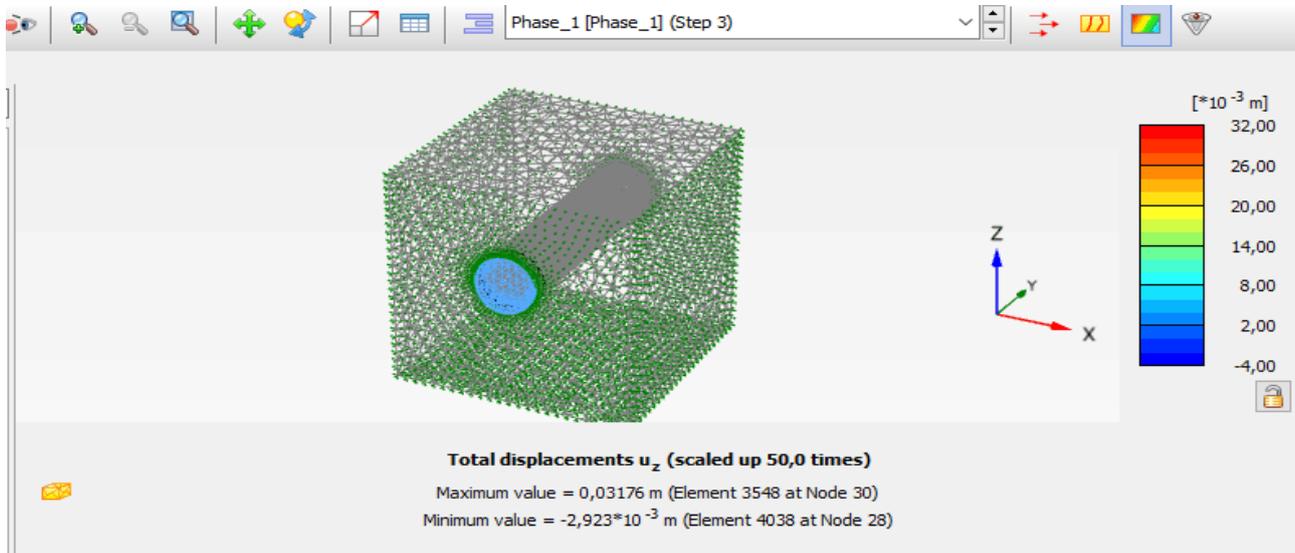


Fig. IV.12. Déplacement vertical (U_z) phase 01

➤ Phase 06

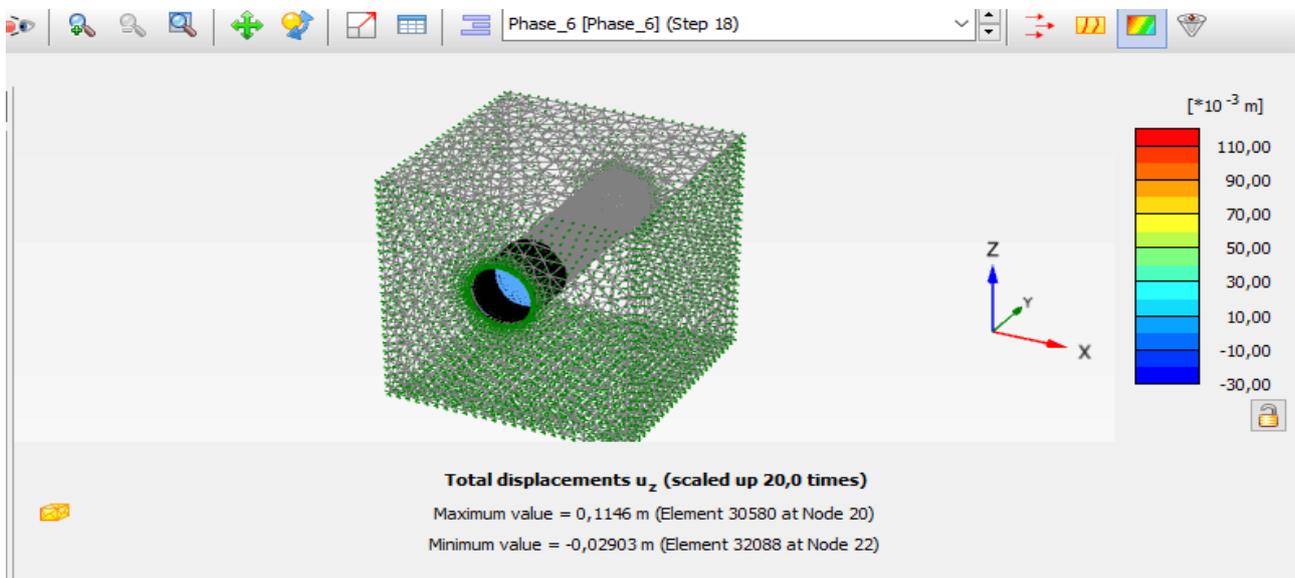


Fig. IV.13. Déplacement vertical (U_z) phase 06

➤ Phase 12

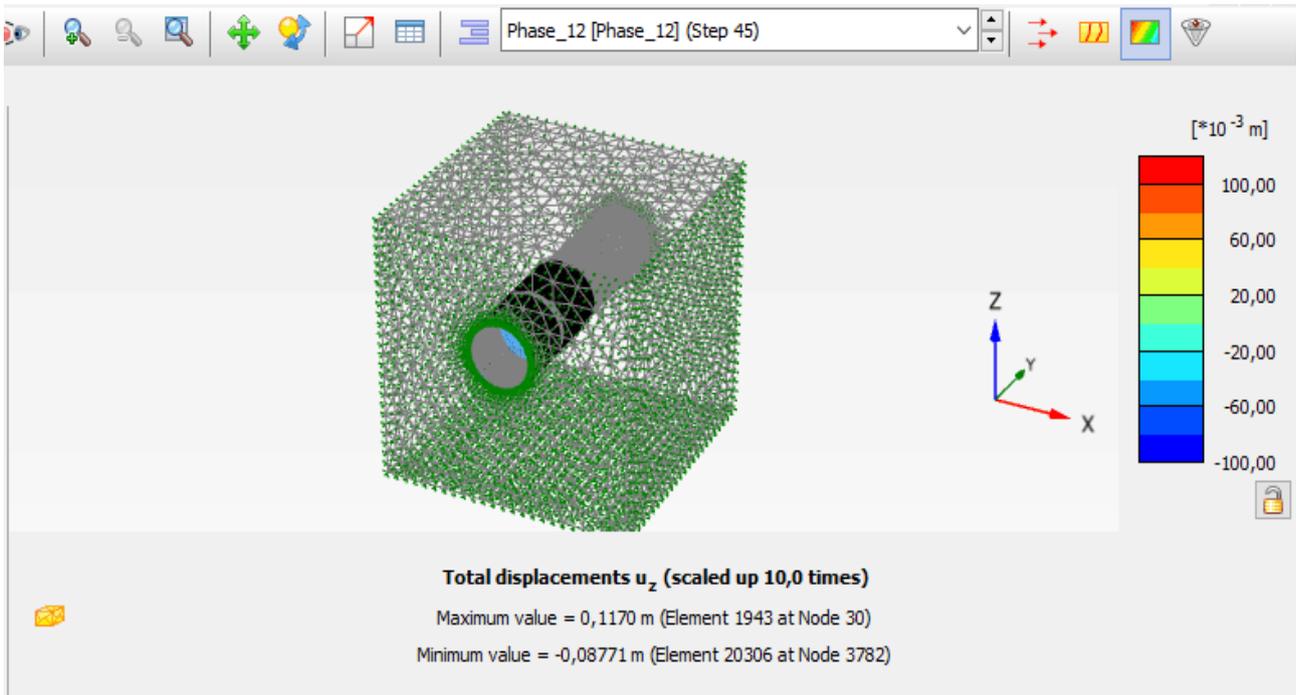


Fig.IV.14. Déplacement vertical (U_z) phase 12

➤ Phase 25

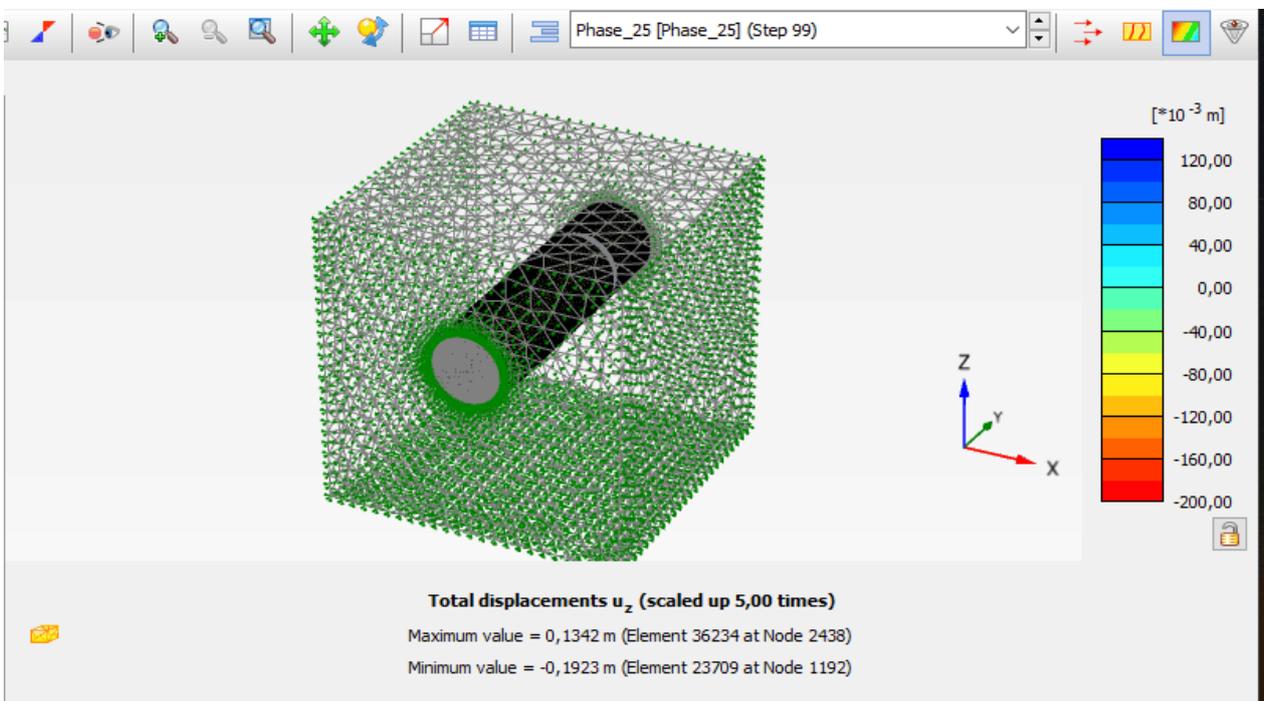


Fig. IV.15. Déplacement vertical (U_z) phase 25

❖ Discussion et interprétation des résultats

- 1) D'après les résultats obtenus, la déformation (U_z) est presque nulle dans la première phase, (début du creusement).
- 2) on remarque que dans la sixième phase la déformation verticale autour de tunnel commence à augmenter jusqu'à la dernière phase.
- 3) Avancement des travaux du tunnelier (TBM) cause une augmentation du déplacement vertical autour de tunnel.

IV.4.3. Calcul de déplacement total (U_{tot})

(U_{tot}) est la combinaison des déplacements vertical et horizontaux. Les résultats des déplacements horizontaux sont donnés en Annexe.

➤ Phase 01

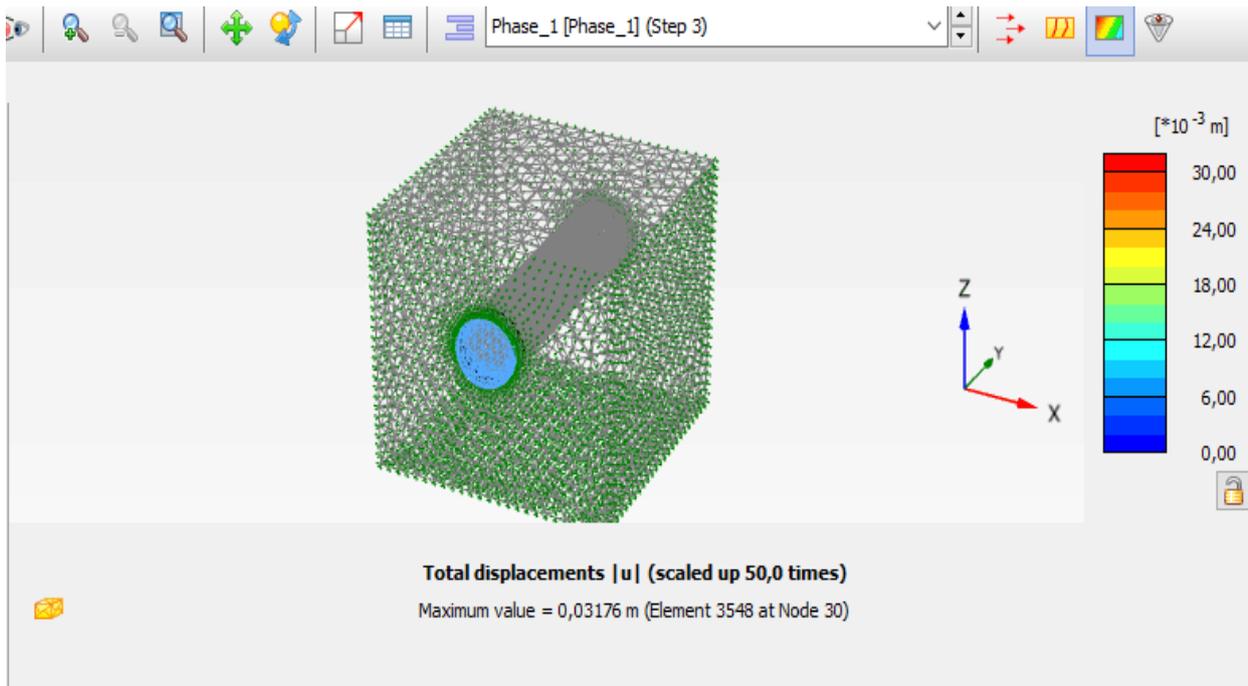


Fig. IV.16.Déplacement total (U_{tot}) phase 01

➤ Phase 06

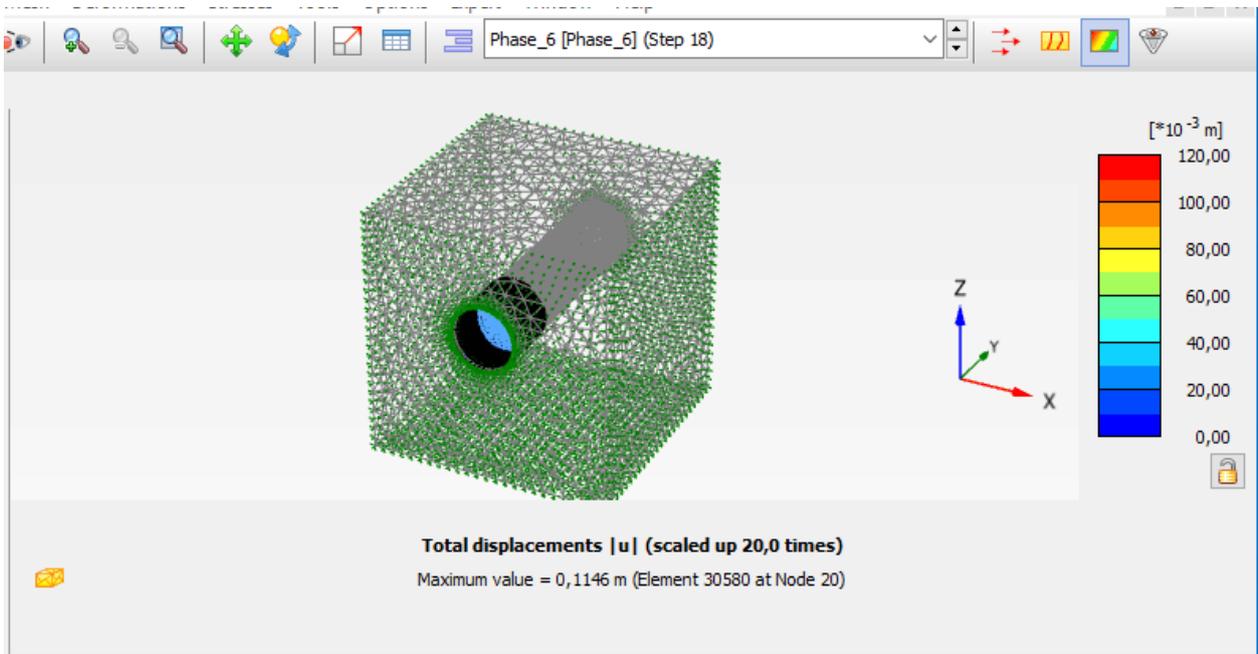


Fig. IV.17. Déplacement total (U_{tot}) phase 06

➤ Phase 12

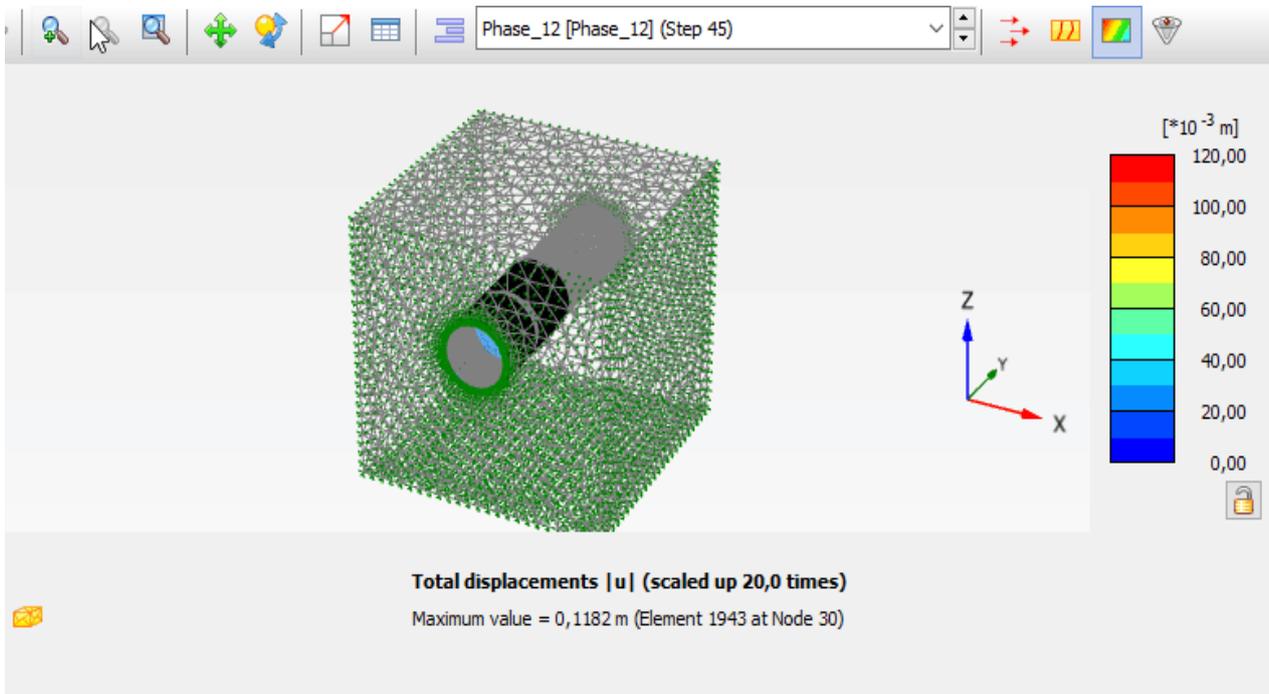


Fig.IV.18. Déplacement total (U_{tot}) phase 12

➤ Phase 25

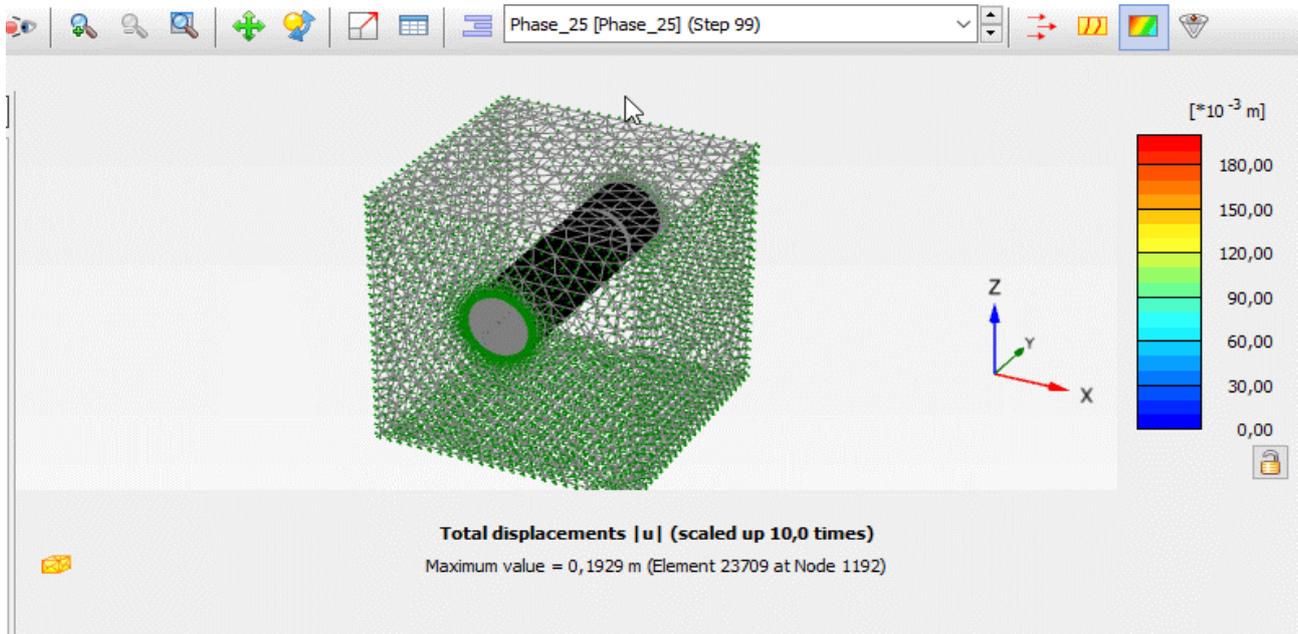


Fig. IV.19. Déplacement total (U_{tot}) phase 25

Les résultats de déplacement total sont présentés dans la courbe suivante :



Fig.IV.20. Déplacement total (U_{tot}) dans les phases de creusement

❖ Discussion et interprétation des résultats

1) D'après les résultats obtenus, on remarque que les déplacements totaux sont petits dans la première phase, mais ils augmentent au fur à mesure de l'avancement des travaux et cela apparaît clairement à partir de la sixième et douzième phase. Ces déplacements continuent d'augmenter jusqu'à atteindre une valeur maximale dans la dernière phase (Fin de creusement) pour atteindre une valeur égale à $U_{tot} = 0.1929\text{m}$.

2) Par conséquent le sol montre un comportement indésirable (affaissement important) et donc l'ouvrage nécessite un soutènement.

IV.5. Résultat de l'étude tridimensionnelle (sous chargement)

Dans cette partie de notre travail on fait la modélisation du tunnel avec la mise place des charges (charges des deux bâtiments) en surface. Les résultats obtenus sont montrés dans le tableau suivant pour le cas de déplacements vertical seulement. Les résultats des déplacements horizontaux sont donnés en Annexe :

IV.5.1. Calcul de déplacement vertical (U_z)

➤ Phase 01

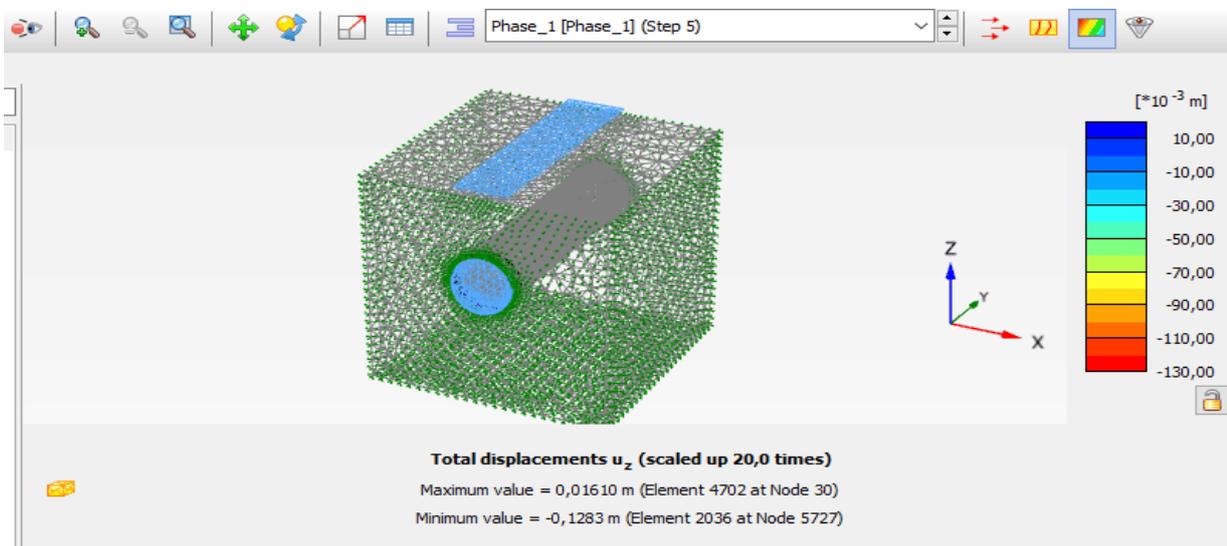


Fig. IV.21. Déplacement vertical (U_z), phase 01

➤ Phase 06

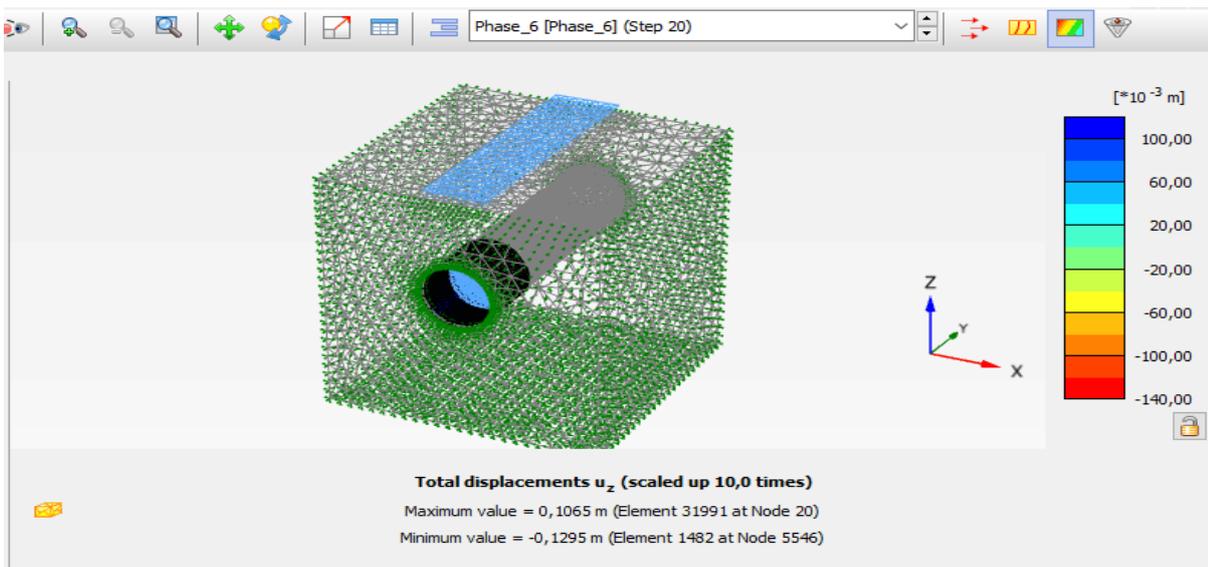


Fig.IV.22. Déplacement vertical (U_z), phase 06

➤ Phase 12

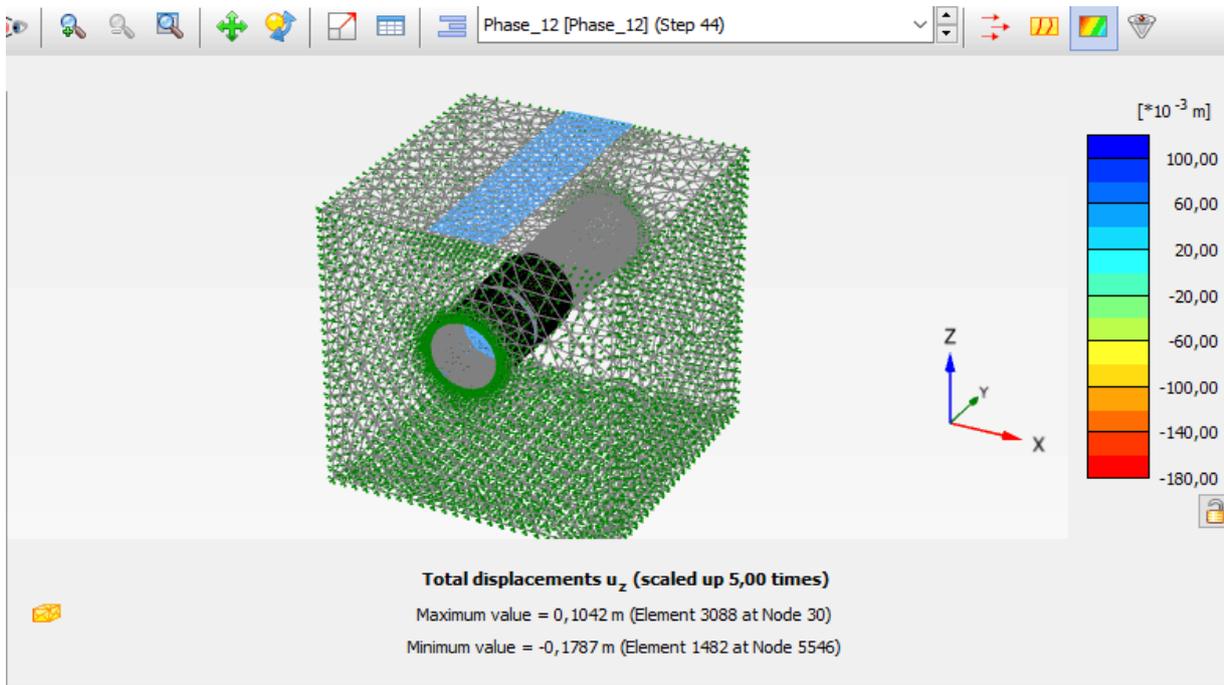
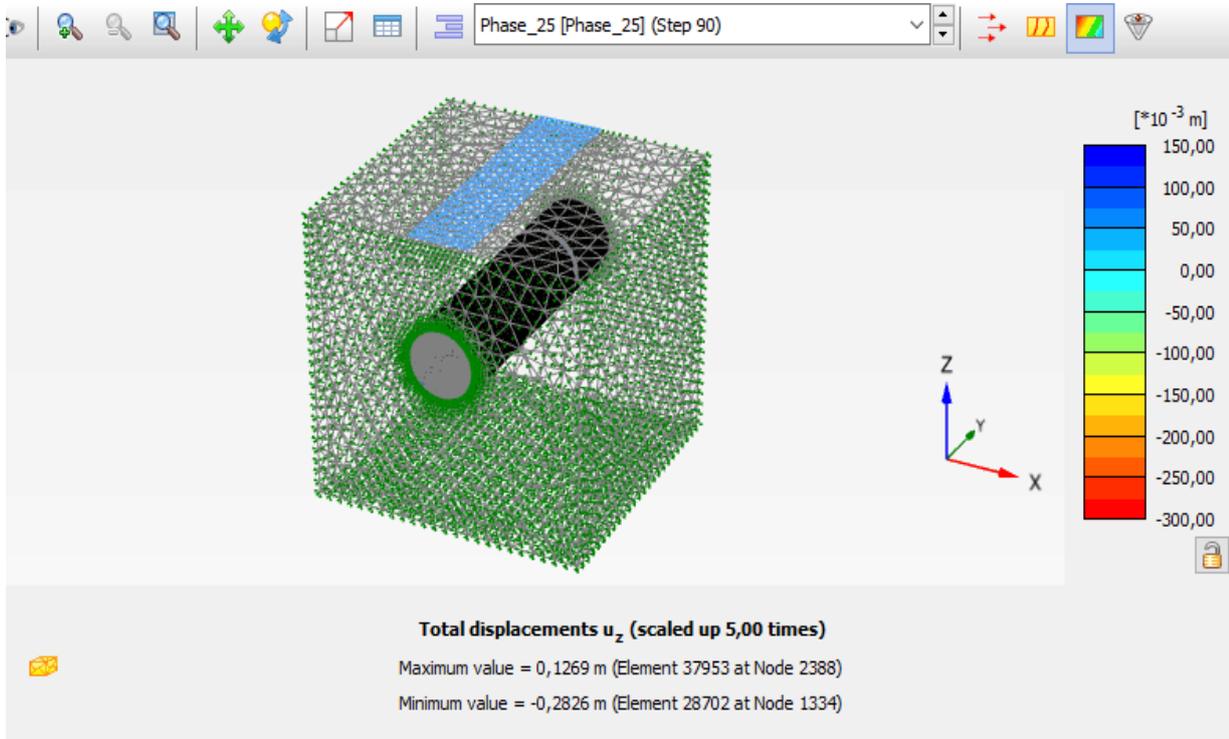


Fig.IV.23. Déplacement vertical (U_z) phase 12

➤ Phase 25

Fig.IV.24. Déplacement vertical (U_z), phase 25

❖ Discussion et interprétation

1) D'après les résultats obtenus, on remarque que le déplacement vertical dans la première phase est petit mais avec l'avancement du creusement le déplacement augmente et cela est montré à partir des résultats des phases 06, 12 et 25.

2) Le poids des bâtiments qui est appliqué à la surface du sol a provoqué une augmentation de déformation du terrain, et surtout dans notre étude on a un terrain de faible cohésion dans les trois couches, et ça menace la stabilité de l'ouvrage. Dans ce cas le soutènement de l'ouvrage est important et recommandé.

IV.5.2. Calcul de déplacement total (Utot)

➤ Phase 01

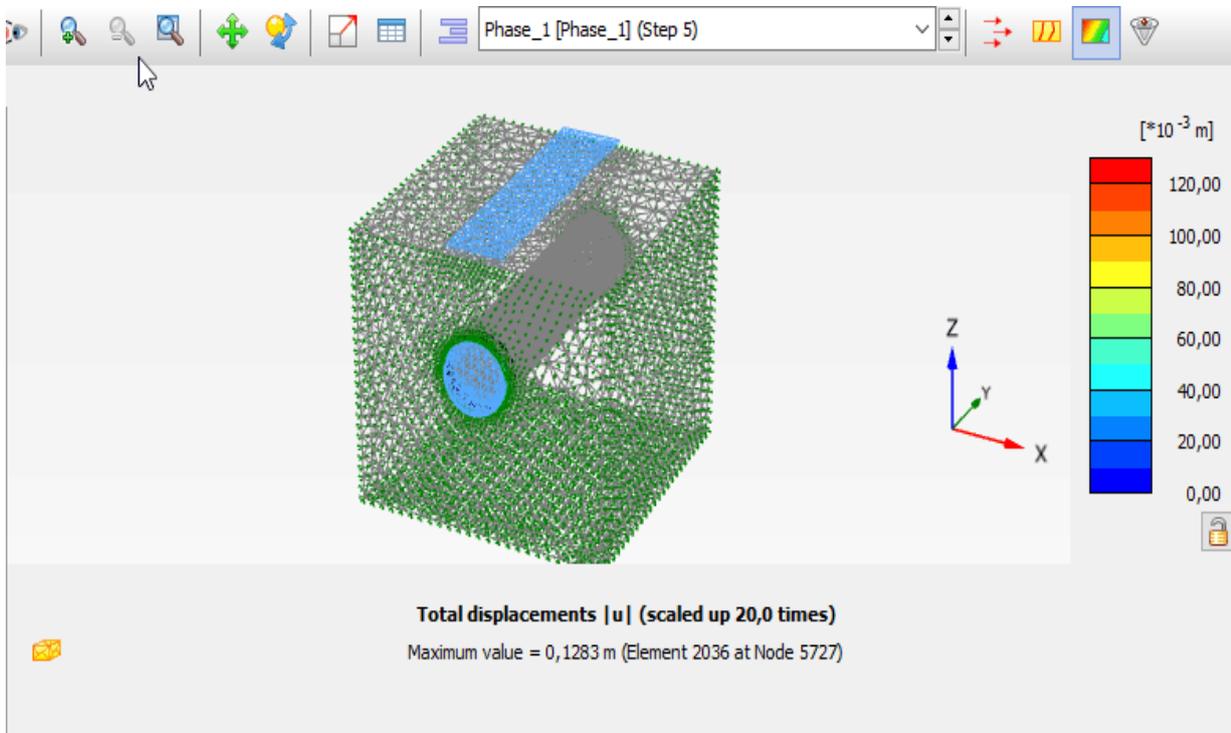


Fig. IV.25. Déplacement total (Utot) phase 01

➤ Phase 06

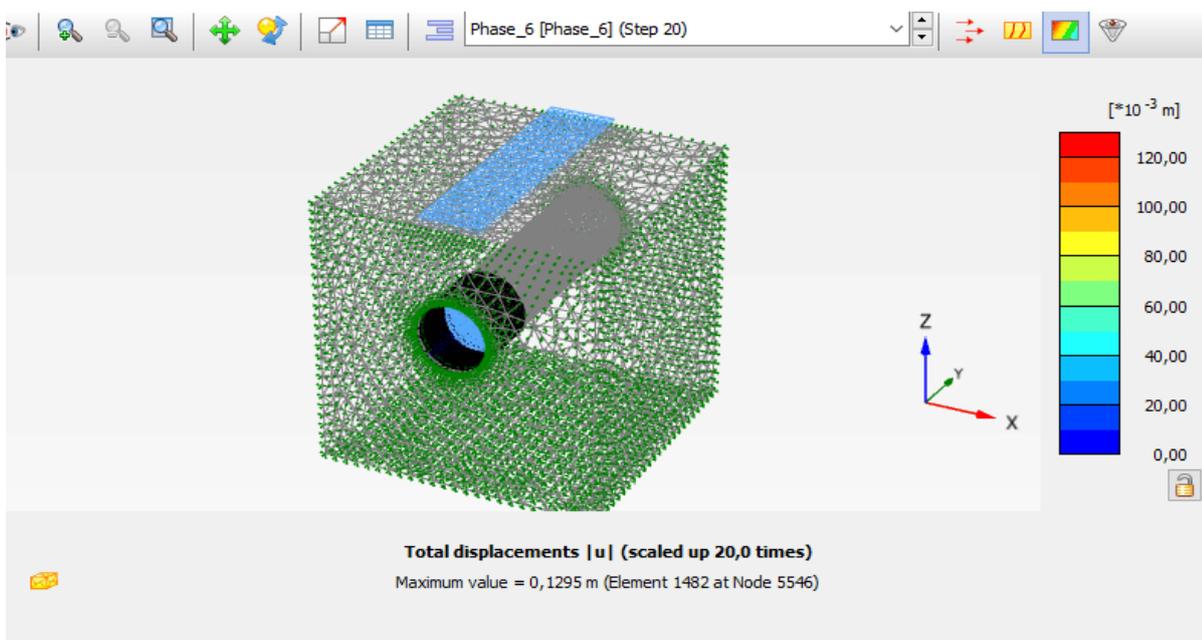


Fig. IV.26. Déplacement total (Utot) phase 02

➤ Phase 12

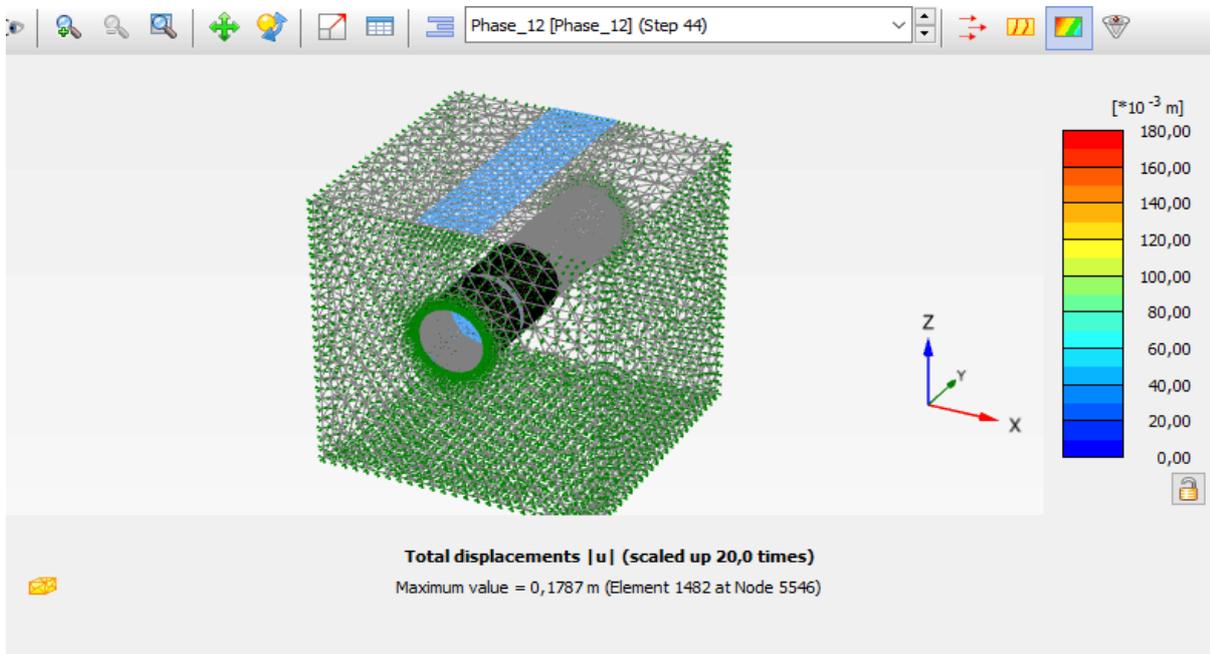


Fig.IV.27. Déplacement total (Utot) phase 12

➤ Phase 25

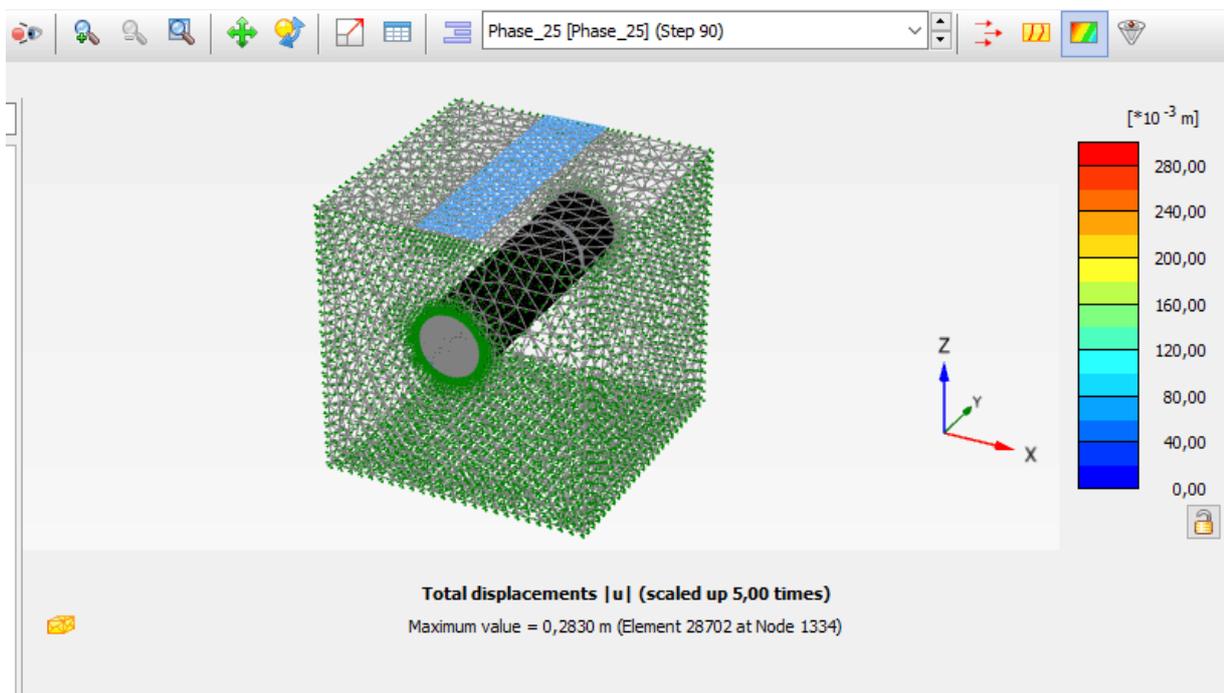


Fig.IV.28. Déplacement total (Utot), phase 25

➤ Les résultats de déplacement total sont résumés dans la courbe suivante :

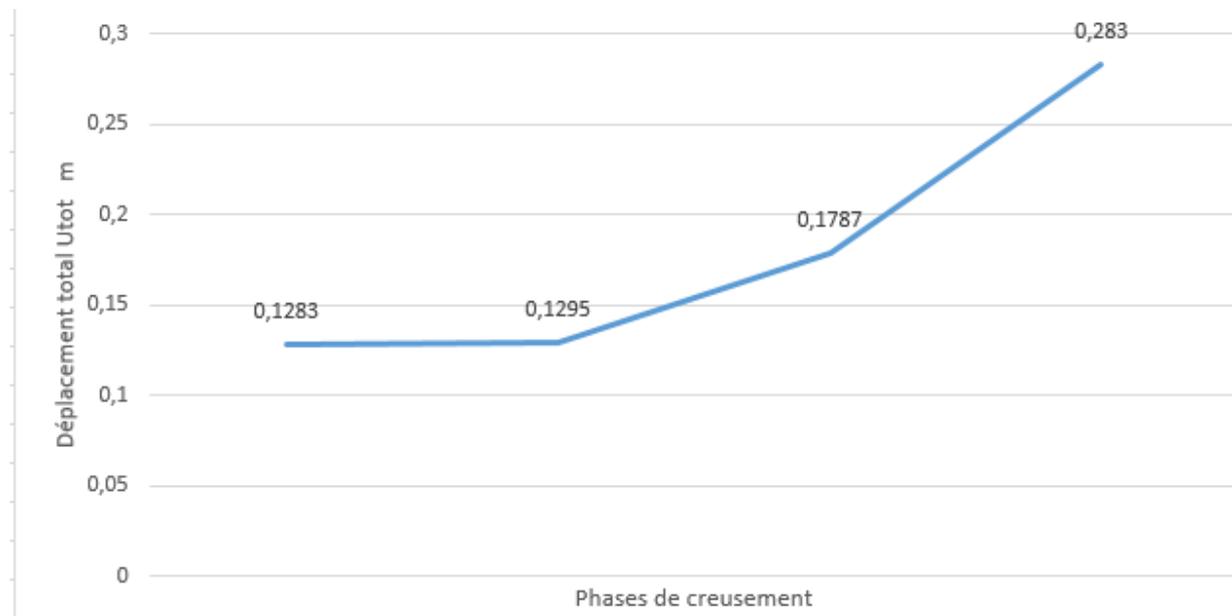


Fig.IV.29. Déplacement total (U_{tot}) dans les phases de creusement

❖ Discussion et interprétation des résultats

1) Les résultats obtenus montrent que les déplacements totaux sont petits au début de l'excavation du tunnel, mais après un certain temps avec l'avancement de travaux les déplacements totaux augmentent autour de l'ouvrage à partir de la phase 06 jusqu'à ce qu'elles atteignent une valeur maximum dans la dernière phase.

IV.6. Influence du creusement sur le terrain

Dans cette partie nous avons calculé le déplacement vertical (U_z) dans le massif de terrain à partir d'une coupe en 2d, pour différentes profondeurs en surface, dans les deux modèles de l'étude sans et avec charge des bâtiments en surface du tunnel, pour déterminer l'affaissement obtenu dans les deux cas.

Les résultats de l'effet de creusement se font pour deux axes différents qui sont à 0m et 25 m, comme montré dans les figures suivantes :

IV.6.1. Effet de creusement dans le modèle sans charge de bâtiment

- Résultats obtenus à 0 m :

➤ phase 01

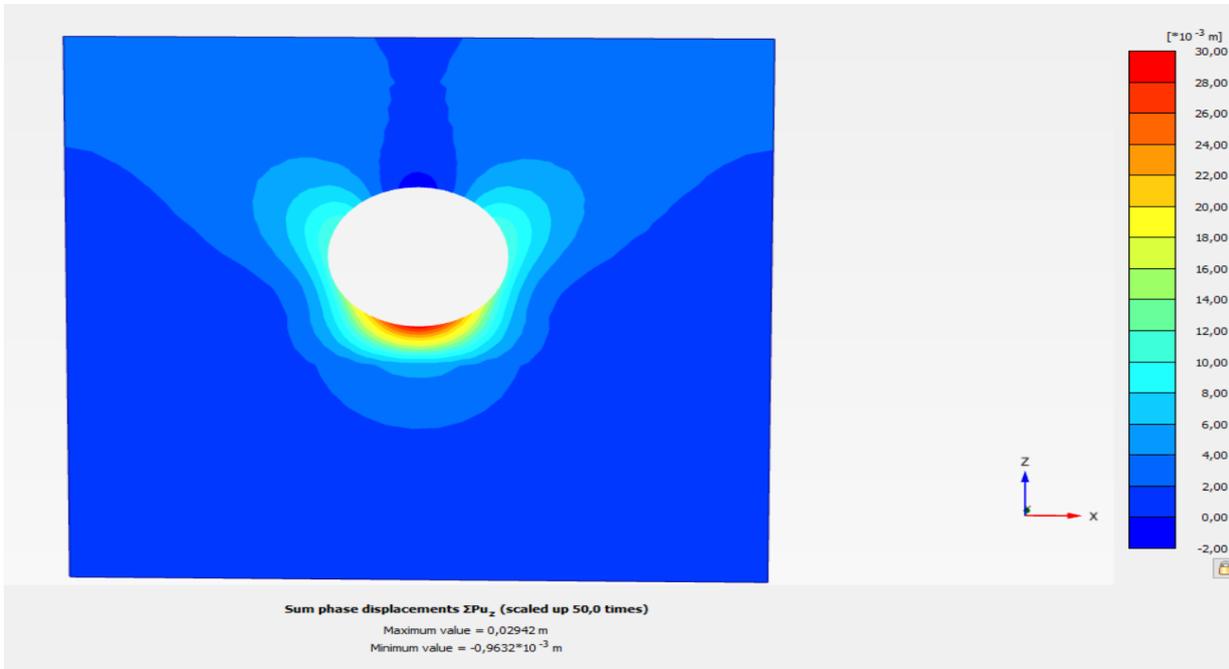


Fig. IV.30. Déplacement vertical dans le sol, phase 01

➤ phase 06

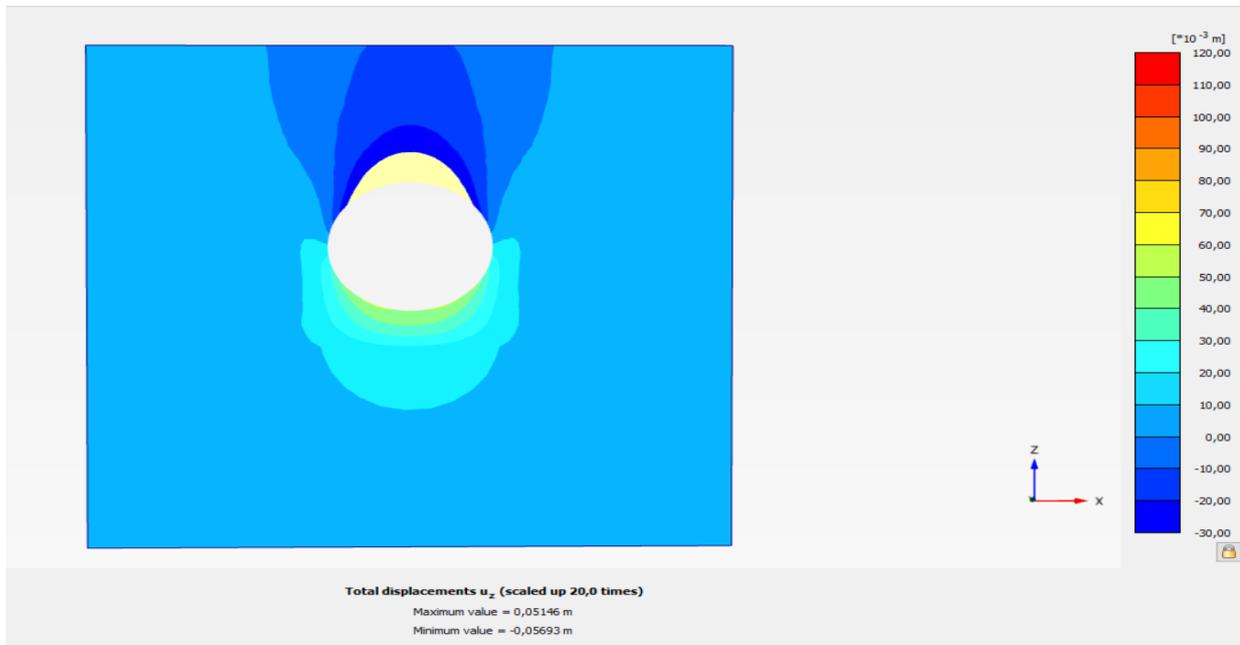


Fig.IV.31. Déplacement vertical dans le sol, phase 06

➤ phase 12

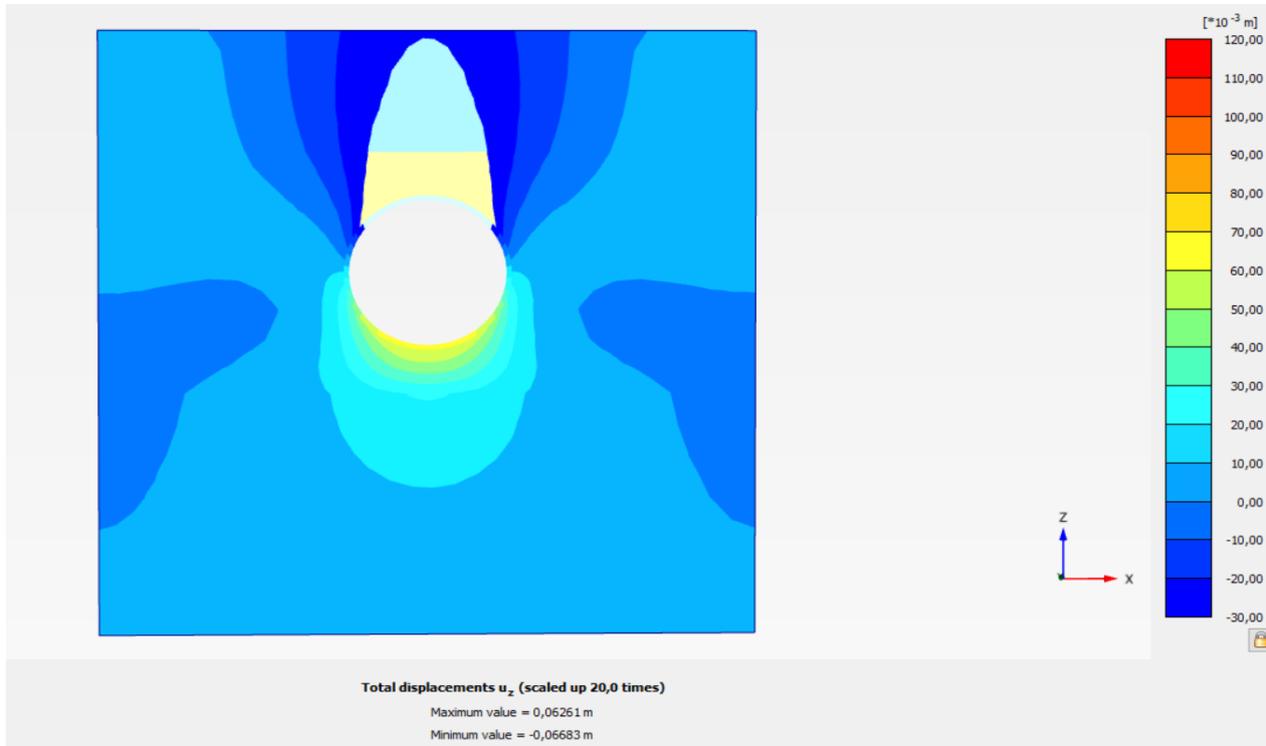


Fig.IV.32. Déplacement vertical dans le sol, phase 12

➤ phase 25

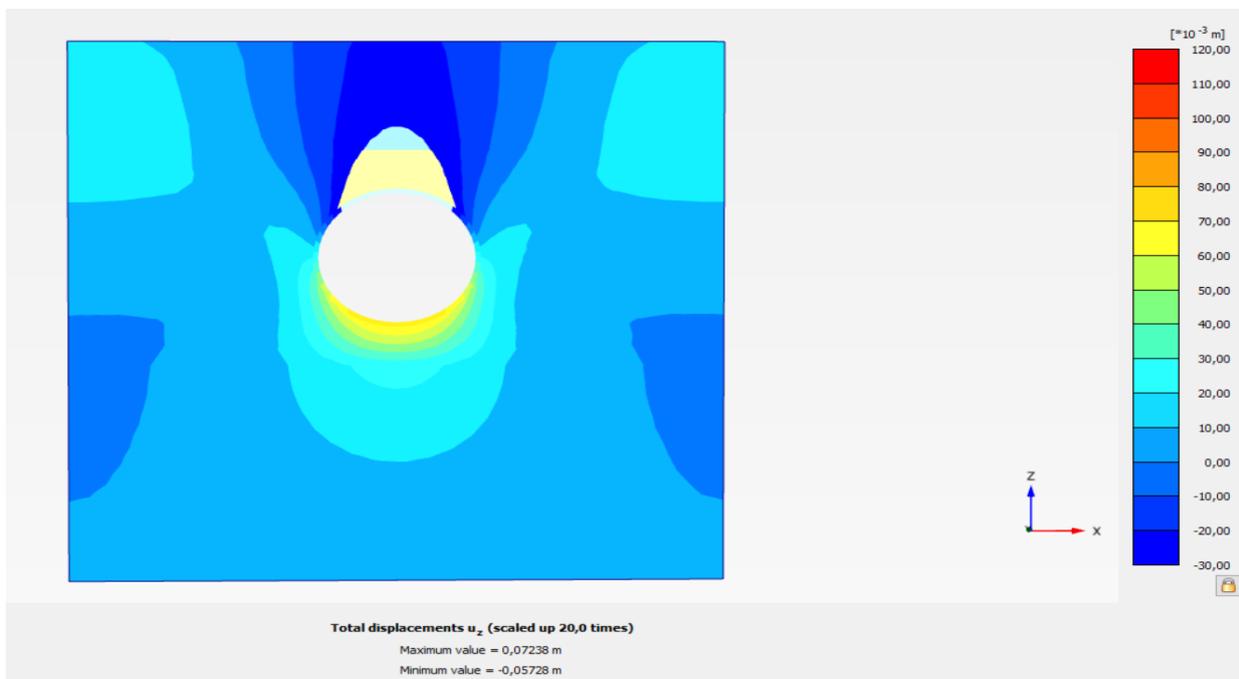


Fig.IV.33. Déplacement vertical dans le sol, phase 25

- Résultats obtenus à 25m :

➤ phase 01

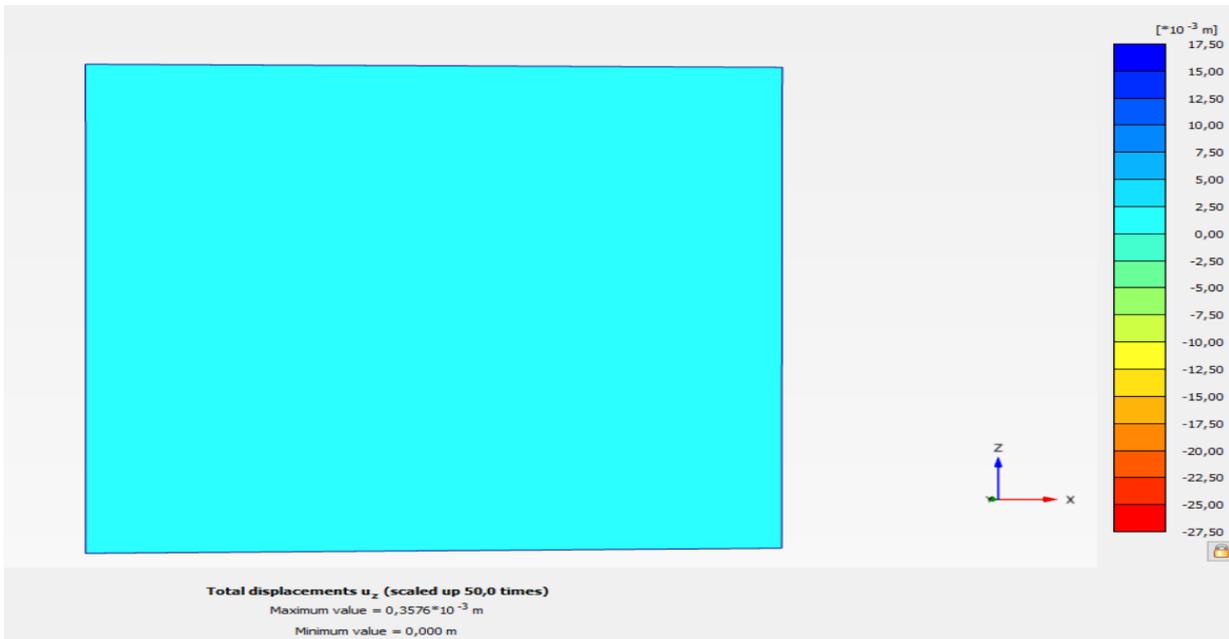


Fig.IV.34. Déplacement vertical dans le sol, phase 01

➤ phase 06

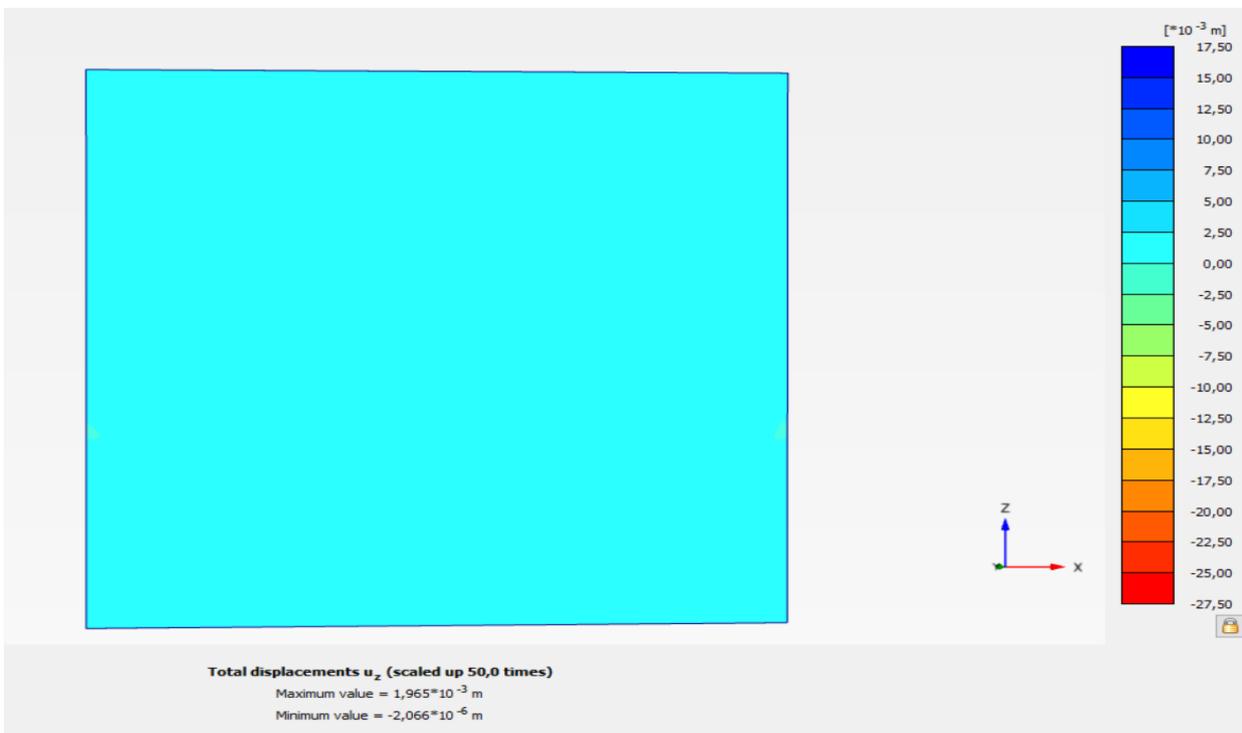


Fig.IV.35. Déplacement vertical dans le sol, phase 06

➤ phase 12

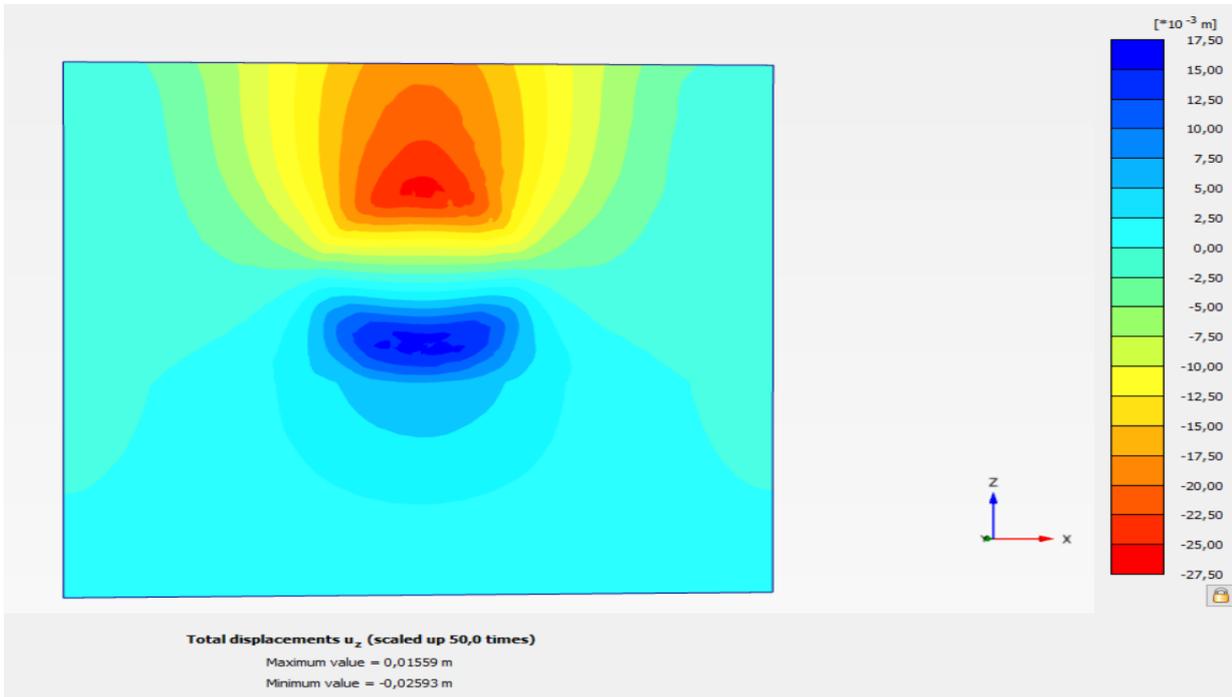


Fig.IV.36. Déplacement vertical dans le sol, phase 12

➤ phase 25

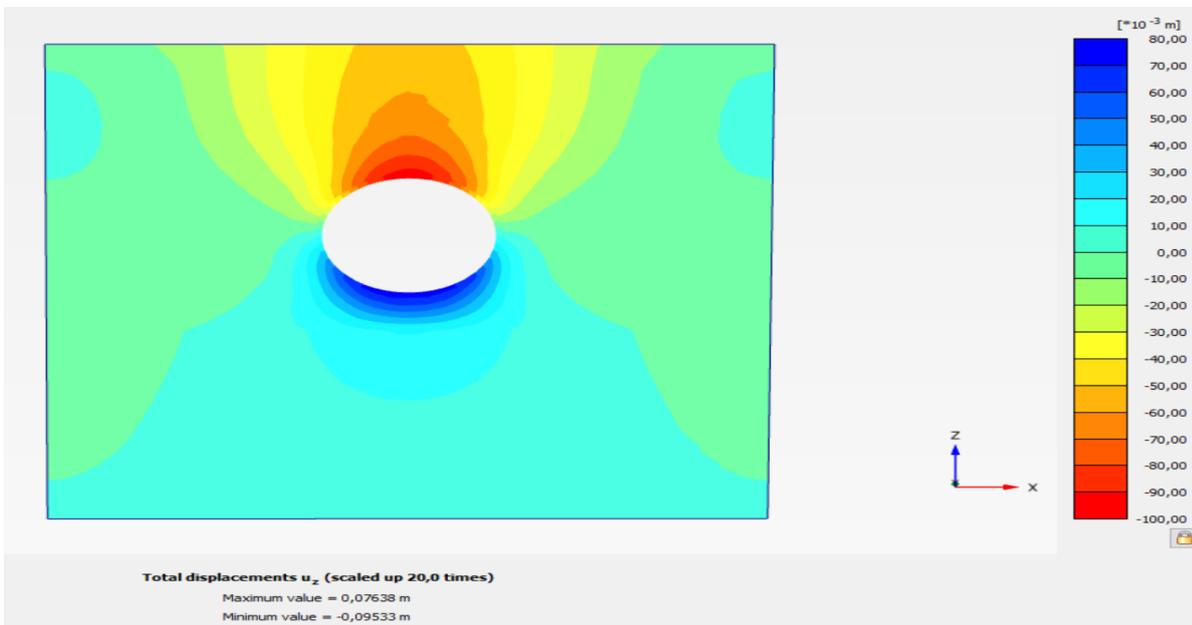


Fig.IV.37. Déplacement vertical dans le sol, phase 25

❖ Discussion et interprétation des résultats

- 1) À partir de ces résultats nous remarquons que le tassement à 0m est plus grand que le tassement à 25m.
- 2) Le tassement généré en surface commence à augmenter d'une étape à l'autre, jusqu'à atteindre une valeur maximale à la fin du creusement.

IV.6.2. Effet du creusement sous charge des bâtiments

• Résultat obtenus à 0m

➤ Phase 01

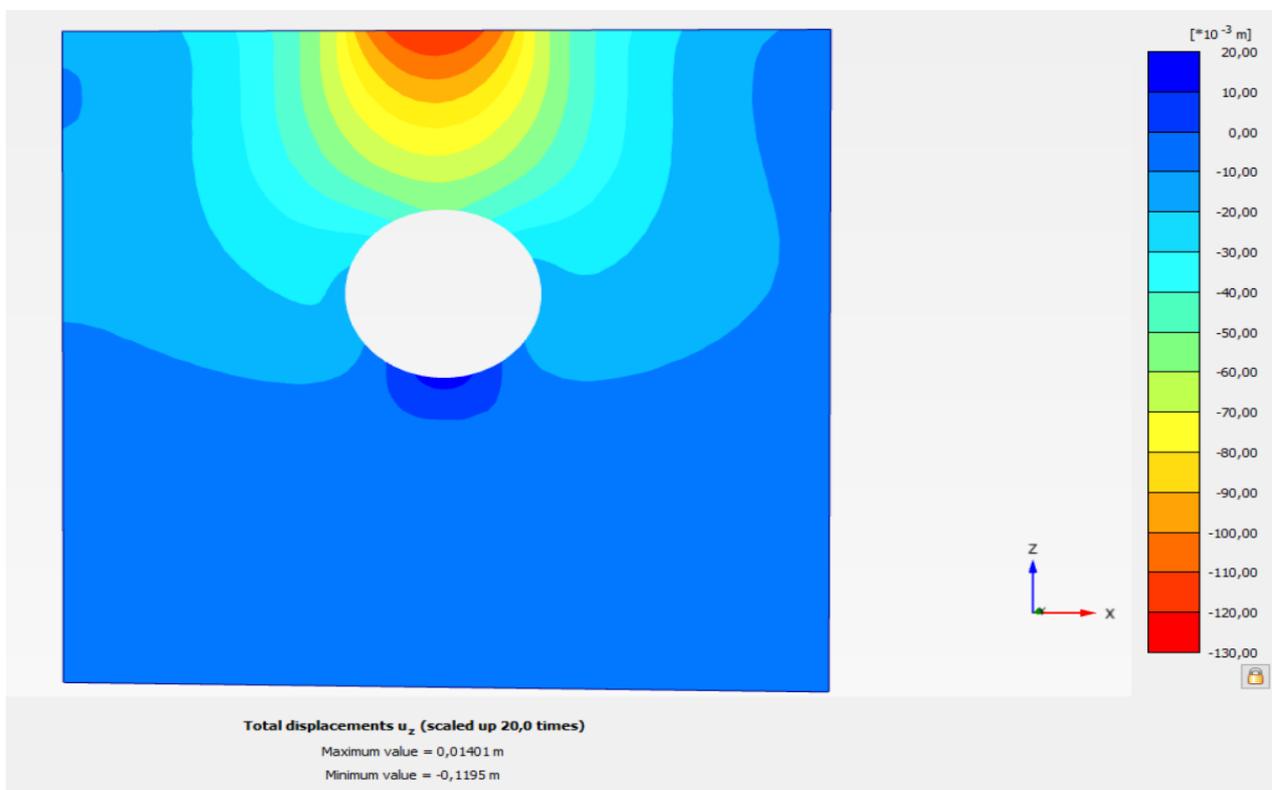


Fig.IV.38. Déplacement vertical dans le sol, phase 01

➤ Phase 06

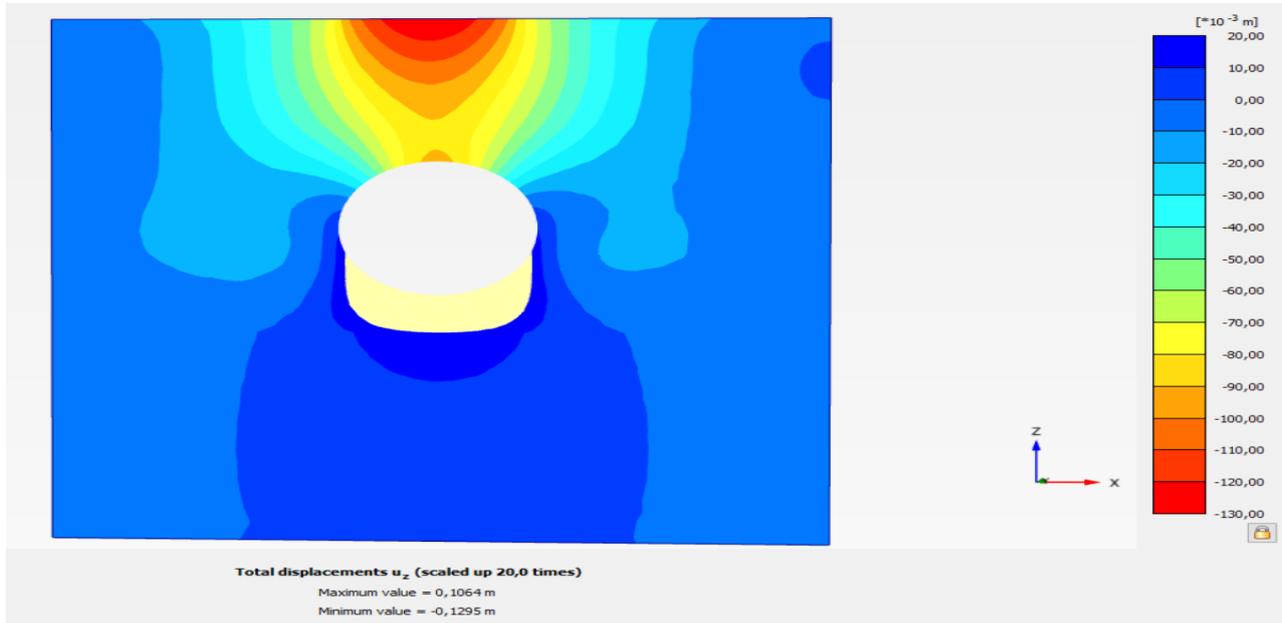


Fig.IV.39. Déplacement vertical dans le sol, phase 06

➤ Phase 12

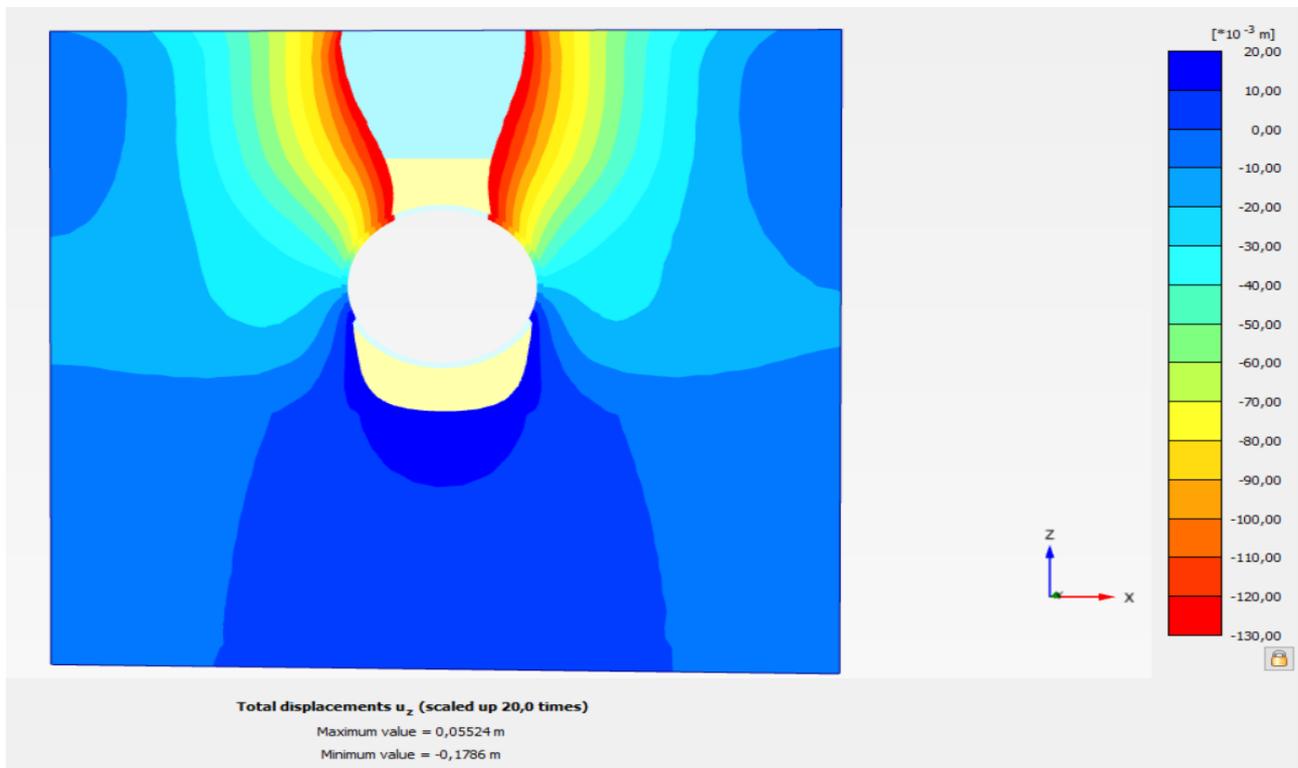


Fig.IV.40. Déplacement vertical dans le sol, phase 12

➤ Phase 25

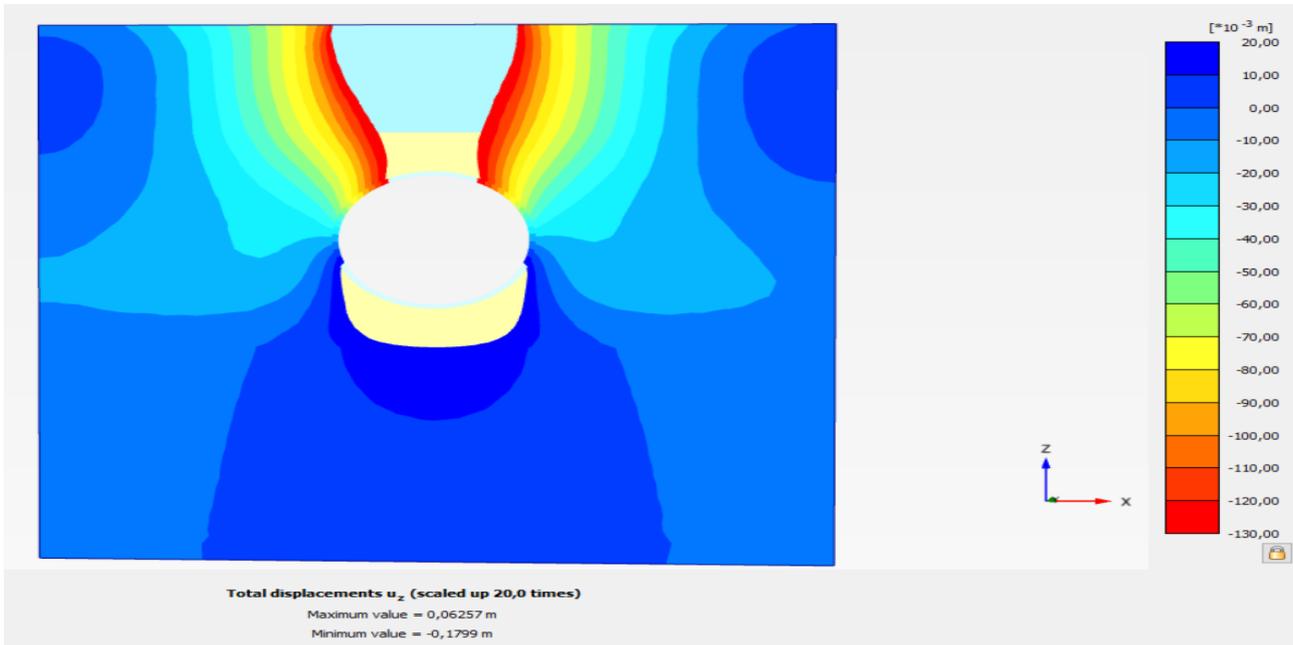


Fig.IV.41. Déplacement vertical dans le sol, phase 25

• Résultat obtenus à 25 m :

➤ Phase 01

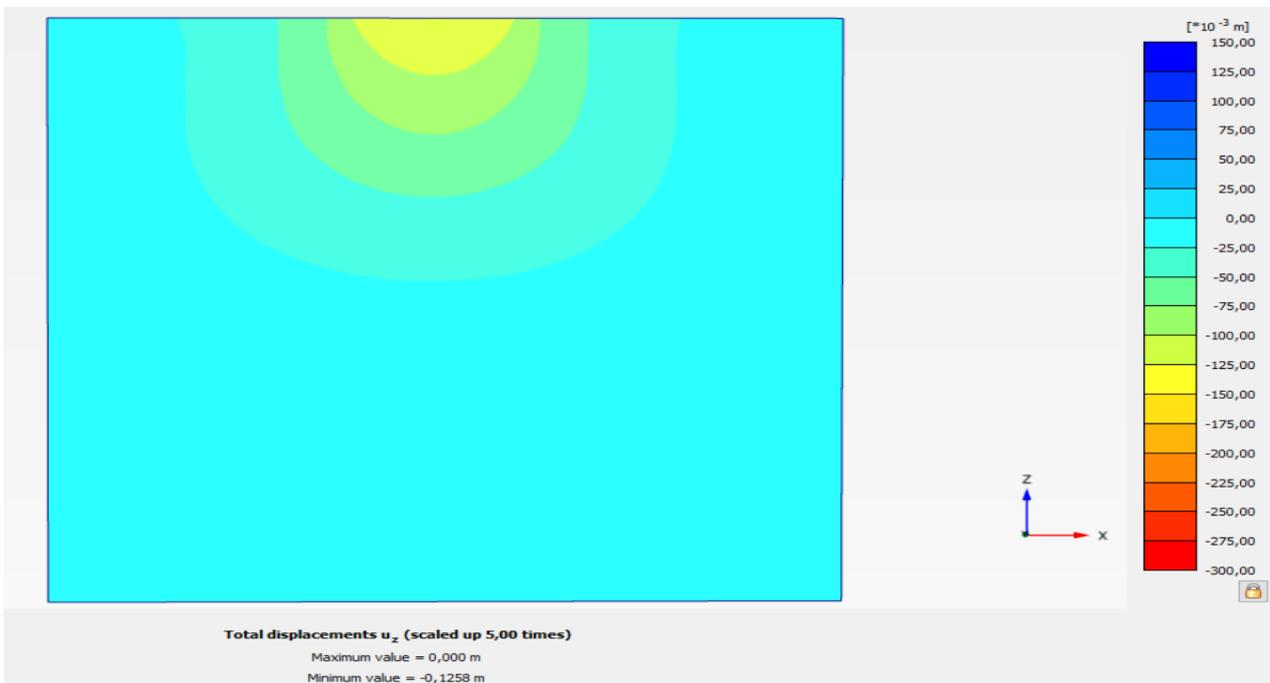


Fig.IV.42. Déplacement vertical dans le sol, phase 01

➤ Phase 06

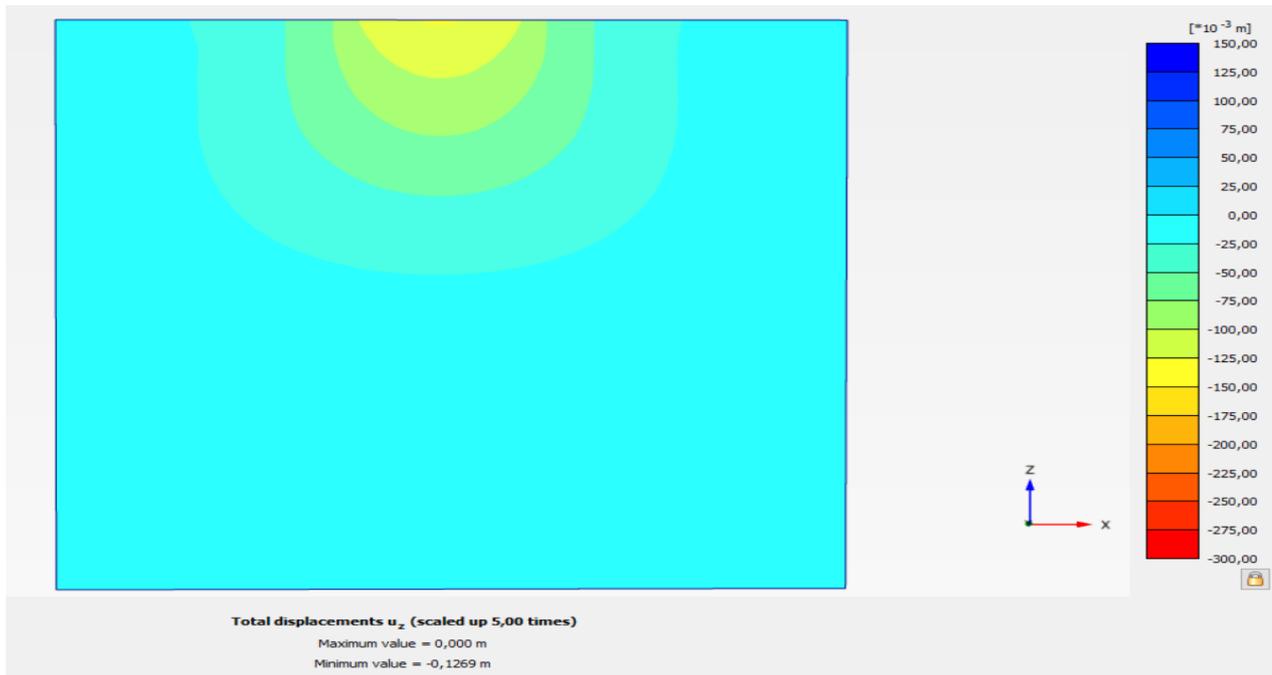


Fig.IV.43. Déplacement vertical dans le sol, phase 06

➤ Phase 12

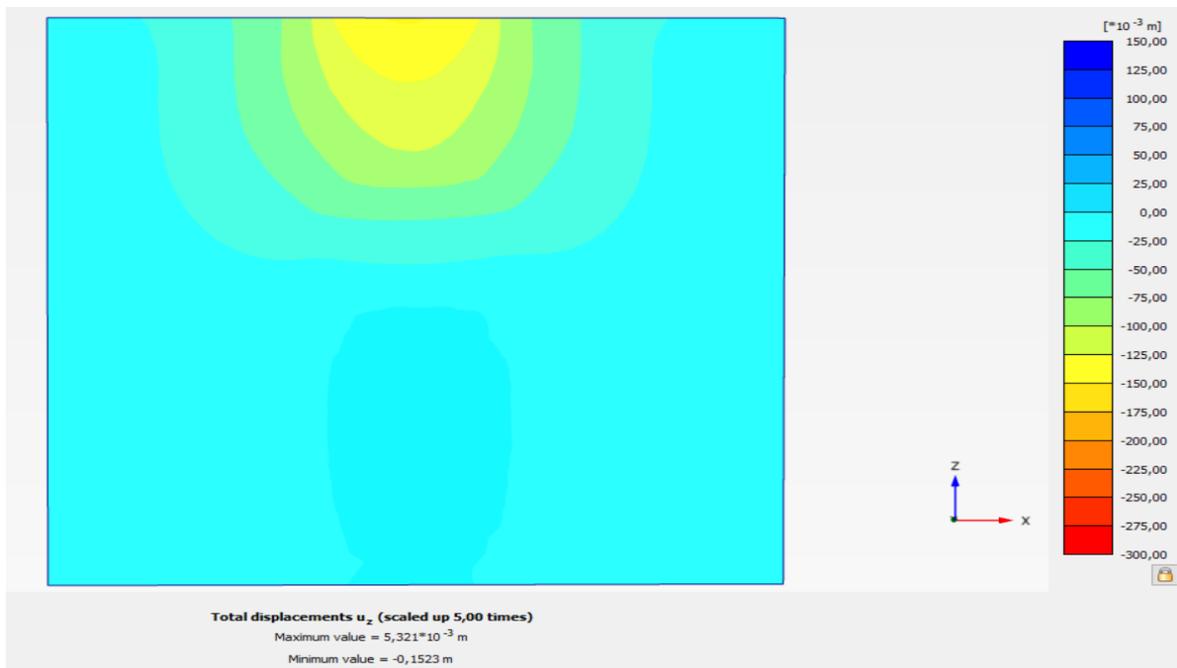


Fig.IV.44. Déplacement vertical dans le sol, phase 12

➤ Phase 25

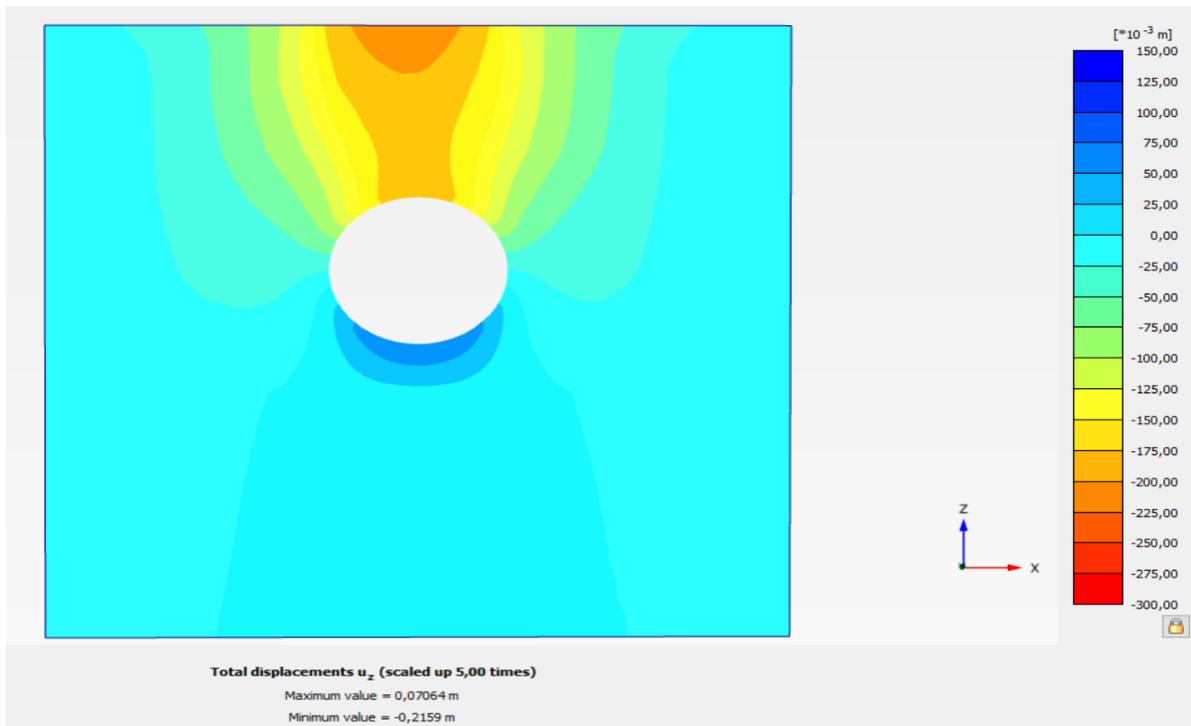


Fig.IV.45. Déplacement vertical dans le sol, phase 25

❖ Discussion et interprétation des résultats

- 1) D'après les résultats obtenus on remarque que le tassement généré en surface dans un milieu urbain (sous charge) est plus grand que le tassement généré en surface dans un milieu rural.
- 2) La cuvette de tassement présentée dans les figures précédentes indique que la charge des bâtiments cause un tassement d'une valeur considérable.

IV.7. Comparaison entre les deux variantes en 3d « modèle sans charge et modèle sous charge »

La comparaison entre les deux variantes de travail se fait entre les déplacements verticaux (U_z) ça veut dire l'affaissement en surface résultant des deux variantes de l'étude « modèle sans charge et modèle avec charge ».

La comparaison est basée sur les résultats obtenus dans les figures précédentes, qui sont le résultat de tassement (affaissement), et nous représentons ces résultats sous forme d'histogrammes comme suit :

IV.7.1. Tassement du modèle sans charge à 0m

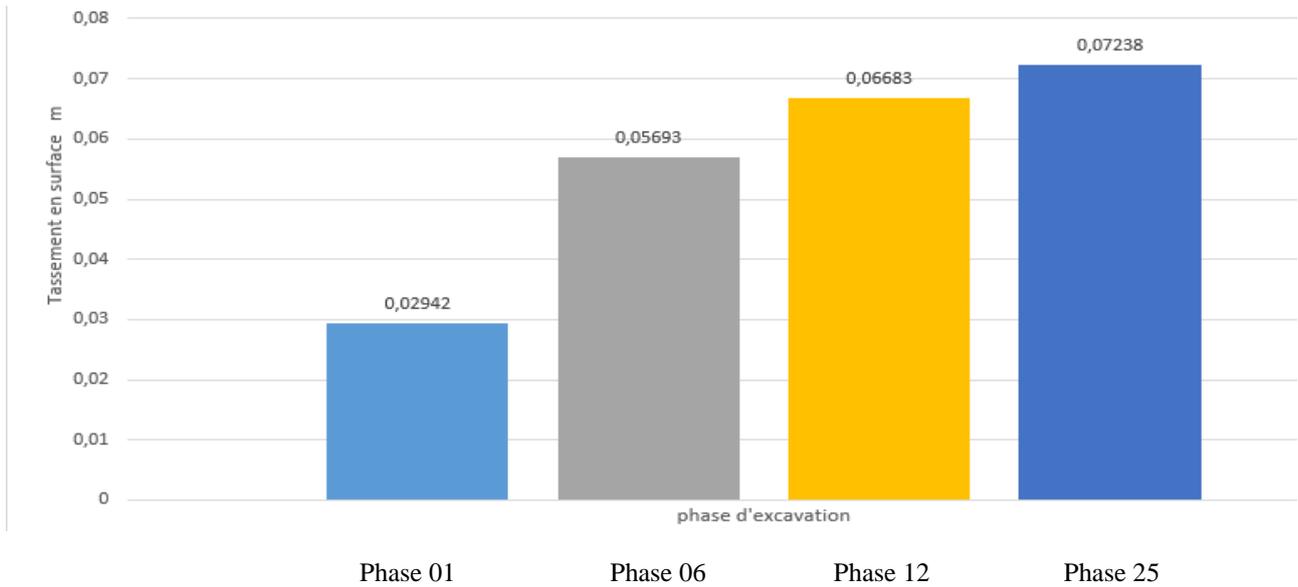


Fig.IV.46. Tassement en surface à 0m

IV.7.2. Tassement du modèle sans charge à 25m

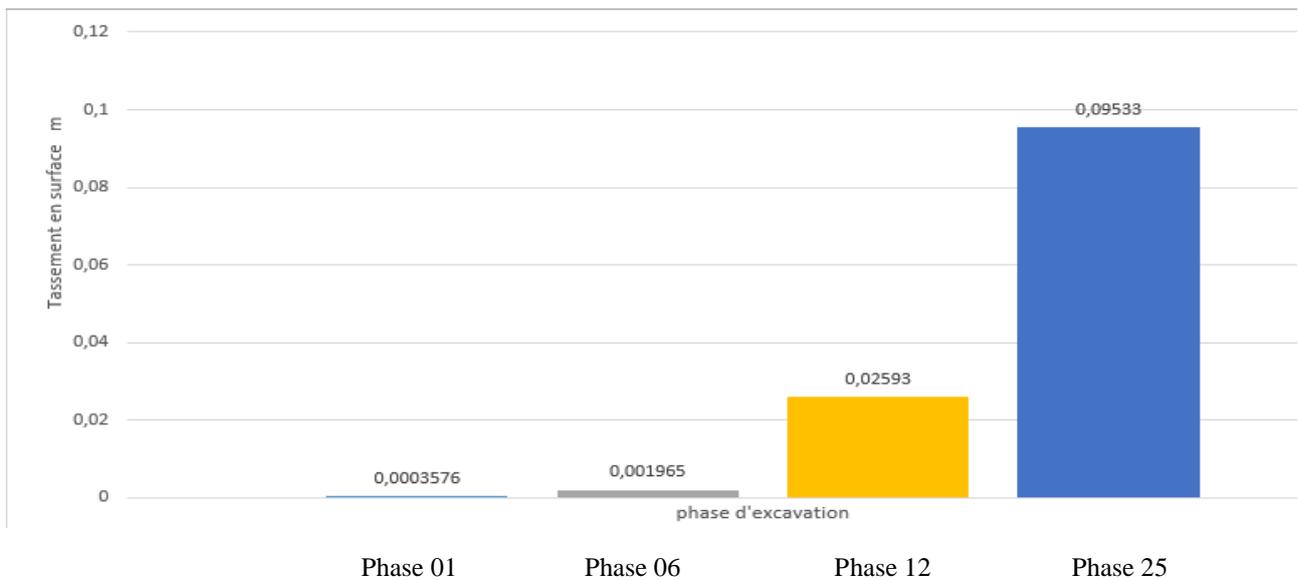


Fig.IV.47. Tassement en surface à 25 m

IV.7.3. Tassement du modèle sous charge à 0m

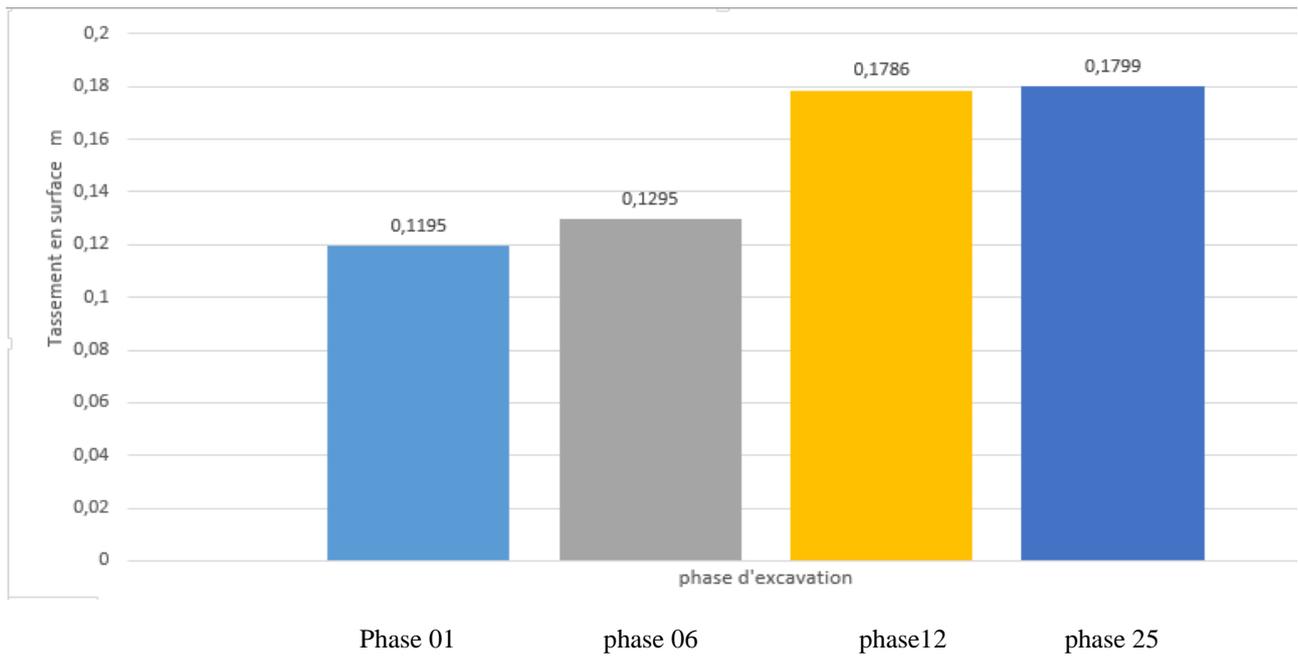


Fig.IV.48. Tassement en surface à 0m

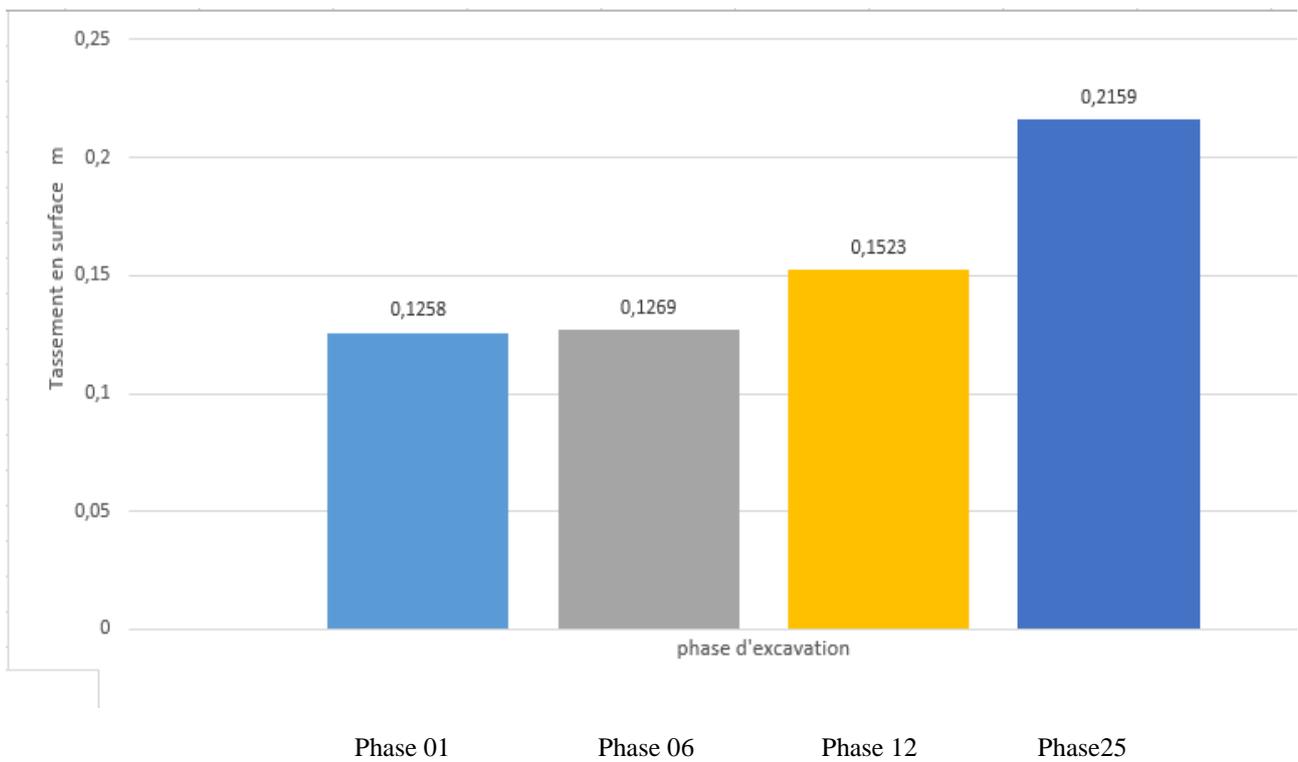


Fig.IV.49. Tassement en surface à 25m

- On a résumé ci-dessous les quatre histogrammes dans un seul histogramme, et ceci en vue de faire des comparaisons entre les divers déplacements verticaux :

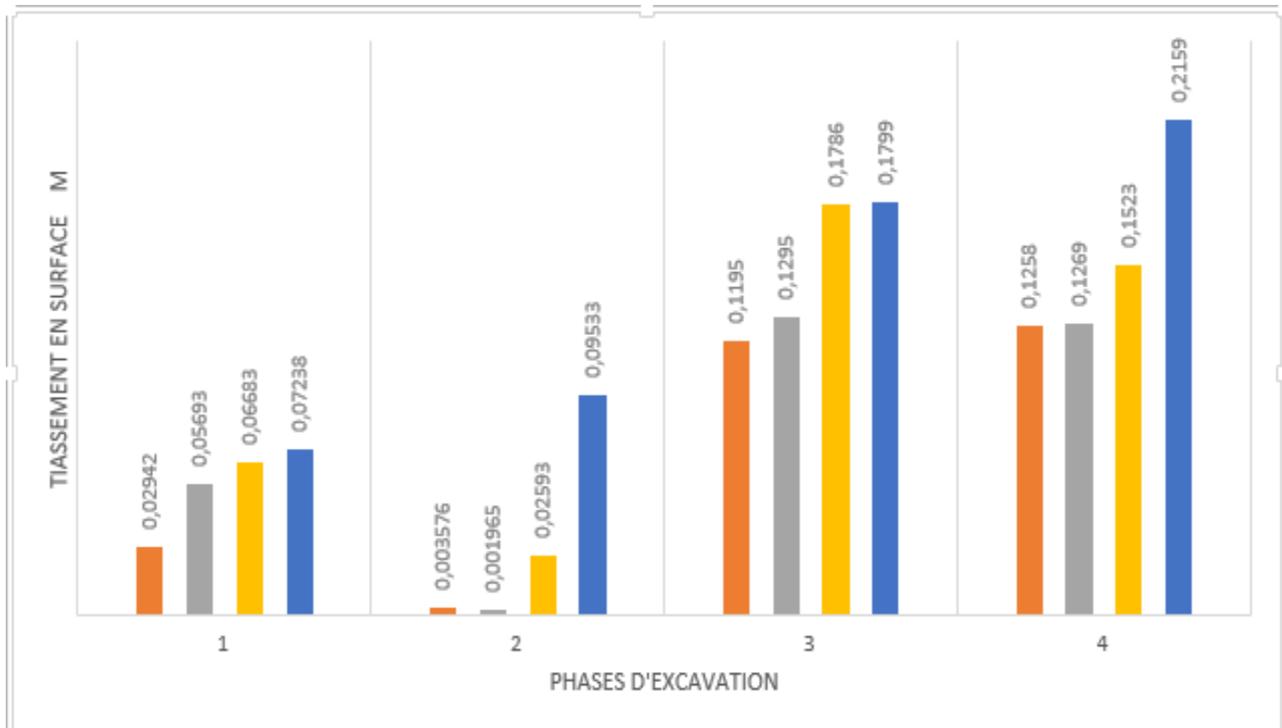


Fig.IV.50. Tassement en surface pour les deux variantes

Le tableau suivant présente les limites théoriques des mouvements admissibles selon le type de structure ou d'éléments protégé pour évaluer le tassement. [27].

Les seuils contractuels de pilotage sont déterminés à partir de ces déplacements acceptables moyennant une marge de sécurité. Ils se caractérisent par des tassements absolus et des tassements différentiels qui s'appliquent à l'ensemble du projet ou varient en fonction des tronçons ou zones géographiques.

Alors on a deux types des seuils : [27]

- Seuils d’alerte
- Seuils d’arrêt

Paramètre		Tassement (mm)		
		Vert	Jaune (seuil d’alerte)	Rouge (seuil d’arrêt)
A	*Zone sans bâtiment	<50	50-100	>100
B	*Bâtiment avec fondation profond ou radier en béton armé *Pas d’installation de gaz	<20	20-30	>30
C	*Structure souterrain ou tunnel existant	<15	15-25	>25
D	*Bâtiment avec fondation superficielle sans dégât apparent.	<10	OCT-15	>15
E	*Bâtiment avec fondation superficielle avec dégât. *Bâtiment monumental. *Bâtiment avec plus de 10m hauteur. *Tuyaux de gaz.	<5	05-10	>10

Tableau IV.1. Seuils des mouvements admissibles [34]

❖ Discussion et interprétation des résultats

- 1) les résultats des calculs montrent que dans le cas où on a fait la modélisation du tunnel sans la charge des bâtiments, les déplacements verticaux et les déplacements totaux dans la première phase sont petites. Mais à partir de la phase 06 jusqu'à la phase 25, ces déplacements ont augmentés jusqu'à une valeur maximale dans la dernière phase. Ceci était à cause de la pression du TBM et l'avancement de travaux dans le tunnel. Aussi les caractéristiques géotechniques du terrain ont un rôle important dans le comportement général du terrain et dans notre cas nous avons un terrain de très faibles caractéristiques mécaniques vu que la cohésion était presque nul dans les trois couches du terrain.
- 2) Dans le cas où nous avons tenu compte de la présence de la charge des bâtiments, les déplacements verticaux et les déplacements totaux sont plus grande.
- 3) Il est important d'utiliser les revêtements et le soutènement durant l'excavation du tunnel et dans le cas que ou la charge des bâtiments est appliquée en surface (milieu urbain) car l'affaissement est plus grand que l'affaissement dans milieu rural.
- 4) Une des solutions à adopter est lorsque le TBM a creusé 2m de distance il faut placer les revêtements puis continuer à creuser. Ce processus doit être répéter sur toute la longueur du tunnel. Ceci va renforcer les parois du tunnel afin d'assurer la stabilité du terrain et assurer la sécurité du personnel.

IV.8. Comparaison entre l'étude bidimensionnelle et l'étude tridimensionnelle

Dans cette partie de travail, on prend les valeurs maximales de tassement de l'étude bidimensionnelle et l'étude tridimensionnelle et on fait la comparaison entre eux dans le tableau suivant :

	phases	Sans chargement	Avec chargement
	Tassement (m)		
Etude bidimensionnelle	Phase 01	0.05569	0.1535
	Phase 02	0.06280	0.1675
	Phase 03	0.06253	0.1670
	Phase 04	0.06280	0.1675
Etude tridimensionnelle	Phase 01	0.03175	0.1283
	Phase 06	0.1146	0.1295
	Phase 12	0.1170	0.1787
	Phase 25	0.1342	0.2826

Tableau IV.2. Comparaison entre l'étude en 2d et l'étude en 3d

❖ **Discussion et interprétation**

- 1) La comparaison entre les résultats fournis par un calcul bidimensionnel (2d) et un calcul tridimensionnel (3d) montre des valeurs différentes dans le cas de modèle sans chargement des bâtiments (la valeur de tassement dans l'étude 3d est plus grande que la valeur de tassement dans l'étude 2d).
- 2) Par contre dans le cas de modèle sous chargement des bâtiments les résultats montrent des valeurs proches, mais toujours les valeurs de tassement en 3d plus grande que les valeurs de tassement en 2d. Par conséquent l'écart est plus petit dans le cas de surcharge absente.
- 3) Ce résultat doit être vérifié par des essais sur place pour confirmer les résultats de la modélisation.
- 4) Les résultats d'essai sur place vont probablement indiquer que la modélisation en 3d est plus précise. Et si c'est le cas il sera plus sécurisant de modéliser les ouvrages souterrains en 3d pour réduire les conséquences de tassements en surface.

IV.8. Conclusion

Dans cette partie de notre travail, on a pu établir le modèle qui correspond au creusement du tunnel en se basant sur le programme Plaxis 3d et Plaxis 2d tunnel et sur la méthode des éléments finis.

On a fait la modélisation du tunnel selon deux conditions différents sur le Plaxis 3d et Plaxis 2d (sans charge et avec charge des bâtiments). La comparaison entre les résultats nous a permis de conclure que la modélisation en 3d était plus efficace que la modélisation en 2d.

L'avancement de travaux de creusement par le TBM entraine une augmentation des déplacements verticaux dans les deux conditions d'étude (modèle sans charge et avec charge des bâtiments). Dans le cas où on applique le chargement (milieu urbain), le déplacement vertical est plus grand que le cas sans charges de bâtiments. Donc le creusement dans un milieu urbain présente plus de risques que le milieu rural.

Les études menées dans ce chapitre nous ont permis de clarifier le phénomène d'interaction : tunnel –sol-structure. Le sol est sollicité de façon à répondre aux différents cas d'études.

Les propriétés mécanique (E, c) ont des influences sur le comportement du terrain et la stabilité de l'ouvrage.

Le soutènement utilisé dans la modélisation est constitué de voussoirs préfabriqués en béton armé, boulonnés entre eux, avec joints d'étanchéité entre voussoirs. Ceci va garantir la sécurité des personnes et des équipements contre les éventuelles risques d'éboulement et d'affaissement et aussi va éviter les décompressions irréversibles du terrain autour du tunnel.

Conclusion général

La réalisation des ouvrages souterrains (galeries, tunnel...) dans un terrain quelconque (massif rocheux ou sol) engendre des modifications de l'état initial de contrainte. Donc il est très important d'entreprendre des études géotechniques, géologiques et hydrogéologiques afin de déterminer des caractéristiques précises des couches où le tunnel va être implanté.

En milieu urbain, la construction de tunnels crée des déformations et des déplacements du sol environnant qui peuvent affecter les structures en surface. Donc pour tout projet d'excavation d'un ouvrage souterrain comme un tunnel par exemple, le problème majeur qui se pose est le contrôle des mouvements qui peuvent affecter la stabilité de l'ensemble- terrain ouvrage-structure. Pour cela il est important de faire une reconnaissance géotechnique sur le site du projet avant la réalisation afin d'estimer les caractéristiques des couches et après faire une estimation des déformations qui peuvent être engendrées.

La prédiction par simulation numérique des mouvements des sols générés lors du creusement du tunnel par TBM reste un problème difficile.

Les simulations bidimensionnelles nécessitent l'utilisation des coefficients pour prendre en compte la nature 3d du problème. Ces coefficients 2d sont d'ailleurs difficiles à estimer, en plus l'approche 2d n'est pas efficace lorsque le procédé génère une succession de cycles d'augmentation et de relâchement des déformations et des contraintes. Donc les simulations tridimensionnelles, en principe sont plus réalistes et plus efficaces car elles donnent des résultats plus corrects. Les résultats donnés dans les figures nous ont permis de bien visualiser le comportement de l'ouvrage et plus particulièrement les déformations verticales et horizontales.

Ce mémoire a été réalisée dans le but d'étudier le problème d'interaction creusement –ouvrage à l'aide d'une modélisation numérique. Nous avons étudié la stabilité du tunnel et l'effet de creusement sur le terrain avec deux conditions différentes (tunnel sans chargement et avec chargement en surface). Aussi nous avons étudié les étapes de construction du tunnel et donné les résultats de chaque étape.

Nous avons constaté dans les deux variantes d'étude que l'avancement du TBM sur le terrain cause un mouvement vertical (tassement). Il s'avère que ce tassement augmente avec l'avancement du creusement. Bien que ce tassement soit maximum en surface, il peut être considérable en profondeur et cela pose un risque sur l'ensemble terrain- ouvrage- structure.

Dans le cas où des charges sont appliquées en surface (tunnel en milieu urbain), l'affaissement (tassement) est plus grand comparé au cas où le chargement est ignoré.

Conclusion général

Le tassement ou l'affaissement est causé par plusieurs phénomènes comme l'avancement du TBM, le chargement en surface et les propriétés mécaniques de terrain (E , c). Le site étudié présente des cohésions qui sont faibles et cela peut dans certains cas accélérer les déformations verticales du terrain.

L'analyse effectuée nous a permis de conclure que l'installation du revêtement et soutènement pendant l'excavation du tunnel dans les deux variantes de notre étude était inévitable. Ceci est surtout le cas lorsqu'un chargement est présent à la surface du tunnel (milieu urbain) afin de réduire le risque d'effondrement du sol. Il est donc important d'utiliser des calculs en 3d pour mieux cerner le processus d'interaction tunnel –sol-structure en toute sa complexité.

Cette étude a beaucoup enrichie nos connaissances, spécialement dans le domaine des ouvrages souterrains, la géotechnique et la modélisation numérique. Nous espérons qu'avec notre modeste travail, nous sommes parvenus à enrichir ce qui existe déjà sur les ouvrages souterrains et les tunnels.

Bibliographie

[1] Site Internet ; www.cntrl.fr

[2] **MAHROUG Brahim** ; « Analyse bibliographique et modélisation numérique de la consolidation des sols autour des tunnels », Mémoire de Magistère de l'université de Abdou Belkaid, Tlemcen

[3] **J.P.GODARD** ; « Tunnel et ouvrages souterrains », Association Française des Travaux en souterrain, Lyon [2002].

[4] **François –Mitterrand** ; « Section 4 processus de construction des ouvrages souterrain », centre d'études des tunnels en France, dossier pilote tunnel-génie civil, [juillet 1998]

[5] **Johan KASPERSKI ; Cédric GAILLARD** ; « levés géologique et hydrogéologique de terrain spécification pour les ouvrages souterrains », centre d'études des tunnels (CETU), Bron, France (2018)

[6] **AFTES** ; « Recommandation pour le choix des paramètres et essais géotechniques utiles à la conception au dimensionnement et à l'exécution des ouvrages creusés en souterrain », (1994)

[7] **M. Jean GUILLAUME** ; « Gestion des Risques dans les travaux souterrain le code of practice », Recommandation de L'AFTES (juillet /aout 2009).

[8] **Charles Simon** ; « conception et construction d'ouvrages souterrains de transport », centre de prospectives et d'études urbaines, France (24 au 28 mars 2014).

[9] **Pierre GESTA** ; « travaux souterrain », France (2014).

[10] **AFTES** ; Groupe de Travail N°07, »Recommandation Relatives à l'emploi des cintres dans la consolidation des ouvrages souterrains », (juillet 1999).

[11] **AFTES** ; « Recommandation pour la technologie et la mise en œuvre du béton projeté renforcé de fibres », (1999).

[12] **BOUVARD-LECOANET** ; Ouvrage souterrain, « Conception réalisation entretien », Presses de L'ENPC, Paris (1992)

[13] **Sylviane BERNAT** ; « Modélisation de creusement d'un tunnel en terrain meubles, qualification sur chantier Expérimental », Thèse de doctorat, école central de Lyon (1996).

[14] **FRANCOIS-MITERRAND** ; « section 05 étanchement et revêtement » centre d'étude des tunnels en France, dossier pilote tunnel - génie civil (juillet 1998).

[15] **René Waldmann** ; « L'historique de tunnel », communication à l'académie des sciences, Belles Lettres et Arts de Lyon », tunnel et ouvrages souterrains (2005).

[16] **Site internet** ; <https://www.techno-science.net>.

[17] **Nicolas GiLLeron** ; « Méthode de prévision des tassements provoqués par le creusement des tunnels urbains et influences des prés soutènement »Thèse de doctorat, Université de paris, (27september 2016).

[18] **Davor Simic** ; « Problématique des tunnels profonds, la traversée de la faille de la Umbria du tunnel de Guadarrama », Tunnel de Guadarrama.

[19] **AFTES** ; Groupe Travail N°4, « Recommandation de l'AFTES Pour les choix des techniques d'excavation mécanisé », France (23-11-99).

[20] Document pédagogiques internes au Mastère TOS, Technique de construction, les techniques d'excavation, Abattage mécanique, INSA Lyon-ENTPE (2013-2014)

[21] Documentation Technique, le béton dans les travaux souterrain, Centre d'information sur le ciment et ses applications T98.

[22] **WaNNER et AEBERI** ; « Tunneling machine performance in jointed rock », compte rendu du congrès International de mécanique des Roches, Montreux, Société internationale de mécanique des roches, (1979).

[23] **Site internet** ; www.aftes.asso-fr.

[24] **SERKAN USER** ; « COMPARAISON OF 2D AND 3D FINITE ELEMENT MODELS OF TUNNEL ADVANCE IN SOFT GROUND », A Thesis submitted to the Graduate School OF NATUREL AND APPLIED SCIENCES OF MIDDLE UNIVERSITY EAST TECHNICAL, CIVIL ENGERING, (MAY2006).

[25] **De Coster Brise ; Potamianos Karolos** ; « Technique de construction de Tunnels en milieu urbain », Projet de Recherche documentaire.

[26] **AFTES** ; Groupe travail N°16, Recommandation Relatives aux Tassement liés au creusement des ouvrages souterrain, (Décembre 1995).

[27] Document N°5, Environnement, Centre d'étude des Tunnels, Dossier pilote des Tunnels, (juillet 2011).

[28] **Daniel Dias; Richard Kastien;** « Movements caused by the excavation of Tunnels using face pressurized Shields-Analysis of monitoring and numerical modeling results », Joseph Fourier University, LTHE, (France 16 October 2016).

[29] **Michel Pré ;** « Estimation des tassements et leurs effort sur les constructions pilotage d'un chantier de tunnel », Ecole des ponts pars Tech (2019 2020).

[30] **TOUAMRIA SABRI ;** « Modélisation numérique tridimensionnelle de l'effet du creusement d'un tunnel sur le comportement des superstructures sus – jacents », Mémoire de Magistère, Université de Souk-Ahras, (2007).

[31] Manuel du logiciel Plaxis 2d 2020

[32] Site internet ; www.TERRASOL.FR.

[33] Manuel du logiciel Plaxis 3d 2020.

[34] **DIFFELLAH Noui ; RAHAL Houria ;** « Modélisation numérique par la méthode des éléments finis d'un tronçon du tunnel (cas métro d'Alger- la ligne Ain Naadja-Beraki) », Mémoire de Master en Mines, Université de Béjia (2016).

Annexe

I.1. Résultat de modèle tridimensionnelle sans chargement

I.1.1. Calcul de déformation horizontale (U_x)

➤ Phase 01

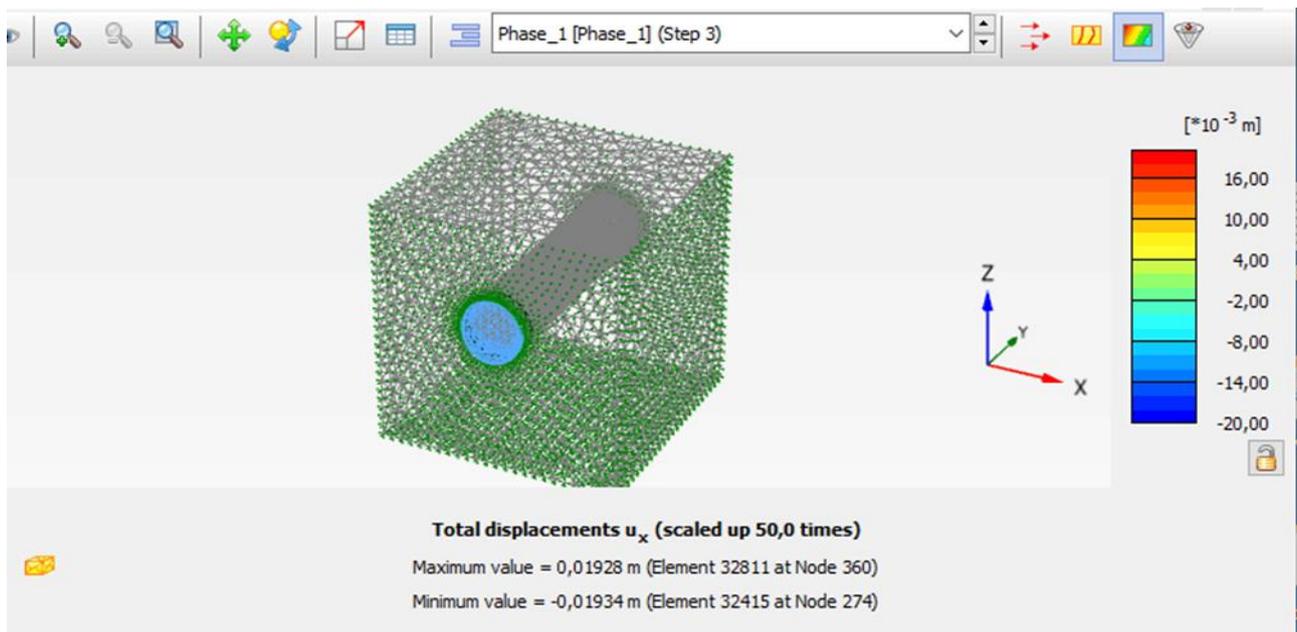


Fig.1. Déplacement horizontal (U_x), phase 01

➤ Phase 06

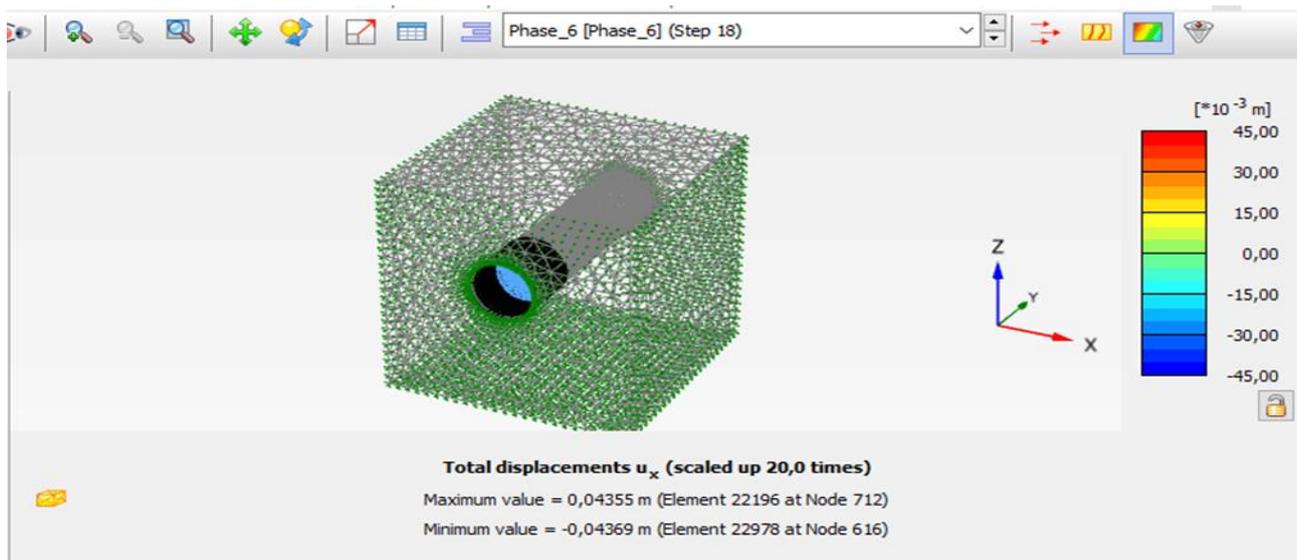


Fig.2. Déplacement horizontal (U_y), phase 06

➤ Phase 12

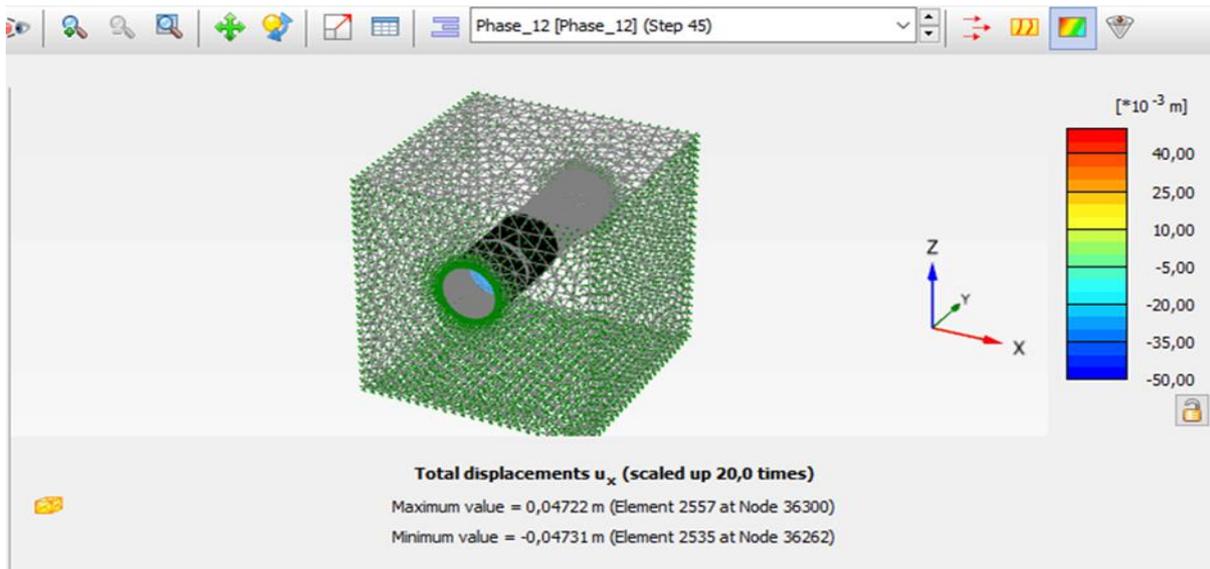


Fig.3. Déplacement horizontal (U_x), phase 12

➤ Phase 25

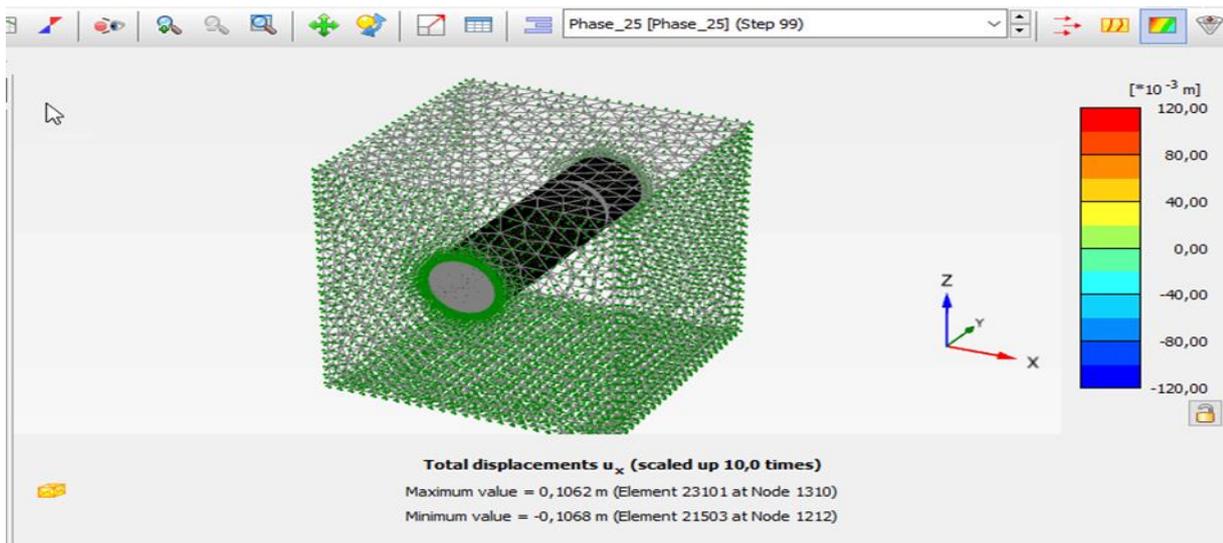


Fig. 4. Déplacement horizontal (U_x), phase 25

❖ Discussion et interprétation

Dans la première phase le déplacement suivant l'axe (Ox) est très petit, et dans les phases suivantes (06, 12, 25) le déplacement augmente progressivement.

I.1.2. Calcul de déformation horizontale (U_y)

➤ Phase 01

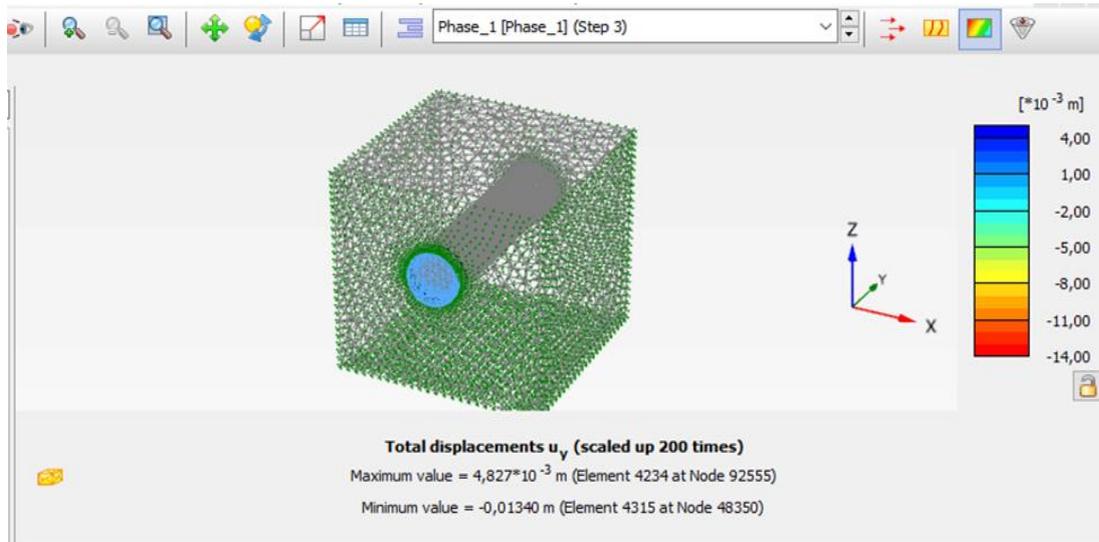


Fig.5. Déplacement horizontal (U_y), phase 01

➤ Phase 06

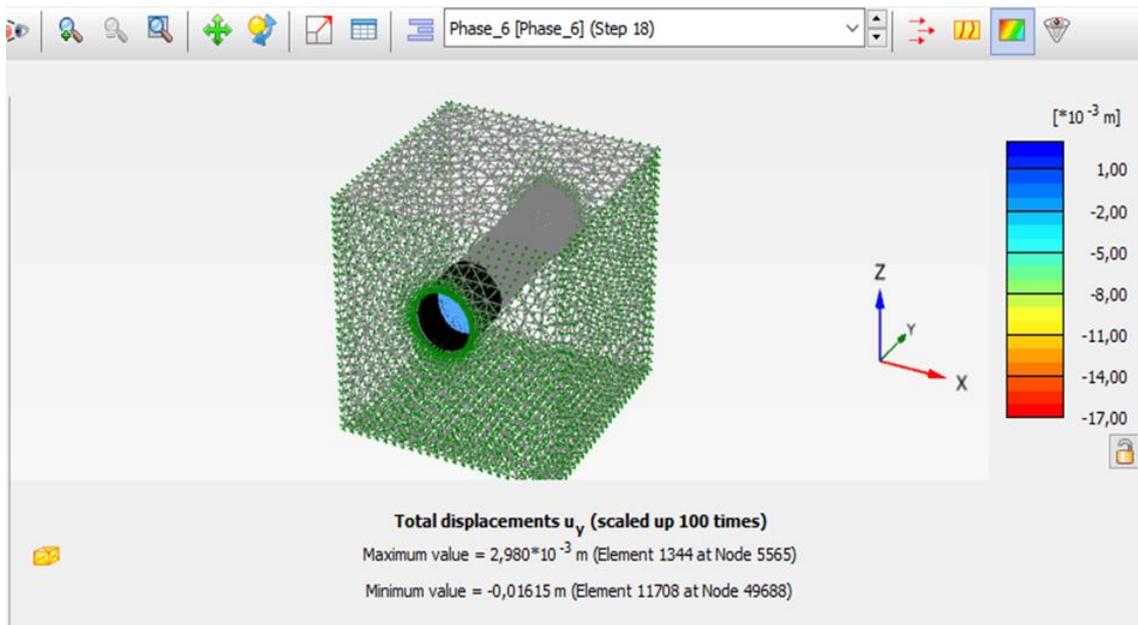


Fig.6. Déplacement horizontal (U_y), phase 06

➤ Phase 12

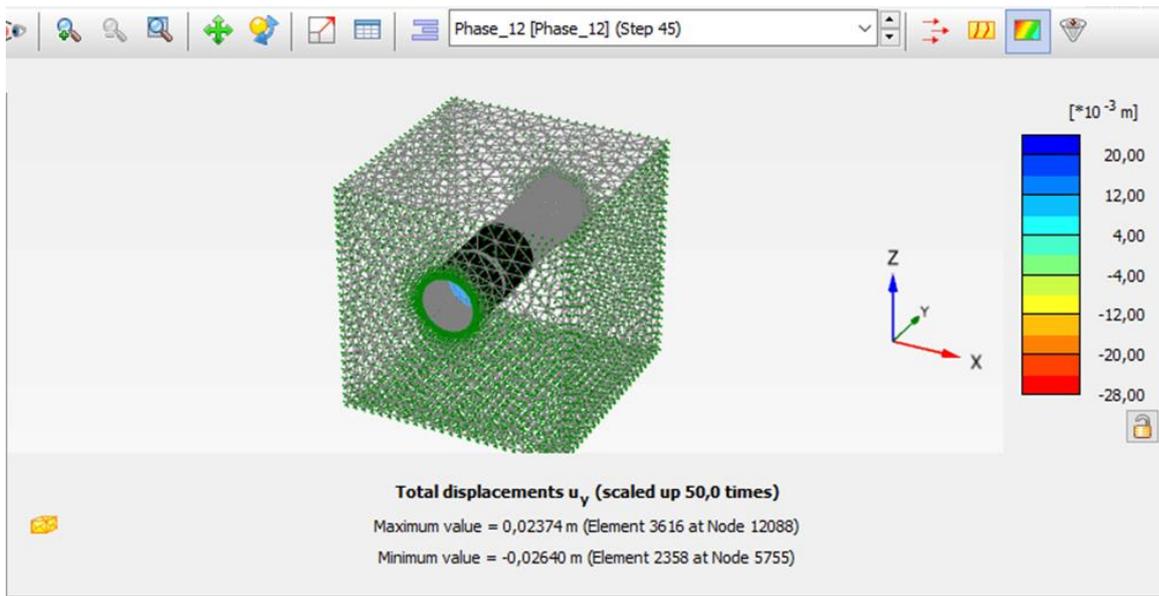


Fig.7. Déplacement horizontal (U_y), phase 12

➤ Phase 25

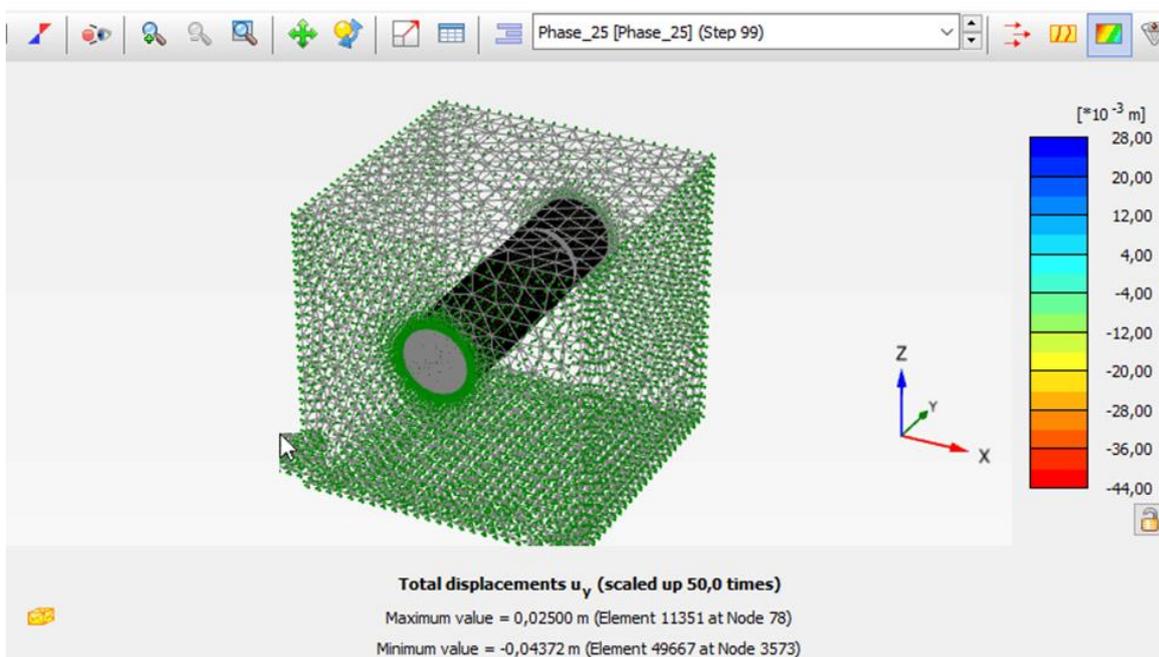


Fig.8. Déplacement horizontal (U_y), phase 25

❖ Discussion et interprétation

Nous remarquons que la déformation (U_y) de la première phase est négligeable et commence à augmenter progressivement au fur à mesure que les phases progressent.

II.2. Résultat du modèle tridimensionnelle (sous chargement)

II.2.1. Calcul de déformation horizontale (U_x)

➤ Phase 01

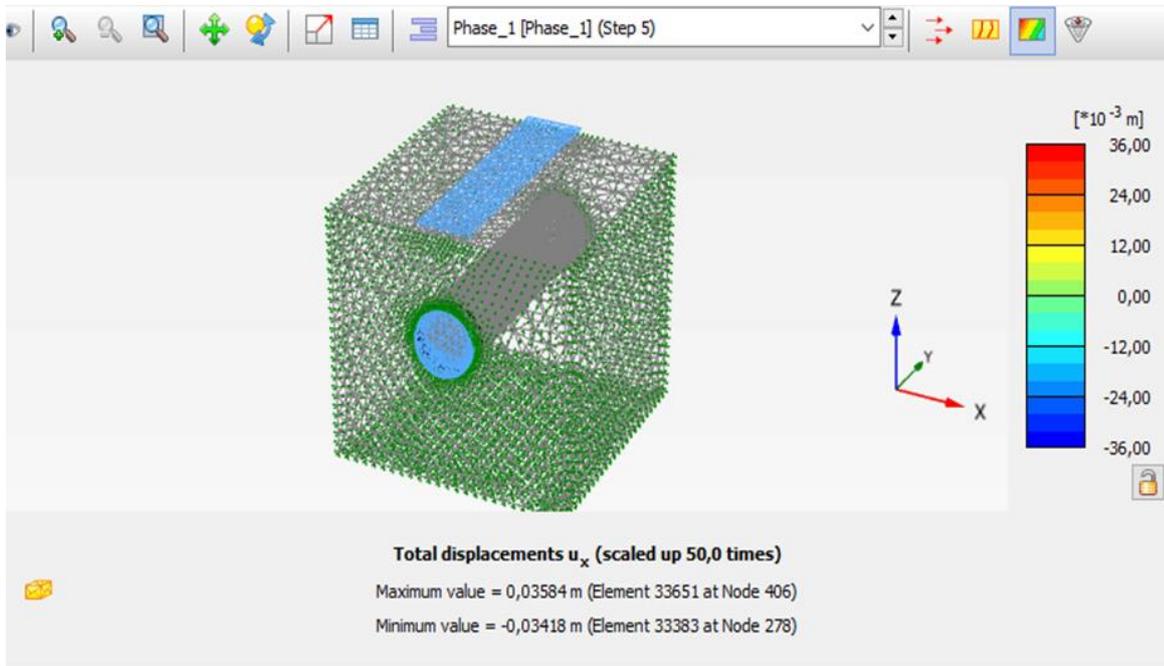


Fig.9. Déplacement horizontal (U_x) phase 01

➤ Phase 06

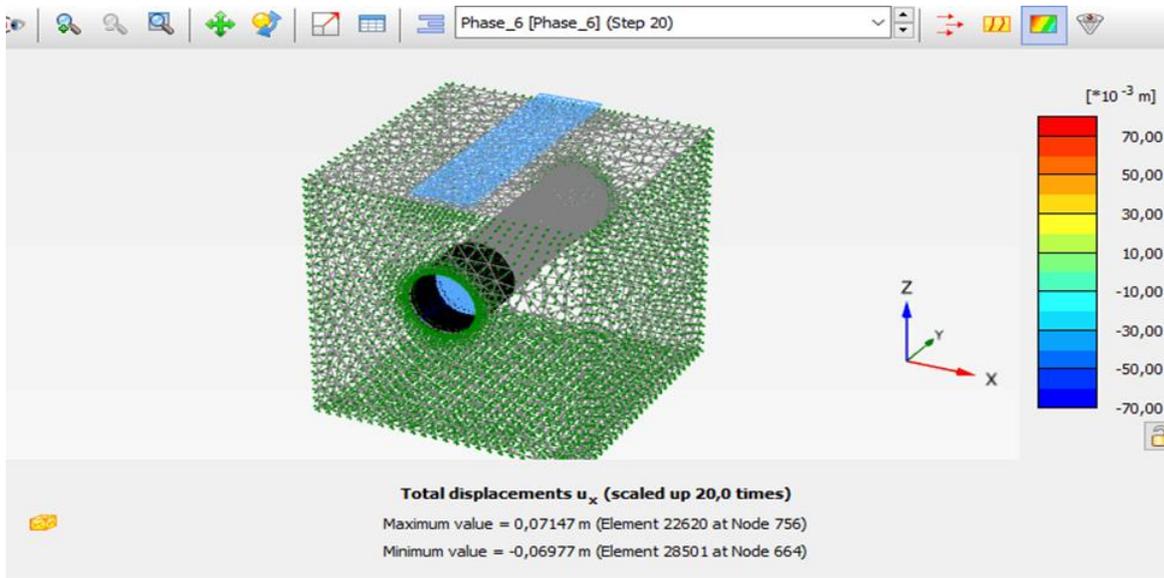


Fig.10. Déplacement horizontal (U_x), phase 06

➤ Phase 12

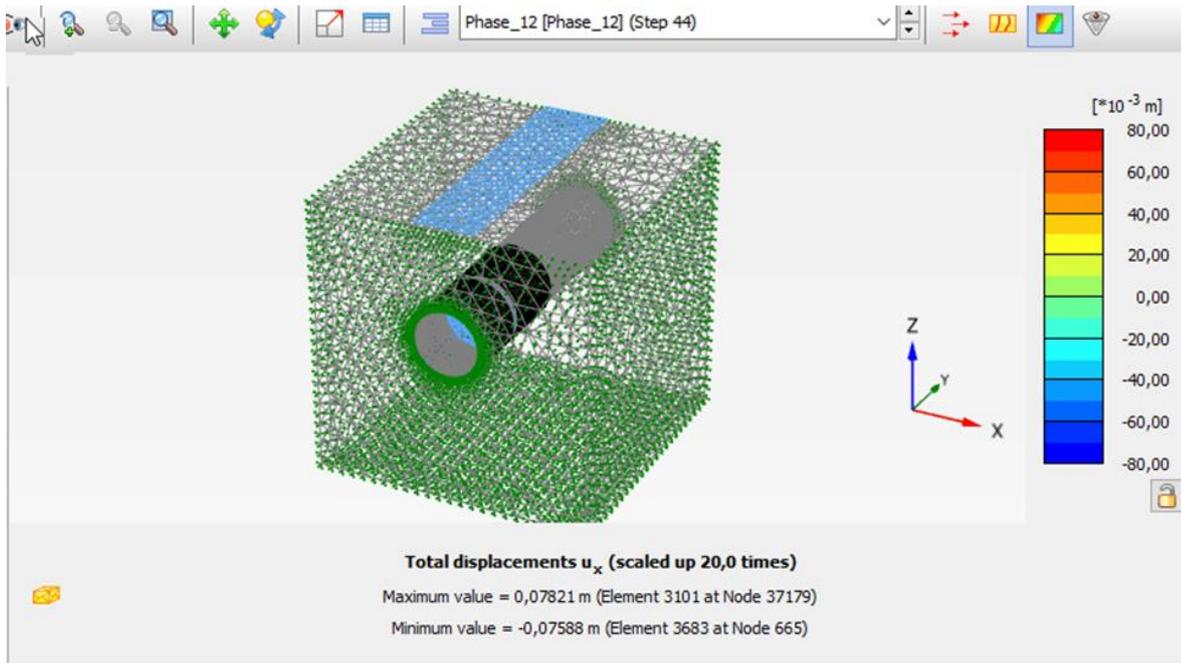


Fig.11. Déplacement horizontal (U_x), phase 12

➤ Phase 25

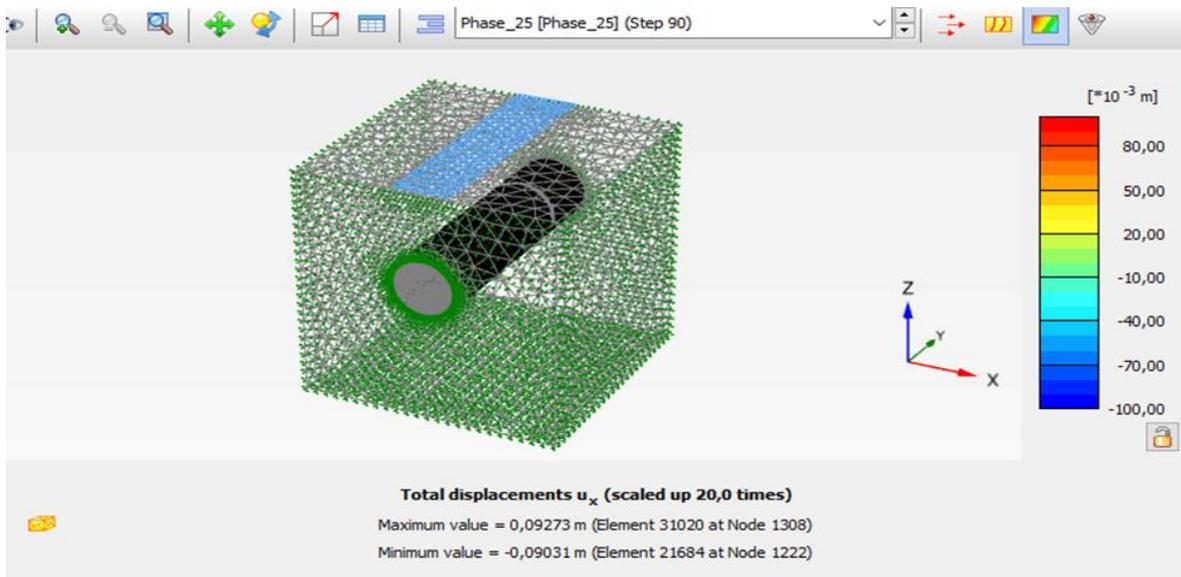


Fig.12. Déplacement horizontal (U_x), phase 25

❖ Discussion et interprétation

Les résultats montrent que le déplacement horizontal (U_x) est négligeable, surtout au début du creusement (phase 01).

➤ I.2.2.Calcul de déformation horizontale (U_y)

➤ Phase 01

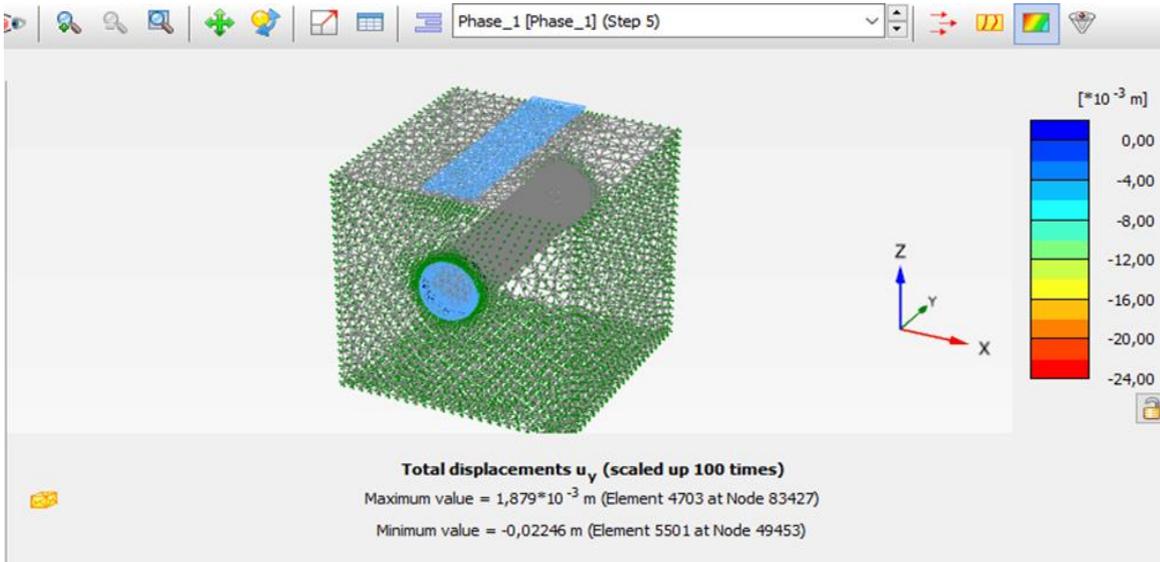


Fig.13. Déplacement horizontal (U_y), phase 01

➤ Phase 06

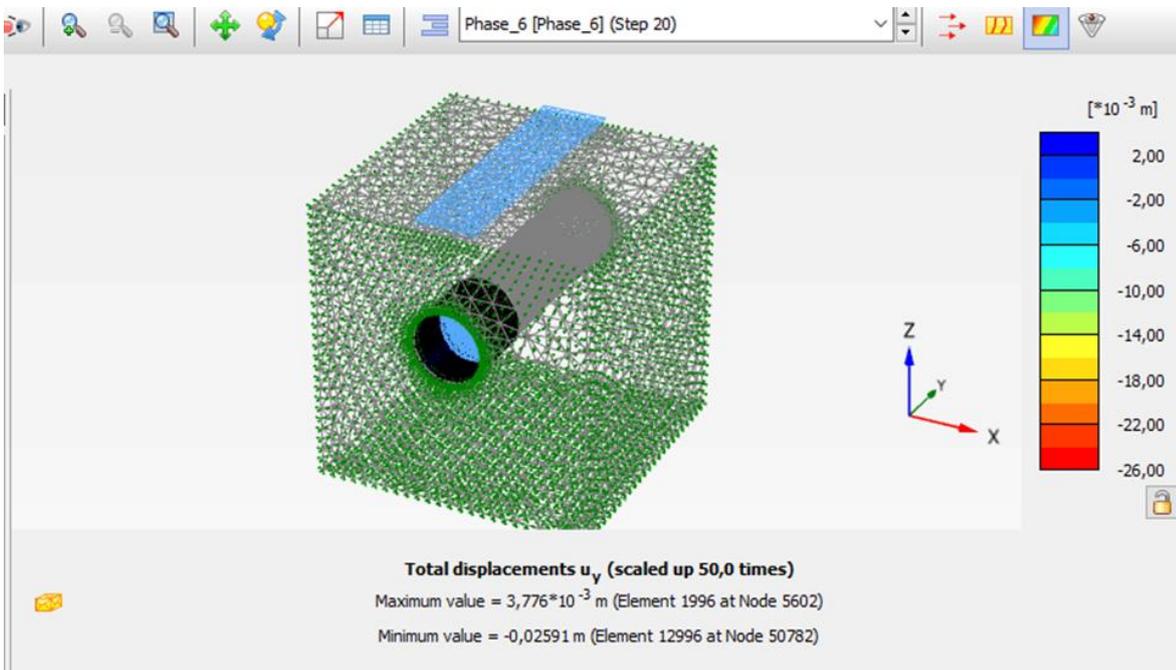


Fig.14. Déplacement horizontal (U_y), phase 06

➤ Phase 12

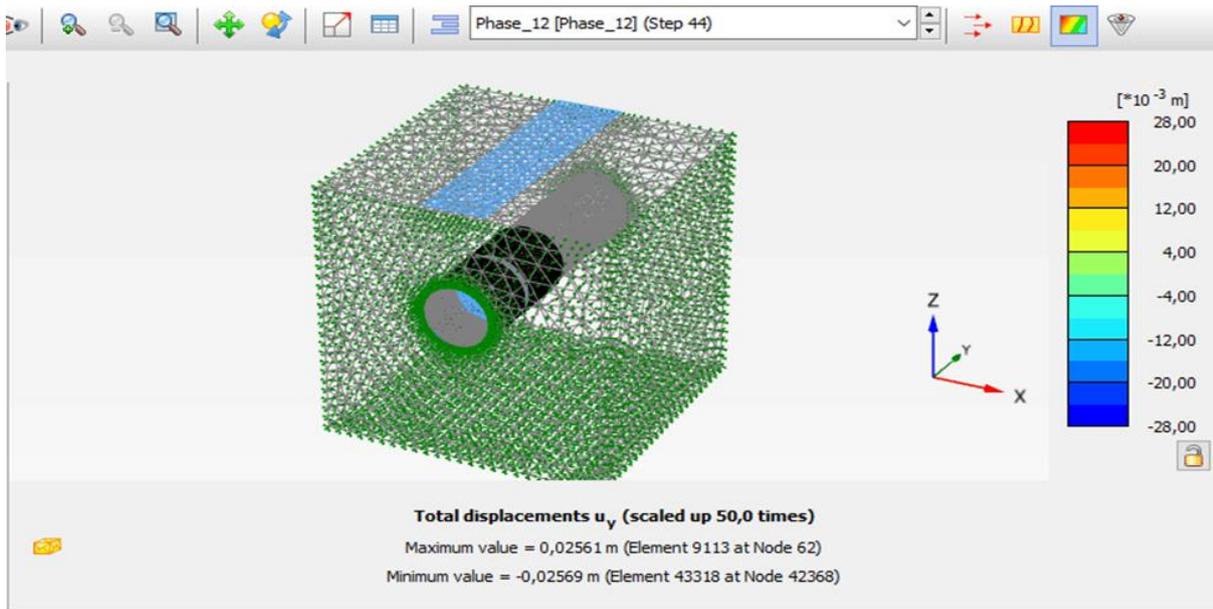


Fig.15. Déplacement horizontal (U_y), phase 12

➤ Phase 25

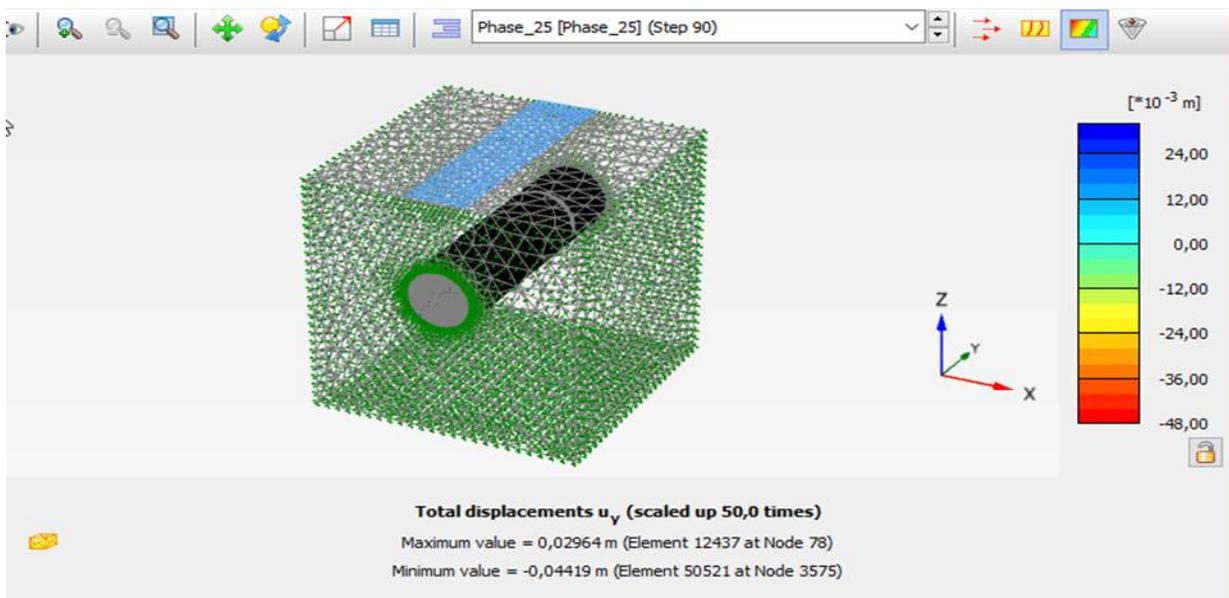


Fig.16. Déplacement horizontal (U_y), phase 25

❖ Discussion et interprétation des résultants

Le déplacement horizontal (U_y) est petit dans les quatre phases.