REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil
Spécialité : Géotechnique

Dimensionnement du soutènement d'un tunnel routier

(cas du tunnel de Chiffa)

PK2+395 - PK2+379

Présenté par :

Rabehi Ahmed

Chettouh Ibrahim

Proposé et Dirigé par :

Dr . Bensaada Abdelhalim

Promotion 2019

Remerciements

Avant toute chose, nous remercions le créateur de nous avoir donné la volonté, la patience et le courage de poursuivre et d'achever ce travail dans de bonnes conditions.

Nous remercions chaleureusement notre promoteur ***Dr ABD ELHALIM BENSAADA*** *Pour son encadrement, pour l'immense aide apportée tout au long de ce travail.*

Nos sincères remerciements et gratitudes à tous nos enseignants.

On remercie également le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre travail.

Enfin, on remercie tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail.

Dédicace

Je dédie ce Mémoire

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voire devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mes sœurs , Chaima et Aya Manel

A mes frères , Sofian et Abd el karim et Adel et rachid

A tout ma famille

A mon amie et binôme Ibrahim

A tous mes amis(es),Mosaab Agnini ,Ismail Kobbi,said rahmaoui ,omar elfarr ,azzdin khntache, abdelaziz kobbi ,abd elrazk blaarbi , Fares Labiad , khaled mezyan ,wahab ,houssame zerdali ,azzdine mousaoui ,senadje abd elsalam , Ismail ghazali , ibrahim ghzali, Abd el ghani bellache , djamal amriou, hicham zaidi,aboubaker , youcef mesouni , Hafida missoum, ahmed beziaa ,toufik mouhamou ,mouhamed ploupluo, fouzi ,faiza ,manel goissmia , houria saoudaoui, .

A toute la promotion 2018-2019 géotechnique, sour tout : amin hattchane, ahsen boudjighami, younes zaaf, ilyas saad din , abd elkader kadendal, faical makdouri salim ghorfa,sid ahmed bourahla ,said boudjmaa, walid mazaad ,othmane baghdir ,imad ,monim ben hamou ,

A toute personne qui a contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet de fin d'études

Ahmed Rabehi

Dédicace

Je dédie ce Mémoire

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voire devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mes sœurs , sara et chahinez

A mes frères : yacine , houssam ,aymen

A tout ma famille

A mon amie et binôme ahmed

A tous mes amis(es),ismail fertas, youcef ouldali ,hamid ouldali,abd elnour menad,abderrazak ouldali,hayet khireddine,romaissa ,fatima el zohra ,abir melkar

A toute la promotion 2018-2019 géotechnique, sour tout : amin hattchane, ahsen boudjighami, younes zaaf, ilyas saad din , abd elkader kadendal, faical makdouri salim ghorfa,sid ahmed bourahla ,said boudjmaa, walid mazaad ,othmane baghdir ,imad ,monim ben hamou et mohamed hayoula

A toute personne qui a contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet de fin d'études

Ibrahim Chettouh

Résumé :

Le travail présenté dans ce mémoire concerne la conception d'un tunnel faisant partie de l'axe autoroutier reliant la ville de Chiffa et Berouaghia.

Les données obtenus des diffèrent études géologiques et géotechniques réalisées montrent que l'axe du tunnel passe principalement dans une formation rocheuse (Schiste). Le mode de creusement se fait par abatage ponctuel. La détermination du type de soutènement utilisant la méthode convergence confinement prévoit un prés-soutènement constitué d'un assemblage de béton projeté, cintres lèges associé à des boulons. La modélisation par le logiciel Plaxis montre qu'un revêtement définitif associer de 30 cm de béton non armé profère au tunnel une déformation globale acceptable maintenant l'équilibre de l'ensemble de la structure.

Mots clés : Tunnel, Soutènement, Modélisation, Plaxis ,Revêtement.

ملخص:

العمل ا المقدم في هذه الأطروحة يتعلق بتصميم النفق الذي هو جزء من الطريق السريع الذي يربط مدينة الشفة و البرواقية.
البينات التي تم الحصول عليها من الدراسات الجيولوجية والجيوتقنية المختلفة تبين أن محور يمر أساسا في التكوين الصخري (الشيست) .
طريقة الحفر كانت بالهدم الكلي . تحديد نوع الاحتفاظ باستخدام طريقة حبس التقارب يوفر دعم يتكون من الخرسانة المرشوشة ، الشماعات والعقاب يرتبط مع البراغي . النمذجة بواسطة برنامج بلاكسيس تظهر تلبيس الغلاف النهائي 30 سم غير المدعومة تعطي النفق تشويه عام مقبول محافظا على توازن الهيكل بأكمله

كلمات البحث

نفق,دعم ,نمذجة ,الغلاف, بلاكسيس

Abstract:

The work presented in this thesis concerns the design of a tunnel that is part of the motorway linking the city of Chiffa and Berouaghia.

The data obtained from different geological and geotechnical studies show that the tunnel axis passes mainly in a rock formation (shale). Digging mode is spot-felling.

The determination of the retaining type using the convergence confinement method provides a near-retaining consists of a shotcrete assembly, hangers leges associated with bolts. Modelling by the Plaxis software shows a final coating associate 30 cm unreinforced concrete tunnel proffers an acceptable overall deformation maintaining the balance of the entire structure.

Key words : Tunnel, Retaining, Modelling, Plaxis and Caoting.

Sommaire :

Remerciements

Dédicace

Résumé

Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des Abréviations et Notations

Introduction générale :

Introduction : 1

Chapitre 1 : Étude bibliographie :

I-1-Introduction : 2

I-2-Définition et domaine d'emploi d'un tunnel : 2

I-3-les différents types des tunnels : 2

I-3-1-Selon la destination : On distingue deux types 2

I-3-2-Selon la forme: 3

I-4-Les différents éléments constitutifs d'un tunnel : 3

I-5-Techniques de creusements d'un tunnel : 4

I-5-1-Creusement à l'explosif : 4

I-5-2-Excavation avec des machines à attaque ponctuelle : 5

I-5-3-Excavation avec des machines à attaque globale : 6

I-6-Méthodes de creusement: 7

I-6-1-Creusement en pleine section, par demi-section et en sections divisées- Nouvelle méthode autrichienne (New Austrain Tunneling Méthode) : 7

I-6-1-1-Creusement a plein section: 7

I-6-1-2-Creusement en demi-section: 7

I-6-1-3-Creusement en section divisée: 8

1-6-2-Creusement avec tunnelier : 9

I-6-3-Autres types de creusement: 10

I-6-3-1-La percussion lourde : 10
I-6-3-2-Le jet hydraulique : 10
I-6-3-3-La vibration : 11
I-6-3-4-Le gradient thermique et la fusion : 11
I-7-Soutènements et revêtements : 11
I-7-1- Soutènement : 11
I-7-1-1- Les différents types de soutènement : 11
I-7-1-2-Choix d'un mode de soutènement : 15
I-7-2- Revêtement : 15
I-7-2-1-Les principales fonctions du revêtement sont les suivantes : 15
I-7-2-2-Les différents types de revêtement : 15
I-8-Méthodes de dimensionnement des tunnels : 16
I-8-1- Méthodes empiriques : 16
I-8-1-1- Méthode de recommandations de l'AFTES : 17
I-8-1-2-Méthode de Bieniawski (Roch Mass Rating) : 21
I-8-1-3-Méthode de TERZAGHI : 23
I-8-1-4-Méthode de Barton : 24
I-8-2-Méthodes analytiques : 25
I-8-2-1-Méthode convergence-confinement : 25
I-8-2-2-Méthode des actions et des réactions (réactions hyperstatiques) : 27
I-8-3-Méthodes numériques : 29
I-8-3-1-Méthode des éléments finis : 29
I-8-3-2-Méthode des Eléments frontières : 31
I-8-4-Méthodes des différences finies : 31

chapitre 2 : Géologie, Hydrologie et Etude géotechnique :

II-1-Introduction : 33
II-2-Géomorphologie et géologie locale : 33
II-3-Structure géologique : 34
II-3-1- Structure feuilletée : 34
II-3-2- Diaclase : 34
II-3-3-Les résultats de investigation insitu : 35
II-4- Sismicité et zonage sismique : 40
II-5- hydrogéologie et Hydrologie : 40
II-5-1-hydrogéologie : 40
II-5-2-Hydrologie : 40

II-6-Géotechnique : 41
II-6-1-Essais in-situ : 41
II-6-1-A- Prospection sismique superficielle : 42
II-6-1-b-Essai préssiométrique : 43
II-6-1-c- Essais de pompage : 44
II-6-2-Essais de laboratoire : 45
II-6-2-1-Lithologie 45
II-6-2-2-Analyse granulométrique : 46
II-6-2-3-Essais mécaniques : 47
II-6-2-4-Essai de gonflement de schiste : 48
II-6-2-5-Essais de matériaux des déchets : 49
II-6-2-6-Analyses chimique de l`eau : 49
II-6-2-7-Essais de matériaux : 49
II-6-2-8-Limites d'Atterberg : 49
II-6-2-9-Classification RMR des roches : 50
II-6-2-10-Paramètres physico mécaniques des roches et du sol : 51
II-7- CONCLUSION : 53

Chapitre 3 : Conception de cas d'étude :

III-A-1-Introduction : 54
III-A-2-choix de la méthode de creusement : 54
III-A-3-Classification de Bieniawski (R.M.R) : 55
III-A-4-Classification de l'AFTES : 57
III-A-5-Vérification du soutènement : 59
III-A-6-Calcul du soutènement pour la couche de schiste : 60
III-A-6-1- Calcul du soutènement pour la couche de schiste : 61
III-A-6-2-Calcul manuel : 63
III-A-6-3-Logiciel MATLAB 63
III-B-Revêtement définitif : 65
1- Présentation du logiciel PLAXIS: 65
2- Le code éléments finis PLAXIS: 65
3- Saisie des données: 66
4-Lois de comportement du sol: 67
5-Fonctions de calcul : 68

6- Analyse des résultats : 69
7- Modélisation du revêtement définitif par logiciel Plaxis: 70
Modélisation de la couche de schiste : 70
III-C -Conclusion : 79

Conclusion Général

Conclusion Général……..... 80

Liste des tableaux :

Tableau I-1 : Classification selon l'état d'altération du massif rocheux 17

Tableau I-2 : Classification selon l'intervalle Entre les discontinuités. 17

Tableau I-3 : Classification selon l'orientation des discontinuités 18

Tableau I-4 : Classification selon le nombre de familles De discontinuités. 18

Tableau I-5 : Classification selon l'intervalle entre les Discontinuités de chaque famille. 18

Tableau I-6 : Classification selon la charge hydraulique. 19

Tableau I-7 : Classification selon la perméabilité. 19

Tableau I-8 : Classification selon l'indice de continuité I_c 19

Tableau I-9 : Classification selon la résistance à la compression simple 20

Tableau I-10 : Classification selon l'état des contraintes naturelles en fonction du rapport RC/σ_0 20

Tableau I-11 : Classification selon Le module de déformabilité. 20

Tableau I-12 : Méthode de Z.BIENIAWSKI paramètres de classification des roches et notes de pondération. 21

Tableau I-13 : Note d'ajustement pour l'orientation des joints. 22

Tableau I-14 : Classe de roche suivant la classification de Z.BIENIAWSKI après application de la note d'ajustement. 22

Tableau I-15 : Recommandation du soutènement d'après Z.BIENIAWSKI. 22

Tableau II-1 **:** Description de l'âge de Crétacé et les roches correspondantes 34

Tableau II-2 :Les résultats de la station d'investigation géotechnique ST49. 35

Tableau II-4 Tableau récapitulatif des travaux de reconnaissance géotechnique réalisés. 42

Tableau II-5 : Nature lithologique en fonction de la vitesse d'onde. 43

Tableau II-6 : Les résultats préssiométrique. 44

Tableau II-7 : Les résultats de Essais de pompage 44

Tableau II-8**:** lithologie des formations principales**.** 45

Tableau II-9 **:** Les résultats des essais granulométrique 46

Tableau II-10 : les résultats des essais de résistance à la compression 48

Tableau II-11 :Analyse minéralogique des roches par diffraction X 48

Tableau II-12 montrent que le schiste n'a pas l'expansibilité 48

Tableau II-13 : Résultats des essais des matériaux des déchets 49

Tableau II-14 :Résultats d'analyse des eaux 49

Tableau II-15 : Résultats des essais des matériaux des déchets 49
Tableau II-16: Résultats des essais Limites d'Atterberg 49
Tableau II-17 : classification de de terrain tunnel 51
Tableau II-18 **:** Resistance au cisaillement de schiste 52
Tableau II-20 :les paramètres principaux des sols et roches 53

Tableau III-1:la lithologie des formations principales. 55
Tableau III-2 : Tableau récapitulatif des données introduites pour la couche de schiste 56
Tableau III-3 : Classification de massif rocheux déterminé par le RMR 57
Tableau III-4 : Choix du type de soutènement. 57
Tableau III-5 : Synthèse des résultats de classification avec le soutènement proposé pour le schiste altérée. 58
Tableau III-6 : Paramètres du soutènement du tunnel. 59
Tableau-III-7: Synthèse des résultats et l'espacement des boulons 60
Tableau-III-8 Paramètres du béton et cintres 60
Tableau- III-9 Paramètres de la roche et du tunnel 60
Tableau III-10 Caractéristiques mécaniques de la section équivalante de soutènement 62
Tableau III-11 : Caractéristiques mécaniques de la section équivalante de soutènement 71

Liste des figures :

Figure. I.1: Tunnel ferroviaire 2
Figure. I.2: Tunnel routière. 2
Figure. I.3: galerie d'égouts 3
Figure. I.4: Galerie de stockage. 3
Figure. I.5: Coupe transversale et longitudinale d'un tunnel au voisinage du front de taille 4
Figure. I.6 : Cycle classique de creusement à l'explosif 5
Figure. I.7 : Plan de tir séquentiel optimisé pour le tunnel de Chamoise (1993). 5
Figure .I.8 : Machine à l'attaque ponctuelle 6
Figure. I.9 : Bras à attaque radiale 6
Figure. I.10 : Bras à attaque transversale 6
Figure. I.11 : Creusement en pleine section 7
Figure. I.12 : Creusement en demi-section 8
Figure. I.13 : Creusement par section divisée 8
Figure. I.14 : Méthode de la galerie de faite 9
Figure. I.15 : Tunnelier 10
Figure. I.16 : Les boulons d'ancrage 12
Figure. I.17 : Soutènement par blindage 12
Figure. I.18 : Enfilage 13
Figure. I.19 : Assemblage des éléments d'un cintre coulissant 13
Figure. I.20 : Cintres lourds 13
Figure. I.21 : l'emploi de béton projeté 14
Figure. I.22 : Exemple des voussoirs en béton 14
Figure. I.23 : Hypothèse de calcul de TERZAGUI 23
Figure. I.24 : Hypothèse de calcul de PROTODIAKONOV 24
Figure. I.25 : Méthode de convergence-confinement (Panet et Guellec, 1974). 26
Figure. I.26 : Principe de la méthode de convergence-confinement. 27
Figure. I.27 : Schéma classique d'un modèle aux réactions hyperstatiques, avec les forces actives et passives (Ressorts) 29
Figure. I.28 : Modèle de maillage 30
Figure. II.1 **:** le profil en long du tunnel. 33
Figure. II.2 **:** Image satellitaire de la formation moyennement montagneuse de la région d'étude. 33
Figure. II.3**:** colonne litho stratigraphique et synthétique 34
Figure. II.4:Sondages carottés montrant les différentes formations géologiques 35

Figure. II.5:Sondages carottés montrant les différentes formations géologiques..... 36
Figure. II.6:Sondages carottés montrant les différentes formations géologiques..... 37
Figure. II.7:Sondages carottés montrant les différentes formations géologiques..... 38
Figure. II.8:Sondages carottés montrant les différentes formations géologiques..... 39
Figure. II.9**:** ressources en eaux souterraines 41
Figure. II.10 **:** graves argileuses 46
Figure. II.11**:** bloc..... 46
Figure. II..12**:** schiste fortement altérée..... 46
Figure. II.13**:** schiste faiblement altérée 46
Figure. II.14**:** Rapport d'essais analyse granulométrique pour PS8-1..... 47
Figure. II.15**:** Rapport d'essais analyse granulométrique pour S8-2..... 47
Figure. II.16 : résistance de la roche par utilisation de RocLab (Etabli par le logiciel RocLab..... 52
Fig III-1 : Choix de type de creusement..... 54
Fig III-2:Les données realive de massif et de soutènement..... 64
Fig III.-3:Diagramme de convergence-confinement 64
Fig- III-4 : Les caractéristiques de massif et de soutènement 73
Fig-III- 5 : Génération du maillage 73
Fig-III-6 : Fenêtre de génération des contraintes initiales..... 73
Fig- III-7: Surpressions interstitielles..... 74
Fig-III-8 :Phase Creusement du tunnel et mise en place soutènement et de revêtement..... 75
Fig-III-9 : Phase (validation de calcul)..... 76
Fig III-10: Les déformations globales. 77
Fig-III-11 : Les déformations horizontal..... 77
Fig-III-12: Les déformations vertical 78
Fig-III-13: Diagramme des moments flexion..... 78
Fig-III-14: Diagramme des forces de cisaillement..... 78
Fig- III-15 : Diagramme des forces axiales..... 79

Liste des Abréviations et Notations

Q : L'indice de qualité

R.Q.D: Rock Quality Désignation

RMR: Rock Mass Rating.

Jv : Indice volumétrique de joints.

Jn : nombre de familles principales de discontinuités.

Jr : la rugosité des faces des joints.

Ja : le degré d'altération des joints.

Jw : spécifie les conditions hydrogéologiques.

SRF : Stress Réduction Factor : précise l'état des contraintes dans le massif.

AFTES : L'Association Française des Travaux en Souterrain.

I_c **:** l'indice de continuité

V_l **:** Vitesse de propagation des ondes longitudinales mesurées sur carotte. [m/s]

V_l^* **:** Vitesse de propagation théorique de la roche compacte, initial. [m/s]

Rc : la résistance à la compression de la roche.

q : La surcharge en surface

H : La couverture de terre

m : La hauteur de l'excavation

b : La largeur de l'excavation

K : Coefficient de poussée active généralement égale à 1.

MEF : méthode des éléments finis

[K] : matrice de rigidité de toute la structure.

{F}: vecteur forces nodales.

{U}: vecteur déplacements nodaux

BEM : Boundary Elément Méthode

Eb : module du boulon,

Sb : section du boulon

Tb : traction admissible dans les boulons

eL : espacement longitudinal des boulons

eT : espacement transversal des boulons

R : rayon de la cavité

R : rayon plastique

Introduction :

La réalisation des voies de communication telle que les routes, autoroutes et voies ferrées. Impose souvent des franchissements difficiles (des montagnes, l'encombrement à la surface du sol dans les villes) qui conduisent généralement à la construction des ouvrages souterrains tel que les tunnels et les métros.

Le projet de ce présent mémoire concerne la conception et l'étude du tunnel de Chiffa wilaya de Blida qui est un tunnel autoroutier sur la longueur de droite est de PK 2+395 m ainsi que la longueur du gauche est de PK 2+379 m qui entre dans le cadre de la réalisation de la pénétrante autoroutière qui relie la Nord –Sud au niveau de la ville de Chiffa .

Le présent mémoire est composé de trois chapitres :

Le premier chapitre consiste a donné un aperçue général sur les ouvrages souterrains et leurs réalisation.

Le second chapitre donne un aperçu sur la géologie l'hydrogéologie et étudegéotechnique du site.

Le troisième chapitre est concerné par la conception du tunnel. Dans lequel sont exposé les différents méthodes utilisées pour la détermination du mode de creusement, les méthodes de calculs utilisées pour la détermination du type de près soutènement ainsi que le revêtement définitif.

Finalement, une conclusion générale.

I-1-Introduction

Ce chapitre présente l'étudie bibliographique sur les tunnels d'une manière générale, décrit les différentes techniques de creusement ainsi que les conditions dans lesquelles ces méthodes sont applicables. Ensuite on s'intéresse aux différents types de soutènement et revêtement nécessaires pour tout projet de réalisation d'un tunnel.

I-2-Définition et domaine d'emploi d'un tunnel

Un tunnel est tout ouvrage construit en souterrain servant de voie de communication et destiné à divers usages cités ci-après. Plusieurs domaines d'emploi des tunnels peuvent être cités par leurs utilités, selon l'obstacle et le but envisagé à savoir ;

- le domaine routier et ferroviaire : affranchissement d'un obstacle naturel imposé sur l'axe de la voie ou bien pour éviter des risques d'utilisation (chutes de pierres, glissement, étroitement en falaises …).
- le domaine urbain : allégement de la circulation à la surface des grandes villes (métros, galeries, parking,)
- le domaine hydraulique : évacuation des crues, connexion d'une rivière éloigné à un barrage…
- le domaine industriel : stockage des déchets industriels dangereux (déchets nucléaires,…)
- le domaine naval : abris pour différents matériels naval.
- le domaine minier : mine souterraine (galerie) [1].

I-3-les différents types des tunnels

Il existe plusieurs paramètres de classification des tunnels :

I-3-1-Selon la destination : On distingue deux types

a) Tunnel de Communication: Ferroviaire, Routière, Pour Piéton, Galerie de navigation, Métro.



Fig. I.1: Tunnel ferroviaire.



Fig. I.2: Tunnel routière.

b) Galerie de transport : pour aménagement hydraulique, alimentation de l'eau potable (AEP), galerie d'égouts.



Fig. I.3: galerie d'égouts.



Fig. I.4: Galerie de stockage.

I-3-2-Selon la forme

- Circulaire plein ou tronquée.
- Elliptique plein ou tronquée.
- Parabolique plein ou tronquée.
- Courbe quelconque à plusieurs centres.
- Rectangulaires.
- Complexe.

I-4-Les différents éléments constitutifs d'un tunnel

La **figure. I.5** présente les termes couramment associés à l'excavation d'un puits ou d'un tunnel. Le terrain se déforme à deux endroits : au front de taille on parle d'extrusion et en parois on parle de convergence [2]. Le front de taille est une surface plane dont le contour forme le profil du tunnel. Dans la plupart des cas, on considère que les convergences sont stabilisées après deux diamètres en arrière du front.

- **La tête :** ce terme a deux significations :

-Spatial : point d'entrée et de sortie du tube.

-Structurelle : il désigne aussi les ouvrages spécifiques qui peuvent être construits aux extrémités du tube creusé.

- **Intrados :** c'est la surface composée de la face inférieure d'une voûte, et de la face interne des piédroits .c'est donc la face intérieure et visible du tube.
- **Extrados :** c'est la surface convexe extérieure du revêtement du tunnel, au contact direct avec les terrains encaissants.
- **voûte :** c'est la partie visible du revêtement située au dessus de la chaussée, elle se compose des piédroits, des reins (naissance) et de la calotte. La clé et le point le plus haut de la voûte.
- **calotte :** la calotte ou toit est la partie supérieure et centrale de la voûte.
- **naissance :** c'est la partie de la voûte comprise entre la calotte et la partie supérieure du piédroit.
- **piédroit :** c'est la partie latérale de la section du tube, comprise entre les reins et la chaussée de l'ouvrage. Ils peuvent être droits et verticaux, ou légèrement concave.
- **radier:** c'est la partie inférieure d'un tunnel parfois construite entre les deux piédroits. Il n'est plus visible après la mise en place de la chaussée. Il peut être constitué par une dalle ou un arc en béton (radier contre voûté).

- **Revêtement :** il peut être constitué d'une maçonnerie de briques ou de moellons de pierres, béton projeté, béton coffré en place ou préfabriqué.
- **Etanchéité :** c'est des dispositifs mis en place pour empêcher les eaux naturelles d'entrer en contact avec le revêtement.
- **Chaussée :** c'est l'ensemble des couches de matériaux mis en place sur le radier [3].

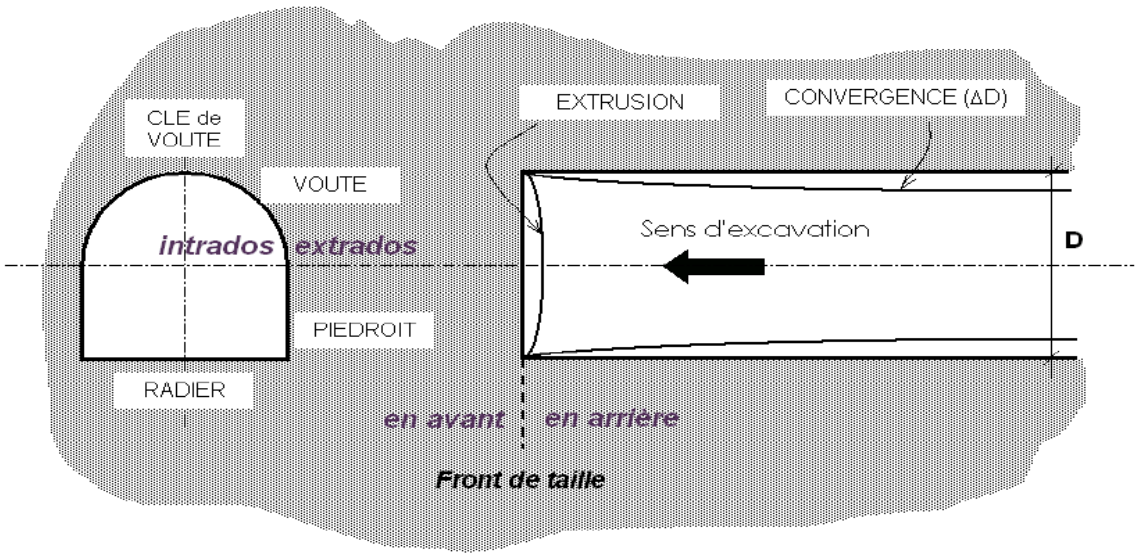


Fig. I.5: Coupe transversale et longitudinale d'un tunnel au voisinage du front de taille [2].

I-5-Techniques de creusements d'un tunnel

En ingénierie il existe plusieurs méthodes de creusement de tunnel, le choix de la méthode dépend de certaine paramètre, nature de sol ou de roche, la géométrie de tunnel, l'environnement, le niveau de la nappe phréatique…etc.

I-5-1-Creusement à l'explosif

La technique de l'excavation à l'explosif est très ancienne mais reste encore. L'abattage avec emploi des explosifs est généralement utilisé pour l'exécution de tunnels situés dans les roches dures pour lesquels un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelle hydraulique) ou un terrassement mécanique (machine foreuse pleine section ou à attaque ponctuelle, brise roche) n'est plus envisageable du point de vue technique ou économique. L'abattage à l'explosif s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique selon les opérations élémentaires suivantes voir **(figure. I.6)** :

- Par le biais de la foreuse (jumbo) il est effectué le forage des trous d'une volée. Le nombre de trous d'une volée diffère selon les caractéristiques du rocher.
- La longueur de ces trous est comprise entre 1,5 m et 5 m, selon la qualité du terrain, et la répartition des trous est établie précisément selon un plan d'exécution de forage (une maille approximative de 1 m x 1 m). L'explosif employé sur chantier est fabriqué sur place (en tunnel), ensuite, le chargement peut commencer, puis le tir.
- Après l'abattage, l'évacuation des gaz toxiques par ventilation.
- Le marinage (évacuation des terres) doit être fait juste après le tirage.

- Après chaque tir, certains blocs de roches sur le front, en voûte et pied droit sont instables. La purge permet de détacher ces blocs à l'aide d'un marteau brise roche ou d'une fraise installés sur le bras d'une pelle mécanique.

La séquence de détonation suit un plan établi qui permet de limiter au maximum la quantité d'explosif qui explose en même temps **(figure .I.7)**.

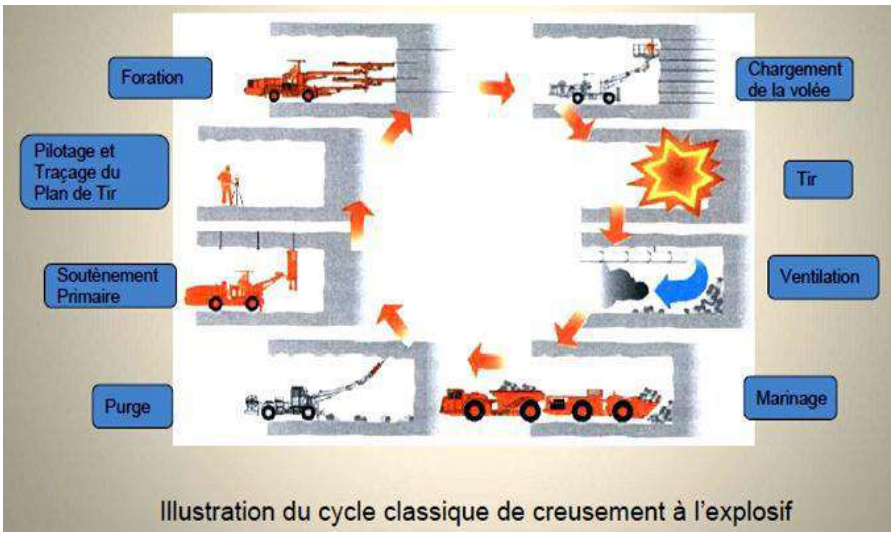


Fig. I.6 : Cycle classique de creusement à l'explosif.

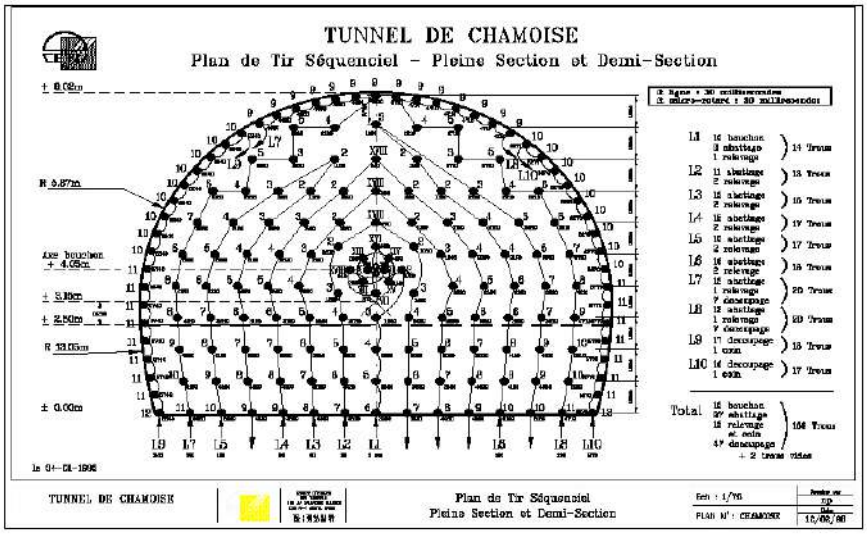


Fig. I.7 : Plan de tir séquentiel optimisé pour le tunnel de Chamoise (1993).

I-5-2-Excavation avec des machines à attaque ponctuelle

Dans les roches tendres (craies, marnes, schistes altérés...), l'usage de l'explosif est efficacement remplacé par l'emploi de machines à attaque ponctuelle. Elles s'inspirent directement du travail du mineur : un bras articulé vient "gratter" et abattre le terrain du front. Progressivement l'engin excave la section entière par un cheminement adapté [4].

Elles sont en général montées sur un châssis automoteur à chenilles **(figure. I.8)**. Ce châssis supporte un bras mobile éventuellement télescopique équipé d'une tête fraiseuse capable de balayer une surface de front plus ou moins importante autour de sa position moyenne. Dans les machines à **attaque radiale**

(type Paurat, Dosco, Demag ou certaines Eickhoff), la fraise tourne autour d'un axe situé en prolongement du bras **(figure. I.9)**. Dans les machines à **attaque transversale** (Alpine, Westfalia ou certaines Eickhoff), la fraise, appelée aussi tambour, tourne autour d'un axe perpendiculaire au bras et attaque tangentiellement la surface du front **(figure. I.10)**. Dans le premier cas, le creusement de chaque volée commence par l'exécution d'une sorte de forage perpendiculaire à la surface du front permettant à la fraise de pénétrer dans le terrain et se poursuit par un fraisage progressif des parois de ce pré-creusement. La fraise doit donc être équipée d'outils permettant ces deux modes successifs de creusement. Dans le deuxième cas, le creusement se fait en principe toujours par fraisage tangentiel à la surface cylindrique du « tambour ». Les outils qui équipent les fraises sont des « pics » ou des « crayons » cylindro-coniques. La puissance d'abattage disponible en bout de bras varie suivant les types de 40 à 400 cheval (30 à 300 kW) et la masse totale des machines de 5 à 60 t [5].

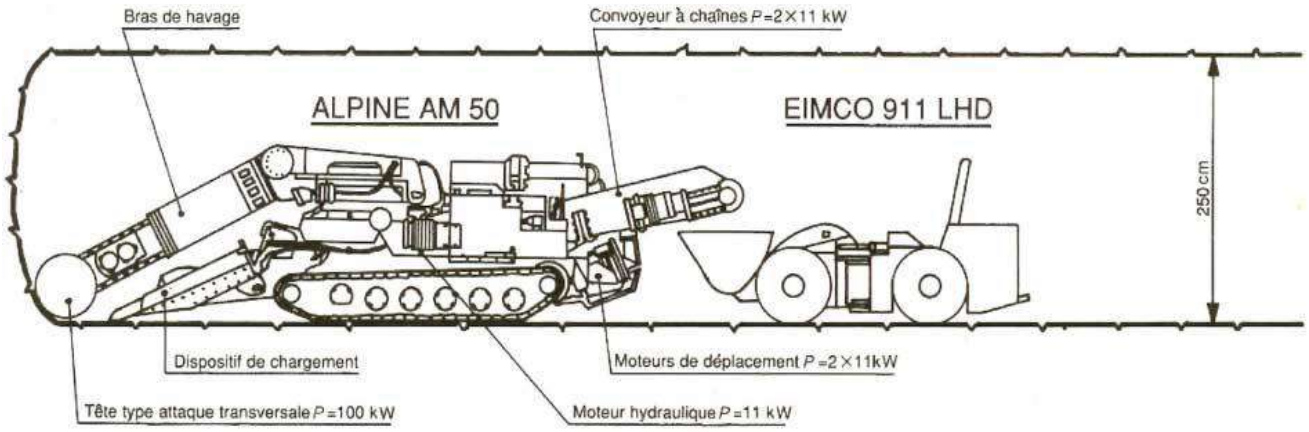


Fig. I.8 : Machine à l'attaque ponctuelle [5].

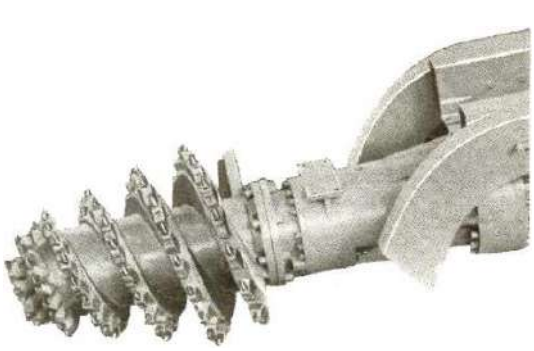


Fig. I.9 : Bras à attaque radiale[5].



Fig. I.10 : Bras à attaque transversale [5].

Le front sera fermé et dit à pression de terre si l'unique confinement est issu de la compression des déblais sur le front de taille par la machine [3].

I-6-Méthodes de creusement

I-6-1-Creusement en pleine section, par demi-section et en sections divisées- Nouvelle méthode autrichienne (New Austrain Tunneling Méthode)

La Nouvelle Méthode Autrichienne est une méthode de renommée internationale, basée sur l'application d'une interaction entre un massif excavé et le soutènement par convergence-confinement‖ [6].

L'excavation pour NATM (New Austrain Tunneling Méthode) peut se faire suivant différents modes d'attaque, en fonction de la qualité du terrain rencontré.

I-6-1-1-Creusement a plein section

Cette méthode de creusement consiste à excaver la totalité de la section transversale du tunnel en une seule phase **(figure. I.11)**. Elle est couramment utilisée pour la plupart des tunnels creuses dans des roches de bonne ou d'assez bonne tenue, lorsque leur section n'est pas trop importante, pour être couverte par un jumbo ou une machine a attaque ponctuelle. Dans le cas contraire la méthode nécessite de gros engins et devient extrêmement couteuse. La rapidité de cette méthode facilite l'organisation du chantier, car elle permet de séparer nettement les équipes de creusement et celles du revêtement. Les déblais sont exécutes par tranche horizontale en commençant par le haut, l'inconvénient est que leur évacuation nécessite plusieurs reprises. Encas de rencontre d'accident de terrain sérieux cette technique requiert une adaptation très difficile [7] .

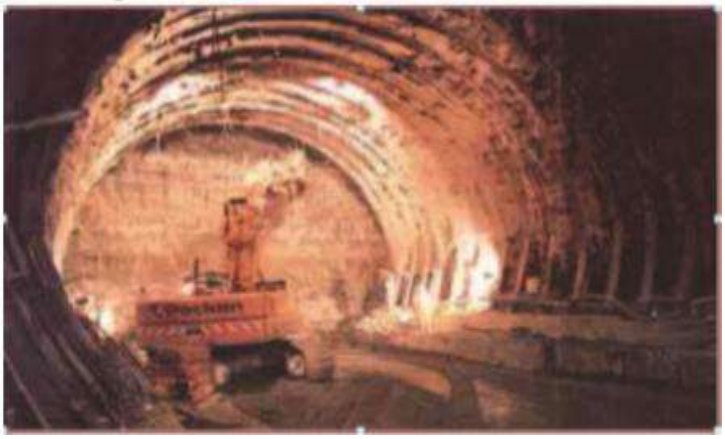


Fig. I.11 : Creusement en pleine section[7]..

I-6-1-2-Creusement en demi-section

Cette méthode consiste à excaver dans une première phase la demi section supérieur du tunnel suivant sa forme définitive .La hauteur de cette excavation préliminaire peut aller jusqu'à 5 ou 6 m. Dans une deuxième phase, on procède a excaver la demi section inferieur appelée Stoss. Cette technique est particulièrement conseillée pour les terrains hétérogènes de qualité moyenne, elle permet de mieux maitriser les problèmes de stabilité vue la dimension réduite du front de taille **(figure .I.12)** [7].

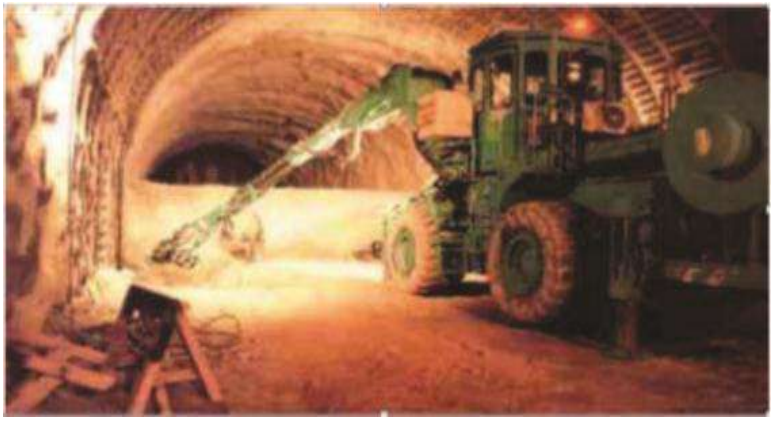


Fig. I.12 : Creusement en demi-section[7]..

I-6-1-3-Creusement en section divisée

Cette méthode est utilisée lorsque la section à excavée est importante, ou dans le cas d'un mauvais terrain qui ne permet pas d'assurer la stabilité du front de taille avec une ouverture en demi section son application est longue et coûteuse. Elle ne se justifie que s'il n'est pas possible d'utiliser une autre méthode **(figure. I.13)** [7]. Avec un creusement en sections devisées, chaque phase de travaux comprend l'excavation des terrains sur des sections réduites.par la même, la stabilité des sections excavées est plus facile à maîtriser et la décompression des terrains sus-jacents est plus limitées.

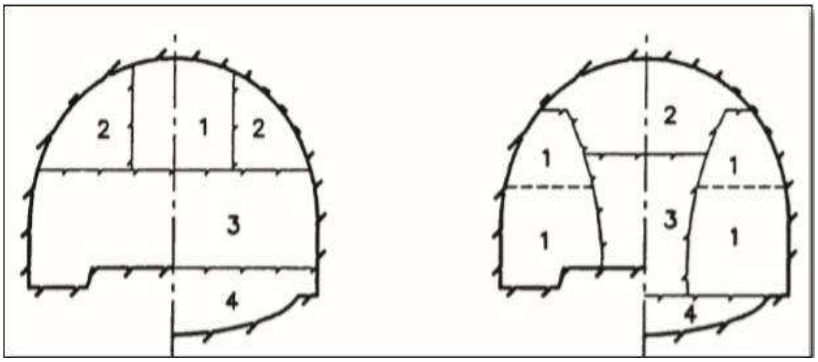


Fig. I.13 : Creusement par section divisée[7]..

Autres types de creusement en section divisé :

a) **Méthode de la galerie de faîte « franco-belge »:** Le principe de cette méthode consiste à exécuter rapidement la voûte pour protéger le chantier par dessous et de déterminer le revêtement par pied droit **(figure. I.14)**.

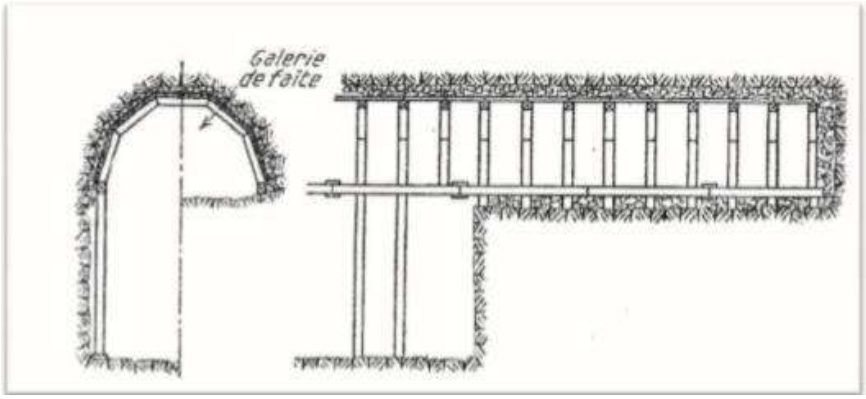


Fig. I.14 : Méthode de la galerie de faite[7]..

b) **Méthode de deux galeries:** C'est l'exécution de deux galerie une à l'axe supérieur et l'autre à l'axe inférieur reliées par un puits pour permettre l'évacuation des déblais.
c) **Méthode des trois galeries « méthode allemande » :** Le principe de cette méthode consiste au creusement de deux galeries de base de part et d'autre de la cunette de STROSS, ainsi que d'une galerie supérieure. Cette méthode est utilisée pour des sections de très grande importante (> 50 m2 environ).
d) **Méthode contre voûte « méthode italienne » :** Cette méthode est utilisé dans les terrains particulièrement mouvais .après l'exécution de la galerie de base, On met en place la maçonnerie

du radier, l'exécution de la contre voûte du radier précède celle des murs latéraux. La phase suivante consiste en l'excavation du rocher de la calotte, et l'exécution de la voûte. Les travaux débutent par le creusement d'une galerie de faîte, on procède alors à l'abatage du terrain de part et d'une de la galerie.

1-6-2-Creusement avec tunnelier

Le tunnelier est une machine conçu pour creuser les tunnels dans tous types de géologies, des terrains meubles très perméables jusqu'aux rochers les plus durs, sous forte charge d'eau, et quand les conditions de stabilité ne sont pas assurées **(figure .I.15)**. Le tunnelier capable d'excaver en une seule fois la section du tunnel à réaliser « attaque globale », à l'inverse des machines à attaque ponctuelle qui abattent le terrain de manière sélective, il comprend un système de protection des parois de l'excavation entre le front de taille et le revêtement. La progression de la machine est généralement assuré par une série de vérins prenant appui sur le revêtement posé à l'arrière que assurer la précision du pilotage.

Le principe de fonctionnement de tunnelier consiste à assurer la stabilité du front d'attaque par mise en pression des déblais excavés contenus dans la chambre d'abattage pour équilibrer les pressions des terrains et de la nappe, L'abattage est assuré par une roue équipée de molettes. La pression transmise par le tunnelier sur les molettes, associée à la rotation de la tête de forage entraînent la destruction de la roche. Il assure le soutènement provisoire et permet le montage du revêtement définitif du tunnel. Les délais foisonnés sont rendus, si nécessaire, pâteux à l'aide d'additifs injectés à partir d'orifices situés sur la tête d'abattage et la cloison étanche. L'extraction est assurée par un convoyeur à vis. C'est la régulation de l'extraction des déblais, en corrélation avec la poussée du tunnelier qui assurent la mise en pression du produit excavé dans la chambre d'abattage. L'ajout systématique d'air comprimé dans la chambre permet une meilleure régulation de la pression en partie supérieure de la chambre assurant un parfait contrôle des convergences.

La question fondamentale, si les conditions géologiques permettent un percement mécanisé à section pleine ou partielle, est posée déjà dans une phase précoce du projet d'un tunnel. Par conséquent il s'agit tout d abord de reconnaitre les limites du creusement mécanisé, Du point de vue géologique, le creusement mécanisé d'un tunnel est limité par [8].

- la formabilité du massif rocheux
- l'abrasivité de la roche
- l'ancrage de la foreuse
- la stabilité de la roche
- les déformations du tunnel
- les conditions extrêmes de température, de gaz ou de l'eau.

Les spécificités des tunneliers particulièrement adaptés aux ouvrages d'assainissement, d'adduction d'eau ou des tunnels des grandes dimensions. Les avantages de creusement par un tunnelier sont, l'exécution très rapide et efficace, la qualité et la sécurité du travail qui sont plus parfaits que les méthodes conventionnelles. En ce qui concerne les inconvénients, le cout est très élevé, la section reste toujours circulaire.

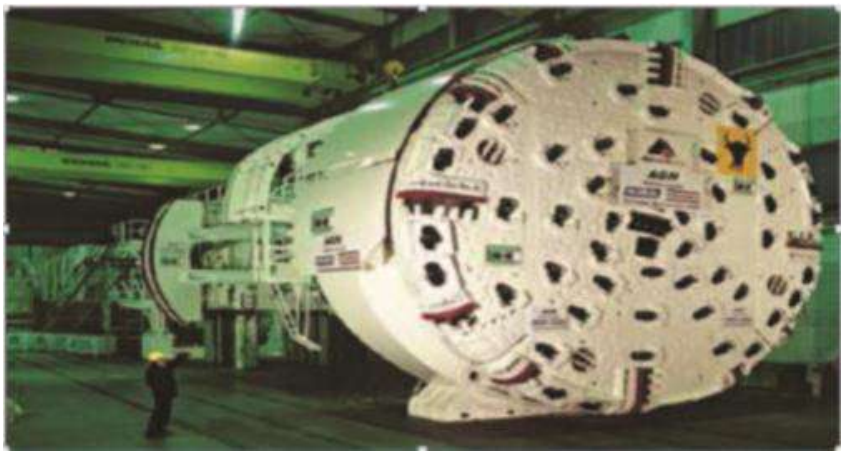


Fig. I.15 : Tunnelier[8]..

I-6-3-Autres types de creusement

Voici quelques méthodes futuristes de creusement qui ont fait l'objet d'essais de laboratoire ou même de quelques applications industrielles et qui reposent sur des principes assez différents de l'explosif ou de l'excavation mécanique.

I-6-3-1-La percussion lourde

Consiste à lancer sur le front de taille un projectile dont l'impact provoque la fissuration et l'éclatement de la roche. Le Bureau des mines des USA à fait procéder à des expériences intéressantes dans cette voie en utilisant un canon de 10 m a 15 m du front et des projectiles en béton d'environ 5 kg percutant le front a la vitesse de 1 500 m/s. La fissuration dans le granit intéresse une profondeur de 30 à 50 cm et il faut 8 coups pour permettre de progresser de 30 cm sur un front de 15 m^2.

I-6-3-2-Le jet hydraulique

A haute pression consiste a réaliser des saignées dans la roche a l'aide d'un jet d'eau concentre a faible débit, mais a très forte pression. Ainsi, en Allemagne, avec une buse de 0,5 mm, un débit de 18 L/min et une pression de 3800 bars, on a réalise dans le granit des saignées de 6 mm de profondeur a la vitesse de 10 cm/s. En combinant, sur une machine à attaque globale, l'action des outils et celle d'un nombre équivalent de buses à haute pression de ce type, on peut réduire la poussée utile sur les outils d'environ 50 % à rendement égal.

I-6-3-3-La vibration

Elle à été également expérimentée et appliquée aux molettes d'un tunnelier. Les résultats sont assez encourageants, mais l'usure de telles machines risque d'être très rapide.

I-6-3-4-Le gradient thermique et la fusion

L'action de la chaleur est plutôt réservée aux forages de petits diamètres, en raison de son très faible rendement énergétique. D'une façon générale, si l'on compare les bilans énergétiques de ces différentes méthodes, on vérifie que les méthodes les plus économes sont celles dans lesquelles le matériau est découpe en morceaux aussi gros que possible. De ce point de vue, l'abattage mécanique exige globalement deux fois plus d'énergie que l'explosif. Mais d'autres critères interviennent de façon décisive en faveur de la mécanisation.

L'avenir est probablement la combinaison de méthodes classiques et de certaines de ces méthodes utilisées à dose homéopathique pour tendre a limiter la fragmentation de la roche.

I-7-Soutènements et revêtements

Le creusement d'un tunnel perturbe le système de contraintes naturelles autour la cavité crée et généralement le terrain encaissant agite par certaine réaction. Cette réaction dépende directement de la nature et de la résistance mécanique du terrain excavé et les caractères géométrique de la cavité. Donc pour mieux faire participer le terrain à la résistance de l'ensemble, soit on utilise un soutènement anticipé ou un dispositif (revêtement) capable d'exercer sur le terrain un effort actif de décompression.

I-7-1- Soutènement

le soutènement est un système de protection et d'assurance de la stabilité de l'ouvrage contre tous les incidents d'instabilité survenue pendant l'exécution des travaux en exerçant une certaine pression contre le terrain et en supportant le poids du toit de la galerie creusé. Le rôle du soutènement est permettre l'établissement de cet état d'équilibre dans de bonnes conditions, en limitant l'extension du volume de terrain décomprimé autour de la cavité.

I-7-1-1- Les différents types de soutènement

I-7-1-1-1- Soutènement métallique

a)Soutènement par boulons d'ancrage

Il s'agit du boulonnage sous diverses formes, qu'il soit ou non associé au béton projeté, aux cintres légers ou aux deux dispositifs simultanément :

- **Boulons à ancrage ponctuel (à coquille ou à la résine)** : Le boulon à ancrage ponctuel, plus rapidement mis en place et moins coûteux, nécessite un terrain suffisamment résistant au niveau de l'ancrage [9].

- **Boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier)** : Ils sont ainsi nommés parce que la transmission des efforts entre le boulon et le terrain est assurée sur toute la longueur par l'intermédiaire d'un produit de scellement qui peut être une résine ou un mortier de ciment.

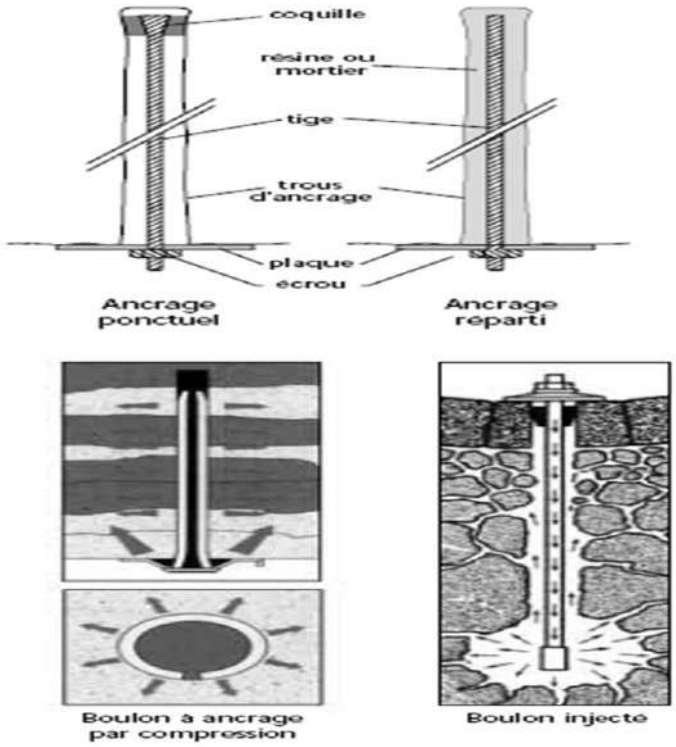


Fig. I.16 : Les boulons d'ancrag[9].

- **Barres foncées sur les terrains :** Elles s'utilisent lorsqu'il est impossible de forer un trou dont les parois soient stables pendant le temps nécessaire à la mise en place d'un boulon. On peut dans ce cas foncer, à l'aide d'une perforatrice, des barres nervurées qui sont vissées dans le terrain. La résistance à l'arrachement dépend de la nature du terrain.

b) Soutènement par blindage

Les plaques de blindage sont mises, jointives ou non, entre les cintres et le terrain. Elles peuvent parfois être tenues par des boulons. Elles peuvent également être liaisonnées entre elles, les cintres ne servant qu'à leur montage et sont ensuite retirés après remplissage entre plaques et terrain.



Fig. I.17 : Soutènement par blindage[9].

c) Soutènement par enfilage

Les plaques barres ou rails (plus épaisses que les plaques de blindage) sont ici foncées dans le terrain préalablement à l'excavation de celui-ci.

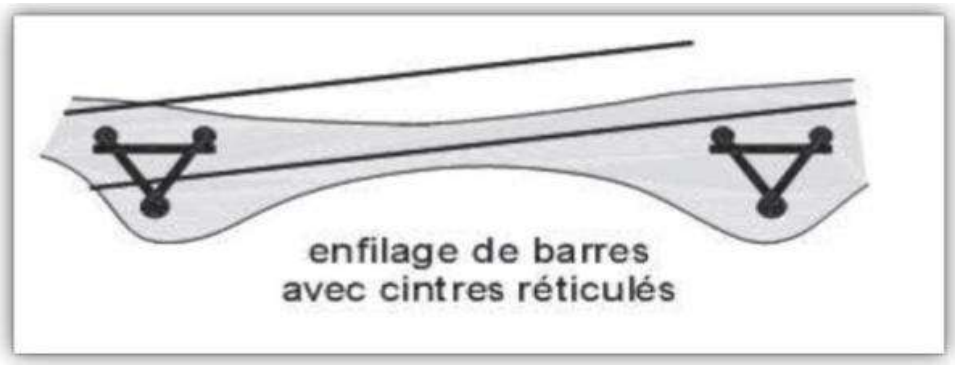


Fig. I.18 : Enfilage. [9]

d) Cintres légers

Généralement coulissants et agissants par confinement ou comme simple protection : constitués d'un profilé spécial en forme de U évasé, les différents éléments disposés en recouvrement sur une quarantaine de centimètres sont assemblés par serrage de deux étriers. Ces cintres, sous l'action de la poussée du terrain peuvent se déformer par glissement des éléments l'un par rapport à l'autre. Dans le cas de cintres coulissants, les boulons des étriers doivent être serrés suivant les indications du fabricant.

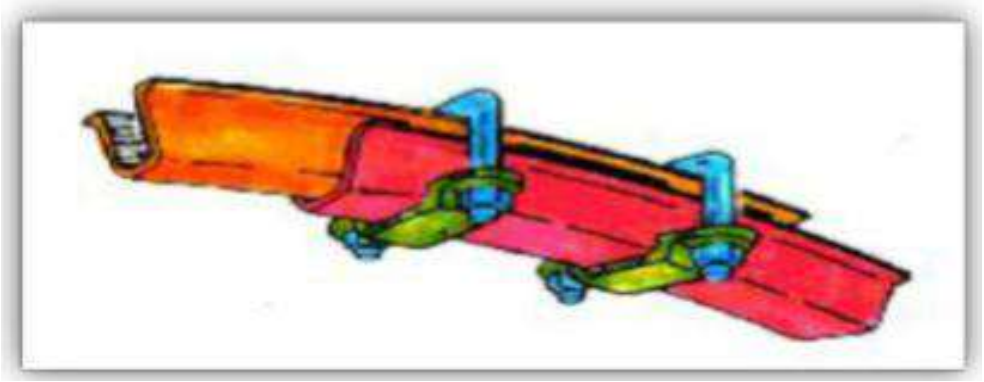


Fig. I.19 : Assemblage des éléments d'un cintre coulissant[9].

e) Les cintres lourds :

Constitués de profilés de forte inertie cintrés ou assemblés de façon rigide sont capables d'agir comme de véritables soutènements dans la mesure où la section du souterrain n'est pas trop importante. Suivant leur mode d'assemblage, il peut s'agir de profilés simples, accouplés ou à treillis.



Fig. I.20 : Cintres lourds[9].

I-7-1-1-2- Soutènement en béton

Le soutènement peut être aussi utilisé en tout ou partie avec du béton préfabriqué ou non. Les types de soutènement utilisant le béton sont les suivants :

a) Béton projeté

Il est très souvent utilisé en complément du soutènement métallique (boulons, cintres réticulés) ou en remplacement du blindage métallique. Il peut être renforcé par des fibres métalliques, voire par un treillis [7].



Fig. I.21 : l'emploi de béton projeté[9].

b) Voussoirs en béton préfabriqué

Un voussoir est une écaille de béton armé qui est préfabriquée et prête à poser par un assemblage précis, plusieurs voussoirs forment un anneau. Les voussoirs sont mis en place par anneaux cylindriques successifs et servent d'appui longitudinal pour la progression du boulier au moyen de vérins hydrauliques dont les patins reposent sur la face avant du dernier anneau posé.



Fig. I.22 : Exemple des voussoirs en béton[9].

I-7-1-1-3- La nouvelle méthode de soutènement

Le concept de la NMA est base sur l'hypothèse que la roche autour de l'excavation fait partie du système de soutènement et que sa résistance doit être préservée et mobilisée au maximum. Il est suppose que la mobilisation de la résistance soit assurée jusqu'a un certain niveau de déformation au delà de laquelle une perte significative est observée. Le système du soutènement préconise consiste en un boulonnage systématique et une coque flexible de béton projeté [10]. Le revêtement définitif est pose dans une phase ultérieure, une fois qu'une partie importante des convergences est acquise.

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

efficace et permet de limiter la décompression des terrains au voisinage de l'excavation. Cette méthode est caractérisée par la mise en place d'un soutènement déformable constitué, d'une part, de boulons qui arment le terrain et d'autre part, d'une couche de béton projeté.
Le but de ce soutènement est de garantir la stabilité de l'excavation en créant un anneau porteur, constitué par le terrain armé. L'excavation se fait à pleine ou à demi section et parfois en section divisée dans le but de mettre le soutènement en place rapidement. Les ancrages scellés (mortier ou résine) créent dans le terrain une voûte armée, une coque mince de béton projeté (15 à 30 cm), généralement armé de treillis soudés, protège le terrain contre l'altération, crée une continuité entre les éléments du terrain et apporte une pression radiale de confinement et répartit les efforts rapportés aux têtes des ancrages. Éventuellement, des cintres légers coulissants renforcent la coque du béton projeté.

I-7-1-2-Choix d'un mode de soutènement

Le choix raisonné d'un mode de soutènement comprend schématiquement deux phases successives :

a) **Une phase *d'analyse technique*** du problème qui aboutit à l'élimination d'un certain nombre de types de soutènement en raison de leur incompatibilité avec certaines des données techniques du projet qui peuvent être d'ordre géotechnique, géométrique ou liées à l'environnement.
b) b)**Une phase complémentaire *d'analyse économique*** qui fait intervenir : d'une part le dimensionnement du soutènement qui est l'un des éléments de calcul du coût, et d'autre part les éléments de prix de revient propres à l'organisation du chantier considéré (plus ou moins grande mécanisation, longueur du tunnel et délais à respecter. [11]

I-7-2- Revêtement

Une fois que l'excavation à déjà été stabilisée par le soutènement, dans les terrains résistants et qui ne montre une réaction contre l'effet de creusement, la stabilité de l'ouvrage est assurée naturellement, un revêtement peut être mis en place afin d'assurer la fonctionnalité de l'ouvrage et de recouvrir et de protéger les installations d'exploitation ou participer à l'esthétique de l'ouvrage. Le revêtement n'est en général pas mis en charge. De cette manière, la fonction structurelle du revêtement se limite à offrir une marge de sécurité additionnelle à l'ouvrage, dans les cas où soit le terrain, soit le soutènement mis en place subissent des détériorations, ou dans les cas où l'on devra faire à des phénomènes de charges différées dans le temps.

I-7-2-1-Les principales fonctions du revêtement sont les suivantes

- ✓ Fonction mécanique aide à assurer la stabilité de l'ouvrage à long terme, augmenter l'efficacité de système de la ventilation et de l'illumination (tunnels routiers) ou de la capacité hydraulique.
- ✓ Fonction esthétique et d'imperméabilisation.

I-7-2-2-Les différents types de revêtement

Parmi les revêtements les plus courants, on retrouve :

a) Revêtement en béton coffré non-armé

Il constitue souvent la meilleure solution technique et économique pour satisfaire à l'ensemble des fonctions attendues, dans le domaine routier essentiellement. Pour les tunnels réalisés de manière séquentielle : le revêtement est «exécuté indépendamment des opérations d'excavation et de soutènement. C'est une solution est adopté+e lorsque le revêtement ne reprend pas une charge hydrostatique.

b) Revêtement en béton coffré armé

Le revêtement en béton coffré armé, une solution est adoptée lorsque le revêtement est supposé reprendre une charge hydrostatique importante, dans le cas d'un étanchement total de l'ouvrage. Le revêtement peut également être armé lorsque suite à des convergences trop importantes, son épaisseur est insuffisante pour assurer la stabilité de l'ouvrage à long terme .Par ailleurs, certaines parties d'ouvrages, telles que les casquettes réalisées aux têtes à l'air libre ou les gaines de ventilation dans les tunnels routiers, sont en béton armé.

c) Revêtement en béton projeté

Utilisé que dans les cas où ne se pose aucun problème lié à la stabilité de l'ouvrage, à son étanchéité et à son confort d'utilisation. Il n'est pas économiquement envisageable pour les ouvrages dont le dimensionnement impose, des épaisseurs de béton supérieures à 15 ou 20 cm. Il ne présente pas d'excellentes qualités esthétiques (des procédés de lissage du béton projeté sont toutefois apparus ces dernières années).

d) Revêtement en voussoirs préfabriqués

Ils assurent à la fois une fonction de soutènement et de revêtement dans les ouvrages réalisés au tunnelier. Il s'agit en général de voussoirs préfabriqués en béton armé de 30 à 40 cm d'épaisseur, boulonnés entre eux, avec joints d'étanchéité entre voussoirs d'un même anneau et anneaux successifs.

I-8-Méthodes de dimensionnement des tunnels

Au stade des études préliminaires, on dimensionne fréquemment les ouvrages souterrains, à partir des classifications des massifs rocheux. Ils existent de nombreuses méthodes de classification, se basant sur différents paramètres géotechniques. C'est le choix de ces paramètres et de la façon de les utiliser pour le dimensionnement de l'ouvrage, qui font les différences d'une méthode à l'autre. On peut distinguer quatre types de méthodes de calcul utilisés: des méthodes empiriques (fondées sur une classification géotechnique des roches), des méthodes analytiques (fondées sur des solutions analytiques en mécanique des milieux continus), des méthodes de calcul spécifiques pour les revêtements (méthode des « réactions hyperstatiques » et la méthode de calcul numérique.

I-8-1- Méthodes empiriques

Ces méthodes sont fondées sur des corrélations entre, d'une part, l'identification physique et la classification des roches et, d'autre part, des caractéristiques de soutènement. Normalement, ces méthodes sont utilisées dans les études préliminaires et ne concernent que les ouvrages creusés dans les roches. Cette approche a été, pour la première fois, développée par (Terzaghi 1946) [12] : elle consiste à supposer que le tunnel est soumis, d'une part, à un chargement vertical dû au poids des terrains sus-jacents et, d'autre part, à un chargement horizontal égal à une fraction de la pression verticale agissant en clé ; cette dernière est déterminée à partir d'un calcul de type équilibre limite, en faisant l'hypothèse de la mise en rupture d'un bloc de terrain au dessus de l'ouvrage et en écrivant l'équilibre de ce bloc sous l'action de son poids, de la réaction de l'ouvrage et du frottement mobilisé le long de la ligne de rupture.
(Bieniawski et la .1973, 1979, 1983) [13], (Barton et al. 1974) [14], (AFTES 1993) [15] ont proposé des méthodes basées sur la classification des roches. Les méthodes usuelles utilisées par l'ingénieur d'études sont les méthodes R.Q.D, - R.M.R et des recommandations de (l'AFTES. 1993).

La méthode de classification appelée R.Q.D (Rock Qualité Désignation) a été proposée par (Deere. 1964, 1970) [16] qui a mis en corrélation cette méthode avec la méthode empirique de Terzaghi. Le R.Q.D est déterminé à partir des observations faites sur les échantillons prélevés dans un sondage carotté.

I-8-1-1- Méthode de recommandations de l'AFTES

L'Association Française des Travaux en Souterrain (AFTES) à été crée en 1972 pour répondre aux recommandations de la Conférence Internationale sur les travaux souterrains tenue à Washington en 1970 qui préconisaient la mise en place dans chaque pays d'un organisme regroupant les différents acteurs intervenant, à des titres divers dans les travaux souterrains. La principale activité de l'AFTES consiste à diffuser des recommandations techniques dans le domaine des travaux souterrains. Ces recommandations sont préparées au sein de *Groupes de travail* qui ont permis de constituer une classification dite de l'AFTES.

L'AFTES à préféré préciser clairement les divers facteurs qu'il faut s'efforcer de connaître pour la conception d'un projet souterrain dans un massif rocheux suivant les recommandations d'AFTES (1974 - 1982) [17]. Ce sont des recommandations relatives au choix du type de soutènement et concernent le terrain encaissant, selon **les conditions géologiques générales** et hydrogéologiques, les discontinuités du massif rocheux, comme les caractéristiques mécaniques du terrain, les contraintes naturels et la hauteur de couverture de l'ouvrage, la déformabilité du massif :

a) Classification géologique générale

Les conditions géologiques sont exposées dans un rapport géologique (synthèse de toutes les études préalables), qui comprend une carte des affleurements avec une carte géologique et d'un schéma tectonique de sondages, une carte des formations, une description pétrographique et lithologique des formations rocheuses, l'état d'altération du massif rocheux dans son ensemble décrit en établissant un zonage d'altération suivant les classes du **tableau I-1**

Tableau I-1: Classification selon l'état d'altération du massif rocheux.

Classe	Description	Terminologie
AM1	Pas de signe visible d'altération ou très légères traces d'altération limitées aux surfaces des discontinuités principales	Sain
AM2	Les surfaces des discontinuités principales sont altérées mais la roche n'est que très légèrement altérées	Légèrement altéré
AM3	L'altération s'étend à toute la masse rocheuse, mais la roche n'est pas friable	Moyennement altéré
AM4	L'altération s'étend à toute la masse rocheuse, et la roche est en grande partie friable	Très altéré
AM5	La roche est entièrement décomposées et très friable. Cependant, la texture et la structure de la roche sont conservées	Complètement altéré

Tableau. I-2 : Classification selon l'intervalle Entre les discontinuités.

classe	Intervalle entre les discontinuités	Densité de discontinuité dans le massif rocheux
ID1	> 200 cm	Très faible
ID2	60 à 200 cm	Faible
ID3	20 à 60 cm	Moyenne
ID4	6 à 20 cm	Forte
ID5	< 6 cm	Très forte

Tableau I-3 : Classification selon l'orientation des discontinuités.

ORIENTATION DES DISCONTINUITES				CONDITION DU CREUSEMENT	
Classe		**Angle entre pendage et axe d'avancement du creusement, λ°**	**Pendage *β*°**		
OR1		quelconque	0 à 20°	En bancs subhorizontaux	
OR2	a	0 à 30°	20 à 90°	En travers blanc	(a) avec le pendage
	b				(b) contre le pendage
OR3		30 à 65°	20 à 90°	Conditions intermédiaires	
OR4	a	65 à 90°	20 à 60°	En direction	(a) pendage moyen
	b		60 à 90°		(b) pendage fort

Tableau I-4 : Classification selon le nombre de familles De discontinuités.

Classe		**Description**
N1		Pas de discontinuité ou quelques discontinuités diffuses
N2	a	Une famille principale
	b	Une famille principale et des discontinuités diffuses
N3	a	Deux familles principales
	b	Deux familles principales et des discontinuités diffuses
N4	a	Trois (et plus) familles principales
	B	Trois (et plus) familles principales et des discontinuités diffuses
N5		Nombreuses discontinuités sans hiérarchisation ni constance dans la réparation

Tableau I-5 : Classification selon l'intervalle entre les Discontinuités de chaque famille.

Espacement	**Epaisseur**	**(S) ou (E) en [cm]**	**Espacement des discontinuités d'une famille**	**Epaisseur Des bancs**
S1	E1	> 200	Discontinuités très espacées	Bancs très épais
S2	E2	60 à 200	Discontinuités espacées	Bancs épais
S3	E3	20 à 60	Discontinuités espacées	Bancs moyennement épais
S4	E4	6 à 20	Discontinuités rapprochées	Bancs minces
S5	E5	< 6	Discontinuités très rapprochées	Bancs très minces

b) Classification hydrogéologiques

Les difficultés majeures rencontrées dans les chantiers souterrains sont très souvent liées à la présence d'eau. Les écoulements modifient les champs des contraintes et des débits importants gênent considérablement les travaux. Les conditions hydrologiques sont définies par le couple (H, K) soit :

Tableau I-6 : Classification selon la charge hydraulique.

Classe	Charge hydraulique H en [m] au-dessus du radier de l'ouvrage souterrain	Terme descriptif
H1	< 10 m	Faible
H2	10 à 100 m	Moyenne
H3	> 100 m	Forte

Tableau I-7: Classification selon la perméabilité.

Classe	Perméabilité K en [m/s]	Terme descriptif
K1	$< 10^{-8}$ m/s	Très faible à faible
K2	10^{-8} à 10^{-6} m/s	Faible à moyenne
K3	10^{-6} à 10^{-4} m/s	Moyenne à forte
K4	$> 10^{-4}$ m/s	Forte à très forte

c) Classification Géotechniques

Pour une description complète du massif, il est nécessaire de déterminer: L'indice de continuité de la roche, la résistance de la roche, le potentialité de gonflement de la roche, et l'altérabilité de la roche. La classification de l'AFTES tient en compte la résistance de la roche, sa potentialité de gonflement et son altérabilité.

Tableau I-8 : Classification selon l'indice de continuité I_c

Classe	Indice de continuité de la roche I_c [%]	Densité de fissures, pores et minéraux altérés	Qualité
Ic1	100 à 90	Nulle	Très haute
Ic2	90 à 75	Faible	Haute
Ic3	75 à 50	Moyenne	Moyenne
Ic4	50 à 25	Elevée	Basse
Ic5	25 à 0	Très élevée	Très basse

L'expression de l'indice de continuité est : $I_c = \frac{100 V_l}{V_l^*}$ [Sans unité]

Avec :

V_l : Vitesse de propagation des ondes longitudinales mesurées sur carotte. [m/s]

V_l^* : Vitesse de propagation théorique de la roche compacte, initial. [m/s]

Approximation être prise égale aux valeurs données dans le tableau suivant. Plus I_c est faible et plus la roche est affectée par des discontinuités qui favorisent le travail des outils.

Tableau I-9 : Classification selon la résistance à la compression simple

CATEGORIE	DESIGNATION	EXEMPLES	Rc (MPa)
R_1	Roche de résistance très élevée	Quartzites, basaltes de résistance élevée	> 200
R_{2a}	Roche de résistance élevée	Granits très résistants, porphyres, grès et calcaires de très haute résistance	200 à 60
R_{2b}		Granits, grès et calcaires de très bonne tenue ou légèrement dolités,marbres,dolomies	120 à 60
R_{3a}	Roche de résistance moyenne	Dolites, marbres, dolomies, conglomérats compacts, grès ordinaires, schistes siliceux ou grès schisteux, gneiss	60 à 40
R_{3b}		Schistes argileux, grès et calcaires de résistance moyenne	40 à 20
R_4	Roche de faible résistance	Marnes compactes, conglomérats peu consistants,schistes ou calcaires tendres ou très fracturés, gypses, grès très fracturés ou marneux, poudingues, craie	20 à 6
R_{5a}	Roche de très faible résistance et Sols cohérents consolidés	Marnes sableuses ou argileuses,sables marneux, gypses ou craies altérées	6 à 0,5
R_{5b}		Alluvions graveleuses, sables argileux normalement consolidés	< 0,5
R_{6a}	Sols plastiques ou peu consolidés	Marnes altérées, argiles franches, sables argileux, limons fins	-
R_{6b}		Tourbes silts, vases peu consolidées, sables fins sans cohésion	

Rc : la résistance à la compression de la roche.

σ_0 : la contrainte principale majeure dans le plan de l'ouvrage considéré.

$\sigma_0 = \Sigma\, \delta h_i \times H_i + \delta_{eau} \times H_{eau}$

Tableau I-10 : Classification selon l'état des contraintes naturelles en fonction du rapport Rc/σ_0

Classe	Rapport Rc/σ_0	Description de l'état des contraintes naturelles
CN1	> 4	Faible
CN2	4 à 2	Moyen
CN3	< 2	Fort

Tableau I-11: Classification selon Le module de déformabilité.

classe	Module $E_{(t)}$ en [MPa]	description
DM1	> 30 000	Très faible déformation
DM2	30 000 à 10 000	Faible déformation
DM3	10 000 à 3000	Moyenne déformation
DM4	3000 à 1000	Forte déformation
DM5	< 1000	Très forte déformation

$E_{(t)}$, est déterminé par l'essai à la plaque. La déformabilité est déterminée à partir de la mesure des déplacements de différents points du rocher sous l'influence d'une charge appliquée par l'intermédiaire d'une plaque rigide.

Pour chaque critère, le choix de soutènement est montré dans un tableau à deux colonnes, une pour les différentes classes du critère et l'autre pour les différents types de soutènement. En fonction de la classe du critère. Chaque soutènement est considéré comme 'nettement favorable', 'plutôt favorable', 'plutôt défavorable', et 'nettement défavorable'. Les tableaux sont dans l'annexe A.

I-8-1-2-Méthode de Bieniawski (Roch Mass Rating)

Bieniawski du South Africain Council for Scientifique and Industriel Research (CSIR), en 1973 a proposé une classification du massif, en vue d'y creuser une galerie souterraine, combinant des facteurs tels que : la résistance à la compression simple ou essai de type Franklin, le RQD, le pendage des discontinuités ainsi que leur remplissage, l'espacement et la nature des joints, et les venues d'eau. Pour chaque classe de roche, il a également proposé des recommandations pour le soutènement.

Le tableau I-12 explique la classification de Bieniawski exécuter par l'évaluation ses différents paramètres, pour chacun des quels un coefficient numérique est accordé suivant le barème. La somme de ces coefficients détermine la valeur du *RMR*, qui peut varier de 0 à 100.

Tableau I-12 : Méthode de Z.BIENIAWSKI paramètres de classification des roches et notes de pondération.

Paramètres			**Coefficients**						
1	Résistance De la roche	Indice franklins	>8 MPa	4-8 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Indice de 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 mm		
	Note		30	25	20	10	5		
4	Nature des joints		Surface très rugueuses non continues éponte en contact éponte non altérées	Surface légèrement rugueuses épaisseur <1mm éponte non altérées	Surface légèrement rugueuses épaisseur <1mm éponte altérées	Surface lustrées ou remplissage <5mm ou joint ouvert 1à5 mm joint continus	Remplissage mou>5mm joint ouvert >5mm joint continus		
	Note		25	20	12	6	0		
5	Venues d'eau	Débit sur 10m	Aucune venue d'eau		< 25 l/min	25-125 l/min	>125 l/min		
		Pression d'eau contrainte principale	0		0.0-0.2	0.2-0.5	>0.5		
		Hydro géologie	Complètement sec		Suintement (eau interstitielle)	Pression d'eau modérée	Problème sérieux de venues d'eau		
	Note		10		7	4	0		

Tableau 1-13: Note d'ajustement pour l'orientation des joints.

Direction perpendiculaire à l'axe du tunnel				Direction parallèle à l'axe du tunnel		
Creusement du tunnel dans le sens de pendage		Creusement du tunnel dans le sens inverse de 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 1-14: Classe de roche suivant la classification de Z.BIENIAWSKI après application de la note d'ajustement.

Note globale	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Classe de roche	1	2	3	4	5
Description	très bon	bon	moyen	médiocre	très médiocre
Temps de tenue moyen	10 ans pour 5m de portée	6 mois pour 4m de portée	1 semaine pour 3m de portée	5heures pour 1.5m de portée	10min pour 0.5 de portée

Le tableau 1-15 résume les soutènements pour chaque classe des masses rocheuses d'après les recommandations de Z.BIENIAWSKI.

Tableau 1-15 : Recommandation du soutènement d'après Z.BIENIAWSKI.

Classe de la roche	Type de soutènement						
	Boulons d'ancrage (1)		Béton projeté			Cintres métalliques	
	Espacement	Complément d'ancrage	Voute	Piédroits	Complément de soutènement	Type	Espacement
1	Généralement pas nécessaire						
2	1.5-2.0m		50mm	Néant	Néant	Non rentable	
3	1.0-1.5m		100mm	50mm	Occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	Cintres légers	1.5-2.0m
4	0.5-1.0		150mm	100mm	Treillis soudé et boulon de 1.5-3m d'espacement	Cintre moyen +50mm de béton projeté	0.7-1.5m
5	Non recommande		200mm	150mm	Treillis soudé boulons et cintres légers	Immédiatement 80mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avancement	0.7m

(l) diamètre des boulons : 25mm, longueur : 1/2 diamètre de tunnel, scellement reparti à la résine [9].

I-8-1-3-Méthode de TERZAGHI

En 1946, Terzaghi a proposé une classification simple des massifs rocheux, en vue d'estimer les charges agissantes sur les cintres en acier dans les tunnels [12] . Cette méthode et ses développements ultérieurs furent pendant de nombreuses années la base du dimensionnement des tunnels aux Etats-Unis.
Terzaghi admet que la masse de sol qui entoure la galerie se déplace déjà lors de l'excavation, sous un chargement vertical dû au poids des terrains, et d'autre chargement horizontal égal à une fraction de la pression verticale agissant en clé **(Figure. I-23)**. Ce mouvement se poursuivra pendant toute la durée de la mise en place du soutènement. Ces déplacements sont suffisamment importants pour qu'une série de surface de glissement fasse apparition. Selon cette théorie, le développement de la masse de terrain de largeur B sera entravée par l'effet de voûte faisant un angle de frottement de $(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2})$ agissant le long des plans de glissement [9].

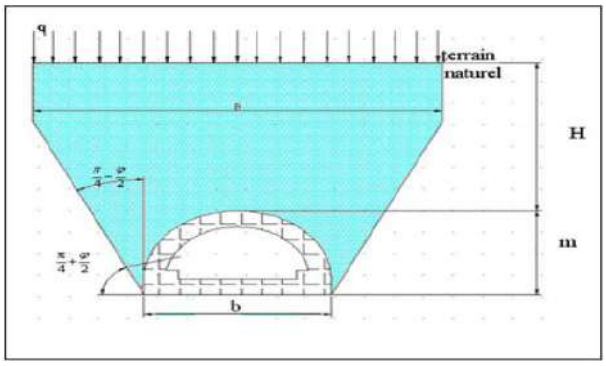


Fig. I.23 : Hypothèse de calcul de TERZAGUI[12].

Ou :
q : La surcharge en surface, **H** : La couverture de terre, **m** : La hauteur de l'excavation
b : La largeur de l'excavation
Avec : B = b + 2 m.tg $(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2})$
La contrainte verticale est donné par :

$$\sigma_v = \frac{(B\gamma - 2C)}{2K\,tg\varphi}\left[1 - e^{\frac{-(2KHtg\varphi)}{B}}\right] + qe^{\frac{-(2KHtg\varphi)}{B}}$$

K : Coefficient de poussée active généralement égale à 1.

En 1966, PROTODIAKONOV a basé ses recherches sur la définition statique d'une voûte naturelle Située au-dessus du terrain excavé, des même principes mais utilisant des hypothèses différents, de la forme parabolique et de hauteur h_p et dont l'équilibre est assuré par les seuls efforts de compression agissant tout le long **(Figure1.23)**.

La contrainte verticale est égale à 0: $\sigma_v = \gamma h_p$ Tel que: $h_p = \frac{B}{2f}$

f : coefficient de résistance calculé pour différents terrains.

$$f = \begin{cases} tg\varphi & \text{Sol granuleux} \\ tg\varphi + \dfrac{C}{\sigma_c} & \text{Sol cohérent } (R_c : \text{résistance a la compression}) \\ \dfrac{\sigma_k}{100} & \text{Sol rocheux } (\sigma_k : \text{résistance de dureté de la roche}) \end{cases}$$

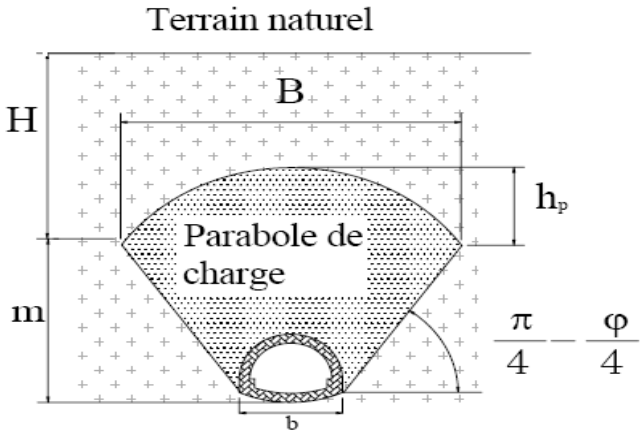


Fig. I.24 : Hypothèse de calcul de PROTODIAKONOV[12].

I-8-1-4-Méthode de Barton

Le principe de la méthode de Barton (1974) est le même que celui de la classification de Bienawski, c'est à dire noter la qualité du massif rocheux par l'intermédiaire de paramètres [14]. La qualité du massif rocheux est représentée par l'indice Q, calculé à partir de six paramètres. Le Q-system permet aussi de définir le mode de soutènement à mettre en place, à condition de connaître la valeur de Q, la largeur de l'excavation et la fonction de l'excavation. La connaissance de Q permet également par corrélations de calculer différents paramètres comme les RMR équivalents, le module de déformabilité (E_m), la pression s'exerçant sur le soutènement au niveau du toit et des parois et la vitesse des ondes P.

A partir de l'analyse de plus de 200 cavités souterraines (principalement des tunnels routiers et hydroélectriques), Barton, Lien et Lude du Norwegian Geotechnical Institute (NGI), ont proposé un indice pour la détermination de la qualité d'un massif rocheux en vue du percement d'un tunnel. La valeur de ce coefficient Q est déterminé par 6 paramètres de la façon suivante (Hoek & Brown, 1980; Baroudi, 1988; Bouvard & al, 1988)

$$Q = \frac{RQD \times J_r \times J_w}{\mathrm{J_n} \times \mathrm{J_a} \times \mathrm{SFR}}$$

où -***RQD:*** est le Rock Quality Désignation de Deere.
-***Jn*** : est l'expression du nombre de familles principales de discontinuités.
-***Jr :*** caractérise la rugosité des faces des joints.
-***Ja*** : définit le degré d'altération des joints (épaisseur du joint et nature du matériau de remplissage).
-***Jw*** : spécifie les conditions hydrogéologiques : importance des venues d'eau et pression.
-***SRF:*** (Stress Réduction Factor) précise l'état des contraintes dans le massif.

Les valeurs de chacun de ces paramètres sont classées dans les tableaux de classification de Barton dans l'annexe A.

L'indice Q peut varier de 0.001 à 1000. Les Q sont regroupés en 9 classes, chaque classe correspond à une qualité de massif rocheux **(tableau I-16)**. Les classes de Q se représentent sur une échelle logarithmique.

Tableau1-16: classification de la qualité de la roche.

Valeurs	Qualities du massif
400-1000	Exceptionnellement bonne
100-400	Extrêmement bonne
40-100	Très bonne
10-40	Bonne
4-10	Moyenne
1-4	Mauvaise
0,1-1	Très mauvaise
0,01-0,1	Extrêmement mauvaise
0,001-0,01	Exceptionnellement mauvaise

En 1976, Deere et al ont développé le Roch Quality Désignation (RQD) pour donner une estimation de la fracturation qui est un facteur sur le comportement de la masse rocheuse calculé à partir des carottes obtenues par des forages [16]. C'est le pourcentage de morceaux intacts de longueur supérieur à 10 cm sur la longueur total de la carotte.

$$RQD = \frac{\sum longueur\ des\ morceaux > 10cm}{longueur\ totale\ du\ forage} \times 100$$

I-8-2-Méthodes analytiques

Les méthodes empiriques de classification des massifs rocheux donnent une idée sur le soutènement adapté au massif encaissant, mais ne suffisent pas à vérifier la stabilité d'un ouvrage souterrain. Cette approche est donc complétée par les études analytiques qui permettent une réelle analyse de la stabilité du soutènement choisi. Les méthodes analytiques sont des solutions développées pour des ouvrages souterrains en mécanique des milieux continus, permettent de déterminer les déplacements dans un massif de terrain pendant l'excavation d'un tunnel. Elles sont basées sur tels hypothèses, section circulaire, interaction sol-structure, déformation plane (bidimensionnel), contraintes initial homogène (isotrope), Comportement du sol élastique linéaire ou élasto-plastique. Dans ce qui suit, les méthodes analytiques les plus utilisé dans la conception des ouvrages souterrains.

I-8-2-1-Méthode convergence-confinement

La méthode de convergence-confinement (Panet et Guellec, 1974) s'appuie sur la mécanique des milieux continus et fait donc nécessairement appel pour le massif à une loi de comportement d'un milieu continu isotrope ou anisotrope[18]. Toute modélisation implique à la fois une simplification des lois de comportement et une homogénéisation d'un certain nombre de zones du massif et par conséquent, le recours à un milieu équivalent qui à l'échelle de l'ouvrage, permet une représentation convenable du comportement du massif. Le choix des caractéristiques de ce milieu équivalent constitue l'étape la plus délicate de la modélisation le plus souvent, elle ne consiste pas à simplement transcrire les résultats d'essais de laboratoire ou d'essais in situ mais véritablement à construire un modèle de comportement à partir de toutes les données de la reconnaissance géologique et géotechnique.

La méthode de convergence confinement s'appuie sur la constatation que le champ de déformation obtenu à partir d'un calcul axisymétrique, dans une section perpendiculaire à l'axe de tunnel, est analogue à celui donné par un calcul plane, dans lequel la paroi du tunnel est soutenue par une pression fictive :

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

σ_0 représentant la valeur de la contrainte naturelle en place, supposée uniforme et isotrope et λ un coefficient compris entre 0 et 1 **(figure I-24)**. Ce résultat est valable à condition de se placer à une distance suffisante (de l'ordre de R/2) du front de taille du tunnel. Le coefficient λ, qui caractérise le degré de décompression derrière le front de taille du tunnel, porte le nom de taux de dé confinement.

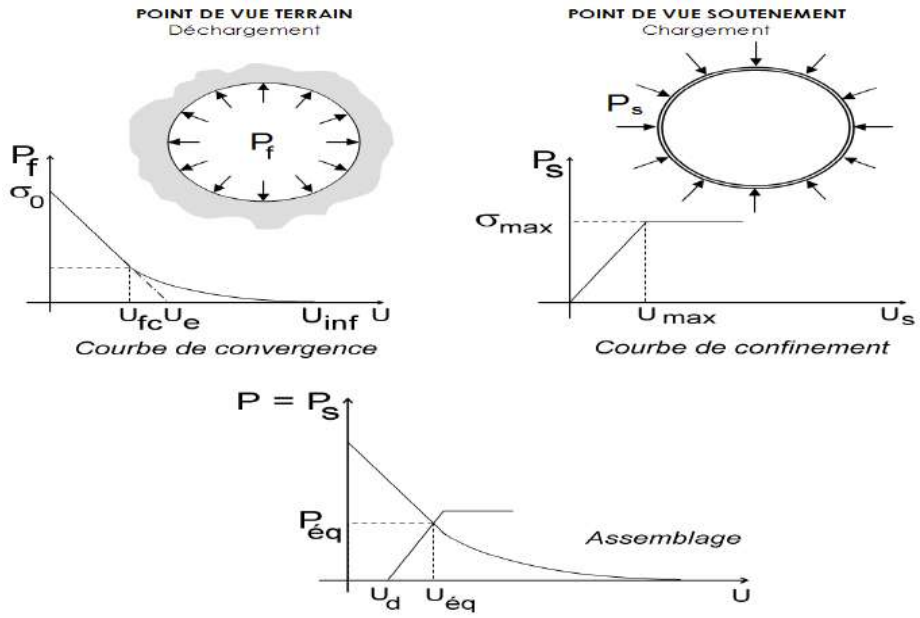


Fig. I.25 : Méthode de convergence-confinement (Panet et Guellec, 1974)[18].

Partant de cette constatation Panet et Guellec (1974) ont suggéré de prendre en compte, en géométrie plane, l'effet stabilisant lié à la proximité du front de taille, en appliquant la pression **p** sur la périphérie de tunnel. La progression du front de taille est alors simulée en faisant croître λ progressivement de la valeur 0, correspondant à l'état de contrainte initial, à la valeur 1, correspondant à l'état de déformation stabilisé derrière le front de taille. Dans le cas d'un comportement linéaire-élastique du terrain, cette valeur est atteinte à une distance de l'ordre de deux diamètres du front de taille. Le comportement de l'ensemble terrain - soutènement est alors analysé dans un diagramme **(p,u).**

Considérons une section plane du terrain soumis à une contrainte naturelle correspondant à un initial isotrope σ_0. La cavité est pré excavée et supposée remplie de liquide à une pression P correspondant à l'état initial σ_0. Le déplacement **u** de la paroi de la cavité est nul (**point A de la figure1.25**). En diminuant la pression P, on provoque un déplacement radial **u** correspondant à la décompression du massif autour de l'excavation. Dans un premier temps le comportement du terrain est élastique linéaire et la courbe pression déplacement suivie **p=f (u)** est linéaire du point **A** au point B. Dans un deuxième temps, il peut se former autour de la cavité un phénomène de rupture (ou mise en plasticité) qui augmente la déformation. C'est la portion **ABC** de la courbe. La courbe **ABC** est appelée « courbe caractéristique » du massif excavé.

Si la courbe **ABC** coupe l'axe des déplacements (**u** fini pour **P=0**) la cavité est stable par elle-même (du moins pour un certain temps). Par contre si la courbe caractéristique ne recoupe pas l'axe des abscisses, la cavité n'est pas stable par elle-même et nécessite impérativement un soutènement. En pratique, la cavité

nécessite également un soutènement lorsque la valeur du déplacement correspondant à l'équilibre théorique **P = 0** est grande ou lorsque le phénomène de rupture autour de la cavité s'étend profondément à l'intérieur du massif. Sur le même graphique on représente aussi la courbe **p=f (u)** reliant le déplacement radial du revêtement en fonction de la pression extérieure **P** qui lui est appliquée. Cette courbe est appelée « courbe caractéristique du soutènement ». Supposons un revêtement dont le comportement est élastique linéaire. Sa courbe caractéristique est une droite.

Parce qu'il n'est mis en place qu'un certain temps après l'excavation, son chargement par le terrain ne commence que lorsque le déplacement de celui-ci est déjà $\mathbf{u_{s0}}$ (point **O**). Le point **D** à l'intersection des deux courbes caractéristiques définit l'état d'équilibre du tunnel, et permet de déterminer par simple lecture la valeur du déplacement radiale et de la pression finale du soutènement. Nous voyons qu'en fonction du moment de la mise en place du revêtement, beaucoup d'autres points de la courbe caractéristique **ABC** pouvant être point d'équilibre. La pression sur le revêtement au point **D** doit être comparée à la pression au point **M** qui correspond à la pression maximale que peut supporter le soutènement, pression à calculer en fonction des caractéristiques de rupture de celui-ci. L'influence du temps (fluage viscosité du terrain) s'exprime de la même façon par des courbes du type 2 et 3. Si le temps ne joue pas sur les caractéristiques du revêtement les points D2 et D3 sont respectivement les points d'équilibre au temps t et au temps infini.

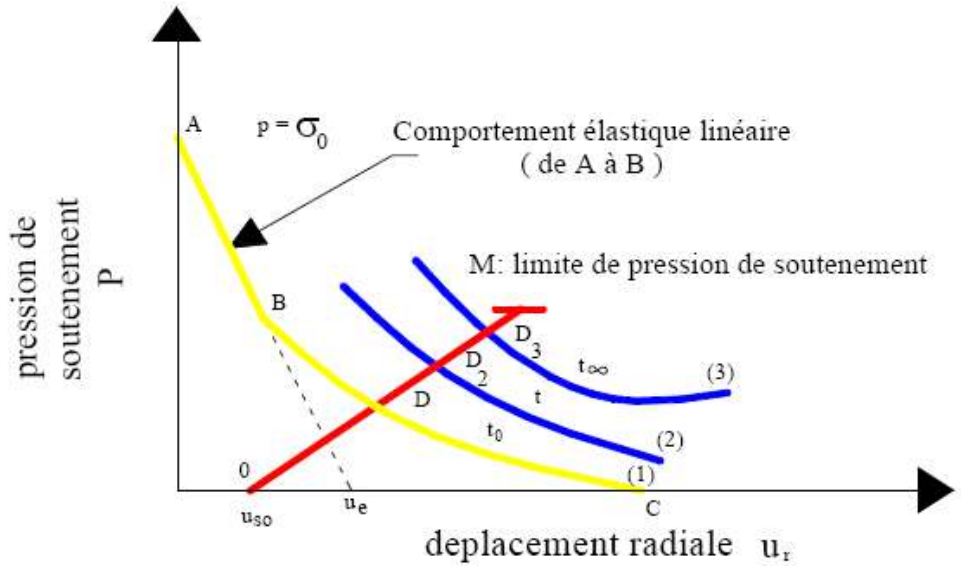


Fig. I.26 : Principe de la méthode de convergence-confinement[18].

La courbe de convergence représente la réponse du terrain. L'activation de soutènement intervient à partir de sa mise en contact avec le terrain, celle-ci se produit pour une valeur **λ** du taux de déconfinement. La mise en charge progressive du soutènement est représentée par la courbe de confinement. La méthode initialement mise au point dans le cas d'un tunnel circulaire creusé dans un terrain isotrope et homogène, a été étendue ultérieurement à d'autre type de conditions, et notamment à des cas de contraintes initiales anisotropes (Panet 1986). Elle est couramment utilisée pour représenter la présence de front de taille dans des calculs bidimensionnels de tunnel par éléments finis.

I-8-2-2-Méthode des actions et des réactions (réactions hyperstatiques)

Dans ces méthodes, on étudie le comportement du revêtement sous l'action de charges extérieures. On distingue des charges dites « actives », qui sont indépendantes de l'état de déformation du revêtement (poids mort, charges et surcharges intérieures et extérieures, actions du terrain encaissant), et des charges

dites « passives », qui sont des réactions hyperstatiques du terrain dépendant de sa déformation. On détermine ces réactions hyperstatiques en écrivant que les déformations du terrain auxquelles elles correspondent sont égales aux déformations du revêtement sous l'effet de l'ensemble des charges actives et passives.

Les déformations du terrain sont estimées à partir de la notion schématique du module de réaction, c'est-à-dire que l'on suppose que la réaction en un point est uniquement fonction de la déformation en ce point et généralement même lui est proportionnelle.

Le coefficient **k** de proportionnalité dépend des caractéristiques du terrain, du rayon moyen de l'excavation (ou mieux de la surface sur laquelle agissent les charges passives) et de sa forme, c'est le module de réaction. Les calcules correspondants ont donné lieu à de nombreux programmes numériques, mais dans les cas simples, une approche analytique est possible. On peut avec la plupart des programmes numériques existants traiter le problème sous son aspect le plus général.

La forme exacte de la galerie, les charges actives calculés, sous forme de charges concentrées aux nœuds de la structure, la réaction du terrain, sous forme de ressorts (généralement horizontaux et verticaux, (Figure 1-26) agissant en chacun des nœuds et affectés de coefficients de raideur tenant compte du module de réaction du terrain et de la surface de contact correspondant à chaque nœud. Il faut veiller également à introduire la condition selon laquelle la raideur des ressorts est nulle lorsque les déformations ont pour effet d'éloigner le revêtement du terrain.

Il faut également vérifier que l'inclinaison de la résultante de toutes les forces en un nœud n'est pas par rapport à la direction radiale, supérieure à l'angle de frottement/terrain. Si ce n'est pas le cas, on doit reprendre de frottement à prendre en compte dépend de l'état des surfaces. Il est prudent de prendre une valeur une valeur nettement inférieure (50%) au coefficient de frottement interne du terrain dans le cas des sols.

La simplification fondamentale introduite dans ces méthodes porte sur le fait que la totalité des facteurs liés au terrain est représentée par l'ensemble des charges actives (verticales $\boldsymbol{\sigma_v}$ et horizontales $\boldsymbol{\sigma_h}$) et passives (module de réaction). L'analyse de la validité de la méthode consiste notamment à rechercher dans quelle mesure ces seules données peuvent intégrer à la fois : l'état initial de contrainte du massif, les caractéristiques physiques et mécaniques qui conditionnent sa déformation, la nature de contact terrain/revêtement. L'état de contrainte n'est pris en compte que de façon très indirecte lorsque l'on évalue la composante horizontale des charges actives en fonction du rapport $\boldsymbol{\lambda = \frac{\sigma v}{\sigma h}}$ des contraintes initiales. Les caractéristiques mécaniques du matériau interviennent sous la forme des paramètres (angle de frottement) et (cohésion) du sol ou de l'anneau de roche décomprimé autour de la galerie, et sous la forme du module de réaction dont la valeur peut éventuellement être corrigée pour tenir compte des injections de serrage réalisées autour de l'ouvrage.

Cette méthode de calcul est relativement ancienne comparée aux calculs éléments-finis et aux concepts plus réalistes de convergence-confinement. Elle est cependant simple à comprendre et à utiliser, ce qui lui permet de rester une estimation courante (et économique) dans son domaine d'application [2].

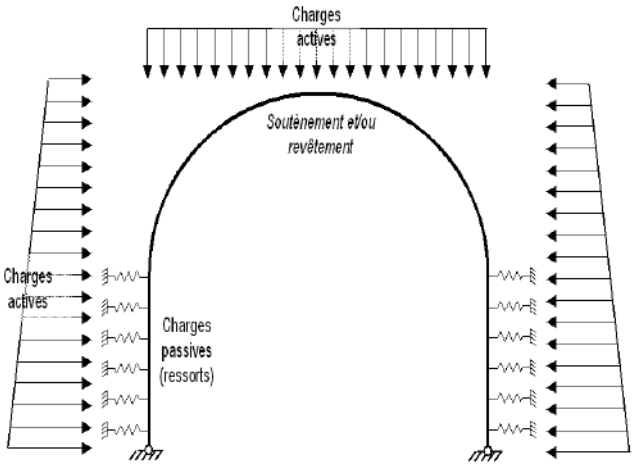


Fig. I.27 : Schéma classique d'un modèle aux réactions hyperstatiques, avec les forces actives et passives (Ressorts)[2].

I-8-3-Méthodes numériques

Le principe commun des méthodes numériques réside dans la discrétisation de l'espace du problème étudié et dans la résolution d'un certain nombre d'équations pour obtenir la solution et la modélisation d'un tunnel par une représentation du terrain et la structure comme des solides. Ce sont des méthodes qui donnent souvent des résultats très précis (parfois difficilement interprétables) mais qui sont coûteuses d'un point de vue temps machine. En effet, il est courant d'obtenir des systèmes d'équations à plusieurs milliers d'inconnues pour des cas simples. Ces méthodes sont ainsi généralement utilisées au niveau du projet après un certain nombre d'études plus grossières au moyen de méthodes empiriques et analytiques. Les méthodes les plus utilisées sont comme suit:

I-8-3-1-Méthode des éléments finis

Parmi les méthodes numériques les plus utilisées, la méthode des éléments finis (**MEF**), est une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

- La mécanique des structures: élasticité (déformation plane, axisymétrique et tridimensionnelle), résistance des matériaux, dynamique, plasticité.
- L'analyse numérique: méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres, le calcul des milieux jointifs ou discontinus.
- L'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

La méthode des éléments finis est une méthode très puissante, puisqu'elle permet une étude correcte des structures ayant des propriétés géométriques et des conditions de chargement très compliquées. C'est une méthode qui nécessite des calculs itératifs, s'adaptant aux problèmes complexes qui ne peuvent pas être résolus analytiquement. On remplace un problème continu par un problème approché en discrétisant la structure. La méthode des éléments finis consiste à discrétiser un milieu continu en le remplaçant par un assemblage d'éléments. On simplifie les équations du problème en vérifiant les équations en un nombre limité de points. On obtient alors un système d'équations linéaires dont la taille dépend de la finesse de la discrétisation. Elle fait partie des méthodes qui, par approximation des variables inconnues, transforment les équations aux dérivées partielles en équations algébriques. La structure est décomposée en plusieurs éléments de formes géométriques simples "maillage" (**Figure1.27**) reliés entre eux par des nœuds.

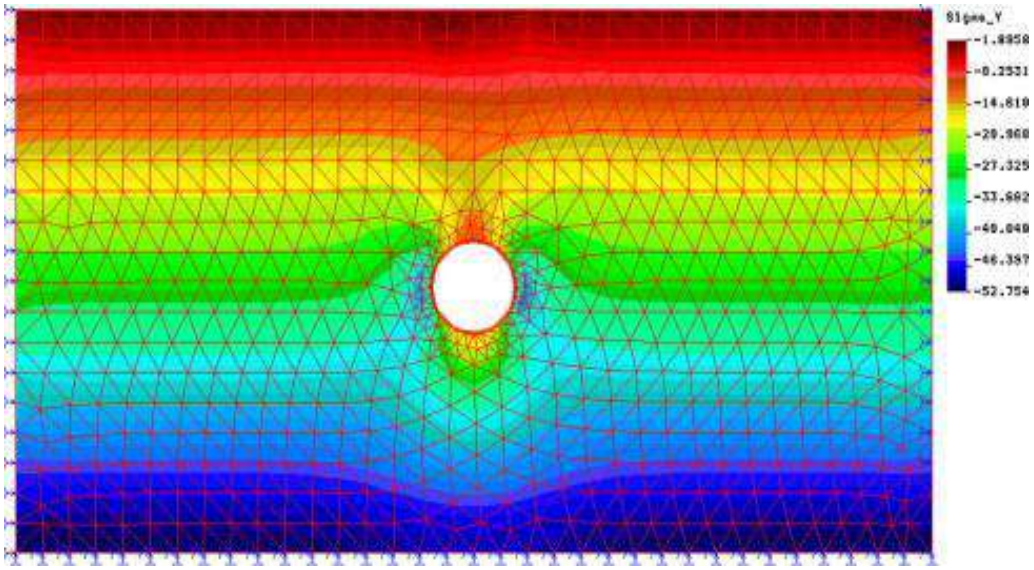


Fig. I.28 : Modèle de maillage[2].

La MEF selon l'approche déplacement a pour but de transformer les équations décrivant le phénomène physique étudié qui sont de type équations aux dérivées partielles en un système d'équations algébriques linéaires de type {F}= [K] {U} Avec :

-[K] : matrice de rigidité de toute la structure.

-{F}: vecteur forces nodales.

-{U}: vecteur déplacements nodaux.

Une fois déterminée la matrice de rigidité [K] du système, tout problème consiste donc généralement à résoudre le système linéaire : {F}= [K] {U}. Avec :

[K] = $\sum[Ke]$ matrice de raideur de la structure.

[F] = $\sum[Fe]$vecteur des forces équivalentes au chargement externe appliqué à la structure.

Quand les inconnues sont les composantes **U** du déplacement des nœuds (si l'une de ces composantes est imposée par des conditions aux limites elle est remplacée par la réaction qui en résulte).

Après avoir modélisé et discrétisé la structure à étudier en éléments finis on suit les étapes suivantes:

- Etablir pour chaque élément dans son repère local.
- La fonction d'approximation en éléments finis.
- Les relations entre: déformations, contraintes et déplacements.
- Les relations efforts déplacements nodaux.
- Déduire la matrice de rigidité dans le repère global pour chaque élément.
- Déduire la matrice de rigidité globale dans le repère global en assemblant toutes les matrices élémentaires.
- Faire intervenir les conditions aux limites (pour éviter le cas d'une matrice de rigidité singulière).
- Résoudre le système {F}= [K] {U}
- Déduire le champ de déplacement puis le champ de contraintes.

Pour le calcul d'un tunnel, La détermination des sollicitations auxquelles est soumis le soutènement ou le revêtement d'un tunnel est un problème hyperstatique dont les paramètres suivant peuvent être pris-en compte par la méthode des éléments finis :

La bi ou tridimensionnalité du problème, l'état d'équilibre naturel du milieu (ou état de contrainte initial), la géométrie de l'excavation, les propriétés de déformation du terrain, et les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments de soutènement et revêtement [9].

I-8-3-2-Méthode des Eléments frontières

La méthode des intégrales frontières (Boundary Elément Méthode = BEM) permet de calculer les contraintes et les déplacements autour d'une ou plusieurs excavations creusées dans un milieu infini ou semi-infini constitué d'un matériau homogène, isotrope et élastique. Avant la réalisation de l'ouvrage, la roche qui va être excavée est en équilibre dans le massif soumis au champ des contraintes préexistantes Verticales $\mathbf{pv_0}$ et horizontales $\mathbf{ph_0}$. On découpe la frontière fictive de la future galerie en un certain nombre d'éléments et on calcule pour chacun d'entre eux, en fonction de son orientation, les contraintes normale σ et tangentielle τ assurant l'équilibre avec les contraintes initiales du massif. Lorsque l'excavation est réalisée, ces contraintes sont ramenées à zéro, et en conséquence le creusement d'une galerie peut être simulé par l'application d'un système de contraintes négatives sur sa paroi. Ayant déterminé l'ensemble des forces fictives (composantes normale Fn et tangentielle Ft) induisant ces contraintes de surface ($-\sigma,-\tau$), on peut alors calculer la valeur des contraintes et du déplacement en n'importe quel point du massif.
L'état de contrainte final autour de l'excavation peut donc être obtenu par la superposition:

- Du champ des contraintes préexistantes.
- Des contraintes induites dans le massif par les forces fictives (F_n, F_t) appliquées sur la surface de la galerie.

I-8-4-Méthodes des différences finies

La méthode des différences finies est une technique courante de recherche de solutions **approchées d'équations aux dérivées partielles** qui consiste à résoudre un système de relations (schéma numérique) liant les valeurs des fonctions inconnues en certains points suffisamment proches les uns des autres.
En apparence, cette méthode apparaît comme étant la plus simple à mettre en œuvre car elle procède en deux étapes : d'une part la discrétisation par **différences finies** des opérateurs de dérivation/différentiation, d'autre part la convergence du schéma numérique ainsi obtenu lorsque la distance entre les points diminue. Toutefois, il convient de rester vigilant et critique sur les résultats obtenus tant que la seconde étape n'a pas été montrée en toute rigueur. Une discrétisation des opérateurs différentiels (dérivées premières, secondes, partielles ou non) peut être obtenue par les **formules de Taylor**. La formulation de **Taylor-Young** est préférable dans son utilisation simple, la **formulation de Taylor avec reste intégral de Laplace** permet de mesurer les erreurs.
Pour la méthode des différences finies, un maillage est un ensemble de points isolés (appelés nœuds) situés dans le domaine de définition des fonctions assujetties aux équations aux dérivées partielles, une grille sur les seuls nœuds de laquelle sont définies les inconnues correspondant aux valeurs approximatives de ces fonctions. Le maillage comprend également des nœuds situés sur la **frontière** du domaine (ou au moins « proches » de cette frontière) afin de pouvoir imposer les **conditions aux limites** et/ou la **condition initiale** avec une précision suffisante. A priori, la qualité première d'un maillage est de couvrir au mieux le domaine dans lequel il se développe, de limiter la distance entre chaque nœud et son plus proche voisin. Cependant, le maillage doit également permettre d'exprimer la formulation discrète des opérateurs de différentiation : pour cette raison, les nœuds du maillage sont le plus souvent situés sur une grille dont les directions principales sont les axes des variables.

On n'appelle pas du maillage la distance entre deux nœuds voisins situés sur une droite parallèle à l'un des axes. Dans ce sens, le pas est une notion à la fois locale et directionnelle. On parlera de pas global pour désigner le plus grand pas local, une notion qui reste directionnelle. Bien qu'un pas constant soit le plus souvent retenu (sans qu'il pose de problème théorique pour la résolution), il est parfois judicieux d'introduire un pas variable qui sera choisi

plus fin dans les zones où la solution exacte subit de plus fortes variations, cette astuce permet de réduire le nombre d'inconnues sans porter atteinte à la précision des résultats. Par contre, la formulation est un peu plus complexe car la discrétisation des opérateurs différentiels doit en tenir compte [9].

II-1-Introduction

Une bonne reconnaissance géologique, hydrogéologique et géotechnique est d'une grande importance. Elles déterminent le degré de difficulté de la réalisation d'un ouvrage souterrain, influençant le choix et la mise en œuvre des méthodes appliquées l'or de la construction (excavation, soutènement et revêtement), qui peuvent être validés ou corrigés au stade des travaux. La connaissance de ces conditions, permet d'éviter l'imprévision de certains problèmes qui peuvent bloquer les travaux et mettre en danger la sécurité du chantier, voir même nuire la faisabilité de l'ouvrage.

II-2-Géomorphologie et géologie locale

Le trace du tunnel traverse les versant de l'ouest de la gorge de Chiffa, cette zone est peu Montagneuse , les pentes sont abruptes, et la morphologie est accidentée , les ravins sont développes sous forme de V, la pente naturelle varie de 30°～50°, voir la figure 1. L'altitude minimal sur l'axe est de 292.13m, et l'altitude maximale est de 683.13m, la
profondeur enterre maximale au niveau du tunnel est de 345.89m, l'allure du profil en long est sous forme de bosse.

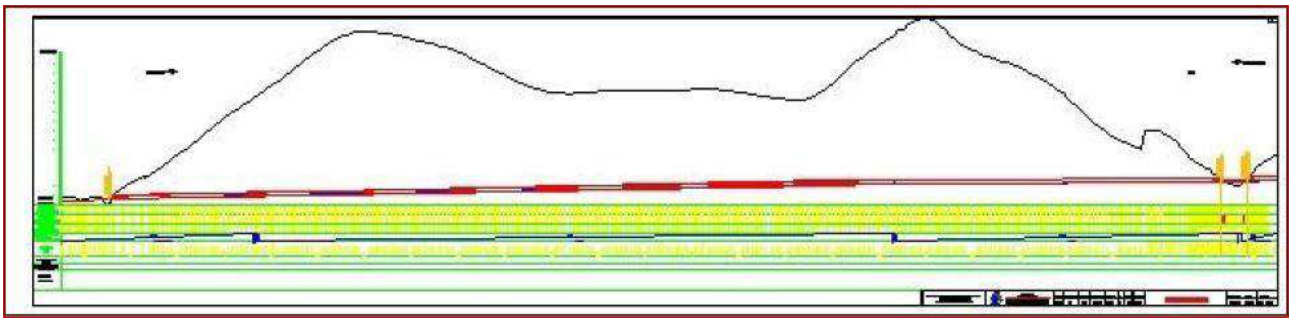


Fig-II-1 : le profil en long du tunnel [19].



Fig-II-2 : Image satellitaire de la formation moyennement montagneuse de la région d'étude[19] .

Les unîtes géologiques de la Mitidja a EL Hamdania : on présente ici les grandes unites sur le transversale de la Mitidja a EL Hamdania selon un schéma qui tient compte des facies et les unîtes découpées d'âpres les auteurs qui ont travaille 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 crétacé allochtone de l'Atlas Nord blideen
- Les schistes de la Chiffa d'âge crétacé inferieur
- Les unîtes allochtones d'âge crétacé inferieur, moyen et supérieur

Tout cela est représente graphiquement dans la colonne suivante ou sont décrits les roches et leurs âges respectifs.

Tableau-II-1: Description de l'âge de Crétacé et les roches correspondantes.

Période	Epoque	Bornes (Ma)	Lithologie	Place
Crétacé	Supérieur	70.6-99.6	Marnes et calcaires	El Hamdania
	Inférieur	112.0-145.5	Schistes et Quartzites Calcaires	Gorges de la Chiffa La Chiffa

Ci-dessous (figure 3), on présente une colonne litho-stratigraphique synthétique de la zone de la Chiffa, ou les calcaires se trouve dans la base et les schistes en surface.

C'est la raison pour laquelle la puissance réelle des schistes a la Chiffa est inferieure a l'affleurement continue présent tout au long de la route au niveau de tunnel 1.

Dans le cas des quartzites, il s'agit des niveaux intercales dans les schistes trouves le longe la RN01.

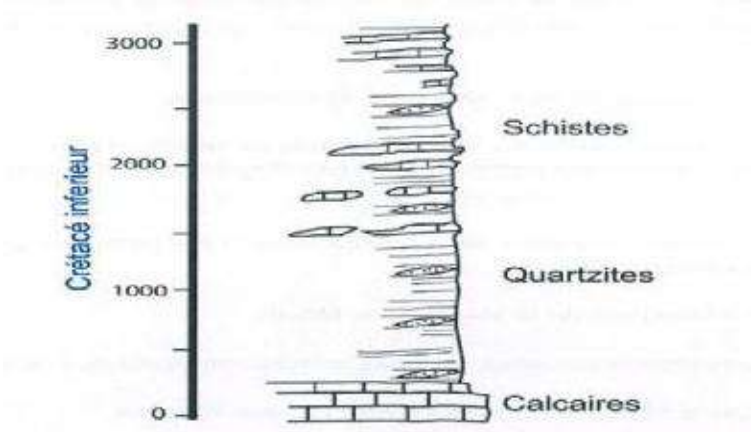


Fig II-3:colonne litho stratigraphique et synthétique[19]

II-3-Structure géologique

II-3-1- Structure feuilletée

La structure de la couche est monoclinale dans la zone du tunnel, la direction des couches est vers le Sud（147°-192°）, le pendage est （35°-80°）; A direction des couches est vers le Sud 170°, le pendage est 55° dans l'sorte du tunnel.

II-3-2- Diaclase

Selon les résultats de reconnaissance, les deux joints sont tares développes, avec une direction de pontage est de 290-305°, le pontage est de 70-80° et une direction de pontage est de 50-70°, le pontage est de 55-65°.

II-3-3-Les résultats de investigation insitu

Selon les résultats de la station d'investigation géotechnique ST49, 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 comme suit. **Tableau-II-2:les résultats de la station d'investigation géotechnique ST49**[19]

Position	Type de discontinuités	Direction et pendage	Longer (m)	Espacement discontinuité （mm）	Séparation entre les joints (mm)	Rugosité	Epaisseur des remplissage (mm)
LPK8+100 G50m	**couche**	172°∠68°	＞20	＜20	＜1	**lisse**	**sidéroxyde**
	Diaclase 1	75°∠52°	3	300	5	**lisse**	**boue**
	diaclase 2	295°∠56°	3	300	1	**lisse**	**sidéroxyde**

les sondages carottiers présentons les formations géologique suivantes :

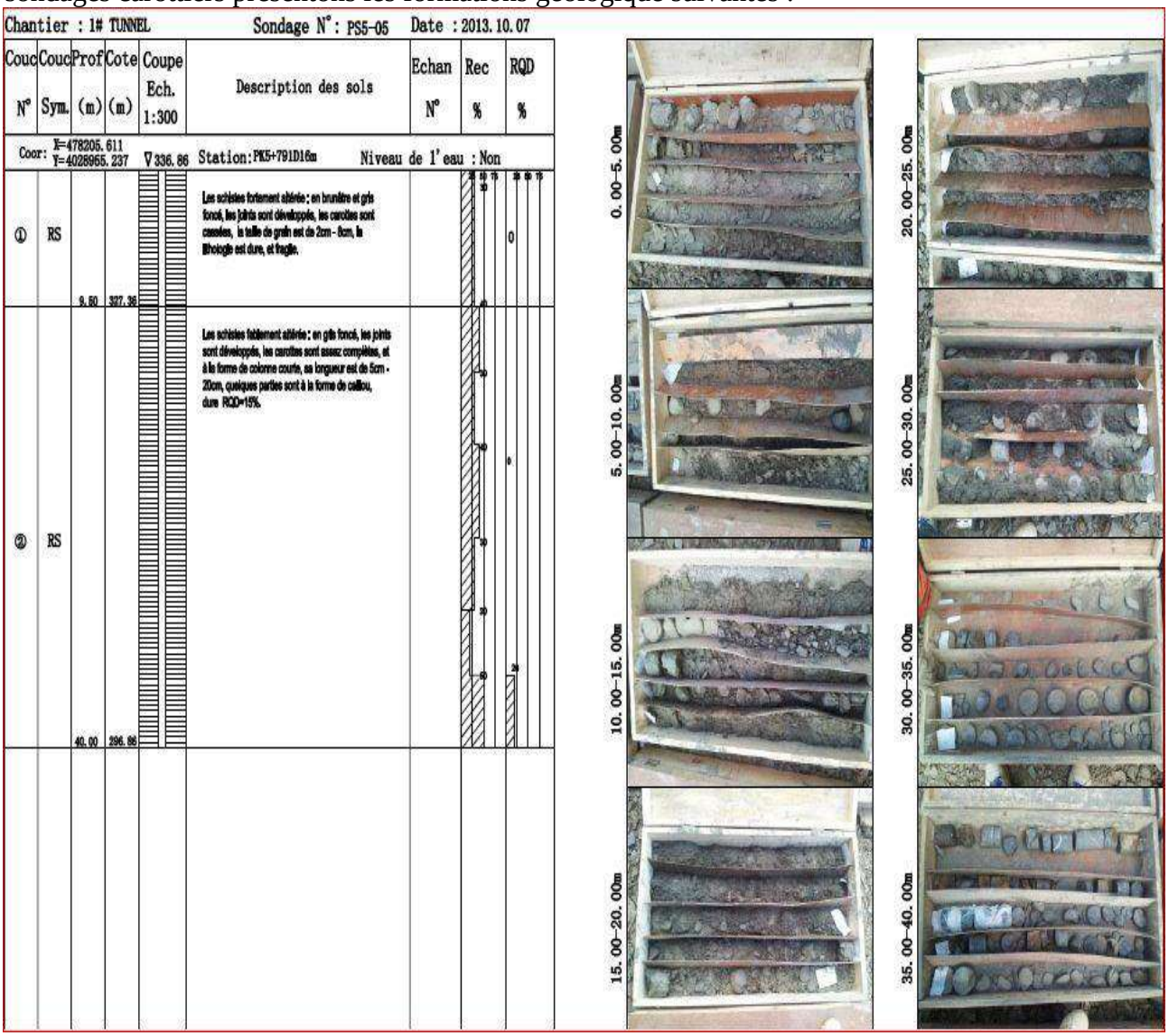


Fig-II-4: Sondages carottés montrant les différents formations géologiques.[19]

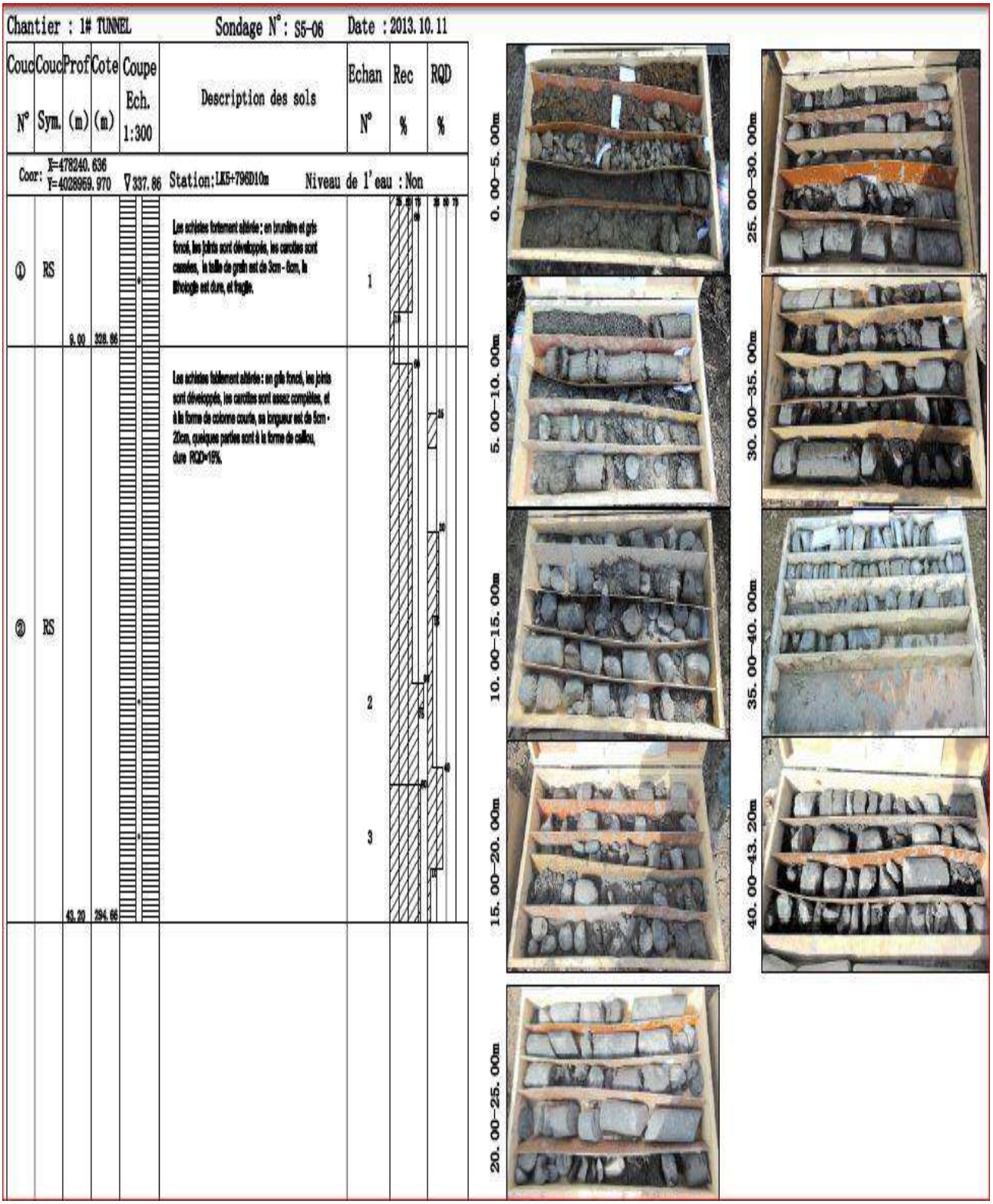


Fig-II-5: Sondages carottés montrant les différents formations géologiques.[19]

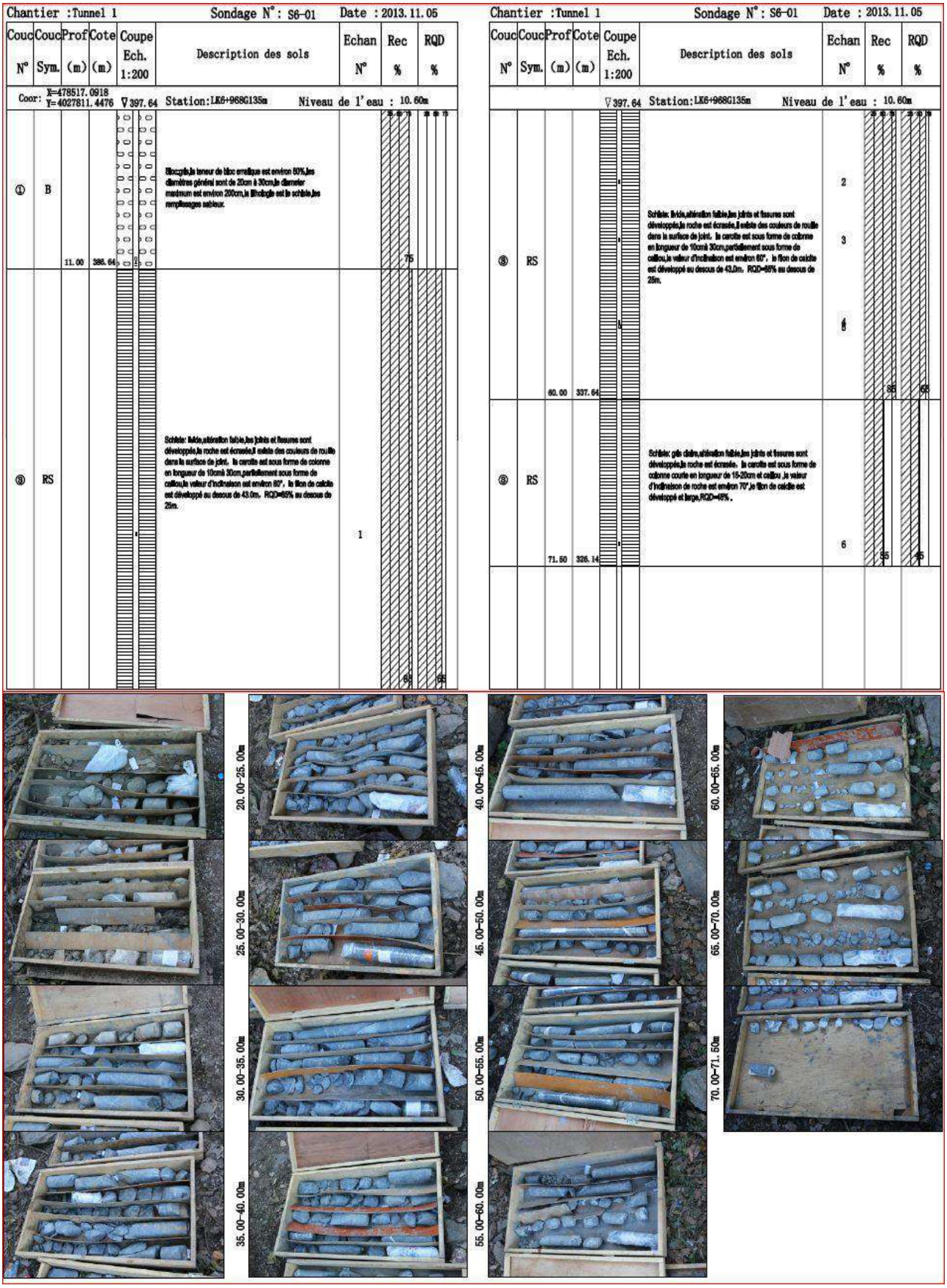


Fig-II-6: Sondages carottés montrant les différents formations géologiques.[19]

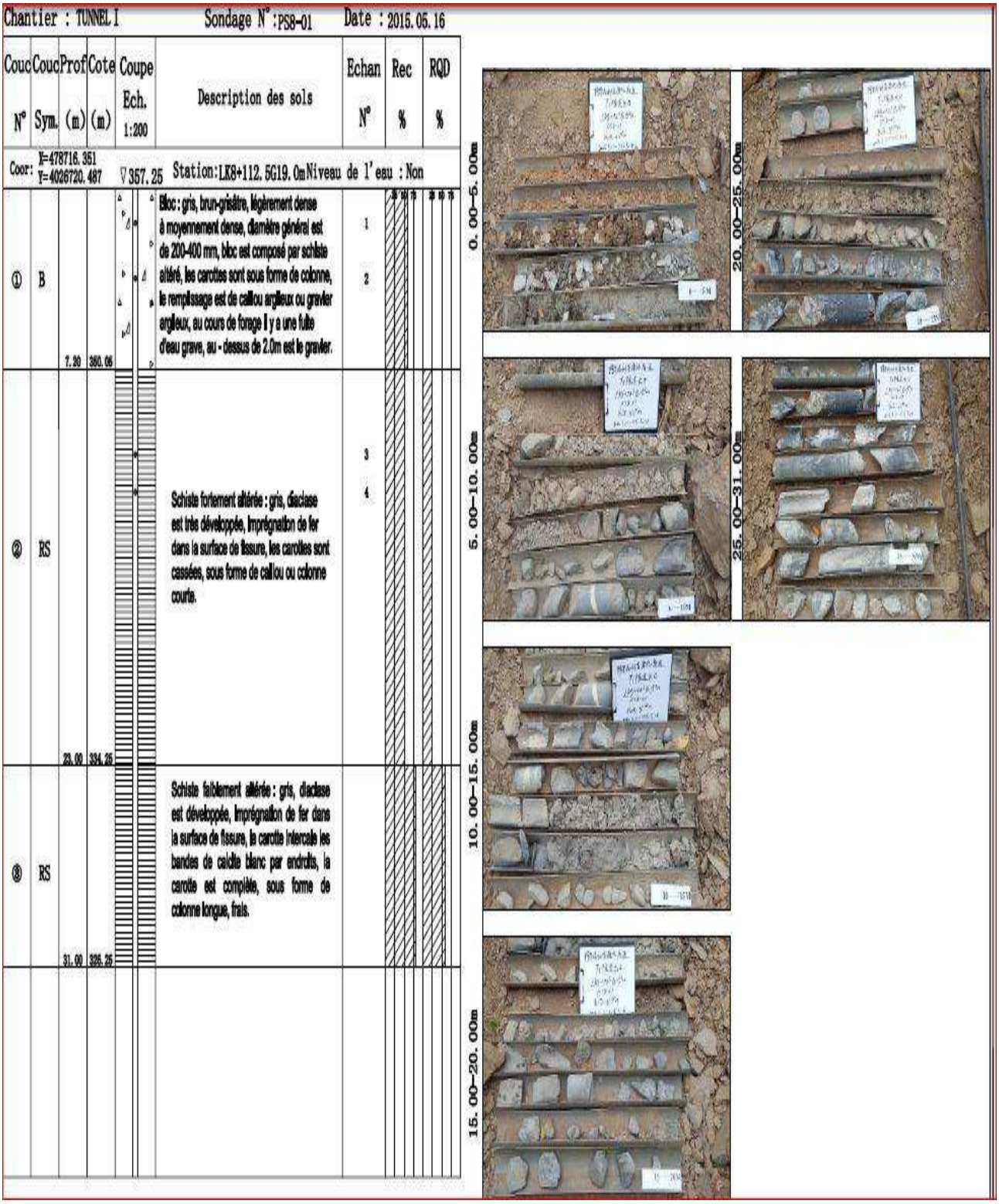


Fig-II-7: Sondages carottés montrant les différents formations géologiques.[19]

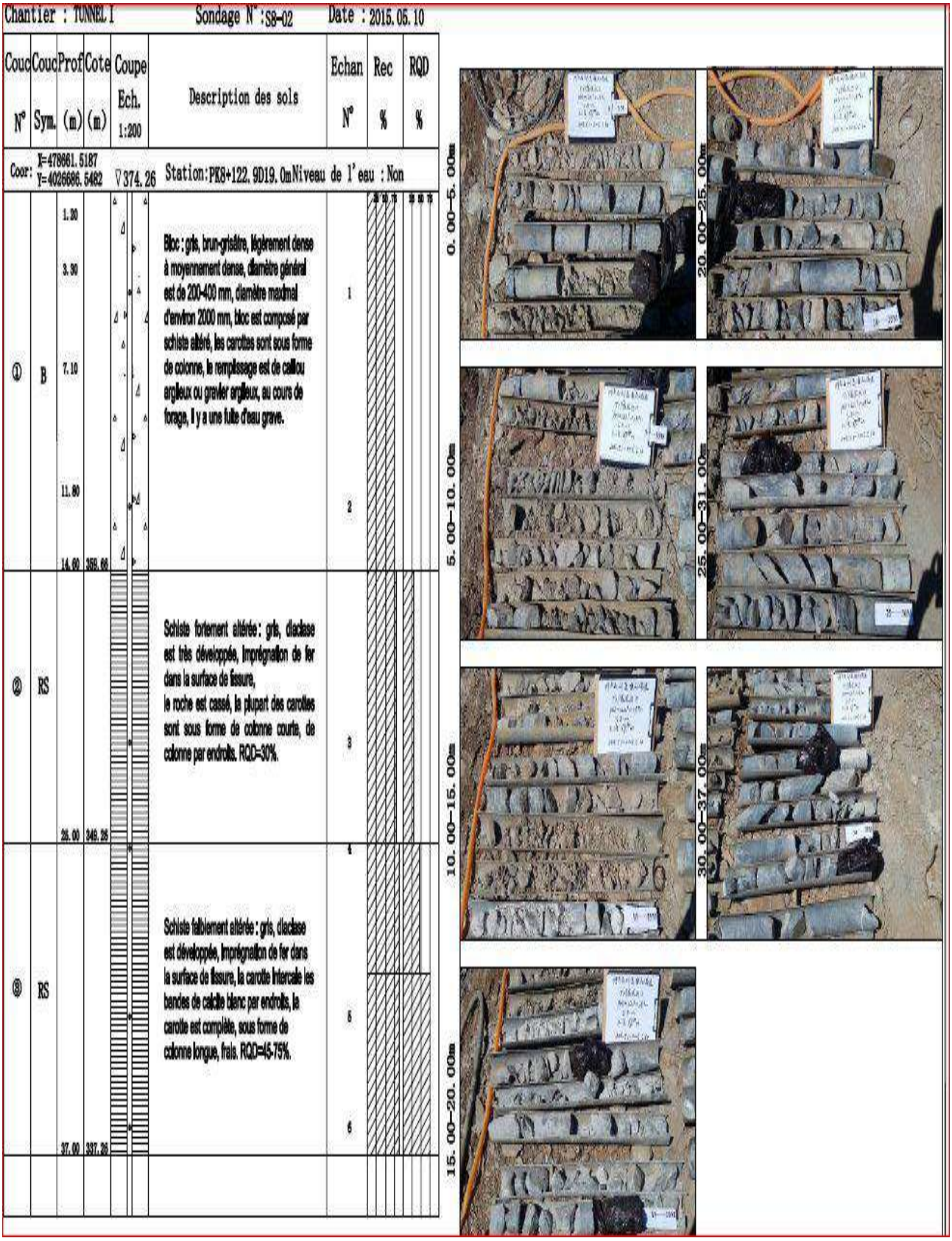


Fig-II-8: Sondages carottés montrant les différents formations géologiques.[19]

II-4- Sismicité et zonage sismique

Selon《 REGLES PARASISMIQUES APPLICABLES AU DOMAINE DES OUVRAGES D'ART》（RPOA2008）, la zone du projet est classée en III, D'âpres la classification des groupes selon l'importance des ouvrages, la route de la présente zone d'étude correspond au Groupe 1,
En prenant l'accélération sismique A=0.40g.

II-5- hydrogéologie et Hydrologie

II-5-1-hydrogéologie

Eaux de surface: dans la zone objet d'investigation le réseaux hydrogéologique est bien développe, il se présente sous forme des ravins avec des écoulements permanant, le débit mesure pour un des ravinement lors de cette investigation est de l'ordre de 5L/S. En outre a 700m cote gauche du PK 7+450, il existe un petit ravin latérale de RN1, avec un débit de l'ordre de 1L/S ce débit a été mesure lors de cette investigation.
Eaux souterraines: selon l'information obtenue lors de ces investigations, aucune présence d'eau souterraine m'a été relevée dans le sondage S5-5 ni dans le puits PS5-6, par contre des eaux souterraines omet été relevée a 10,60m de profondeur dams le sondage S6-1, ces eaux cerclent a travers les fentes et les diaclases, qui affectent les formations Géologiques. On note aussi au lors des prospections on a détectes la présence de trois souces d'eaux sur le talus de RN01, avec un débit de l'ordre de 0.15-0.30L/S.

II-5-2-Hydrologie

La wilaya de MEDEA est subdivisée en 3 bassins versants principaux :

- Le bassin de Chiffa
- Le bassin de l'Oued Isser
- Le bassin de la Mitidja

Le bassin de Chiffa, avec l'oued le plus important d'Algérie occupe la partie la Sud Ouest de la wilaya (en partie) ; Ksar El Boukhari.

Le bassin versant de l'Oued Isser est situe immédiatement a l'Est de l'oued Chellif ; ces deux oueds ont une limite commune de bassin versant.
Le bassin versant de la Mitidja est représente au niveau de la wilaya par l'oued Chiffa qui prend naissance au niveau de la région d'Ouzera, c'est l'oued le plus important de la Mitidja. Il
se déverse dans l'oued Mazafran (Zeralda).
Tous ces oueds sont alimentes principalement a la faveur des précipitations atmosphériques et sources présentes en amont de ces oueds.
Les nappes d'eau souterraines peuvent alimenter les oueds suivant les saisons puisque les relation oueds nappes existent.
Les oueds Chellif, Isser et Chiffa peuvent être considères comme les principaux collecteurs des eaux des bassins versants correspondants. L'oued Cheliff(le plus important d'Algérie) prend sa source dans L'Atlas saharien, aux environs d'Aflou, et se jette dans la méditerranée. Le haut Chellif(ce qui nous intéresse) débute dans la dépression fermée de Boughezoul ou plus en aval ou un barrage réservoir a été édifie.
Il s'agit du barrage Ghrib qui alimente entre les villes de Médéa et Berrouaghia, en eau potable.

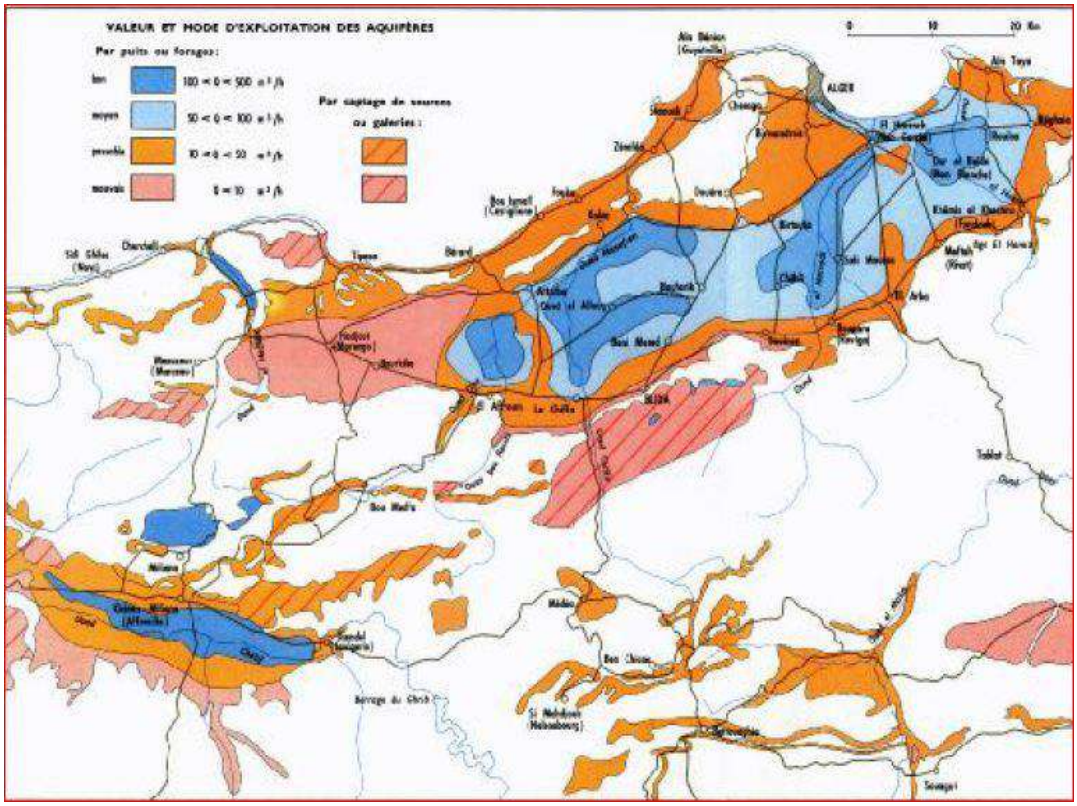


Fig-II-9: ressources en eaux souterraines[19]

II-6-Géotechnique

La compagne géotechnique consiste a des tests in-situ et un échantillonage pour les essais au laboratoire.

II-6-1-Essais in-situ

L'or de la compagne in situ, les essais réalisés sont les suivantes :

- sondages carottés.
- essais préssiométrique.
- essais de pompage.
- prospection sismique superficielle.

Ces derniers Sont résumés dans le **Tableau II-4 : Tableau récapitulatif des travaux de reconnaissance géotechnique réalisés.**

	N° sondage	PK et distance	Type d'essai	Coordonnée		Altitude (m)	La profondeur (ou la longueur) (m) d'investigation	Remarque
				X(m)	Y(m)			
Essai in situ	PS5-5	PK5+791D16m	PS	478205.611	4028955.237	336.86	40.00	EXE
	S5-6	LK5+796D10m	S	478240.636	4028959.970	337.86	43.20	EXE
	S6-01	LK6+968G135m	S	478517.092	4027811.448	397.64	71.50	EXE
	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
	ZT1 - ZT24	PK5+760 - PK5+770 G59m-D33m	Prospection sismique				741	EXE
	MT1 - MT3	PK8+138 - PK8+158 G68m-D24m	Prospection sismique de surface				24	EXE

	Types d'essai	Quantité
Essais au laboratoire	Essais identification	4
	Essais physiques	12
	Essais mécaniques	16
	Essasi chimiques	3
	Essais sur matériaux	1
	Analyse minéralogique	1

Remarques : Sondage ; PS : Essai Préssiométrique ;G : gauche ;D : droite

II-6-1-A- Prospection sismique superficielle

Pour diminuer les problèmes géotechniques liés à la réalisation des tunnels, il est nécessaire de bien vérifier les caractéristiques des roches et du sol du site, les profondeurs des différents faciès rocheux, les différentes zones stratigraphiques, les niveaux altérés du fond rocheux et la structure de faille. Pour cela, on a réalisé une prospection géophysique en utilisant des moyens combinatoires

tels que les ondes sismiques réfractées, les ondes réfléchies, et les ondes de surface. Les résultats sont résumé dans le tableau suivants (**Tableau II-5**):

Tableau II-5: Nature lithologique en fonction de la vitesse d 'onde.

Position	Lithologique	Vitesse d'onde longitudinale Vp(m/s)	Vitesse d'onde de surface Vm(m/s)	Module d'élasticité (GPa)
Tète d'entrée	Schiste fortement Altérée	480-880	410-620	0.43
	Schiste faiblement Altérée	1650~2580	720~1050	5.59
Tète de sortie	Bloc	400~520	200~310	0.30
	Schiste fortement altérée	950~1750	450~630	1.85
	Schiste faiblement altérée	2400~3250	700~1250	11.82

II-6-1-b-Essai préssiométrique *:*

Pour la détermination des propriétés mécaniques de formations existantes sur site. Les essais préssiométrique sont résumés dans le **Tableau II-6**

Tableau II-6 : Les résultats préssiométrique

N° sondage	N°	Prof(m)	Symbole Lithologique	Donneeessais		Classe de sol	Observation
				PI(MPa)	Em(MPa)		
PS5-6	1	2	② RS	4.773	60.660	B	
PS5-6	2	3	② RS	3.901	72.000	A	
PS5-6	3	5	② RS	5.637	59.880	B	
PS5-6	4	8	② RS	4.798	61.556	B	
PS5-6	5	10	③ RS	7.914	196.126	B	
PS5-6	6	13	③ RS	8. 210	182.998	B	
PS5-6	7	16	③ RS	7.306	165.694	B	
PS5-6	8	19	③ RS	8.139	173.232	B	
PS5-6	9	22	③ RS	7.829	195.932	B	
PS5-6	10	25	③ RS	8.142	187.483	B	
PS5-6	11	28	③ RS	8.133	204.282	B	
PS5-6	12	31	③ RS	8.114	151.752	B	
PS5-6	13	34	③ RS	8.111	202.888	B	
PS5-6	14	37	③ RS	8.081	197.502	B	
PS5-6	15	39.5	③ RS	8.032	239.704	B	
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	② RS	6.524	300.691	B	
PS8-1	14	26	② RS	6.530	668.742	B	
PS8-1	15	28	② RS	6.511	336.371	B	
PS8-1	16	30	② RS	6.500	372.415	B	

II-6-1-c- Essais de pompage

On a fait des essais simples de pompage aux sondages S6-1 pour prévoir le débit régulier et maximum susceptible de surgir lors des travaux. (**Tableau II-7**)

Profondeur de Sondage （m)	71.50	Diamètre (mm）	91	Niveau statique （m）	10.60
Hl（m）	60.90	rw（m）	0.0455	Q1（m3/j）	10.36
xSw1（m）	12	Q 2（m3/j）	6.48	Sw2（m）	6.8

En vertu des resultats de pompage, on calcule le coefficient de perméabilité de tunnel en utilisant la formule :

$$K = \frac{0.732 \times Q \times (\lg R - \lg rw)}{(2H1 - Sw) \times Sw}$$

$$R = 2Sw\sqrt{HlK}$$

K= Coefficient de perméabilité（m/j）
Q= Débit（m3/j）
R= Rayon d'influence）
rw= Rayon de forage）
Sw= Surface de dépressions de l'essai de pompage （m）
Hl= I 'épaisseur de la couche aquifère （m）
Les résultats de calcul sont comme suit : Le coefficient de perméabilité en dessous du niveau stable de S6-01 : k1 = 0.0156m/j； k2 = 0.0149m/j， la valeur moyenne k=0.0152 m/j

II-6-2-Essais de laboratoire

Les essais de laboratoire pour la détermination des propriétés physique et mécanique des déffirents formations existantes sur site sont donnée dans ce que suit :

- Analyses granulométriques
- Essais physico-mécaniques.
- Teneur en composition minéral de schiste.
- Essais de gonflement.
- Essais de matériaux des déchets.
- Analyses chimiques de l'eau.
- Classification RMR.
- Paramètres physico mécaniques des roches et du sol.

- Conditions géotechniques du site

II-6-2-1-Lithologie : la lithologie représentative du site d'étude est donnée dans le (**Tableau II-8**).

Tableau II-8: de lithologie des formations principales

N° de couche	Nom géotechnique	code	Epaisseur (m)	couleur	état	Description
1	Grave argileuses	Ga	2.3– 19.3	En mastic et en gris	Densité moyen	La teneur de la granulation minérale est plus nombreuse sur la partie supérieure. Et les cailloux sur la partie inférieure sont plus purs. La répartition de la couche n'est pas continue.
2	bloc	B	1 - 5.2	En grés foncé	Densité moyen	Y compris les terres sableuses. La répartition de la couche n'est pas continue.
3	Schiste faiblement altéré	Rs	0 - 17	En noir et gris	Densité faible	Le schiste est mou, avec la présence des fissures développées. Caractéristiques physique et mécanique relativement mauvaises.
4	Schiste fortement altéré	Rs	Non exposé		Semi-dure	Semi-rigide, avec la présence des fissures développées. Caractéristiques physique et mécanique relativement moyens.

.



Fig II-10 : graves argileuses[19]



Fig II-11: bloc[19].

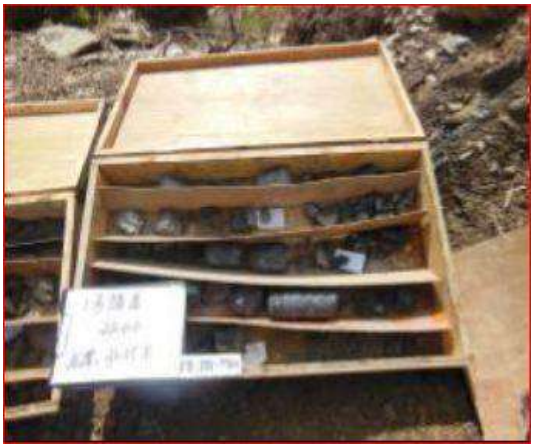


Fig II-12 : schiste fortement altérée[19].



Fig II-13 : schiste faiblement altérée[19].

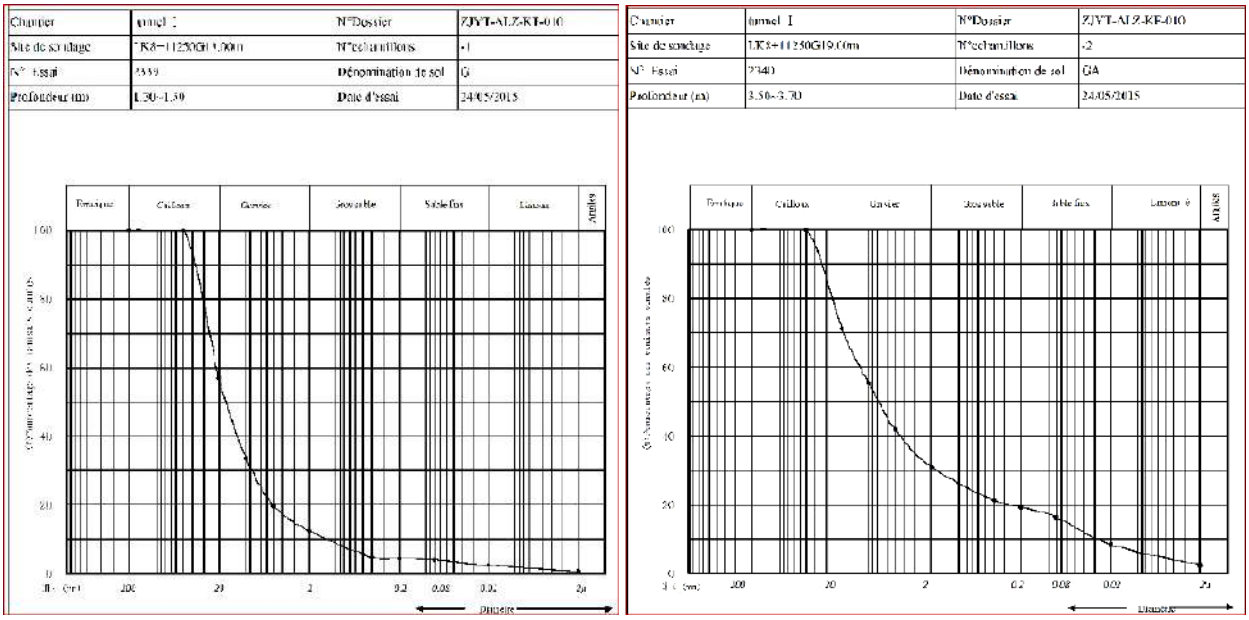
.

II-6-2-2-Analyse granulométrique

Les résultats des essais granulométrique obtenus sur des échantillons qui ont été prélèves a des différentes profondeur selon les exigences de la norme (conformément a NF P94-041/NF P94-056/ NF P94-057), Dans le **Tableau II-9** suivant **:**

Tableau II-9 : Les résultats des essais granulométrique

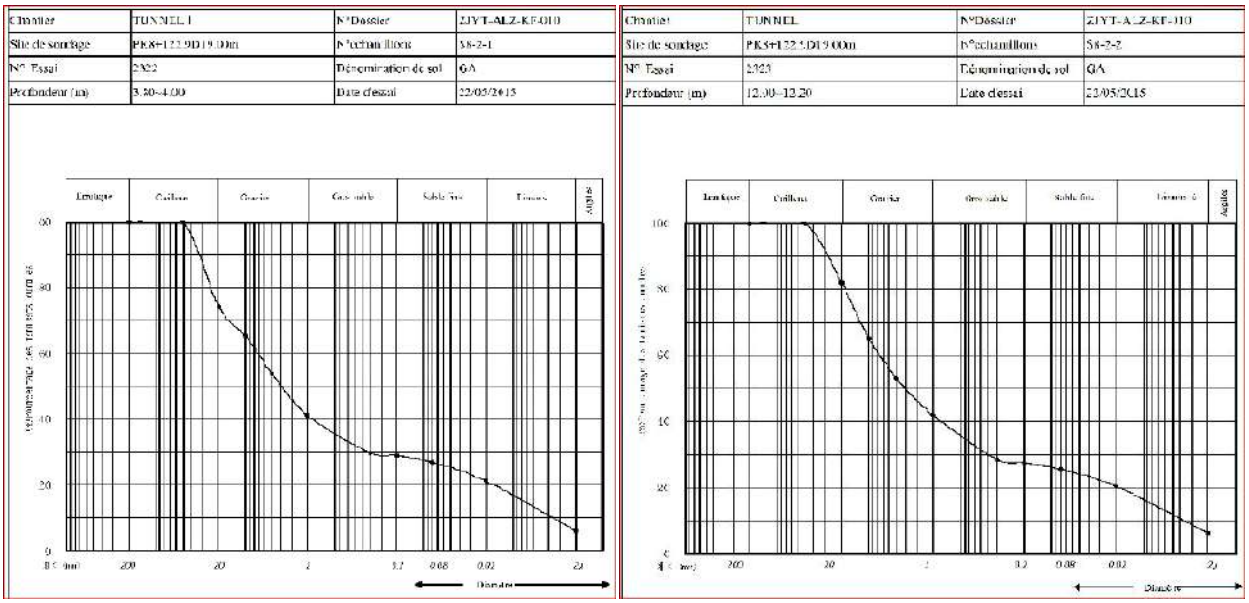
N° sondage	PK	Profondeur （m）	Symbole du sol	Pourcentage de masse tamisée（%）（mm）						
				50	20	2	0.2	0.08	0.02	0.002
PS8-1	LK8+112.5 G19m	1.3～1.5	C	100	57	12.5	4.3	3.9	2.4	0.6
		3.5～3.7	GA	100	71.3	30.9	19.4	16.3	8.5	2.4
S8-2	PK8+122.9 D19m	3.8~4	GA	100	74	41.0	28.9	26.8	21.1	6.1
		12～12.2	GA	100	81.8	41.9	27.4	25.5	20.4	6.3



Chantier	tunnel 1	N°Dossier	ZJYT-ALZ-KT-010
Site de sondage	PK8+112.50G19.00m	N°echantillons	-1
N° Essai	3339	Dénomination de sol	G
Profondeur (m)	1.30~1.50	Date d'essai	24/05/2015

Chantier	tunnel 1	N°Dossier	ZJYT-ALZ-KT-010
Site de sondage	PK8+112.50G19.00m	N°echantillons	-2
N° Essai	3340	Dénomination de sol	GA
Profondeur (m)	3.50~3.70	Date d'essai	24/05/2015

Fig II-10 : Rapport d'essais analyse granulométrique pour PS8-1



Chantier	TUNNEL 1	N°Dossier	ZJYT-ALZ-KT-010
Site de sondage	PK8+122.9D19.00m	N°echantillons	S8-2-1
N° Essai	3322	Dénomination de sol	GA
Profondeur (m)	3.80~4.00	Date d'essai	22/05/2015

Chantier	TUNNEL	N°Dossier	ZJYT-ALZ-KT-010
Site de sondage	PK8+122.5D19.00m	N°echantillons	S8-2-2
N° Essai	3323	Dénomination de sol	GA
Profondeur (m)	12.00~12.20	Date d'essai	22/05/2015

Fig II-11: Rapport d'essais analyse granulométrique pour S8-2[19]

II-6-2-3-Essais mécaniques

Afin de déterminer les caractéristiques mécaniques de terrain support, on a utilisé les résultats des essais de résistance à la compression simple et de cisaillement direct des échantillons de la roche issus des sondages (conformité la spécification de référence : NF P94-420). La courbe et les paramètres sont détaillés ci-après dans le **Tableau-10**

Tableau II-10 : les résultats des essais de résistance à la compression

N° sondage	PK	Profondeur （m）	Symbole Lithologique	Etat d'altération	Ph (g/cm3)	C (KPa)	Φ (°)	Rc (MPa)
S5-06	PK5+791 D16m	5~5.3	RS	Fort				10.77
		30~30.2	RS	Faible	2.71			18.3
		38~38.2	RS	Faible	2.73			25.7
S6-01	PK5+920	Front de taille	RS	Faible				33.45
	LK6+968 G135m	29.3~30	RS	Faible	2.67			6.06
		44.7~45	RS	Faible	2.71			7.79
		48.1~49	RS	Faible	2.78			20.28
		52~55	RS	Faible	2.78	12500	29.7	15.9
		54.5~54.8	RS	Faible	2.73			20.24
		67.5~70	RS	Faible	2.68			44.61
PS8-1	LK8+112.5 G19m	10.2~10.7	RS	Fort				7.68
		12~12.5	RS	Fort				16.35
S8-2	PK8+122.9 D19m	21~21.3	RS	Fort	2.74			8.24
		25.1~25.3	RS	Faible	2.76			24.63
		31.5~31.8	RS	Faible	2.78			11.29
		35.8~36	RS	Faible	2.78			16.06

Selon les paramètres ci-dessus, les valeurs de la résistance a la compression de la roche sont très variées et s'étalent sur une large gamme de valeurs, de 6.06Mpa a 44.61Mpa, mais la majorité des valeurs de schistes faiblement altères est limite entre 15.90 et 33.45 Mpa. Pour les schistes faiblement altères, on propose de prendre une valeur moyenne de 21.21Mpa ; les valeurs de schistes fortement altères est limite entre 7.68 et 16.35 MPa Mpa. Pour les schistes fortement altères, on propose de prendre une valeur moyenne de 10.76 MPa.

Analyse minéralogique des roches par diffraction X sont détaillés ci-après dans le **Tableau II-11 :**

Tableau II-11 : Analyse minéralogique des roches par diffraction X

Position	Profondeur (m)	Minéraux présents	Quartz	Albite	Glimmertion	Kaolinite	chlorite	Autre
S6-1	52 - 55	Composition Minéralogique en (%)	25	13	21	19	7	15

Les résultats des essais montrent que la teneur de Glimmertion est 21%, on peut prévoir une possibiliste que ce schiste est gonflant.

II-6-2-4-Essai de gonflement de schiste

Afin de déterminer les caractéristiques de gonflement de schiste, des échantillons ont faits l'objet de l'essai **Huder-Amberg** (AFTES-Caractérisation of rock useful for the design and the construction of underground structures-Appendix 4). Les résultats des essais sont détaillés ci-après dans le **Tableau II-12**

Tableau II-12 : montrent que le schiste n'a pas l'expansibilité

N° sondage	PK	Profondeur （m）	Symbole Lithologique	Rg	δg	Classe de gonflement
S6-01	LK6+968G135m	52-55	Schiste	$0.05*10^{-2}$	0	Non
	PK5+920	front de taille	Schiste	$0.01*10^{-2}$	0	Non

.

II-6-2-5-Essais de matériaux des déchets

Tableau II-13 : Résultats des essais des matériaux des déchets.

Position	Lithologie	DG (%)	FR (%)	GTR
S6-1	schistes	1.05	1.1	R33

En vertu des règlementations GTR concernées. Le marinage du tunnel pourraitoen principe servir au remblai en grande masses sauf à l'intempérie. GTR : R33 : roche argileux, ce n'est pas facile à fracturer, et impossible à dégrader. Selon les conditions de sortie des matériaux.

II-6-2-6-Analyses chimique de l`eau

L'analyse des eaux souterraines de la région a permis d'apprécier leur degré d'agressivité vis-à-vis le béton. Le tableau **Tableau II-14** présente les résultats obtenus sur des échantillons récupères du sondage S6-1 et la source N°01 :

Tableau II-14 :Résultats d'analyse des eaux

Désignation / Position	PH	CO_2 agressif	SO4--	Mg++	NH4+	Classe de l'agressivité	Niveau de protection
S6-01	7.16	2.91	91.110	26.40	0.274	A0	0
Eau source	7.5	0.49	32.650	24.00	0.00	A0	0

Selon les résultats des essais chimiques, l'eau souterraine n'est pas agressive contre le béton.

II-6-2-7-Essais de matériaux

Pour une utilisation favorable et maximal les déchets d'excavation, au cours de prospection géologique, nous avons réalise les essais pour la détermination de la frangibilités et les dommages, afin de distinguer l'usage des déchets d'excavation, voir les détails dans le tableau 8-1.

Tableau II-15 : Résultats des essais des matériaux des déchets

Position	Lithologique	DG（%）	FR（%）	GTR
S6-01	S6-01 Schistes	1.05	1.10	R33

II-6-2-8-Limites d'Atterberg

Les échantillons ont été prélèves afin de déterminer les limites d'Atterberg (spécifications de référence : NF P94-050 / NF P94-051), voir ci- âpres le résultat :

Tableau II-16: Résultats des essais 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+112.5G19m	3.5~ 3.7	GA			32.4	17.6	14.8		B6
S8-2	PK8+122.9D19m	3.8~4	GA			29.8	16.9	13		B6
		12~12.2	GA			30.9	17	13.9		B6

Bien que selon les résultats des essais d'échantillonnage, ils sont cailloux ou graviers argileux,nentenant compte des conditions d'échantillonnage combinées avec une enquête sur le site et le forage, on dé nomine encore le bloc.

II-6-2-9-Classification RMR des roches

La classification RMR des roches au niveau du tunnel est détermine par les résultats de reconnaissance in-situ, on a explore la structure géologique des roches affleurées et la hydrogéologie des roches, voir l'annexe 3.1.2.5.16. La résistance a la compression et la valeur de RQD en se référant aux résultats des essais en laboratoire et les sondages de S5-05、S6-01, les paramètres principaux sont comme suivants :(**Tableau II-17)**

Tableau II-17 : classification de terrain de tunnel

N°	Section	Lithologique	Compression Uni axial (MPa)	RQD (%)	Espacements discontinuités (mm)	Nature de discontinuâtes	Eaux souterraines	RMR89	Classe de RMR
1	PK5+757 ~ PK5+870 LK5+758 ~ LK5+870	Schiste Fortement altérée	10.8	0	＜20	L＞20m; Séparation＜ 1mm; lisse ;forte; remplissages de sideroxyde	coulant	15	V
2	PK5+870 ~ PK5+965 LK5+870 ~ LK5+950	Schiste faiblement altérée	18.3 -25.7	＜15	＜20	L＞20m; Séparation＜1mm; lisse ;faible ; remplissages de sideroxyde.	égoutte	19	IV1
3	PK5+965 ~ PK6+030 LK5+950 ~ LK6+020	La zone faille	＜5	0		lisse ;total et forte ; remplissages de boue et gravier	coulant	＜10	V
4	PK6+030 ~ PK6+318 LK6+020 ~ LK6+315	Schiste faiblement altérée	20	15-30	＜20	L＞20m; Séparation＜ 2-200mm; lisse ;forte-faible remplissages de boue-gravier.	égoutte	21-29	IV1
5	PK6+318 ~ PK6+358 LK6+315 ~ LK6+355	La zone faille	20	＜15		L＞20m; Séparation=200mm; rugueux ;forte ; remplissages de boue-gravier.	coulant	＜10	V
6	PK6+358 ~ PK7+058 LK6+355 ~ LK7+065	Schiste faiblement altérée	20	25-45	＜20	L＞20m; Séparation＜ 2-250mm; lisse ;forte-faible remplissages de boue-gravier	égoutte	22-29	IV1
7	PK7+058 ~ PK7+083 LK7+065 ~ LK7+090	La zone faille	＜5	15		L＞20m; Séparation=20mm; peureux ;forte ; remplissages de boue-gravier.	coulant	＜10	V

Tableau II-17 : classification de terrain de tunnel

N°	Section	Lithologique	Compression Uni axial (MPa)	RQD (%)	Espacements discontinuités (mm)	Nature de discontinuâtes	Eaux souterraines	RMR89	Classe de RMR
8	PK7+083 ~ PK7+103 LK7+090 ~ LK7+110	Schiste faiblement altérée	20	25	＜20	L＞20m; Séparation＜1mm; lisse ;faible ;sans remplissages	égoutte	31	IV2
9	PK7+103 ~ PK7+243 LK7+110 ~ LK7+220	Schiste faiblement alteree	20	65	＜20	L=10m; Séparation＜10mm; rugueux ;forte ; remplissages de gravier.	humide	47	III
10	PK7+243 ~ PK7+263 LK7+220 ~ LK7+240	Schiste Faiblement altérée	20	45	＜20	L=10m Séparation＜1mm; lisse ;faible ;sans remplissages	égoutté	29	IV1
11	PK7+263 ~ PK7+303 LK7+240 ~ LK7+280	La zone faille	50	15		L=10m; Séparation=5m; rugueux ;fable ; remplissages de quartzite	coulant	15	V
12	PK7+303 ~ PK7+323 LK7+280 ~ LK7+300	Schiste faiblement altérée	20	65	500	L=5m; Séparation=3mm; lisse ;faible ; remplissages de quartzite.	égoutté	35	IV2
13	PK7+323 ~ PK7+883 LK7+300 ~ LK7+860	Schiste faiblement altérée	20	65	500	L=3-20m; Séparation =1-20mm; peu rugueux ;faible remplissages de sideroxyde-quartzite.	humide	44-49	III
14	PK7+883 ~ PK8+033 LK7+860 ~ LK8+900	Schiste faiblement altérée	20	65	＜20	L=5m; Séparation＜2mm Peu rug ;faible ; quartzite	égoutté	34	IV2
15	PK8+033 ~ PK8+073 LK7+919 ~ LK8+050	Schiste faiblement altérée	20	45	300	L=10m; Séparation＜1; lisse ;forte; remplissages de gravier	égoutté	29	IV1
16	PK8+073 ~ PK8+152 LK8+050 ~ LK8+137	Schiste fortement altérée、Bloc	10	0	300	L＞20m; Séparation＜1; lisse ;forte; remplissages de sideroxyde.	coulant	15	V

II-6-2-10-Paramètres physico mécaniques des roches et du sol :

II-6-2-10-a-Resistance au cisaillement :

Afin de déterminer les caractéristiques mecaniques des roches de tunnel, on a utilise des données de lève géologiques combinées avec le logiciel d'analyse du roche RocLab (version 1.032) établis par la société Rocscience(la théorie est basée sur les idées de Serrano,Aulala(1994) et Hacle (2002), définit par la norme standard de rupture, la courbe de résistance a la compression intrinsèque en état de la pression définitive peut être remplacée par l'alignement droit définie par l'angle de frottement φ et la cohésion c fixes) . La courbe et les paramètres sont détailles ci-après (**Tableau II-18**):

Tableau II-18 : Resistance au cisaillement de schiste

Class de RMR		Lithologie	Rc (MPa)	GSI	Mi	C (KPa)	Φ (°)	E（GPa）
V		Brèche	10	18	6	112	23.02	0.5
		schiste fortement altérée	10	30	6	183	25.81	1
IV	IV1	schiste faible ment altérée	20	32	7	329	30.22	1.59
	IV2	schiste faible ment altérée	20	40	8	407	33.93	2.51
III		schiste faible ment altérée	20	49	10	612	36.34	4.22

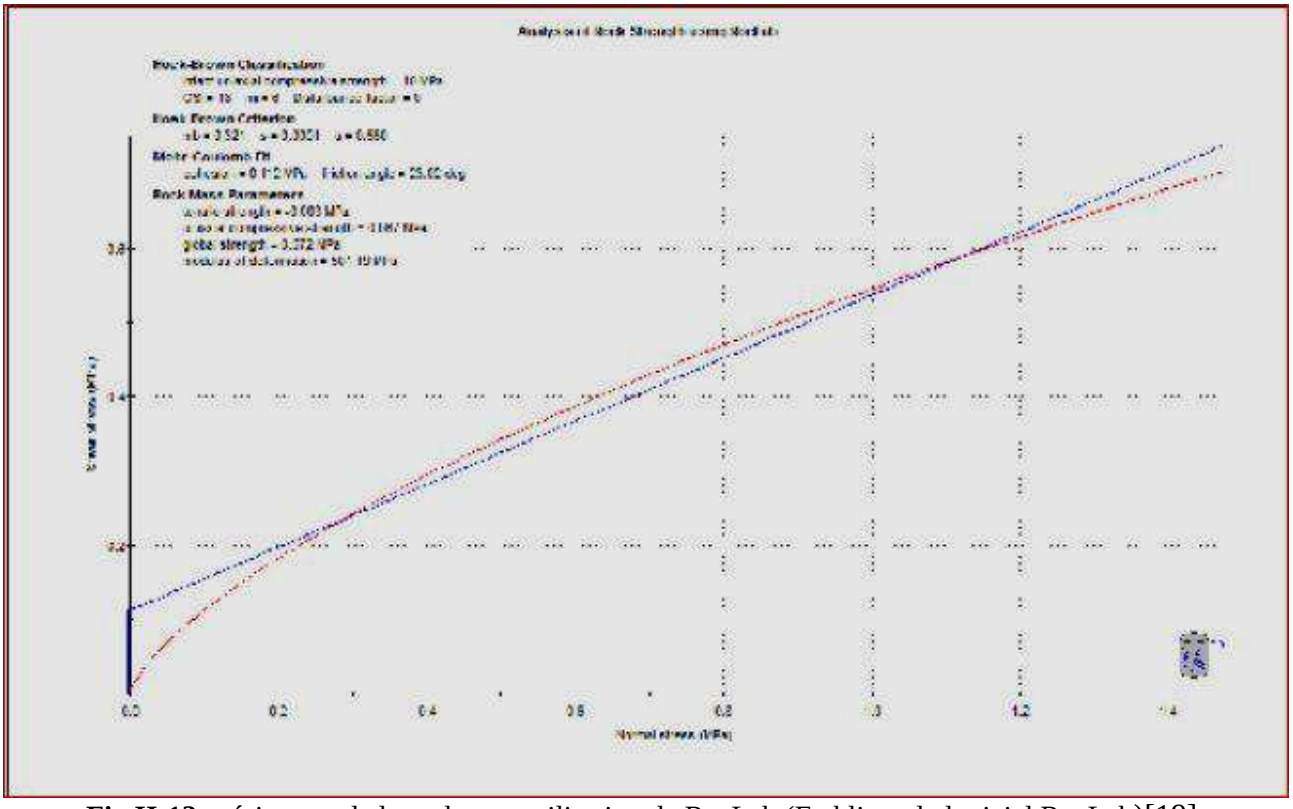


Fig II-12 : résistance de la roche par utilisation de RocLab (Etabli par le logiciel RocLab)[19]

II-6-2-10-b-Module de déformation

Afin de déterminera le module de déformation, on a utilise le modèle d'AFTES-Caractérisation of rock useful for the design and the construction of underground structures-Appendix 15,et on a choisi deux formules（Hoek & Brawn（1982） et Serafim & Pereira（1983）, voir le tableau ci-après (**Tableau II-19**) :

Classification RMR	V (RMR=15）	IV1 (RMR=21）	IV (RMR=31）	III (RMR=44）	Autours
$E=RMR/10+(RMR^2/10^5)$ （GPa）	1.53	2.19	3.40	5.25	Hoek & Brawn （1982）
$E=10^{(RMR-10)/40}$ （GPa）	1.33	1.88	3.35	7.08	Serafim& Pereira （1983）

II-6-2-10-c- Paramètres physique et mécaniques des roches et du sol

Pour répondre aux besoins de l'étude concernant les tubes des tunnels, l'assise et le structure de tunnel, veuillez trouver les paramètres principaux des sols et roches dans le **Tableau II-20**

Tableau II-20 :les paramètres principaux des sols et roches

Paramètres / Lithologie	RMR	Ph (g/cm^3)	C (kPa)	φ (°)	υ	E (GPa)	Classe d'excavation	
Bloc	V	2.10	5	38	0.40	0.3	I-II	déblai meuble et déblais semi dur
Brèche	V	2.20	100	22	0.38	0.5	I-II	déblai meuble et déblais semi dur
Schiste fortement altérée	V	2.20	120	22	0.38	1.0	I-II	déblai meuble et déblais semi dur
Schiste faiblement altérée	IV	2.30	180	25	0.35	1.5	III	déblais roche dur
Schiste faiblement altérée	IV2	2.40	200	28	0.32	2.0	III	déblais roche dur
Schiste faiblement altérée	III	2.50	250	35	0.28	5.0	III	déblais roche dur

II-7- CONCLUSION

Le présent projet se situe à 6 Km au sud de la ville de Chiffa, fait partie des zones de la chaîne alpine tellienne wilaya de Blida, le trace prévu PK5＋757–PK8＋152 , PK7+243 et LK5＋758–LK8＋137,LK7+100 , la longueur du tunnel droite est de 2395 m, ainsi que la longueur du tunnel gauche est de 2379 m.

Dans ce chapitre, les caractéristiques géologiques hydrogéologique et géotechnique du site ont été établi. Les formations géologiques formant le site sont représentées par des graves argileuses de densité moyenne, une couche de bloc de densité moyenne, une Formation rocheuse constitué de couche de schiste faiblement altérée dure à frottement altéré par endroit.

Le tracé du tunnel passe principalement par les formations schisteuses (schiste faiblement altérée) recoupent dans la section LK5＋758 et LK8＋137 et LK7+110.

Dans le chapitre suivant la conception du tunnel va être présenté avec plus de détails.

Chapitre III : Conception de cas d'étude

III-A-1-Introduction

Au stade des études préliminaires, le dimensionnement des ouvrages souterrains se fait fréquemment à partir des classifications des massifs rocheux (la classification de Bieniawski (Rock Mass Rating) et les recommandations A.F.T.E.S). Ces méthodes sont détaillées dans le (chapitre 1) sont simples et permettent de donner des informations importantes sur l'opération de creusement et le choix du soutènement a adopté en fonction du type de terrain rencontré.
Ce chapitre sera structuré principalement en deux parties, la première est concernée par le choix du mode de creusement ainsi que la détermination du pré-soutènement utilisant la méthode de calcul manuel et le logiciel C-Lambda, et la seconde pour la détermination de revêtement définitif et la vérification de la déformation utilisant du logiciel Plaxis.

III-A-2-choix de la méthode de creusement

Le mode de creusement est donné par la **Figure III-1,** En effet, la méthode de creusement pour chaque classe des masses rocheuses établit une fonction de la valeur de la résistance à la compression uni-axiale combinée au critère de fracturation exprimée en valeur de RQD

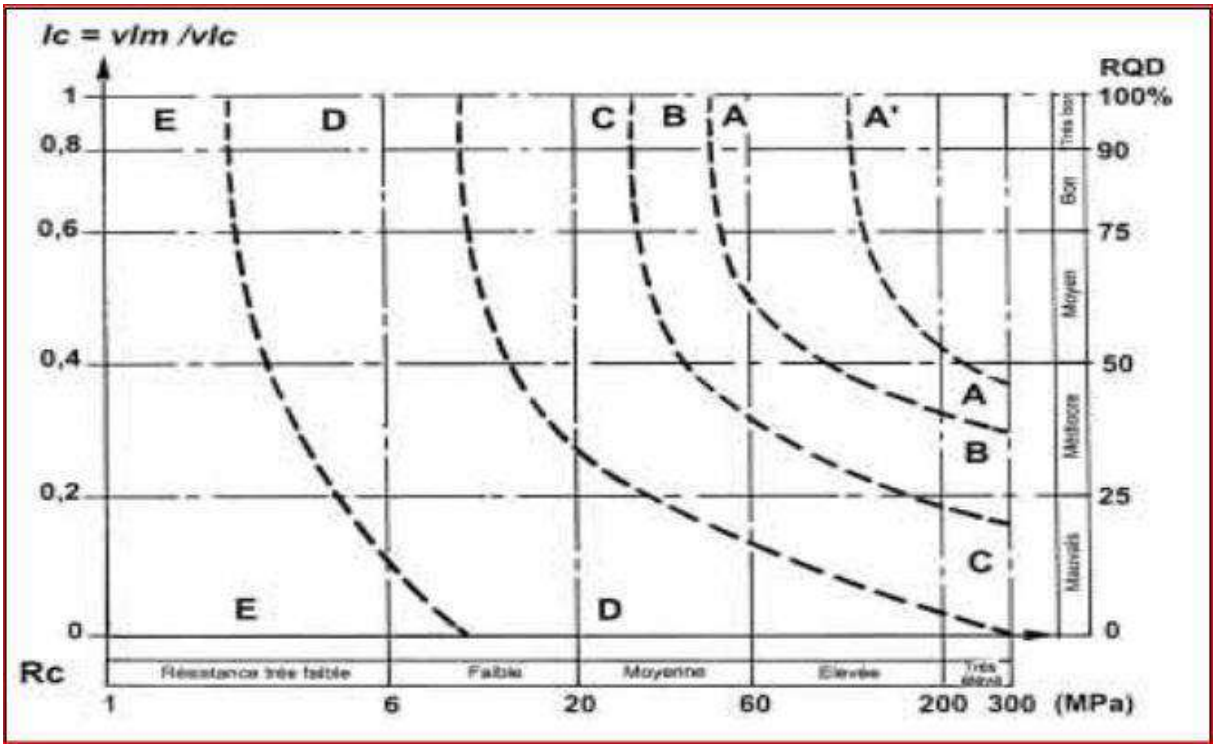


Fig III-1 : Choix de type de creusement.

Avec:
A' : Tunnelier puissant
A, B, C : Tunnelier
E, C, D : Machine attaque ponctuelle
A, A', B : Explosifs.
D'après la **figure III-1** la formation principale renfermant l'axe du tunnel est constitué de schiste présentant une résistance de compression allant de 25-50 et une valeur de RQD de 50-75. Ces valeurs place la roche dans la classe C, **proférant un creusement à attaque**

ponctuel , selon la méthode de la demi-section et section devisée. Le pas d'avancement de creusement est entre 1 à 1.5m environ est varié selon la nature du terrain.

Le long du tunnel, l'interprétation des données de sondages ont mis en évidence trois (03) formations géologiques qui sont regroupées dans le **tableau III-1**, avec des abréviations pour chaque formation :

Tableau III-1 : la lithologie des formations principales**.**

N°	Désignation	Symbole Lithologique	Couleur	Etat	Observations
1	Graves argileuses	GA	en mastic et en grise	Densité moyen	La teneur des granulations minérales est plus nombreuse sur la partie supérieure, et les cailloux sur la partie inférieure sont plus purs.
2	Bloc	B	en noir et gris	Densité moyen	structure feuilletée moyenne ou épaisse
3	Schist	RS	en noir et gris	fortement altérée	les feuilles sont développées, les carottes sont cassées , les carottes sont cassées.
4	Schist	RS	en noir et gris	faiblement altérée	les feuilles sont développées, ou en cylindre court.

III-A-3-Classification de Bieniawski (R.M.R)

Les soutènements sont adaptés en fonction de la classe rocheuse sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III-2 : Tableau récapitulatif des données introduites pour la couche de schiste

paramètres			
1	**Résistance de la roche**	**Indice Franklin (MPa)**	1 – 2
		Résistance à la compression (MPa)	25 – 50
	Note		**4**
2	**R.Q.D. (%)**		50 – 75
	Note		**13**
3	**Note de l'espacement des joints**		0,2 - 0,6 m
	Note		**10**
4	**Note de nature des joints**		Surfaces légèrement rugueuses, Epaisseur < 1 mm ; Epontes altérées
	Note		**20**
5	**Venues d'eau**	**Débit sur 10 m (l/min)**	25 – 125
		Pression d'eau/ Contrainte principale	0,2 - 0,5
		Hydrogéologie	pression d'eau modérée
	Note		**4**
6	Orientation des joints		Direction perpendiculaire à l'axe du tunnel, Creusement dans le sens inverse du pendage, Pendage 45° - 90°
	Note		**-5**
7	**Note totale**		**46**

Classe de massif rocheux déterminé par le **RMR** :

Tableau III-3 : Classification de massif rocheux déterminé par le RMR

Valeur de RMR	81-100	61-80	41-60	40-21	<21
Classe	1	2	3	4	5
Description	Très bon	bon	moyen	Médiocre	Très médiocre

Choix du type de soutènement :

Tableau III-4 : Choix du type de soutènement

Recommandations d'avant-projet sommaire du soutènement d'après Z. Bieniawski (tunnels de 5 à 12 m de portée, excavés à l'explosif)

Classe de la roche	TYPE DE SOUTENEMENT						
	BOULONS D'ANCRAGE (1)		BETON PROJETE			CINTRES METALLIQUES	
	Espacement	Complément d'ancrage	Voûte	Piédroits	Complément de soutènement	Type	Espacement
1	GENERALEMENT PAS NECESSAIRE						
2	1,5-2,0 m	Occasionnellement treillis soudé en voûte	50 mm	néant	néant	non rentable	
3	1,0-1,5 m	treillis soudé + 30 mm de béton projeté en voûte si nécessaire	100 mm	50 mm	occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	cintres légers	1,5-2,0 m
4	0,5-1,0 m	treillis soudé + 30-50 mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150 mm	100 mm	treillis soudé et boulons de 1,5 à 3 m d'espacement	Cintres moyens + 50 mm de béton projeté	0,7-1,5m
5	Non recommandé		200 mm	150 mm	treillis soudé boulons et cintres légers	Immédiatement 80 mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avancement	0,7 m

(1) diamètre des boulons : 25mm, longueur : 1/2 diamètre du tunnel, scellement réparti à la résine

III-A-4-Classification de l'AFTES

Les recommandations de l'AFTES (Association Française de Tunnels et Espaces Souterrains), énumèrent les principaux critères (relatifs au terrain encaissant, à l'ouvrage et à son mode d'exécution ainsi qu'à son environnement) qui doivent être pris en compte pour effectuer le choix des soutènements.

Type de terrain : roche D'après les recommandations de l'AFTES roche est classé : R4

Nombre de familles de discontinuité :

D'après les résultats de la reconnaissance à l'avancement, le terrain à ce niveau présente deux familles principales de discontinuités très rapprochées **:** $\mathbf{N_3}$, $\mathbf{S_5}$

Hydrologie

D'après les recommandations de l'AFTES Charge Hydraulique H = 30m est classé a $\mathbf{H_2}$
La perméabilité du massif k= 10^{-8} alors est classé a $\mathbf{K_3}$
Couverture : La couverture de terrain est de 60 m , d'après les recommandations de l'AFTES est classé $\mathbf{CN_1}$

Dimension de la galerie :D > 10m

Environnement

Tunnel routier est situé loin de zones urbaines, il s'agit donc d'un environnement non sensible aux tassements

Tableau III-5 : Synthèse des résultats de classification avec le soutènement proposé pour la schiste altérée

Comportements mécanique		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoir				Procédés spéciaux		
				Ancrage ponctuel	Ancrage reparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaques métal assemblées	Béton	Tube perforés	Bouclier ou pousse tube	Injections	Air comprimé	Congélation
Critères	Classe														
1) comportement mécanique	**R4**	X	•	X			•	•							
2) Discontinuités	**N3 S5**	X	•	Bp Gr	• Bp Gr	X	• Bp Bl	• Bp Bl	•						
3) Altérabilité	**NON**														
4) Hydrologie	**H2 K3**		X			X	•						•		
5) Couverture	**CN1**	•				X						X			
6) Dimension de la galerie	**D>10m**		• Bo	•	•		X	Bo Rev				X (1)			
Synthèse		X	X	X	• Bp Gr	X	**x**	• Bo Rev Bp Bl	•			X (1)	•		

Avec :

Bp : avec béton projeté

Bl : avec blindage bois ou métallique

Gr : avec grillage continu

Bo : avec boulonnage obligatoire

Rev : avec mise en place rapprochée du revêtement définitif

La recommandation sont : utiliser de boulon a ancrage répartie , utiliser des centres légers coulissants , utiliser des voussoir constitués des plaques de métal assemblée , traiter le terrain par injection

D'après les résultats de la méthode Bieniawski (R.M.R) et L'Aftes en trouve les soutènements Suivantes :

Tableau III-6 : Paramètres du soutènement du tunnel.

Indice RMR			<21		21-40	>41
Classe du terrain encaissant			V		IV	III
Evaluation de la condition géologique			Très mauvaise (la couverture de tête du tunnel est faible)	Très mauvaise	Passable	Bien
Type de soutènement			V1	V2	IV	III
soutènement	Béton projeté RN35		30 cm	30 cm	20 cm	20 cm
	Treillis soudes 15cm*15cm		Bicouche	Bicouche	Bicouche	Bicouche
	Cintres	HEB/cintres réticué	HEB220	HEB220	HEB180	HEB180

III-A-5-Vérification du soutènement

Le boulonnage à scellement réparti constitue un renforcement interne lié au massif par le scellement en résine ou en mortier. Les déformations dans le massif ne peuvent pas être séparées des déformations dans les boulons. Cette interdépendance exclut donc l'utilisation d'une courbe caractéristique du soutènement pour le boulonnage à scellement réparti. L'effet des boulons va alors obligatoirement s'exprimer sur la courbe de convergence du terrain. Pour arriver à un tel résultat « Greuell » a proposé une approche qui se repose sur ‘’La théorie d'homogénéisation des milieux hétérogènes périodiques‘’ Cette théorie s'appuie sur le principe selon lequel à l'échelle de l'ouvrage, le sol renforcé peut être assimilé à un matériau homogène et anisotrope suivant l'orientation des inclusions. L'étude du comportement du milieu homogénéisé va alors se réduire à l'étude d'une cellule de base représentative de la périodicité des inclusions. Le problème est simplifié en faisant l'hypothèse d'une adhérence parfaite entre le sol et l'inclusion. Cette théorie est un peu complexée à mettre en œuvre pour cette raison que les ingénieurs ont recours à des simplifications en ne considérant qu'une augmentation isotrope du module et de la cohésion du terrain. Les valeurs du module et de la cohésion homogénéisée sont alors données par les expressions suivantes :

$$\Delta E_{hom} = E_b \times \frac{S_b}{e_L\, e_T} \times \frac{R}{r}$$

$$\Delta C_{hom} = \frac{T_b}{2\, e_L\, e_T} \times \frac{R}{r}$$

(E_b module du boulon, S_b section du boulon ; T_b traction admissible dans les boulons ; e_L, e_T espacement longitudinal et transversal des boulons ; R rayon de la cavité ; r rayon plastique=R+$\Delta r_{Plastique}$). **Le Tableau III-7** regroupe des données sur le rayon, le rayon plastique, et l'espacement entre les boulons pour chaque formation rocheuse.

Tableau-III-7: Synthèse des résultats et l'espacement des boulons

RMT	R(m)	Δr(m)	e(m)
Schiste	6.77	2	1.5-2

Puis il faut ajouter les valeurs calculées de ΔE et ΔC au module de déformation et à la cohésion du terrain.

Tableau-III-8 : Paramètres du béton et cintres

Béton				
Epaisseur (m)	**E_b (kpa)**	**S_b(m^2)**	**I_b(m^4)**	**P_b (KN/m^3)**
0.0	1.00^{E}+07	0.322	3.28 E-03	25

Cintre					
Type Cintre	**S Cintre (m^2)**	**I Cintre (m^4)**	**Ht acier (m)**	**E acier (kpa)**	**Poids acier (KN/m^3)**
HEB 220	9.1 E-03	8.09 E-05	0.22	2.1 E+0.8	78
HEB 180	6.5 E-03	3.83 E -05	0.18	2.1 E+0.8	78

Résistance du béton au 28 jours : fc28 = 35 MPa et υ=0.2

Tableau- III-9 : Paramètres de la roche et du tunnel

Couverture du tunnel (m)		176
Couche de schiste	ɣ (kN/m^3)	25
	υ	0.30
	E_{inf} (MPa)	5000
	C_{ref} (KPa)	250
	φ (^{o})	35
	Epaisseur (m)	30
	R_c (MPa)	25.70

Note :E_{inf} est Module de déformation long terme.

III-A-6-Calcul du soutènement pour la couche de schiste

Cette partie est une vérification du soutènement retrouvée par les méthodes empiriques par une méthode analytique (méthode convergence-confinement).Pour se faire en utilisera un calcul manuel et un calcul numérique à l'aide de logiciel MATLAB . Le tableau suivant résume les paramètres sur la roche et le tunnel.

III-A-6-1- Calcul du soutènement pour la couche de schiste

La théorie d'homogénéisation

Pour commencer, on doit calculer l'effet des boulons sur la roche en calculent ΔE_{hom} et ΔC_{hom}est les ajoutant au module d'élasticité et a la cohésion de la roche.
On calcul les valeurs du module et de la cohésion homogénéisée par les expressions suivantes :10^{-4}

$$\Delta E_{hom} = E_b \times \frac{S_b}{e_L e_T} \times \frac{R}{r}$$

$$\Delta C_{hom} = \frac{T_b}{2\, e_L e_T} \times \frac{R}{r}$$

- Application numérique :

$$\Delta Ehom = 210000 \times \frac{4.2 \times 10^{-4}}{1.5 \times 2} \times \frac{6.77}{8.77} = \mathbf{22.695\ MPa}$$

$$\Delta Chom = \frac{119 \times 10^{-3}}{2 \times 1.5 \times 2} \times \frac{6.77}{8.77} = \mathbf{0.015\ MPa}$$

- Le module d'élasticité de la roche :

$$E_{roche} = E + \Delta E_{hom}$$

$$E_{roche} = 5000 + 22.69 = \mathbf{5022.69\ MPa}$$

- La cohésion de la roche :

$$C_{roche} = C + \Delta C_{hom}$$

$$C_{roche} = 250\times10^{-3} + 0.015 = \mathbf{0.265\ MPa}$$

Calcul de la section équivalente (cintre + béton projeté)

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

Les caractéristiques mécaniques du béton projeté :

-La rigidité a la compression EA du béton projeté :

Épaisseur du béton projeté proposé $\mathbf{e_{bp} = 20cm}$

$$E = 12100\ MPa$$

$$A = 0.20 \times 1 = \mathbf{0{,}20\ m^2}$$

$$EA = 12100 \times 10^3 \times 0.20 = \mathbf{2.42\times10^6\ KN}$$

-La rigidité à la flexion El du béton projeté :

Moment d'inertie

$$I = \frac{L \times ebp^3}{12}$$

$$I = \frac{1 \times 0.2^3}{12} = \mathbf{6.66 \times 10^{-4}\ m^4}$$

$$EI = 12100 \times 6.66 \times 10^{-4} = \mathbf{8058.6\ KN.m^2}$$

Les caractéristiques mécaniques de cintre (HEB-180) :

-La rigidité à la compression EA :

$$E = 210000 \text{ MPa}$$
$$A = 6525 \times 10^{-6} \text{ m}^2$$
$$EA = \mathbf{1.37 \times 10^6 \text{ KN}}$$

-La rigidité à la flexion El :

$$I = 3.831 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$
$$E = 210000 \text{ MPa}$$
$$EI = 210000 \times 10^3 \times 3.831 \times 10^{-5} = \mathbf{8045.1 \text{ KN.m}^2}$$

Combinaison :

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

$$EA_{eq} = EA_{béton} + EA_{cintre}$$

$$EA_{eq} = 2.42 \times 10^6 + 1.37 \times 10^6 = \mathbf{3.79 \times 10^6 \text{ KN}}$$
$$EA_{eq} = \mathbf{3.79 \times 10^6 \text{ KN}}$$

- La rigidité à la flexion : $El_{eq} = \Sigma El_i$

$$El_{eq} = EI_{béton} + EI_{cintre}$$

$$El_{eq} = \mathbf{8058.6} + \mathbf{8045.1} = \mathbf{16103.7 \text{ KN.m}^2}$$

$$El_{eq} = \mathbf{16103.7 \text{ KN. m}^2}$$

La détermination de Eeq et e_{eq} :

On a :

$EA_{eq} = E_{eq} \times A_{eq}$; avec $A_{eq} = e_{eq} \times l$ m,

Avec $I_{eq} = \frac{L \times eeq^3}{12}$; $EI_{eq} = I_{eq} \times E_{eq}$

Alors

$EA_{eq} = E_{eq} \times e_{eq} = \mathbf{3.79 \times 10^6 \text{ KN}}$

$El_{eq} = = \frac{L \times eeq^3}{12} \times E_{eq} = \mathbf{16103.7 \text{ KN.m}}$

Apres le calcul :

module de déformation équivalent $\mathbf{E_{eq=}}$ **16478.26 MPa**

L'épaisseur équivalente $\mathbf{e_{eq}}$ **= 0.225 m**

Conclusion :

- **Tableau III-10** Caractéristiques mécaniques de la section équivalante de soutènement.

	Cintre	**Béton projeté**	**Combinaison**	**E_{eq} (MPa)**	**e_{eq} (m)**
EA_{eq} **(KN)**	1.37×10^6	2.42×10^6	3.79×10^6	16478.26	0.225
El_{eq} **($KN.m^2$)**	8045.1	8058.6	16103.7		

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

III-A-6-2-Calcul manuel

- **Courbe caractéristique de la roche :**
  - ❖ On calcul le taux de dé confinement par l'expression suivante :

$$\lambda_d = 1 - 0.75 \left(\frac{0.75R}{0.75R + d} \right)^2$$

Application numérique :

$$\lambda_d = 1 - 0.75\left(\frac{0.75\times6.77}{0.75\times6.77+2}\right)^2$$

$$\boldsymbol{\lambda_d = 0.61}$$

- Type de comportement :

$$\sigma 0 \leq \frac{Rc}{2}$$

$$\sigma_0 = 0.025\times176 < 25.70/2 \rightarrow\ 4.4\ \text{MPa} < 12.85\ \text{MPa}$$

Comportement élastique, le creusement n'entraîne que des déformations élastiques.

- La courbe caractéristique du terrain est une droite qui recoupe l'axe des déplacements en un point d'abscisse :

$$u_{élas} = \frac{1+\nu}{E}\sigma 0 \times R$$

$$u_{élas} = \frac{1+0.3}{5022.69} \times 4.4 \times 6.77$$

$$\boldsymbol{u_{élas} = 7.71 \times 10^{-3}\ m = 7.71\ mm}$$

- **Courbe caractéristique de soutènement :**
  - Convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement :

$$u_{so} > 0.75\ u_{élas}$$

$$u_{so} > 0.75 \times 7.71 \rightarrow u_{so} > 5.78\ \text{mm}$$

  - **Raideur du béton projeté et cintre :**

$$k_{tot} = \frac{E_{éq}\times eeq}{(1-\nu^2)R}$$

$$k_{tot} = \frac{16478.26\times0.225}{(1-0.2^2)6.77}$$

$$\boldsymbol{k_{tot} = 570.47\text{MPa}}$$

  - **Pression maximale de soutènement :**

-Pression de béton projeté :

$$P_b = \frac{\sigma b\times e}{R} = \frac{35\times0.225}{6.77} = \mathbf{1.16\ MPa}$$

-Pression de cintre :

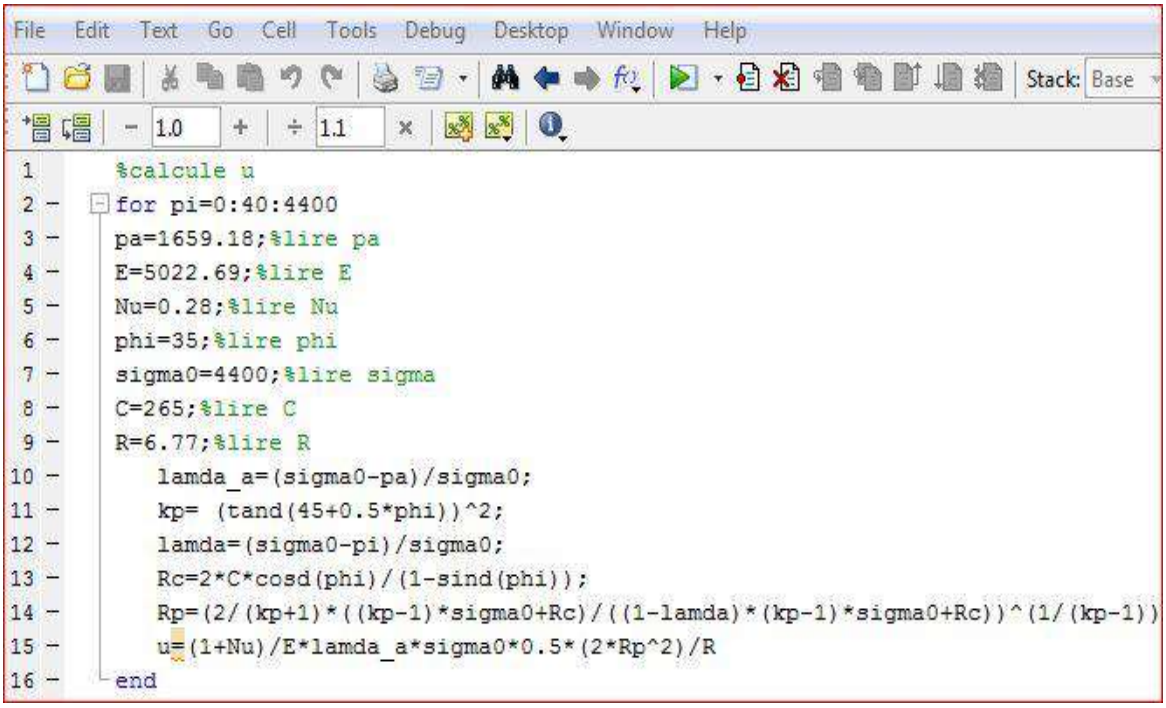
Acintre = $6.525\times 10^{-3} \times 1$ m

Alor : $e_c = 6.525\times 10^{-3}$ m

$$P_c = \frac{\sigma c\times ec}{R} = \frac{335\times6.525\times10^{-3}}{6.77} = \mathbf{0.32\ MPa}$$

$$P_{tot} = P_b + P_c = 1.16 + 0.32 = \mathbf{1.48\ MPa}$$

III-A-6-3-Logiciel MATLAB




```
%calcule u
for pi=0:40:4400
pa=1659.18;%lire pa
E=5022.69;%lire E
Nu=0.28;%lire Nu
phi=35;%lire phi
sigma0=4400;%lire sigma
C=265;%lire C
R=6.77;%lire R
   lamda_a=(sigma0-pa)/sigma0;
   kp= (tand(45+0.5*phi))^2;
   lamda=(sigma0-pi)/sigma0;
   Rc=2*C*cosd(phi)/(1-sind(phi));
   Rp=(2/(kp+1)*((kp-1)*sigma0+Rc)/((1-lamda)*(kp-1)*sigma0+Rc))^(1/(kp-1))
   u=(1+Nu)/E*lamda_a*sigma0*0.5*(2*Rp^2)/R
end
```

Fig III-2: Les données realive de massif et de soutènement

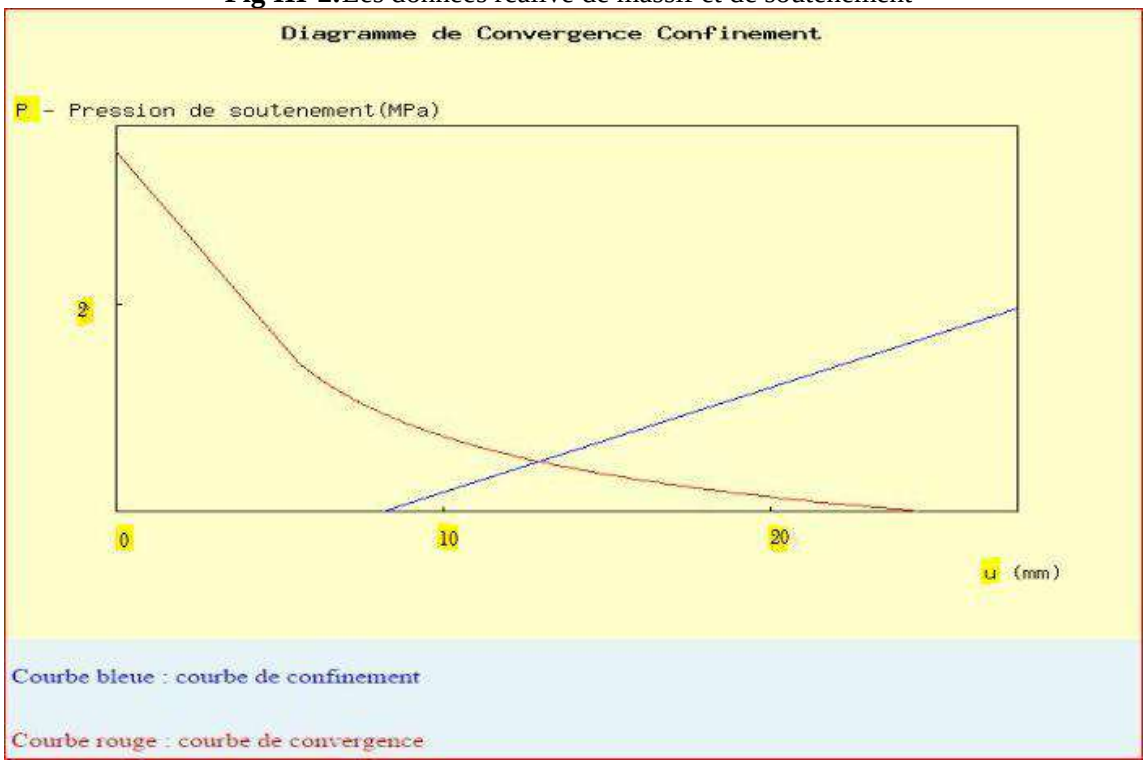


Fig III.-3: Diagramme de convergence-confinement

pi : la pression de terre sur le tunnel
pa : la pression limite de rupture
E : module de Young
Nu : cafetions de poisson
Phi : angle de frottement
Sigma : centrant totale

La valeur maximale toléré pour la déformation de la formation de schiste est de l'ordre de 11.03 mm, la pression équilibre égale à 0.79 MPA et la valeur maximale supporté par le soutènement est de 1.48 MPA. Donc les valeurs trouvé sont acceptable.

Le Pré-soutènement utilisé est constitué de 20 cm de béton projetéet des boulons à ancrage réparti, diamètre de 42 mm avec un espacement de 1.5-2 m et longueur de 4m, pour les cintres en prendre les cintre lèges

Note:

Pour les formations rencontrées au niveau de LK5 + 758 et LK8 + 137et LK7+110 caractérisées par les graves argileuses et les blocs de faible résistance, à ce niveau, un traitement particulier par le biais de voute parapluie est nécessaire avant l'étape de creusement pour assurer l'avancement
dans les conditions d'équilibre.

III-B-Revêtement définitif

Dans cette partie nous avons vérifié la stabilité de revêtement du tunnel par le logiciel Plaxis avec une épaisseur de béton égale à 30 cm pour toute la longueur du tunnel. Le ferraillage de revêtement est négligé dans les calculs car sa rigidité est plus petite par rapport à la rigidité du béton.

1- Présentation du logiciel PLAXIS

PLAXIS est un logiciel géotechnique aux éléments finis spécialement destiné à l'analyse en 2D des déformations et de la stabilité des ouvrages géotechniques. Les applications géotechniques nécessitent des lois de comportement avancées pour la simulation du comportement des sols et/ou des roches, non linéaire, dépendant du temps et de l'anisotropie.

De même, le sol étant un matériau polyphasique, des procédures spéciales sont nécessaires pour prendre en compte les pressions interstitielles, que celles-ci soient ou non hydrostatiques. Bien que la modélisation du sol lui-
même soit un problème important, beaucoup de projets géotechniques impliquent également la modélisation des structures et de leur interaction avec le sol.

2- Le code éléments finis PLAXIS

Conçu par des géotechniciens numériciens, le code éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc) .

Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné. PLAXIS est doté de fonctionnalités tout à fait remarquables pour traiter tous les aspects des structures géotechniques complexes. Un résumé des fonctions essentielles est donné ci-dessous

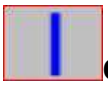
3- Saisie des données



Définition graphique de la géométrie : La définition des couches de sol, des ouvrages, imput des phases de construction, des chargements et des conditions aux limites s'appuie sur des procédures graphiques pratiques, ce qui permet une description précise de la coupe. Le maillage 2D est généré automatiquement à partir de ce modèle géométrique.



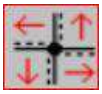
Génération automatique du maillage : PLAXIS offre une génération entièrement automatique de maillages non structurés d'éléments finis, avec des options pour raffiner le maillage, globalement ou localement. Le maillage peut contenir des milliers d'éléments.
Eléments de degré élevé : Des éléments triangulaires quadratiques à 6 nœuds et du 4ème ordre à 15 nœuds sont disponibles pour modéliser les déformations et les contraintes dans le sol.



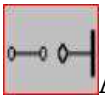
Coques : Des éléments spécifiques de poutre sont utilisés pour modéliser la flexion des murs de soutènement, des revêtements de tunnel et autres éléments élancés de structures. Ces éléments sont définis par leur rigidité de flexion, leur raideur normale et leur moment fléchissant ultime. Une rotule plastique est introduite dès que le moment ultime est atteint. Ces éléments peuvent être utilisés conjointement avec des éléments d'interface pour conduire des analyses réalistes de tous les ouvrages géotechniques.



Articulations et raideurs à la rotation : Une articulation est une liaison entre éléments de poutre qui permet une rotation au point de jonction. Les articulations peuvent être introduites pour créer des joints là où les rotations sont possibles. Il est également possible de définir une raideur à la rotation lorsque la liaison n'est ni une rotule ni un encastrement.



Interfaces : Ces éléments joints sont nécessaires pour les calculs impliquant l'interaction d'un ouvrage et du sol. Ils peuvent servir à modéliser la zone de matériau très fortement cisaillé sous la base des fondations, contre les pieux, les géotextiles ou les murs de soutènement. Ils sont caractérisés par les valeurs de l'angle de frottement et de l'adhérence, qui ne sont pas nécessairement les mêmesque l'angle de frottement et la cohésion du sol encaissant.

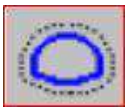


Ancrages : Des éléments de ressort élasto-plastique servent à représenter les ancrages et les butons. Ils sont définis par leur raideur normale et la valeur maximale de l'effort normal. Une option spéciale permet d'analyser les ancrages ou appuis précontraints.

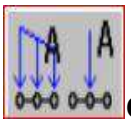


Géotextiles : Les géotextiles ou les géogrilles sont souvent utilisés dans la pratique pour la construction de remblais ou de soutènements en sol renforcé. Ils peuvent être simulés

dans PLAXIS par l'emploi d'éléments spéciaux de traction. Il est souvent commode d'associer ceux-ci avec des éléments d'interface pour modéliser l'interaction avec le sol encaissant.

**Tunnels *:*** PLAXIS offre une option qui facilite la création des tunnels circulaires ou non circulaires composés d'arcs successifs. Des éléments de poutre et d'interface peuvent être adjoints pour modéliser le revêtement du tunnel et l'interaction avec le sol encaissant.
Des éléments isoparamétriques servent à définir les limites curvilignes au sein du maillage. Plusieurs options sont également disponibles pour analyser les déformations provoquées par la construction du tunnel.

**Conditions aux limites :**Les "fixités" sont des déplacements nuls imposés. Ces conditions peuvent être appliquées aux lignes comme aux points définissant la géométrie du modèle, dans les directions x ou y. D'autre part, il est possible de définir des déplacements imposés non nuls pour certain
es frontières du modèle. Une option permet d'appliquer les conditions d'appui standard valables dans la majorité des cas.

**Chargements *:*** Deux systèmes de chargement indépendants sont proposés pour appliquer des forces ponctuelles ou des charges réparties. Les forces ponctuelles peuvent être appliquées à n'importe quel point de la géométrie, les charges réparties sur n'importe quelle ligne de la géométrie, sans se limiter à la seule frontière extérieure. Les valeurs des chargements peuvent être modifiées dans le mode "Construction par étapes" et/ou par l'utilisation des multiplicateurs.

4-Lois de comportement du sol:

**Base de données des matériaux *:***Les propriétés des matériaux sont regroupées dans une base de données du projet. Toutes les données figurant dans les bases de données de différents projets peuvent être partagées via une base de données globale.

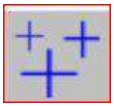
Modèle de Mohr-Coulomb *:* Ce modèle non-linéaire simple et robuste n'utilise que des paramètres qui sont connus habituellement. Tous les facteurs de non-linéarité ne sont cependant pas couverts par ce modèle. Le modèle de Mohr-Coulomb permet d'estimer de manière réaliste la charge de rupture de fondations circulaires, de pieux courts, ... etc. Il peut également servir à calculer un coefficient de sécurité par une approche de phi-c réduction.

Modèles avancés de sol *:* PLAXIS offre d'autres modèles de comportement de sol : le Hardening Soil Model (modèle hyperbolique en élastoplasticité) pour les sols raides, comme les argiles sur consolidées et les sables ; le Soft Soil Creep Model (modèle de type Cam-Clay) pour l'analyse du comportement des sols compressibles normalement consolidés.
En complément, PLAXIS inclut un modèle pour l'analyse des roches en comportement anisotropique : le Jointed Rock model.

Modèles définis par l'utilisateur : dans PLAXIS, l'utilisateur a la possibilité de définir ses propres lois de comportement. Cette option, particulièrement utile en premier lieu pour les

chercheurs, dans les université set les instituts de recherche, peut également se révéler intéressante dans les milieux professionnels. Dans les années à venir, les modèles validés et documentés fournis par les utilisateurs seront mis à disposition sur Internet.

**Régime d'écoulement permanent :**Des réseaux complexes de pressions interstitielles peuvent être générés par combinaison de lignes phréatiques et de saisie directe de pressions. Les pressions interstitielles peuvent également être générées par un calcul d'écoulement permanent.

**Calcul du réseau d'écoulement :**Les distributions de pressions interstitielles complexes peuvent être générées à partir d'un calcul d'écoulement à deux dimensions. Des drains et des puits peuvent être modélisés grâce à des éléments spécifiques. Les potentiels aux limites du modèle sont définis comme des niveaux phréatiques.

**Surpressions interstitielles :**PLAXIS distingue les comportements drainés ou non drainés des sols, pour modéliser les sables perméables comme les argiles quasi-imperméables. Les surpressions interstitielles sont calculées lorsque des couches de sol non drainé sont soumises à des chargements. Les conditions de chargement non drainé conditionnent souvent la stabilité des ouvrages géotechniques.

5-Fonctions de calcul



Le programme de calcul permet de conduire des analyses en déformation menées par un calcul plastique, un calcul de Consolidation ou un calcul en Grandes déformations. Pour chaque projet, plusieurs phases de calcul peuvent être définies avant le lancement du calcul.

Incrémentation automatique du pas de chargement : Ce mode évite à l'utilisateur d'avoir à choisir par lui-même les pas de chargement adaptés au calcul plastique incrémental, tout en garantissant une procédure de calcul fiable et efficace.

Contrôle de la longueur d'arc : Cette fonction permet un calcul correct des charges et mécanismes de rupture. Dans les calculs à charge contrôlée, la procédure itérative échoue dès que la charge imposée dépasse la valeur de pic. Avec le contrôle de la longueur d'arc, la charge appliquées automatiquement réduite pour pouvoir examiner le phénomène de pic ainsi que toute évolution éventuelle après ce pic.

Construction par étapes : Il est possible de simuler les phases de construction ou d'excavation par activation désactivation de groupes d'éléments, application de chargements ou changement des conditions hydrauliques. Cette procédure permet une estimation réaliste des contraintes et déplacements provoqués par exemple par la construction d'un barrage en terre ou une excavation profonde.

Consolidation : La dissipation des surpressions interstitielles avec le temps peut être simulée par un calcul de consolidation. Une analyse de consolidation nécessite la définition des perméabilités de chacune des couches de sol. Des procédures d'incrémentation automatique du pas de temps rendent l'analyse performante et facile à utiliser.
L'option "Construction par étapes" peut être combinée avec une analyse en consolidation.

Analyse en variables de Lagrange actualisées : Avec cette option, le maillage est actualise en permanence durant le calcul. Dans certaines situations, une analyse classique en petites déformations peut révéler des modifications importantes de la géométrie. Dans ces situations, il est recommandé de procéder à un calcul plus précis par actualisation des variables de Lagrange. Cette option est disponible pour tous les types de calcul.

Coefficients de sécurité : Le coefficient de sécurité est généralement défini comme le rapport de la charge de rupture à la charge de service. Cette définition est adaptée aux fondations, mais non aux remblais ou aux ouvrages de soutènement en palplanches. Dans ces derniers cas, il est plus approprié d'utiliser la définition du coefficient de sécurité de la mécanique des sols, c'est à dire le rapport entre la résistance au cisaillement mobilisable et la résistance au cisaillement mobilisée à l'équilibre. Dans PLAXIS, le coefficient de sécurité est calculé par une procédure de réduction de c et phi.

Gestionnaire de calculs *:* Dans le gestionnaire de calculs, plusieurs projets peuvent être sélectionnés pour un calcul différé. Cette option permet une utilisation optimale de l'ordinateur en arrière-plan, et est utile dans le cas d'études paramétriques.

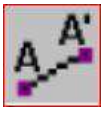
6- Analyse des résultats :

Le post-processeur PLAXIS a des fonctions avancées pour restituer les résultats du calcul, sous forme de graphiques et tableaux. Ceux-ci peuvent être envoyés sur n'importe quelle imprimante ou copiés dans le presse-papier de Windows pour être exportés versun autre logiciel.

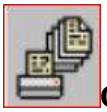
Déformations : La visualisation des déformations peut se faire sous la forme de maillage déformé, de déplacements ou déformations totaux ou incrémentaux. Tous les graphiques de déplacement ou de déformation peuvent être présentés avec flèches, lignes iso valeurs ou domaines iso valeurs.

Contraintes : La restitution des contraintes peut se faire en contraintes effectives, contraintes totales, pressions interstitielles et surpressions interstitielles. Ces contraintes peuvent être figurées en lignes iso-valeurs comme en domaines iso-valeurs.

Efforts et déplacements dans les éléments de *structure* :Des graphiques et tableaux fournissent directement les déplacements, efforts normaux, tranchants, circonférentiels et les moments fléchissant de tous les éléments de structure. Les efforts et déplacements peuvent être tracés par phase, ou sous forme d'enveloppe de toutes les phases précédentes.



Coupes *:* Cette option très commode est offerte par PLAXIS pour créer des graphiques des sollicitations ou des déplacements selon des coupes sélectionnées dans le modèle.

**Générateur de rapports :**Un générateur de rapport a été développé pour permettre l'édition d'un rapport des données saisies et des résultats obtenus pour un modèle. Ce rapport peut être édité dans Word.

Animations : Il est possible de générer des animations vidéo pour toutes les sorties graphiques, notamment les déplacements et efforts dans les éléments de structure.



Courbes : Un outil spécifique permet de représenter les courbes charge-déplacement, les chemins de contraintes, les courbes effort-déformation, ou encore l'évolution de tassement avec le temps.

7- Modélisation du revêtement définitif par logiciel Plaxis

Au début nous feusons une combinaison entre le pré-soutènement de 20 cm de béton projté avec des cintres lèges et la revêtement définitif de 30 cm de béton coffré non armé.
Après la combinaison en trouve un épaisseur et un module de déformation équivalent, ces valeurs en tien compte dans logiciel Plaxis pour faire la modélisation.

Modélisation de la couche de schiste

Les caractéristiques mécaniques du béton projeté :

-La rigidité a la compression EA du béton projeté :

Épaisseur du béton projeté proposé $\mathbf{e_{bp} = 50\ cm}$. (béton projeté + 30 cm revêtement)
E = 12100 MPa ؛ A = 0.50×1 = **0,50 m²**

EA = $\mathbf{6{,}05 \times 10^6\ KN.}$

-La rigidité à la flexion El du béton projeté :

$$I = \frac{L \times ebp^3}{12}$$

$$I = \frac{1\times 0.5^3}{12} = \mathbf{1.04 \times 10^{-2}\ m^4}$$

$$EI = 12100 \times 10^3 \times 1.04 \times 10^{-2} = \mathbf{125840\ KN.m^2}$$

Les caractéristiques mécaniques de cintre (HEB-180) :

-La rigidité à la compression EA :

E= 210000 MPa ; A = $\mathbf{6525\times 10^{-6}\ m^2}$

$$EA = \mathbf{1.37 \times 10^6 KN}$$

-La rigidité à la flexion El :

$$I = 3.831 \times 10^{-5}\ m^4$$

E = 210000 MPa

$$EI = 210000 \times 10^3 \times 3.831 \times 10^{-5} = \mathbf{8045.1\ KN.m^2}$$

Combinaison :

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

$$EA_{eq} = EA_{béton} + EA_{cintre}$$

$$EA_{eq} = 6{,}05 \times 10^6 + 1.37 \times 10^6 = \mathbf{7.42 \times 10^6\ KN}$$

$$EA_{eq} = \mathbf{7.42 \times 10^6\ KN}$$

- La rigidité à la flexion : $El_{eq} = \Sigma El_i$

$$El_{eq} = EI_{béton} + EI_{cintre}$$

$$El_{eq} = 125840 + 8045.1 = \mathbf{133885.1\ KN.m^2}$$

$$El_{eq} = \mathbf{133885.1\ KN.\ m^2}$$

-La détermination de Eeq et e_{eq} :

On a :

$EA_{eq} = E_{eq} \times A_{eq}$; avec $A_{eq} = e_{eq} \times 1\ m$,

Avec $I_{eq} = \frac{L \times eeq^3}{12}$; $EI_{eq} = I_{eq} \times E_{eq}$

Alors

$EA_{eq} = E_{eq} \times e_{eq} = \mathbf{7.42 \times 10^6\ KN}$

$El_{eq} = = \frac{L \times eeq^3}{12} \times E_{eq} = \mathbf{133885.1\ KN.\ m^2}$

Apres le calcul :

module de déformation équivalent $\mathbf{E_{eq} = 15956.99\ MPa}$

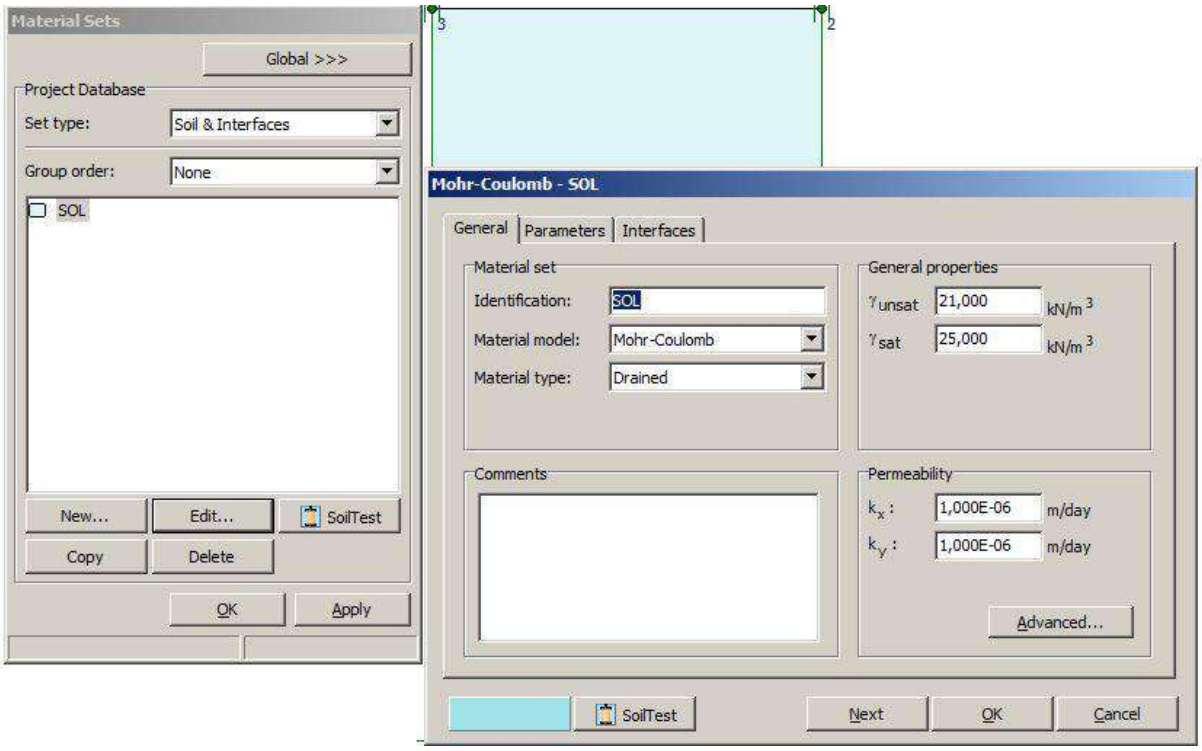
L'épaisseur équivalente $\mathbf{e_{eq} = 0.465\ m}$

Conclusion :

- **Tableau III-12 :** Caractéristiques mécaniques de la section équivalante de soutènement.

	Cintre	Béton projeté	Combinaison	E_{eq} (MPa)	e_{eq} (m)
EA_{eq} (**KN**)	1.37×10^6	$6{,}05 \times 10^6$	7.42×10^6	15956.99	0.465
El_{eq} (**KN.m²**)	8045.1	125840	133885.1		

Modélisation de projet par logeciel plaxis



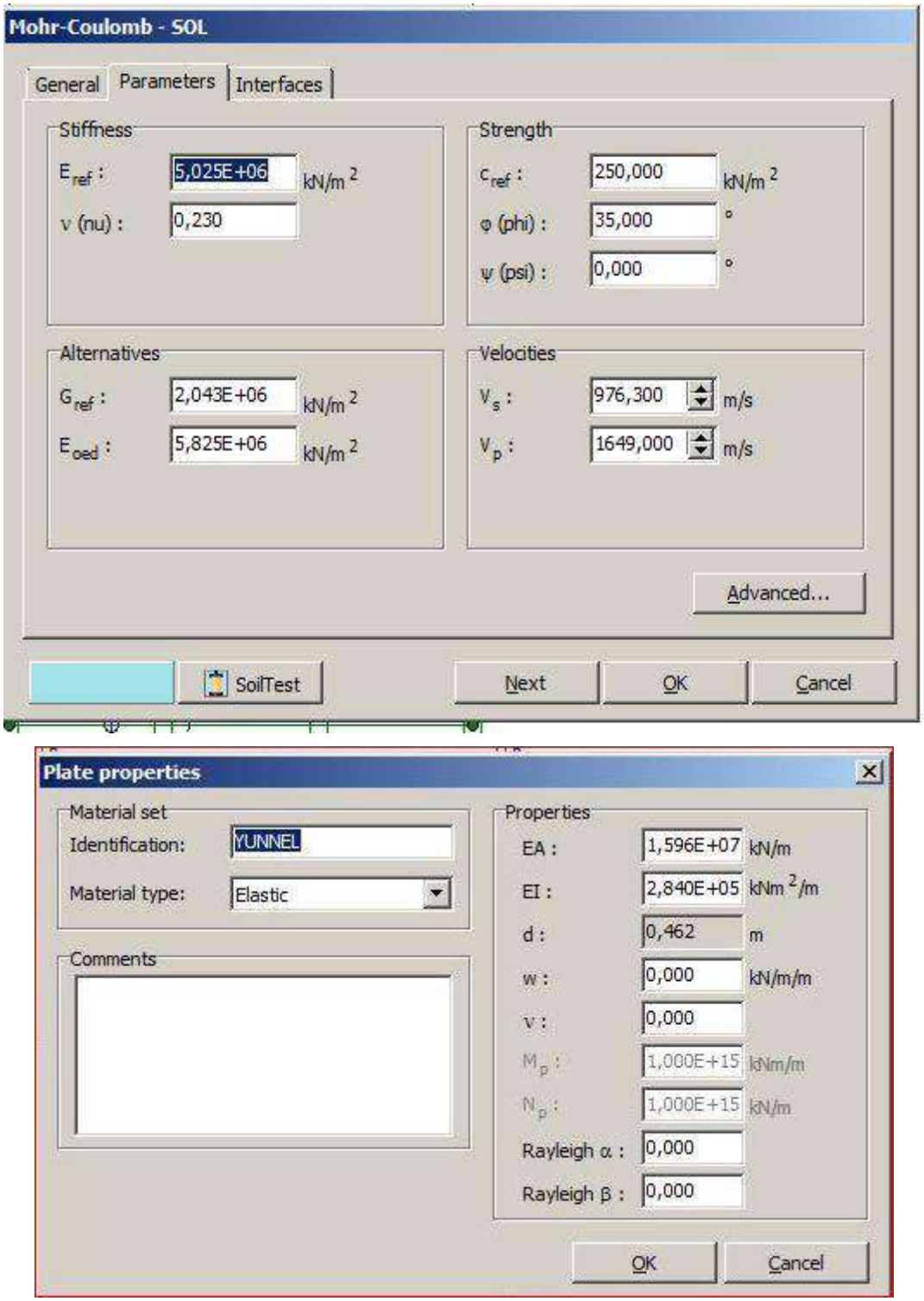


Fig- III-4 : Les caractéristiques de massif et de soutènement

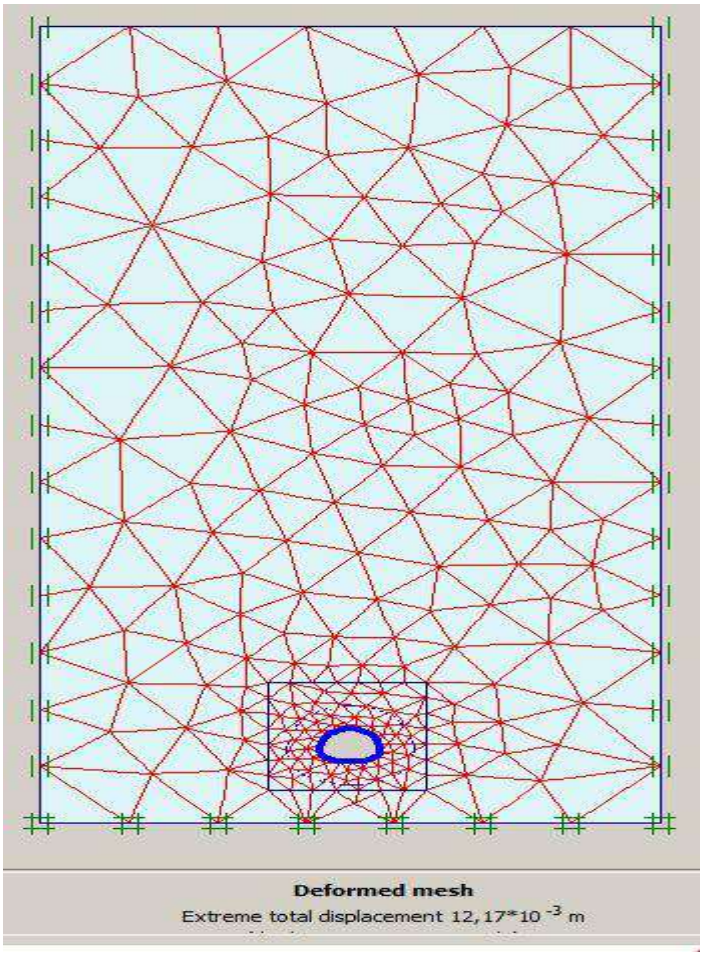


Fig-III- 5 : Génération du maillage

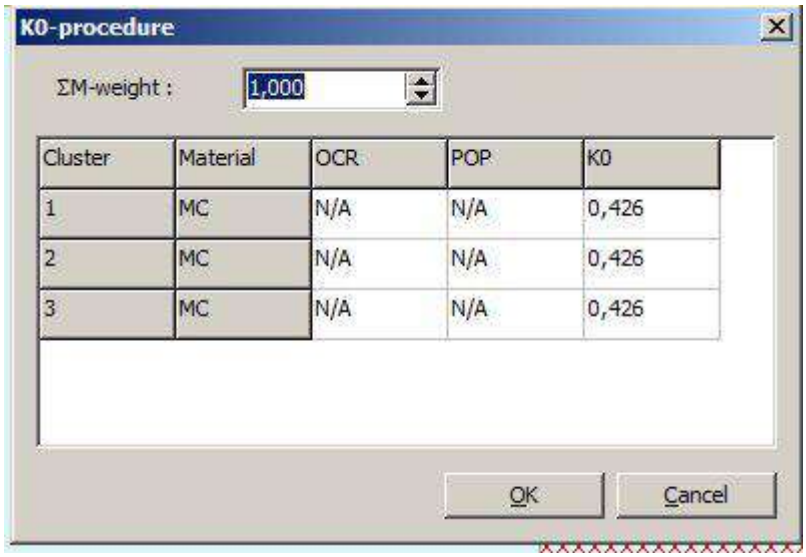


Fig-III-6 : Fenêtre de génération des contraintes initiales

Conditions initiales :

Les conditions aux limites du modèle sont les suivantes :

- Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales ;
- Déplacement horizontal nul suivant les limites latérales du modèle ;
- Déplacement vertical nul suivant la base du modèle.

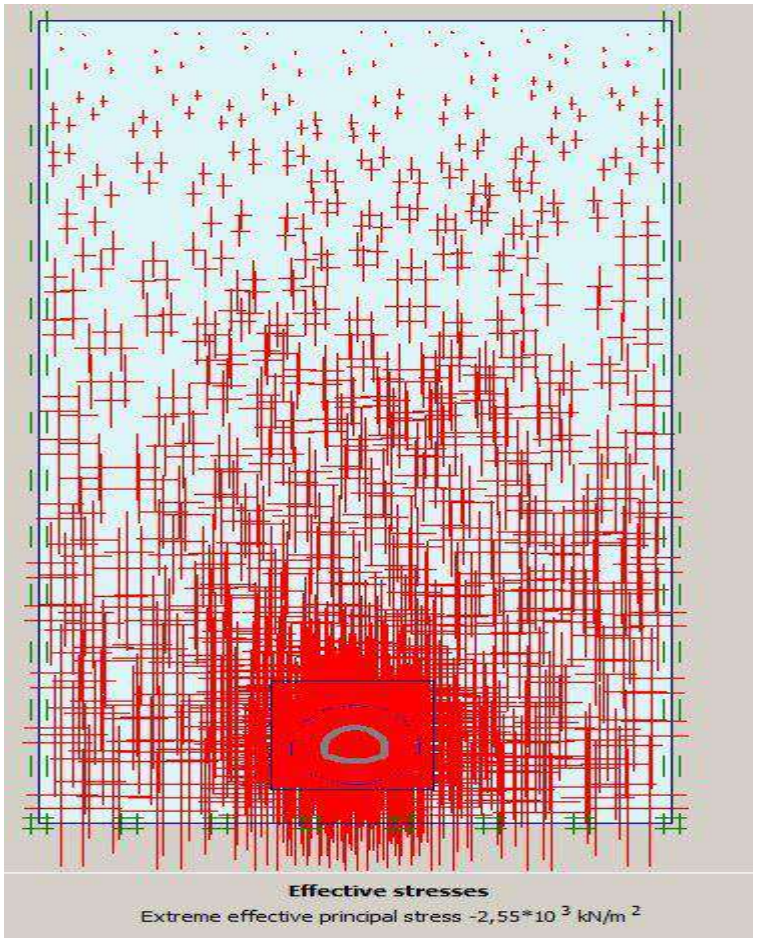
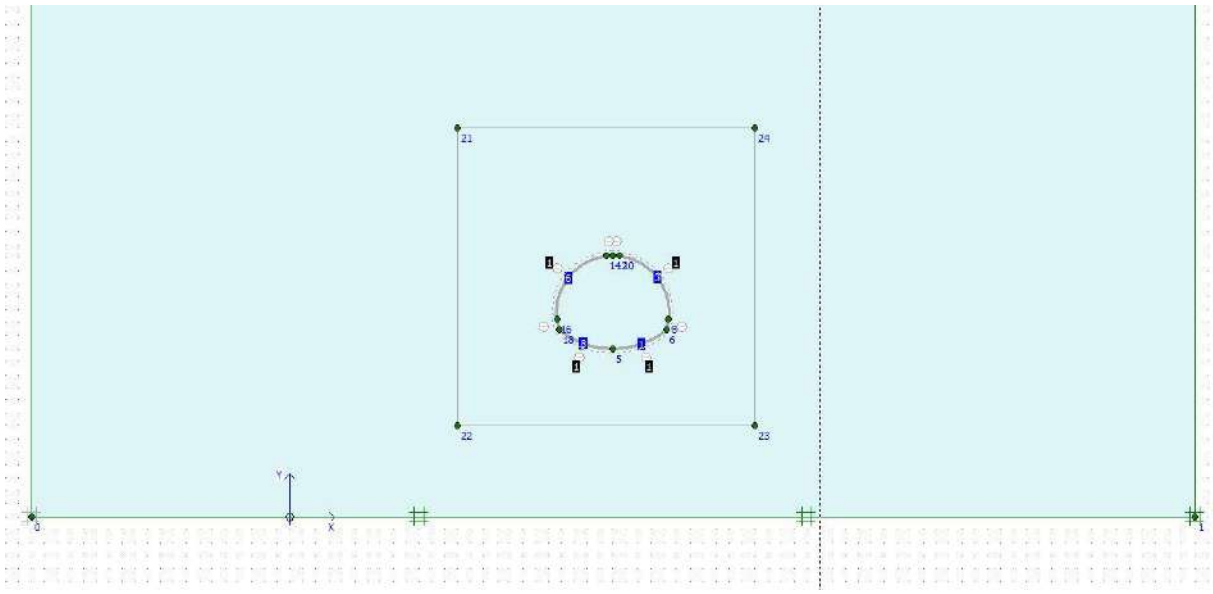


Fig- III-7: Surpressions interstitielles



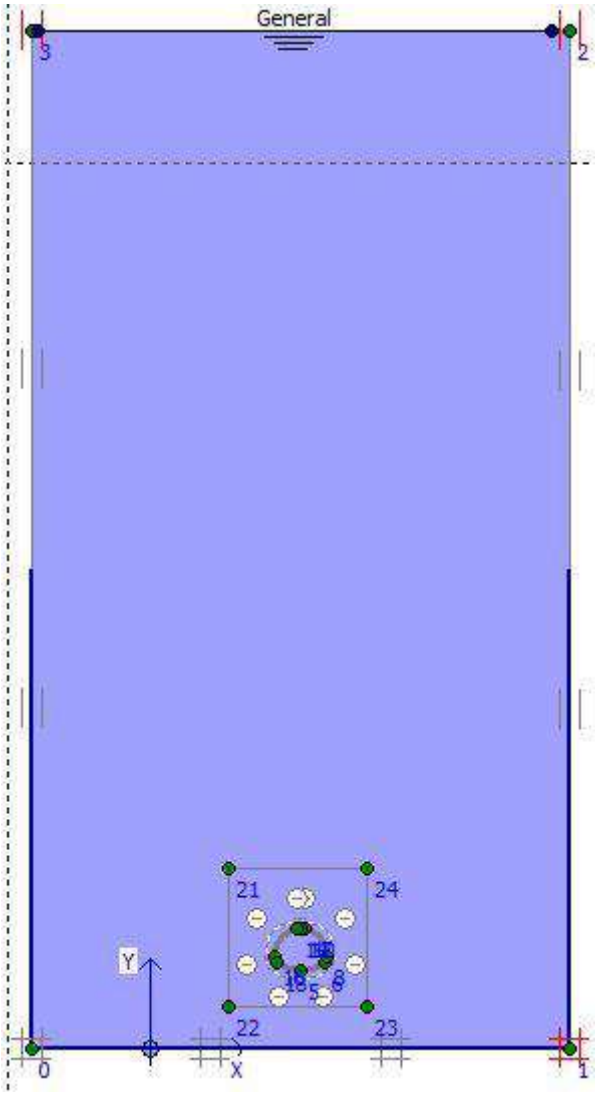


Fig-III-8 : Phase Creusement du tunnel et mise en place soutènement et de revêtement

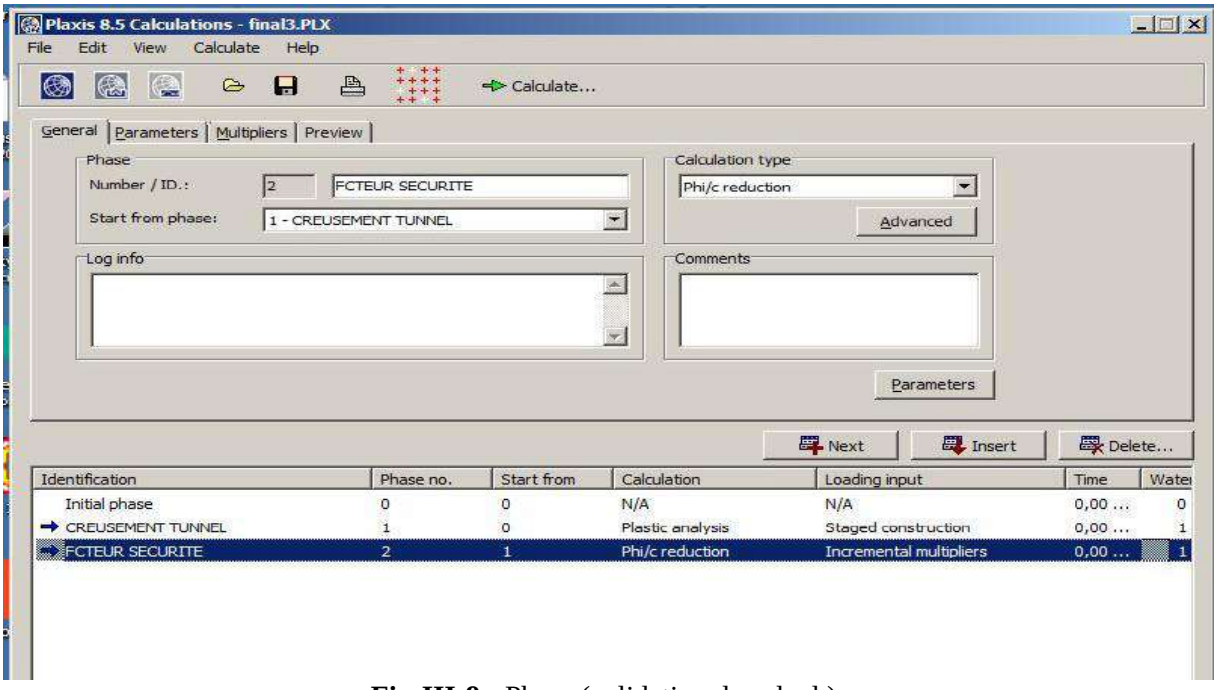


Fig-III-9 : Phase (validation de calcul)

Résultats obtenus pour le modèle de référence :

On s'intéressera à trois types de déformation : déformation global, déformation vertical et déformation horizontal :

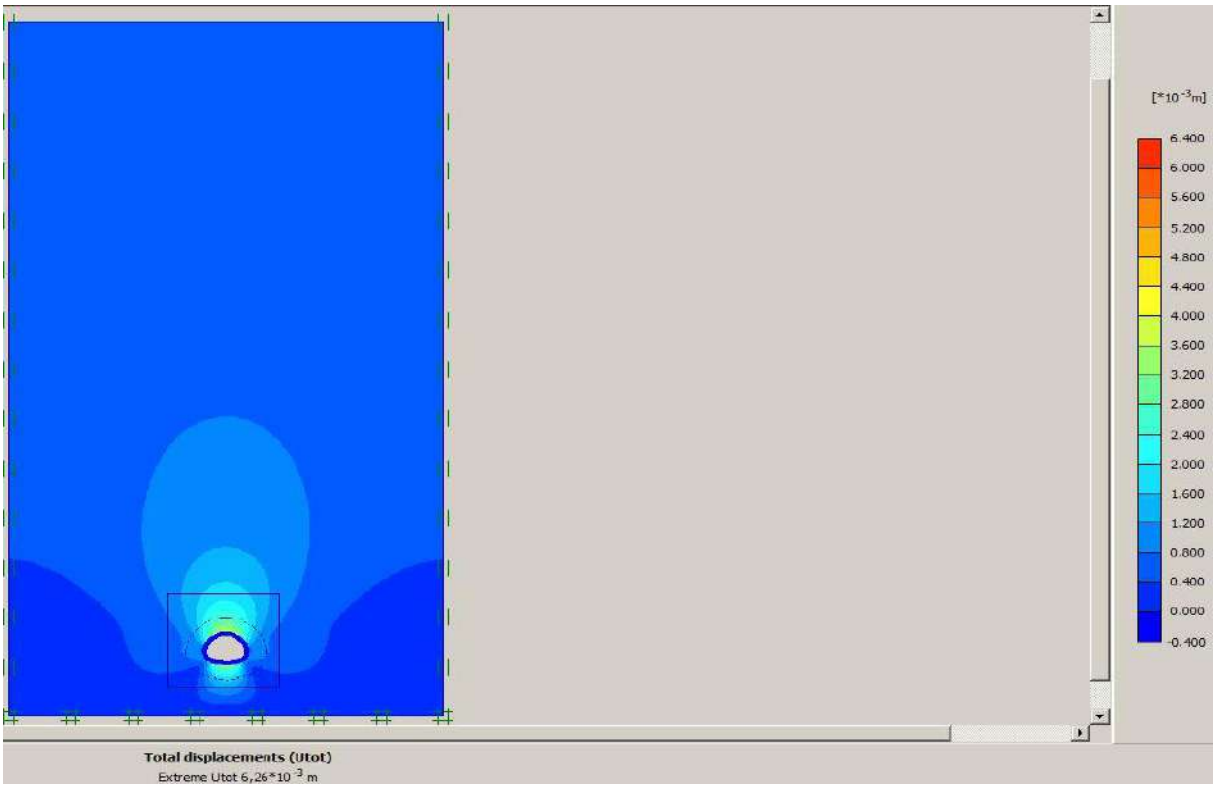


Fig III-10: Les déformations globales.

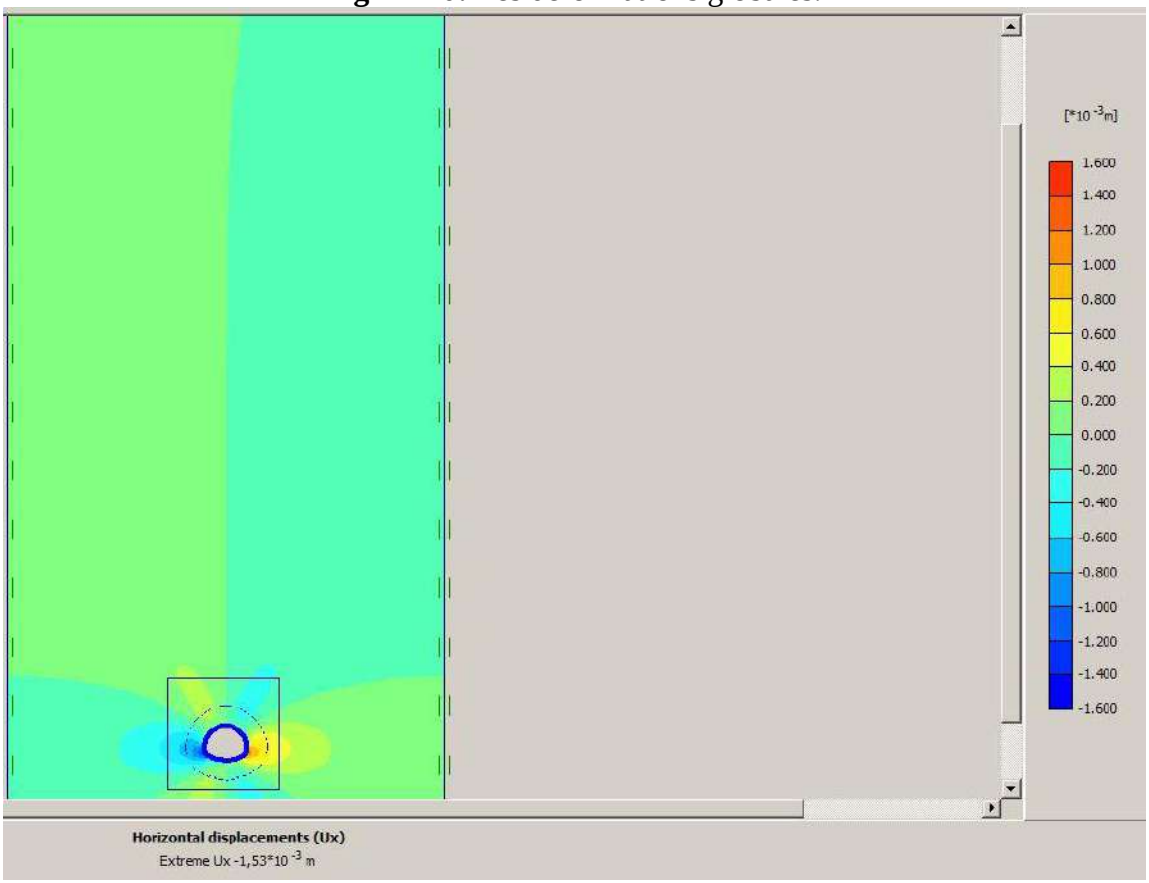


Fig-III-11 : Les déformations horizontal

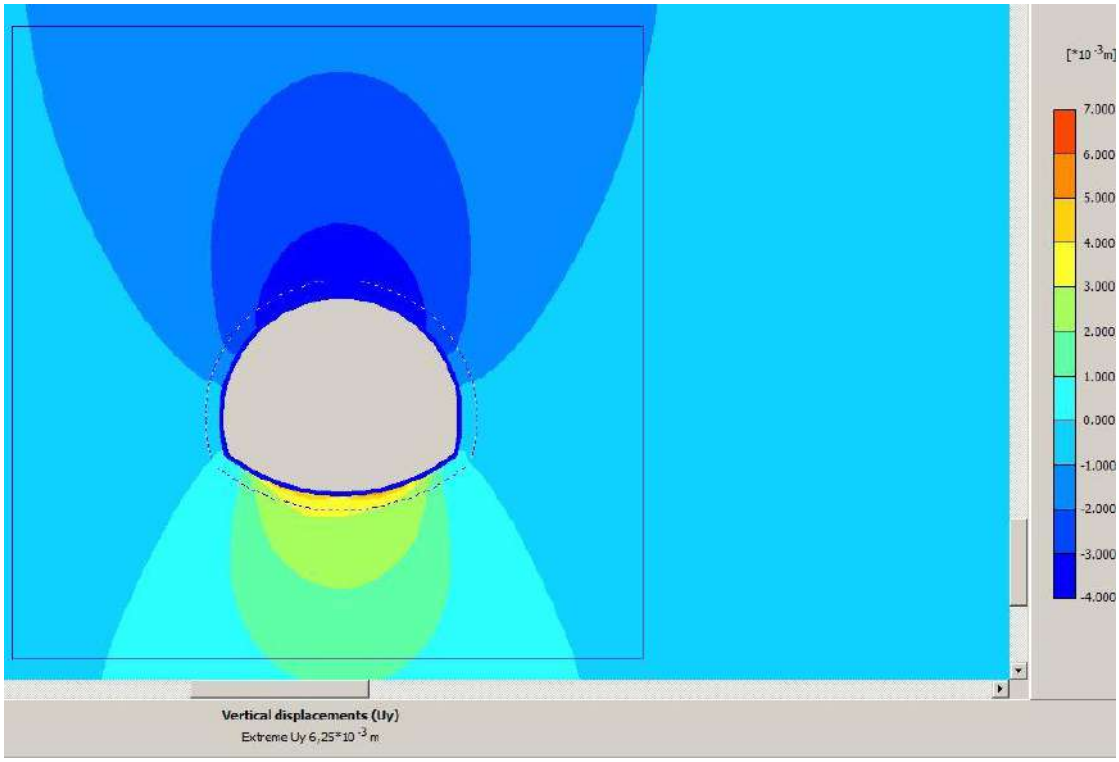


Fig-III-12: Les déformations vertical

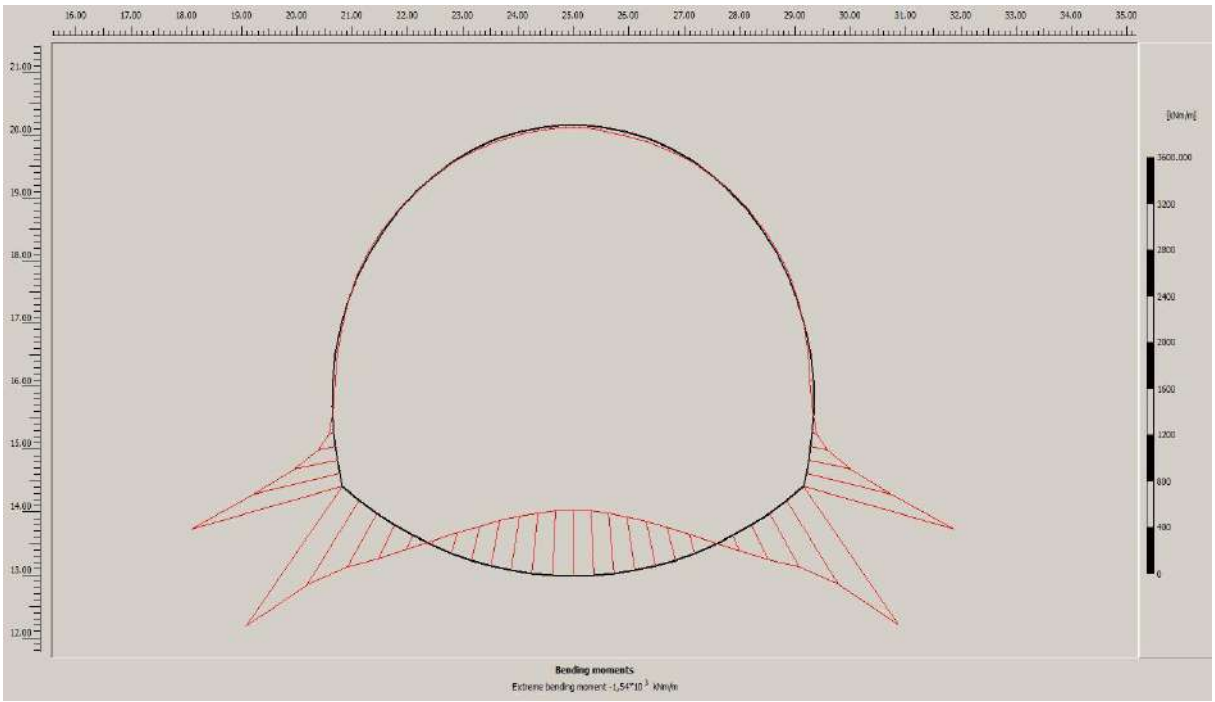
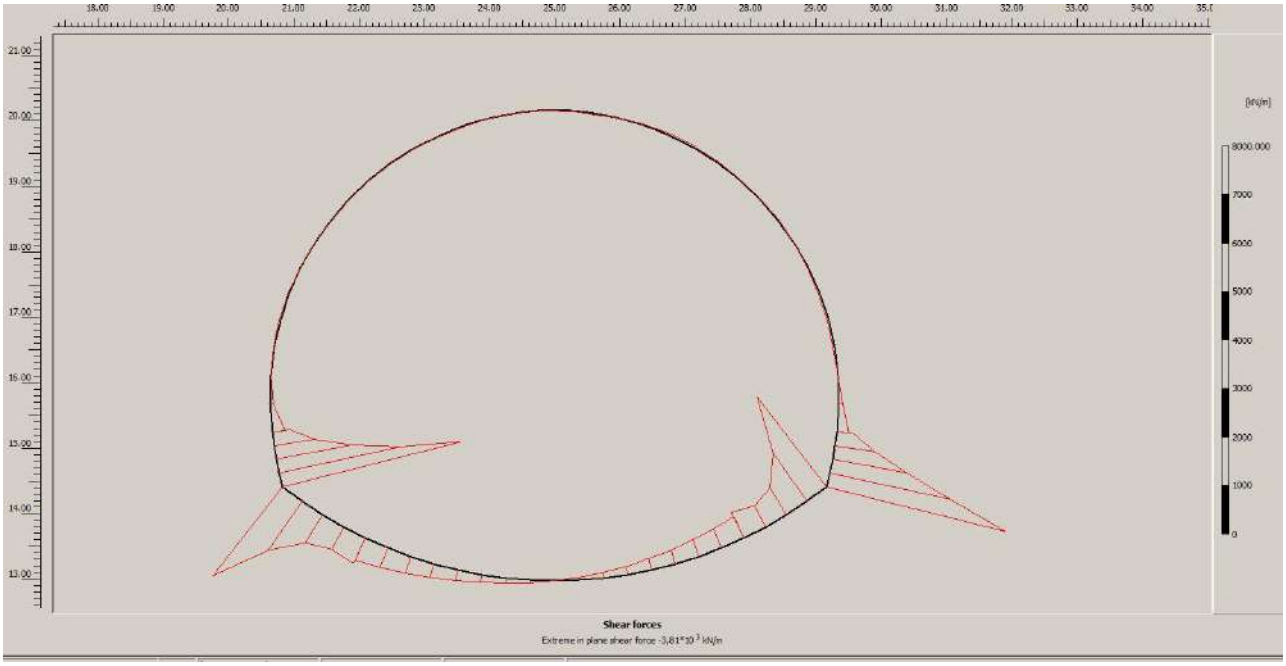


Fig-III-13: Diagramme des moments flexion



108

Fig-III-14: Diagramme des forces de cisaillement

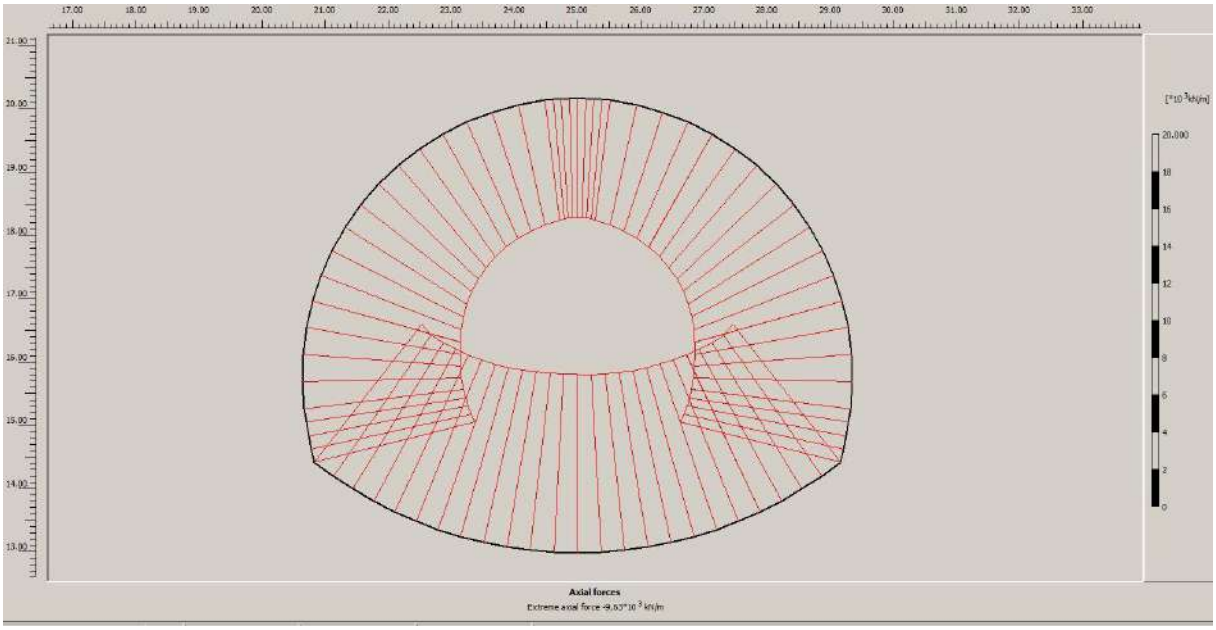


Fig- III-15 : Diagramme des forces axiales

A la fin de la modélisation du tunnel par logiciel Plaxis en trouve les valeurs suivantes :
-Les déformations globales est égale à 6.25 mm
-Le moment de flexion est – 1.54*10 ^{3} KN.m/m.
-Les forces de cisaillement sont -3.81*10 ^{3} KN/m.
-Les forces axiales et de -9.63* 10 ^{3} KN/m.
Ces valeurs sont acceptables, par ce que la valeur maximale de déformation de l'ouvrage fixé par le maitre d'ouvrage est de 60mm.

III-C – conclusion :

A la fin de conception de tunnel et les résultats obtenue en prondre que le choix de soutènement données par la recommendation de l'Aftes et Biniawski, pour un pré-soutènement de 20 cm de béton projeté et des cintres légés, avec un renforcement par des boulons a ancrage réparti, et de revêtement définitif de 30 cm de béton projeté armé. Après les résultats des déplacements données apres la modélisation numérique par logiciel Plaxis qui est inferieur a 60 mm, se qui indique que le revêtement définitif choisi est suffisant.

Conclusion générale

Le projet étudier se localise à 5 km au sud de la ville de chiffra. Il s'agit d'un tunnel de longueur totale de de PK 2+395 m avec un diamètre de 13.5 m et une couverture de terrain maximale de 60m. Les études géologiques effectuées révèlent l'existence de deux types de formation. Une sédimentaire, formé de grave argileuse et de blocs et une rocheuse, formé de schiste. L'axe du tunnel passe principalement dans la formation rocheuse de schiste.

Les résultats des études géotechniques sur les diffèrent formation ainsi que la classification de la roche révèlent que la formation rocheuse de schiste présente des caractéristiques

mécaniques faible à moyen. Par conséquent le mode de creusement adopté est un creusement mécanique par machine à attaque ponctuel en section divisée.

La détermination du type de soutènement utilisant la méthode convergence confinement prévoit un prés-soutènement constitué d'un assemblage de 20cm de béton projeté, cintres lèges associé à des boulons d'encrage de 4m de longueur de diamètre de 42mm espacés de 1.5à 2m.

La modélisation par le logiciel Plaxis montre qu'un revêtement définitif associe de 30 cm de béton coffré non armé profère au tunnel une déformation globale de (6.25 mm) , maintenant l'équilibre de l'ensemble de la structure. Cette valeur est inférieur à celle tolérée, qui est de l'ordre de 60mm

Référence bibliographique :

[1] Hammadi Younes. Guenouche Mouloud, «Etude et calcul d'un tunnel routier », mémoire pour l'obtention de diplôme magister en Génie Civil université Abderrahmane Mira (2007), p : 4- 23.

[2] MARTIN F. Cours de travaux souterrains et de mécanique des roches. Centre d'Études des Tunnels (2006).

[3] Guide de l'inspection du génie civil des tunnels routier du désordre a l'analyse, de l'analyse a la cotation, France (2011) , p18.

[4] BENJUI M.Les travaux souterrains en France : Passé, présent, avenir. Notes de cours, Conservatoire National des Arts et Métiers (1996).

[5] Pierre GESTA, Président du Comité technique de l'Association Française des Travaux en Souterrains (AFTES). Travaux souterrains . École Centrale de Paris . Doc. C 5 565-1 .

[6] Özdemir, Levent . North American Tunneling 2006. Washington, DC: Taylor & Francis. p. 246. ISBN 0-415-40128-3.

[7] Dossier pilote des tunnels . génie civil, section 4 procédés de creusement et de soutènement (1998).

[8] Bulletin de l'association Internationale de GEOLOGIE DE L'INGENIEUR N°15. 27- 29 , KREFELD (1977).

[9] TIKIALINE. B, thèse d'ingéniorat : calcul d'un tunnel avec couverture – tronçon de Hai El Badr –El Harrach. Ecole nationale poly technique Algérie (2008).

[10] Rabcewizc L, The New Austrian Tunneling Methode, Water Power, Nov. – Dec. (1964) & Jan (1965).

[11] Mohamed. D, thèse de magistère « Modélisation numérique de l'EFFET de la construction d'un ouvrage souterrain sur le comportement de la superstructure – Application pour le METRO D'ALGER » université El hadj lakhdar – Batna. Algérie (2012) .

[12] Terzaghi, K. Rock defects and loads on tunnel supports. En Proctor, R. V., White, T. L. (Eds.), Rock tunnelling with steel supports (pp. 17-99). Youngstown, Ohio: Commercial Shearing and Stamping Company (1946).

[13] Bieniawski, Z. T. Engineering classification of jointed rock masses. South African Institute of Civil Engineers, 15(12): 333-343 (1973).

[14] Barton, N., Lien, R., Lunde, J. Engineering classification of rock masses for the design of rock support. Rock Mechanics. 6(4): 189-236, doi: http://dx.doi.org/10.1007/BF01239496 (1974).

[15] AFTES « Texte des recommandations relatives au choix d'un type de soutènement en galerie », Groupe de travail n°7 (1993).

[16] Deere, D. U. Geological Considerations. En Stagg, K., Zienkiewicz, W. (Eds.), Rock mechanics in engineering practice (pp. 1-20). New York: Wiley (1968).

[17]. AFTES. Recommandations relatives à la caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains, (2003).

[18] Panet M., Guellec P. Contribution au problème de l'étude du soutènement d'un tunnel derrière le front de taille. Proceedings of the 3 rd International Congress of Rock Mechanics, Denver (1974),

[19]. REALISATION DE LA SECTION AUTOROUTIERE ENTRE LA CHIFFA ET BERROUAGHIA SUR 53KM TUNNEL (I), RAPPORT GEOLOGIE ET GEOTECHNIQUE ,SAPTA , 28Mai2015