



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

جامعة البليدة 1

UNIVERSITE BLIDA 1

Faculté de Technologie

كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil

دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE  
MASTER

EN GENIE CIVIL

**SPECIALITE : GEOTECHNIQUE**

**Etude analytique et modélisation  
numérique du tunnel de la section  
autoroutière entre Chiffa et Berrouaghia**

Réalisé par : **EL.BRAZZI Akram.**

Encadré par : **Mme S. BELKACEMI.**

**Promotion2020**

## *Remerciements*

*Tout d'abord, je remercie le Bon Dieu tout puissant de m'avoir donné la volonté et le courage pour accomplir ce travail.*

*Je tenons à exprimer toute notre reconnaissance à notre promotrice Dr. Belkacemi  
Nous la remercions de nous avoir encadrés, orientés, aidés et conseillés.*

*Je remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but  
d'évaluer et examiner ce modeste travail.*

*Je présentons nos chaleureux remerciements aux enseignants du département Génie Civil  
pour leurs aides et orientations durant notre formation.*

*Je ne saurais oublier mes camarades de la promotion génie civil spécialité géotechnique promo  
2020 dont l'ambiance et le soutien moral ont accompagné l'évolution de ce travail.*

*Enfin je remercie toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin à ce travail.*

## *Dédicace*

*Au début Je commence par rendre grâce à dieu et sa bonté, pour la patience et le courage qu'il m'a donné pour arriver à ce stade.*

*Je dédie ce travail :  
A mon très cher père*

*La source de tendresse, de patience et de générosité, aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour lui. Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être. Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as accomplis pour mon éducation et ma formation.*

*A ma très chère mère*

*Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai jamais te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.*

*A mes chers frères Aymen ,Nassim et Ramy  
A tous les membres de ma famille, petits et grands Veuillez trouver dans ce modeste travail  
L'expression de mon affection.*

*A mes copains Ishak, Nedjmou, Halim, Remdane, salah et samy*

*A mes copines Imene et Nour el houda*

*A tous mes professeurs, qui ont contribué à ma formation.*

## الخلاصة

إن الهدف من الأطروحة التي عملنا عليها هو دراسة جزيء من مشروع انجاز نفق ثنائي الأنبوب بالحمدانية والذي يربط شفة و البرواقية في الشطر المتعلق بانجاز الطريق السيار شمال -جنوب حيث يصل طول الأنبوب الواحد إلى حوالي 4.8 كم .

و في خضم هذا المشروع ترتب علينا القيام بدراسة تحليلية للاطلاع أكثر على لمدى استقرار النفق أثناء عملية الحفر من خلال معرفة تأثير القوى المطبقة من طرف الصخور على الجدار المحفور حتى يتسنى لنا اختيار و تصميم الداعم المؤقت المناسب حيث وقع الاختيار على عوارض حديدية (HEB 180) وخرسانة مرشوشة بسمك ( 5 سم ).

في الختام نقوم بدراسة رقمية عن طريق برنامج PLAXIS 2D وهذا ليكون تقييم المشروع أكثر دقة و اختيار الداعم النهائي للنفق بالإضافة إلى حساب القوى الداخلية و مستوى النزوح في جدار النفق.

**الكلمات المفتاحية :** نفق , داعم مؤقت , داعم نهائي .

## *Résumé*

Notre projet a pour but d'étudier le tunnel d' El hamdania (PK8 + 152 et LK8 + 137) qui est un tronçon de la section autoroutière Nord-Sud reliant Chiffa et Berrouaghia d'une longueur de 4.8 km.

Pour l'étude de notre tunnel on a classé le massif rocheux traversé on utilisant la méthode de Bieniawski et les recommandations de l'AFTES qui a pour but de choisir le soutènement provisoire le plus adéquat, après on a fait une étude analytique par la méthode (convergence-confinement ) pour vérifier le soutènement choisit .

Le système de soutènement provisoire adopté est constitué des cintres métalliques (HEB180) associés à une couche de béton projeté de 5cm.

on a fait une étude numérique par le biais du logiciel (Plaxis 2D) pour définir le revêtement définitive et calculer les différents déplacements.

**Mots clés :** tunnel , Plaxis , convergence-confinement , déplacements , modélisation.

## *Abstract*

The project is about studying the twin-tube tunnel of El hamdania (PK8+152 and LK8+137) which is a stump of the North-South highway associate Chiffa and Berrouaghia of the length of 4,8 km.

Through the studies of this tunnel, we classified the massive rock crossing using the method of Bieniawski and the recommendations of the AFTES which has been the cause of choosing the suitable temporary support, and then we carried out an analytic study of (convergence-confinement) Method to verify the chosen support.

The adopted temporary support system is composed of metallic arches (HEB180) associated to a layer of 5 cm of protected concrete.

As a conclusion, we made a numerical study with the bias of the software (PIAXIS 2D) to define the conclusive covering Besides calculating the difference movements.

**Key words :** tunnel , Plaxis ,convergence-confinement , movements, modalisations.

## Remerciement

## Résumé

## Table des matières

### CHAPITRE I : Introduction générale et présentation du projet.

I.1 Introduction générale.....	1
I.2 Présentation du projet.....	2

### CHAPITRE II : Etude bibliographique.

II.1 Introduction .....	5
II.2 Soutènement des tunnels .....	5
II.3 Méthodes de calcul du soutènement.....	6
II.3.1 Méthodes empiriques.....	7
II.3.1.1 Méthode de BIENIAWSKI.....	7
II.3.1.2 Recommandations de l'AFTES .....	10
II.3.1.2.1 Les paramètres liés à la description du massif.....	10
II.3.1.2.2 Critères relatifs à l'ouvrage et à son mode d'exécution.....	10
II.3.1.2.3 Critères relatifs à l'environnement.....	10
II.3.2 Méthodes Analytiques.....	11
II.3.2.1 La méthode de Convergence-confinement.....	12
II.3.2.1 Principe générale de la méthode.....	12
II.3.3. Méthodes numérique.....	17
II.3.2.1 Modélisation numérique des tunnels.....	17
II.3.2.2 La méthode des éléments finis (M.E.F).....	19
II.4 Conclusion .....	19

## **CHAPITRE III : Reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques.**

III.1 Introduction .....	20
III.2 Reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques.....	20
III.2.1 Le cadre géologique.....	21
III.2.1.1 Relief , géomorphologie et géologie de la région.....	21
III.2.2 Investigation géologique du terrain.....	22
III.2.2.1 Structure géologique.....	22
III.2.3 Le cadre hydrogéologiques.....	23
III.2.4 Le cadre sismique.....	24
III.3 Reconnaissance géotechnique.....	24
III.3.1 Les reconnaissance in situ.....	24
III.3.1.1 Reconnaissances par sondages carottés.....	24
III.3.1.2 Essais pressiométrique (PMT).....	26
III.3.2 Essais en laboratoire.....	27
III.3.2.1 Essais physique.....	27
III. 3.2.1.1 Analyse granulométrique.....	27
III. 3.2.1.2 Limites d’Atterberg.....	28
III. 3.2.2 Essais mécaniques.....	28
III. 3.2.3 Essai de gonflement.....	29
III.4 Paramètres géotechniques.....	30
III.5 Conclusion.....	31

## **CHAPITRE IV : Etude du soutènement provisoire.**

IV.1 Introduction .....	34
-------------------------	----



IV.2 Dimensionnant du soutènement.....	34
IV.2.1 Choix du soutènement provisoire.....	35
IV.2.1.1 Selon les recommandations de l’AFTES.....	35
IV.2.1.2 Selon la classification de BIENIAWSKI.....	36
IV.2.2 Calcul et Vérification du soutènement.....	43
IV.3 Conclusion .....	50

## **CHAPITRE V : Modalisation numérique du tunnel.**

V.1 Introduction .....	51
V.2 Présentation de logiciel PLAXIS.....	51
V.2.1 PLAXIS-Input .....	51
V.2.2 PLAXIS-Calculations .....	51
V.2.3 PLAXIS-Output.....	51
V.2.4 PLAXIS-Curves .....	51
V.3 Modèles de comportement de sol .....	51
V.4 Modèle de Mohr-Coulomb .....	52
V.5 Procédure de modalisation.....	52
V.6 Modalisation du tunnel.....	55
V.6.1 Condition aux limites.....	55
V.6.2 Génération du maillage.....	56
V.6.3 Conditions initiales.....	56
V.6.4 Procédures de calculs.....	57
V.7 Présentation des résultats.....	58
V.7.1 Soutènement provisoire.....	58
V.7.1.1 déformation du tunnel.....	58
V.7.1.2 Calcul des déplacements.....	58

V.7.2 Le revêtement définitif.....	61
V.8 Conclusion.....	65
Conclusion générale.....	66

## Liste des figures

### Chapitre I

Figure I.1 : Le réseau autoroutier en Algérie.....	2
Figure I.2 : Image satellitaire montrant la zone du projet.)....	3
Figure I.3 : Tracé en plan de tunnel routier du présent projet.....	4
Figure I.4 : Les travaux du tunnel routier d' El-hamdania.....	4

### Chapitre II

Figure II.1 : La méthode convergence-confinement a l'équilibre final (assemblage terrain + soutènement).....	13
FigurII.2 : Modélisation des tunnels.....	18

### Chapitre III

Figure III.1 : Colonne litho stratigraphique et synthétique de la zone de la Chiffa.....	21
Figure III.2 : La position de sondage <b>PS8-1</b> .....	25
Figure III.3 : La position de sondage <b>S8-2</b> .....	25
Figure III.4 : Coupe lithologique du terrain au niveau du tunnel .....	31
Figure III.5 : Coupe lithologique du terrain et leur défirrent paramètres.....	32
Figure III.6 : La position du tunnel dans la coupe lithologique.....	33

### Chapitre IV

Figure IV.1 : Coupe lithologique du terrain au niveau du tunnel.....	34
Figure IV.2 : Droites de convergence-confinement pour le schiste fortement.....	44
Figure IV.3 : Droites de convergence-confinement pour le schiste faiblement altéré.....	48

### Chapitre V

Figure V.1: Génération des conditions aux limites.....	55
Figure V.2: Génération du maillage.....	56
Figure V.3 : Les pressions interstitielles initiales (Conditions hydraulique).....	56
Figure V.4 : Les phases de calcul. ....	57
Figure V.5 : Schéma de déformation du tunnel.....	58
Figure V.6 : Le déplacement horizontal ( $U_x$ ) de soutènement provisoire.....	59
Figure V.7 : Le déplacement vertical ( $U_y$ ) de soutènement provisoire.....	59
Figure V.8 : Le déplacement total ( $U_{tot}$ ) de soutènement provisoire .....	60
Figure V.9 : Le déplacement horizontale de revêtement définitif .....	61
Figure V.10 : Le déplacement vertical de revêtement définitif.....	61
Figure V.11 : Le déplacement total de revêtement définitif.....	62
Figure V.12 : le diagramme des moments fléchissant.....	63
Figure V.13 : le diagramme des efforts normal.....	63
Figure V.14 : le diagramme des efforts tranchant.....	64

## Liste des tableaux

### Chapitre II

Tableau II.1 : Paramètres de classification des roches et notes de pondération [ 3 ] .....	8
Tableau II.2 : Note d'ajustement pour l'orientation des joints [ 3 ].....	9
Tableau II.3 : Classe de rocher suivant la classification de Bieniawski [ 3 ].....	9
Tableau II.4: Choix de soutènement d'après Bieniawski [ 3 ].....	9
Tableau II.5: Choix du type de soutènement d'après l'AFTES (critère de comportement mécanique du terrain).....	11
Tableau II.6 : Expression de la raideur et de la pression maximale pour chaque type de soutènement (Bouvard et al . 1995).....	16

### Chapitre III

Tableau III.1 : Description de l'âge de Crétacé et les roches correspondantes.....	22
Tableau III.2 : Les propriétés discontinuité.....	23
Tableau III.3 : Les paramètres principaux.....	23
Tableau III.4: sondages réalisés sur le site du projet.....	26
Tableau III.5 : Tableau de lithologie des formations principales.....	26
Tableau III.6 : Résultats de l'essai pressiométrique (PMT).....	27
Tableau III.7 : Résultat d'analyse granulométrique.....	28
Tableau III.8 : Résultat de Limites d'Atterberg.....	28
Tableau III.9 : Résultats des essais mécaniques.....	29
Tableau III.10 : Résultats de l'essai de gonflement de schiste.....	29
Tableau III.11 : Synthèse des paramètres géotechniques au niveau du sondage <b>PS8-1</b> (d'après le rapport géotechnique du projet).....	30

### Chapitre IV

Tableau IV.1 : Choix du type de soutènement en fonction des conditions du terrain (Le schiste fortement altérée) selon les recommandation de l'AFTES.....	36
Tableau IV.2 : Choix du type de soutènement en fonction des conditions du terrain (Le schiste faiblement altérée) selon les recommandation de l'AFTES.....	38
Tableau IV.3 : Calcul du RMR selon Bieniawski pour le schiste fortement altérée.....	39
Tableau IV.4 : Soutènement propose par BIENIAWSKI pour le schiste fortement altéré... ..	40
Tableau IV.5 : Calcul du RMR selon Bieniawski pour le schiste faiblement altérée .....	41
Tableau IV.6 : Soutènement propose par BIE NIAWSKI pour le schiste faiblement altéré. ..	42

### Chapitre V

Tableau V.1 : Paramètres du soutènement provisoire au niveau du tunnel.....	54
Tableau V.2 : Paramètres du revêtement définitif au niveau du tunnel.....	54
Tableau V.3 : Résultats des déplacements dans la phase 3.....	60
Tableau V.4 : Résultats des déplacements dans la phase 4.....	62

## Liste des symboles

$\sigma_0$  : Contrainte initiale.

$\sigma_c$  : Résistance de compression simple.

$\sigma_{b,max}$  : La contrainte limite admissible du béton.

$\sigma_{a,max}$  : La contrainte limite admissible de l'acier.

$C$  : Cohésion.

$\nu$  : Coefficient de poisson

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

$K$  : Raideur du terrain

$R$  : Rayon du tunnel.

$P$  : Pression du soutènement correspondant au point considéré de la courbe caractéristique du terrain.

$E_b$  : Module d'élasticité du béton.

$U$  : déplacement radial du soutènement.

$K_s$  : Raideur du soutènement, égale à la somme des raideurs des soutènements qui le constituent.

$K_{bp}$  : Raideur du béton projeté.

$K_c$  : Raideur du cintre HEB180.

$e$  : Epaisseur du béton.

$E_a$  : Module d'élasticité d'acier.

$E$  : Module d'élasticité.

$S$  : Section du cintre.

$P_{c,max}$  : Pression maximale du soutènement des cintres.

$P_{bp,max}$  : Pression maximale du soutènement du béton projeté.

$U_{eq}$  : Le déplacement du terrain à l'équilibre.

$P_{eq}$  : La pression exercée par le terrain à l'équilibre.

**H** : La hauteur de couverture.

$\lambda_a$  : Le taux de déconfinement.

$\lambda$  : Le taux de déconfinement du terrain en comportement élastique au front de taille.

**G** : Module de cisaillement du terrain.

## I.1 Introduction générale

La réalisation et l'exploitation des ouvrages souterrains telle que les tunnels nécessite des études et des analyses approfondies pour assurer leur sécurité en minimisant les risques d'instabilités tout en tenant compte des caractéristiques propres des ouvrages souterrains (caractéristiques géo-mécaniques et géométriques) et les caractéristiques des terrains traversés par l'ouvrage (contexte géologiques, hydrogéologiques et géotechniques ..) pour le but de bien définir le comportement de l'ouvrage, a fin de choisir la technique d'excavation la plus fiable et le type de soutènement le plus approprié pour assurer la meilleure stabilité lors de l'exécution du tunnel.

Le présent travail a pour objectif de faire une étude analytique et modalisation numérique du tunnel routier d' **El-Hamdania wilaya de médéa** qui assure la liaison autoroutière entre **chiffa** et **Berrouaghia (L'Autoroute Nord-Sud )** . Cette étude consiste essentiellement à faire un dimensionnement du soutènement provisoire qui assurerait la stabilité des parois du tunnel pendant son exécution et à dimensionner le revêtement définitif qui assurerait la sécurité pendant son exploitation.

Pour atteindre l'objectif , notre travail est structuré en cinq chapitres:

Le premier chapitre, fait une description générale et présente le projet.

Le deuxième chapitre est une synthèse bibliographique qui présente des généralités sur les tunnels, les types de soutènements provisoires et quelques méthodes de dimensionnement du soutènement.

Dans le troisième chapitre il y'a une présentation des travaux de reconnaissance du tronçon étudié, des reconnaissance géologique, hydrogéologique, sismique et géotechnique du site d'étude.

Le dimensionnement du soutènement provisoire du tunnel routier est présenté dans le chapitre quatre. Il comprend le choix d'un soutènement approprié en utilisant différentes méthodes empiriques de classification des massifs rocheux connues et largement utilisées, à savoir la méthode du RMR et les recommandations de l'AFTES, le calcul et la vérification du soutènement choisi par une méthode analytique d'interaction entre le massif excavé et le soutènement choisi, soit la méthode convergence-confinement

Le dernier chapitre est consacré à la modélisation numérique du tronçon du tunnel étudié, par le biais du logiciel PLAXIS 2D , afin de déterminer les déplacements induits par le creusement ainsi que les sollicitations engendrées afin de dimensionner le revêtement définitif.

Le présent mémoire se termine par une conclusion générale qui résume les principaux résultats et solutions adoptées dans l'étude de ce projet.

## I.2 Présentation du projet

Le réseau **autoroutier** en Algérie 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 relient le Nord du pays avec les autoroutes transversales et le Sud.

L'Autoroute Nord-Sud est le principal axe autoroutier algérien en direction du sud du pays, construit en parallèle à la Nationale 1. Il entre dans le projet de la route transsaharienne. Elle démarre au niveau de l'échangeur n°44 de l'Autoroute Est-Ouest dans la wilaya de Blida, pour finir au niveau de l'Autoroute des Hauts Plateaux à hauteur de la nouvelle ville de Boughezoul, tout en croisant à mi-chemin la 4e Rocade d'Alger à Berrouaghia (Fig. I.1).



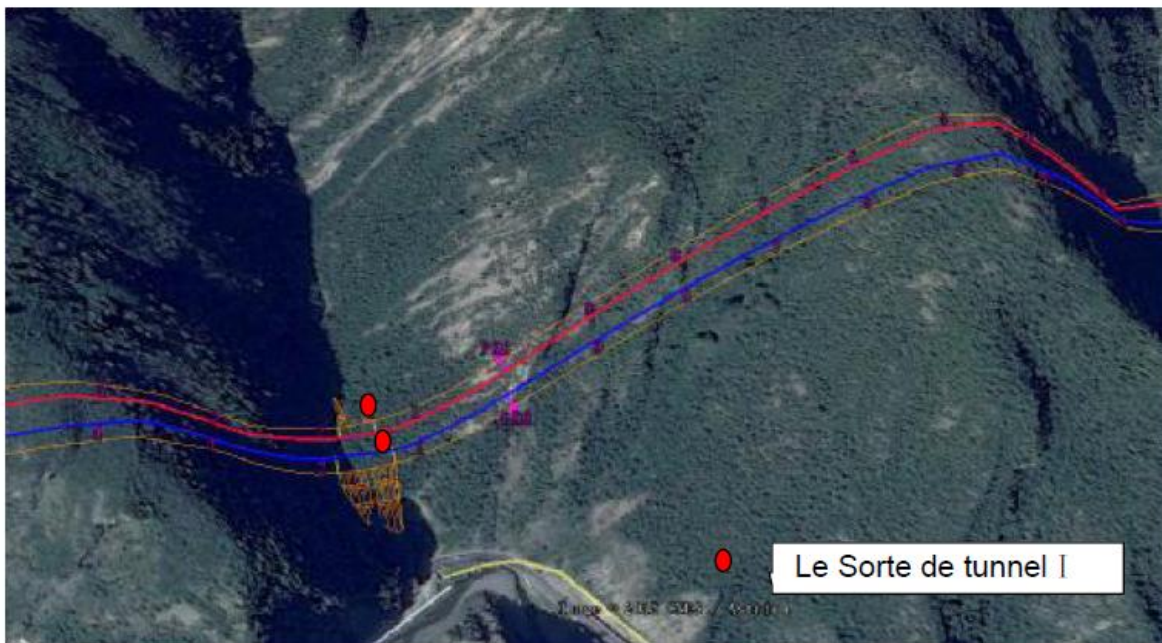
**Figure I. 1:** Le réseau autoroutier en Algérie.



Le Projet de la réalisation de la section autoroutière Nord-Sud entre Chiffa et Berrouaghia se situe dans les Wilayas de Médéa et Blida, sur une longueur totale de 53km. Les travaux traversant les montagnes de l'Atlas et la gorge de Chiffa très accidentée, sont reconnus par son plus haut niveau d'exigence de la protection environnementale, les conditions géologiques les plus complexes et la difficulté la plus marquante de la réalisation dans le domaine de l'autoroute en Algérie. Le projet est jusqu'à présent le plus grand projet de l'infrastructure en Algérie, consiste principalement en travaux de 9.6 km de tunnel (Fig. I.2) et 16km d'ouvrages d'art, ainsi qu'en travaux de chaussée.

Le présent projet se situe à 6km au Sud de la ville de Chiffa, Wilaya de Blida. Il s'agit d'un tunnel en deux tubes, la Sortie sud du tunnel prévu est au niveau de PK8+152 et LK8+137, la vitesse de référence préconisée est de 80km/h.

Sortie sud du tunnel 1 est entre les ravins sont développés sous forme de V, les ravins sont à la direction de l'est à l'ouest, les pentes sont abruptes sur les deux cotés, la pente naturelle généralement est de  $35^\circ$  à  $50^\circ$ , une bonne végétation; sortie est située sur le pied du talus de cote nord, voir **Figure I. 2**, la cote de conception de ligne droite de sortie est de 343.57m, la cote de conception de ligne gauche est de 342.576m, la cote de conception du fossé et de la ligne droite de sortie est de 336.69m, la cote de conception du fossé de la ligne gauche est de 331.42m.



**Figure I.2:** Image satellitaire montrant la zone du projet.





Figure I.3: Tracé en plan de tunnel routier du présent projet.



Figure I.4: Les travaux du tunnel routier d' El-hamdania.

## II.1 Introduction

La réalisation des tunnel a pour but de créer une liaison entre deux points, 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. selon l'obstacle à franchir on peut distinguer plusieurs types de tunnels :

- ferroviaires.
- routiers.
- métro.. etc.

Pour l'exécution des tunnels, il existe plusieurs méthodes et le choix de la technique à employer résulte d'un compromis entre les exigences liées à la géométrie et la profondeur de l'ouvrage à réaliser, les caractéristiques du terrain à creuser, les spécificités du site et de son environnement, le délai et le coût d'exécution, le matériel disponible, et les contraintes géologiques et hydrologiques, ces méthodes peuvent être:

- traditionnelle à l'explosif ou bien mécanique.

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.

## II.2 Soutènement des tunnels

Le creusement d'un ouvrage souterrain (galerie, tunnel), perturbe le système des 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 géo mécaniques de la cavité. Pour cette raison, la réalisation de soutènement provisoire est l'un des éléments essentiels de l'exécution d'un tunnel, galerie...etc.

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 place par un tunnelier.

Il a le rôle de protection et de sécurité, pour le personnel travaillant sous terre .

On distingue quatre principales catégories de soutènement :

➤ **Support exercé en appliquant une pression de confinement au sol environnant**

- Le béton projeté seul.
- Béton projeté avec cintres réticulés.

➤ **Soutènement agissant comme supports**

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

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

➤ **Soutènement exerçant à la fois une pression de confinement et agissant comme renfort du sol environnant**

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

- Boulons à ancrage ponctuels, fixés par voie mécanique ou chimique ;
- Boulons à ancrage réparti, scellés à la résine ou au mortier.

➤ **Soutènement consolidant le sol en vue de modifier ses propriétés géotechniques et/ou hydrologiques**

- injection de consolidation.
- air comprimé.
- congélation.

### **II.3 Les différents méthodes de calcul du soutènement**

pour le calcul de tunnel on a principalement trois catégories de méthodes qui varient selon les hypothèses principales qui définissent le cadre d'utilisation de chaque méthode ,elles sont essentiellement:

- Méthodes empiriques.
- Méthodes analytiques.
- Méthodes numériques.

## II .3.1 Méthodes empiriques

Les premières méthodes de dimensionnement des tunnels considéraient que le soutènement ou le revêtement définitif devait supporter le poids d'un volume de terrain décomprimé situé à l'intérieur d'une zone en forme de cloche, les dimensions de cette cloche étaient déterminées par des formules empiriques basées sur l'expérience acquise.

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

### II.3.1.1 Méthode de BIENIAWSKI

Bieniawski a publié en 1976, les détails d'une classification des masses rocheuses intitulée RMR (Rock Mass Rating). Depuis la version originale, certaines modifications ont été apportées. La dernière version de 1989 est la plus couramment utilisée.

La classification de Bieniawski prévoit l'évaluation de différents paramètres, puis une note est attribuée pour chaque paramètre en fonction de sa valeur. Tableau. II.1. 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:

- La résistance à la compression simple.
- Le RQD (Rock Quality Designation).
- L'espacement 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 II.2 et II.3.



La classification, le choix du soutènement ainsi que la durée de tenue des parois de l'excavation sont données, respectivement, par les tableaux II.4 et II.5.

**Tableau.. II.1:** Paramètres de classification des roches et notes de pondération [ 5 ] .

PARAMETRES			COEFFICIENTS						
1	Résistance de la roche	Indice franklin	> 8 MPa	4-8 MPa	2-4MPa	1-2MPa	Indice franklin non utilisable		
		Résistance à la compression	>200 MPa	100-200 Mpa	50-100 MPa	25-50 MPa	10-25 MPa	3-10 MPa	1-3 MPa
	Note	15	12	7	4	2	1	0	
2	R.Q.D		90-100	75-90	50-75	25-50	< 25		
	Note		20	17	13	8	3		
3	Espacement des joints		> 3 m	1-3 m	0,3-1 m	50-300 mm	< 50 m		
	Note		30	25	20	10	5		
4	Nature des joints		Surfaces très rugueuses non continues Epontes en contact Epontes non altérées	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur < 1 mm Epontes non altérées	Surfaces légèrement rugueuses épaisseur < 1 mm epontes altérées	Surfaces lustrées ou remplissage < 5 mm ou joint ouverts 1 à 5 mm joints continus	Remplissage mou > 5 mm ou joints ouverts > 5 mm joints continus		
	Note		25	20	12	6	0		
5	Venues d'eau	Débit sur 10 m	Aucune venue d'eau		< 25 l/min	25-125 l/min	> 25 l/min		
		Pression d'eau contrainte principale	0		0,0-0,2	0,2-0,5	> 0,5		
		Hydrogéologie	Complètement sec		Suintement (eau interstitielle)	Pression d'eau modérée	Problèmes sérieux de venues d'eau		
	Note		10		7	4	0		

**Tableau II.2:**Note d'ajustement pour l'orientation des joints [ 5 ].

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	

**Tableau II.3:** Classe de rocher suivant la classification de Bieniawski [ 5 ].

Note globale RMR	100-81	80-61	60-41	40-21	< 20
Classe de rocher et description	1 Très bon rocher	2 Bon rocher	3 Rocher moyen	4 Rocher médiocre	5 Rocher très médiocre
Temps de tenue moyen	10ans pour 5m de portée	6 mois pour 4m de portée	1 semaine pour 3m de portée	5heures pour 1.5m de portée	10mn pour 0.5m de portée

**Tableau II.4:** choix de soutènement d'après Bieniawski [ 3 ] .

Classe de la roche	Type de soutènement						
	Boulons d'ancrage		Béton projeté			Cintres métalliques	
	Espacement	Complément d'ancrage	Voute	Piédroits	Complément de soutènement	Type	Espacement
1	Généralement pas nécessaire						
2	1.5-2.0m	Occasionnellement treillis soudé en voute	50mm	Néant	Néant	Non rentable	
3	1.0-1.5m	Treillis soudé+30mm de béton projeté en voute	100mm	50mm	Occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	Cintres légers	1.5-2.0m

4	0.5-1.0m	Treillis soudé+30-50mm de béton projeté en voute et en piédroits	150mm	100mm	Treillis soudé et boulons de 2 à 3m d'espacement	Cintres moyens +50mm de béton projeté	0.7-1.5m
5	Non recommandé		200mm	150mm	Treillis soudé et boulons et cintres légers	Treillis soudé et boulon et cintres légers	0.7m

### II.3.1.2 Recommandations de l'AFTES

L'Association Française des Travaux en Souterrain (AFTES) a préparé des recommandations qui ont permis de constituer une classification, dite de l'AFTES. Ces recommandations tiennent compte des paramètres du massif encaissant le tunnel, des dimensions du tunnel et de son mode d'exécution ainsi que de l'environnement.

#### II.3.1.2 .1 Les paramètres liés à la description du massif

- 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.

#### II.3.1.2 .2 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.

#### II.3.1.2 .3 Critères relatifs à l'environnement

- La sensibilité de l'environnement aux tassements.
- Les effets d'une modification de l'équilibre hydrologique.

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, l'adaptabilité ou non du soutènement. un exemple du choix du soutènement selon le critère du comportement mécanique est donné par le tableau II.5.



Comportement mécanique	Pis de soutènement	Bâton percé	Boulons			Cintres		Voissins		Tubes préfabriqués	Bouclier ou poutre tuba	Procédés spéciaux		
			à ancrage perçus	à ancrage séparé	bâton treillis	lourds	légers courbés	passives métal assemblées	section			Injection	air comprimé	remplissage
R1	●		●		⊗			⊗	⊗	⊗	⊗		⊗	⊗
R2a	●		●		⊗			⊗	⊗	⊗	⊗		⊗	⊗
R2b		●	●	●	⊗			⊗	⊗	⊗	⊗		⊗	⊗
R3a		●	●	●	⊗		●	⊗	⊗	⊗	⊗		⊗	
R3b		●	●	●	⊗		●		⊗	⊗	⊗			
R4	⊗	●	⊗		●									
R5a	⊗	●	⊗		●	●	●	●						
R5b	⊗	●	⊗	⊗	●	●	●	●	●	●	●	●		
R6a	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	Enf. R1	Enf. R1	Enf. R1	R2	●	●	●		
R6b	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	Enf. R1	Enf. R1	Enf. R1	R1, R2, R3	R1	●	●		●

**Tableau II.5:** choix du type de soutènement d'après l'AFTES (critère de comportement mécanique du terrain). [ 4 ]

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

### II.3.2 Méthodes Analytiques

Les méthodes analytiques permettent de déterminer quantitativement les paramètres de dimensionnement à partir d'un modèle, destiné à schématiser le comportement de l'ouvrage sous l'effet des sollicitations qui lui sont appliquées, ainsi permettent rapidement d'obtenir des ordres de grandeur des paramètres de calcul et d'estimer l'influence de certains paramètres sur la réponse de l'ensemble terrain-soutènement. Toutefois, leur domaine d'application directe est limité, en raison des hypothèses de calcul très restrictives sur lesquelles elles reposent. Les méthodes analytiques se basent sur des hypothèses simples

visant à simplifier la modélisation du problème rencontré. Ces simplifications portent sur les hypothèses suivantes :

- **La géométrie** : le tunnel est supposé à section circulaire et d'axe horizontal.
- **La stratigraphie** : on ne prend en compte qu'une seule couche de terrain supposée homogène.
- **La loi de comportement du sol**: supposée élastique linéaire ou élasto-plastique
- **L'état initial de contraintes** : est supposé isotrope et homogène.
- **Les formules** : sont exprimées dans le plan et dans le cadre des petites déformations.

Les méthodes analytiques peuvent se diviser en deux groupes :

- Méthodes analytiques élastiques qui traitent l'entourage de l'excavation comme un milieu élastique.
- Méthode analytique elasto-plastique qui prend en compte le développement d'une zone plastique autour de la cavité souterraine due de l'excavation du tunnel. Parmi les analyses elsto-plastiques, la théorie de l'état limite (Caquot, Atkinson, Muhlhaus, 1950) et la méthode convergence-confinement (Panet, 1979, 1986).

### II.3.2.1 La méthode de Convergence-confinement [ 7 ]

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.

La méthode est basée sur les hypothèses suivantes

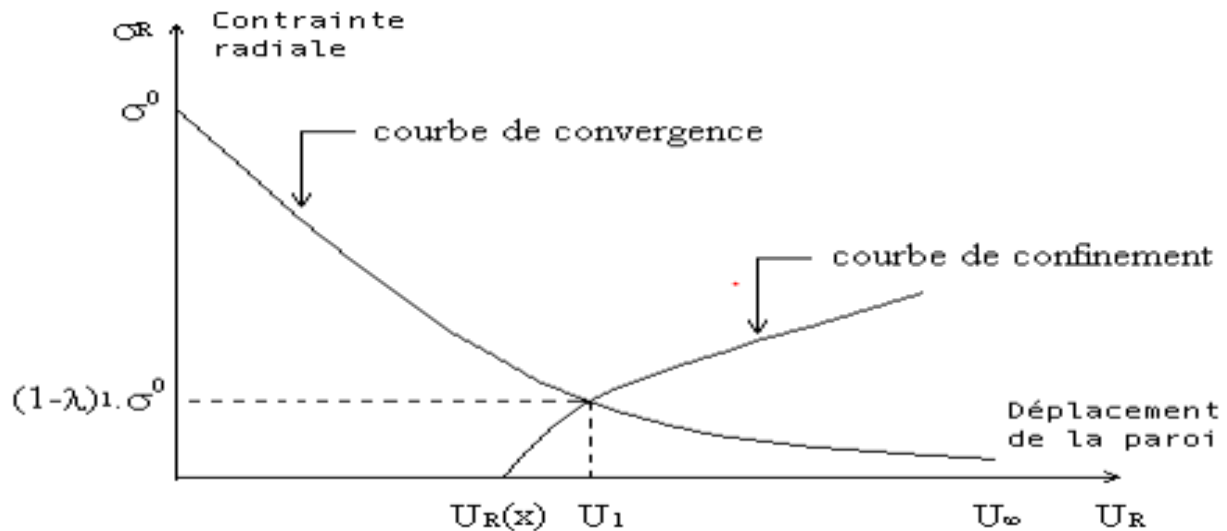
- Hypothèse des déformations .
- Hypothèse d'isotropie des contraintes initiales ( $K_0 = 1$ ) et d'isotropie du massif.
- La cavité étudiée a une forme cylindrique.

### II.3.2.2 Principe générale de la méthode

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.



**Figure II.1:** La méthode convergence-confinement a l'équilibre final (assemblage terrain + soutènement).

Cette méthode consiste à tracer la courbe de comportement du terrain et la courbe de du soutènement dans le même graphique (Fig.II.11). Le point d'intersection entre les deux courbe représente l'équilibre finale (assemblage terrain + soutènement) , ce qui nous permet de déterminer la pression a l'équilibre ainsi que le déplacement atteint au moment de l'équilibre.

La méthode comporte quatre étapes de calcul :

- **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.

➤ **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.

### Les données

**R** : Rayon de l'excavation .

**E** : Caractéristiques de rupture du terrain .

**ν** : Coefficient de poisson.

**C** : Cohésion.

**φ**: Angle de frottement ;

**γ**: Poids volumiques du rocher dans la zone décomprimée ;

**σ<sub>0</sub>**: Contrainte initiale de massif.

**R<sub>C</sub>**: la résistance en compression simple des terrains:

$$R_C = \frac{2C \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (\text{II.1})$$

**K<sub>P</sub>**: Coefficient de butée:

$$K_P = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (\text{II.2})$$

### ❖ Etapes de calcul

a) 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.

$$U_e = \frac{(1+\nu) \cdot \sigma_0 \cdot R}{E} \quad (\text{II.3})$$

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

$$P = \sigma_0$$

$$P = 0$$

$$U = 0$$

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

b) Si  $\sigma_0 \geq \frac{R_C}{2}$

Calcul de la pression d'apparition de la zone en état limite de rupture **P<sub>a</sub>** du taux de déconfinement **λa** et des déplacements à la paroi correspondant.

$$P_a = \sigma_0 (1 - \sin \varphi) - C \cos \varphi \quad (\text{II.4})$$

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - P}{\sigma_0} \quad (\text{II.5})$$

- 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 :

$$\bullet \quad P(\lambda) = (1-\lambda) \sigma_0. \quad (\text{II.6})$$

$$\bullet \quad U(\lambda) = \frac{1+\theta}{E} \lambda_a \sigma_0 \frac{1}{1+\alpha} \left[ 2 \cdot \left( \frac{R_p(\lambda)}{R} \right)^{1+\alpha} - 1 + \alpha \right] R. \quad (\text{II.7})$$

$$\bullet \quad \frac{R_p(\lambda)}{R} = \left[ \frac{2}{K_p+1} \cdot \frac{(K_p-1) \cdot \sigma_0 + R_c}{(1-\lambda) \cdot (K_p-1) \cdot \sigma_0 + R_c} \right]^{\frac{1}{K_p+1}}. \quad (\text{II.8})$$

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.

### ➤ 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 :

$$U_{s0} = \lambda_{s0} \cdot U_e. \quad (\text{II.9})$$

avec:

le taux de déconfinement du terrain en comportement élastique a une distance (x) du front de taille :

$$\lambda_{s0}(x) = \left[ \frac{1}{1 + \frac{4x}{3R}} \right]^2. \quad (\text{II.10})$$

➤ **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, sont présenté dans le Tableau II.6:

**Tableau II.6:** Expression de la raideur et de la pression maximale pour chaque type de soutènement (Bouvard et al . 1995).

		Raideur	Pression maximale
Béton coffré ou Béton projeté	Revêtement mince	$K_b = \frac{E_b \cdot e}{(1 - \nu_b^2)R} \approx \frac{E_b \cdot e}{R}$	$P_{max} = \frac{\sigma_b \max \cdot e}{R}$
	Revêtement épais	$K_b = \frac{E_b (R^2 - R_t^2)}{(1 - \nu_b)[(1 - 2\nu_b)R^2 + R_t^2]}$	$P_{max} = \frac{R^2 - R_t^2}{R^2 + R_t^2} \sigma_b \max$
Cintres calés à la paroi		$K_c = \frac{E_a \cdot S}{e \cdot R}$	$P_c \max = \frac{S \cdot \sigma_a}{R \cdot e}$
Boulons à ancrage ponctuel		$\frac{1}{K_s} = \frac{e_c \cdot e_t}{R} \left[ \frac{4 \cdot l}{\pi \cdot d^2 E_a} + Q \right]$ Rigidité d'un ensemble de boulons	$P_s \max = \frac{T_{br}}{e_c \cdot e_t}$

La courbe caractéristique est une droite de l'équation suivante :

$$P_s = \frac{K_s}{R} \cdot (U - U_{s0}) \quad (\text{II.11})$$

avec :

U : déplacement radial du soutènement.

P<sub>s</sub> : pression sur le soutènement.

K<sub>s</sub>: Raideur du soutènement .

### ➤ **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.

### **II.3.3 Méthodes numérique**

L'analyse numérique a commencé bien avant la conception des ordinateurs et leur utilisation quotidienne que nous connaissons aujourd'hui. Les premières méthodes ont été développées pour essayer de trouver des moyens rapides et efficaces de s'attaquer à des problèmes soit fastidieux à résoudre à cause de leur grande dimension (systèmes à plusieurs dizaines d'équations par exemple), soit parce qu'il n'existe pas solutions explicites connues même pour certaines équations assez simples en apparence.

Dès que les premiers ordinateurs sont apparus, ce domaine des mathématiques a pris son envol et continue encore à se développer de façon très soutenue.

Dans le cas d'ouvrages souterrains, l'objectif est de modéliser le déconfinement provoqué par le creusement des tunnels afin de déterminer les champs de déplacements et de contraintes au sein du massif. En considérant un type d'approximation numérique, ces méthodes font appel aux modèles de comportement du sol pour la simulation des chemins de sollicitation que l'on rencontre dans le cas d'un problème réel. Les codes de calculs numériques sont construits sur la base des éléments finis, des différences finies ou encore des éléments distincts.

Ils présentent l'avantage incontestable de pouvoir aborder les problèmes théoriques analytiquement insolubles en les remplaçant par une solution numérique approchée.

#### **II.3.3.1 Les différents types de modélisation numérique des tunnels [ 13 ]**

La modélisation numérique d'un tunnel peut se réaliser à partir de 3 types d'approches:

##### ➤ **La modélisation tridimensionnelle (Figure II.2.a)**

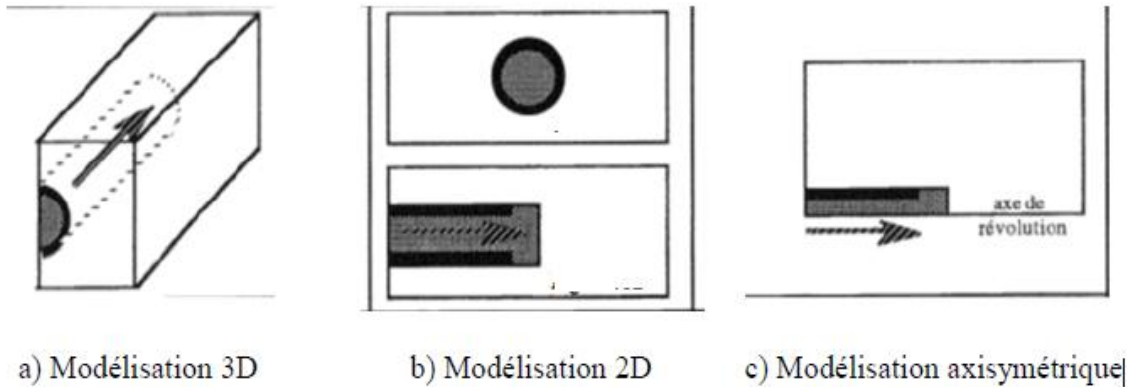
C'est le seul type de modélisation qui permet de traiter le problème réel par la prise en compte partielle de la technologie du creusement, de la géométrie 3D du problème et de l'ensemble des phénomènes mis en jeu. Cependant, cette modélisation 3D nécessite la réalisation d'un maillage très complexe si l'on prend en compte les différentes couches de sol et le phasage des travaux.

##### ➤ **La modélisation bidimensionnelle en déformation plane (Figure II.2.b)**

La modélisation 2D transversale (fig. 2-8b1) est possible dans le cas d'ouvrages à section régulière et grande dimension longitudinale, le calcul se réalisant en section courante dans un plan vertical perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage supposé de longueur infinie dans cette direction<sup>2</sup>. La modélisation transversale ne permet pas d'analyser la stabilité du front de taille.

➤ **La modélisation axisymétrique (Figure II.2.c)**

Ce calcul est très restrictif car, du fait de l'axisymétrie, il suppose un champ de contraintes homogène dans le massif : il ne s'applique donc qu'au cas des tunnels profonds et, en particulier, n'est pas adapté à la détermination des tassements de surface.



**Figure II.2:** Modélisation des tunnels. [ 13 ]

Ces méthodes permettent de tenir compte des facteurs suivants :

- Géométrie complexe (interaction de tunnels, tunnels non circulaires, ... etc.).
- Forces de gravité.
- Prise en compte de l'eau interstitielle.
- Interaction sol/structure.
- Comportement non-linéaire du sol et du soutènement (lois elasto-plastiques, viscoplastiques, ou élasto-visco-plastiques).
- Anisotropie des terrains et de l'état de contraintes initial.
- Charges de surfaces etc...



### II .3.3.2 La méthode des éléments finis (M.E.F) [ 13 ]

La méthode des éléments finis consiste à déterminer, en lieu et en place de l'ouvrage réel, les déplacements finis de points matériels (nœuds) appartenant à un ensemble de corps mécaniques simplifiés (éléments finis) et assemblés aux nœuds d'un maillage. Elle repose sur 2 hypothèses simplificatrices :

- les éléments sont exclusivement assemblés aux nœuds
- les déplacements à l'intérieur d'un élément sont interpolés à partir des déplacements aux nœud .

Ce type de calcul nécessite un certain nombre de choix adaptés au problème rencontré, concernant en particulier:

- le modèle de l'espace de travail (unidimensionnel, bidimensionnel, axisymétrique, tridimensionnel).
- l'échelle de la modélisation.
- les éléments finis (éléments barres, poutres, plaques, coques, volumiques).
- les modèles qui régissent le comportement des éléments considérés.
- la géométrie, la densité et les limites du maillage.
- les conditions aux limites (liaisons et chargements).
- le type d'analyse (linéaire ou non linéaire, statique ou dynamique).

## II.4 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté une synthèse bibliographique qui nous a permis de donner une idée générale sur l'étude des tunnels.

Pour assurer la stabilité de l'ouvrage il est nécessaire de bien choisir le système de soutènement provisoire ,le choix et la vérification de ce système est basé sur plusieurs méthode de calculs telle que les méthodes empiriques, les méthodes analytiques et les méthodes numériques.

### III.1 INTRODUCTION

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 et ceci est conditionné par la réalisation des travaux de reconnaissance souvent caractérisés par des accès et des conditions de réalisation difficiles, notamment en zones montagneuses.

### III.2 Reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques

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 minéralogique, leur qualité et leur discontinuité.

➤ **Pour les reconnaissances hydrogéologiques :**

Les informations aquifères et les terrains perméables, 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 à l'exploitation de l'ouvrage.

➤ **Pour les reconnaissances sismique :**

L'analyse de la sismicité historique (récurrence des séismes), de la sismicité instrumentale et l'identification des failles actives, permettent de définir l'aléa sismique d'une région, c'est-à-dire la probabilité qu'un séisme survienne

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 les traitements spéciaux à envisager pendant la construction.

### III.2.1 Le cadre géologique

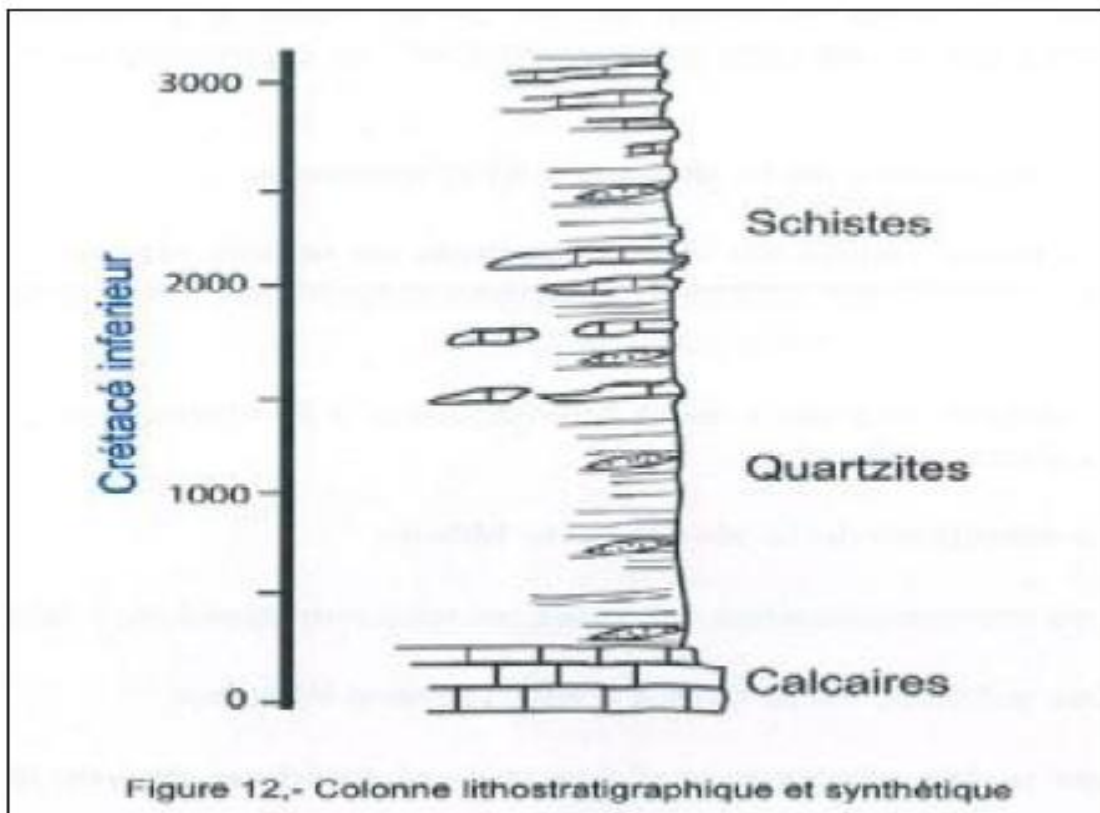
#### III.2.1.1 Relief , géomorphologie et géologie de la région

On présente ici les grandes unités sur le transversale de la Mitidja a EL Hamdania selon un schéma qui tient compte des facies et les unités découpées d'après les auteurs qui ont travaillé dans la zone.

La coupe Nord-Sud, depuis la plaine de la Mitidja jusqu'a EL Hamdania reflète les ensembles géologiques suivants :

- Le Néogène de la plaine de la Mitidja.
- Les marno-calcaires du crétaqué allochtone de l'Atlas Nord blideen.
- Les schistes de la Chiffa d'âge crétaqué inférieur.
- Les unités allochtones d'âge crétaqué inférieur, moyen et supérieur.

Tout cela est représenté graphiquement dans la colonne suivante (Figure III.1) ou sont décrits les roches et leurs âges respectifs.



. **Figure III.1:** Colonne litho stratigraphique et synthétique de la zone de la Chiffa.

**Tableau III.1:** Description de l'âge de Crétacé et les roches correspondantes.

Période	Époque	Bornes [Ma]	Lithologie	Place
Crétacé	supérieur	70,6 - 99,6	Marnes et calcaires	El Hamdanla
	inférieur	112,0 - 145,5	Schistes et Quartzites Calcaires	Gorges de La Chiffa  La Chiffa

### III.2.2 Investigation géologique du terrain

Les observations sur le terrain et les sondages carottés PS8-1et S8-2exécutés ont permis d'identifier quatre (3) principales unités lithologiques (UL) le long du tracé du tunnel.

- Unité lithologique 1 (UL1) : Bloc.
- Unité lithologique 2 (UL2) : Schiste fortement altéré.
- Unité lithologique 3 (UL3) : Schiste faiblement altéré.

Une description générale des principales caractéristiques de chacune de ces unités lithologiques est présentée ci-après:

#### III.2.2.1 Structure géologique

- **Structure feuilletée:**

La structure de la couche est monoclinale dans la zone du tunnel, la direction des couches est vers le Sud ( $147^{\circ}$ - $192^{\circ}$ ), le pendage est ( $35^{\circ}$ - $80^{\circ}$ ), la direction des couches est vers le Sud  $170^{\circ}$ , le pendage est  $55^{\circ}$  dans l'axe du tunnel.

- **Diaclase:**

Selon les résultats de reconnaissance, les deux joints sont très développés, avec une direction de pendage est de  $290$ - $305^{\circ}$ , le pendage est de  $70$ - $80^{\circ}$  et une direction de pendage est de  $50$ - $70^{\circ}$ , le pendage est de  $55$ - $65^{\circ}$ .

➤ **Les résultats des investigations in situ:**

Selon les résultats de la station d'investigation géotechnique, l'affleurement de schiste sur 50m gauche de la ligne gauche de sortie, les principales caractéristiques de la structure de la surface de roche sont résumées dans le Tableau III.2:

**Tableau III.2:** Les propriétés de discontinuité.

Position	Type de discontinuités	Direction et pendage	Longueur (m)	Espacements discontinuités (mm)	Séparation entre les joints(mm)	Rugosité	Epaisseur des remplissages (mm)
LPK8+1 00 G50m	couche	172° / 68°	>20	<20	<1	lisse	sidéroxyde
	diacalse 1	75° / 52°	3	300	5	lisse	boue
	diacalse 2	295° / 56°	3	300	1	lisse	sidéroxyde

➤ **RQD des roches**

En se référant aux résultats des essais au laboratoire sur le sondage S8-02, la résistance à la compression et la valeur de RQD ainsi que d'autres paramètres principaux sont donnés dans le Tableau III.3:

**Tableau III.3:** Les paramètres principaux.

Type Lithologie	Compression uniaxial $\sigma_c$ (MPa)	RQD (%)	Espacements discontinuités (m)	Eaux souterraines	Rugosité	RMR89	Classe de RMR
Bloc							V
Schiste fortement altéré	10.77 (7.68-16.35)	<25	0.02	Eau d'écouant	lisse	15	V
Schist altéré moyen	17.33 (11.29-24.63)	45	0.30	Eau d'égoutte	lisse	29	IV1

### III.2.3 Le cadre hydrogéologiques

Dans la région de l'étude il n'existe que des aquifères peu étendus et aux ressources limitées.

Le cours d'eau principal est l'Oued Chiffa, Hydrauliquement, celui-ci a un comportement de type torrentiel. Cela implique les débits ne sont pas uniformes à l'échelle d'une année, Les fortes précipitations ponctuelles occasionnent des crues importantes.

L'Oued est alimenté par un nombre important de torrents, et par de petits bassins qui s'y déversent. Bien que ces bassins soient de petite dimension, les débits peuvent être importants lorsque des pluies abondantes se produisent.

Au cours de son passage, il est jalonné de sources d'eau qui jaillissent à travers les schistes, les calcaires ou grès grâce à l'intense fracturation qui a affecté cette zone des nappes telliennes..

En effet, de nombreuses sources sont inventoriées à travers son passage dont certaines ont un débit très fort. Par ailleurs, les hautes altitudes de l'Atlas blideen et des monts de Médéa permettent l'enneigement de leurs sommets qui déversent en fondant (la neige) des quantités importantes d'eau dans les rivières dont celui de la Chiffa.

Au niveau de la Sortie sud du tunnel, il y a des eaux superficielles dans les ravins toute l'année, le débit est environ 2-10L/S pendant la période de prospection. Cependant, il n'a pas été constaté d'eaux souterraines au niveau de la profondeur atteinte par les sondages.

### **III.2.4 Le cadre sismique**

Le territoire algérien est divisé selon le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) en cinq zones de sismicité croissante : de la zone 0 (sismicité négligeable) à la zone IIb (sismicité très élevée).

La zone du projet est classée en zone **IIb**, D'après la classification des groupes selon l'importance des ouvrages, la route de la présente zone d'étude correspond au Groupe 1, qui considère une accélération sismique  $A=0.40g$ .

### **III.3 Reconnaissance géotechnique**

Une campagne de reconnaissance insitu et en laboratoire a permis de définir l'ensemble des caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques des terrains en place.

#### **III.3.1 Les reconnaissances in situ**

Les essais in-situ sont des mesures physiques directement sur le terrain. Les données récupérées sur le terrain sont traitées par les ingénieurs. Les essais de terrain préconisés sont les essais de pénétration et les forages (avec placement éventuel de piézomètres), d'autres essais pouvant par ailleurs être prévus (essais au pressiomètre, essais au scissomètre, essais géophysiques, ...) en fonction de la nature du sol ou du contexte

##### **III.3.1.1 Reconnaissances par sondages carottés**

Dans le cadre de ce projet et pendant les campagnes d'investigation deux sondages carottés ont été réalisés à la sortie sud du tunnel, le sondage **PS8-1** dans **PK8+152** et le sondage **S8-2** dans **LK8+137**.

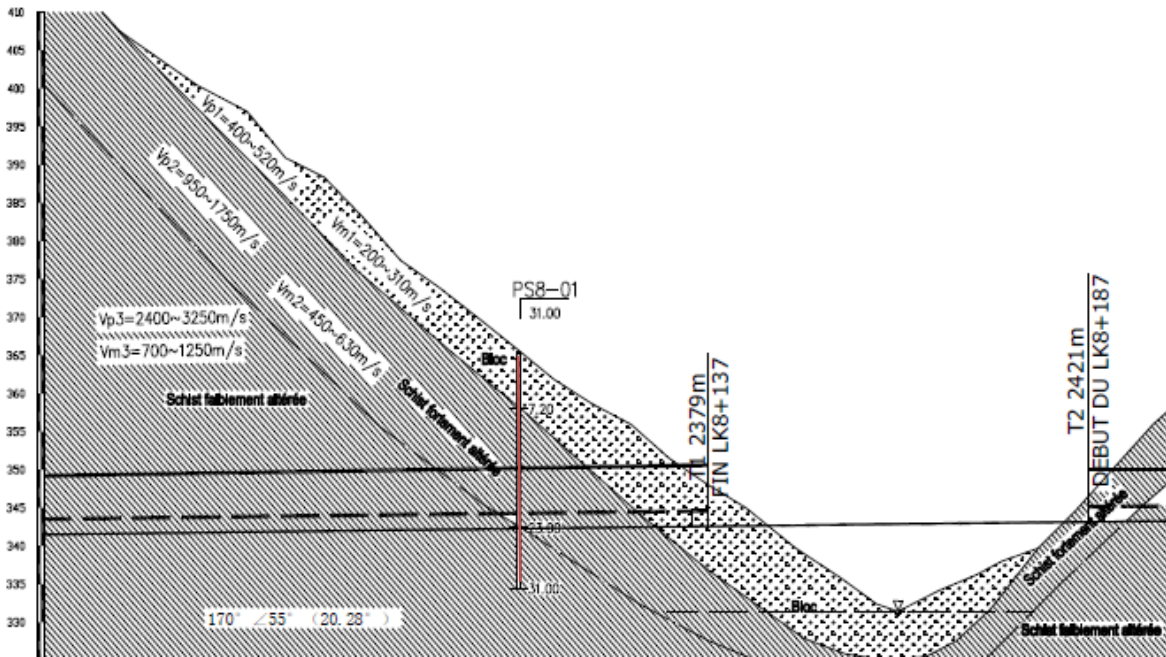


Figure III.2: La position de sondage PS8-1.

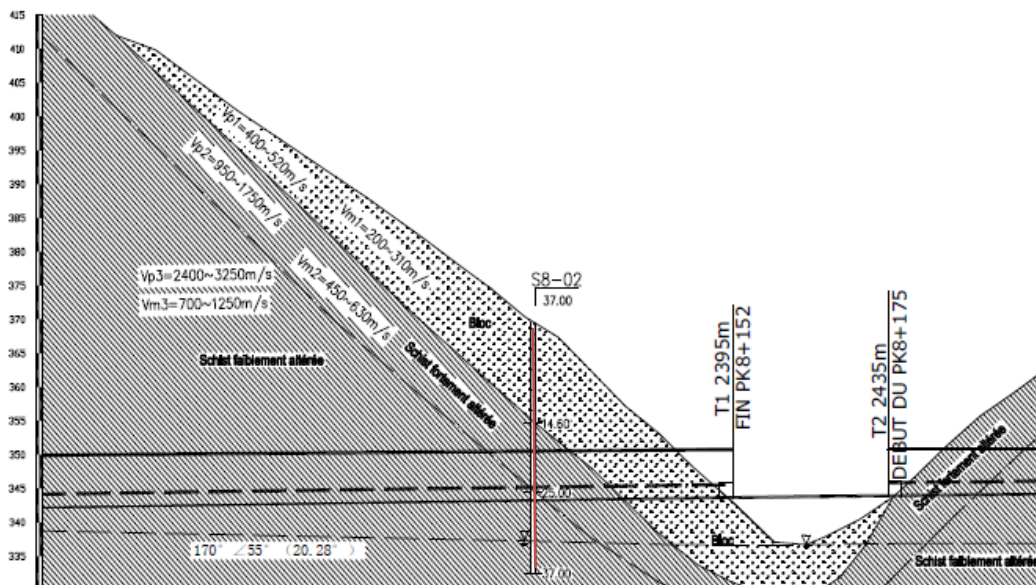


Figure III.3: La position de sondage S8-2.

Le tableau III.4 donne la position des deux sondages:



**Tableau III.4 :** sondages réalisés sur le site du projet.

N° sondage	PK et distance	Type d'essai	Coordonnée		Altitude (m)	La profondeur (ou la longueur) d'investigation (m)	Remarque
			X(m)	Y(m)			
PS8-1	LK8+112.5G19.0m	PS	478716.351	4026720.487	358.58	31.00	EXE
S8-2	PK8+122.9D19.0m	S	478661.519	4026686.548	374.26	37.00	EXE

**Tableau III.5 :** Tableau de lithologie des formations principales.

N° couche	lithologique	code	épaisseur (m)	Couleur	statut	Description
①	Bloc	B	7.2-14.6m	Gris	Moyennement dense	Couleur grise, le diamètre moyen est entre 20cm à 40cm, le diamètre du plus gros grain est environ 200 cm, le schiste est la formation dominante avec des inclusions peu argileuses, moyennement dense. Il est dépôt pente
②	Schiste	RS	10.4-15.8m	Jaune-brun et gris	Fortement altérée	Couleur grise ou jaune brunâtre, le schiste est mou, avec la présence des fissures développées.
③	Schiste	RS	non exposé	Gris	Faiblement altérée	Couleur grise et grise foncée, dur, les fissures sont développées.

les rapports de forage qui contiennent les détails des résultats de chaque sondage se trouvent respectivement dans l'annexe A.1.a.

### III.3.1.2 Essais pressiométrique (PMT)

L'essai pressiométrique est un essai de chargement in situ effectué au sein même du terrain grâce à la réalisation préalable d'un forage. L'analyse des résultats permet d'obtenir, pour une profondeur donnée, les caractéristiques mécaniques du sol.

Les résultats pressiométriques sont donnés dans le tableau III.6 pour le sondage PS8-1.



**Tableau III.6:** Résultats de l'essai pressiométrique (PMT).

N° sondage	N°	Prof(m)	Symbole Lithologique	Donnéeessais		Classe de sol	Observation
				PI(MPa)	Em(MPa)		
PS8-1	1	1	① B	0.386	2.945	A	
PS8-1	2	3	① B	0.669	8.473	A	
PS8-1	3	5	① B	0.507	4.362	A	
PS8-1	4	7	① B	2.493	50.512	A	
PS8-1	5	9	② RS	6.637	668.732	B	
PS8-1	6	11	② RS	6.627	410.698	B	
PS8-1	7	13	② RS	4.829	54.420	B	
PS8-1	8	15	② RS	6.602	440.344	B	
PS8-1	9	17	② RS	6.586	318.329	B	
PS8-1	10	19	② RS	6.573	227.456	B	
PS8-1	11	21	② RS	6.567	442.653	B	
PS8-1	12	23	② RS	6.501	113.757	B	
PS8-1	13	24	③ RS	6.524	300.691	B	

Les rapports d'essais pressiométriques sont joints dans l'annexe A.1.b.

### III.3.2 Essais en laboratoire

En ce qui concerne le type d'essais, celui-ci doit être déterminé à partir de la qualité des échantillons disponibles, de la nature locale du sol, par la nature de l'ouvrage et par le mécanisme de rupture et le comportement en déformation pertinents pour l'ouvrage concerné.

Les résultats de l'étude de bureau ( les essais, les observations effectuées dans le voisinage) constituent des informations utiles à cet égard. Ces résultats peuvent donner une idée de la composition attendue du sous-sol et permettent d'évaluer les paramètres géotechniques requis. Les essais en laboratoire préconisés sont les essais d'identification, les essais triaxiaux, les essais de compression, etc., d'autres essais ou des essais supplémentaires peuvent par ailleurs être prévus en fonction de la nature du sol ou du contexte.

#### III.3.2.1 Essais physique

##### III.3.2.1.1 Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique permet, à l'aide de différents tamis, de déterminer précisément la composition d'un matériau afin d'en déduire ses caractéristiques mécaniques.

Les résultats sont donnés dans le tableau III.7 :

**Tableau III.7:** Résultat d'analyse granulométrique.

N° sondage	PK	Profondeur (m)	Symbole du sol	Pourcentage de masse tamisée (%) (mm)						
				50	20.0	2.0	0.2	0.08	0.02	0.002
PS8-1	LK8+112.5G19.0m	1.30~1.50	C	100.0	57.0	12.5	4.3	3.9	2.4	0.6
		3.50~3.70	GA	100.0	71.3	30.9	19.4	16.3	8.5	2.4
S8-2	PK8+122.9D19.0m	3.80~4.00	GA	100.0	74.0	41.0	28.9	26.8	21.1	6.1
		12.00~12.20	GA	100.0	81.8	41.9	27.4	25.5	20.4	6.3

### III.3.2.1.2 Limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg sont des **teneurs en eau** caractéristiques des sols fins permettant entre autre d'établir leur classification et d'évaluer leur consistance. ces valeurs de teneurs en eau permettent de caractériser également les différents états des sols : liquide, plastique et solide sans retrait de ces matériaux.

Les résultats sont donnés dans le tableau III.8:

**Tableau III.8:** Résultat de Limites d'Atterberg.

N° sondage	PK	Profondeur (m)	Symbole du sol	$e_0$	W (%)	Teneur en eau limite				GTR
						WL (%)	WP (%)	IP (%)	IC	
PS8-1	LK8+112.5G19.0m	3.50~3.70	GA			32.4	17.6	14.8		B6

N° sondage	PK	Profondeur (m)	Symbole du sol	$e_0$	W (%)	Teneur en eau limite				GTR
						WL (%)	WP (%)	IP (%)	IC	
S8-2	PK8+122.9D19.0m	3.80~4.00	GA			29.8	16.9	13.0		B6
		12.00~12.20	GA			30.9	17.0	13.9		B6

### III.3.2.2 Essais mécaniques

Des essais de résistance à la compression et de cisaillement direct des échantillons de roche des sondages ont été effectués et les résultats sont donnés dans le tableau III.9.

**Tableau III.9 : Résultats des essais mécaniques.**

N° sondage	PK	Profondeur (m)	Symbole Lithologique	Etat d'altération	$\rho_h$ (g/cm <sup>3</sup> )	Rc (MPa)
PS8-1	LK8+112.5G19.0m	10.20~10.70	RS	Fort		7.68
		12.00~12.50	RS	Fort		16.35
S8-2	PK8+122.9D19.0m	21.00~21.30	RS	Fort	2.74	8.24
		25.10~25.30	RS	Faible	2.76	24.63
		31.50~31.80	RS	Faible	2.78	11.29
		35.80~36.00	RS	Faible	2.78	16.06

les valeurs de la résistance à la compression de la roche sont très variées et s'étalent sur une large gamme de valeurs, de 7.68MPa à 24.63MPa, les valeurs pour les schistes faiblement altérés s'étendent entre 11.29 et 24.63 MPa. Pour les schistes faiblement altérés, on se propose de prendre une valeur moyenne de 17.33MPa. Les valeurs pour les schistes fortement altérés varient entre 7.68 et 16.35 MPa. Pour les schistes fortement altérés, on se propose de prendre une valeur moyenne de 10.76 MPa

### III.3.2.3 Essai de gonflement

Afin de déterminer les caractéristiques de gonflement de schiste, des échantillons ont fait l'objet de l'essai Huder-Amberg, les résultats des essais montrent que le schiste n'a pas l'expansibilité.

**Tableau III.10 : Résultats de l'essai de gonflement de schiste.**

N° sondage	PK	Profondeur (m)	Symbole Lithologique	R <sub>g</sub>	$\delta_g$	Classe de gonflement
S6-01	LK6+968G135m	52.00-55.00	Schiste	$0.05 \times 10^{-2}$	0	Non
	PK5+920	front de taille	Schiste	$0.01 \times 10^{-2}$	0	Non

L'essai de gonflement montre que le schiste de notre terrain n'est pas gonflant.

Les détails des résultats des essais de laboratoire effectués sont donnés dans l'annexe A.2.

### III.4 Paramètres géotechniques

Les paramètres géotechniques utilisés dans les calculs de dimensionnement sont résumés dans le Tableaux III.11 relativement aux sondages carottés PS8-1.

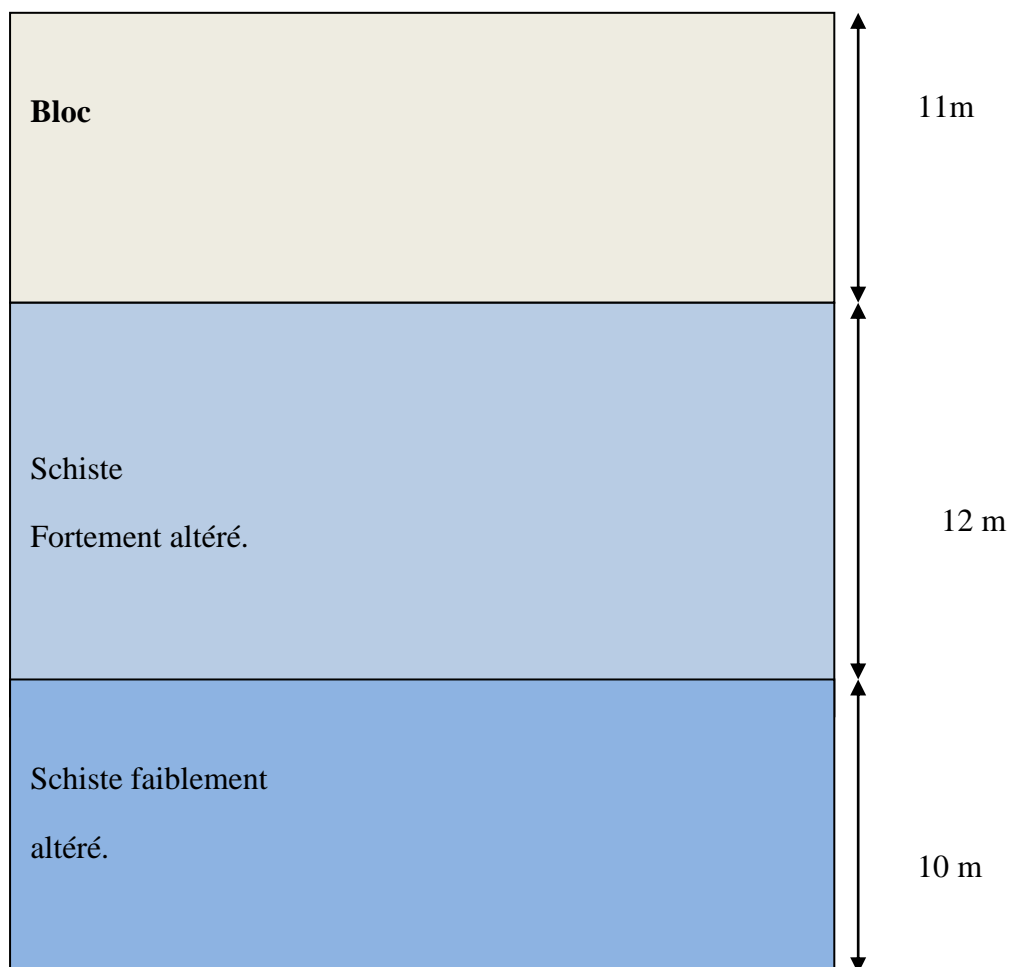
**Tableaux III.11:** Synthèse des paramètres géotechniques au niveau du sondage PS8-1 (d'après le rapport géotechnique du projet).

	Bloc	Schiste Fortement altéré	Schiste faible ment altérée
Profondeur (m)	0.00 - 11	11 - 23.00	23.00 - 33.00
Résistance Uni axiale $\sigma$ (MPa)	-	8	17.33
Module d'élasticité $E_i$ (GPa)	0.3	0.6	1.5
Poids volumétrique unitaire $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	-	27.4	27.6
Cohésion C(kPA)	5	100	180
Angle de frottement interne ( $\varphi$ )	38	24	30

### III.5 CONCLUSION :

Au cours de ce chapitre et d'après les analyses et les investigations géologiques, hydrogéologiques, sismiques et géotechniques on a conclu que :

- D'après l'analyse sismique: notre projet est situé dans une zone sismique classé zone **I**b**** d'après le règlement parasismique Algérien .
- D'après l'analyse hydrogéologique : on vue la présence d'une nappe phréatique qui a un niveau d'eau change selon des conditions climatiques, météorologiques et environnementales.
- D'après l'analyse géologique : les unités lithologiques présentés comme suit:



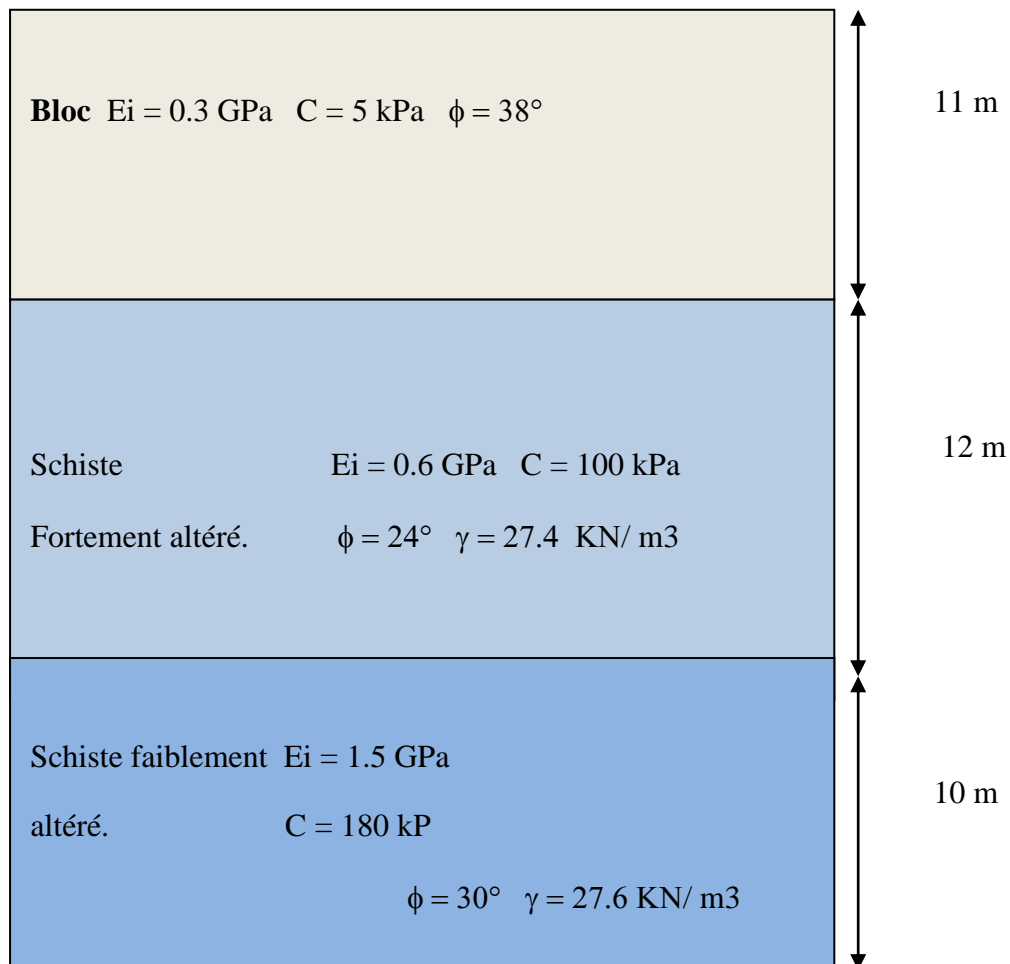
**Figure III.4:** Coupe lithologique du terrain au niveau du tunnel.

L'investigation géotechnique avec ses deux volets essais in situ et essais de laboratoire nous a permis de connaître les constituants de notre terrain et les différents paramètres qui le caractérise notre terrain est résumée la dans Figure III.5 est constitué de 3 unités lithologiques de la base au sommet:

- Unité lithologique 1 (UL1) : Schiste faiblement altéré.
- Unité lithologique 2 (UL2) : Schiste fortement altéré.
- Unité lithologique 3 (UL3) :Bloc.

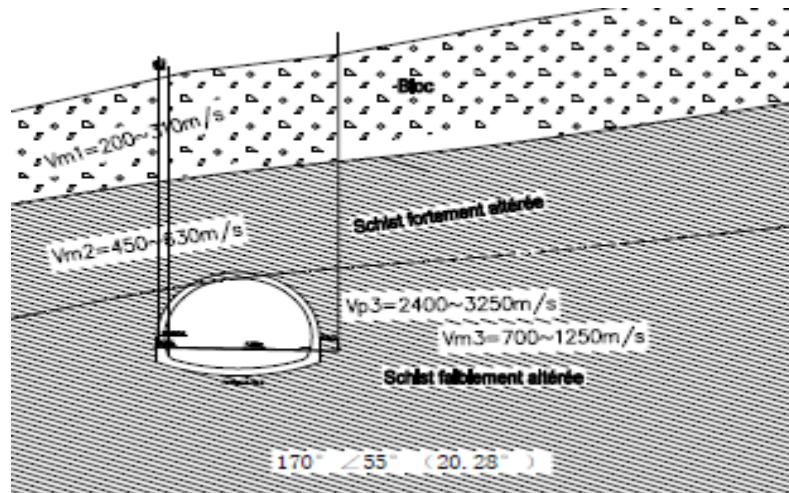
La valeur de la résistance à la compression qui caractérise Notre terrain est come suit :

- Le schiste fortement altéré :  $R_c = 8\text{MPa}$
- Le schiste faiblement altéré :  $R_c = 17.33\text{ MPa}$



**Figure III.5:** Coupe lithologique du terrain et leur défirent paramètres .

notre but dans le chapitre suivant est de faire une étude de soutènement provisoire dans le schiste fortement altéré et le schiste faiblement altéré car le tunnel de notre projet traverse les deux forme géologique en même temps comme le montre la figure III.5:



**Figure III.6:** La position du tunnel dans la coupe lithologique.

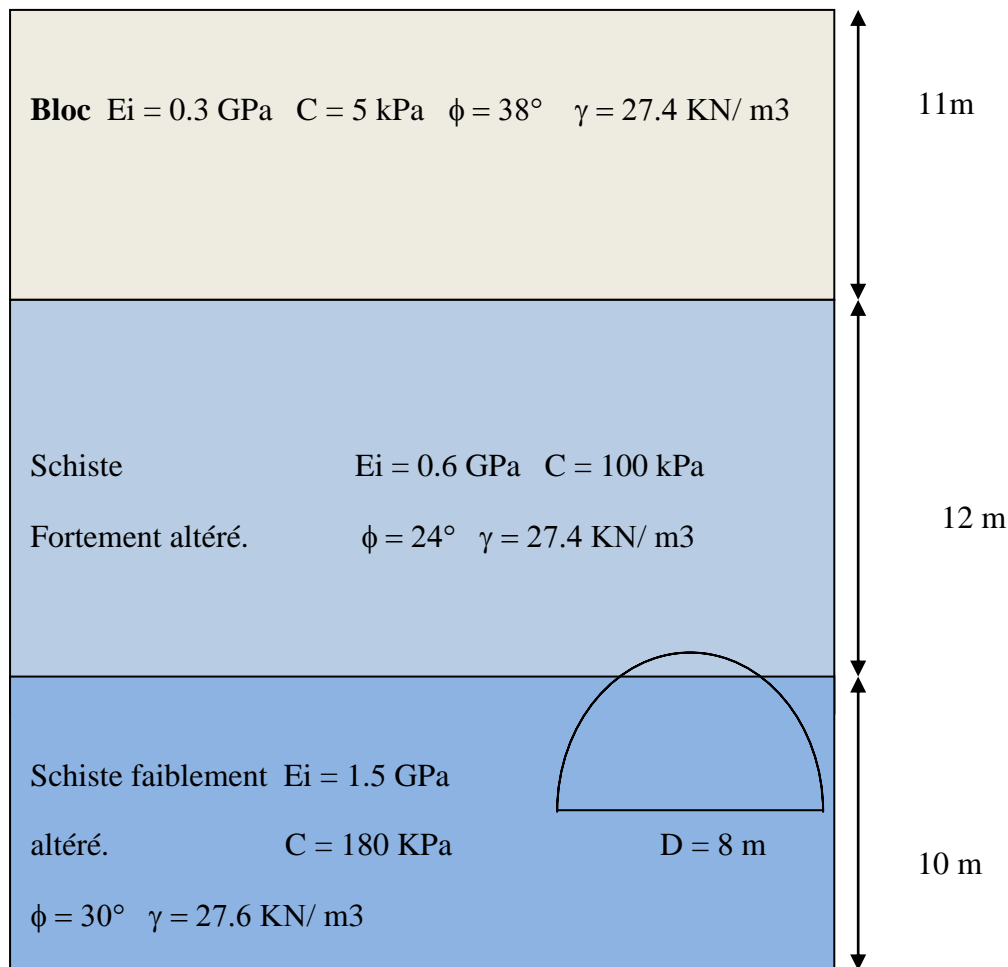
## IV.1 Introduction

Au stade des études préliminaires, les ouvrages souterrains sont fréquemment dimensionnés à partir des classifications des massifs rocheux. Il existe de nombreuses méthodes 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.

Dans ce chapitre, nous allons étudier le soutènement provisoire en choisissant dans un premier temps le type de soutènement le plus approprié, on utilisera pour cela la classification de BIENIAWSKI et les recommandations de l'AFTES. Le soutènement ainsi choisi sera calculé et vérifié en utilisant la méthode analytique convergence-confinement.

Nous utiliserons les résultats du sondage carotté **PS8-1** pour le dimensionnement du soutènement provisoire.

**IV.2 Dimensionnement du soutènement** Le dimensionnement du soutènement provisoire est basé sur les données de la coupe géotechnique avec emplacement du tunnel, représentée dans la figure IV.1.



**Figure IV.1:** Coupe lithologique du terrain au niveau du tunnel.



## IV.2.1 Choix du soutènement provisoire

Le choix de soutènement provisoire du tunnel se fait selon deux méthodes empiriques : la classification de BIENIAWSKI et les Recommandations de l'AFTES qui utilisent les paramètres géologiques, hydrogéologiques et géotechniques présentés dans le chapitre précédent.

### IV.2.1.1 Selon les recommandations de l'AFTES

Notre tunnel traverse deux types de roches (le schiste fortement altérée et le schiste faiblement altérée), il est par conséquent judicieux de faire le dimensionnement du soutènement provisoire par rapport aux deux roches.

➤ **Le schiste fortement altérée** : présente les caractéristiques suivantes:

- 1- **Comportement:** mécanique: classe du la rocheR4.
- 2- **Discontinuité:** ( cas d'excavassions mécanique) : N2, OR2b ,S4.
- 3- **Altérabilité-gonflement:** le schiste n'est pas gonflent .
- 4- **Hydrologie:** sec.
- 5- **Couverture:**  $\sigma_c > \sigma_0$  , donc C1.
- 6- **Dimension:** de la galerie: D = 8 m.
- 7- **Environnement** : sans risque de tassement en surface .

Les types des soutènement recommandés par l'AFTES pour le schiste fortement altéré sont déduits à partir du tableau de synthèse IV.1 il s'agit soit :

- Béton projeté.
- Boulons à ancrage réparti avec grillage continue et béton projeté.
- Cintres lourds, ou bien Cintres légers coulissants.

**Tableau IV.1:** Choix du type de soutènement en fonction des conditions du terrain (Le schiste fortement altérée) selon les recommandations de l’AFTES.

Le schiste fortement altérée.		Classes	Soutènements												
			Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes perforés		Procédés spéciaux		Autres	
Critères			À ancrage ponctuel	À ancrage réparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaques métalliques assemblés	Béton	Tubes perforés	Boucliers ou pousse tube	Injection	Air comprimé	Congélation	Pas de soutènement
Comportement mécanique	R4		×			●	●								×
Discontinuité	N2-OR2b-S4		Gr BP ●	Gr BP ●	×		●			×	×		×	×	
Altérabilité															
Hydrologie	SEC														
Couverture	R4+CN1	●			×						×				
Dimension de la galerie	2.5m < D < 10m														
Environnement	Sans risque														
Synthèse			×	Gr BP ●	×	●	●			×	×		×	×	×

avec: **Gr:** grillage continu . **BP:** avec béton projeté.

➤ **Le schiste faiblement altérée** : présente les caractéristiques suivantes:

- 1- Comportement mécanique:** classe de la roche R3b.
- 2- Discontinuité:** ( cas d'excavations mécanique): N1, OR2b ,S1.
- 3- Altérabilité-gonflement:** le schiste n'est pas gonflent .
- 4- Hydrologie:** sec.
- 5- Couverture :**  $\sigma_c > \sigma_0$  , donc : C1.
- 6- Dimension:** de la galerie: D = 8 m.
- 7- Environnement :** sans risque .

Les types des soutènement recommandés par l'AFTES pour le schiste faiblement altéré sont déduits à partir du tableau de synthèse IV.2 il s'agit soit :

- Béton projeté.
- Boulons à ancrage réparti .
- Cintres légers coulissants.

D'après l'AFTES le soutènement adéquat pour les deux types de roche est composé d'une combinaison de béton projeté et de cintres métalliques

**Tableau IV.2:** Choix du type de soutènement en fonction des conditions du terrain (Le schiste faiblement altérée) selon les recommandations de l’AFTES.

Le schiste faiblement altérée.		Classes	is de utènement	Boulons			Clintres		Voussoirs		Procédés spéciaux			
				ancrege onctuel	ancrege parti	Barres foncées	Lourds	légers ou lissants	Béton	Arbres perforés	oucliers ou pousse pousse tube	Injection	Air comprimé	Congélation
Critères														
Comportement mécanique	R3b			●	●	×				×	×	×		
Discontinuité	N1-OR2b-S1		●		×	×					×	×	×	
Altérabilité														×
Hydrologie	SEC													
Couverture	R4-CN1		●			×					×			
Dimension de la galerie	2.5m < D < 10m													
Environnement	Sans risque													
Synthèse			●		●	×				×	×	×	×	×

### IV.2.1.2 Selon la classification de BIENIAWSKI

➤ **Le schiste fortement altérée**

L'évaluation des paramètres pour le calcul du RMR est résumée dans le tableau IV.3:

**Tableau IV.3:** Calcul du RMR selon Bieniawski pour le schiste fortement altérée.

A	Paramètre	Valeur	Note
1	Résistance à la compression uniaxiale (Mpa)	8 Mpa	2
2	Indicateur de qualité de roche (RQD %)	25%	8
3	Espacement des discontinuités (mm)	0.02mm	5
4	Condition des discontinuités:		
	Longueur des discontinuités	3m	2
	Ouverture des discontinuités	5mm	1
	Rugosité des épontes des discontinuités	Lisse	1
	Altération des épontes	Très altérée	1
	Matériaux de remplissage des discontinuités	Remplissage < 5mm	4
5	Condition d'eau souterraine	Complètement sec	15
<b>RMR Principal</b>		<b>39</b>	
B	Orientation des Discontinuités	Moyen	-5
<b>RMR Définitif</b>		<b>34</b>	

la valeur du RMR avant correction est égale à 39, 5 points sont déduits de cette valeur du RMR de Base pour tenir compte de l'orientation du tunnel par rapport aux discontinuités..

D'après le Tableau B.1 de l'annexe B. On a un  $RMR = 38$  compris entre (21 et 40) donc la roche est de classe IV c'est une mauvaise roche.

En utilisant le tableau des soutènements recommandés par BIENIAWSKI en fonction du RMR (Tableau II.5), le soutènement préconisé serait soit :

**Boulonnage prépondérant:** boulons espacés de 0.5m à 1m, grillage soudé et 30 à 50mm de béton projeté (couronne + parement).

**Béton projeté prédominant:** béton projeté (150mm en couronne et 100mm en parement), grillage soudé, boulons de 3m espacé de 1.5 m.

**Cintres métallique:** cintres moyens espacé de 0.7 à 1.5m et 50mm de béton projeté en couronne.

**Tableau IV.4:** Soutènement propose par BIENIAWSKI pour le schiste fortement altéré.

Classe de la roche	Type de soutènement						
	Boulons d'ancrages (1)		Béton projeté			Cintres métalliques	
	Espacement	Complément d'ancrage	Voûte	Piédroits	Complément de soutènement	Type	Espacements
4	0,5-1,0m	Treillis soudé + 30-50mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150 mm	100mm	Treillis soudé et boulons de 1,5 à 3 m d'espacement	Cintres moyens + 50mm de béton projeté	0,7- 1,5m

➤ **Le schiste faiblement altérée**

L'évaluation des paramètres pour le calcul du RMR est résumée dans le tableau IV.5.

**Tableau IV.5:** Calcul du RMR selon Bieniawski pour le schiste faiblement altérée.

A	Paramètre	Valeur	Note
1	Résistance à la compression uniaxiale (Mpa)	17.33 Mpa	2
2	Indicateur de qualité de roche (RQD %)	60%	13
3	Espacement des discontinuités (mm)	0.3m	10
4	Condition des discontinuités:		
	Longueur des discontinuités	3m	2
	Ouverture des discontinuités	1mm	4
	Rugosité des épontes des discontinuités	Lisse	1
	Altération des épontes	Légèrement altérée	5
	Matériaux de remplissage des discontinuités	Remplissage < 5mm	4
5	Condition d'eau souterraine	Complètement sec	15
<b>RMR Principal</b>		<b>56</b>	
B	Orientation des Discontinuités	Moyen	-5
<b>RMR Définitif</b>		<b>49</b>	

la valeur du RMR avant correction est égale à 56, 5 points sont déduits de cette valeur du RMR de Base pour tenir compte de l'orientation du tunnel par rapport aux discontinuités..

D'après le Tableau B.1 de l'annexe B. On a un  $RMR = 49$  compris entre (41 et 60) donc la roche est de classe II c'est une roche de moyen qualité .

En utilisant le tableau des soutènements recommandés par BIENIAWSKI en fonction du RMR (Tableau II.5), le soutènement préconisé serait soit :

**Boulonnage prépondérant:** boulonnage ( 1 à 1.5m ), grillage soudé, 30mm de béton projeté en couronne si nécessaire.

**Béton projeté prédominant:** béton projeté de 100mm en couronne et 50mm en parement, grillage soudé et boulons la ou c'est nécessaire.

**Cintres métallique:** cintres légers espasés de 1.5 à 2m.

**Tableau IV.6:** Soutènement propose par BIE NIAWSKI pour le schiste faiblement altéré.

Classe de la roche	Type de soutènement						
	Boulons d'ancrages (1)		Béton projeté			Cintres métalliques	
	Espacement	Complément d'ancrage	Voûte	Piéd droits	Complément de soutènement	Type	Espace-ments
3	1,0-1,5 m	Treillis soudé + 30 mm de béton projeté en voûte si	100 mm	50 mm	Occasionnellem- entreillis et boulonssinecessai	Cintres legers	1,5-2,0 m

En analysant les deux tableaux IV.4 et IV.6, le soutènement adéquat pour les deux types de roche serait est composé de béton projeté et les cintres métalliques.



### IV.2.3 Calcul et vérification du soutènement

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

Comme la classification de BIENIAWSKI et les Recommandations l'AFTES ne donnent pas beaucoup des indications sur les dimension de soutènement proposé, nous allons proposer une combinaison de cintres lourds **HEB180** et de béton projeté de **5cm** d'épaisseur.

Ce soutènement sera alors calculé et vérifié en utilisant la méthode convergence-confinement.

#### ➤ Caractéristiques du soutènement:

**Les cintres HEB180:**

$$S = 65.3 \text{ cm}^2.$$

$$e = 1.5 \text{ m.}$$

$$E = 210000 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{c.max} = 160 \text{ MPa.}$$

**Le béton projeté :**

$$E = 10000 \text{ MPa.}$$

$$e = 0.3 \text{ m.}$$

$$\nu = 0.2 .$$

$$\sigma_{bp.max} = 10 \text{ MPa.}$$

**La raideur des cintres :**

$$K_c = 228.5 \text{ MPa.}$$

**La raideur de béton projeté :**

$$K_{pb} = 228.5 \text{ MPa.}$$

#### ➤ Caractéristiques du terrain:

**a) Le schiste fortement altérée :**

$$\blacksquare R_c = 8 \text{ MPa.}$$

$$\blacksquare \sigma_0 = 603 \text{ kPa.}$$

$$\blacksquare E = 0.6 \text{ GPa.}$$

$$\blacksquare \nu = 0.38.$$

$$\blacksquare C = 100 \text{ kPa.}$$

$$\blacksquare \varphi = 24^\circ.$$

**Distance du front de taille x = 1m**

**Pour rayon de tunnel R = 4 m**

On a :  $\sigma_0 \leq \frac{R_c}{2}$  donc le terrain a un comportement élastique .

- le taux de déconfinement du terrain en comportement élastique ,à la distance x=1m du front du taille est  $\lambda_{s0} = 0.578..$
- Le déplacement élastique du terrain à déconfinement total  $U_e = 5.54 \text{ mm.}$
- Le déplacement de la paroi à la mise en place du soutènement:  $U_{s0} = 3.20 \text{ mm.}$

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

- $P = \sigma_0 = 602.8 \text{ kPa}$                        $U = 0$  .
- $P = 0$      $U = U_e = 5.54 \text{ mm}$  .

- D'après les expressions des raideurs données par le Tableau II.8 :

- la raideur du béton projeté :  $K_{pb} = 130,20 \text{ MPa}$ .
- la raideur cintre métallique :  $K_c = 228,55 \text{ MPa}$ .

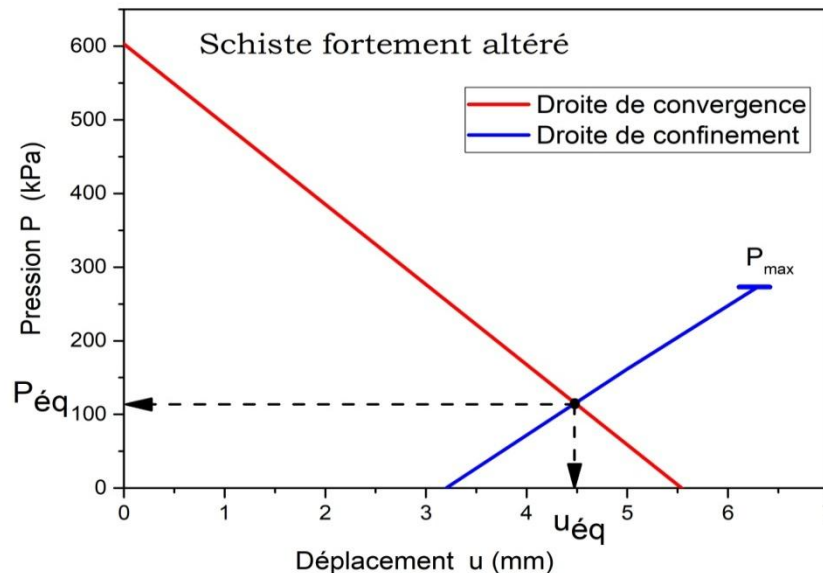
- la raideur du soutènement est :

$$K_s = K_{pb} + K_c \quad \text{serait égale à : } K_s = 358.75 \text{ MPa}.$$

- L'équation ( II.12) de la courbe caractéristique de soutènement s'écrit :

$$P_s = \frac{358.75}{4} \cdot (U - 2.18) \cdot 10^{-3}.$$

la droite de convergence du terrain et la droite de confinement du soutènement sont tracées conjointement dans la figure IV.2 pour le schiste fortement altéré.



**Figure IV.2:** Droites de convergence-confinement pour le schiste fortement altéré.

Graphiquement à partir de la figure IV.2, le point d'intersection de la courbe de convergence avec la droite de confinement représente le point d'équilibre qui permet de connaître :

- La pression à l'équilibre :  $P_{\text{éq}} = 116 \text{ kPa}$
- Le déplacement de la paroi du tunnel à l'équilibre :  $U_{\text{éq}} = 4.46 \text{ mm}$

A partir de Tableau II.8, on détermine les pressions maximales que peuvent supporter les éléments de soutènement, soit:

$$P_{\text{max(béton)}} = \frac{\sigma_{\text{max.b}} * e}{R}$$

$$P_{\text{max(cintre)}} = \frac{\sigma_{\text{max.a}} * S}{R * e}$$

D'après les caractéristique de soutènement données plus haut:

- La Pression maximale que peut supporter le béton projeté:  $P_{\text{max(béton)}} = 125 \text{ kPa}$  .
- La Pression maximale que peut supporter le cintre métallique:  $P_{\text{max(cintre)}} = 174 \text{ kPa}$  .

A l'équilibre terrain/soutènement, les pressions développées au niveau du cintre métallique  $P_{\text{(cintre)}}$  et au niveau du béton projeté  $P_{\text{(béton)}}$  sont :

- $P_{\text{(béton)}} = \frac{K_{\text{bp}}}{K_s} * P_{\text{éq}}$ .
- $P_{\text{(béton)}} = 42.09 \text{ kPa}$ .
- $P_{\text{(cintre)}} = \frac{K_c}{K_s} * P_{\text{éq}}$ .
- $P_{\text{(cintre)}} = 73.9 \text{ kPa}$ .
- $P_{\text{(béton)}} = 42.09 \text{ Kpa} < P_{\text{max(béton)}} = 125 \text{ kPa}$ .
- $P_{\text{(cintre)}} = 73.9 \text{ Kpa} < P_{\text{max(cintre)}} = 174 \text{ kPa}$ .

➤ Détermination de la pression maximale du système de soutènement:

$$\checkmark P_{\max .bp} = \frac{K_{bp}}{R} * U_{\max .pb} + \frac{K_{bp}}{R} * U_{SO} \Rightarrow U_{\max .bp} = \mathbf{7.04 \text{ mm}}$$

$$\checkmark P_{\max .c} = \frac{K_C}{R} * U_{\max .c} + \frac{K_C}{R} * U_{SO} \Rightarrow U_{\max .c} = \mathbf{6.25 \text{ mm}}$$

$$U_{\max .c} < U_{\max .pb}$$

$$P_{\max (\text{soutènement})} = P_{\max .c} + P_{\max .bp} (U = U_{\max .c})$$

$$P_{\max (\text{soutènement})} = \mathbf{273.27 \text{ kPa}}$$

$$P_{\max (\text{soutènement})} = \mathbf{273.27 \text{ kPa}} > P_{\text{éq}} = \mathbf{116 \text{ kPa}}$$

Par conséquent, le soutènement proposé pour le schiste fortement altérée est vérifié vis-à-vis de la rupture.

b) Le schiste faiblement altérée :

- $R_c = 17.33 \text{ MPa.}$  **Distance du front de taille x =1m**
- $\sigma_0 = 607.2 \text{ KPa.}$
- $E = 1.5 \text{ GPa.}$  **Pour rayon de tunnel R = 4 m**
- $\nu = 0.35.$
- $C = 180 \text{ kPa.}$
- $\varphi = 30^\circ.$

On a :  $\sigma_0 \leq \frac{R_c}{2}$  **dance le terrain a un comportement élastique .**

- le taux de déconfinement du terrain en comportement élastique ,à la distance x=1m du front du taille est :  $\lambda_{s0} = \mathbf{0.578.}$
- Le déplacement élastique du terrain à déconfinement total  $U_e = \mathbf{2.17 \text{ mm.}}$
- Le déplacement de la paroi à la mise en place du soutènement:  $U_{s0} = \mathbf{1.25 \text{ mm.}}$

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

- $P = \sigma_0 = 607.2 \text{ Kpa}$                        $U = 0 .$
- $P = 0$      $U = U_e = 2.17\text{mm} .$

- D'après les expressions des raideurs données par le Tableau II.8 :

- la raideur du béton projeté :  $K_{pb} = 130,20 \text{ MPa}.$
- la raideur cintre métallique :  $K_c = 228,55 \text{ MPa}.$

- la raideur du soutènement est :

$$K_s = K_{pb} + K_c \quad \text{serait égale à : } K_s = 358.75 \text{ MPa}.$$

- L'équation ( II.12) de la courbe caractéristique de soutènement s'écrit :

$$P_s = \frac{358.75}{4} \cdot (U - 1.25) \cdot 10^{-3}.$$

la droite de convergence du terrain et la droite de confinement du soutènement sont tracées conjointement dans la figure IV.3 pour le schiste faiblement altéré.

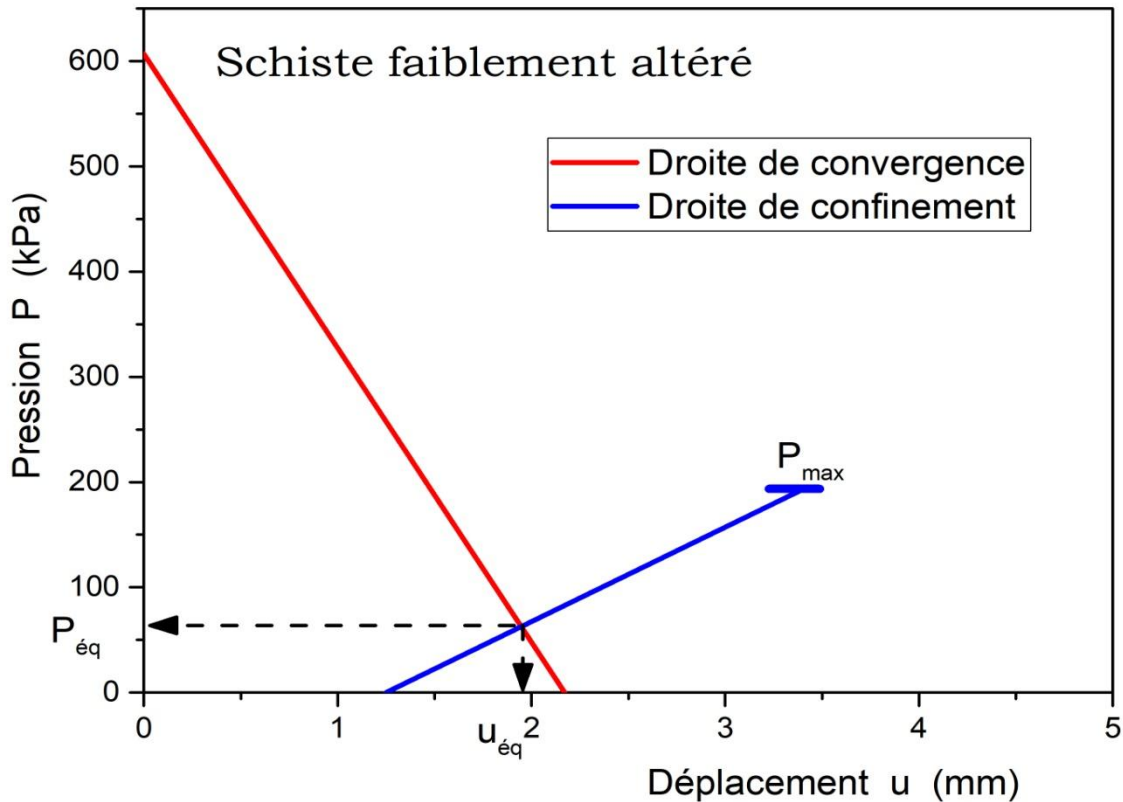


Figure IV.3: Droites de convergence-confinement pour le schiste faiblement altéré.

Graphiquement à partir de la figure IV.3, le point d'intersection de la courbe de convergence avec la droite de confinement représente le point d'équilibre qui permet de connaître :

:

- La pression à l'équilibre :  $P_{\text{éq}} = \mathbf{64 \text{ kPa}}$  .
- Le déplacement de la paroi du tunnel à l'équilibre :  $U_{\text{éq}} = \mathbf{1.9 \text{ mm}}$  .

A partir de Tableau II.8 on détermine les pressions maximales que peuvent supporter les éléments de soutènement, soit:

$$P_{\text{max}}(\text{béton}) = \frac{\sigma_{\text{max.b}} * e}{R}$$

$$P_{\text{max}}(\text{cintre}) = \frac{\sigma_{\text{max.a}} * S}{R * e}$$

D'après les caractéristique de soutènement données plus haut:

- La Pression maximale que peut supporter le béton projeté:  $P_{\max(\text{béton})} = 125 \text{ kPa}$  .
- La Pression maximale que peut supporter le cintre métallique:  $P_{\max(\text{cintre})} = 174 \text{ kPa}$  .

A l'équilibre terrain/soutènement, les pressions développées au niveau du cintre métallique  $P_{(\text{cintre})}$  et au niveau du béton projeté  $P_{(\text{béton})}$  sont :

- $P_{(\text{béton})} = \frac{K_{bp}}{K_s} * P_{\text{éq}}$
- $P_{(\text{béton})} = 23.22 \text{ kPa}$
- $P_{(\text{cintre})} = \frac{K_c}{K_s} * P_{\text{éq}}$
- $P_{(\text{cintre})} = 40.77 \text{ kPa}$
- $P_{(\text{béton})} = 23.22 \text{ kPa} < P_{\max(\text{béton})} = 125 \text{ kPa}$
- $P_{(\text{cintre})} = 40.77 \text{ kPa} < P_{\max(\text{cintre})} = 174 \text{ kPa}$

➤ Détermination de la pression maximale du système de soutènement:

$$\checkmark P_{\max.pb} = \frac{K_{bp}}{R} * U_{\max.pb} + \frac{K_{bp}}{R} * U_{SO} \Rightarrow U_{\max.bp} = 5.1 \text{ mm}$$

$$\checkmark P_{\max.c} = \frac{K_c}{R} * U_{\max.c} + \frac{K_c}{R} * U_{SO} \Rightarrow U_{\max.c} = 4.3 \text{ mm}$$

$$U_{\max.c} < U_{\max.bp}$$

$$P_{\max(\text{soutènement})} = P_{\max.c} + P_{\max.bp} (U = U_{\max.c})$$

$$P_{\max(\text{soutènement})} = 193.79 \text{ Kpa}$$

$$P_{\max(\text{soutènement})} = 193.79 \text{ Kpa} > P_{\text{éq}} = 64 \text{ Kpa}$$

Par conséquent, le soutènement proposé pour le schiste faiblement altérée est vérifié vis-à-vis de la rupture.

### IV.3 Conclusion

Le soutènement est une phase très importante qui permet d'assurer la stabilité de la paroi excavée de tunnel , la protection et la sécurité des personnes avant mise en place du revêtement définitif.

l'utilisation des résultats de reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et les paramètre géotechnique obtenu de chapitre **III**, les recommandations de l'AFTES et la méthode de BIENIAWSKI nous a permis de proposer un soutènement provisoire.

Le soutènement choisit dans notre projet, au niveau de sondages **PS8-1**,est composé d'une combinaison de cintres métalliques **HEB180** avec une couche de béton projeté d'une épaisseur de **5cm**.

les valeur de déplacement du terrain à l'équilibre égale à 4.46 mm pour le schiste fortement altérée et 1.9 mm pour le schiste faiblement t altérée.



## 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 PLAXIS2D qui se base sur le déconfinement du sol est effectué, pour faciliter le calcul, les mesure insitu 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. Présentation 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 nœuds, les contraintes et les forces dans les éléments structuraux.

**V.2.4. PLAXIS-Curves** : le sous-programme curve sert à la construction des courbes dechargement –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 élastoviscoplastique 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 Procédure de modalisation**

Pour faire la modélisation de soutènement provisoire il faut d'abord choisir le critère de rupture du terrain ou se trouve notre tunnel, après on calcule les caractéristique nécessaire du soutènement pour faire cette modalisation:

- on choser le modèle élasto-plastique de Mohr-coulomb.

- on prend la coupe lithologique du terrain montré dans la Figure IV.1.

**- Les caractéristiques du cintre métallique (HEB180) sont**

- **E cintre** : module d'élasticité de la métallique égale  $210 \cdot 10^6$  kpa.
- **A cintre**: Section du profilé égale  $65,3 \cdot 10^{-4}$  m<sup>2</sup>.
- **I cintre** : moment d'inertie du profilé par rapport à l'axe égal  $3831 \cdot 10^{-8}$  m<sup>4</sup>.

**- Les caractéristiques du béton projet sont**

- Epaisseur de béton projeté égal 5 cm.
- **E béton** : Module d'élasticité de béton égal  $10 \cdot 10^6$  kpa.
- **A béton** : Section d'un rectangle en béton égal  $5 \cdot 10^{-2}$  m<sup>2</sup>.
- **I béton** : Moment d'inertie d'un rectangle en béton égal  $1,04 \cdot 10^{-5}$  m<sup>4</sup>.

➤ **Rigidité du cintre métallique (HEB 180)**

• **A la compression**

$$EA = E \text{ cintre} * A \text{ cintre}$$

$$EA = 1365000 \text{ kN/m}$$

• **A la flexion**

$$EI = E \text{ cintre} * I \text{ cintre}$$

$$EI = 8045,1 \text{ kN.m}^2/\text{m}.$$

➤ **Rigidité du béton projeté**

• **A la compression**

$$EA = E \text{ béton} . A \text{ béton}$$

$$EA = 5 * 10^5 \text{ kN/m}.$$

• **A la flexion**

$$EI = E \text{ béton} . I \text{ béton}$$

$$EI = 104 \text{ kN.m}^2/\text{m}$$

➤ **Calotte**

• **A la compression**

$$EA = E \text{ cintre} . A \text{ cintre} + E \text{ béton} . A \text{ béton}$$

$$EA = 1865 * 10^3 \text{ kN.m}^2/\text{m}.$$

• **A la flexion**

$$EI = E \text{ cintre} . I \text{ cintre} + E \text{ béton} . I \text{ béton}$$

$$EI = 8149,1 \text{ KN.m}^2/\text{m}.$$

➤ **Radier**

• **A la compression**

$$EA = E \text{ béton} . A \text{ radier}$$

$$EA = 10 * 10^6 * 0,1$$

avec : épaisseur radier = 0.1m

$$EA = 10^6 \text{ kN/m.}$$

- **A la flexion**

$$EI = E \text{ béton. } I \text{ radier}$$

$$EI = 10 * 10^6 * 8,$$

$$EI = 833,33 \text{ kN.m}^2/\text{m.}$$

Les caractéristiques de soutènement provisoire, sont présentées dans le tableau V.1:

**Tableau V.1 :** Paramètres du soutènement provisoire au niveau du tunnel.

	La rigidité à la compression de soutènement provisoire EA (KN/m)	La rigidité à la flexion de soutènement provisoire EI (KN.m <sup>2</sup> /m)
<b>Cintre métallique (HEB180)</b>	1365*10 <sup>3</sup>	8045,1
<b>Béton projeté</b>	5*10 <sup>5</sup>	104
<b>Calotte</b>	1865* 10 <sup>3</sup>	8149,1
<b>Radier</b>	10 <sup>6</sup>	833,33

Pour le revêtement définitif on propose un épaisseur de 20 cm du béton ,Les caractéristiques de soutènement définitif, sont présentées dans le tableau V.2 :

**Tableau V.2 :** Paramètres du revêtement définitif au niveau du tunnel.

	La rigidité à la compression de soutènement provisoire EA (KN/m)	La rigidité à la flexion de soutènement provisoire EI (KN.m <sup>2</sup> /m)
<b>Calotte</b>	2*10 <sup>6</sup>	6660
<b>Radier</b>	2*10 <sup>6</sup>	6660

## V.6 Modalisation du tunnel

Concernant cette partie on va modélisé tout d'abord le soutènement provisoire qui est constitué de la combinaison des cintres métalliques HEB 180 et béton projeté de 5cm d'épaisseur , ensuite on passe à la modélisation du revêtement définitif qui est constitué du béton d'épaisseur 20cm.

### V.6.1 Condition aux limites

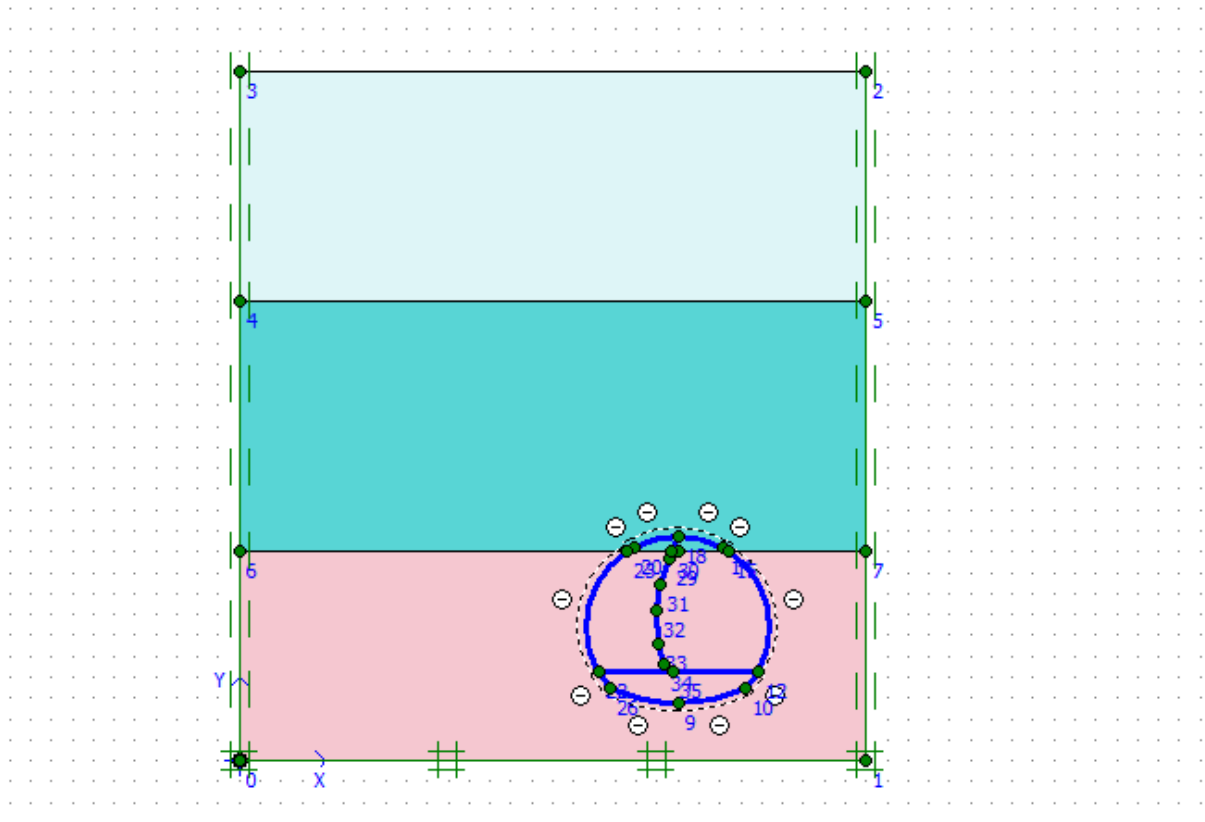


Figure V.1 : Génération des conditions aux limites.

V.6.2 Génération du maillage

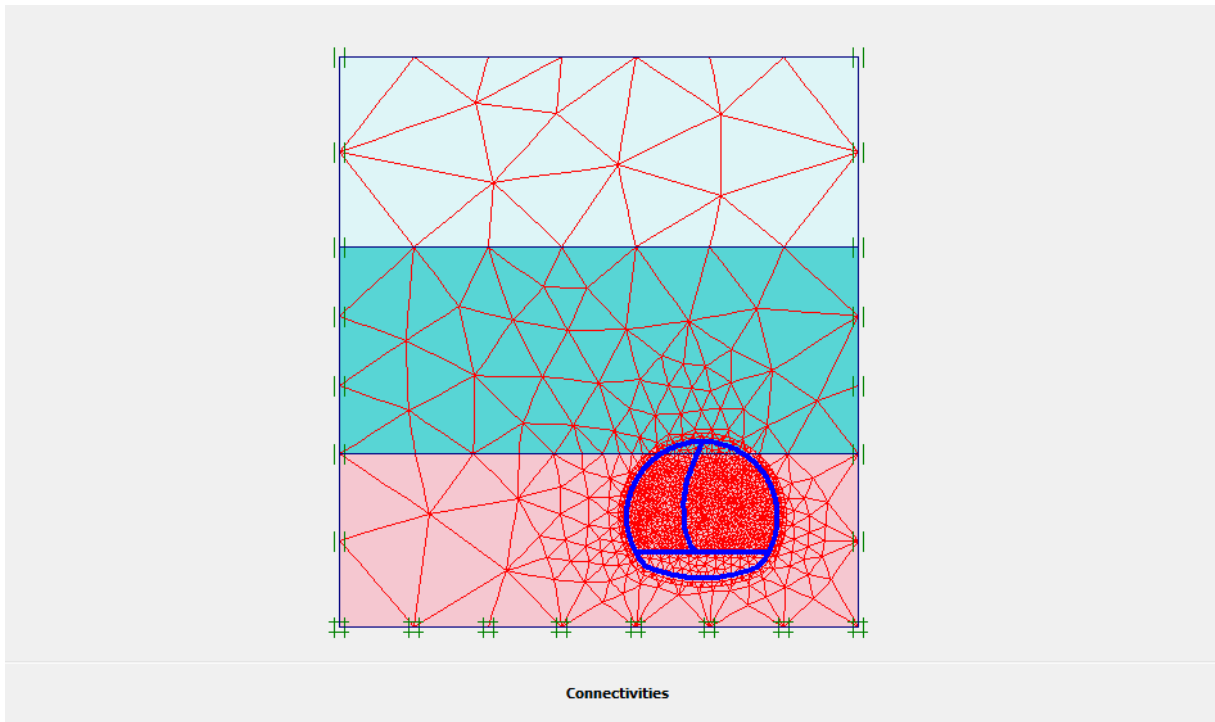
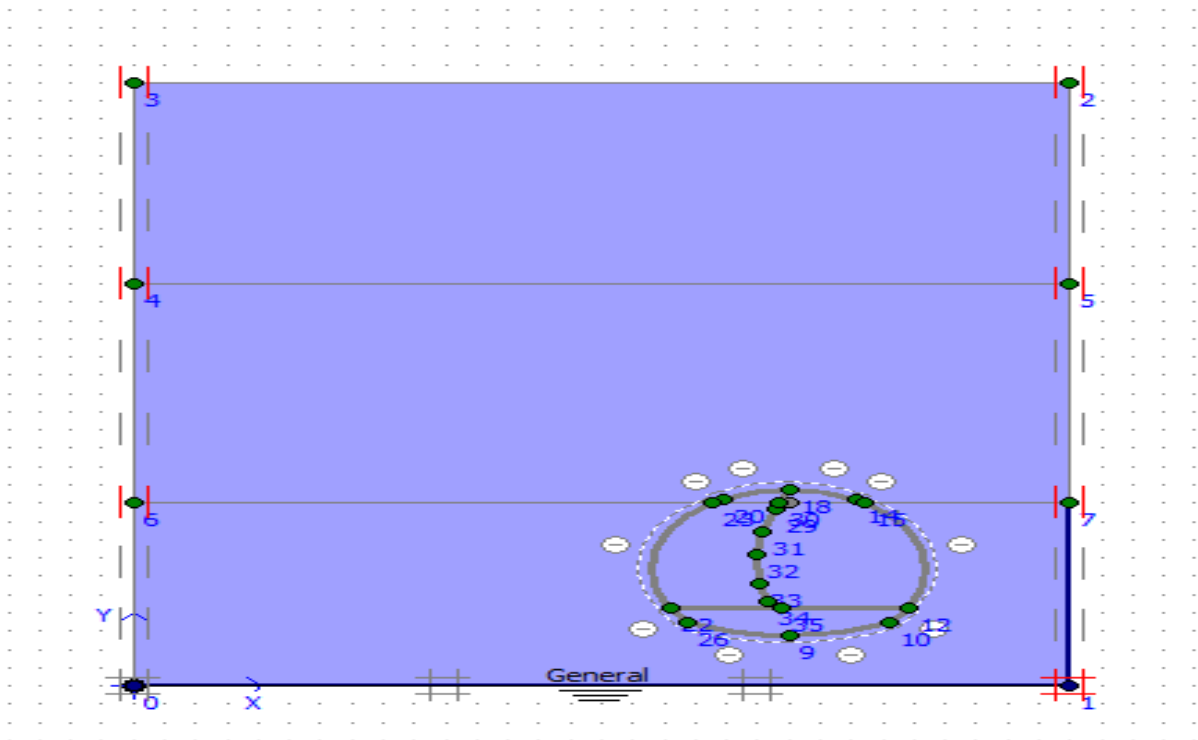


Figure V.2: Génération du maillage .

V.4.3 Conditions initiales : L'absence de la nappe phréatique au niveau de sondage PS8-1.

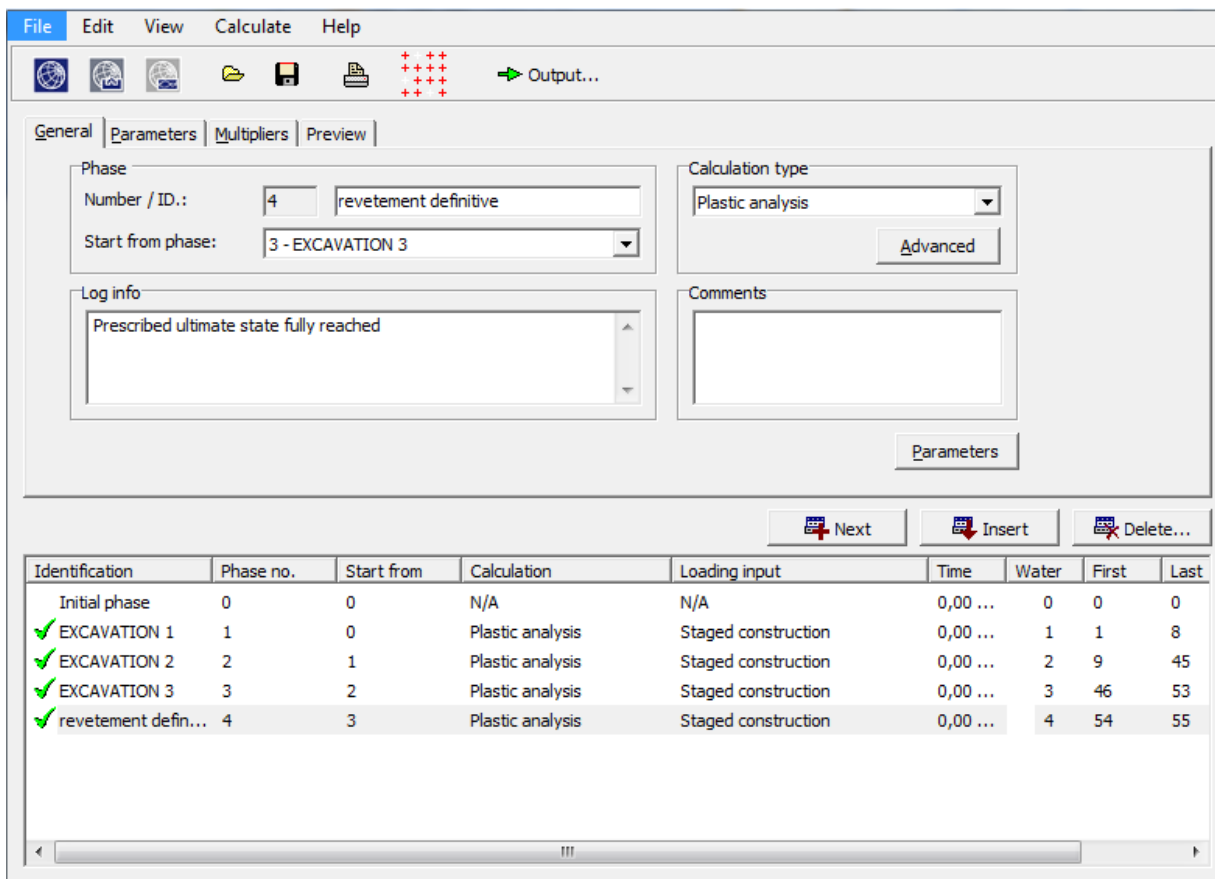


**Figure V.3:** Les pressions interstitielles initiales (Conditions hydraulique).

### V.6.4 Procédures de calculs

Dans cette partie le calcul se font en quatre phases (Fig.V.4) :

- **Phase 1** : excavation de la partie gauche de la calotte et activation du soutènement provisoire
- **Phase 2** : excavation de la partie droite de la calotte et activation du soutènement provisoire
- **Phase 3** : excavation de la partie inférieure (radier) et activation du soutènement provisoire
- **Phase 4** : ajouter le revêtement définitif.



**Figure V.4 :** Les phases de calcul.

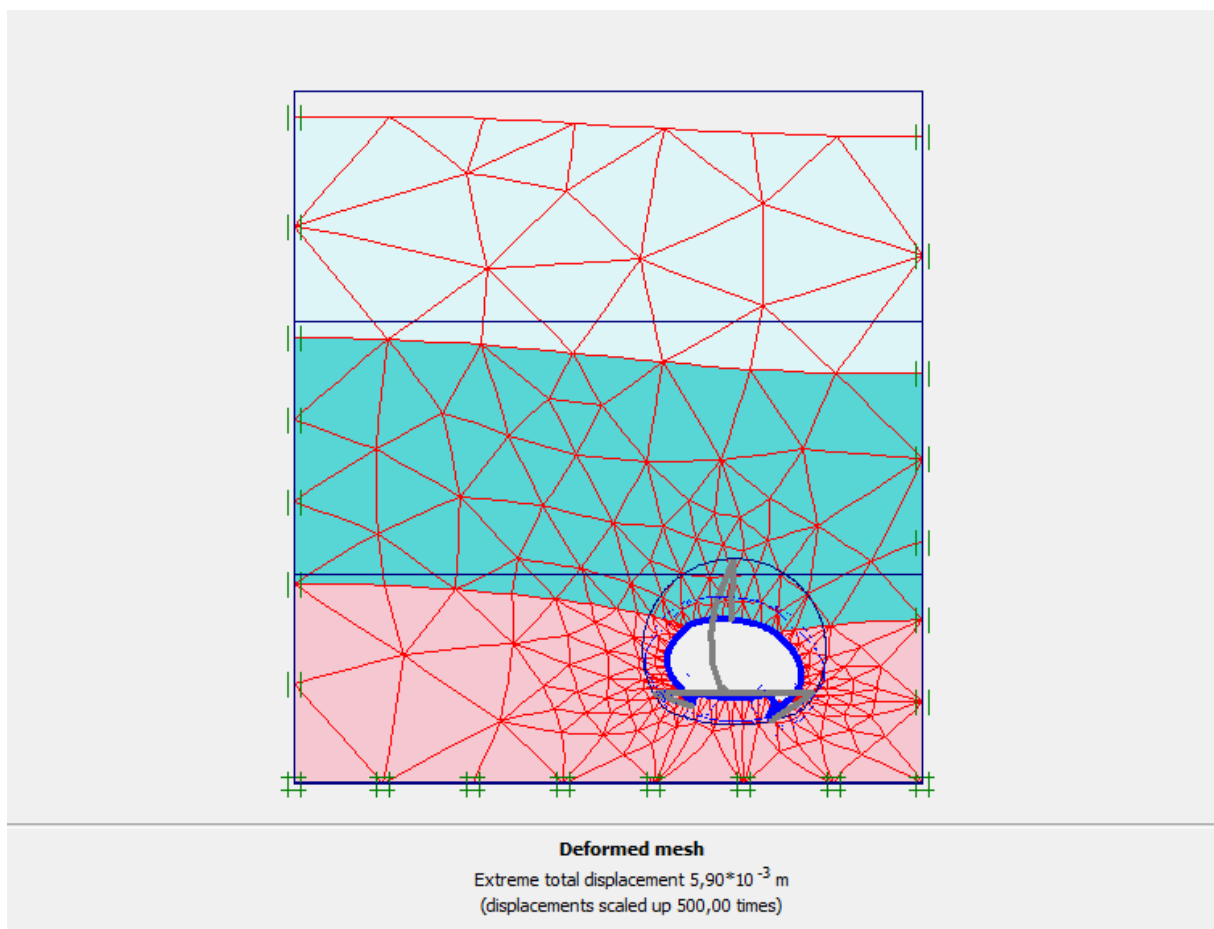
## V.7 Présentation des résultats

### V.7.1 Soutènement provisoire

Dans cette partie on va présenter les différents résultats obtenus:

#### V.5.1.1 déformation du tunnel

Le calcul des déformations se fait d'une manière itérative pour chaque pas d'avancement pour qu'on puisse obtenir à la fin la valeur du déplacement total du sol (Figure V.5).



**Figure V.5:** Schéma de déformation du tunnel.

#### V.5.1.2 Calcul des déplacements

On s'intéressera à trois types de déplacement, déplacement horizontal, déplacement vertical et déplacement total :



➤ Les déplacements horizontaux ( $U_x$ )

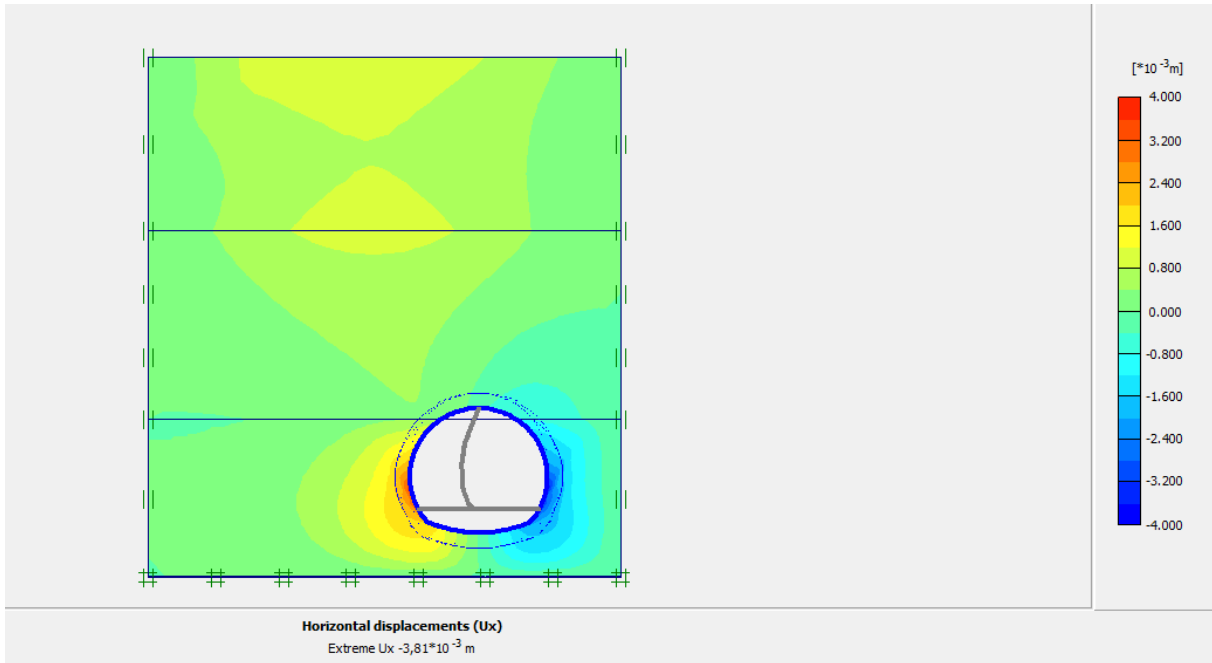


Figure V.6 : Le déplacement horizontal ( $U_x$ ) de soutènement provisoire.

➤ Les déplacements verticaux ( $U_y$ )

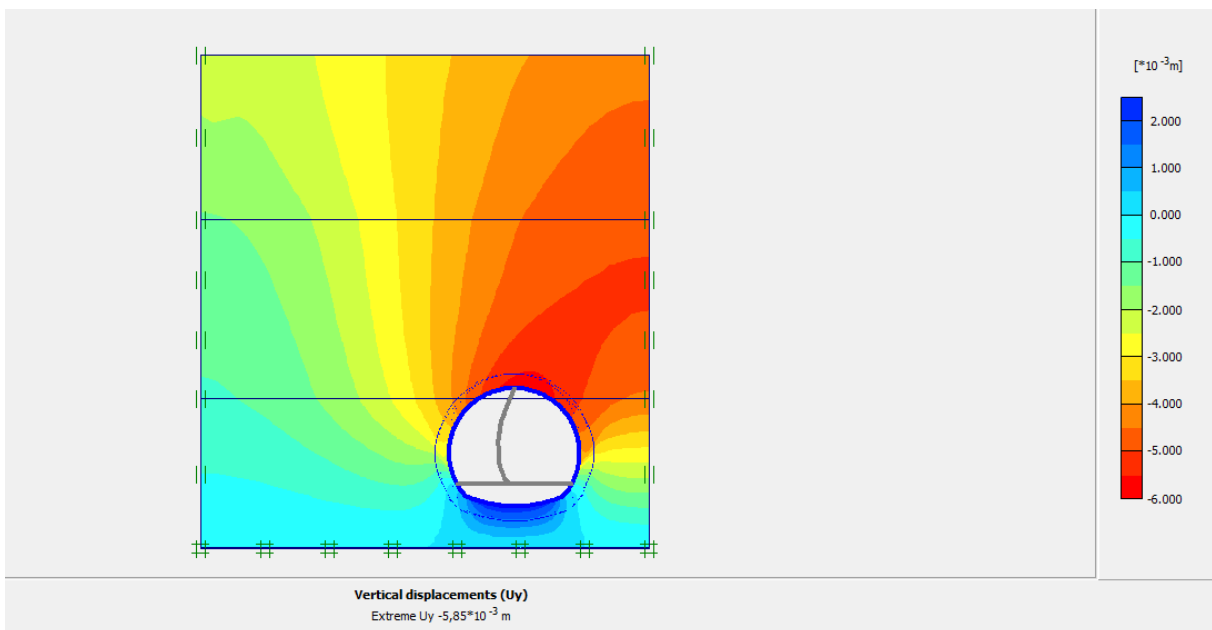
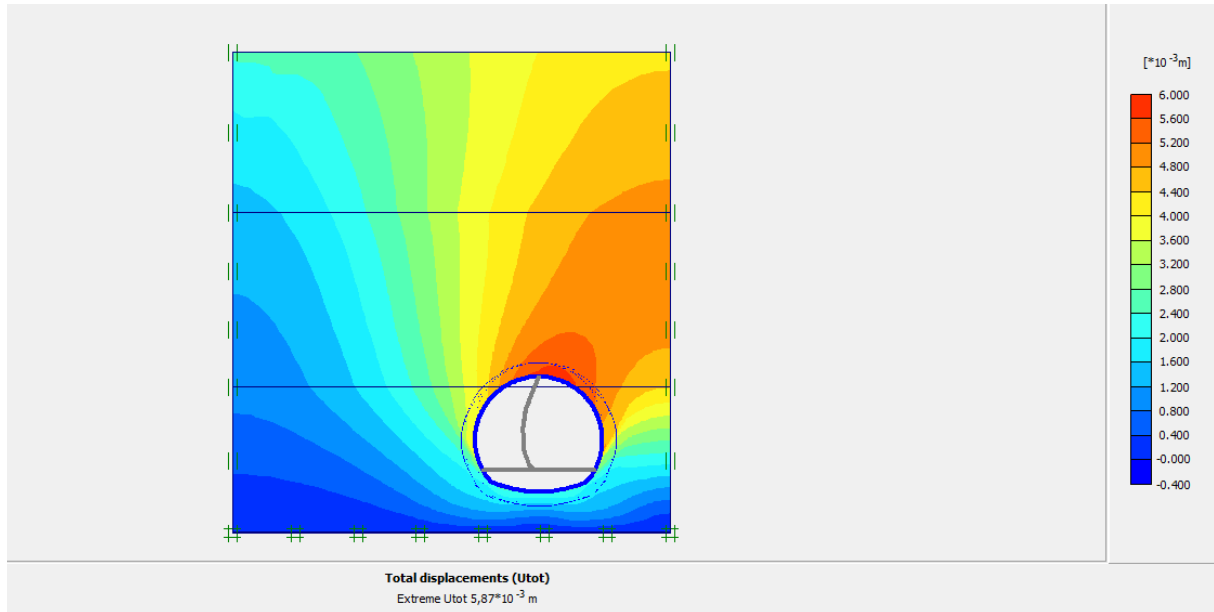


Figure V.7: Le déplacement vertical ( $U_y$ ) de soutènement provisoire .

➤ Les déplacements totaux ( $U_{tot}$ )



**Figure V.8:** Le déplacement total ( $U_{tot}$ ) de soutènement provisoire.

Le tableau V.3 résume les valeurs des déplacements obtenus pour la phase 3 de creusement.

**Tableau V.3 :** Résultats des déplacements dans la phase 3.

Les déplacements	Les résultats du phase 3
Déplacement horizontale $U_x$ (m)	$- 3.81 \cdot 10^{-3}$
Déplacement verticale $U_y$ (m)	$- 5.85 \cdot 10^{-3}$
Déplacement totale $U_{tot}$ (m)	$5.87 \cdot 10^{-3}$

### V.7.2 Le revêtement définitif

➤ Les déplacements horizontaux ( $U_x$ )

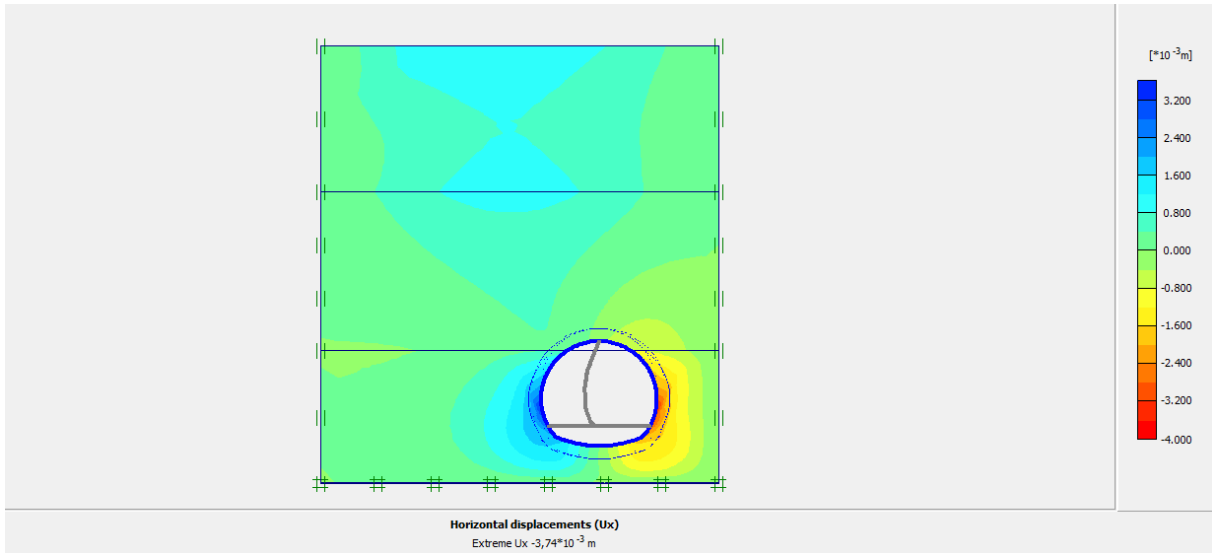


Figure V.9: Le déplacement horizontal de revêtement définitif.

➤ Les déplacements verticaux ( $U_y$ )

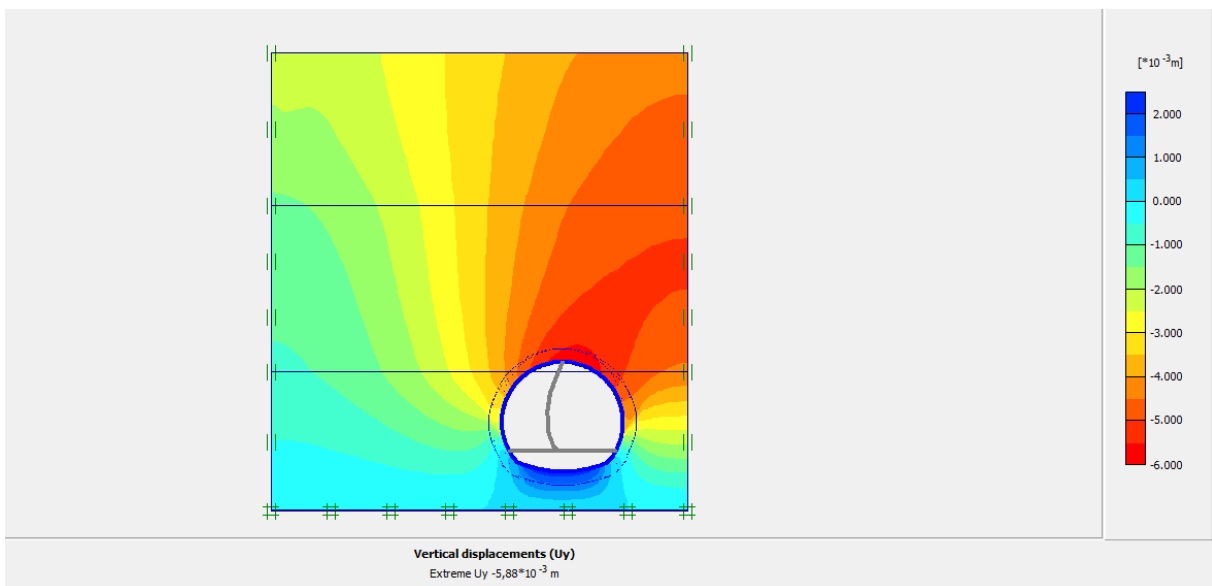


Figure V.10 : Le déplacement verticale de revêtement définitif.

➤ Les déplacements totaux ( $U_{tot}$ )

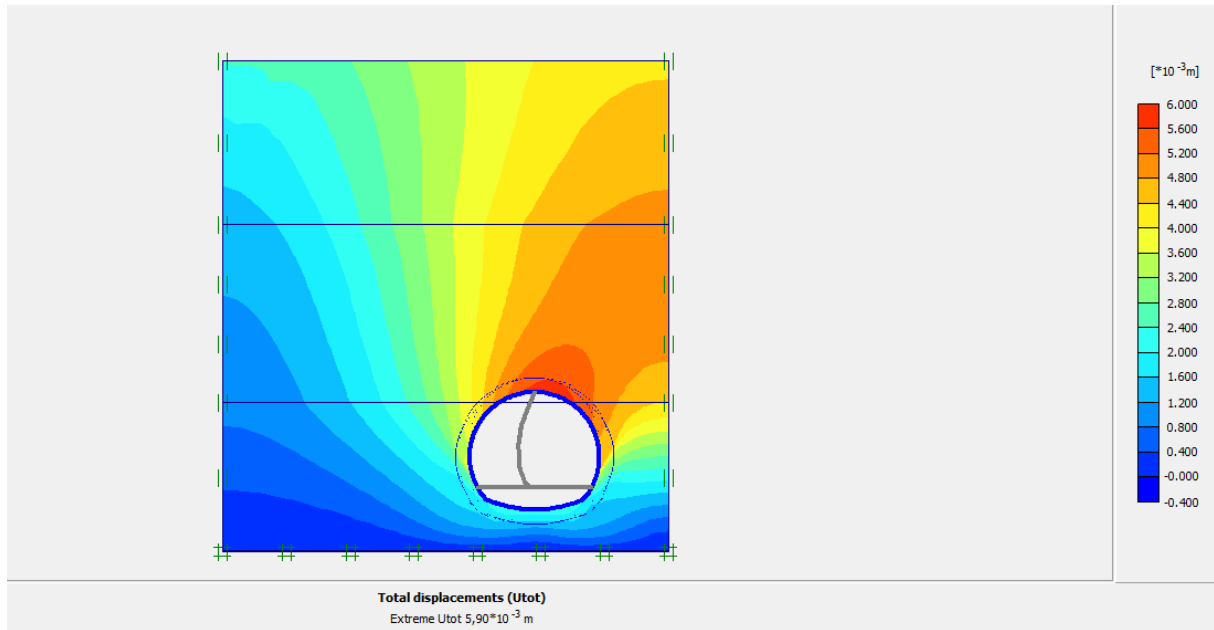


Figure V.11 : déplacement total de revêtement définitif.

Le tableau V.4 résume les valeurs des déplacements de revêtement définitif obtenus pour la phase 4.

Tableau V.4 : Résultats des déplacements dans la phase 4.

Les déplacements	Les résultats du phase 4
Déplacement horizontale $U_x$ (m)	$- 3.74 * 10^{-3}$
Déplacement verticale $U_y$ (m)	$- 5.88 * 10^{-3}$
Déplacement totale $U_{tot}$ (m)	$5.90 * 10^{-3}$

➤ Calcul de moment

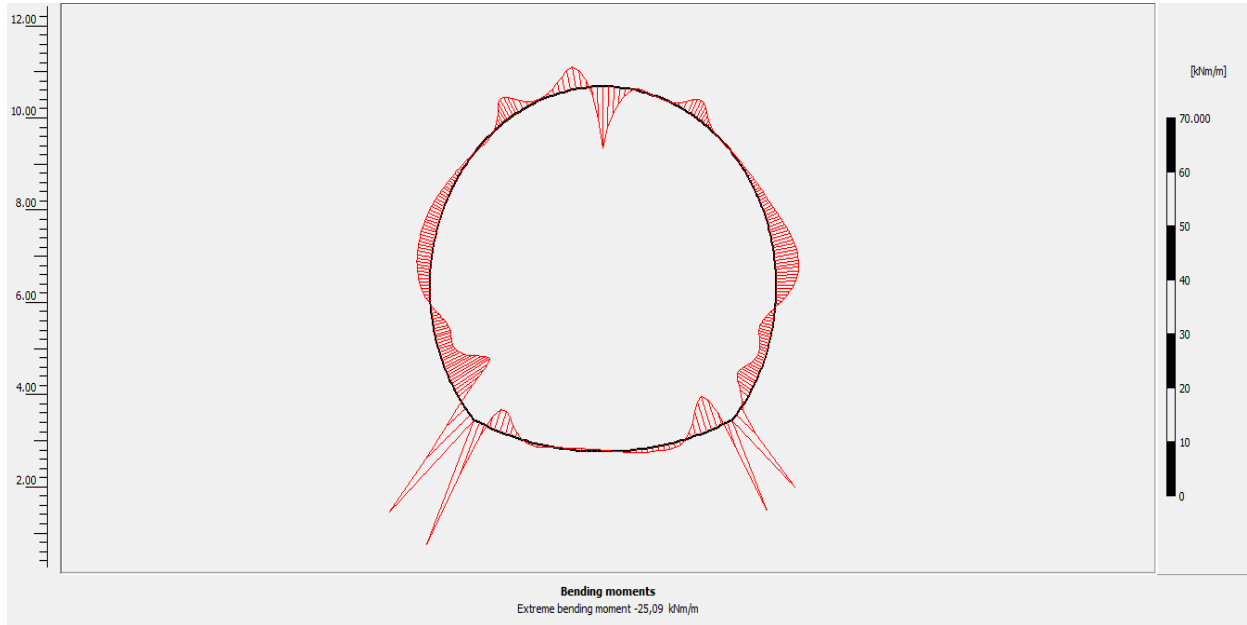
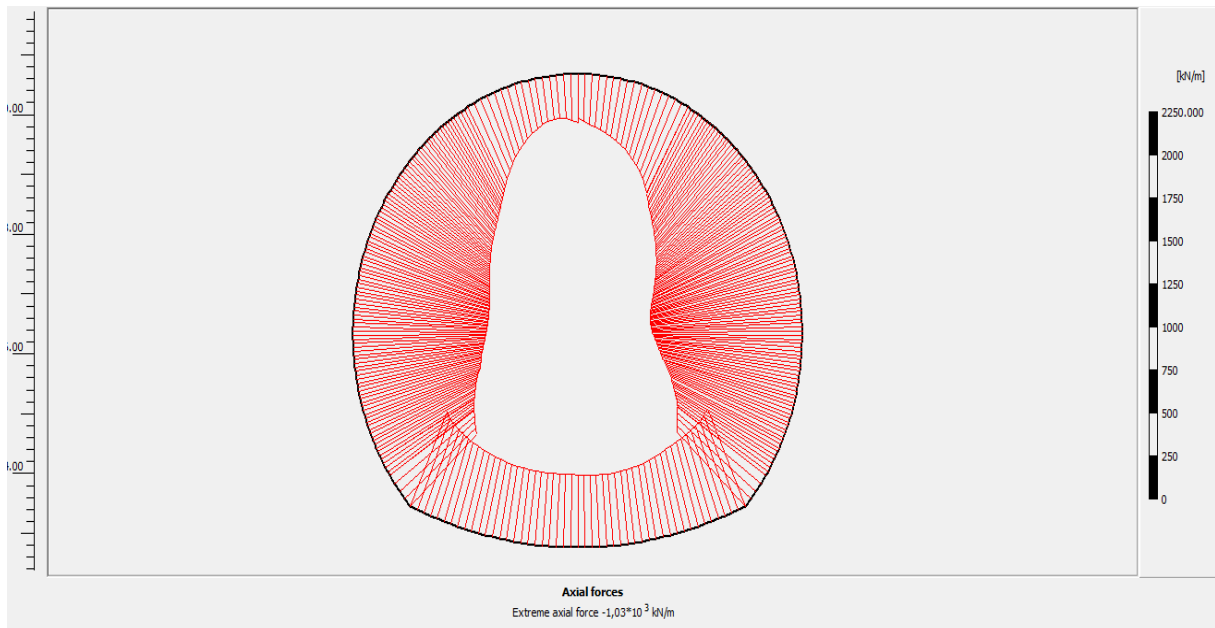


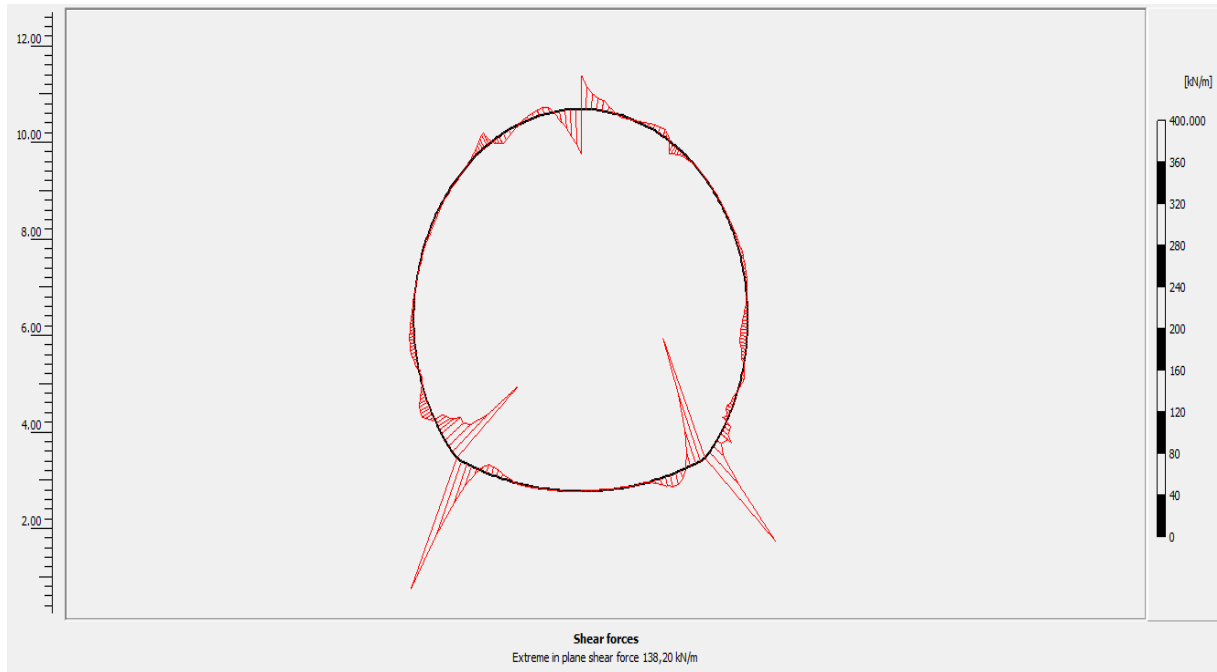
Figure V.12 : le diagramme des moments fléchissant.

➤ L'effort normal



**Figure V.13** : le diagramme des efforts normal .

➤ **L'effort tranchant**



**Figure V.14** : le diagramme des efforts tranchant .

La modélisation du revêtement définitif du tunnel par logiciel Plaxis a permis de déterminer les sollicitations internes :

- le moment fléchissant égal à  $-25,09 \text{ kN.m/m}$ .
- l'Effort tranchant égal à  $-1,03 * 10^{-3} \text{ kN/m}$ .
- l'Effort normal égal à  $138,20 \text{ kN/m}$ .

## V.8 Conclusion

Ce chapitre consiste à utiliser le logiciel **PLAXIS 2D** pour le but de modéliser numériquement le soutènement provisoire (cintres métalliques HEB180 et de béton projeté de 5cm d'épaisseur) et aussi le revêtement définitif constitué de 20 cm de béton .

Cette simulation numérique nous a donné un déplacement vertical en phase de soutènement, égal à 5.83 mm qui reste très proche du déplacement obtenu par la méthode analytique convergence-confinement et qui égale à 4.46 mm pour le schiste fortement altérée et 1.9 mm pour le schiste faiblement t altérée.

Après la phase de mise en place du revêtement définitif, les déplacements calculés sont de l'ordre de 5.88 mm pour le déplacement vertical ; 3.47 mm de déplacement horizontal ce qui donne un déplacement total de 5.9 mm .

## Conclusion Générale:

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 court et 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 et particulièrement dans le cas d'un ouvrage de grandes dimensions (tunnel) est de contrôler les mouvements des parois excavées du tunnel qui peuvent perturber la stabilité de l'ensemble ouvrage- massif, pour cela il est très important, en premier lieu et bien avant l'exécution de tout projet, d'avoir une bonne connaissance de massif rocheux , afin d'estimer, approximativement les déformations qui peuvent être engendrées.

Le travail fait dans ce mémoire consiste à étudier et à dimensionner par différentes méthodes le comportement d'un tronçon du tunnel routier au niveaux **d'El-Hamdaniawilaya de médéa**.

Aussi présenté une analyse analytique par la méthode convergence-confinement suit a une autre analyse numérique on utilisant logiciel PLAXIS 2D de la comportement de parois excavé du tunnels ,le soutènements provisoires ainsi que le revêtement définitive .

les résultats obtenu dans ce projet de fin d'étude sont résumé comme suit :

La partie bibliographique nous a permis de comprendre les étapes de réalisation des tunnels et les différentes méthodes de classifications des massifs rocheux, à partir desquelles on peut déterminer la classe du tronçon étudié, ainsi que le type de soutènement à appliquer.

la formation géologique traversé par notre tronçon de tunnel se compose principalement d'une grande proportion de schiste faiblement altérée( 95%) et avec une faible proportion de schiste fortement altérée ( 5%).

On a classifié notre massif suivant deux méthodes empiriques les plus utilisées, les recommandations de l'AFTES et la méthode de BIENIAWSKI. Pour cela on fait appelle a les essais in situ et les essais de laboratoire pour avoir une bonne reconnaissance géologique, hydrogéologique et géotechnique de la massif rocheux, à partir desquels on a trouvé que les deux types de terrain traversé par le tunnel présente des qualités complètement différentes .

D'après les mêmes méthodes, et à partir de la classification du massif, on a déterminé le type de soutènement provisoire qui semblaient adéquats, répondant aux exigences de la NATM.

Le système de soutènement provisoire est constitué de cintre métallique de type(HEB180) associé à une couche de béton projeté de 5cm.



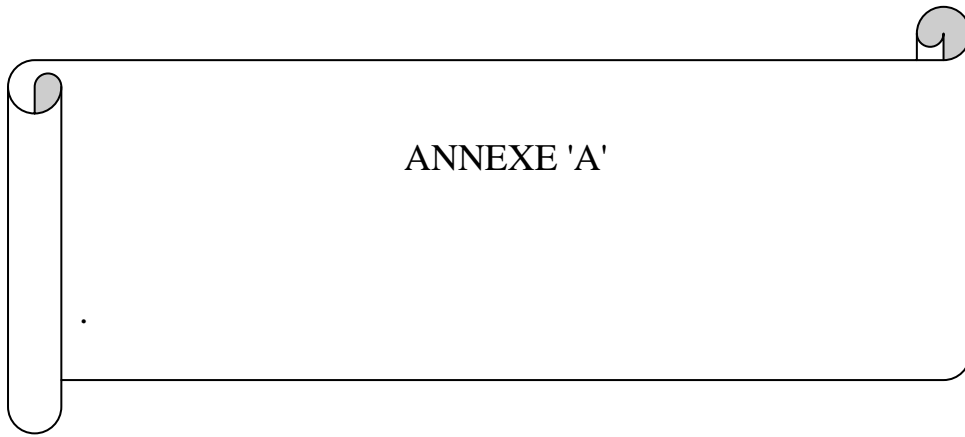
Vu que les méthodes empiriques et semi-empiriques ne sont généralement pas suffisantes pour calculer et vérifier le type de soutènement adopté, on a eu recours à une méthode analytique convergence – confinement pour dimensionner et vérifier la stabilité de soutènement provisoire.

A la fin de notre travail on a réalisé une modélisation du tunnel par logiciel plaxis 2D qui nous a permis d'étudier avec précision les déplacements du massif dus au creusement du tunnel en présence du soutènement provisoire et aussi le revêtement définitive.

Les résultats obtenus de cette modalisation nous montrent que le tronçon modélisé reste stable dans les condition de sécurité...., cela nous permet de conclure que le choix fait pour le soutènement provisoires et le revêtement définitive appliqué était le plus fiable.

## *Références bibliographiques*

- [ 1 ] **François MARTIN et Adrien SAÏTTA** ,Centre d'Études des Tunnels huitième édition janvier 2012 , mécanique des roches et travaux souterrain cours et exercices courgées .
- [ 2 ] **SebaiBelkacemi, S., 2018**,"Notes de cours d'ouvrages souterrains," 2année Master Géotechnique, Université Saad Dahlab de BLIDA.
- [ 3 ] **Rapport Géotechnique** réalisation de la section autoroutière entre la chiffa et berrouaghia sur 53 km sortie sud du tunnel ,géologique et géotechnique.
- [ 4 ] **Recommandation de l'AFTES**, 1993, "choix et type de soutènement en galerie "
- [ 5 ] AFTES Association française des tunnels et de l'espace souterrain. choix d'un type de soutènement en galerie, octobre 2019.
- [ 6 ] **Hervé LE BISSONNAIS, Fabien BINET, Julian MARLINGE**, Méthode de classification des terrains et utilisation dans la conception des projets, École des Ponts Paris Thec 2017-2018.
- [ 7 ] **Panet, M., 1995**, "Calcul des tunnels par la méthode convergence confinement," Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.
- [ 8 ] **Bouvard-Lecoanet, A., Colombet, G et Esteulle, F., 1995**, "Ouvrages souterrains conception réalisation entretien," Edition de l'École Nationale des Ponts et Chaussées".
- [ 9 ] **FalchiDelitala, G**, 1976,"Calcul des revêtements de tunnels," Edition VitaliGhianda.
- [ 10 ] **CORBETTA.F,BERNAUD.D ,NGUYEN.D** 1991,"contribution à la méthode convergence-confinement par le principe de similitude", Ecole polytechnique.
- [ 11 ] **TOUAMRIA .S**, Modélisation numérique tridimensionnelle de l'effet du creusement d'un tunnel sur le comportement des superstructures sus-jacentes. Thèse de Magistère en Génie Civil, Université de Skikda, 2010.
- [ 12 ] **Okba.F et Lehtihet.M** , Effet des phases de réalisation des tunnels à faible couverture sur la réponse Dynamique des fondations, Mémoire de Master en Génie Civil Option travaux publique, l'université de Jijel, 2019.
- [ 13 ] **DIFFELLAH.N et RAHAL.H** , Modélisation numérique par la méthode des éléments finis d'un tronçon du tunnel (cas métro d'Alger-la ligne Ain Naadja -Beraki), Mémoire de Master en Génie des mines et géologie Option : Exploitation Minière, l'université de Bejaia,2016.


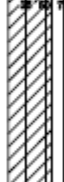


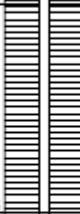




## Résultats d'essais géotechniques

# 1. Résultats des essais in situ :

## a) Sondages carottés :

- le sondage PS81-01.

Chantier : TUNNEL I				Sondage N°:PS8-01		Date : 2015.05.16		
Couc N°	Couc Sym.	Prof (m)	Cote (m)	Coupe Ech. 1:200	Description des sols	Echan N°	Rec %	RQD %
Coord: X=478716.351 Y=4026720.487			V 357.25		Station:LK8+112.5G19.0m Niveau de l'eau : Non			
①	B	7.20	350.05		Bloc : gris, brun-grisâtre, légèrement dense à moyennement dense, diamètre général est de 200-400 mm, bloc est composé par schiste altéré, les carottes sont sous forme de colonne, le remplissage est de caillou argileux ou gravier argileux, au cours de forage il y a une fuite d'eau grave, au - dessus de 2.0m est le gravier.	1 2		0.00-5.00m
②	RS	23.00	334.25		Schiste fortement altérée : gris, diacase est très développée, imprégnation de fer dans la surface de fissure, les carottes sont cassées, sous forme de caillou ou colonne courte.	3 4		5.00-10.00m
③	RS	31.00	326.25		Schiste faiblement altérée : gris, diacase est développée, imprégnation de fer dans la surface de fissure, la carotte intercale les bandes de calcite blanc par endroits, la carotte est complète, sous forme de colonne longue, frais.			10.00-15.00m
								15.00-20.00m



20.00-25.00m



25.00-31.00m



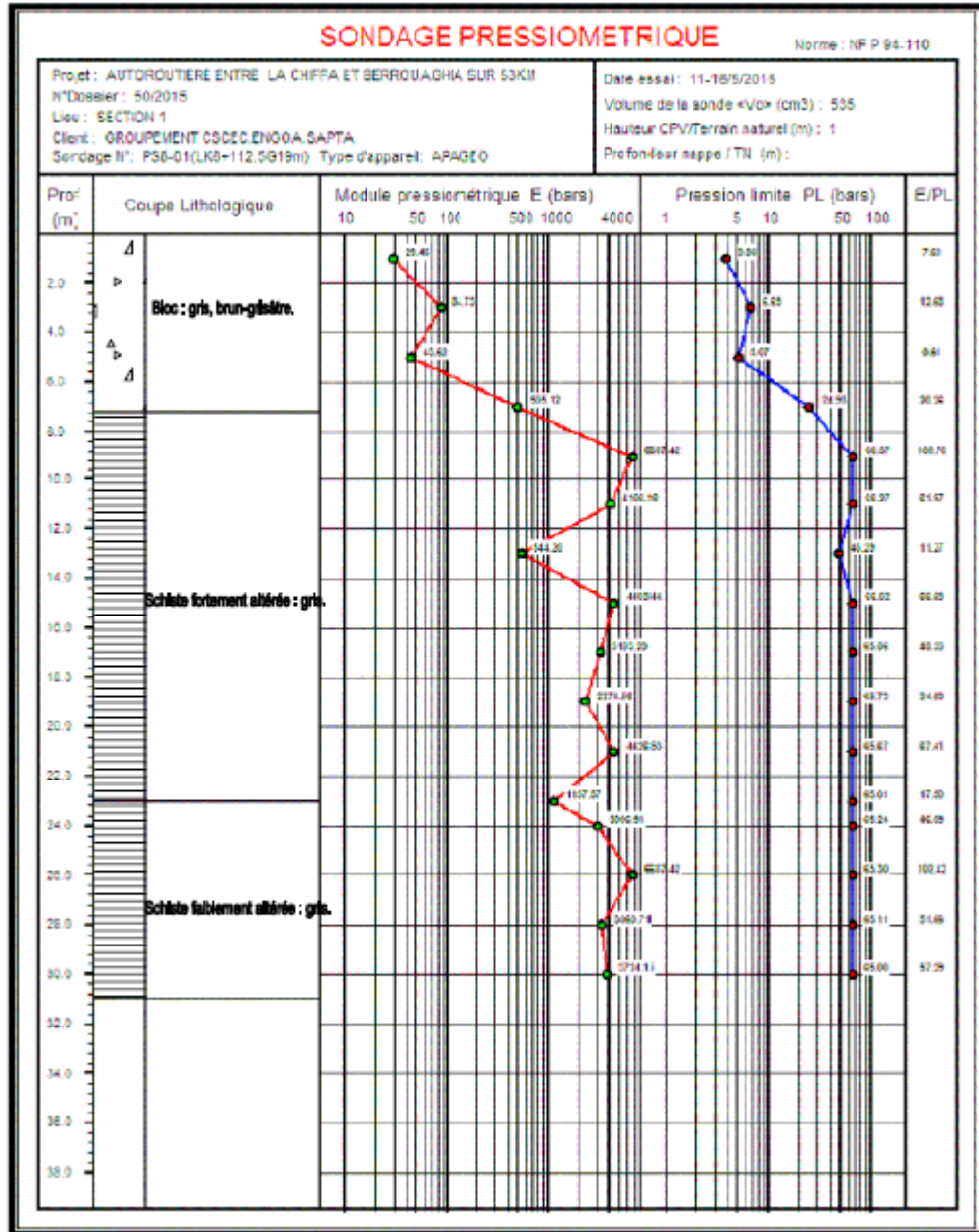
- le sondage S8-2.

Chantier : TUNNEL I				Sondage N° : S8-02		Date : 2015.05.10		
Couc N°	Couc Sym.	Prof (m)	Cote (m)	Coupe Ech. 1:200	Description des sols	Echan N°	Rec %	RQD %
Coord:		X=478661.5187	Y=4028686.5482	V 374.26	Station: PK8+122.9D19.0m	Niveau de l'eau : 32.2m		
①	B	1.20			<p>Bloc : gris, brun-grisâtre, légèrement dense à moyennement dense, diamètre général est de 200-400 mm, diamètre maximal d'environ 2000 mm, bloc est composé par schiste altéré, les carottes sont sous forme de colonne, le remplissage est de caillou argileux ou gravier argileux, au cours de forage, il y a une fuite d'eau grave.</p>	1		
		3.30						
②	RS				<p>Schiste fortement altérée : gris, diaclase est très développée, imprégnation de fer dans la surface de fissure, le roche est cassé, la plupart des carottes sont sous forme de colonne courte, de colonne par endroits. RQD=30%.</p>	3		
		25.00	349.26					
③	RS				<p>Schiste faiblement altérée : gris, diaclase est développée, imprégnation de fer dans la surface de fissure, la carotte intercale les bandes de calcaire blanc par endroits, la carotte est complète, sous forme de colonne longue, frais. RQD=45-75%.</p>	4		
		37.00	337.26					





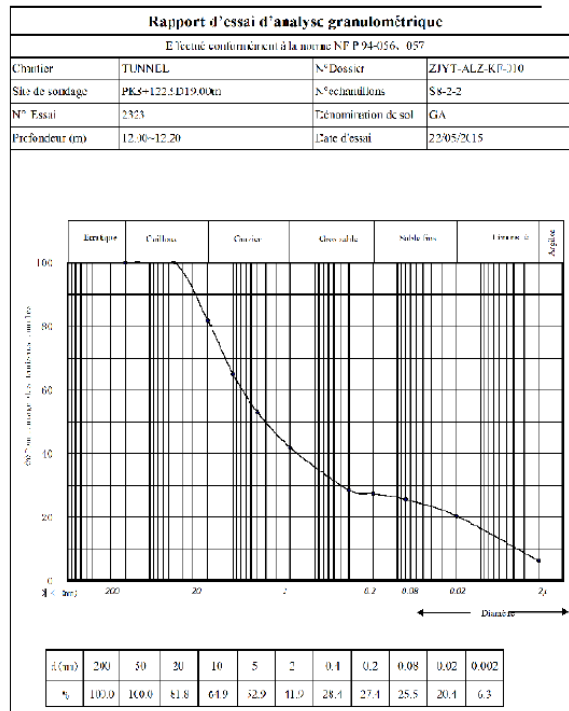
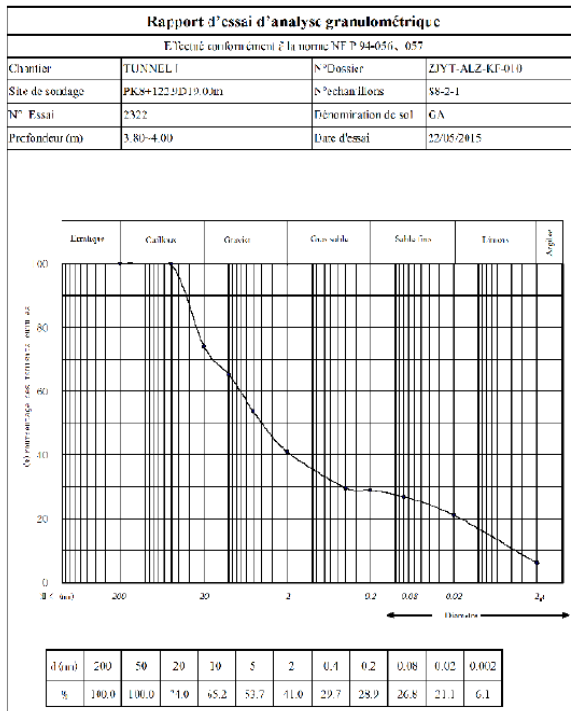
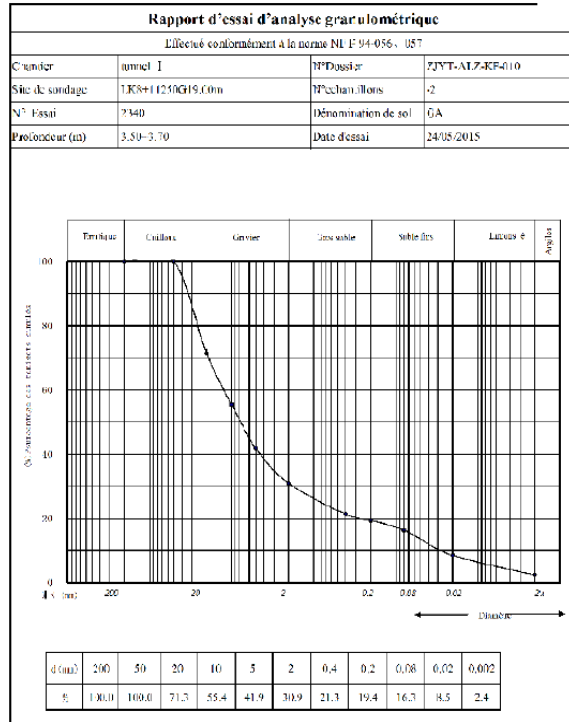
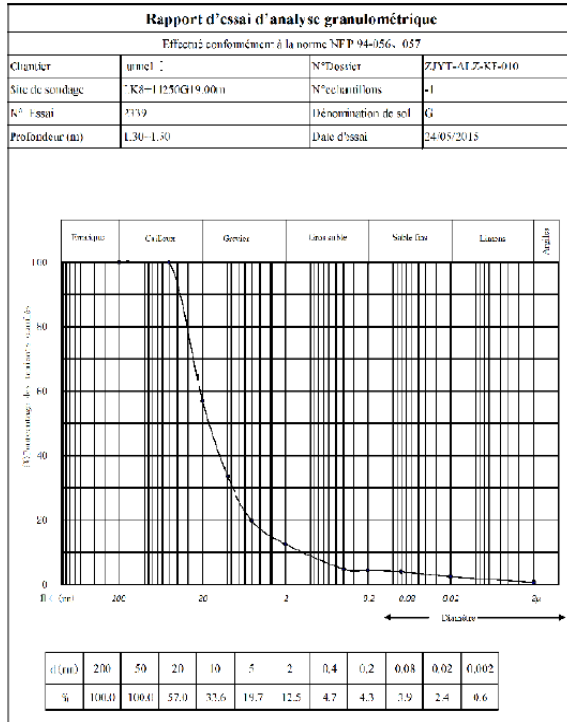
**b) Essais pressiométrique (PMT) :**



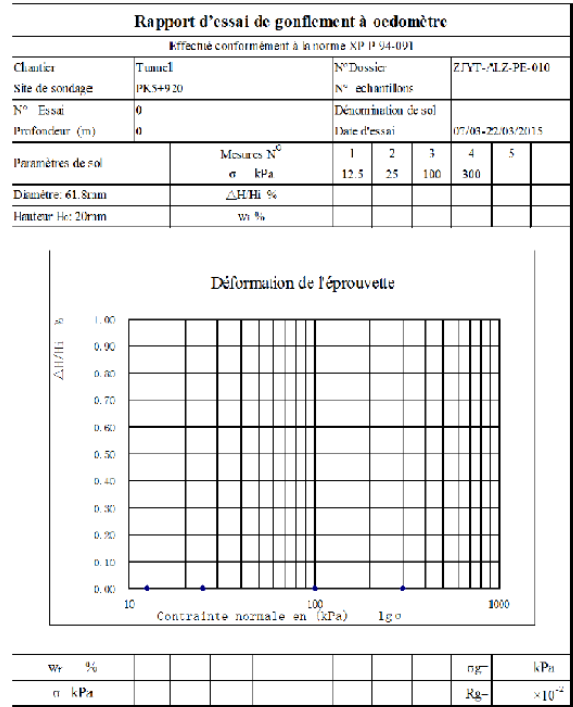
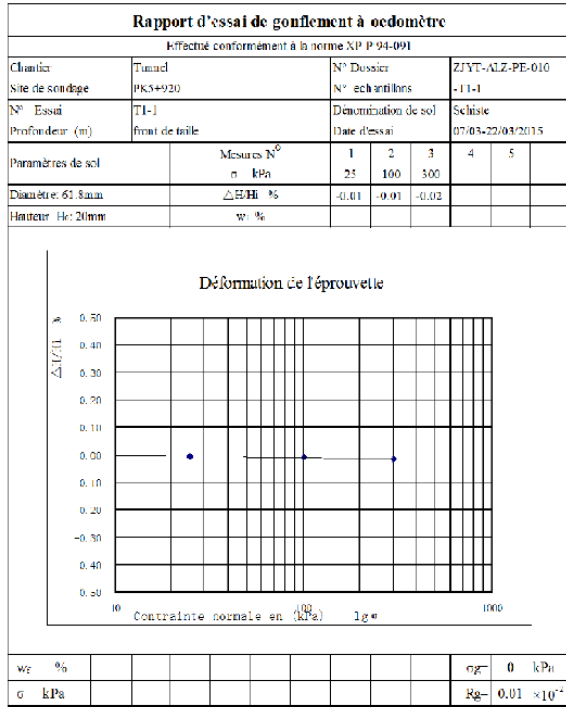


## 2. Résultats des essais de laboratoire :

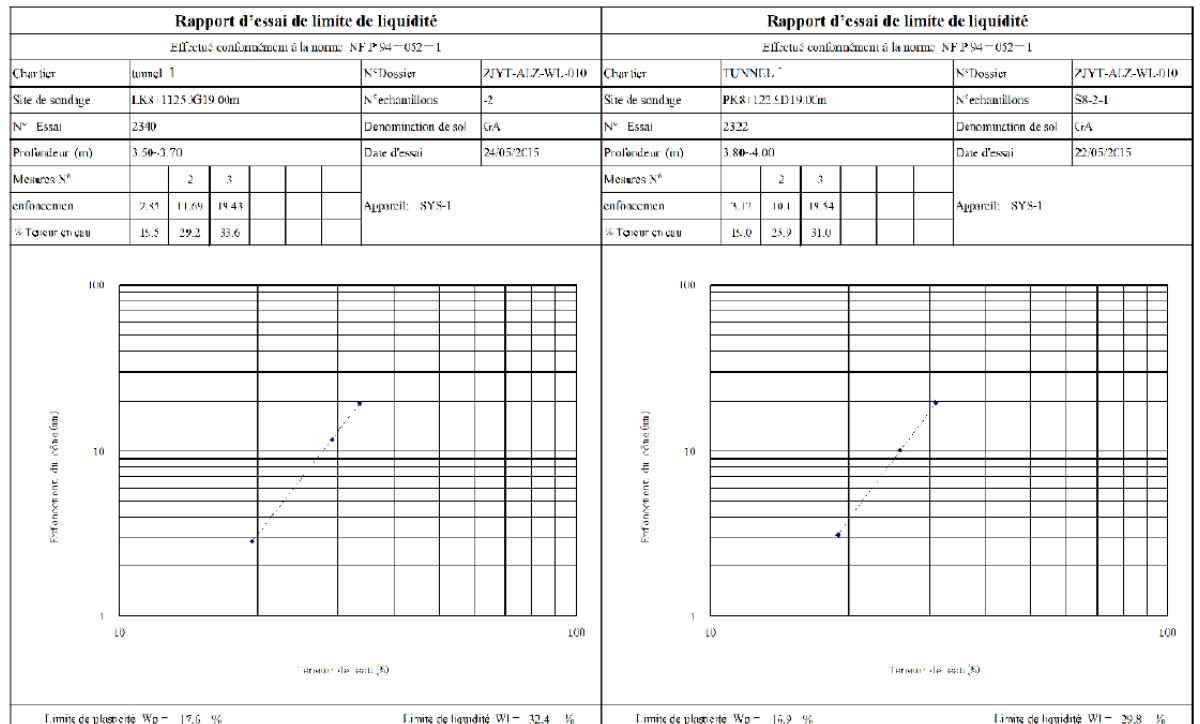
### ➤ Analyse granulométrique :



➤ **Essai de gonflement:**



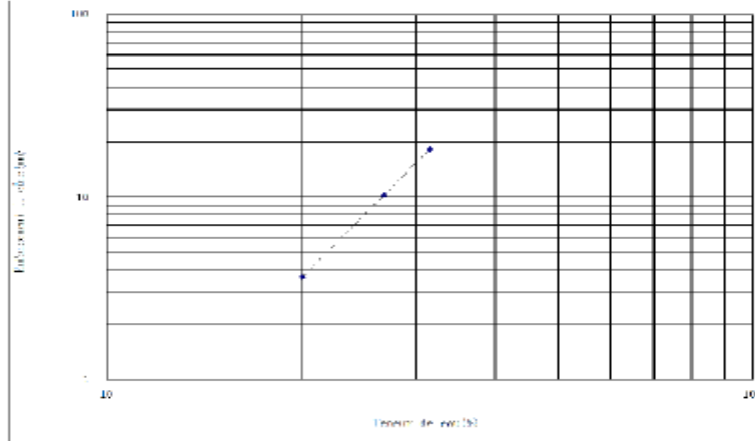
➤ **Limites d'Atterberg :**



### Rapport d'essai de limite de liquidité

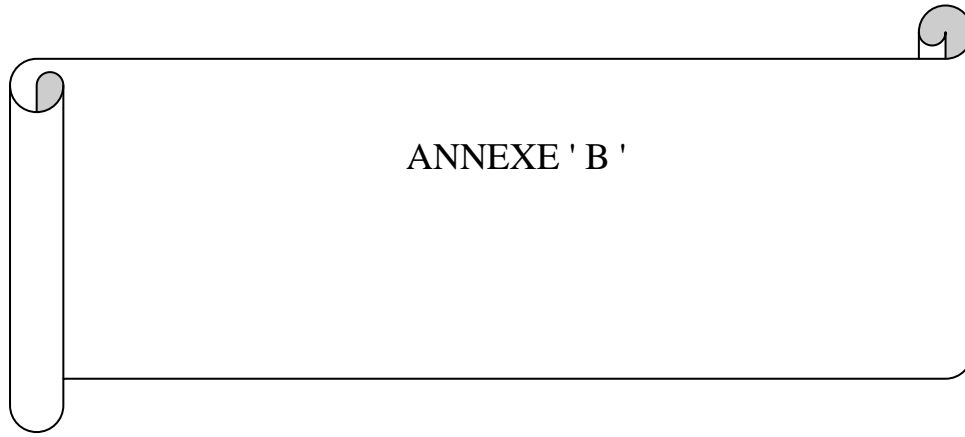
Effectué conformément à la norme NF P 94-052-1

Chantier	TUNNEL 1				N° Dossier	ZJYT-ALZ-WL-010
Site de sondage	PK8+122,9DI9.00m				N° échantillon	SR-2-2
N° Essai	2323				Désignation de sol	GA
Profondeur (m)	12.00-12.20				Date d'essai	22/05/2015
Mesures N°	1	2	3			
enfouissement	3.65	10.23	18.23			Appareil: SYS-1
% Teneur en eau	20.1	26.8	31.5			



Limite de plasticité  $W_p = 17.0 \%$

Limite de liquidité  $W_L = 30.9 \%$



la classification de la roche en fonction de  
RMR .

**Tableau B.1:** Classe de la roche en fonction de RMR.

<b>Note globale RMR</b>	<b>100 – 81</b>	<b>80 – 61</b>	<b>60 – 41</b>	<b>40 – 21</b>	<b>&lt; 20</b>
<b>Qualité du rocher</b>	Très bon Rocher	Bon Rocher	Rocher moyen	Rocher médiocre	Rocher très médiocre
<b>Classe de la roche</b>	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>	<b>IV</b>	<b>V</b>
<b>Temps de tenu moyen</b>	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
<b>Cohésion du massif (KPa)</b>	>400	300-400	200-300	100-200	<100
<b>Angle de frottement du massif (°)</b>	>45	35-45	25-35	15-25	<15