

*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de L'Enseignement Supérieur et De la Recherche Scientifique*  
*Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou*  
*Faculté De Génie De La Construction*  
*Département Génie Civil*



## **MEMOIRE DE FIN D'ETUDE**

**En vu de l'obtention du diplôme de MASTER**

**En : Génie Civil**

**Option : Géotechnique**

# **Thème**

**Etude de comportement d'un tronçon du tunnel d'Ait  
Yahia Moussa.**

**Réalisé par :**

Amara Idir

**Encadré par :**

Mlle Belhassani

**Promotion  
2018**

# REMERCIEMENTS

*A travers cette page, je présente mes sincères remerciements à Melle BELHASSANI Ouarda, enseignante à l'université de Mouloud MAMMERRI de TIZI OUOU d'avoir acceptée de m'encadrer, d'orienter mes pas dans l'élaboration de cette étude, d'avoir mis à ma disposition toute son attention et les documents nécessaires à l'élaboration de ce modeste travail. De n'avoir pas lésiné sur son temps de travail pour prodiguer ses précieux conseils.*

*Je suis honoré par la présence de Mr Bentayeb et Melle Louadj, enseignants à l'université de MOULOUD MAMMERRI DE TIZI OUZO, qu'ils trouvent l'expression de mes remerciements pour avoir accepté d'honorer de leurs présences le jury et d'accepter d'examiner ce modeste travail.*

*Je tiens enfin à remercier toutes les personnes qui ont contribué de prêt ou de loin à la réussite de ce mémoire.*

# SOMMAIRE

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction générale..... 1

## **CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES TUNNELS.**

I.1. Introduction..... 3

I.1.1. Définition des tunnels ..... 3

I.1.2. Les tunnels dans l'histoire ..... 4

I.1.3. Avantages et Inconvénients ..... 4

I.1.4. Les catégories de tunnels ..... 4

I.2. LES DIFFERENTES METHODES DE CREUSEMENT DES TUNNELS..... 5

I.2.1. Méthode traditionnelle à l'explosif..... 6

I.2.2. Méthode par attaque ponctuelle ..... 8

I.2.3. Méthodes par pré-découpage mécanique (Méthode Perforex)..... 9

I.2.4. Méthode de creusement au tunnelier (Tunnel Boring Machine TBM)..... 9

I.3. LES TECHNIQUES DE CREUSEMENT ..... 10

I.4. LA NOUVELLE METHODE AUTRICHIENNE NATM..... 13

I.5. SOUTÈNEMENT PROVISOIRE ..... 15

I.5. 1. Définition du soutènement provisoire..... 15

I.5.2. Rôle du soutènement provisoire.....	15
I.5.3. Classification des modes de soutènement.....	15
I.5.3.1. Soutènement exercé en appliquant une pression de confinement au sol environnant.....	15
I.5.3.2. Soutènement exerçant à la fois une pression de confinement et agissant comme renfort du sol environnant (armature).....	15
I.5.3.3. Soutènement agissant comme supports .....	15
I.5.3.4. Soutènement consolidant le sol en vue de modifier ses propriétés géotechniques et/ou hydrologiques .....	15
I.5.4. Types de soutènements .....	16
I.5.4.1. Boulonnage .....	17
I.5.4.2. Les cintres .....	17
I.5.4.2.1. Rôle des cintres :.....	18
I.6. ELEMENT DE MECANIQUE DES ROCHES : .....	18
I.6.1. Définition de la mécanique des roches .....	18
I.6.2. Les discontinuités.....	18
I.6.3. Le Rock Quality Designation (RQD) .....	18
I.6.4. Systèmes de classification des massifs rocheux .....	19
I.6.4.1. Classification d'AFTES .....	19
I.6.4.2. Le Rock Mass Rating (RMR) .....	21
I.6.4.3. Le Q-system .....	23
I.7. Conclusion .....	24

## **CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET ET DU SITE**

II.1.Introduction .....	25
II.2. PRESENTATION DE LA PENETRANTE DE TIZI OUZOU .....	25
II.3. CONSISTANCE PHYSIQUE DE LA PENETRANTE .....	26
II.4. DESCRIPTION GEOMETRIQUE DU TUNNEL T1.....	26
II.4.1. Le tracé en plan de tunnel T2. ....	27
II.5. Reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques .....	27
II.5.1. Reconnaissance du site par sondages .....	28
II.5.1.1.Prélèvements d'échantillons.....	29
II.5.2. Exécution des puits.....	29
II.5.3. Galerie de reconnaissance .....	30
II.6. RECONNAISSANCE DU SITE D'IMPLANTATION.....	31
II.6.1. Reconnaissances par sondages carottés :.....	31
II.6.2.Description du tronçon d'étude .....	32
II.6.2.1. Les unités géologiques traversées .....	32
II.6.2.2. Paramètres géotechniques du tronçon d'étude : .....	33
II.6.2.3.Discontinuités à l'entrée de tunnel : .....	33
II.7.Conclusion.....	35

## **CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DU SOUTÈNEMENT**

III.1.Introduction .....	36
III.1.1. Méthode de TERZAGHI.....	36

III.1.2. Méthode de LAUFFER .....	38
III.1.2.1.Principe.....	38
III.1.2.2. L'indice RQD (Rock Quality Designation) .....	38
III.1.3. Méthode de BIENIAWSKI .....	39
III.1.4. Méthode de BARTON .....	43
III.1.4.1.Principe.....	43
III.1.4.2.Calcul de l'indice de qualité.....	43
III.1.4.3. Détermination du mode de soutènement .....	43
III.1.5. Recommandations de L'AFTES .....	45
III.2. SOUTÈNEMENT PROVISOIR .....	47
III.2.1.TYPES DE SOUTÈNEMENT PROVISOIR PROPOSES .....	47
III.2.2. CALCUL DE LA PORTANCE MAXIMALE DU CINTRE.....	48
III.2.3.CALCUL DES CARACTERISTIQUES DE LA SECTION EQUIVALENTE DU SOUTÈNEMENT .....	49
III.3.Conclusion.....	51
<b>CHAPITRE IV : CALCUL PAR LA METHODE CONVERGENCE CONFINEMENT</b>	
IV. 1. Introduction.....	53
IV. 2. Hypothèses de la méthode.....	54
IV. 3. PRINCIPE GENERAL DE LA METHODE .....	54
IV. 3. 1. Comportement du massif .....	54
IV. 3. 2. Comportement du soutènement .....	55
IV.3.3. L'équilibre final.....	55

IV. 4. ETAPES DE CALCUL.....	56
IV. 4.1. Courbe caractéristique du terrain (la courbe de convergence).....	56
IV. 4.1.1. Etapes de calcul.....	57
IV.4.1.2. Convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement...58	
IV. 4.2. Courbe caractéristique du soutènement .....	58
IV. 4.3.Equilibre final .....	60
IV.5. APPLICATION DE LA METHODE POUR LE TUNNEL.....	60
IV.5.1.Trace de la courbe caractéristique du terrain .....	60
IV.5.2. Courbe caractéristique du soutènement .....	62
IV.5. 3. Equilibre final .....	64
IV.6. Conclusion .....	65
<b>CHAPITRE V : MODELISATION NUMERIQUE DU TUNNEL D’AIT YAHIA</b>	
<b>MOUSSA</b>	
V.1. Introduction .....	66
V.2. PRESENTATION DE LOGICIEL PLAXIS .....	66
V.2.1. PLAXIS-Input .....	66
V.2.2. PLAXIS-Calculations.....	66
V.2.3. PLAXIS-Output.....	66
V.2.4. PLAXIS-Curves .....	67
V.3. Modèles de comportement de sol .....	67

V.4. Modèle de Mohr-Coulomb .....	67
V.5. Coupe géotechnique et géométrie de l'ouvrage .....	67
V.6. Présentation de la procédure de la simulation .....	67
V.6.1. Partie I : Construction du modèle (input) .....	67
V.6.2. Partie II : Calcul .....	73
V.6.3. Parti III : output .....	73
V.6.3. 1. Calcul des déformations (déplacements) dus au creusement du tunnel .	74
V.6.3. 2. Calcul des déformations au niveau de la voute .....	78
V.7. Conclusion.....	80
Conclusion générale.....	81

# LISTE DES FIGURES

FIGURE.I.1. Foration à l'aide de Jumbo -----	4
FIGURE.I.2.Cycle du creusement à l'explosif -----	6
FIGURE.I.3. Principales fonctions d'un tunnelier-----	8
FIGURE I.4. Creusement en plein section -----	9
FIGURE.I.5.Creusement en demi-section.-----	10
FIGURE.I.6.Creusement en section devisée-----	11
FIGURE I.7. La division de la section en fonction du terrain selon NATM. -----	12
FIGURE.I.8. les cintres -----	15
FIGURE.I.9.Exemple de calcul d'un RQD -----	16
FIGURE.II.1. Le réseau routier en Algérie -----	23
FIGURE.II.2. Consistance de la pénétrante de TiziOuzou -----	24
FIGURE.II.3. Tracé en plan de tunnel T1-----	25
FIGURE. II.4. Image satellite de la zone du projet-----	25
FIGURE.II.5.Vue d'ensemble du portail d'entrée du tunnel Ait Yahia Mousa, aperçu vers l'ouest. Roches métagranites rencontrés dans l'excavation du front du tube droit et déblais verticaux ouverts sur la route d'accès -----	30
FIGURE.II.6. Vue d'ensemble des systèmes de discontinuité pour le portail d'entrée du tunnel d'Ait Yahia Mousa (Les mesurages obtenus des emplacements 1-2-3-4-5 sont utilisées) -----	32

FIGURE.II.7.discontinuités du métagranite dans le tunnel d'Ait Yahia Mousa, vue de près -----	33
FIGURE.III.1. Répartition des charges selon la théorie de TERZAGHI-----	35
FIGURE.III.2 Type de soutènement en fonction de RQD. Et de la portée du tunnel (D'après LAUFFER) -----	37
FIGURE.III.3 Classification de BARTON relation entre $Q$ , $D_e$ et les catégories de soutènement -----	44
FIGURE.III.4.le soutènement avec cintre et béton projeté -----	46
FIGURE.IV.1. Convergence-confinement-----	51
FIGURE.IV.2 Comportement du massif (déchargement) -----	53
FIGURE.IV.3Comportement du soutènement (chargement) -----	52
FIGURE.IV.4Equilibre final (assemblage terrain + soutènement)-----	54
FIGURE.IV.5. Courbe caractéristique du terrain -----	60
FIGURE.IV.6. Courbe caractéristique du soutènement-----	62
FIGURE.IV.7. Courbe convergence confinement -----	62
FIGURE.V.1 Caractéristiques géométriques de la section. -----	66
FIGURE.V.2.Propriétés géomécaniques ' Materials sets' -----	67
FIGURE.V.3.L'élément Plate -----	67
FIGURE.V.4. L'insertion des caractéristiques géométriques -----	68
FIGURE.V.5. Génération du maillage -----	69
FIGURE.V.6.Information sur le maillage -----	69

FIGURE.V.7. Pressions interstitielles –phase initiale-----	70
FIGURE.V.8. Contraintes effectives - phase initiale-----	71
FIGURE.V.9.Phases de la modélisation -----	72
FIGURE.V.10. Déplacement suivant l'axe x-----	73
FIGURE.V.11. Déplacement suivant l'axe x-----	74
FIGURE.V.12. Déplacement suivant l'axe y-----	74
FIGURE.V.13. Déplacement suivant l'axe y-----	75
FIGURE.V.14. Contrainte maximale total-----	76
FIGURE.V.15. Déplacement du soutènement suivant l'axe x Déplacement suivant l'axe -----	77
FIGURE.V.16. Déplacement du soutènement suivant l'axe y-----	77
FIGURE.V.17. Déplacement total du soutènement -----	78

# LISTE DES TABLEAUX

Tableau.I.1. Exemple de recommandations d'AFTES relative à la couverture -----	18
Tableau.I.2. Classification du massif rocheux en fonction de RMR-----	20
Tableau.I.3. Qualité de la roche en fonction de l'indice Q-----	22
Tableau.II.1. Localisation du tunnel T1 -----	25
Tableau .II.2 : sondages réalisés sur le site -----	29
Tableau.II.3. Paramètres géotechniques recommandés pour l'unité située au niveau du tunnel entre portail d'entrée et PK: 21+180 -----	31
Tableau.III.1. Paramètres géotechniques du tronçon-----	34
Tableau.III.2. Paramètres de classification des roches -----	38
Tableau. III.3. Note d'ajustement pour l'orientation des joints-----	39
Tableau.III.4 Classification de RMR pour l'unité constatée au niveau du Tunnel -----	39
Tableau.III.5. Classe de la roche en fonction de RMR-----	40
Tableau.III.6. Soutènement propose par BIENIAWSKI-----	41
Tableau.III.7. Le coefficient ESR pour divers ouvrages souterrains-----	42
Tableau.III.8. Paramètres relatifs au système de classification Q pour l'unité constatée au niveau du Tunnel[A. BOUVARD 1992;] -----	43
Tableau.III.9. Classification de la roche selon la résistance à la compression. Et le tableau suivant nous aide à tirer le soutènement recommandé-----	44
Tableau.III.10. Choix du type de soutènement d'après l'AFTES (groupe de travail N° 7). ----	45

Tableau.III.10.. Les propriétés du cintre utilisé -----	46
Tableau.III.11.Les propriétés du cintre utilisé-----	47
Tableau.III.12. Caractéristiques mécaniques des trois principales nuances-----	47
Tableau.III.13. Caractéristiques mécaniques de la section équivalente de soutènement--	49
Tableau.IV.1. Caractéristiques du sol en traversant le tunnel -----	58
Tableau.IV.2. les valeurs de la courbe de terrain -----	60
Tableau.V.1. Caractéristiques géotechnique de la couche modélisée -----	66
Tableau.V.2. Caractéristiques mécaniques de soutènement-----	66
Tableau.V.3. Résultats des déplacements et contraintes dus au creusement du tunnel--	72
Tableau.V.4. Déplacement maximum admissible en clef de voute : d'après C. Louis, cité par bouvard-lecoanet et al. (1988). [7] -----	75

# INTRODUCTION GENERALE

Les méthodes pour la réalisation des ouvrages souterrains ont été beaucoup développées au cours de ces dernières années à cause de leur utilisation dans divers domaines : exploitations minières, transports...etc.

Le creusement d'un ouvrage souterrain (galerie, tunnel,...) dans un massif rocheux entraîne des modifications de l'état de contrainte et de déformation du terrain pouvant aller jusqu'à mettre en cause la stabilité de l'excavation réalisée, ou à provoquer des désordres intolérables dans le massif et l'environnement de l'ouvrage lui-même et spécifiquement dans les cas d'ouvrages de dimensions très grandes (tunnel).

L'un des problèmes primordiaux lié à ce type d'ouvrages est constitué par les mouvements de sol induits par les travaux d'excavations, surtout à faible profondeur en présence des formations géologiques très médiocres.

De ce fait et afin de prédire les effets induits dans le terrain, par la réalisation et l'exploitation des ouvrages souterrains, l'ingénieur à recours à des études et des analyses approfondies pour assurer leur sécurité en minimisant les risques d'instabilités tout en tenant compte des caractères propres des ouvrages souterrains (caractéristiques géo-mécaniques et géométriques) et les caractéristiques des terrains traversés par l'ouvrage (contexte géologiques, hydrogéologiques et géotechniques ...etc.).

Parmi les problèmes les plus délicats à aborder par le projecteur du tunnel, nous retiendrons celui de la réponse du massif encaissant l'ouvrage, de la détermination du type et les caractéristiques du soutènement à mettre en œuvre pour garantir la tenue des parois (calcul du soutènement) et l'estimation des déplacements ,déformations...etc.

Dans ce cas-là, des méthodes et des outils ont été développés pour étudier les différents aspects des phénomènes d'interaction sol-structure associés au creusement. Ces méthodes ont pour objet l'évaluation des caractéristiques de soutènement et le dimensionnement des tunnels, passant du stade purement empirique à celui où l'on fait appel à des modèles numériques très développés permettant la prise en compte de la complexité du problème traité.

D'ailleurs grâce au développement des moyens informatiques, il est possible de faire une modélisation qui aide à prévenir et à améliorer de tels comportements (terrains et ouvrage), les effets induits par l'excavation et à assurer la sécurité de ces ouvrages dès le début de creusement.

## **- Objectif et problématique :**

Le présent travail a pour objectif de classer le massif rocheux traversé par le tunnel d'AIT YAHIA MOUSSA assurant la liaison autoroutière entre TIZI OUZOU et l'autoroute est-ouest au niveau de Djebahia(BOUIRA) et de prévenir le comportement de l'ensemble tunnel-terrain. Donc l'aspect de notre étude consiste à prévenir les déformations et les déplacements du terrain traversant, à partir d'une analyse numérique en utilisant un modèle d'éléments finis à l'aide de logiciel plaxis. A partir de là, on cherche à justifier l'efficacité du soutènement prévu avant l'exécution des travaux.

Pour cela, nous avons opté à étudier numériquement la stabilité d'une section de tunnel en utilisant un code bidimensionnel et à calculer l'état de contraintes ainsi que les déplacements du sol et leurs influences sur l'ouvrage.

Pour atteindre l'objectif visé, notre travail est structuré suivant le plan ci-dessous :

Le premier chapitre, présente des généralités sur les tunnels où on expose un peu d'histoire et les différents types de tunnel, ensuite les méthodes d'exécutions et les différents types de soutènements provisoires. Et à la fin on expose des éléments de mécanique des roches ; les classifications des massifs rocheux...etc.

Le deuxième chapitre, est destiné à la description générale de la pénétrante TIZI OUZOU-BOUIRA et du tunnel d'AIT YAHIA MOUSSA, ainsi une présentation des travaux de reconnaissance du tronçon étudié.

Dans le troisième, chapitre on a présenté les textes et formules de nombreuses méthodes de classification des massifs rocheux sur le tronçon étudié, ainsi que le choix du soutènement provisoire.

Le quatrième chapitre est consacré au calcul analytique d'interaction entre le massif excavé et le soutènement choisi, par la méthode dite (convergence-confinement).

Le dernier chapitre est consacré à l'aspect numérique concernant la modélisation d'un tronçon du tunnel limité par le PK21+155,1 et le PK21+180 de tube droit, par le biais du logiciel PLAXIS 2D tunnel, qui se base sur la méthode des éléments finis comme principe de calcul des déplacements induits par le creusement.

Nous terminerons ce travail par une conclusion générale qui passera en revue tout ce qui a été abordé dans ce mémoire.

# CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES TUNNELS.

## I.1.Introduction

Dès l'aube de la civilisation, et plus fortement aujourd'hui, nombreuses ont été les raisons qui ont poussé l'homme à utiliser et aménager l'espace souterrain.

Parmi lesquelles :

- ✓ Des 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 nombreuses constructions 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 dans 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 collectivité.

### I.1.1.Définition des tunnels :

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

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 côtés, excepté à chacune de ses extrémités, ce qui le différencie d'un passage en tranchée.

Un tunnel se définit comme une galerie souterraine de grande dimension, destinée à livrer passage à une voie de communication, il est utilisé dans le domaine des routes, des voies ferrées, des canaux et des métros. Il passe au travers de certains obstacles naturels ou de construction existante.

Ces obstacles que l'on rencontre sont par exemples des massifs montagneux, des cours d'eau, des zones bâties, des voies existantes, ...etc.

Actuellement les tunnels sont également destinés aux canalisations d'eau potable et des eaux usées, et à des fins militaires et de défense civile.

### **I.1.2. Les tunnels dans l'histoire :**

Les ouvrages souterrains ne sont pas une découverte moderne, car l'histoire de leurs constructions remonte au temps où l'homme cherchait abri dans les cavernes naturelles ou dans les refuges et les couloirs souterrains qu'il creusait.

La plus ancienne mention d'un tunnel est celle de Diodore de Sicile décrivant le tunnel de Babylone qui aurait été construit par la reine Sémiramis, il y a près de 4000 ans.

Depuis les années 1970 : La construction des tunnels s'est développée à la fois dans le domaine des aménagements hydrauliques et, surtout, dans le secteur des communications rapides ; il existe actuellement dans le monde environ 130 tunnels routiers de plus de 3km de longueur, dont 25 de plus de 6km, et plus de 150 tunnels ferroviaires de plus de 6km de longueur. Le plus long tunnel routier du monde est le tunnel du Saint-Gothard en Suisse(1980), avec 16,9km, et le plus long tunnel ferroviaire du monde est le tunnel de Seikan au Japon(1988), avec 53,85km. Le tunnel sous la Manche, mis en service en 1994, à une longueur de près de 51km, mais son parcours sous-marin est le plus long du monde (28km).

### **I.1.3. Avantages et Inconvénients :**

Le tunnel peut devenir très coûteux lorsque qu'il est long et percé dans une roche dure ou au contraire dans une roche friable. De plus, quelques accidents graves (ex : tunnel du Mont blanc, incendie d'un camion) ont donné une image dangereuse des tunnels. Cependant, dans un contexte difficile, (fortes pentes, risque d'éboulement ou de glissement de terrain, ...) le tunnel peut être une solution moins chère et plus sécurisante qu'une longue route en lacets.

Aujourd'hui, le tunnel présente une grande sécurité et une protection contre les intempéries, il a surtout l'avantage de ne pas dégrader la nature et donc de ne pas contribuer à la fragmentation éco paysagère.

### **I.1.4. Les catégories de tunnels:**

**Si l'on se réfère à leur objectif**, on peut distinguer plusieurs types de tunnels :

- ✓ les tunnels de communication parmi lesquels :
  - les tunnels ferroviaires,
  - les tunnels routiers,
  - les tunnels de navigation.
- ✓ les tunnels de transport :

- adductions d'eau,
  - galeries hydrauliques,
  - égouts,
  - galeries de canalisations.
- ✓ les tunnels et cavités de stockage :
- garages et parkings,
  - stockages liquides ou gazeux,
  - dépôts.

**Si l'on se réfère à leur mode d'exécution,** on peut distinguer :

- ✓ les tunnels ou cavités construits à ciel ouvert ;
- ✓ les tunnels construits en souterrain à faible ou forte profondeur;
- ✓ les tunnels construits par éléments immergés.

**Si l'on se réfère à la forme des ouvrages,** on peut distinguer :

- ✓ les tunnels proprement dits et les puits qui sont des ouvrages à grand développement linéaire et dont la section est constante ou peu variable ;
- ✓ les cavités aux formes plus ramassées et souvent moins régulières dans lesquelles aucune des dimensions n'est prépondérante.

## **I.2. LES DIFFERENTES METHODES DE CREUSEMENT DES TUNNELS :**

Quatre principales méthodes d'excavation des tunnels peuvent être utilisées. Le choix de la technique à employer résulte d'un compromis entre les exigences liées à la géométrie de l'ouvrage à réaliser, les caractéristiques du terrain à creuser, les spécificités du site et de son environnement et les contraintes géologiques et hydrologiques (présence ou non de la nappe phréatique). Et ces méthodes sont les suivantes :

- Tunnel dans le rocher :
  - ✓ Méthode traditionnelle à l'explosif.
  - ✓ Méthode par attaque ponctuelle.
- Tunnel en terrain difficile :
  - ✓ Méthodes par pré-découpage mécanique.
  - ✓ Méthodes de creusement au tunnelier.

Les progrès de ces dernières années dans les techniques de creusement, de soutènement et de revêtement permettent maintenant de réaliser des ouvrages dans tous les types de terrain.

### I.2.1. Méthode traditionnelle à l'explosif :

Connue comme la méthode conventionnelle d'excavation, cette méthode a été, pendant de nombreuses années, la méthode la plus utilisée pour l'excavation des tunnels dans les roches de dureté moyenne à élevée, et pour lesquelles un abattage manuel ou mécanique n'est plus envisageable, du point de vue technique ou économique.

La technique d'abattage s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique dont la longueur varie suivant le type de la roche (1 à 5m), il peut être en pleine section (on excave toute la section du tunnel) ou par section divisées (au maximum deux sections dites calotte et stross).

#### I.2.1. 1. La mise en œuvre

La mise en oeuvre est faite selon les étapes suivantes :

- a) **Le plan de tir** : c'est une étape obligatoire du cycle de creusement. Il consiste en un schéma de la voûte d'un tunnel sur lequel on place toutes les informations nécessaires au bon déroulement du tir. Ces informations portent principalement sur la localisation des différentes mines, leur puissance (type de charges), les détonateurs utilisés ainsi que l'ordre d'explosion des charges et le temps d'écart. Cela permet de visualiser la séquence de tir des charges pour mieux l'adapter au terrain. Un chantier peut sur son parcours faire appel à différents plans de tir selon le type de roches rencontrées.
- b) **La foration** : Après l'élaboration du plan de tir, on creuse les emplacements des charges ainsi que le bouchon à l'aide d'un Jumbo.

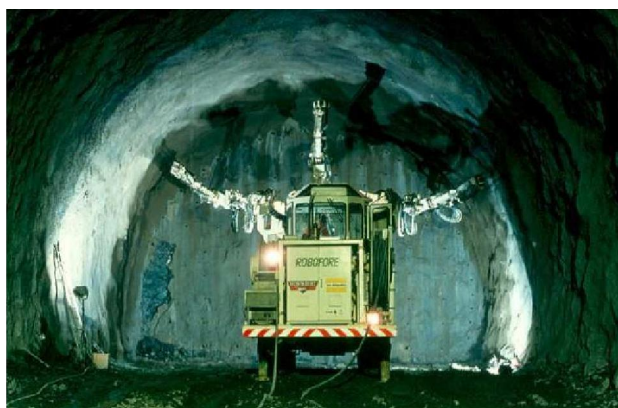


Figure I.1: Foration à l'aide de Jumbo.

- c) **chargement de la volée** : Il existe différents types de mines, chaque type étant utilisé à des endroits différents du front de taille :
  - ✓ Les mines d'abattage sont utilisées dans le bouchon. Ce sont ces mines qui créent l'espace libre nécessaire au bon déroulement du tir.

- ✓ Les mines de contours sont utilisées pour creuser les contours du front de taille. Elles sont moins puissantes que les autres.
  - ✓ Les mines de coins sont placées dans la partie basse du front de taille. Elles doivent former la voûte finale d'après le tir et c'est pourquoi elles ne sont déclenchées qu'à la fin.
- d) **Le tir** : Le tir ne se fait qu'après s'être assuré que tout le matériel et tout le personnel ont été évacués de la galerie. Il est aujourd'hui interdit d'utiliser des mèches lentes pour amorcer les explosifs car la technique a été jugée trop peu fiable. Tous les détonateurs sont donc électriques ce qui engendre alors d'autres contraintes. Il faut, en effet, s'assurer qu'aucune onde ne vienne créer un départ de tir intempestif qui pourrait avoir des conséquences désastreuses. Lors du déclenchement du tir, la sécurité est la règle primordiale.
- e) **La ventilation** : Après chaque tir, d'importantes quantités de gaz ou de poussières toxiques créées par l'explosion s'amassent dans le tunnel. La ventilation permet d'évacuer tous ces gaz avant de reprendre les travaux. Elle se fait soit par ventilation soufflante, soit par ventilation aspirante ou par les deux à la fois. Le temps d'évacuation de ces gaz dépend du type des explosifs utilisés ainsi que de la nature de la roche.
- f) **La purge** : Après la ventilation, une machine spéciale appelée « pince à purger » est utilisée pour faire tomber les blocs de roche non stable. Elle est suivie du boulonnage, opération qui consiste à solidifier la voûte de la galerie fragilisée par le tir.
- g) **Le marinage** : consiste à l'évacuation de tous les déblais occasionnés par le tir. Il se fait à l'aide de pelles mécanisées et de camions de remorquage
- h) **Le gunitage** : Après avoir évacué les déblais, on projette du béton sur la voûte afin de la rendre plus solide et de permettre aux travaux de continuer en sécurité

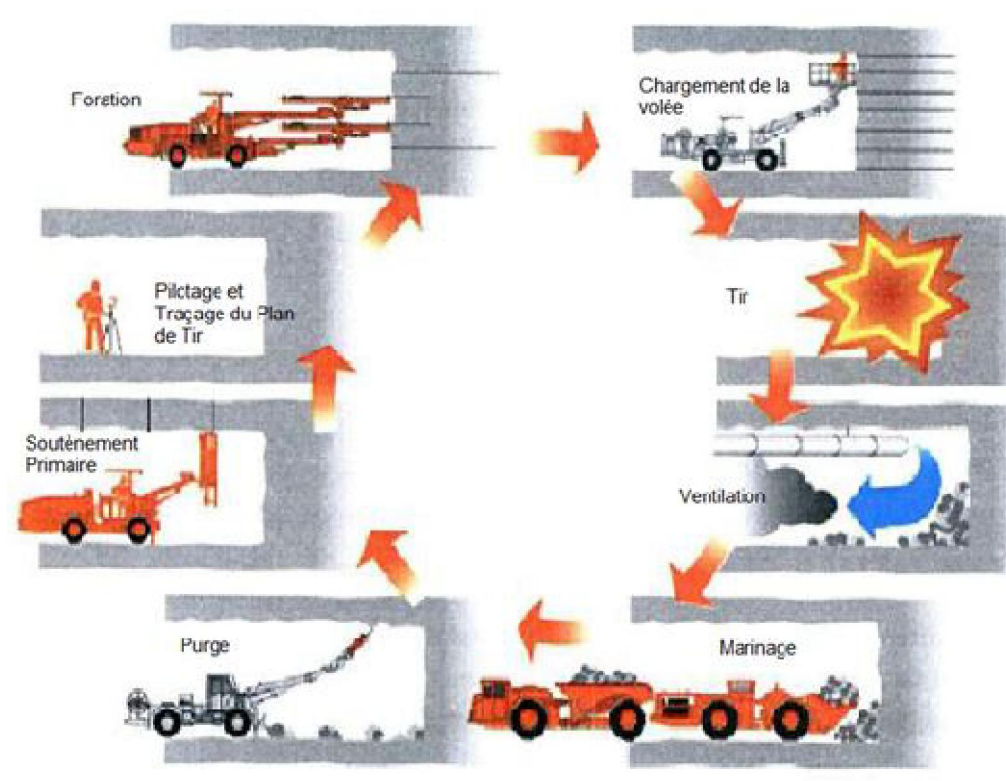


Figure I.2: Cycle du creusement à l'explosif.

### I.2.2. Méthode par attaque ponctuelle :

Dans cette méthode on utilise généralement des machines automatisées tel que :

• **Les machines à attaque ponctuel** : sont en général montées sur un châssis en fonction du type d'outil d'abattage, les machines sont classées en 3 familles principales

- ✓ Godet excavateur, ripeur ou brise-roche : machines haveuses non-rotatives.
- ✓ Tête de havage à axe longitudinal : machines haveuses rotatives à axe longitudinal.
- ✓ Tête de havage à axe transversal : machines haveuses rotatives à axe transversal.

On les utilise généralement :

- Dans les roches tendres, pour les ouvrages de faible longueur (2 km maximum), où ne sont pas rentables les systèmes à section complète (tunneliers).
- Dans les roches plus dures, en compétition avec l'usage d'explosifs

#### I.2.2. 1. Avantages - domaine d'emploi :

- ✓ Adaptation facile aux variations de section,
- ✓ Souplesse d'emploi dans les variations de qualités de terrain,
- ✓ Meilleur respect du profil à réaliser : limitation des hors-profil et diminution de la propagation des ébranlements dans le massif environnant,
- ✓ Flexibilité des machines (en comparaison avec les tunneliers), pas besoin de grands espaces pour le montage et démontage....,

- ✓ Limitation des nuisances sur les structures avoisinantes (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 (craie, calcaire...),
- ✓ Particulièrement bien adaptée pour appliquer la "nouvelle méthode autrichienne": en effet, il est possible de réaliser en un premier temps l'excavation et le soutènement de la partie supérieure de la section, comme montré ci-dessous.

### **I.2.3. Méthodes par pré-découpage mécanique (Méthode Perforex) :**

Le principe consiste à réaliser à partir du front de taille une saignée à proximité immédiate de l'extrados de 8 à 35cm d'épaisseur avant d'excaver à l'aide d'une sorte de tronçonneuse.

On procède par volée de 2 à 4m de longueur:

- En terrain dur et stable: saignée de faible épaisseur puis excavation à l'explosif.
- En terrain tendre mais cohérent: une saignée épaisse et remplie de béton (prévoûte).

### **I.2.4. Méthode de creusement au tunnelier (Tunnel Boring Machine TBM) :**

Ce mode de creusement est utilisé pour les terrains à faible résistance, quand le front de taille ne peut pas assurer l'équilibre des pressions hydrostatiques ou de la pression des terres sans soutènement.

Dans ce mode le terrain est excavé en pleine section par des techniques mécanisées. Le tunnelier est une machine foreuse réalisant en continu le creusement d'un tunnel et, si nécessaire, la mise en place d'un revêtement à faible distance du front de taille. Donc elle est conçue pour réaliser cette excavation, en perturbant le moins possible son état d'équilibre naturel.

En terrain tendre nécessitant un soutènement important, la forme circulaire est la mieux adaptée à la reprise des efforts. Le tunnelier comporte alors un bouclier et le front peut être pressurisé. En grand diamètre, l'excavation se fait par attaque globale à l'aide d'une roue de coupe à l'avant de la machine avec un procédé de marinage adapté au mode de confinement. La machine progresse en s'appuyant contre le revêtement mis en place au fur et à mesure de l'avancement par l'intermédiaire de vérins. Le revêtement mis en place est généralement le

revêtement définitif. Dans certains cas il peut être complété par un anneau intérieur qui assure d'autres fonctions que la seule fonction de résistance mécanique.

Le tunnelier équipé d'un bouclier mécanisé est donc utilisé pour creuser des galeries en souterrain. Dès lors il se doit d'assurer les fonctions suivantes :

- Abattage du terrain en pleine section ;
- Soutènement du front de taille ;
- Soutènement des parois latérales lors de l'excavation ;
- Progression du bouclier (par appui sur le revêtement mis en place) ;
- Mise en place du revêtement à l'abri d'une jupe métallique ;
- Evacuation des déblais à l'arrière de la machine et transport jusqu'aux installations de décharge.

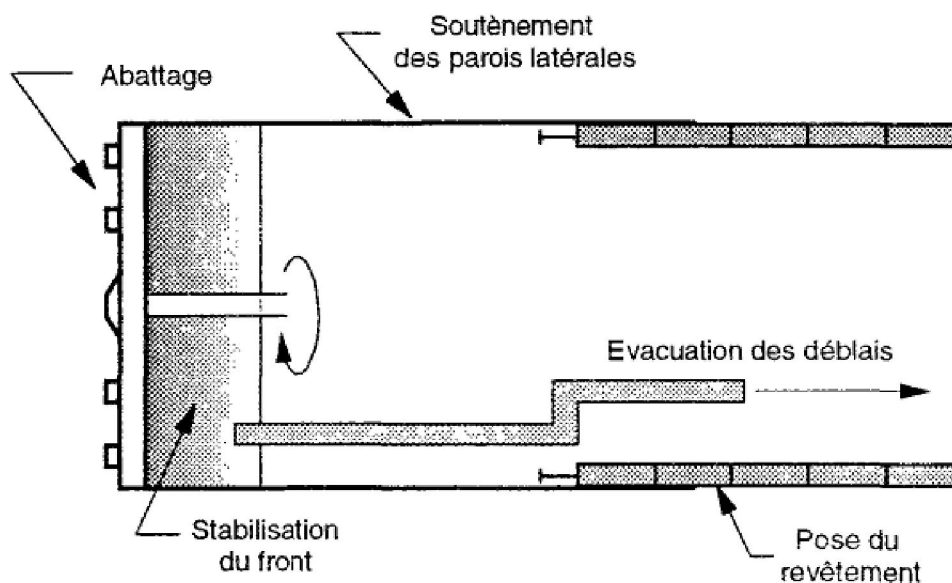


Figure I.3: Principales fonctions d'un tunnelier.

### I.3.LES TECHNIQUES DE CREUSEMENT :

Il existe plusieurs techniques de creusement des tunnels tel que :

#### A. Creusement en pleine section :

Elle est adoptée aux terrains homogènes, de bonne ou assez bonne tenue, ne nécessitant pas l'utilisation d'un soutènement provisoire. Dans ce cas, si le rocher présente

des fissures tolérables (fissuration à la suite d'utilisation d'explosifs ou fissures propres au massif), l'utilisation d'un soutènement provisoire est conseillée.

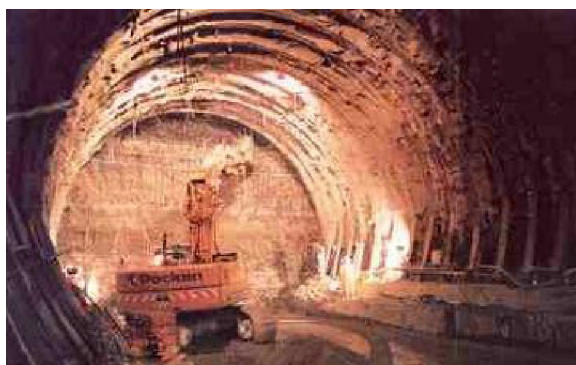


Figure I.4: Creusement en plein section.

### **B. Creusement en demi-section :**

Il consiste à excaver, dans une première phase, la demi-section supérieure, dite « calotte » du tunnel, suivant sa forme définitive (la hauteur pouvant atteindre 5 ou 6 m). Dans une deuxième phase, on procède à l'excavation de la demi-section inférieure appelée « Stross ». Cette méthode est conseillée pour les tunnels de grandes dimensions (plus de 40 à 50 m<sup>2</sup>) car elle permet de maîtriser les problèmes de stabilité, vue la dimension réduite du front de taille.

Par contre, cette technique nécessite un soutènement plus important (par cintre et/ou blindage), dont la mise en place du soutènement s'effectue en principe à l'avancement de chaque phase d'excavation.



Figure I.5: Creusement en demi-section.

### C. Creusement en section divisée :

Cette méthode s'applique aux grandes excavations souterraines, mais surtout aux tunnels dans des mauvais terrains où les autres méthodes de construction présentent des risques où conduisant à des tassements en surface non admissibles.

La division de la section à excaver est fonction de la dimension maximale de l'excavation qui peut rester stable par elle-même avant la mise en place du soutènement. La position des phases d'excavation peut être très variée ; elles doivent être adaptées à la situation de l'ouvrage, à sa forme et au matériel.



Figure I.6: Creusement en section devisée.

On considère deux modes d'excavation caractéristiques :

- ❖ On creuse une galerie de faite en clé de voute dans un premier temps, puis on l'élargit latéralement pour achever la demi-section supérieure de l'excavation finale. Le terrassement de la demi-section inférieure peut ensuite être réalisé par tranches horizontales à l'abri du soutènement de la voute.

- ❖ On peut aussi commencer à creuser deux galeries de base au niveau des piédroits pour constituer les appuis rigides du soutènement et permettre l'abattage ultérieur de l'ensemble de la section.

#### **I.4.LA NOUVELLE METHODE AUTRICHIENNE NATM :**

La nouvelle méthode autrichienne (NMA ou NATM) est généralement applicable dans les zones de roches tendres, formée d'ensemble des techniques de soutènement (boulonnage, cintres et béton projeté).

Elle s'est avérée efficace et permet de limiter la décompression des terrains au voisinage de l'excavation. Cette méthode est caractérisée par la mise en place d'un soutènement déformable constitué, d'une part, de boulons qui arment le terrain et d'autre part, d'une couche de béton projeté. Le but de ce soutènement est de garantir la stabilité de l'excavation en créant un

anneau porteur, constitué par le terrain armé. L'excavation se fait à pleine ou à demi section et parfois en section divisée dans le but de mettre le soutènement en place rapidement. Les ancrages scellés (mortier ou résine) créent dans le terrain une voûte armée, une coque mince de béton projeté (15 à 30 cm), généralement armé de treillis soudés, protège le terrain contre l'altération, crée une continuité entre les éléments du terrain et apporte une pression radiale de confinement et répartit les efforts rapportés aux têtes des ancrages. Éventuellement, des cintres légers coulissants renforcent la coque du béton projeté.

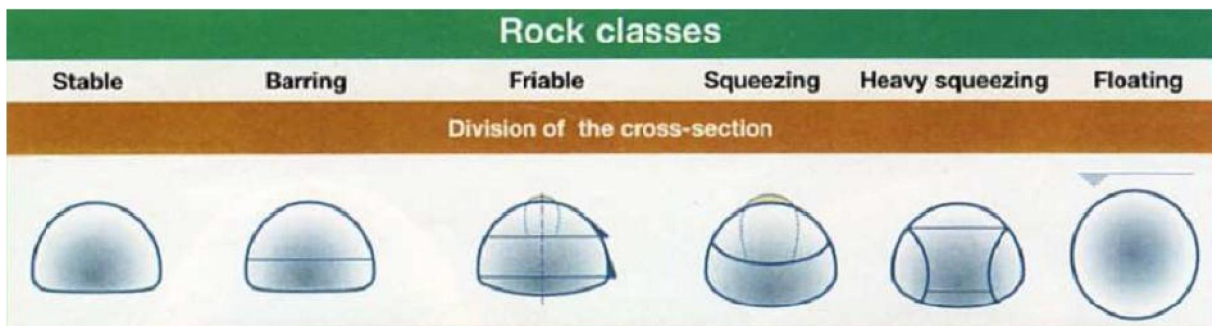


Figure I.7: la division de la section en fonction du terrain selon NATM.

➔ **Les Avantages de la N.A.T.M :**

- ✓ Mise en oeuvre rapide du soutènement.
- ✓ Revêtement souple et continue.
- ✓ Contrôle du comportement du terrain au cours de l'exécution
- ✓ Apport d'un confinement stabilisateur.

➔ **Limites de la N.A.T.M :**

- Les venues d'eau excessives empêchent la mise en oeuvre du béton projeté, soit en raison de gêne à la projection ou en raison des sous - pressions qui peuvent se développer derrière la couche de béton frais.
- Le terrain est trop peu cohérent.
- L'efficacité du boulonnage est insuffisante, la hauteur de couverture entraîne des pressions élevées et même le renforcement par des cintres légers ne pourra pas suffire.

## **I.5. SOUTÈNEMENT PROVISOIRE :**

Le creusement d'un ouvrage souterrain (galerie, tunnel), perturbe le système de contraintes naturelles autour de la cavité créée. Ces contraintes peuvent être la cause directe de l'instabilité du massif et de l'ouvrage. Cette réaction dépend directement de la nature, et de la résistance mécanique du terrain excavé et des caractères géomécaniques de la cavité. Pour cette raison, la réalisation de soutènement provisoire est l'une des éléments essentiels de l'exécution d'un tunnel, galerie...etc.

### **I.5. 1.Définition du soutènement provisoire :**

Le soutènement provisoire peut se définir comme un quelconque système conçu et mis en œuvre pour soutenir le périmètre d'une ouverture souterraine entre l'excavation initiale et la mise en place d'un revêtement permanent.

Dans certaines circonstances, le soutènement provisoire peut également être utilisé à titre permanent, comme par exemple dans le cas des voussoirs préfabriqués en béton mis en place par un tunnelier.

### **I.5.2.Rôle du soutènement provisoire :**

Il a le rôle de protection et de sécurité, pour le personnel travaillant sous terre (contre les chutes de petits blocs).

### **I.5.3.Classification des modes de soutènement :**

On distingue quatre principales catégories de soutènement :

#### **I.5.3.1.Soutènement exercé en appliquant une pression de confinement au sol environnant :**

Sont essentiellement :

- Le béton projeté seul.
- Le béton projeté associé à des cintres légers.

#### **I.5.3.2.Soutènement exerçant à la fois une pression de confinement et agissant comme renfort du sol environnant (armature) :**

Ce type de soutènement inclut différents types de boulons d'ancrage qu'il soit associé ou non au béton projeté et aux cintres légers tels que :

- **Boulons d'ancrage ponctuels**, fixés par voie mécanique ou chimique,
- **Boulons d'ancrage** (scellés à la résine ou au mortier)

#### **I.5.3.3.Soutènement agissant comme supports :**

C'est le soutènement seul qui doit résister aux différents efforts, dans le cas où le terrain a des caractéristiques géomécaniques faibles. Les composantes de soutènement sont comme suit:

- Cintres lourds
- Cintres réticulés
- Voussoirs en béton
- Tubes enfoncés (voûte en forme de parapluie)
- Boucliers

#### **I.5.3.4.Soutènement consolidant le sol en vue de modifier ses propriétés géotechniques et/ou hydrologiques :**

Sont essentiellement :

- injection de consolidation
- air comprimé
- congélation

#### **I.5.4.Types de soutènements :**

On distingue deux grandes catégories de soutènements :

❖ **boulonnage** : Sont des boulons qui arment le terrain ou qui associés ou non à du béton projeté, apportent à la paroi d'excavation une pression radiale rendant en quelque sorte le terrain apte à se soutenir lui-même

❖ **les cintres** : peuvent être définis comme des ossatures le plus souvent métalliques en forme d'arcs ou de portiques disposés dans la section transversale de l'ouvrage. Ils ne sont pas jointifs et constituent un soutènement discontinu du terrain. Un des intérêts d'utiliser le béton comme blindage entre les cintres est de rendre plus efficace l'action du soutènement.

### **I.5.4.1. Boulonnage :**

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

Le renforcement (barre, tube d'acier ou de fibres de verre) est placé à l'intérieur du massif. On fixe dans le terrain, soit par ancrage, scellement ou friction. Leur action dépend du comportement du massif ; dès que le terrain se déforme, les boulons subissent un allongement et se mettent en tension (confinement du terrain).

### **I.5.4.2. Les cintres :**

Il s'agit d'ossatures en forme d'arcs ou de portiques, disposées selon la section transversale 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.

Ils sont généralement composés d'éléments relativement rigides. La forme des pièces qui les composent, et qui peuvent être en bois, en métal ou en béton, se rapproche autant que possible du profil de l'ouvrage. C'est ainsi que, dans le cas où ce profil est courbe et où la structure est constituée de profilés métalliques, ceux-ci sont généralement "cintrés" pour épouser la forme précise du profil.

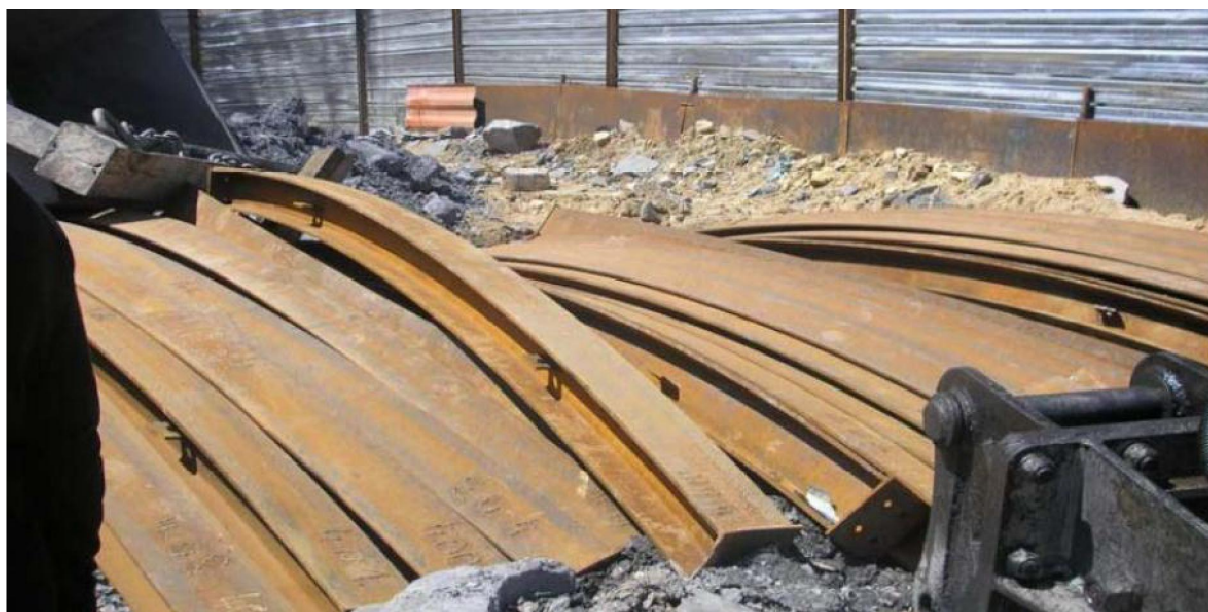


Figure I.8: les cintres.

### I.5.4.2.1. Rôle des cintres :

- **Protection** : Protéger contre la chute de blocs. Ils sont destinés à assurer une protection provisoire du personnel.
- **Soutènement** : alentir les phénomènes de déformation et de convergence des parois avant la mise en place du revêtement définitif
- **Renforcement** : consolider ou à restaurer les ouvrages anciens

## I.6. ELEMENT DE MECANIQUE DES ROCHES :

### I.6.1. Définition de la mécanique des roches :

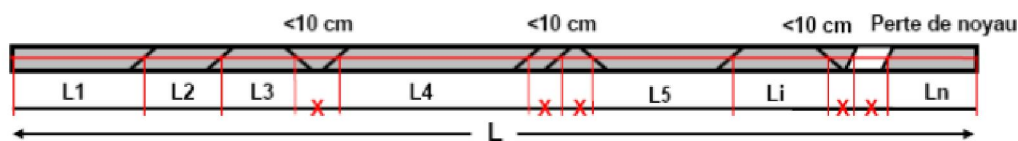
La mécanique des roches est la fois une technique et une science. Elle a pour objet d'étudier le comportement mécanique des roches dans leur site naturel. Pour atteindre ses objectifs bien délimités la MDR associe la théorie, l'expérience, les travaux de laboratoire et les essais sur le terrain dans tous les cas, elle réunit sur les phénomènes observés des estimations chiffrées. Elle codifie les observations par des corrélations et par des lois. Elle fournit ainsi aux ingénieurs le moyen d'établir rationnellement leurs ouvrages, d'en assurer en toute sécurité la résistance, d'en fixer économiquement les dimensions et d'en prévoir le prix.

### I.6.2. Les discontinuités :

Tout massif rocheux, quelle que soit son histoire et sa localisation, possède des discontinuités. Celles-ci peuvent être prononcées, invisibles, cimentées ou bien ouvertes, mais elles existent. Elles possèdent en commun les caractéristiques suivantes : faible résistance au cisaillement, résistance à la traction négligeable et grande conductivité hydraulique, tout ceci en comparaison de la matrice rocheuse environnante.

### I.6.3. Le Rock Quality Designation (RQD) :

Développé par Derre et al (1967), Le RQD est défini comme le pourcentage de morceaux intacts de longueur supérieure à 10 cm, sur la longueur totale du forage.



$$\text{RQD} = (L1 + L2 + \dots + Ln) / L \times 100\%$$

Figure I.9: Exemple de calcul d'un RQD.

#### I.6.4. Systèmes de classification des massifs rocheux :

Les systèmes de classification des massifs rocheux consistent à quantifier un massif rocheux par une note empirique décrivant sa qualité par une série de termes allant d'un très bon rocher à un rocher très médiocre. Les buts principaux de ces classifications se résument comme suit :

- Estimer indirectement les propriétés mécaniques à grande échelle d'un massif fracturé, en particulier son module de déformation, sa résistance à la compression simple, sa cohésion et son angle de frottement interne.
- Estimer le temps durant lequel le massif rocheux peut tenir sans soutènement (stand-up time). C'est un indice très essentiel dans la détermination de la portée d'excavation.
- Donner des recommandations de soutènement des Ouvrages.

Les classifications géomécaniques les plus utilisées sont : la classification d'AFTES, Rock Mass Rating (RMR, Bieniawski 1973) et le Q-system (Barton [1974]).

##### I.6.4.1. Classification d'AFTES :

Elaborée par l'Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain, elle exige de préciser clairement les divers facteurs qu'il faut s'efforcer de connaître pour la conception et le calcul d'un projet souterrain dans un massif rocheux :

- ✓ Les conditions géologiques générales
- ✓ Les conditions hydrogéologiques
- ✓ Les discontinuités du massif rocheux
- ✓ Les caractéristiques mécaniques du terrain
- ✓ Les contraintes naturelles et la hauteur de couverture de l'ouvrage
- ✓ La déformabilité du massif

En plus de ces critères relatifs au massif rocheux, l'AFTES prend en considération :

- ➔ Des critères relatifs à l'ouvrage et à son mode d'exécution.
  - ✓ Les dimensions et la forme de la cavité
  - ✓ le procédé d'excavation, qui peut être soit à l'explosif en utilisant ou non la technique du prédécoupage, soit purement mécanique

- ➔ Des critères relatifs à l'environnement :
  - ✓ la sensibilité de l'environnement aux tassements
  - ✓ les effets d'une modification de l'équilibre hydrologique.

Pour chacun des critères énumérés ci-dessus, l'AFTES fournit des recommandations propres à orienter le choix du soutènement : béton projeté, boulons à ancrage ponctuel ou à ancrage réparti, cintres, voussoirs...

Le tableau ci-dessous est un exemple de recommandation d'AFTES relative à la couverture :

Tableau I.1: Exemple de recommandations d'AFTES relative à la couverture.

Couverture		Types de soutènement													
Roches R1 à R4	Couverture < D	✗	✓	✗	✗	✗	✓	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✗	✓
	CN1	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✓	✓
	CN2	✗	✓	✓	✓	✗	✓	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✓	✓
	CN3	✗	✗	✓ <sub>Sf</sub>	✓ <sub>Sf</sub>	✗	✗	✓ <sub>Sf</sub>	✓ <sub>Sf</sub>	✓ <sub>Sf</sub>	✓ <sub>Sf</sub>	✓ <sub>Sf</sub>	✗	✓	✓
Sols R5 et R6	Couverture < 1.5D	✗	✗	✗	✗	✗	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	$\sigma_0$ modéré	✗	✓	✗	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	$\sigma_0 > 10$ MPa	✗	✗	✗	✓ <sub>Sf</sub>	✓ <sub>Sf</sub>	✓ <sub>Sf</sub>	✓ <sub>Sf</sub>	✓ <sub>Sf</sub>	✓ <sub>Sf</sub>	✓	✓ <sub>Sf</sub>	✓ <sub>Sf</sub>	✓	✓

**Légende :**

Sf = avec soutènement du front

- ✓ soit particulièrement recommandé
- ✓ soit possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorable (plutôt favorable)
- ✗ soit très mal adapté bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable)
- ✗ soit en principe impossible

Après avoir analysé les critères et les avoir regroupés dans un tableau comme dans l'exemple ci-dessous. La synthèse est faite suivant les règles suivantes:

→ Lorsque dans une colonne figure au moins un avis défavorable à l'emploi du soutènement considéré, l'avis de l'ensemble est défavorable ou plutôt défavorable.

(Exemple  $\checkmark + \checkmark + \checkmark + \times = \times$ )

→ les indications complémentaires les plus contraignantes.

→ le choix parmi les types de soutènements possibles se fait en considérant le nombre et l'importance relative des critères favorables et en tenant compte également des facteurs économiques et de l'organisation générale du chantier.

#### I.6.4.2. Le Rock Mass Rating (RMR):

Cette classification a été développée par Bieniawski [1973] au South African Council of Scientific and Industrial Research (SACSIR). Elle est basée sur l'étude de quelques centaines de tunnels creusés principalement dans des roches sédimentaires à profondeur modérée. L'utilisation de cette classification nécessite de diviser au préalable le site en régions homogènes d'un point de vue de structures géologiques. Chaque région est classifiée séparément.

Le RMR résulte de la somme de cinq notes de caractérisation (de A1 à A5) et d'une note d'ajustement B).

La somme de ces notes attribue une valeur comprise entre 0 et 100 au massif. Cette valeur utilise à plus de 70% la fracturation et elle accorde 15% d'influence aux propriétés de la matrice rocheuse et 15% à la présence d'eau.

La signification des indices du RMR, sont définis comme suit :

➤ **A1 (Strength of intact rock material)** : la résistance à la compression simple de la matrice rocheuse est obtenue, soit par procédure d'écrasement d'un échantillon, soit par procédure de chargement ponctuel (note : de 0 à 15).

➤ **A2 (Rock Quality Designation RQD, Deer [1964])**: il caractérise la qualité des carottes de sondage en calculant le rapport entre la longueur cumulée des carottes supérieures à dix centimètres et la longueur totale considérée (note : de 3 à 20).

➤ **A3 (Spacing of discontinuities)** : dans le cas de plusieurs familles de fractures le minimum des notes attribuées à l'espacement des fractures est considéré (note : de 5 à 20).

➤ **A4 (Conditions of discontinuities)** : cet indice caractérise l'extension, l'ouverture, la rugosité, le matériau de remplissage et l'altération des épontes des discontinuités (note : de 0 à 30).

➤ **A5 (Ground water conditions)** : Il est en rapport avec les conditions hydrogéologiques et consiste à réaliser des mesures de flux d'eau ou de pressions interstitielles des joints (note : de 0 à 15).

➤ **B (Adjustement for joint orientation)** : c'est un facteur correctif qui est en rapport avec l'effet de l'azimut et du pendage des familles de discontinuités sur la stabilité de l'ouvrage (note : de -12 à 12 pour les tunnels, de -25 à 0 pour les fondations et de -60 à 0 pour les talus).

La somme des cinq premiers indices caractérise le RMR de base. Quant aux travaux souterrains, il faut ajouter l'effet du facteur correctif (Bieniawski [1989]). Le RMR89 s'écrit alors:

$$RMR = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + B$$

A partir de la note du RMR on peut classer le massif rocheux comme suit :

Tableau I.2: Classification du massif rocheux en fonction de RMR.

Notes RMR	81-100	61-80	41-60	21-40	<20
Classe du massif	I	II	III	IV	V
Description	Très bonne roche	Bonne roche	Roche moyenne	Mauvaise roche	Roche très médiocre
Temps de tenue moyen	10 ans pour 15 m de portée	6 mois pour 8 m de portée	1 semaine pour 5 m de portée	10 heures pour 2.5 m de portée	30 minutes pour 0.5 m de portée
Cohésion du massif (Kpa)	>400	300-400	200-300	100-200	<100
Angle de frottement du massif	>45°	35°-45°	25°-35°	15°-25°	<15°

### I.6.4.3. Le Q-system :

Développée par le Norwegian Geotechnical Institute (NGI), cette classification a été établie pour prévoir le soutènement des excavations exécutées dans des terrains à contrainte horizontale élevée (Barton et al. [1974]). Elle est caractérisée par un indice de qualité Q variant entre 0.001 pour un massif très mauvais et 1000 pour un massif très bon. Dans la pratique, cet indice est réduit entre 0.005 et 50.

L'indice Q est donné par la formule :

$$Q = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF}$$

Tel que ;

- RQD est le Rock Quality Designation index,
- $J_n$  est un nombre caractérisant l'ensemble formé par les familles de joints,
- $J_r$  caractérise la rugosité des joints,
- $J_a$  caractérise l'altération des joints,
- $J_w$  est le facteur de réduction hydraulique des joints,
- SRF est le facteur de réduction des contraintes (Stress Reduction Factor)

Le tableau ci-dessous représente la qualité de la roche en fonction de l'indice Q :

Tableau I.3: Qualité de la roche en fonction de l'indice Q.

valeurs	Qualité du massif
400-1000	Exceptionnellement bonne
100-400	Extrêmement bonne
40-100	Très bonne
10-40	Bonne
4-10	Moyenne
1-4	Mauvaise
0.1-1	Très mauvaise
0.01-0.1	Extrêmement mauvaise
0.001-0.01	Exceptionnellement mauvaise

Dans cette classification, l'évaluation de Q dépend de l'état des contraintes dans le massif et des paramètres non intrinsèques de la matrice rocheuse. En outre l'orientation des joints n'apparaît pas dans cette classification.

### **I.7.Conclusion :**

La réalisation des ouvrages souterrains a connu un essor important dans les dernières décennies. La densification de l'agglomération urbaine a conduit à une demande croissante de construire des ouvrages. Et grâce au développement de l'industrie, la réalisation des ouvrages souterrains a beaucoup évolué. Les tunnels font partie de ces ouvrages souterrains, les tunnels permettent d'ouvrir des voies de communication et de faciliter ainsi la circulation.

Il existe plusieurs méthodes et techniques de creusement des tunnels, le choix repose sur plusieurs paramètres, liés à la qualité du massif dans lequel le percement est effectué. Ainsi, assurer la stabilité de l'ouvrage à long terme exige un bon choix de système de soutènement.

Les massifs rocheux sont présentés comme un milieu discontinu d'une part et de la matrice rocheuse d'une autre. La présence des discontinuités peut avoir une grande influence sur le comportement mécanique, sur la stabilité du massif.

# CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET ET DU SITE

## II.1.Introduction :

Le schéma directeur national du ministère des travaux publics développé par l'agence nationale des autoroutes ANA a pour objectif de moderniser le réseau routier de l'Algérie et réaliser les axes routiers qui structurent le territoire et contribueront au développement du pays.

Le réseau routier s'appuie sur deux axes transversaux ; autoroute Est-Ouest et celle des Hauts Plateaux, cela est complété par la réalisation des pénétrantes Nord-Sud qui relie le Nord du pays avec les autoroutes transversales et le Sud.

Dans ce sens la pénétrante de Tizi Ouzou qui relie la ville de Tizi Ouzou à l'autoroute Est-Ouest au niveau de la ville de Djebahia wilaya de Bouira, contribuera à l'amélioration de la communication de la ville avec l'intérieur et le reste du pays.



Figure II.1: Le réseau routier en Algérie.

## II.2. PRESENTATION DE LA PENETRANTE DE TIZI OUZOU :

Le tracé de la pénétrante de Tizi-Ouzou à l'Autoroute Est-Ouest est scindé en deux sections: section 1, elle prend naissance au raccordement avec l'évitement sud de la ville de Tizi-Ouzou jusqu' à la limite de la commune de Draa El Mizan.

Pour la section 2, débute de limite de la combe de Draa El Mizan dans la wilaya de Tizi-Ouzou et se termine au raccordement avec l'autoroute Est-Ouest dans la commune de Djebahia (Wilaya de Bouira).

### II.3. CONSISTANCE PHYSIQUE DE LA PENETRANTE :

- Linéaire de l'axe principal de l'autoroute: **48KM**
- Profil en Travers: **2x3 voies**
- Nombre total d'ouvrages: **41 Unités répartis sur 10 KM.**
- Nombre de viaducs: **21 Unités répartis sur 09 KM.**
- Nombre d'ouvrages hydrauliques: **51 Unités**
- Nombre de tunnels: **02 Unités en Bitube réparti sur 1.620 km**
  - Tunnel T1 au PK 21+500
  - Tunnel T2 au PK 36+200
- Nombre d'échangeurs: **08 Unités.**

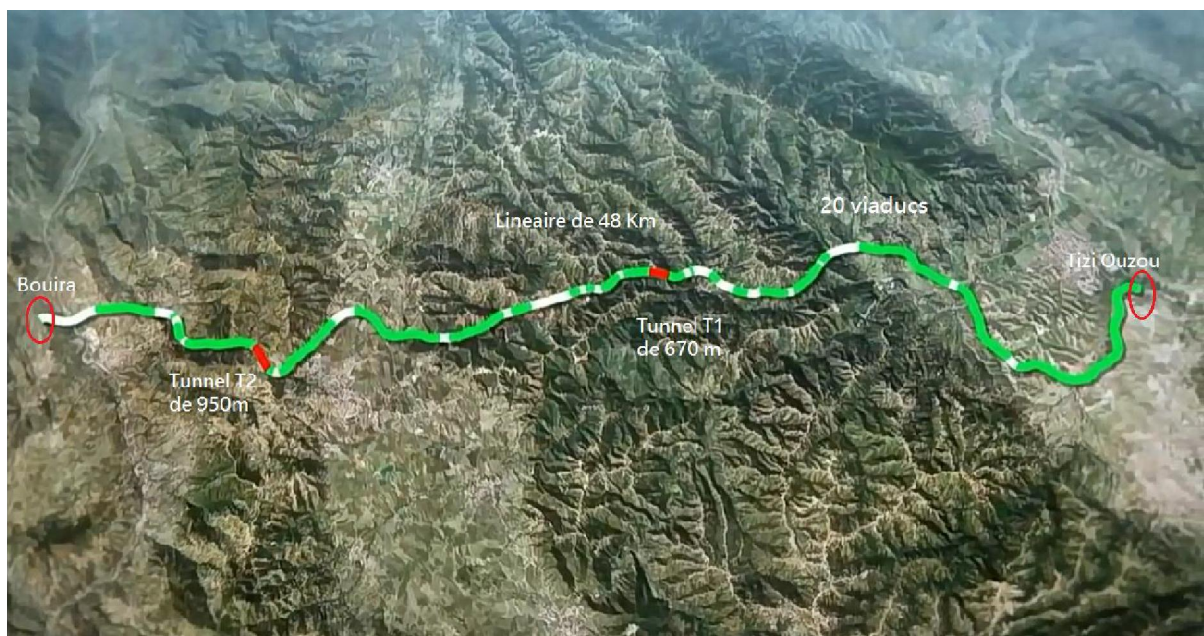


Figure II. 2 : Consistance de la pénétrante de Tizi Ouzou.

Notre présente étude consiste à la conception et au calcul d'un tronçon de tunnel T1.

### II.4. DESCRIPTION GEOMETRIQUE DU TUNNEL T1 :

Le tronçon d'étude fait partie du tunnel T1 qui fait partie de la section 1 du projet de la pénétrante de Tizi Ouzou (dont les coordonnées sont représenté dans le tableau II.1), ce tronçon débute du PK21+155,1 jusqu'à PK21+180qui passe par Ait Yahia Moussa.

Tableau II.1 : Localisation du tunnel T1.

Entre		Sortie		Longueur	
Tube droit	Tube gauche	Tube droit	Tube gauche	Tube droit	Tube gauche
PK21+155.1	PK21+139.1	PK21+921.22	PK21+877.25	760 m	750 m

**II.4.1. Le tracé en plan de tunnel T1 :**

L'utilisation du tunnel a été dictée par la topographie de l'itinéraire choisi de la pénétrante de Tizi Ouzou. En raison des côtes du projet et de la nécessité de maintenir des pentes et des rampes acceptables le long de l'autoroute, le recours au tunnel est exigé.

Et c'est pour cela que le franchissement du relief accidenté entre le PK 21+139.1 et le PK 21+921.22 a été réalisé à l'aide d'un tunnel à deux tubes.

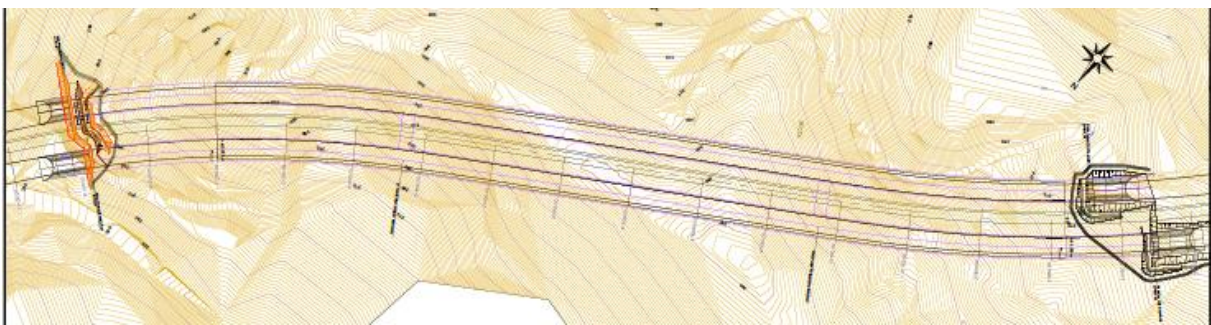


Figure II.3: Tracé en plan de tunnel T1.

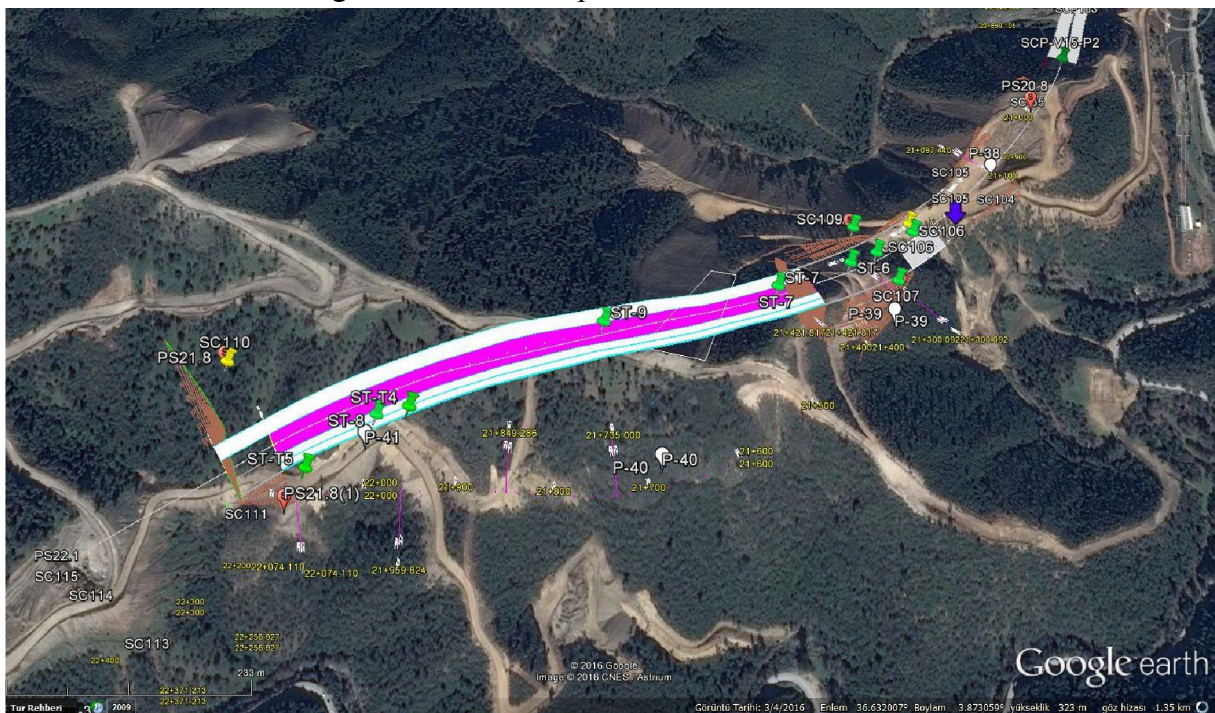


Figure II.4: Image satellite de la zone du projet.

## **II.5. Reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques**

Les conditions géologiques, géotechniques et hydrogéologiques sont, plus que tout autre, des facteurs déterminants du degré de difficulté et du coût de réalisation d'un ouvrage souterrain et le choix des méthodes d'excavation, des soutènements et des revêtements.

Il est donc nécessaire de prévoir, dès l'origine du projet, tous les moyens pour obtenir une image, aussi complète que possible, des caractéristiques de la zone à traverser : matériels et techniques adéquats (sondages, puits de reconnaissances...etc.), hommes compétents (géologues, hydrogéologues, géotechniciens), délais suffisants pour réaliser les travaux de reconnaissance souvent caractérisés par des accès et des conditions de réalisation difficiles.

En général, les campagnes de reconnaissances démarrent au début de l'étude d'avant-projet sommaire pour se terminer au début de l'étude d'avant-projet détaillé. Cela permet d'utiliser les premiers résultats des levés de terrain, de la géophysique, des sondages et éventuellement des galeries de reconnaissances pour arrêter les options essentielles du projet lors des études d'avant-projet sommaire.

Les reconnaissances et les études géologiques, hydrogéologiques et géotechniques doivent fournir au concepteur du tunnel toutes les informations nécessaires, telles que :

- Pour les reconnaissances géologiques : La géologie régionale, histoire géologique et tectonique du massif, la description des terrains rencontrés selon leur nature pétrographique et minéralogique, leur qualité et leur discontinuité.
- Pour les reconnaissances hydrogéologiques : Les informations aquifères et les terrains imperméables, la nature des venues d'eau possibles le long du tracé, leur charge, leur débit, la composition chimique et minéralogique des eaux.
- Pour les reconnaissances géotechniques : La description des terrains traversés, leur état de contraintes in situ, la prévision de leur comportement pendant l'exécution puis l'exploitation de l'ouvrage.

Les reconnaissances et études hydrogéologiques doivent être effectuées en même temps que les reconnaissances et études géologiques, qui seront complétées par les reconnaissances et études géotechniques.

Ces informations doivent permettre, de définir les méthodes d'exécution, le dimensionnement des ouvrages, les précautions particulières et /ou les traitements spéciaux à envisager pendant la construction.

### **II.5.1. Reconnaissance du site par sondages :**

La campagne de sondages a pour but de fournir avec le plus de précision possible, la position, la nature et le pendage des différentes couches géologiques traversées et le régime hydraulique traversé par l'ouvrage. La projection de ces résultats sur un profil en long permet au projeteur d'implanter l'ouvrage sur les couches les plus favorables.

Les sondages sont généralement exécutés verticalement à partir de la surface sur une profondeur donnée. Ils peuvent aussi être exécutés de façon oblique. Les points de sondages sont espacés de quelques mètres sur tout le long de la portée du tunnel et permettent d'établir une carte représentant les différentes couches.

Lors des sondages sont mesure systématiquement :

- Le taux de carottage qui est le rapport de la longueur cumulée des éléments de carottes prélevées sur la longueur du sondage que multiplie 100.
- Le taux de carottage modifié plus connu sous l'appellation de RQD (Rock Quality Désignation).

#### **II.5.1.1. Prélèvements d'échantillons**

- Pour déterminer la nature de la roche ou du sol.
- Pour analyser le degré de fissuration et la pente des fissures, diaclases et stratification dans le cas d'une roche.
- Pour pratiquer des essais de laboratoire (mécanique des roches, mécanique des sols, analyses minéralogiques et analyses chimiques).
- Exécution de diagraphies.
- Mesure in situ des modules et des champs de contraintes.
- Mesures in situ de la perméabilité.

Les sondages permettent d'effectuer des observations et des mesures in situ très utiles à la compréhension de l'environnement hydrogéologique de l'ouvrage projeté, il s'agit principalement :

- D'observation pendant l'exécution du sondage comme pertes partielles ou totales du fluide de forage, venues d'eau dans le forage, traces de circulation d'eau repérées sur les carottes,...
- De la pose de piézomètres pour préciser les niveaux de nappes, leur indépendance éventuelle, la réaction aux agents atmosphériques.

- D'essais in situ pour quantifier les caractéristiques des terrains (perméabilité) et de la nappe (extension, coefficient d'emmagasinement, transmission...).

### **II.5.2. Exécution des puits**

L'insuffisance des résultats de sondages nous oblige à compléter ces informations par l'exécution des puits répartis sur toute la longueur du tunnel. Permettant ainsi de constater l'état du sol, ses caractéristiques et son comportement.

**Remarque :** Les puits jouent aussi un rôle de service car ils permettent de descendre à l'intérieur du tunnel, les engins et les matériaux nécessaires à l'exécution de l'ouvrage ainsi que de remonter les déblais.

### **II.5.3. Galerie de reconnaissance**

Malgré le coût élevé d'une galerie, l'importance du projet, impose le creusement à partir des puits des galeries de petite section soutenue par des cadres sur toute la longueur du tracé, permettant ainsi :

- D'approfondir et de compléter nos connaissances des terrains traversés.
- L'observation visuelle du terrain et l'établissement d'un relevé géologiques détaillé.
- Observation des conditions hydrogéologiques, en particulier le type de venues d'eau (ponctuelles ou diffuses), la mesure des débits en fonction de l'avancement du front de taille et des conditions météorologiques, il est possible d'exécuter des forages depuis la galerie qui permettront d'effectuer des mesures de perméabilité de pression et de débit.
- De prélever des échantillons pour effectuer des essais au laboratoire et réaliser des essais in situ afin de confirmer ou de corriger de manière directe les études de reconnaissances effectuées au préalable.
- De vérifier la stabilité de l'excavation et du futur soutènement.

## **II.6. RECONNAISSANCE DU SITE D'IMPLANTATION :**

### **II.6.1. Reconnaissances par sondages carottés :**

Pendant la campagne d'investigation treize (13) sondages ont été réalisé( le tableau suivant donne la position des sondages

Tableau II.2 : sondages réalisés sur le site.

<i>Sondages</i>	<i>Profondeur (m)</i>	<i>coordonnées</i>		<i>Cote (m)</i>
		<i>x</i>	<i>Y</i>	
SC-106	30	578351	4054673	232
SC-107	30	578350	4054588	244
SC-108	30	578319	4054616	257
SC-109	29.8	578287	4054644	234
SC-110	35	578671	4054271	290.5
SC-111	20	577687	4054161	250.5
SC-112	25	577650	4054201	265.5
ST-06	50	578291	4054587	274
ST-07	75	578271	4054520	301.5
ST-08	70.4	577845	4054260.5	286
ST-09	120	578049.5	4054412	348
ST-04	36	577874	4054238	275

ST-05	36.5	577785	4054191	267.5
-------	------	--------	---------	-------

les sondages réalisés ont permis de constater que le tunnel passe totalement dans des unités de métagranite.

### II.6.2. Description du tronçon d'étude :

Le tronçon pris pour y projeter les calculs se trouve entre le portail d'entrée et le PK:21+180m de tube droit. Faisant ainsi 25m de longueur, 16,3 de largeur sur 12,13m de hauteur creusée.

La couverture du terrain encaissant au dessus de ce tronçon du tunnel est de 35m.

La valeur d'indice de qualité du rocher (RQD) pour l'unité est environ 12 selon les données des sondages SC-106, 107, 108 ,109.

#### II.6.2.1. Les unités géologiques traversées :

Roches métagranites rencontrés dans l'excavation du front du tube droit et déblais verticaux ouverts sur la route d'accès.



Figure II.5: Vue d'ensemble du portail d'entrée du tunnel Ait Yahia Mousa, aperçu vers l'ouest. Roches métagranites rencontrés dans l'excavation du front du tube droit et déblais verticaux ouverts sur la route d'accès.

le niveau du tunnel entre le portail d'entrée et PK: 21+180 du tube droit du tunnel de Mousa passe totalement dans des unités de métagranite.

### II.6.2.2. Paramètres géotechniques du tronçon d'étude :

Les paramètres de conception relatifs à l'unité géologique rencontrée entre le portail d'entrée du tube droit du tunnel d'ait yahia Mousa et PK:21+180 sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.3: Paramètres géotechniques recommandés pour l'unité située au niveau du tunnel entre portail d'entrée et PK: 21+180.

Résistance uniaxiale ( $Mpa$ )	Module d'élasticité $E_i(Mpa)$	Poids volumétrique unitaire $\gamma (kN/m^3)$	Cohésion $C(Kpa)$	Angle de frottement interne $\varphi$	Module de Déformation $E_m(Mpa)$
5	2125	26	148	46	340

### II.6.2.3. Discontinuités à l'entrée de tunnel :

La section d'entrée du tunnel est située immédiatement au nord de la zone de faille principale allongée vers l'est-ouest. Cependant l'entrée du tunnel reste en dehors de cette zone de faille. Les routes ouvertes pour l'entrée du tunnel possèdent des déblais de route ouverts avec une inclinaison d'environ 60-70 degré et d'une hauteur de 4-5 mètres. Par conséquent les caractéristiques et actions de l'unité métagranite qui forme la zone d'entrée sont bien observées. Les déblais frontaux et latéraux de l'entrée du tunnel seront ouverts dans le métagranite. Dans cette section le métagranite est observé en couleur grise, marron clair et partiellement marron foncé. Une recherche détaillée de discontinuité est effectuée sur la zone d'entrée et son environnement immédiat. Selon l'évaluation de 36 systèmes de discontinuité mesurés sur 5 emplacements différents l'espacement des fractures est entre 200 à 600mm (Figure II.6). les discontinuités sont légèrement rugueuse et moyennement altérée de longueur entre 3 à 10m. Il existe 4 systèmes joints et 2 systèmes de faille dans l'unité de métagranite sur la section d'entrée (Figure II.7). Parmi ces systèmes de joint (joints plans rugueux), on observe que la continuité des joints (caractère légèrement altérées) et des failles sont atteints les 10m et ont un espacement d'environ 2m, or les autres systèmes de joint sont plus courts d'1 m en moyenne et ont un espacement de moins de 50 cm. Les systèmes de discontinuité sont en général germés et ne comportent pas de remblai, et pour l'état de l'eau souterrain est considéré en forme mouillé.

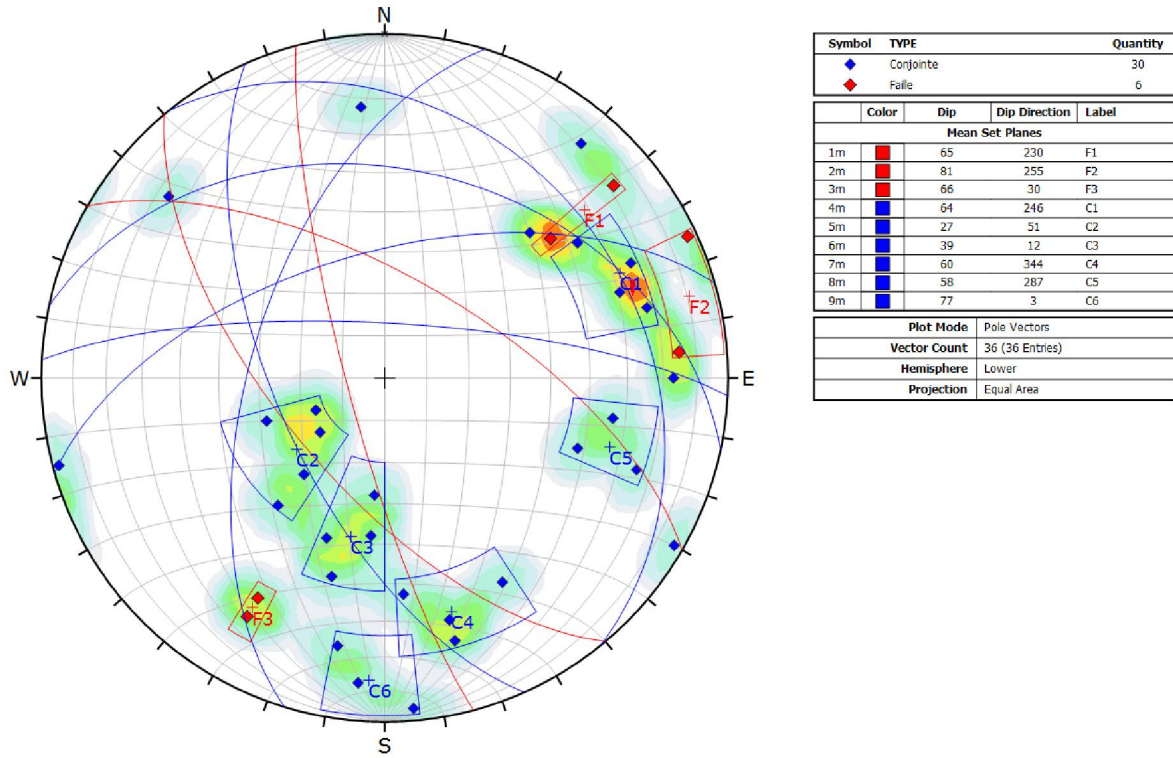


Figure II.6: Vue d'ensemble des systèmes de discontinuité pour le portail d'entrée du tunnel d'Ait Yahia Mousa (Les mesurages obtenus des emplacements 1-2-3-4-5 sont utilisées).



Figure II.7: discontinuités du métagranite dans le tunnel d'Ait Yahia Mousa, vue de près.

**II.7.Conclusion :**

Pour relie la wilaya de TIZI OUZOU à l'autoroute EST-OUEST, 2 tunnel sont en cours de réalisation, cette étude s'intéresse au tunnel d'Ait Yahia Moussa, ce dernier traverse des couches de métagranite, selon les sondages effectués. Vu les caractéristiques de la roche une étude de classification et de choix du soutènement fera l'objet du chapitre prochain.

# CHAPITRE III: PREDIMENSIONNEMENT DU SOUTÈNEMENT.

## III.1.Introduction

Au stade des études préliminaires, les ouvrages souterrains sont fréquemment dimensionnés à partir des classifications des massifs rocheux. Il existe de nombreuses méthodes appelées méthodes empiriques et semi-empiriques; celles-ci se basent sur différents paramètres géotechniques, ainsi c'est le choix de ces paramètres et la façon de les utiliser pour le dimensionnement de l'ouvrage qui font la différence entre une méthode et une autre.

Actuellement, les méthodes empiriques et semi-empiriques les plus utilisées sont :

- Méthode de TERZAGHI
- Méthode de LAUFFER
- Méthode de BIENIAWSKI
- Méthode de N. BARTON
- Recommandations de l'AFTES. (Association française des tunnels et des études souterrains).

On se limitera à étudier le tronçon entre le portail d'entrée et le PK:21+180 dont leurs caractéristiques géotechniques sont données dans le tableau.

Tableau III.1:Paramètres géotechniques du tronçon.

Résistance uniaxiale (MPa)	5
Poids volumétrique unitaire ( $\text{kN/m}^3$ )	26
Cohésion $c$ (kPa)	148
Angle de frottement interne $\varphi$ (°)	46
Module de Déformation $E_m$ (MPa)	340
H (épaisseur de la couverture m)	35

### III.1.1. Méthode de TERZAGHI

TERZAGHI suppose qu'une certaine quantité de roche ou de sol se décomprime et a tendance à converger vers le tunnel sous l'effet de la gravité.

Cette méthode permet de calculer la charge active verticale descendante en voute du tunnel par une formule analytique suivante ;

$$\sigma = \left( \frac{\gamma B - 2C}{2K \cdot \tan(\varphi)} \right) \cdot \left( 1 - e^{-K \tan(\varphi) \cdot \frac{2K}{B}} \right)$$

Tel que :

**B** : largeur du prisme proposé par TERZAGHI

$$B = b + 2H_t \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Tel que :

**C** : Cohésion de terrain,

$\varphi$  : Angle de frottement interne,

**H** : La couverture.

**H<sub>p</sub>** : Hauteur de terrain décomprimé au-dessus de la voute,

**H<sub>t</sub>** : Hauteur du tunnel.

**Q** : La surcharge de terrain + la surcharge en surface,

**B** : largeur du tunnel,

**K** : Coefficient des terres au repos variant de 1 à 1,5. Pour une hauteur correspondante à B, k=1.

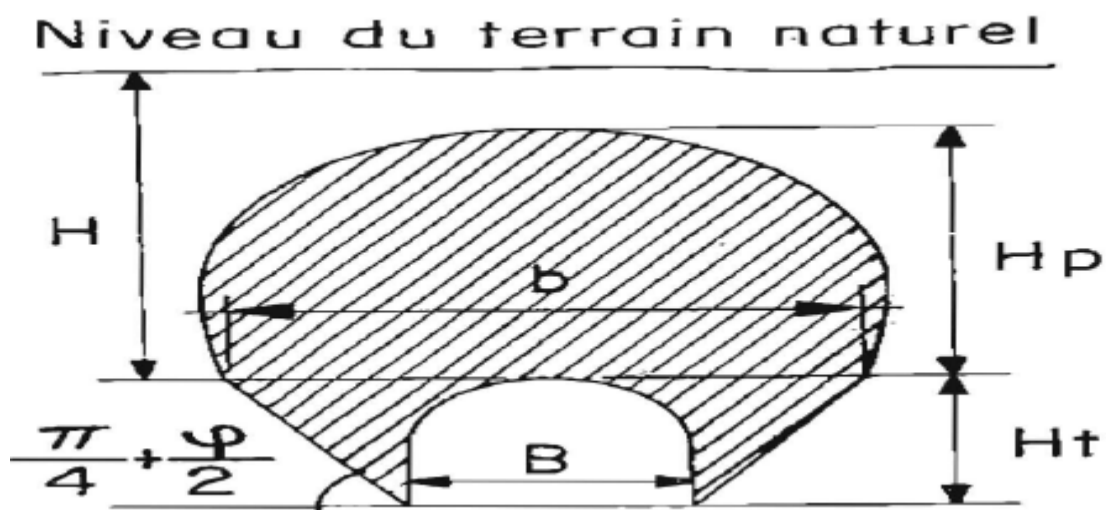


Figure III.1 : Répartition des charges selon la théorie de TERZAGHI.

La largeur de la voûte de décharge B est calculée en fonction de la hauteur et de la largeur de l'excavation :

$$B = 16,3 + 2 * 12,13 * \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{26}{2}\right)$$

$$B = 22,25$$

$$C = 148 \text{ Kpa}$$

$$\gamma = 26 \text{ KN/m}^3$$

$$\varphi = 46$$

La charge verticale

$$\sigma = \left(\frac{26*22,25 - 2*148}{2*1*\tan(46)}\right) \cdot \left(1 - e^{-1 \tan(46) * \frac{2*1}{22,25}}\right)$$

$$\sigma = 131,15 \text{ Kpa}$$

### III.1.2. Méthode de LAUFFER :

#### III.1.2.1.Principe

En 1958, LAUFFER apporta une amélioration importante à ce type de méthodes. La classification du terrain qu'il propose considère deux paramètres fondamentaux pour la conception d'un ouvrage souterrain, à savoir:

- La portée active, c'est-à-dire la plus petite des longueurs suivantes que l'on peut laisser sans soutènement :
  - Soit la dimension maximale de l'excavation
  - Soit la distance entre le front de taille et le soutènement
- Le temps de tenue du terrain sur cette portée.

La classification des ouvrages souterrains dans cette méthode est basée sur un certain nombre de paramètres quantifiables, le paramètre le plus utilisé est l'indice de carottage modifié RQD (rock quality designation).

#### III.1.2.2. L'indice RQD (Rock Quality Designation)

Le (RQD) a été développé par Deere et al(1967) afin de donner une estimation quantitative de la fracturation influençant le comportement de la masse rocheuse à partir de l'examen de carottes obtenues par des forages. Le RQD est défini comme le pourcentage de morceaux intacts de longueur supérieure à 10 cm, sur la longueur totale du forage.

$$RQD = \frac{\sum \text{longueur des morceaux intacts} > 10}{\text{longueur totale du forage}} * 100$$

Le type de soutènement est donné en fonction du RQD et de la portée du tunnel,

Pour le cas étudié, la portée de tunnel est B=16,3m et d'après le rapport de sol le RQD pour le tronçon est <12% donc La roche est de classe V (très médiocre) et d'après la figure suivante :

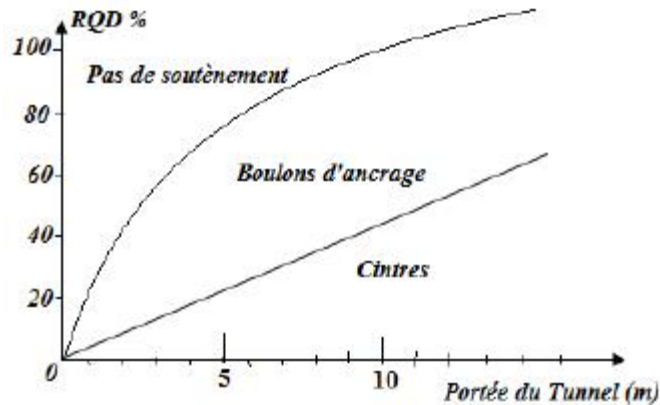


Figure III-2 : Type de soutènement en fonction de RQD. Et de la portée du tunnel (D'après LAUFFER).

Le type de soutènement qui sera adopté d'après la classification de LAUFFER est les cintres.

### III.1.3. Méthode de BIENIAWSKI

Bieniawski a publié en 1976, les détails d'une classification des masses rocheuses intitulée **RMR** (the Rock Mass Rating). Depuis la version originale, certaines modifications ont été apportées. Les versions 1976 et 1989 sont les plus couramment utilisées.

La classification de Bieniawski prévoit l'évaluation de différents paramètres, puis une note est attribuée pour chaque paramètre en fonction de sa valeur. La somme de ces notes détermine la valeur du RMR, qui peut varier entre 0 et 100.

Pour classer les roches, il a utilisé cinq paramètres suivants:

- La résistance à la compression simple,
- Le RQD,
- L'espace des joints,
- La nature des joints,
- Les venues d'eau.

Chaque paramètre reçoit une note, pour aboutir par addition à une note globale caractérisant la qualité de la roche, et le temps pendant lequel une excavation est stable sans soutènement,

pour l'addition de notes des différents paramètres, et ajustement pour tenir compte de l'orientation des fractures on suit les tableaux suivants :

Tableau III.2: Paramètres de classification des roches.

Paramètres			Coefficients						
1	Résistance de la roche	Indice de franklin Is	>10 MPA	4-10 MPA	2-4 MPA	1-2 MPA	Indice Franklin non Utilisable (MPA)		
		Résistance à la compression	> 250 MPA	100-250 MPA	50-100 MPA	25-50 MPA	5-25	1-5	<1
	Note	15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD		90-100	75-90	50-75	25-50	< 25		
	Note		20	17	13	8	3		
3	Espacements des joints		>2m	0,6- 2m	200-600mm	60-200mm	<60mm		
	Note		20	15	10	8	5		
4	Nature des joints		Surfaces très rugueuses non continus. En pontes en contact. Epontes non altérées	Surface légèrement rugueuses. Epaisseur <1 mm. Epontes non altérées	Surface légèrement rugueuses. Epaisseur < 1mm. Epontes altérées	Surface lustrées ou remplissage < 5mm Joints Continus	Remplissage mou > 5mm où joints ouverts > 5mm joints continus		
			Note	30	25	20	10	0	
5	Vennes d'eau	Débit sur 10m	Aucun venu d'eau	< 10	10- 25 l/min	25-125 l/min	>125 l/min		
		Pression d'eau contrainte principale	0	< 0.1	0.1 – 0.2	0.2 – 0.5	>0.5		
	Hydrogéologie	Complètement sec	Humide	Suintement (eau interstitielle)	Pression d'eau modérée	Problèmes sérieux de venues d'eau			
	Note	15	10	7	4	0			

Tableau III.3: Note d'ajustement pour l'orientation des joints

Direction perpendiculaire à l'axe du tunnel				Direction parallèle à l'axe du tunnel		
Creusement du tunnel dans le sens du pendage		Creusement du tunnel dans le sens inverse du pendage		Pendage 45 – 90°	Pendage 20 – 45°	Pendage 0 – 20°
Pendage 45 – 90 °	Pendage 20 – 45°	Pendage 45 – 90°	Pendage 20 – 45°			
Très favorable	Favorable	Moyen	défavorable	Très défavorable	moyen	défavorable
Orientation des joints	Très favorable	Favorable	Moyen	défavorable	Très défavorable	
Note d'ajustement	0	-2	-5	-10	-12	

- Étant donné que la valeur de résistance de pression uniaxe pour l'unité située au niveau du tunnel est 5 MPa, et que la valeur d'indice de qualité du rocher (RQD) pour l'unité est environ 12 %.
- Concernant les caractéristiques de discontinuité pour l'unité :
  - l'écart de discontinuité entre 200-600 mm,
  - la discontinuité est 3-10 m,
  - l'écart de discontinuité est 0.1-1.0 mm,
  - les surfaces de discontinuité sont faible rugueux,
  - les discontinuités sont moyen désintégrés,
  - l'état de l'eau souterraine étant donnée qu'elle est considérée mouillé.

Tableau III.4: Classification de RMR pour l'unité constatée au niveau du Tunnel

A	Paramètre	Valeur/Définition	Note
1	Résistance à la compression uniaxiale (MPa)	5	2
2	Indicateur de qualité de roche (RQD %)	12	3
3	Espacement des discontinuités (mm)	200-600	10
4	Condition des discontinuités		

	Continuité	3-10	2
	Ouverture	0.1-1.0 mm	4
	Rugosité	faible rugueux	3
	Remblai	Non	6
	Degré d'altération	moyen altérée	3
5	Condition d'eau souterraine	Mouillé.	10
<b>RMR Principal</b>			<b>43</b>
B	Orientation des Discontinuités	Moyen	-5
<b>RMR Définitif</b>			<b>38</b>

Le sens des discontinuités étant droit par rapport à l'inclinaison, la valeur du RMR Final est calculée à 38 en déduisant 5 points de la valeur du RMR de Base en prenant la condition d'inclinaison entre 45-90'. En tenant compte la valeur RMR Final, elle est définie comme une Roche Faible IV dans la classification RMR.

Tableau III.5: Classe de la roche en fonction de RMR

Note globale RMR	100 – 81	80 – 61	60 – 41	40 – 21	< 20
Qualité du rocher	Très bon Rocher	Bon Rocher	Rocher moyen	Rocher médiocre	Rocher très médiocre
Classe de la roche	I	II	III	IV	V
Temps de tenu moyen	20 ans pour 15m de portée	1 an pour 10m de portée	1 semaine pour 5m de portée	10 heures pour 2.5m de portée	30min pour 1m de portée
Cohésion du massif (KPa)	>400	300-400	200-300	100-200	<100
Angle de frottement du massif (°)	>45	35-45	25-35	15-25	<15

On a un  $RMR = 38$  (21-40) donc la roche est de classe IV c'est une mauvaise roche. Donc c'est un terrain de faible caractéristiques géomécaniques.

**Soutènement recommandé** : En utilisant le tableau des soutènements recommandés par BIENIAWSKI en fonction du RMR on trouve :

Tableau III.6: Soutènement propose par BIENIAWSKI

La classe de la roche	Type de soutènement						
	Boulons d'ancrages		Béton projeté			Cintres métalliques	
	Espacement	Complément d'ancrage	Voûte	Piédroits	Complément de soutènement	Type	Espacements
IV	0.5 m – 1 m	Treillis soudé + 30/50 mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150mm	100mm	treillis et boulons de 1.5 à 3m d'espacement	Cintre moyen + 50mm de béton projeté	0.7 m – 1.5m

### III.1.4. Méthode de BARTON

#### III.1.4.1. Principe

A partir de l'analyse de plus de 200 cavités souterraines (principalement des tunnels routiers et hydroélectriques), Barton, Lien et Lunde du Norwegian Geotechnical Institute (NGI), ont proposé un indice pour la détermination de la qualité d'un massif rocheux en vue du percement d'un tunnel.

#### III.1.4.2. Calcul de l'indice de qualité

La valeur de ce coefficient Q est déterminé par 6 paramètres de la façon suivante (Hoek et Brown, 1980; Baroudi, 1988; Bouvard et al, 1988) :

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF}$$

- **RQD** : Rock Quality Designation.
- **J<sub>n</sub>** : indice de familles principales de discontinuités
- **J<sub>r</sub>** : caractérise la rugosité des faces des joints.
- **J<sub>a</sub>** : définit le degré d'altération des joints (épaisseur du joint et nature du matériau de remplissage).

- **Jw** : spécifie les conditions hydrogéologiques : importance des venues d'eau et pression.
- **SRF** : (Stress Reduction Factor) précise l'état des contraintes dans le massif.

L'indice Q peut varier de 0.001 à 1000. Les Q sont regroupés en 9 classes, chaque classe correspond à une qualité du massif rocheux.

### III.1.4.3. Détermination du mode de soutènement :

Afin de pouvoir relier l'indice Q à des recommandations de soutènement dans les ouvrages souterrains, Barton & al ont défini une grandeur supplémentaire qui est la dimension équivalente  $D_e$  de l'excavation:

$$D_e(m) = \frac{B}{ESR}$$

$D_e$ : Dimension équivalente de l'ouvrage,

**ESR**: (Excavation Support Ratio) étant un facteur dépendant de la finalité de l'excavation, autrement dit, du degré de sécurité recherché pour la stabilité.(ESR=1,3 ;cas d'un tunnel routier).

**B** : Largeur du tunnel,(B=16,3).

Tableau III.7:le coefficient ESR pour divers ouvrages souterrains.

Nature de l'ouvrage		ESR	N
A	Galerie temporaires de mines	Environ 3,5	2
B	Puits verticaux : - Section circulaire ; - Section rectangulaire/ carrée.	Environ 2,5	0
C	Galerie permanentes de mines, galerie hydrauliques d'aménagements hydro-électrique (à l'exclusion des galeries à forte charge), galeries pilotes, etc.	1,6	83
D	Salles de stockages, usines de traitement d'eau, tunnels secondaires routiers et ferroviaires, cheminées d'équilibre, galeries d'accès, etc.	1,3	25
E	Usines électriques, principaux tunnels routiers et ferroviaires, abris atomiques, entrées en galeries, etc.	1	79
F	Usines nucléaires, gares ferroviaires, aménagements sportifs ou publics, installations industrielles, etc.	Environ 0,8	2

Tableau III.8: Paramètres relatifs au système de classification Q pour l'unité constatée au niveau du Tunnel [A. BOUVARD 1992; ]

Paramètre	Valeur/Définition	Note
RQD : Indicateur de Qualité de Roche	A. Très faible	12
Jn : Nombre de famille de joints	H. Quatre ou plus de lot de joints	15
Jr : Valeur de rugosité de joint	E. Planaire rugueux ou irrégulier	1.5
Ja : Valeur d'altération de joint	H. Pas de changement sur la surface du joint, seulement enduit de surface	1
Jw : Facteur de réduction d'eau du joint	A. Apport partiel d'eau	1
SRF : Facteur de réduction de pression	O. Conditions de tension moyenne	1

$$Q = \frac{12}{15} \cdot \frac{1,5}{1} \cdot \frac{1}{1} = 1,2$$

$$D_e(m) = \frac{B}{ESR} = \frac{16,3}{1,3} = 12,53$$

D'après les descriptions de 38 différentes catégories de soutènement envisagées par BARTON on peut tirer la catégorie de la roche en fonction de Q et De calculé l'aide de l'abaque.

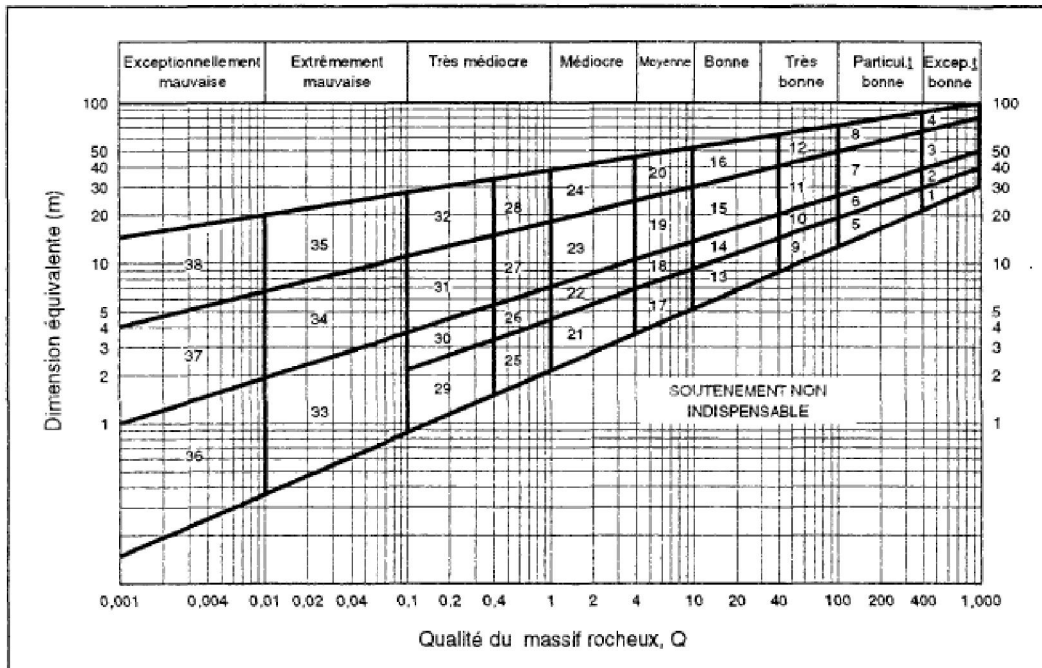


Figure III-3 :Classification de BARTON relation entre Q,  $D_e$  et les catégories de soutènement

D’après la Figure III-3 : le massif est de catégorie 23. le soutènement qui est proposé [D’après A. BOUVARD 1992] sont des boulons d’ancrages de différentes longueurs avec une voûte en béton (ép. 25 à 40 cm)

### III.1.5. Recommandations de L’AFTES

L’AFTES a établi des recommandations pour une description des massifs rocheux qui s’inspire des définitions proposées par la SIMR (Société Internationale de Mécanique des Roches). L’AFTES a également établi des recommandations relatives au choix du type de soutènement. Pour chaque critère de classification et pour tous les types de soutènement, un tableau indique en fonction de la valeur du paramètre qui caractérise le critère en question, chacun des critères doit permettre de sélectionner le type de soutènement le plus approprié.

Dans le cas de cette roche la classe est en fonction de la résistance en compression uniaxiale (AFTES, 1993)  $\sigma_c = 5\text{Mpa}$  donc catégorie R5a.

Tableau III.9:classification de la roche selon la résistance à la compression. Et le tableau suivant nous aide à tirer le soutènement recommandé

Catégorie	Désignation	Exemples	RC (Mpa)
R1	Roche de résistance très élevée	Quartzites et basaltes de résistance élevée	> 200
R2a	Roche de résistance élevée	Granits très résistants, porphyres, grès et calcaires de très haute résistance	200 à 120
R2b		Granits, grès et calcaires de très bonne tenue ou légèrement	
R3a	Roche de résistance moyenne	dolites, marbres, dolomies, conglomérats compacts Grès ordinaires, schistes siliceux ou grès schisteux, gneiss	120 à 60 60 à 40
R3b		Schistes argileux, grès et calcaires de résistance moyenne,	
R4	Roche de faible résistance	marnes compactes, conglomérats peu consistants Schistes ou calcaires tendres ou très fracturés, gypses, grès très fracturés ou marneux, poudingues, craie	40 à 20 20 à 6
R5 a		Marnes sableuses ou argileuses, sables marneux, gypses ou craies altérées	
R5b	Roche de très faible résistance et sols cohérents consolidés	Alluvions graveleuses, sables argileux normalement consolidés	< 0,5
R6a		Marnes altérées, argiles franches, sables argileux, limons fins	
R6b	Sols plastiques ou peu consolidés	Tourbes silts et vases peu consolidés, sables fins sans cohésion	

Tableau III.10: choix du type de soutènement d'après l'AFTES (group de travail N° 7).

Comportement mécanique	pas de soutènement	Béton projeté	Bouillons			Cintres		Voissoirs		Tubes préfabriqués	Boulons en pression d'air	Procédés spéciaux		
			à ancrage percutoire	à ancrage rigide	barres forçées	lourds	légers ou légers	à ancrage métallique	à ancrage bois			injection	air comprimé	congrégation
R1	•		•					×	×	×		×	×	
R2a	•		•					×	×	×		×	×	
R2b		•	•	•				×	×	×		×	×	
R3a		•	•	•			•	×	×	×		×		
R3b		•	•				•	×	×	×				
R4	×	•	×			•								
R5a	×	•	×			•								
R5b	×	•	×	×		•	•	•	•	•	•			
R6a	×	×	×	×	×	Ent	Ent	Ent	Ent	•	•			
R6b	×	×	×	×	×	Ent	Ent	Ent	Ent	•	•		•	

- soit particulièrement recommandé (nettement favorable),
- soit possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorables (plutôt favorable),
- soit très mal adapté bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable),
- soit en principe impossible (nettement défavorable).

D'après l'AFTES, pour  $\sigma_c = 5Mpa$  la catégorie de la roche est R5a, pour cette catégorie, le soutènement adéquat est le béton projeté plus cintres métalliques.

### III.2. SOUTÈNEMENT PROVISOIR:

Le creusement d'un tunnel nécessite généralement la mise en place d'un soutènement d'importance variable selon la nature du terrain, la dimension de l'excavation et la méthode utilisée.

La phase du soutènement provisoire est une étape principale dans le processus de réalisation des tunnels, car il permet d'assurer :

- ✓ la sécurité du personnel travaillant dans le tunnel,
- ✓ la stabilité des parois de celle-ci dès la phase d'abattage du terrain et, nécessaire, d'en limiter les déformations,
- ✓ la protection du terrain dans le cas où celui-ci est susceptible de subir une évolution défavorable (altération, déconsolidation, etc...) après ouverture, conduisant à une diminution inacceptable de ses caractéristiques.

Le type de soutènement (les moyens utilisés et leur quantité), la zone et le moment de la mise en œuvre sont définis en fonction des exigences de la sécurité du travail, du comportement probable du massif déterminé soit par calcul, soit sur la base de l'expérience ou de mesures, ainsi que des contraintes pratiques d'exécution.

#### III.2.1.TYPES DE SOUTÈNEMENT PROVISOIR PROPOSES :

Pour le tunnel étudié, d'après l'étude précédente, la galerie nécessite un soutènement constitué de cintres associés au béton projeté armé d'un treillis soudé.

On prend des Cintres métalliques HEB-180 + béton projeté (de 10 à 25 cm d'épaisseur) + treillis soudé.

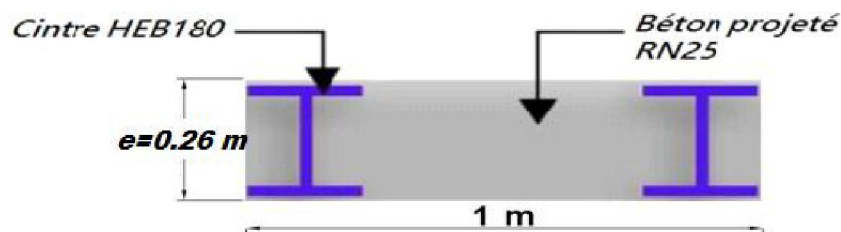


Figure III-4 : le soutènement avec cintre et béton projeté.

#### III.2.1.1. MATERIAUX UTILISEES DANS LE SOUTÈNEMENT PROVISOIR:

- **Béton projeté :**
  - Béton projeté C25/30,
  - Poids volumique :  $c=25\text{ KN/m}^3$ ,
  - Résistance à la compression :  $f_{c28} = 25\text{ Mpa}$ ,

- Résistance à la traction :  $f_{t28} = 2.6 \text{ Mpa}$ ,
- Module d'Élasticité :  $E = 12000 \text{ Mpa}$  (béton projeté).

- **Types de treillis soudé :**
  - Treillis soudé 150\*150\*8mm FeE500
- **Cintre métallique :**

Tableau III.11: Les propriétés du cintre utilisé.

type	Section (mm <sup>2</sup> )	Inertie, y (mm <sup>4</sup> )	Inertie, z (mm <sup>4</sup> )	Module de Young (GPa)	coefficient de Poisson
HEB-180	6525	3.831E+7	1.363E+7	210	0.2

Tableau III.12: Caractéristiques mécaniques des trois principales nuances.

Nuance	Limite d'élasticité minimale $f_y$ (Mpa) Epaisseur nominale e (mm)						résistance mini à la traction $f_u$ (Mpa)	
	e≤16	e>16 e≤40	e>40 e≤63	e>63 e≤80	e>80 e≤100	e>100 e≤150	e≤3	e>3 e≤100
S235	235	225	215	215	215	195	360	340
S275	275	265	255	245	235	225	430	410
S355	355	345	335	325	315	395	510	490

### III.2.2. CALCUL DE LA PORTANCE MAXIMALE DU CINTRE :

La portance du cintre est calculée par la relation suivante :

$$P_{cinture} = \frac{f_u \cdot A}{R \cdot \alpha}$$

Tel que :

R: Rayon équivalent du tunnel,

$\alpha$ : Distance entre les cintres,

A: Section du profilé.

#### ➤ La portance de cintre HEB-180 :

R= 8,15m

A=652500m<sup>2</sup>

$\alpha = 1 \text{ m}$  (Recommandé par **BIENIAWSKI** (mauvaises roches)),

$$\rightarrow p_{cintre} = \frac{490 \cdot 652500}{8,15 \cdot 1} = 392,30 \text{ Kpa}$$

$p_{cintre} > \sigma = 131,15 \text{ Kpa}$  (Calculé par la méthode de TERZAGHI)

Après vérification on opte pour le soutènement HEB-180 avec un espacement des cintres de **1 m**.

### III.2.3.CALCUL DES CARACTERISTIQUES DE LA SECTION EQUIVALENTE DU SOUTÈNEMENT:

#### III.2.3.1.Calcul de la section équivalente (cintre + béton projeté) :

Le béton projeté et le profile HEB seront modélisés en une section équivalente qui aura un module d'élasticité équivalent  $E_{eq}$  et une épaisseur équivalente  $e_{eq}$  qui doivent être calculés. Le calcul sera effectué sur une section de **1m x ex**.

##### ▪ Les caractéristiques mécaniques du béton projeté :

- La rigidité à la compression EA du béton projeté :

Épaisseur du béton projeté proposé  $e_{bp}=25\text{cm}$

$$E = 12000 \text{ Mpa}$$

$$A = 0,25 * 1 = 0,25 \text{ m}^2$$

$$EA = 3 * 10^6 \text{ KN}$$

- La rigidité à la flexion EI du béton projeté :

- Moment d'inertie  $I = \frac{L e_{bp}^3}{12}$

$$I = \frac{1 * 0,25^3}{12} = 1,30 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$EI = 12000 * 1,30 * 10^{-3} = 15625 \text{ KN} \cdot \text{m}^2$$

##### ▪ Les caractéristiques mécaniques de cintre (HEB-180) :

- La rigidité à la compression EA :

$$E = 210000 \text{ Mpa}$$

$$A = 6525 * 10^{-6} \text{ m}^2$$

$$EA = 1,35 * 10^6 \text{ KN}$$

- La rigidité à la flexion EI :

$$I = 3,831 * 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$EI = 210000 * 3,831 * 10^{-5} = 8045, 1 \text{ KN} \cdot \text{m}^2$$

#### ➔ Combinaison :

- La rigidité à la compression  $EA_{eq} = \sum EA_i$

$$EA_{eq} = EA_{b\acute{e}ton} + EA_{cintre} = 3 * 10^6 + 1,35 * 10^6 = 4,35 * 10^6 \text{ KN}$$

- La rigidité à la flexion  $EI_{eq} = \sum EI_i$

$$EI_{eq} = EI_{b\acute{e}ton} + EI_{cintre} = 15625 + 8045,1 = 23670,1 \text{ KN.m}^2$$

- La détermination de  $E_{eq}$  et  $e_{eq}$  :

On a :

$$EA_{eq} = E_{eq} * A_{eq} \quad \text{avec} \quad A_{eq} = e_{eq} * 1\text{m}$$

$$EI_{eq} = E_{eq} * I_{eq} \quad \text{avec} \quad I_{eq} = \frac{L e_{eq}^3}{12}$$

Alors

$$EA_{eq} = 4,35 * 10^6 \text{ KN}$$

$$EI_{eq} = 23670,1 \text{ KN} * \text{m}^2$$

Après le calcul :

Le module de déformation équivalent  $E_{eq} = 17923,28 \text{ Mpa}$

L'épaisseur équivalente  $e_{eq} = 0,26 \text{ m}$

Tableau III.13: Caractéristiques mécaniques de la section équivalente de soutènement.

	Cintre	B.Projeté	combinaison	$E_{eq}$ (Mpa)	$e_{eq}$ (m)
EA (KN)	$1,35 * 10^6$	$3 * 10^6$	$4,35 * 10^6$	17923,28	0,26
EI (KN.m <sup>2</sup> )	8045, 1	15625	23670,1		

- Les treilles soudés ont été négligée dans l'homogénéisation car leur rigidité est très petite par rapport à la rigidité du Béton.

### III.3.Conclusion

Dans ce chapitre, sont cernées les différentes méthodes empiriques reconnues pour leurs applications dans des contextes différents (natures des sols), pour cela chacune de ces méthodes a ses conditions d'application, chose qui a permis de faire un commentaire à chacune d'elles.

La première est celle de TERZAGHI qui a permis de calculer la charge vertical descendante en voute, d'après LAUFFER a donné le choix des cintres. BIENAWSKI donne une très grande importance au calcul du **RMR** (the Rock Mass Rating) pour envisager un soutènement selon la classe trouvée.

La méthode de BARTON s'étale un peu plus sur la structure interne du sol encaissant pour calculer l'indice de qualité Q afin de catégoriser le soutènement adéquat, et l'AFTES fait une classification en fonction de la résistance en compression uniaxiale pour pouvoir employer les différents soutènements en concluant leur catégories.

Après analyse de ces résultats, après vérification de la portance et par constatation de la lithologie de site ainsi la méthode de creusement qui a été employée, le soutènement qu'on a proposé est des cintres métallique et béton projeté avec un complément de treillis soudés.

# CHAPITRE IV : CALCUL PAR LA METHODE CONVERGENCE CONFINEMENT.

## IV. 1. Introduction :

Le calcul analytique de l'interaction entre le massif excavé et son soutènement est abordé par la méthode dite convergence-confinement.

Cette méthode développée dans les années 1970, permet d'analyser l'interaction entre le massif et le soutènement par opposition aux anciennes méthodes qui remplaçaient le massif par un système de charges agissant sur le soutènement ou qui ne considéraient pas les phases d'excavation.

La méthode convergence confinement permet de se ramener à un calcul bidimensionnel en déformation plane dans un plan perpendiculaire à l'axe du tunnel, en supposant que tout se passe comme si la convergence était due à la diminution d'une pression de soutènement fictive avec l'éloignement du front de taille.

**IV.1.1. Convergence**, la convergence d'une section d'un tunnel suivant une direction est le déplacement relatif des deux points opposés du parement dans cette direction au fur et à mesure de l'avancement du front de taille.

**IV.1.2. Le confinement**, est la pression radiale qui s'applique sur le pourtour de l'excavation, en présence d'un soutènement. Il constitue en quelque sorte le chargement du soutènement. On parle aussi de déconfinement, mais pour le terrain. Il s'agit de la décompression causée par la présence du tunnel. Ce déconfinement s'amorce bien en avant du front (un diamètre environ).

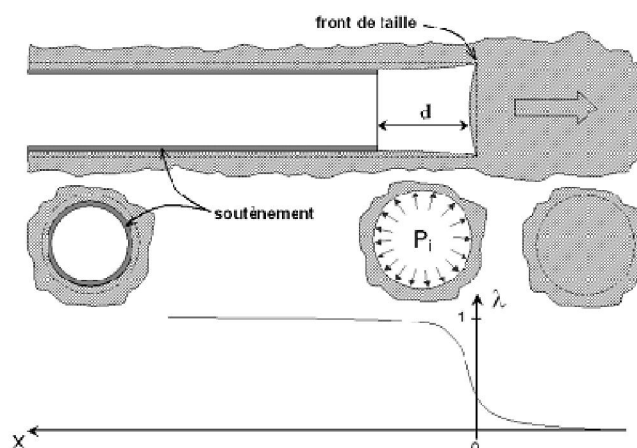


Figure IV.1. : Convergence-confinement.

Si elle sacrifie la géométrie de l'ouvrage, l'anisotropie de comportement mécanique éventuelle et l'anisotropie de contraintes géostatique (symétrie de révolution de ces conditions autour de l'axe de la galerie), elle permet de tenir compte de facteurs jugés plus importants sur l'équilibre final du complexe roche-soutènement, à savoir :

- La déformabilité du terrain, notamment son comportement après la rupture et dans le temps,
- La raideur du soutènement,
- La déformation que le massif rocheux a déjà atteinte lors de la mise en place du soutènement,

#### IV. 2. Hypothèses de la méthode :

- Hypothèse des déformations planes,
- Hypothèse d'isotropie des contraintes initiales ( $K_0 = 1$ ) et d'isotropie du massif.

La cavité étudiée a une forme cylindrique.

#### IV. 3. PRINCIPE GENERAL DE LA METHODE :

Considérons une section plane d'un terrain dans lequel on souhaite creuser une galerie circulaire. Ce terrain est soumis à une contrainte naturelle correspondant à un état initial isotrope . Le déplacement radial des parois de la galerie non encore excavée est évidemment nul.

Afin de modéliser une galerie, il est supposé, que cette dernière est remplie d'un liquide à une pression  $P_i$  correspondant à l'état initial isotrope  $P$ .

##### IV. 3. 1. Comportement du massif

En diminuant la pression, on provoque un déplacement radial  $u$  correspondant à la décompression du massif. Cette pression est diminuée depuis la valeur jusqu'à la pression nulle. Dans un premier temps, le comportement du terrain est élastique linéaire et la courbe de pression déplacement est linéaire. Dans un second temps, lorsque le critère de résistance du matériau du massif est atteint sur les parois de la cavité, une zone décomprimée apparaît autour du tunnel. Elle s'étend vers l'intérieur du massif au fur et à mesure que la pression  $P_i$  décroît. La courbe est appelée courbe caractéristique du massif excavé.

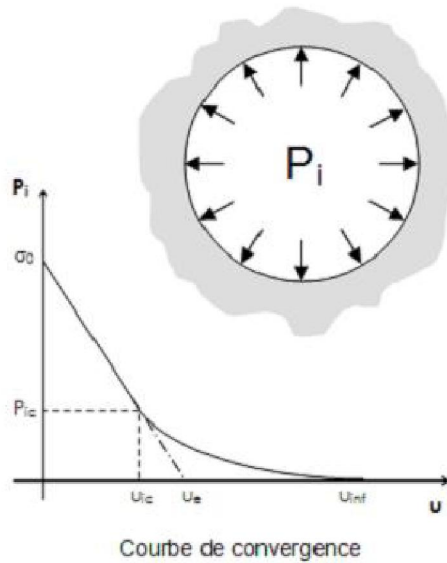


Figure IV.2 : Comportement du massif (déchargement).

**IV. 3. 2. Comportement du soutènement :**

Avec le même système d'axes, est aussi représenté le déplacement radial du soutènement en fonction de la pression extérieure qui lui est appliquée. Sa courbe caractéristique est une droite, si son comportement est supposé élastique linéaire. Son origine est décalée de la valeur pour tenir compte de la convergence qui s'est déjà produite lors de sa mise en place.

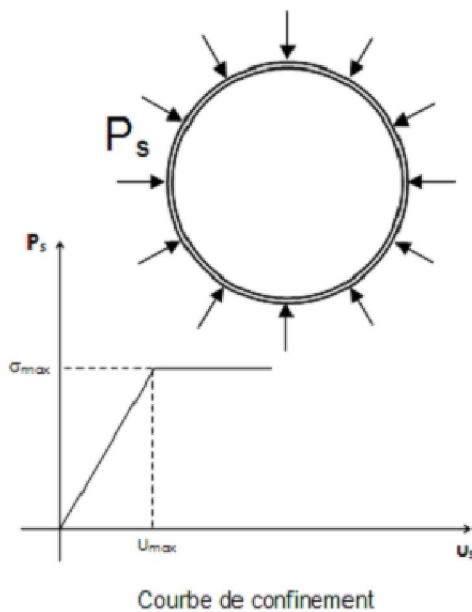


Figure IV.3 : Comportement du soutènement (chargement) :

**IV. 3. 2. L'équilibre final :**

Qui permet de déterminer la pression de soutènement, en superposant les deux courbes caractéristiques sur un même graphique. Le point d'intersection  $i$  définit alors le point d'équilibre.

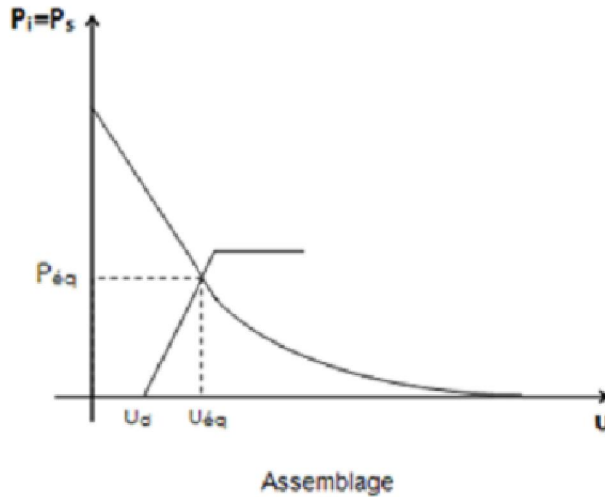


Figure IV.4 : Equilibre final (assemblage terrain + soutènement).

#### IV. 4. ETAPES DE CALCUL :

La méthode comporte quatre étapes :

- **Première étape** : Courbe caractéristique du terrain.
- **Deuxième étape** : Convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement.
- **Troisième étape** : Courbe caractéristique de soutènement.
- **Quatrième étape** : Equilibre final.

##### IV. 4.1. Courbe caractéristique du terrain (la courbe de convergence) :

La courbe de convergence est la courbe donnant la valeur du déplacement en paroi en fonction de la pression fictive  $P_i$ , et en l'absence de soutènement. Il s'agit d'une courbe  $\mu$  paramétrique (de paramètre(x)) qui est représenté sur un graphe  $(P_i, \mu)$ .

##### Les données :

R : Rayon de l'excavation ;

E : Caractéristiques de rupture du terrain ;

$\nu$  : Coefficient de poisson ;

C : Caractéristiques de rupture du terrain (ou  $R_c$  et  $K_p$ );

$\varphi$  : Angle de frottement ;

$\gamma$  : Poids volumiques du rocher dans la zone décomprimée ;

$\sigma_0$  : Contrainte initiale de massif.  $\sigma_0 = \sum \gamma h + q$

**Tel que :**

$R_c$  : la résistance en compression simple des terrains,

$$R_c = \frac{2C \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = 2C \tan \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$K_p$  : Coefficient de butée

$$K_p = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

#### IV. 4.1.1. Etapes de calcul :

- Si  $\sigma_0 \leq \frac{R_c}{2}$  : le comportement est élastique et le creusement n'entraîne pas de déformations plastiques.

Calcul du déplacement à la paroi pour une pression de soutènement nul.

$$u_0 = \frac{(1+\nu) \cdot \sigma_0 \cdot R}{E}$$

La courbe caractéristique est une droite passant par les deux points de coordonnées :

$$\begin{cases} P = \sigma_0 \\ u = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} P = 0 \\ u_0 = \frac{(1+\nu) \cdot \sigma_0 \cdot R}{E} \end{cases}$$

- Si  $\sigma_0 \geq \frac{R_c}{2}$

Calcul de la pression d'apparition de la zone en état limite de rupture  $P_a$  du taux de déconfinement  $\lambda_a$  et des déplacements à la paroi  $u_a$  correspondant.

$$P_a = \sigma_0 (1 - \sin \varphi) - C \cos \varphi = \left( \sigma_0 - \frac{R_c}{2} \right) \frac{2}{K_p + 1} = \left( \sigma_0 - \frac{R_c}{2} \right) (1 - \sin \varphi)$$

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0} = \sin \varphi + \frac{c}{\sigma_0} \cos \varphi = \frac{K_p - 1 + \frac{R_c}{\sigma_0}}{K_p + 1}$$

$$u_a = \lambda_a * u_0$$

Lorsque les caractéristiques du terrain évoluent avec le temps, on trace deux courbes enveloppes, l'une avec les caractéristiques à court terme du terrain, l'autre avec les caractéristiques à long terme.

→ Pour  $P_a < P < \sigma_0$  la courbe caractéristique est un segment de droite.

→ Pour  $P < P_a$  calcul de la courbe point par point selon la loi de comportement choisie.

Pour trace la courbe caractéristique du terrain ( $P_\lambda = f(U_\lambda)$ ) les équations suivantes seront utilisées [A. BOUVARD; 1992]

$$P(\lambda) = (1 - \lambda)\sigma_0$$

$$U(\lambda) = \frac{1+\nu}{E} \lambda_a \sigma_0 \frac{1}{1+\alpha} \left[ 2 \left( \frac{R_p(\lambda)}{R} \right)^{1+\alpha} - 1 + \alpha \right] R$$

$$\frac{R_p(\lambda)}{R} = \left[ \frac{2}{K_p + 1} * \frac{(K_p - 1)\sigma_0 + R_c}{(1 - \lambda)(K_p - 1)\sigma_0 + R_c} \right]^{\frac{1}{K_p - 1}}$$

Tel que :

$\alpha$ : Coefficient de dilatation.

→  $\alpha = 1$  La déformation plastique se produit à volume constant.

→  $\alpha > 1$  Il se produit par dilatance une augmentation de volume.

$R_p$  Rayon plastique.

#### IV. 4.1.2. Convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement

Cette valeur donne le point de départ de la courbe caractéristique du soutènement :

$$u_{s_0} > 0,265 u_0$$

#### IV. 4.2. Courbe caractéristique du soutènement :

Il faut déterminer la raideur du soutènement choisi et la pression maximale de soutènement (état limite admissible ou état limite de rupture) pour déterminer le déplacement  $U$  puis tracer la courbe.

Dans le cas de béton projeté :

- Raideur du béton projeté :

$$K_b = \frac{E_b e}{(1-\nu^2)R}$$

- La pression maximale du béton projeté :

$$P_b^{max} = \frac{\sigma_b^{max} \cdot e}{R}$$

- Le déplacement :

$$U_b = \frac{P_b^{max} \cdot R}{K_b}$$

Tel que :

$E_b$  : Module de Young du béton projeté= 12000Mpa

$e$  : Épaisseur

$R$  : rayon du tunnel.

$\nu$  : coefficient de poisson = 0,2

$$\sigma_b^{max} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Et pour le cas des cintres métalliques :

- La raideur des cintres :

$$K_c = \frac{E_a A_s}{a \cdot R}$$

- La pression maximale :

$$P_c^{max} = \frac{f_u \cdot A_s}{R \cdot a}$$

- le déplacement :

$$U_c^{max} = \frac{P_c^{max} * R}{K_c}$$

Dans le cas de combinaison (cintres + béton projeté) le déplacement est :

$$U_{c+b} = \frac{(P_c^{max} + P_b^{max}) * R}{K_c + K_b}$$

#### IV. 4.3. Equilibre final :

L'intersection de la courbe caractéristique du terrain et la courbe caractéristique du soutènement donne la pression de soutènement à l'équilibre à court terme puis à long terme. Si cette pression n'est pas admissible un autre soutènement sera envisagé.

Ainsi, en faisant varier les caractéristiques (dimensions et écartement des boulons, épaisseur du béton projeté, dimensions et écartement des cintres) et les hypothèses de pose (distance du front à laquelle ils sont mis en place) on peut en déduire le soutènement optimal compte tenu des convergences maximales acceptables et des coûts directs et indirects correspondants à chaque mode d'exécution.

#### IV.5. APPLICATION DE LA METHODE POUR LE TUNNEL :

##### IV.5. 1. Trace de la courbe caractéristique du terrain :

Les données relatives au terrain et au soutènement nécessaires pour l'application de la méthode convergence-confinement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.1: Caractéristiques du sol traversé par t le tunnel.

R	8,15 m
E	340000 Kpa
C	148 Kpa
v	0,3
$\varphi$	46
$\sigma_0$	910 KN/m <sup>2</sup>
$\gamma$	26 KN/m <sup>2</sup>

- Calcul de  $R_c$  :

$$R_c = \frac{2 * 148 * \cos(46)}{1 - \sin(46)} = 709 \text{ Kpa} = 0,709 \text{ Mpa}$$

On a

$$\sigma_0 \geq \frac{R_c}{2}$$

Ce cas représente la fin de l'élasticité

$P_a$ : La pression d'apparition à la paroi de l'excavation d'une zone en état limite de rupture :

- Calcul de la pression d'apparition  $P_a$  :

$$P_a = 0,910 (1 - \sin(46)) - 46 * \cos(46) = 0,161 \text{ Mpa}$$

$$P_a = 0,161 \text{ Mpa}$$

- Calcul de taux de déconfinement  $\lambda_a$ :

$$\lambda_a = \frac{0,910 - 0,161}{0,910} = 0,823$$

$$\lambda_a = 0,823$$

- Calcul de déplacement à la paroi :

$$u_a = \lambda_a * u_0$$

$$u_0 = \frac{(1+\nu) * \sigma_0 * R}{E} = \frac{(1+0,3) * 0,910 * 8,15}{340} = 0,0283 \text{ m}$$

$$u_0 = 0,0283 \text{ m}$$

$$u_a = 0,823 * 0,0283 = 0,0232$$

$$u_a = 0,0232$$

On a

$$P(\lambda) = (1 - \lambda)0,910$$

$$K_p = \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} = \frac{1 + \sin(46)}{1 - \sin(46)} = 6,117$$

$$\frac{R_p(\lambda)}{R} = \left[ \frac{2}{6,117+1} * \frac{(6,117-1)0,910+0,709}{(1-\lambda)(6,117-1)0,910+0,709} \right]^{\frac{1}{6,117-1}}$$

$$\frac{R_p(\lambda)}{R} = \left[ \frac{0,356}{1,152-\lambda} \right]^{0,195}$$

On a une déformation à volume constant donc  $\alpha=1$

$$U(\lambda) = \frac{1+0,3}{340} * 0,823 * 0,910 * \frac{1}{1+1} \left[ 2 \left( \left[ \frac{0,356}{1,152-\lambda} \right]^{0,195} \right)^{1+1} - 1 + 1 \right] 8,15$$

$$U(\lambda) = 0,0233 \left[ \frac{0,356}{1,152-\lambda} \right]^{0,39}$$

Les valeurs de la courbe caractéristique du terrain sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2: les valeurs de la courbe de terrain.

$\lambda$	0	0,82	0,84	0,86	0,88	0,9	0,92	0,94	0,96	0,98	1
$U(\lambda)$ [mm]	0	23	24	25,1	25,8	26,6	27,5	28,5	29,6	30,9	32
$P(\lambda)$ [kpa]	910	163	145	127	109	91	072	54	36	18	0

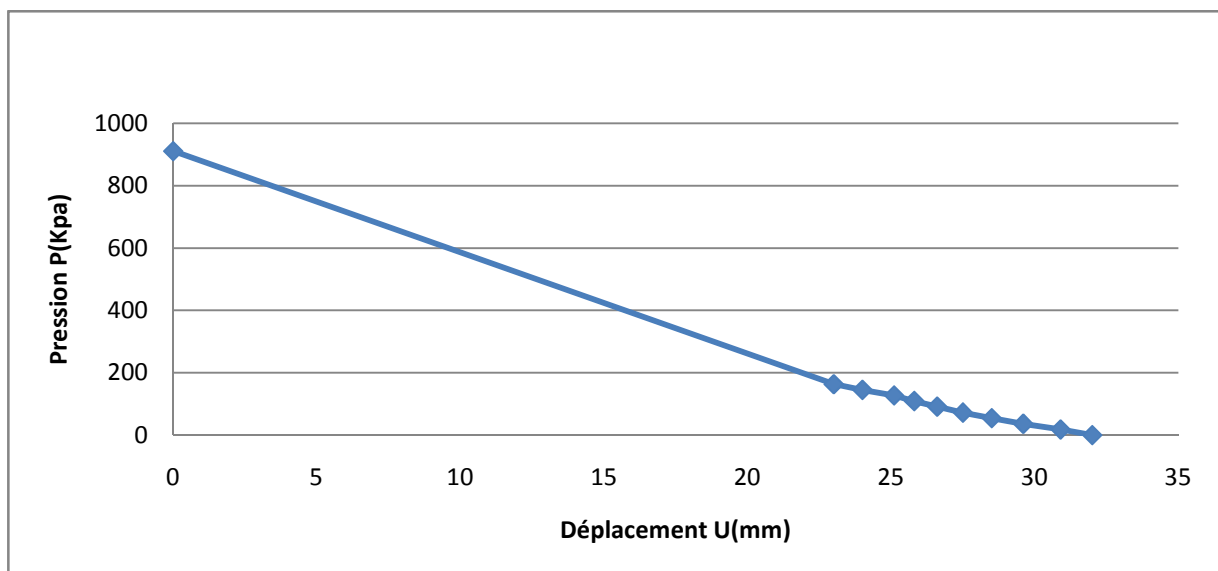


Figure IV.5: Courbe caractéristique du terrain.

#### IV.5. 2. Courbe caractéristique du soutènement :

##### Les caractéristiques du soutènement :

- Béton projeté :
  - Résistance à la compression :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$  ;
  - Module d'Élasticité :  $E_b = 12000 \text{ Mpa}$ ;
  - Epaisseur : 25cm.

Après calcul :

$$K_b = 3,83 \cdot 10^5 \text{ Kpa}$$

$$P_b^{max} = 434,66 \text{ Kpa}$$

$$U_b = 9,25 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

▪ Cintres HEB180 :

- Section HEB-180:  $A_s = 6525 \text{ mm}^2$
- Module de Young de l'acier :  $E_c = 210000 \text{ Mpa}$
- Résistance de l'acier :  $f_u = 490 \text{ Mpa}$
- Espacement des cintres :  $a = 1 \text{ m}$

Après calcul :

$$K_c = 1,68 \cdot 10^5 \text{ Kpa}$$

$$P_c^{max} = 392,30 \text{ Kpa}$$

$$U_c = 1,90 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

▪ Combinaison du cintre et du béton projeté :

- Raideur du soutènement :

$$K_s = K_c + K_b = 1,68 \cdot 10^5 + 3,83 \cdot 10^5 = 5,51 \cdot 10^5 \text{ Kpa}$$

- Pression maximale développée par le soutènement :

$$P_s^{max} = P_c^{max} + P_b^{max} = 826,96 \text{ Kpa}$$

- Déplacement maximum du soutènement :

$$U_s^{max} = \frac{P_s^{max} \cdot R}{K_s} = 0,0122 \text{ m}$$

La courbe caractéristique du soutènement est une droite passant par les deux points de coordonnées :

$$\begin{pmatrix} P=0 \\ U=0 \end{pmatrix} ; \quad \begin{pmatrix} P=826,96 \text{ Kpa} \\ U=12 \text{ mm} \end{pmatrix}$$

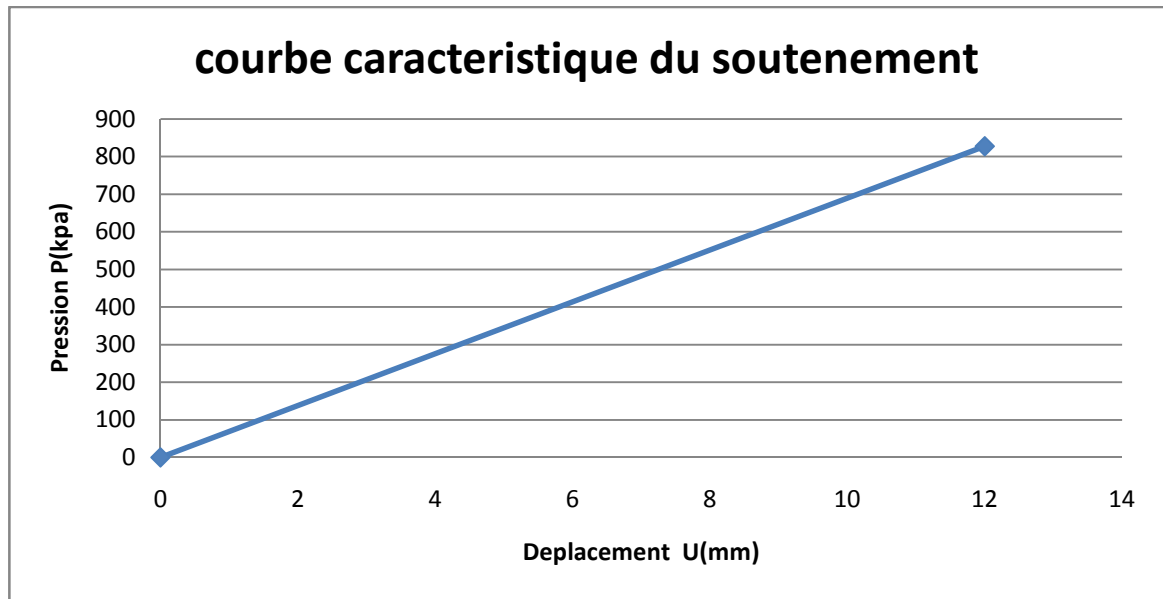


Figure IV.6 : Courbe caractéristique du soutènement.

**IV.5. 3. Equilibre final :**

- Combinaison (cintre + béton projeté) :

$$U_{c+b} = \frac{(P_c^{max} + P_b^{max}) * R}{K_c + K_b} = 0,0122 \text{ m}$$

Calcul de point de départ de la courbe caractéristique du soutènement

$$us_0 > 0,265 \cdot 0,0283 > 0,008m$$

Le graphe de convergence confinement :

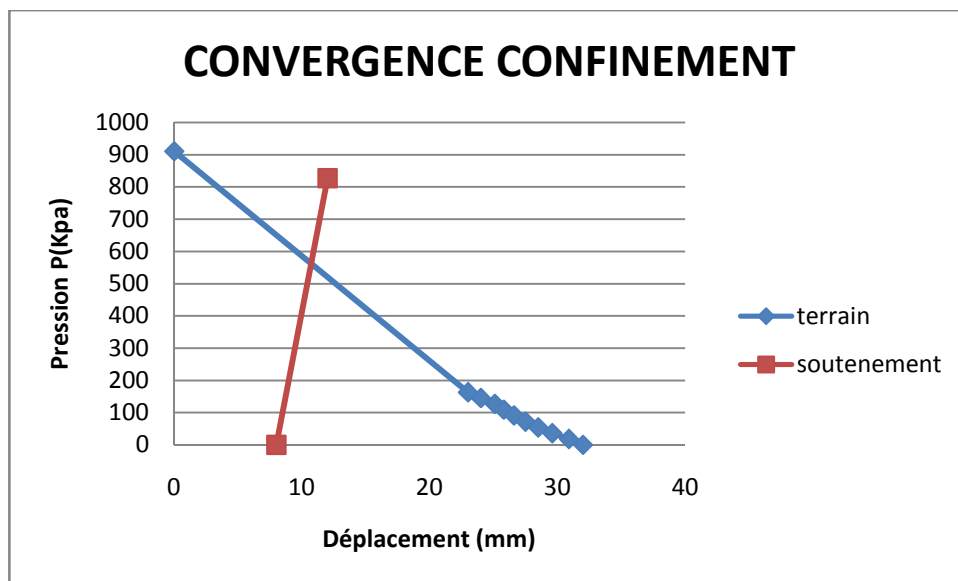


Figure IV.7 : Courbe convergence confinement

A travers l'étude graphique, on détermine le point d'équilibre obtenu par l'intersection des courbes caractéristiques de convergence (terrain) et de confinement (soutènement) :

$$U_{equilibre} = 10,5 \text{ mm}$$

$$P_{equilibre} = 550 \text{ Kpa}$$

#### **IV.6. Conclusion :**

L'application de la méthode convergence-confinement à la section du tunnel, détermine la pression de soutènement à l'équilibre, qui vérifie sa stabilité, cette dernière permet un déplacement de 1,5cm.

# CHAPITRE V: Modélisation numérique d'un tronçon du tunnel d'Ait yahia moussa.

## V.1. Introduction

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. Dans ce chapitre un model approché sur le creusement d'un tunnel grâce au logiciel PLAXIS 2D qui se base sur le déconfinement du sol est effectué, pour faciliter le calcul, les mesure in situ seront prise en comptes pour estimer le déconfinement à chaque phase de calcul.

Vue le gabarit de la section de tunnel étudié et la nécessité de mettre en place rapidement un soutènement, l'exécution sera effectuée par sections divisées.

## V.2. PRESENTATION DE LOGICIEL PLAXIS :

PLAXIS 2D est un programme d'éléments finis en deux dimensions, spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows. Pour se familiariser rapidement avec l'utilisation de cette interface et avec les caractéristiques principales du programme, l'utilisateur est invité à s'exercer grâce aux exemples de calculs décrits dans le Manuel du logiciel.

Le logiciel plaxis contient plusieurs sous programmes ;

**V.2.1. PLAXIS-Input :** le sous programme Input appelé aussi le pré-processing programme contient tous les outils nécessaires à la création et modifications des modèles géométriques, à l'engendrement des maillages des éléments finis et aux définitions des conditions initiales.

**V.2.2. PLAXIS-Calculations :** le processing programme ou le sous programme de calculs contient les outils nécessaires à la définition des phases et au commencement de la procédure de calcul par éléments finis.

**V.2.3. PLAXIS-Output :** ou le programme post-processing contient les facilités pour la visualisation des résultats des différentes phases de calcul comme les déplacements au niveau des noeuds, les contraintes et les forces dans les éléments structuraux.

**V.2.4. PLAXIS-Curves :** le sous-programme curve sert à la construction des courbes de chargement –déplacement, des chemins de contraintes, en plus de divers autres diagrammes.

### **V.3. Modèles de comportement de sol :**

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux ; allant du modèle élastique Simple au modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées qui permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-viscoplastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique, les modèles disponibles dans le logiciel PLAXIS2D sont :

- Modèle élastique linéaire.
- Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model. H.S.M)
- Modèle pour sols « mous » (Soft Soil Model. S.S.M)
- Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (Soft Soil Creep Model.S.S.C.M).
- Le modèle de Mohr-Coulomb

Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans les calculs par éléments finis. La modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant en compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Les difficultés résident dans la détermination des paramètres qu'elles contiennent, c'est pourquoi le modèle simple de Mohr Coulomb reste le plus utilisé par les ingénieurs.

### **V.4. Modèle de Mohr-Coulomb :**

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont  $E$  et  $\nu$  (paramètres d'élasticité). Les trois autres sont ( $c$ ,  $\phi$  et  $\psi$ ) respectivement, la cohésion, l'angle de frottement et l'angle de dilatance. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

### **V.5. Coupe géotechnique et géométrie de l'ouvrage :**

La coupe géotechnique retenue pour le calcul et décrite comme suit :

- partie entre le  $PK21 + 155,1$  et  $PK: 21 + 180$  du tube droit.
- influence de l'eau : insignifiante généralement (absence d'une nappe).
- L'ouverture intérieure est de 16,3 m sur une hauteur de 12,13m, l'ouvrage est composé d'un soutènement en cintres métalliques HEB-180 + béton projeté (de 10 à 25 cm d'épaisseur) + treillis soudé.

-La hauteur maximale de la couverture étant de 35m.

➔ **Caractéristiques géotechnique de la couche modélisé ;**

Tableau V.1 : Caractéristiques géotechnique de la couche modélisée ;

Roche	$\gamma \left( \frac{KN}{m^3} \right)$	$C(Kpa)$	$\varphi^o$	$E(kpa)$	$\psi$
Métagranite	26	148	46	340000	16

➔ **Caractéristiques mécaniques de soutènement utilisé :**

Tableau V.2 : *Caractéristiques mécaniques de soutènement.*

	Cintre	B.Projeté	combinaison	$E_{eq}$ (Mpa)	$e_{eq}$ (m)
EA (KN)	$1,35 \cdot 10^6$	$3 \cdot 10^6$	$4,35 \cdot 10^6$	17923,28	0,26
EI (KN.m <sup>2</sup> )	8045, 1	15625	23670,1		

➔ **Les caractéristiques géométriques :**

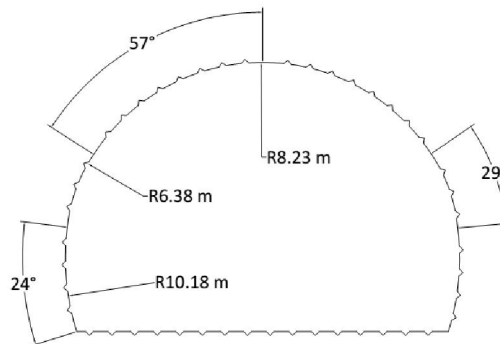


Figure V.1 : *Caractéristiques géométriques de la section*

**V.6. Présentation de la procédure de la simulation :**

Dans ce cas on opte pour une section devisée ; demi-section supérieure (calotte) et demi-section inférieure (stross).

**V.6.1. Partie I : Construction du modèle (input)**

▪ **Propriétés des matériaux :**

La base de données des matériaux peut être activée en sélectionnant une des options dans le menu **Materials** ou en cliquant sur le bouton correspondant dans la barre d'outils on détermine les différentes propriétés des matériaux utilisés.

À partir de **Materials sets**, les différentes couches des sols avec leurs propriétés géomécaniques sont insérées.

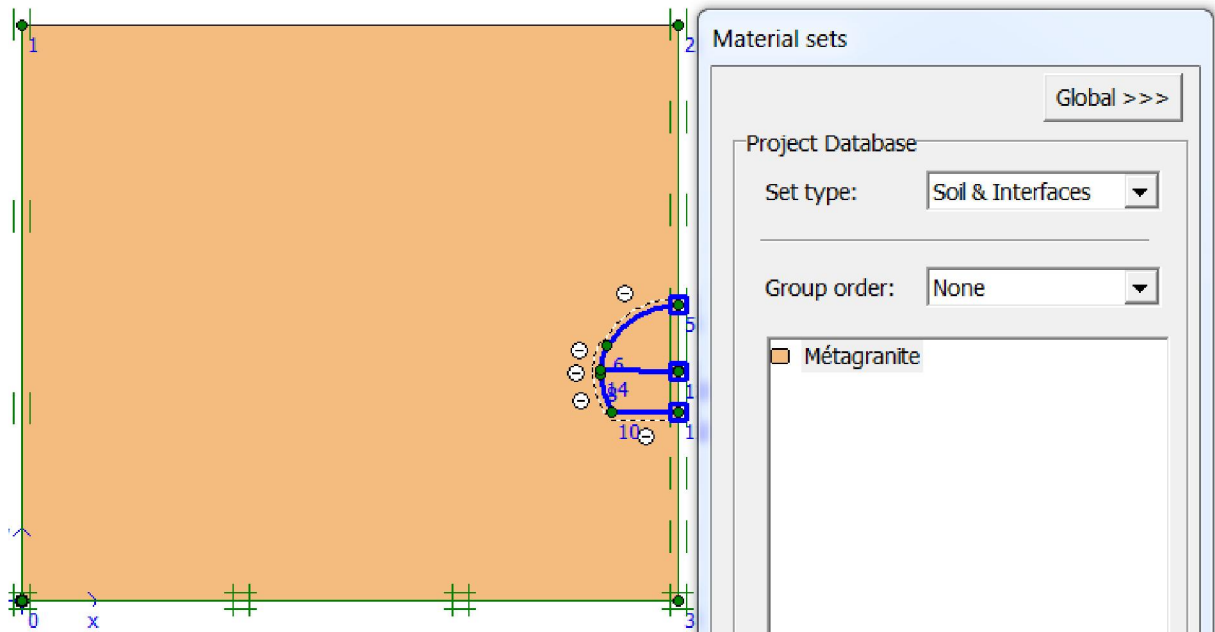


Figure V.2 : Propriétés géomécaniques ‘Materials sets’

▪ **Les éléments structuraux utilisés :**

Un type d’élément structurel, présent dans **PLAXIS**, a été utilisé pour simuler le soutènement mis en place lors de l’excavation de tunnel.

les plaques (**plates** ; éléments de structure) sont utilisés pour modéliser des structures placées dans le sol (cintre, béton projeté), avec les caractéristiques mécaniques  $EA_{eq}$  et  $EI_{eq}$ .

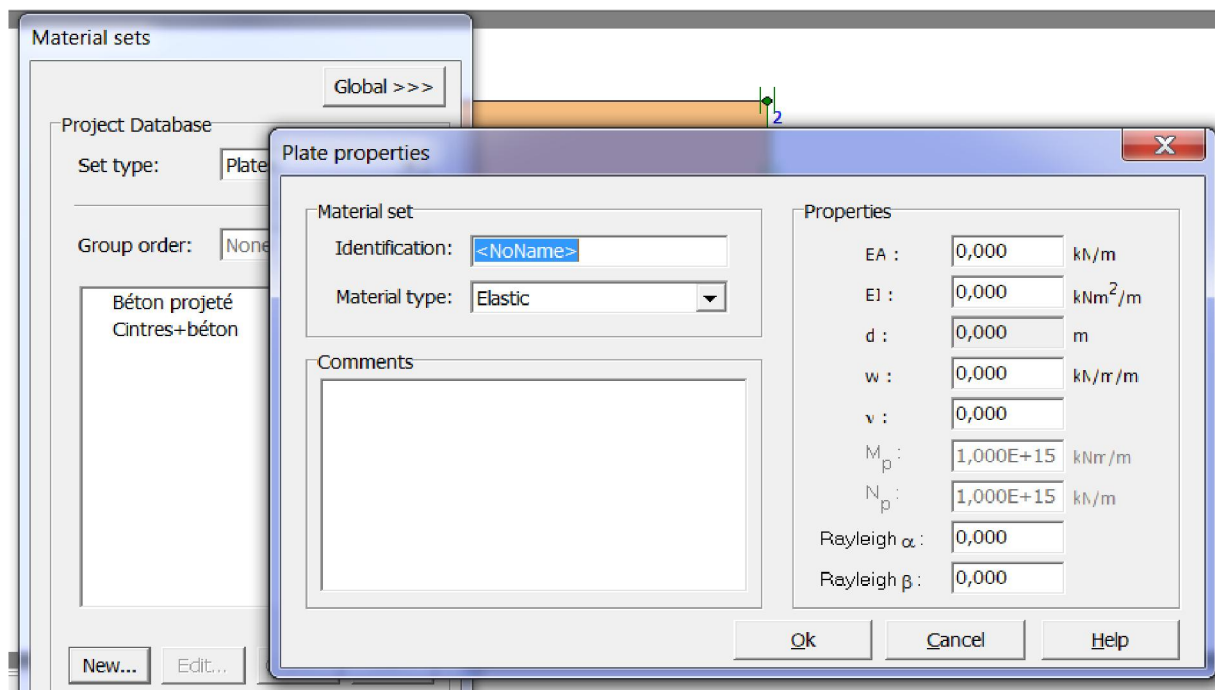



Figure V.3 : l’élément Plate.

### ▪ Géométrie :

 **Tunnel** : à partir de cette icône, on introduit les caractéristiques géométriques de l'ouvrage et le type de tunnel NATM.

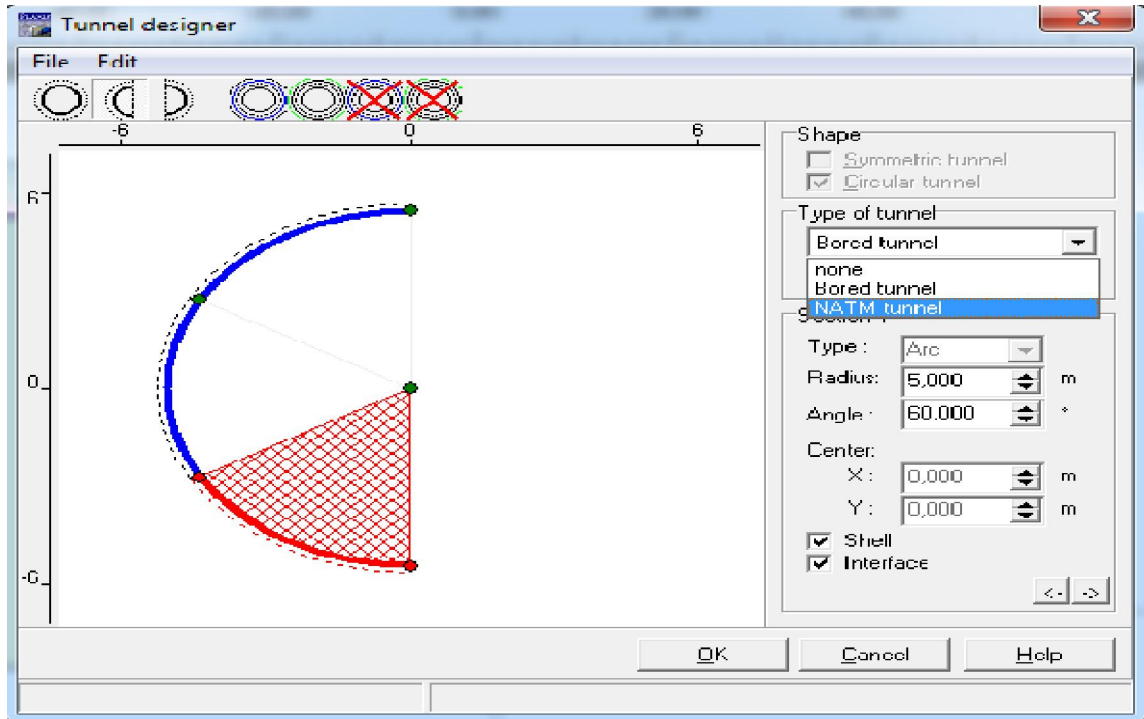


Figure V.4 : Introduction des caractéristiques géométriques du tunnel.

### ▪ Génération du maillage :

Le maillage adopté est une grille rectangulaire, avec le demi-tunnel, en tenant compte de la hauteur maximale de la couverture.

Avec les conditions aux limites suivantes :

- Déplacement horizontal nul suivant les limites latérales du modèle ;
- Déplacement horizontal et vertical nul suivant la base du modèle.

Pour tenir compte de l'évolution des déplacements en fonction de la profondeur et minimiser l'influence des conditions aux limites, le fond du modèle numérique est bloqué dans les deux directions (X, Y), en utilisant la fonction (standard fixties).

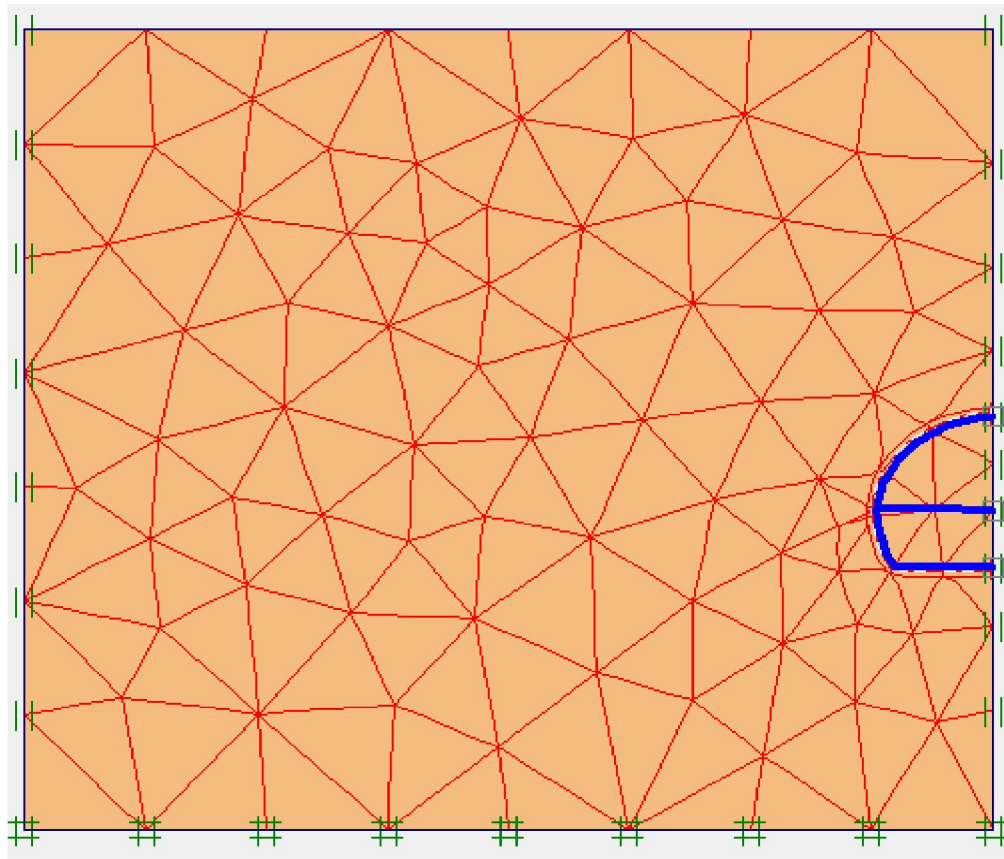


Figure V.5: Génération du maillage.

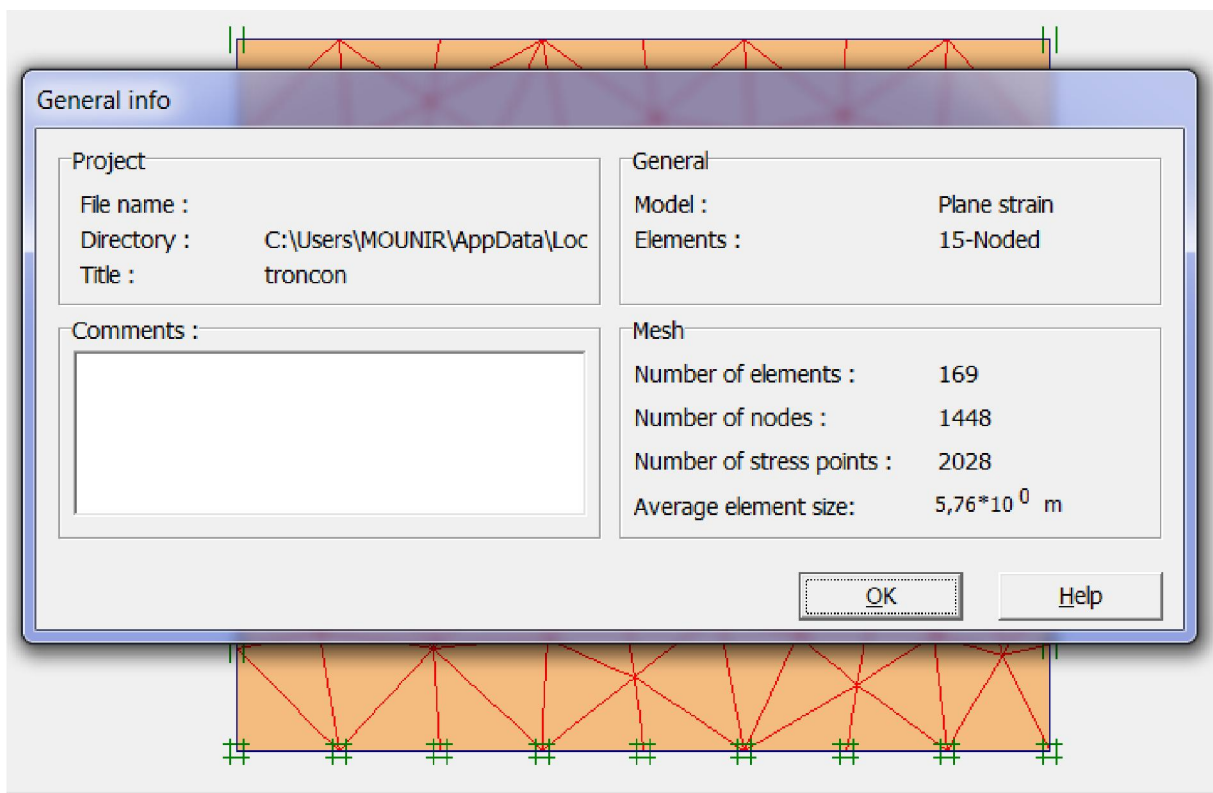


Figure V.6 : Information sur le maillage.

Le maillage se fait par des éléments à 15noeuds. Le maillage de l'ensemble massif+structure est constitué de 169 éléments et de 1448 noeuds. Le logiciel effectue les calculs des contraintes sur 2028 points.

- **Génération de la pression interstitielle :**

Dans ce projet aucune nappe phréatique ne se présente. Mais PLAXIS 2D exige les conditions de génération des pressions interstitielles, admettons la nappe phréatique au niveau zéro du model.

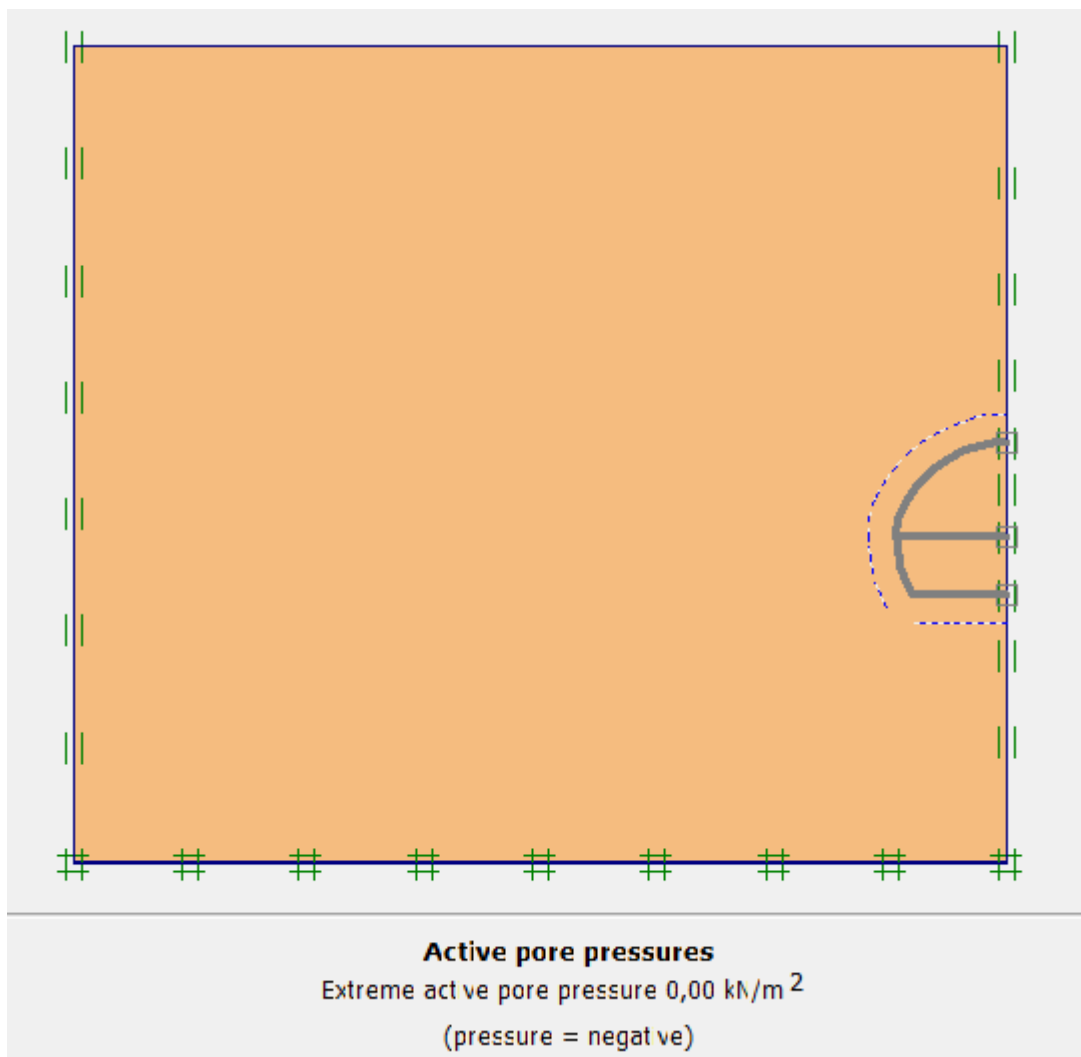


Figure V.7 : Pressions interstitielles –phase initiale-.

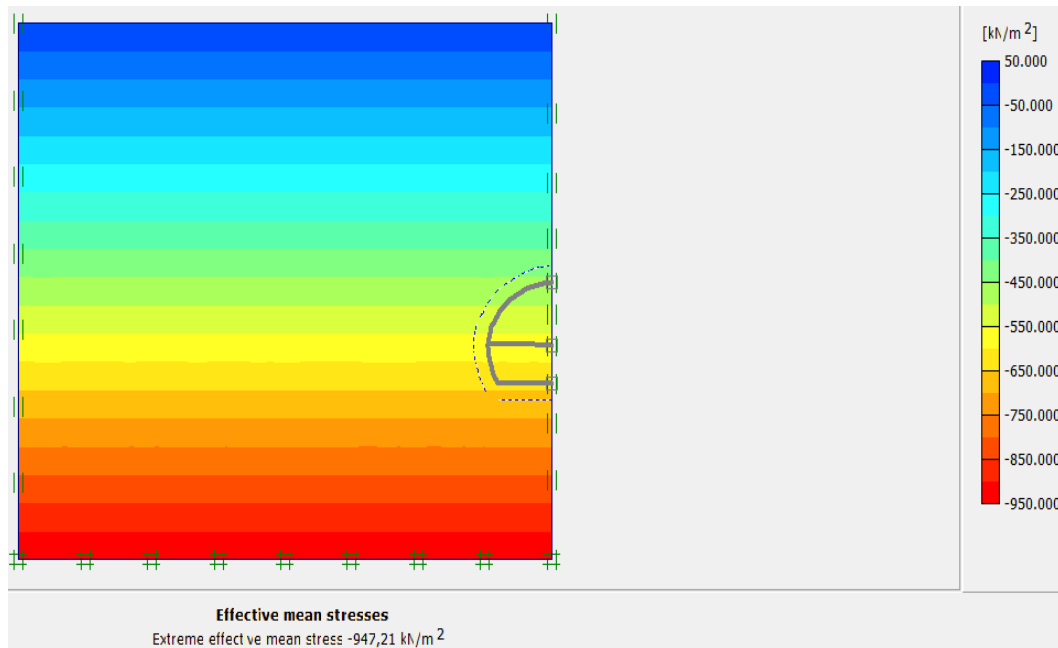


Figure V.8 : Contraintes effectives - phase initiale

### V.6.2. Partie II : Modélisation de l'excavation de tunnel NATM (Calcul)

La loi retenue pour le contact entre le soutènement provisoire et le terrain est l'adhérence parfaite, selon l'esprit même de la méthode de creusement NATM. Les calculs ont été menés en élastoplasticité en retenant une loi de comportement élastique linéaire pour le soutènement et une loi élasto-plastique avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb pour le terrain. La modélisation se fera en cinq phases :

**Phase 0** : phase initiale.

**Phase 1** : creusement de la partie supérieur (calotte).

**Phase 2** : activation du soutènement pour la partie supérieur (calotte).

**Phase 3** : creusement de la partie inférieure (stross).

**Phase 4** : activation du soutènement pour la partie inférieure (stross).

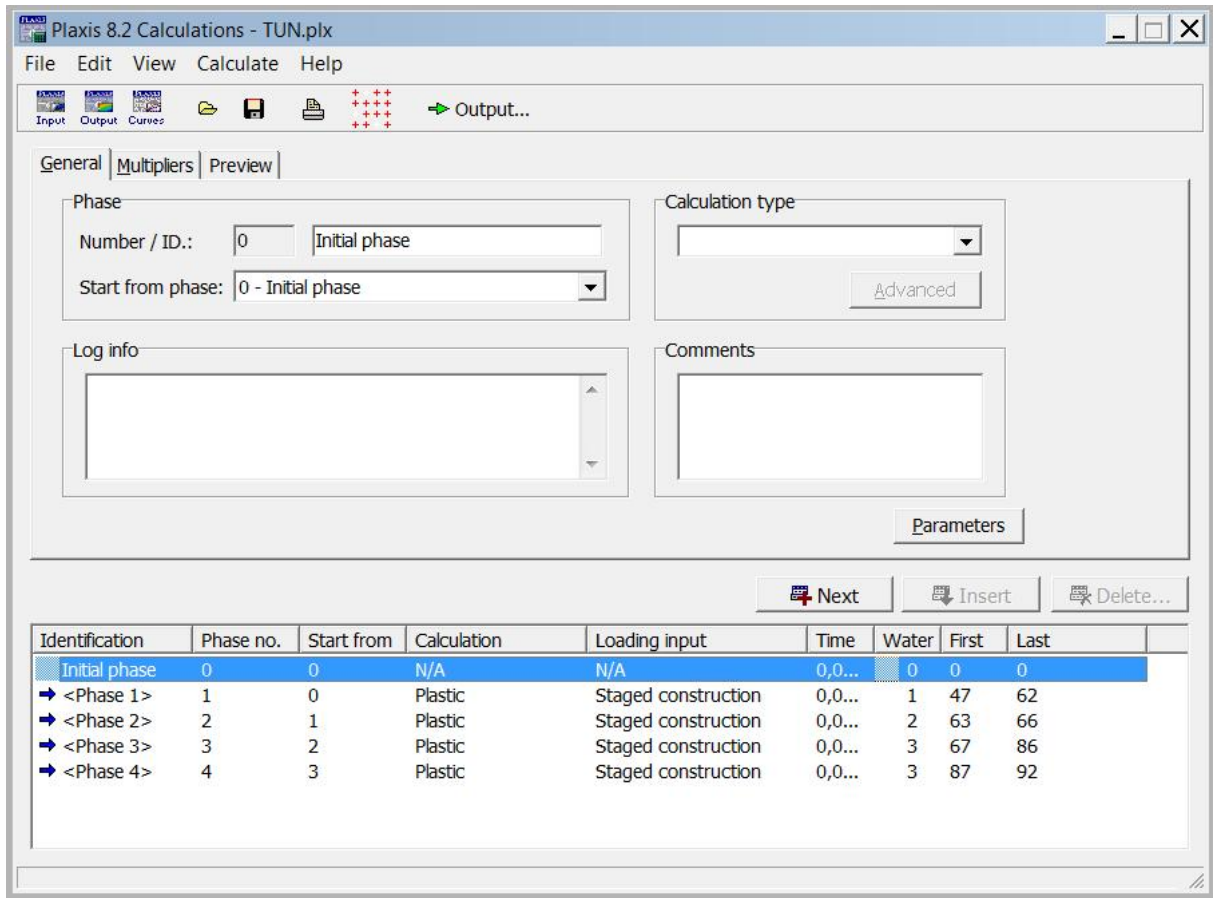


Figure V.9 : phases de la modélisation.

**V.6.3. Parti III : Résultats (output).**

Dans cette partie, on va présenter Les résultats obtenus :

**V.6.3. 1. Calcul des déformations (déplacements) dus au creusement du tunnel :**

Le tableau suivant résume les valeurs des déplacements horizontaux, verticaux ainsi que les valeurs des contraintes avant excavation et après (les phases 1 et 4) :

Tableau V.3 : résultats des déplacements et contraintes dans le sol, au début de l'excavation et à la fin.

	Désignation (unité)	Phase 1	Phase 4
Déplacements horizontaux	$U_x (cm)$	0,676	2,284
Déplacements verticaux	$U_y (cm)$	2,794	3,291
Contrainte total maximal	$\sigma_{eff} (KN/m^2)$	-2160	-2220

A partir de ce tableau, il est constaté que les déplacements augmentent au fur à mesure de l'avancement des travaux d'excavations. Les contraintes aussi varient avec l'évolution des travaux.

➤ **Calcul et comparaison des déplacements horizontaux ( $U_x$ ):**

Phase 1 ( $U_x = 0,676 \text{ cm}$ )

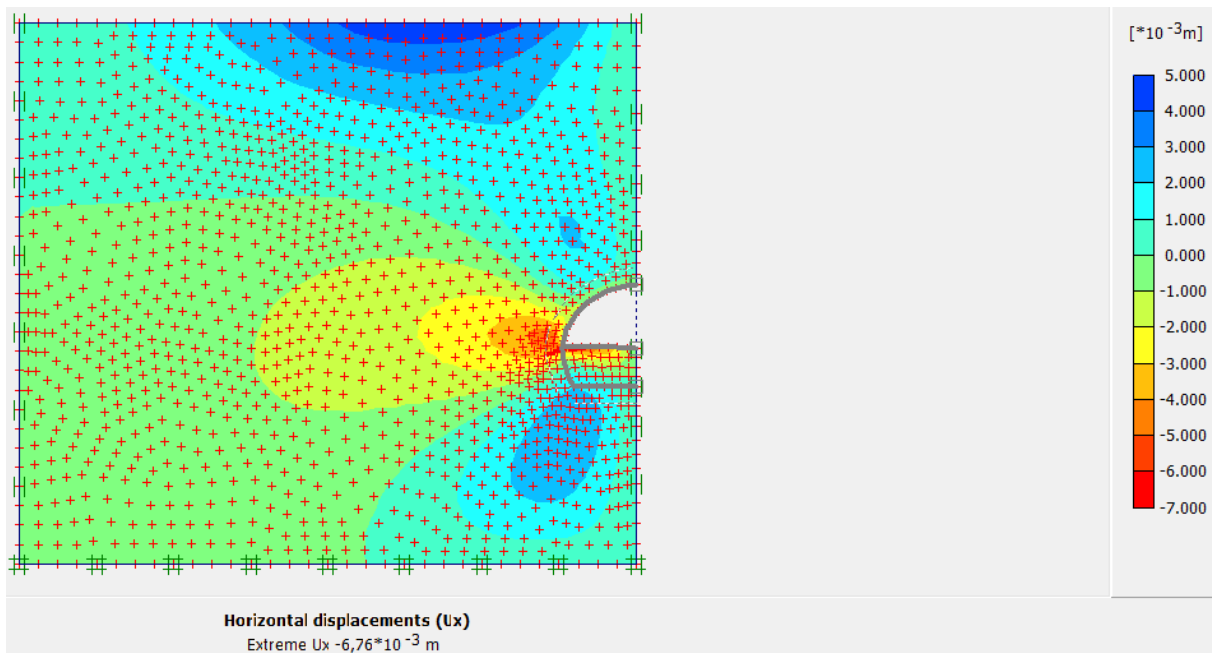


Figure V.10 : Déplacement suivant l'axe x.

Phase 4 ( $U_x = 2,284 \text{ cm}$ )

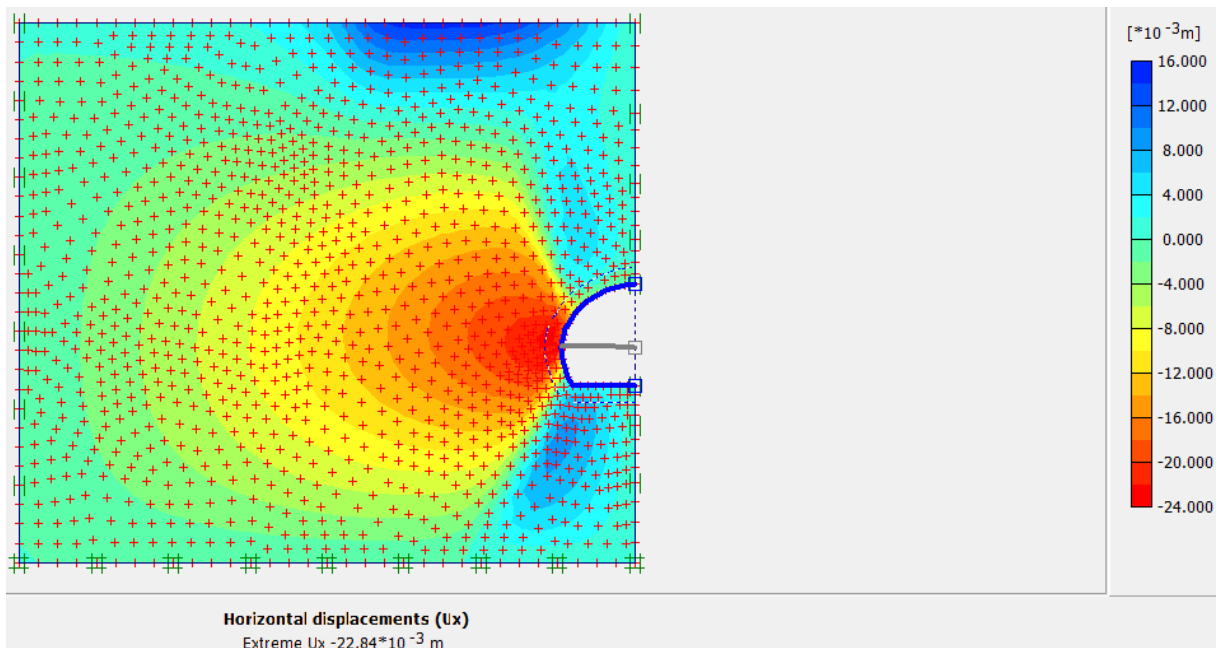


Figure V.11: Déplacement suivant l'axe x.

On remarque, que les déplacements horizontaux augmentent au fur et à mesure qu'on avance dans les phases. Ces derniers sont concentrés au voisinage du tunnel.

➤ **Calcul et comparaison des déplacements verticaux ( $U_y$ ):**

Phase 1 ( $U_y = 2,794 \text{ cm}$ )

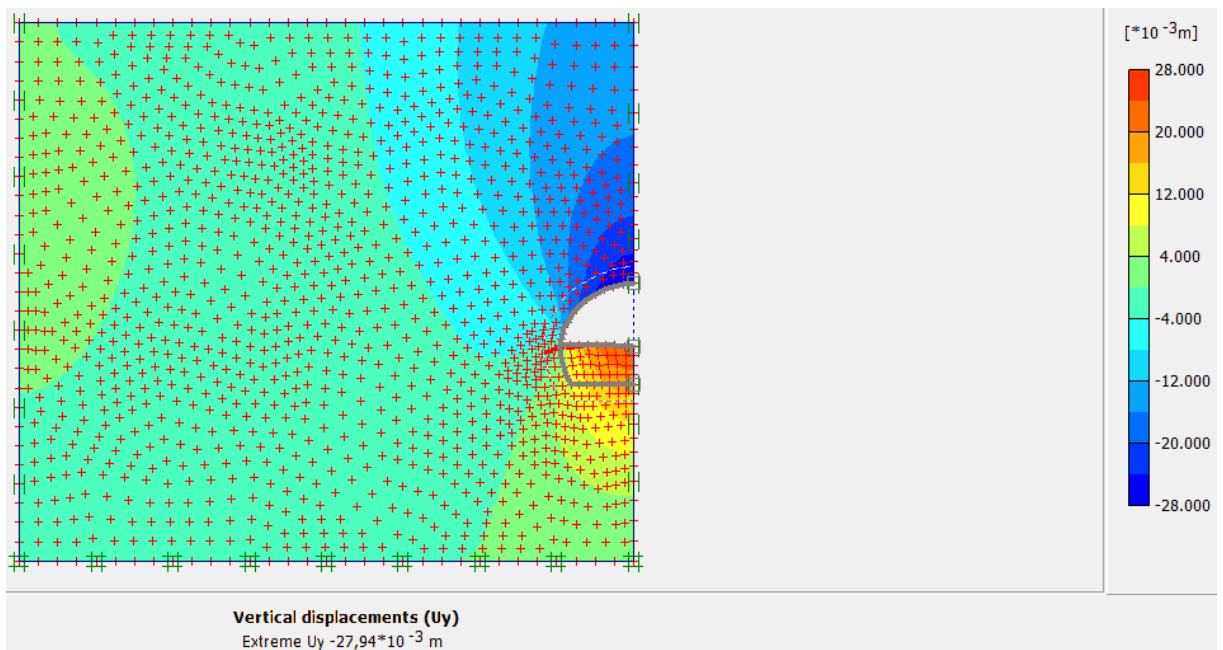


Figure V.12 : Déplacement suivant l'axe y.

Phase4 ( $U_y = 3,291 \text{ cm}$ )

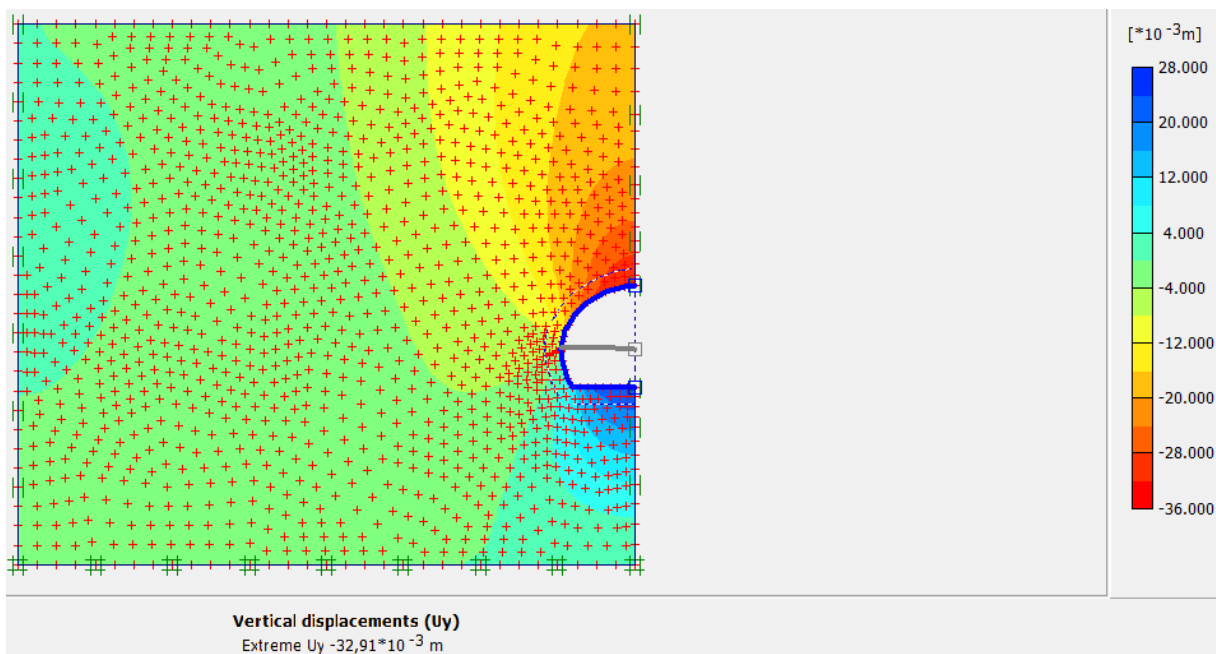


Figure V.13 : Déplacement suivant l’axe y.

De ces figures On remarque, que les déplacements verticaux varient de 2,7cm au début de creusement du tunnel à 3,29cm à la fin de la mise en place du soutènement, d’où il y a augmentation, cela peut être expliqué par les perturbations induites au sol qui était en équilibre initialement par cette excavation, après la fin de la mise en place du soutènement ces déplacements se stabilisent, la valeur maximale des déplacements atteintes restent dans la fourchette des déplacements admissibles. (Tableau V.4)

Tableau V.4 : Déplacement maximum admissible en clef de voute: d’après C. louis, cité par bouvard-lecoanet et al. (1988).

Couverture	Terrains raides	Terrains Elastoplastiques
10 à 50 m	1 à2 cm	2 à 6 cm
50 à 500 m	2 à 6 cm	10 à 20 cm
> 500 m	6 à12 cm	20 à 40 cm

Calcul des contraintes maximales totales( $\sigma_{tot}$ ) :

Phase 1 ( $\sigma_{tot} = -2160 (KN/m^2)$ )

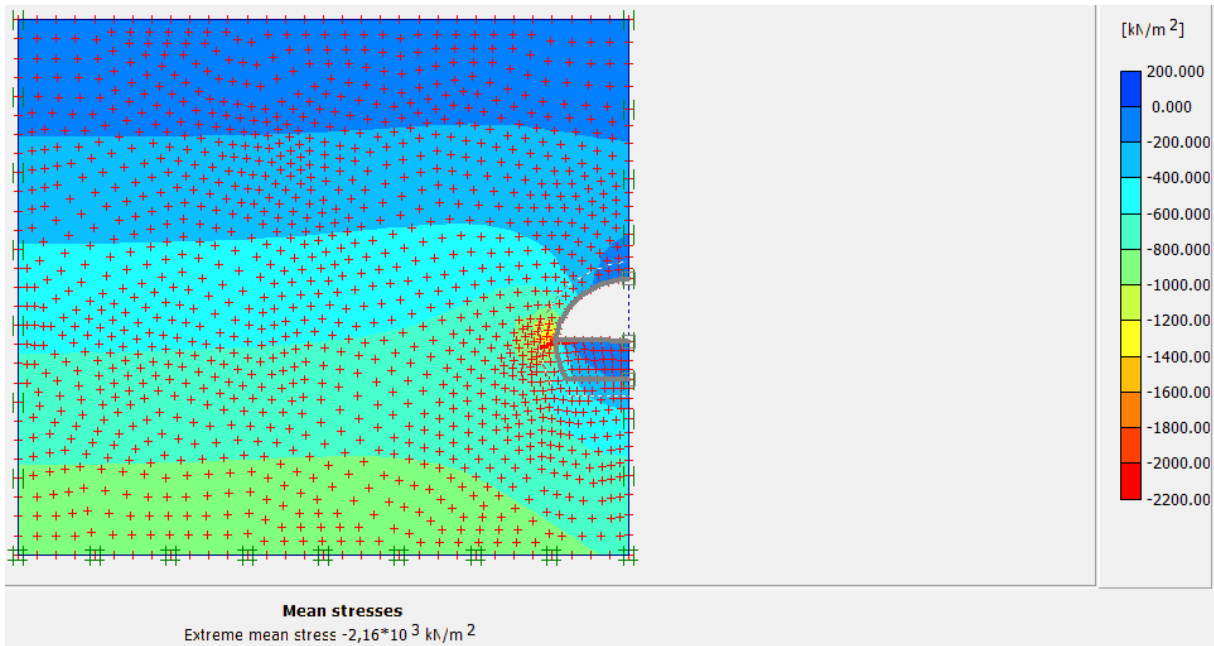


Figure V.14 : contrainte maximale total.

Phase 4 ( $\sigma_{tot} = -2220 (KN/m^2)$ )

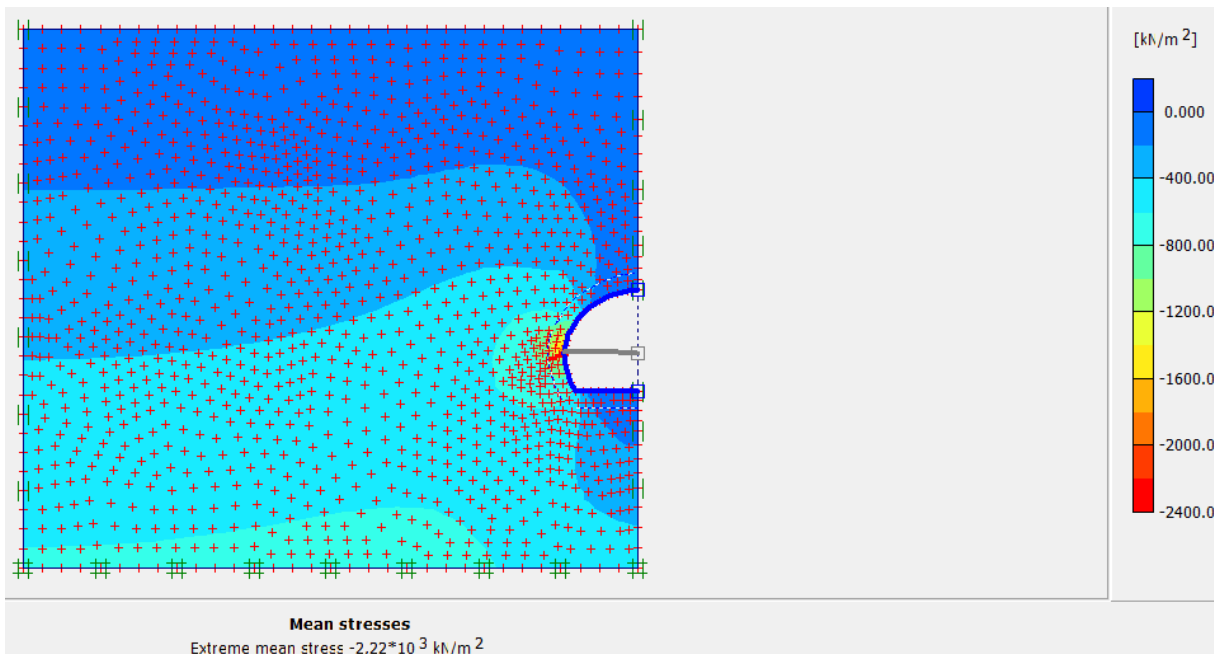


Figure V.14 : contrainte maximale total

Pour les contraintes, le même constat est fait, les contraintes varient dans le sens positif entre les phases 1 et 4, ces dernières se concentrent du côté du tunnel.

### V.6.3. 2. Calcul des déformations au niveau de la voute:

➤ **Calcul des déplacements du soutènement :**

Phase 4( $U_x = 0,296 \text{ cm}$ )



Figure V.15 : Déplacement du soutènement suivant l'axe x.

Phase 4( $U_y = 3,299 \text{ cm}$ )

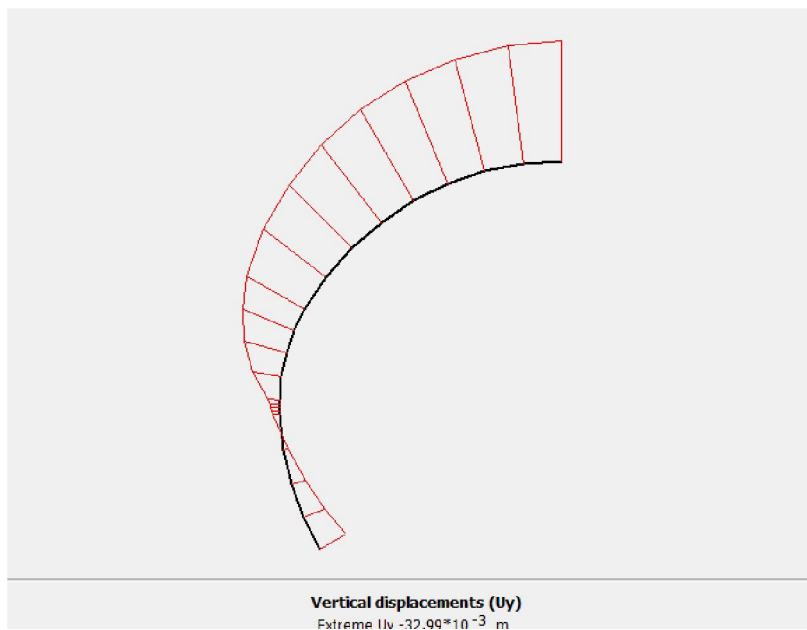


Figure V.16 : Déplacement du soutènement suivant l'axe y.

Phase 4 ( $U_{tot} = 3,299 \text{ cm}$ )

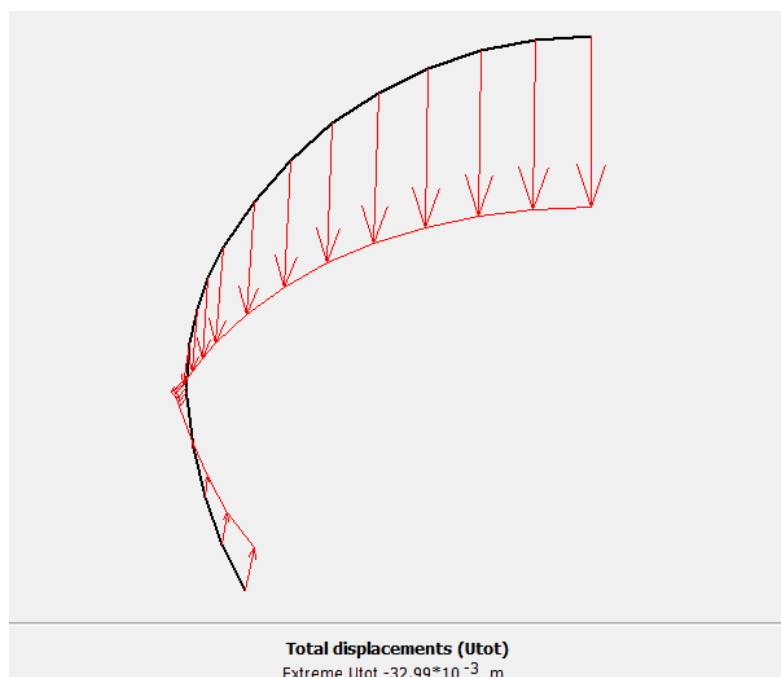


Figure V.17 : Déplacement total du soutènement.

On remarque que les déplacements dans le tunnel sont pratiquement les mêmes que ceux produit dans le sol, ce qui permet de conclure que l'ensemble reste stable.

#### V.7.Conclusion :

On a pu établir dans cette dernière partie de notre travail, par le biais du programme PLAXIS 2D Tunnel, le model correspondant au tunnel faisant objet de notre étude.

Les résultats obtenus des calculs nous ont permis de quantifier et de visualiser les contraintes agissantes sur notre structure, les déplacements restent limités, ce qui confirme l'efficacité et le bon choix du type de soutènement adopté et la méthode d'excavation NATM.

Donc, les déformations enregistrées ne présentent pas de risques sur l'ensemble ouvrage-massif. Les phases introduites peuvent alors être projetées sur le reste de l'ouvrage.

# CONCLUSION GENERALE

Les excavations souterraines (tunnel, galerie... etc.) dans les massifs rocheux engendrent des modifications de l'état initial des contraintes. Donc, pour assurer la stabilité à long terme de l'ensemble (ouvrage- massif), il est nécessaire de passer par plusieurs études et de tenir compte de plusieurs facteurs.

Le problème majeur dans les excavations souterraines, particulièrement dans les terrains de mauvaise qualité et dans le cas d'ouvrage de grandes dimensions (tunnel) est de contrôler les mouvements(déformations) qui peuvent affecter la stabilité de l'ensemble, pour cela il est très nécessaire, en premier lieu, et bien avant l'exécution de tout projet, d'avoir une bonne connaissance de massif rocheux (géologique, hydrogéologique, géotechnique... etc.), afin d'estimer, approximativement les déformations qui peuvent être engendrées.

Notre travail a consisté d'analyser numériquement le comportement d'un tronçon du tunnel d'Ait Yahia Moussa du projet de la liaison autoroutière reliant Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest au niveau de Djebahia (Bouira).

La partie bibliographique nous a permis de comprendre :

- Les étapes de réalisation des tunnels et les différents types de soutènement.
- Les différentes méthodes de classifications des massifs rocheux, à partir desquelles on a pu déterminer la classe du tronçon étudié, la méthode d'excavation adéquate pour lui, ainsi que le type de soutènement à appliquer.

On a classifié notre massif suivant plusieurs méthodes empiriques et semi-empiriques les plus utilisées, pour cela on a déterminé tous les paramètres géo-mécaniques et géotechnique à partir desquels on a trouvé que le terrain traversé par le tunnel est de très mauvaise qualité.

D'après les mêmes méthodes, et à partir de la classification du massif, on a déterminé la méthode d'excavation (basée sur le creusement en section devisée) et le type de soutènement qui semblaient adéquats, répondant aux exigences de la NATM.

Vu que les méthodes empiriques et semi-empiriques ne sont généralement pas suffisantes pour choisir et décider le type de soutènement à adopter, on a eu recours à une méthode analytique dite (convergence – confinement) pour vérifier la stabilité.

Enfin, le code numérique plaxis 2D nous a permis d'étudier avec précision les mouvements (déplacements) du massif dus au creusement du tunnel, afin de juger l'efficacité de la NATM.

Les résultats obtenus des calculs nous montrent que le tronçon modélisé reste stable, cela nous permet de conclure que le choix fait pour la méthode de creusement NATM et le phasage d'avancement et le soutènement appliqué était correct, et permettra au porteur de projet d'assurer la stabilité de l'ouvrage malgré les conditions difficiles du site.

# BIBLIOGRAPHIE

- [1] A.BOUVARD-LECOANET, Guy COLOMBET, François ESTEULLE.OUVRAGES SOUTERRAINS.Conception,Réalisation,Entretien. Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussée.1992.
- [2] C.BRICE, P.KAROLOS « Projet de recherche documentaire– Techniques de construction de tunnels en milieu urbain », U.L.B– Faculté des Sciences Appliquées.
- [3] C .CHERCHALI, TUNNEL Calcul des tunnels à ciel ouvert Tome 4 (O.P.U 1993).
- [4] Dossier pilote des tunnels, Ministère de l'Equipement, des Transports et du Logement– direction des routes, Juillet 1998.
- [5] R.B.J. BRINKGEREVE, P.A. VERMEER : « PLAXIS Version 8, manuel de référence», DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003.
- [6] [www.ita-aites.org](http://www.ita-aites.org) association international des tunnels et de l'espace souterrains.
- [7] Philippe Mestral et Michal Prat. Ouvrage en interaction (Emploi des éléments finie en génie civil). Hermésscience publication, Paris. (1999).
- [8] P.Autuori, Michel Pré et Hervé Thiébaud. Calcul des tunnels. ENPC – Ouvrages Souterrains – 2013-2014.
- [9] F. MARTIN.Cours de travaux souterrains et de mécanique des roches. Bonnard et Gardel Ingénieurs Conseil. (2012).
- [10] PANET M. Le calcul des tunnels par la méthode convergence – confinement. Presses de l'ENPC, Paris, (1995).

[11] TOUAMRIA S. Modélisation numérique tridimensionnelle de l'effet du creusement d'un tunnel sur le comportement des superstructures sus-jacentes. Thèse de Magistère, Ecole Doctoral en Génie Civil, Université de Skikda, (2010).

[12] RAPPORT GEOLOGIQUE – GEOTECHNIQUE DU PROJECT D'ETUDE DU TUNNEL D'AIT YAHIA MOUSA, (2016).