République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنسـيس جانســون
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

Etude géologique, géotechnique et prédimensionnement du tunnel T1 (Ait Yahia Moussa)

Présenté par :

GUEZZANE Nabil

Encadré par :

SAMI Mohend

Promotion 2018 /2019

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba


بسم الله الرحمن الرحيم

ملخص

الهذف من عملنا هو الدراسة الجيولوجية و الجيوتقنية و التحجيم المسبق لنفق علًى الطرَيق السريع الرابط بُين الطريقَ السيُار شرق غرب و تيزي وزو, حيث استخدمنا الطريقة النمساوية الجديدة **(NATM)**. بزنامج **SAP2000** لحساب الجهود الداخلُية لتحقق من الدعم المؤقت المقترح, و بزنامج **PLAXIS 3D** الذُي َيسمح بتقييم التشوهات و النتقلات على مستوى الدعم. التقنية المستعملة هي الحفر بالتجزئة .
كلماث البحث: نفق، طريقَ السزريع، NATM, PLAXIS 3D,SAP2000, الحفر بالتجزئة .

Résumé

L'objectif de notre travail est l'étude géologique, géotechnique et predimensionnement du tunnel autoroutier de la pénétrante autoroutière de TIZI OUZOU. En utilisant la nouvelle méthode autrichienne **(NATM)**. À cet effet, nous avons utilisé le logiciel **SAP 2000** pour le calcul des efforts interne pour vérifier le soutènement provisoire proposé et le logiciel **PLAXIS 3D** pour évaluer les déplacements et le logiciel **EXPERT BA** afin de calculer le ferraillage du revêtement définitif .la technique de creusement utilisé est le creusement par section divisée .
Mots clés : Tunnel, portail, autoroute, NATM, SAP 2000, PLAXIS 3D, EXPERT BA, section divisée

Abstarct :

The aim of our work is the design and study of twin -tube highway tunnel of the motorway penetrating TIZI OUZOU. Using the New Austrian Tunneling Method **(NATM).** To this end, the **SAP 2000** for calculation of internal efforts to verify the proposed temporary support and **PLAXIS 3D** for evaluating displacement. The technique used in excavation is divided section.
Keywords: Tunnel, highway, NATM, SAP 2000, PLAXIS 3D, divided section.

DÉDICACE

Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux

Tout d'abord je tiens à remercier le Tout Puissant ﷻ de m'avoir donné le courage et la patience pour arriver à ce stade afin de réaliser ce modeste travail que je dédie à:

Mes très chère parents qui m'ont soutenu et encouragé durant toute ma vie.

Mes chers frères : Adel et Samir.

Mes chères sœurs : Nesrine, Hadjer, Fatiha et Katia.

Mes chères nièces et mes chers neveux : Nihel, Liana, Hind, Milan et Liam

à toutes la famille KHERCHI et GUEZZANE , tout particulièrement mes chers cousins et mes chéres cousines : Meriem, Manel, Sabrina, Kneza,Yasmine,Amel,Feriel,Hichem,Malek,Hakim,Moh, Said,Tarek et Abdou .

A mes meilleurs amis : Moncef, Kheti Assia, 3amri Meriem, Chichoùù, Hmimi, Younes, Juva, Khadidja, Rabia, Hanane, sadji, mon chère frère Rabah et tout particuliérement BOUKHECHE Marwa.

A mon encadreur Mr : SAMI Mohand.

À mes enseignants de primaire jusqu'au lycée surtout Mme : ZERARKA Aicha.

A tous mes collègues agréables de l'ENSTP et EPSTA.

A tous mes amis sans oublier : Hana, Wafa, Faycal, Abdou, Mouha, Nissa, Oussama et Hanano.

À toute la promotion 2019.

Nabil

PENSÉE

Ce modeste travail est dédié également à la mémoire de mes chers grands parents KHerchi Bouni Dahbia et Kherchi Hocine qui ont perdu leurs vies le 29 juin et le 28 octobre 2017.

Que dieu vous accueille dans son vaste paradis.

REMERCIEMENT

Tout d'abord, je tiens à remercier dieu clément et miséricordieux de m'avoir donné la force, la patience, le courage et la volonté de mener à terme ce modeste travail.

Je tiens à remercier tout particulièrement Mr SAMI Mohend mon encadreur d'avoir accepté de m'encadrer pour mon projet de fin d'études, ainsi que pour son soutien, ses remarques pertinentes et son encadrement.

Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance et toutes mes pensées de gratitude à KhETTAR Meziane et BOUKHECHE Marwa, qui m'ont aidé durant tout ce travail, pour leur disponibilité et pour leur serviabilité.

À tous les enseignants de l'ENSTP sans exception qui ont contribué à ma formation avec beaucoup de compétence et de dévouement.

Un grand merci pour mon cher enseignante Mme KHEWAS.

Je tiens à remercier aussi toute l'équipe de la bibliothèque pour leur patience, leur soutien et pour les nombreux ouvrages qu'ils ont mis à ma disposition, ainsi qu'à l'équipe de scolarité tout particulièrement à Amina et Mustapha.

Mes remerciements s'adressent, également, aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail.

Mes sincères remerciements à tout le personnel de l'Agence Nationale des Autoroutes (ANA) spécifiquement Mr Ait Kaci, Lyes et Mme …….

Je tiens vivement à remercier tous mes amis, chacun à son nom.

Enfin, mes plus vif remerciements s'adressent aussi à ma reine maman qui m'a soutenu durant toute la période de travail ainsi qu'à tous ceux qui m'ont aidé, encouragés et m'ont soutenu jusqu'au bout.

Nabil

Sommaire

Liste des tableaux I
Liste des figures III
Liste des abréviations VII
Liste des notations VIII

Introduction générale 1

Chapitre I : Généralité sur les tunnels

I.1 INTRODUCTION : 2
I.2 NOTIONS DE BASES LIÉES AUX OUVRAGES SOUTERRAINS : 2
I.3 Avantages et Inconvénients : 2
I.4 Les raisons d'aller en souterrain : 3
I.4.1 Des raisons d'occupation du sol et d'implantation : 3
I.4.2 Des raisons d'isolation : 3
I.4.3 Des raisons de protection de l'environnement : 4
I.4.4 Des raisons topographiques : 4
I.4.5 Des raisons sociales : 4
I.5 Propriété des tunnels profonds et peu profonds: 4
I.5.1 Les ouvrages à faible profondeur : 5
I.5.2 Les ouvrage à grande profondeur 6
I.6 Les catégories de tunnels: 6
I.7 MÉTHODES DE CREUSEMENT : 7
I.7.1 Creusement par l'explosif : 7
I.7.1.1 Les matériaux : 7
I.7.1.2 La conception du tir : 8
I.7.1.3 Les bouchons : 9
I.7.1.4 Les raisons d'application : 9
I.7.1.4.1 Contraintes géologiques : 9
I.7.1.4.2 Contrainte d'espace : 9
I.7.1.4.3 Contraintes de sécurité des personnes : 9
I.7.1.4.4 Contrainte de protection des matériels : 10
I.7.1.5 Cycle de production 10
I.8 Les différents types de soutènement 13
I.8.1 La Nouvelle Méthode Autrichienne (NMA ou NATM) 13

I.8.2 Cintres réticulés 15
I.8.3 Cintres lourds et blindage 16
I.8.4 Cintres coulissants 16
I.8.5 Soutènement au front de taille 17
I.9 Les différents types de revêtement 17
I.9.1 Revêtement en béton coffré sans radier 17
I.9.2 Revêtement en béton coffré avec radier contre-voûté 18
I.9.3 Voussoirs préfabriqués 18
I.9.4 Cas particuliers 19
I.10 NOTION DE MÉCANIQUE DES ROCHES : 19
I.10.1 Définition de la mécanique des roches : 19
I.10.2 Les discontinuités 19
I.10.3 Le Rock Quality Designation index (Deere, 1967) 20

Chapitre II : Présentation du projet

II.1 INTRODUCTION : 21
II.2 PRÉSENTATION DE LA PÉNÉTRANTE DE TIZI OUZOU : 21
II.3 CONSISTANCE PHYSIQUE DE LA PÉNÉTRANTE : 22
II.4 Présentation du projet : 22
II.4.1 Description du Tunnel : 23
II.4.2 Présentation du groupement : 23
II.4.3 Le tracé en plan de tunnel T1 : 23
II.4.4 Profil en long de tunnel T1 : 23

Chapitre III : Géométrie du tunnel

III.1 INTRODUCTION 24
III.2 CHOIX DE LA SECTION : 24
III.3 LES ÉLÉMENTS DE LA SECTION TRANSVERSALE : 24
III.3.1 la plateforme : 24
III.3.2 le gabarit 25
III.3.3 Les encombrements : 27
III.4 DÉTERMINATION DE LA SECTION TRANSVERSALE DU PROJET : 27
III.4.1 La plateforme 27
III.4.2 Le gabarit : 29
III.4.3 Les encombrements : 29
III.5 SECTION TRANSVERSALE TYPE : 30
III.6 CONCLUSION : 31

Chapitre IV : Étude géologique et géotechnique

IV.1 Introduction : 32

IV.2 Étude géologique de projet : 32
IV.2.1 Contexte géologique : 32
IV.2.2 Géologie régionale 32
IV.2.2.1 Le Tell 33
IV.2.2.1.1 Les Kabylides 33
IV.2.2.1.2 Le domaine de flyschs 33
IV.2.2.1.3 Le domaine externe 34
IV.2.3 Sismotectonique : 34
IV.2.4 Géologie locale 35
IV.2.5 Hydrogéologie 36
IV.2.6 Sismicité 37
IV.2.7 Levers structuraux des discontinuités 37
IV.2.8 Essais géophysiques 39
IV.2.8.1 Tomographie sismique 39
IV.3 Compagne d'investigation 41
IV.3.1 Sondages de reconnaissance 41
IV.3.2 Essais pressiométriques (Ménard) 42
IV.3.3 Essais d'eau Lefranc 42
IV.3.4 Essais Lugeon 43
IV.3.5 Test de laboratoire 43
IV.4 Étude géotechnique de projet : 44
IV.4.1 Paramètres de Conception Géotechniques pour la partie entre le Portail d'Entrée et PK:21+180 44
IV.4.2 Paramètres de Conception Géotechniques pour la partie entre PK:21+180 – 21+850…… 45
IV.4.3 Paramètres de conception Géotechniques entre PK : 21+850 et le Portail de Sortie……. 47
IV.5 Conclusion : 48

Chapitre V : Classification du massif

V.1 Introduction : 49
V.2 classification du massif : 49
V.2.1 Paramètres de Classification pour la partie entre le Portail d'Entrée et PK:21+180 : 49
V.2.1.1 Attribution de GSI : 49
V.2.1.2 Système de classification RMR 49
V.2.1.3 Système de classification Q 50
V.2.1.4 Calculs du Module de déformation 51
V.2.1.5 Détermination de soutènement provisoire : 52

V.2.2 Paramètres de Classification pour la partie entre PK:21+180 – 21+850 : 53
V.2.2.1 Attribution de GSI : 53
V.2.2.2 Système de classification RMR.....53
V.2.2.3 Système de classification Q 54
V.2.2.4 Calculs du Module de déformation 55
V.2.2.5 Détermination de soutènement provisoire : 56
V.2.3 Paramètres de conception Géotechniques entre PK : 21+850 et le Portail de Sortie……. 56
V.2.3.1 Attribution de GSI 56
V.2.3.2 Système de classification RMR.....57
V.2.3.3 Système de classification Q 58
V.2.3.4 Calculs du Module de déformation 59
V.2.3.5 Détermination de soutènement provisoire : 60
V.3 CONCLUSION : 61

Chapitre VI : Soutènement provisoire

VI.1 INTRODUCTION.....63
VI.2 Détermination du système de support :.....63
VI.2.1 Système de Support selon la Classe de Roche RMR 63
VI.2.2 Système de Revêtement selon la classe de support Q.....64
VI.2.3 Conclusion : 65
VI.3 TYPES DE SOUTÈNEMENT PROVISOIRE PROPOSES : 66
VI.4 MATÉRIAUX UTILISÉES DANS LE SOUTÈNEMENT PROVISOIRE :.....66
VI.5 Calcul de la charge verticale selon la théorie de terzaghi :.....67
VI.5.1 Caractéristique de terrain :.....67
VI.6 CALCUL DE LA PORTANCE MAXIMALE DU CINTRE :.....68
VI.7 VÉRIFICATION DE SOUTÈNEMENT :.....68
VI.7.1 Calcul de la section équivalente (cintre + béton projeté) : 68
VI.7.2 Les caractéristiques mécaniques du béton projeté : 68
VI.7.3 Les caractéristiques mécaniques de cintre (HEB-160) : 69
VI.7.4 Les caractéristiques mécaniques de cintre (HEB-180) : 69
VI.7.5 Détermination de la caractéristique des boulons 69
VI.7.6 Les formule de répartition des efforts : 71
VI.7.7 Les formules de vérification de soutènement provisoire :.....73
VI.8 VALIDATION DE SOUTÈNEMENT PROVISOIRE DU PROJET :.....74
VI.8.1 Détermination de θn et θm :.....74
VI.8.2 Calcul des efforts dans l'acier et dans le béton :.....74
VI.8.3 Vérification du soutènement :.....75
VI.9 Conclusion : 76

Chapitre VII : Modélisation d'un tronçon du tube droit par Plaxis 3D

VII.1 Introduction 78
VII.2 Principe de la modélisation par Plaxis 3D 78
VII.3 Processus de modélisation 78
VII.3.1 Paramètres géométriques du modèle et de l'ouvrage 78
VII.3.2 Propriétés géomécaniques du massif rocheux et des éléments de soutènement 79
VII.3.3 Conditions aux limites 80
VII.3.4 Génération du maillage 80
VII.3.5 Identification des conditions initiales 81
VII.3.6 Phases de réalisation des travaux 82
VII.4 Analyse et discussion des résultats 83
VII.4.1 Résultats des calculs effectués 83
VII.4.2 Analyse des résultats 84
VII.5 Conclusion 85

Chapitre VIII : Revêtement définitif

VIII.1 INTRODUCTION : 86
VIII.2 CALCUL DE REVÊTEMENT DÉFINITIF DU PROJET : 86
VIII.2.1 Modélisation de revêtement définitif : 86
VIII.2.1.1 Calcul de l'appui élastique : 86
VIII.2.2 Modélisation sur SAP2000 : 87
VIII.3 Ferraillage du revêtement définitif: 87
VIII.3.1 Ferraillage principal : 87
VIII.3.2 Armature de répartition : 89
VIII.4 Vérification au cisaillement : 89
VIII.5 CONCLUSION : 91

Chapitre IX : Planification optimale des travaux

IX.1 Introduction : 92
IX.2 l'objectif : 92
IX.3 La planification 92
IX.4 Les constitution d'un plan : 93
IX.4.1 Le calendrier d'activités 93
IX.4.2 L'horaire de travail 93
IX.4.3 La matrice de responsabilités 93
IX.4.4 Le budget du plan de projet 94

IX.5 Les découpages....94
IX.5.1 Rôle de découpages....94
IX.5.2 L'ordonnancement des tâches....94
IX.5.3 Estimation des charges des tâches et de la durée du projet....95
IX.6 Quelque définition....95
IX.7 Les méthodes GANTT et PERT....96
IX.7.1 Le diagramme de GANTT....96
IX.7.2 La méthode PERT....97
IX.8 La Planification de notre projet:....98
IX.8.1 Planification structurelle :....98
IX.8.1.1 Work Breakdown Structure (WBS)....98
IX.8.1.2 Product Breakdown Structure (PBS)....98
IX.8.1.3 Organization Breakdown Structure (OBS)....98
IX.8.1.4 Cost Breakdown Structure (CBS)....99
IX.8.1.5 Resource Breakdown Structure (RBS)....99
IX.8.2 Planification opérationnelle....99
IX.8.2.1 Les taches et sous tache de notre projet....99
IX.8.2.2 Calcul les durées des taches....100
IX.8.2.3 Les durées des taches et prédécesseurs des taches....101
IX.8.3 Le Réseau de notre projet PERT....102
IX.8.4 Planning de réalisation....102
IX.9 Conclusion....102
Conclusion générale....103
Références bibliographiques
Annexes

Liste des tableaux

Tableau III.3.2: Tableau de valeurs usuelles de revanches utilisées selon le CETU……27

Tableau IV.2.8.1.a: Résultats des essais sismiques face à l'entrée Nord du tunnel……....39

Tableau IV.2.8.1.b: Résultats des essais sismiques à la droite de l'entrée nord du tunnel.40

Tableau IV.2.8.1.c: Résultats des essais sismiques en haut de l'entrée Nord du tunnel [53].....41

Tableau IV.3.1: Valeurs du RQD dans le massif.....42

Tableau IV.3.3: Estimation des Coefficients de perméabilité dans le massif.....42

Tableau IV.3.4: Données obtenues de l'essai Lugeon [53].....43

Tableau IV.3.5: Résultats des essais à la compression uniaxiale.....43

Tableau IV.4.1: Paramètres géotechniques recommandés pour l'unité située au niveau du tunnel entre le entrée portail et PK: 21+180.....44

Tableau IV.4.2: Paramètres géotechniques recommandés pour l'unité située au niveau du tunnel entre le PK : 21+180 et PK: 21+850……..…46

Tableau IV.4.3: Paramètres géotechniques recommandés pour l'unité située au niveau du tunnel entre le PK : 21+850 – sortie portail dutunnel.....48

Tableau V.2.1.1: Valeur GSI de l'unité située au portail de d'entrée et PK : 21+180….....49

Tableau V.2.1.2: Classification de RMR pour l'unité constatée au niveau du Tunnel.....50

Tableau V.2.1.3: Paramètres relatifs au système de classification Q pour l'unité constatée au niveau du Tunnel……51

Tableau V.2.1.4: Calculs du Module de Déformation pour l'unité constatée au niveau du Tunnel……...52

Tableau V.2.1.5: Soutènement propose par BIENIAWSKI pour la coupe portail de d'entrée et PK : 21+180.52

Tableau V.2.2.1: Valeur GSI de l'unité située au portail de d'PK : 21+180 et Pk : 21+350.....53

Tableau V.2.2.2: Classification de RMR pour l'unité constatée au niveau du Tunnel.....54

Tableau V.2.2.3: Paramètres relatifs au système de classification Q pour l'unité constatée au niveau du Tunnel……..……54

Tableau V.2.2.4: Calculs du Module de Déformation pour l'unité constatée au niveau du Tunnel……..……55

Tableau V.2.2.5: Soutènement propose par BIENIAWSKI pour la coupe PK:21+180 – 21+850.56

Tableau V.2.3.1: Valeur GSI de l'unité située au portail de d'PK : 21+850 et portail de sortie.57

Tableau V.2.3.2: Classification de RMR pour l'unité constatée au niveau du Tunnel.....58

Tableau V.2.3.3: Paramètres relatifs au système de classification Q pour l'unité constatée au niveau du Tunnel……58

Tableau V.2.3.4: Calculs du Module de Déformation pour l'unité constatée au niveau du Tunnel……59

Tableau V.2.3.5: Soutènement propose par BIENIAWSKI pour la coupe PK : 21+180 – PK : 21+850.60

Tableau V.3: Un tableau récapitulatif des paramètres géotechniques des 3 sections de tunnel……61

Tableau VI.2.2: Classes de Soutient selon le RMR……..…..64

Tableau VI.2.2: Classes de Soutient selon le Système Q…….……..……65

Tableau VI.4.a: Les propriétés des cintres utilisés.…….……67

Tableau VI.4.b: Caractéristiques mécaniques des trois principales nuances.……67

Tableau VI.5.1.a: Tableau des caractéristiques du terrain encaissant……67

Tableau VI.5.b: Les charges appliquées.…….68

Tableau VI.6: Tableau de la portance maximale des cintres ……....68

Tableau VI.7.5: Tableau des caractéristiques des boulons……....70

Tableau VI.7: Rigidités équivalente des combinaisons (béton +cintres) et (boulons + coulis de ciment)……...……....71

Tableau VI.8.2.a: Tableau des raideurs du terrain encaissant……...….74

Tableau VI.8.2.b: Tableau des raideurs du terrain encaissant…….75

Tableau VI.8.3.a: Résumé des vérifications de contrainte normales.……....76

Tableau VI.8.3.b: Résumé des vérifications de contrainte de cisaillement.……....76

Tableau VI.9: Résumé des éléments de soutènement provisoire adopté……...….76

Tableau VIII.2.1.1.a: Tableau des caractéristiques du terrain encaissant…….....……..86

Tableau VIII.2.1.1.b: Les charges appliquées.……...……86

Tableau VIII.2.2: Les efforts internes maximaux ……..…87

Tableau VIII.3.1: Résultats de calcul de ferraillage longitudinal.……...…..88

Tableau VIII.3.2: Résultats de calcul de ferraillage de repartition.……...…89

Tableau VIII.4: Résumé de vérification au cisaillement……...…….90

Tableau IX.7.1: Diagramme de Gantt…….……97

Tableau IX.8.2.1: Les taches et sous tache de notre projet……..…100

Tableau IX.8.2.2: Calcul de durée de la tache…….…….101

Tableau IX.8.2.3: Tableau d'ordonnancement des taches…….…...101

Tableau IX.8.4 : planning de réalisation……...….102

Liste des figures

Figure I.5: Distinction entre tunnels profond et peu profond (Benamar, 1996)……...….5

Figure I.5.2: Ecaillage des parois du tunnel du Mont-Blanc lors de sa construction…..….6

Figure I.7.1.5.a: cycle de production……..…….10

Figure I.7.1.5.b: exemple sur un plan de tire…….……..…10

Figure I.7.1.5.c: la machine foreuse……..11

Figure I.7.1.5.d: la phase de chargement……...11

Figure I.7.1.5.e: photo sur l'équipement de ventilation.……12

Figure I.7.1.5.f: la machine pince à purger…….12

Figure I.7.1.5g: le marinage……..…….12

Figure I.7.1.5.i: le gunitage…….…13

Figure I.8.1.a: Application de la New Austrian Tunnelling Method (b) Boulonnage du front……..13

Figure I.8.1.b: Voûtain de terrain entre deux cintres (b) Technique de l'enfilage…….....15

Figure I.8.2: Cintres TH, boulons radiaux et béton projeté.……16

Figure I.9.1: Principe des anneaux universels.……17

Figure I.10.2: Représentation géométrique d'une discontinuité…….....19

Figure I.10.3: Exemple de calcul d'un RQD…….……..20

Figure II.1: Le réseau routier en Algérie…….……21

Figure II.3: Consistance de la pénétrante de Tizi Ouzou……...……22

Figure II.4.2: le logo de l'entreprise réalisateur…….……23

Figure II.4.3: Tracé en plan de tunnel T1……...……23

Figure II.4.4: Profil en long de tunnel T1……..……...23

Figure III. 3: Les éléments de la section transversale…….…24

Figure III. 3.1: Les éléments constituant de la plateforme.…….25

Figure III.4.1.a: Plateforme de notre projet (alignement droit)……...…….....28

Figure III.4.1.b: Plateforme de notre projet (virage)……..……28

Figure III.4.2: Gabarit de notre projet……....29

Figure III.4.3: les encombrements du projet……..29

Figure III.5.a: Section transversale type (radier contre-vouté)…….....30

Figure III.5.b: les rayons de la section transversale type……...…30

Figure IV.2.1: Carte schématique localisant la zone d'étude……..……...……32

Figure IV.2.2: Schéma structural simplifié des Maghrébides…….....33

Figure IV.2.3: carte sismo-tectonique du nord de l'Algérie montrant les principales structures actives observées dans le Tell…….....34

Figure IV.2.4.a: Coupe géologique du tunnel…….……..….35

Figure IV.2.4.b: Profil longitudinal du tunnel……....35

Figure IV.2.6: Carte schématique des zonages sismiques de l'Algérie……..37

Figure IV.2.7.a: Localisation des différentes stations d'investigation.……...…37

Figure IV.2.7.b: Photos identifiants des discontinuités sur le site du tunnel d'Ait Yahia Moussa.……...……..38

Figure IV.2.7.c: Veines de quartz allant jusqu'à 50 cm éventuellement observées dans les rochers métagranitiques dans le tunnel vers le PK21+650…….....38

Figure IV.2.7.d: Filon aplitique et altération hydrothermale entrecoupant l'unité de métagranite en joints rapprochés…….....38

Figure IV.2.7.f: Dyke aplitique entrecoupant les métagranites dans le…….…..38

Figure IV.2.8.1.a: Image tomographiques face à l'entrée Nord du tunnel……..39

Figure IV.2.8.1.b: Image tomographiques à la droite de l'entrée Nord du tunnel.…….40

Figure IV.2.8.1.c: Image tomographiques à la droite de l'entrée Nord du tunnel [53]……...40

Figure IV.3.1: Image satellitaire modifiée matérialisant le tracé du tunnel.……...41

Figure IV.4.1: Paramètres géotechniques pour l'unité située au niveau du tunnel entre le le entree portail et PK: 21+180……44

Figure IV.4.2.a: Paramètres géotechniques pour l'unité située au niveau du tunnel entre le PK :21+180 et PK: 21+850 (D=0).……..45

Figure IV.4.2.b: Paramètres géotechniques pour l'unité située au niveau du tunnel entre le PK :21+180 et PK: 21+850 (D=0.8).……46

Figure IV.4.3: Paramètres géotechniques pour l'unité située au niveau du tunnel entre le PK :21+850 – sortie portail du tunnel.…….....…….47

Figure V.3: Schéma type de soutènement provisoire…….....……..77

Figure VI.2.2: Schéma reliant Q, De et les catégories de soutènement…....……79

Figure VI.7.5: Temps de tenue moyen des rochers en fonction du pas d'excavation…….....82

Figure.VII.1 : Présentation de la coupe utilisée dans la modélisation (Plaxis 3D Tunnel 1.2)…….....….78

Figure VII.3.3: Génération des conditions aux limites (Plaxis 3D Tunnel 1.2)……..…..80

Figure VII. 3.4: Génération du maillage 2D et 3D (Plaxis 3D Tunnel 1.2)…...……80

Figure VII. 3.5.a: Génération des conditions hydrauliques (Plaxis 3D Tunnel 1.2)……..…81

Figure VII. 3.5.b: Génération des contraintes effectives (Plaxis 3D Tunnel 1.2)……..…81

Figure VII. 3.6: Fenêtre de Calcul montrant les différentes phases exécutées (Plaxis 3D Tunnel 1.2)……82

Figure VII.4: Présentation des points de référence pour l'étude des déformations (Plaxis 3D Tunnel 1.2)……83

Figure VII. 4.2: Déplacements totaux dans la phase 2,4 et6 (Plaxis 3D Tunnel 1.2)…….84

Figure VIII.3.1.a: Section de modélisation de la callote, de radier et de pied droit……87

Figure VIII.3.1.b: Interface EXPERT BA 2010……...…….88

Figure VIII.4.a: Coupe de ferraillage de la voute au PK21+150…….....90

Figure VIII.4.b: Un exemple de ferraillage d'une section de tunnel……..….91

Figure IX.6: La durée des taches……..…96

Figure IX.7.2: Réseau PERT & Chemin Critique.…….……98

***Figure IX.8.3*:** Réseau PERT & Chemin Critique de notre projet.....102

Liste des Abréviations

A.N.A : Agence nationale des Autoroutes.

O.N.E : ÖZGÜN-Nurol-ENGOA

AFTES: Association Française des Travaux d'Exploitation en Souterrain.

GSI: Géological Strength Index.

JRC: Joint Roughness Coefficient.

R.M.R: Rock Mass Rating.

R.Q.D: Rock Quality Designation.

SC: Sondage carotté (en dehors du tracé du tunnel).

SR: Structure Rating.

SRF : Paramètre de réduction relatif aux contraintes.

ST : sondage tunnel (réalisé au dessus du tunnel).

CET : centre d'étude des tunnels

E.U.A : Etats Unis d'Amérique

CPJ : ciment portland

Liste des Notations

C : Cohésion	[KPa]
D : Facteur de perturbation	
Ei : Module d'élasticité ou Module de Young	[GPa]
Em : Module de Déformation	[MPa]
J_n : Nombre de familles de discontinuités.	
J_a : Paramètre d'altération des joints.	
J_r : Paramètre de rugosité des joints.	
J_w : Paramètre hydraulique des discontinuités.	
mi: Constante du matériau	
UCS: Pression Uniaxiale	[MPa]
γ_n : Poids Unitaire	[KN/m^3]
φ : Angle de frottement interne de la roche	[°]
σ: Contrainte	[KN/m^2]
σ_1: Contrainte principale majeure	[KN/m^2]
σ_3: Contrainte principale mineur	[KN/m^2]
τ: Contrainte de cisaillement	[KN/m^2]
υ: Coefficient de poisson	[KN/m^2]
k : coefficient de perméabilité	[m/s]
w : poids volumique de l'eau	[KN/m^3]
h : hauteur	[m]
R_c : résistance à la compression	[m]
P : presssion	[Pa]
s : surface	[m^2]
Ø : diamètre	[m]
J_v : densité volumétrique des joints	
L : Longueur des boulons	
B_{max} : portée maximale de l'excavation sans soutènement	

INTRODUCTION GÉNÉRALE :

Lors de la réalisation des routes, diverses entraves peuvent être rencontrés tels que les oueds, les rivières, les montagnes... qui ne peuvent pas être facilement franchis. Pour pouvoir maitriser ces différents problèmes, l'ingénieur fait recours à l'étude de diverses solutions telles que les ponts, les viaducs…, et le creusement de tunnels qui sera l'objet de mon travail.

Les tunnels sont connus depuis le XIX^{ème} siècle comme étant des ouvrages souterrains importants, en général ils permettent de raccourcir un itinéraire, et d'éviter un col (tunnel sous une montagne) ou d'éviter un long détour (tunnel sous un plan d'eau). C'est aussi l'encombrement du sol et la difficulté de restructurer l'urbanisme existant dans les agglomérations urbaines qui poussent à l'utilisation du sous-sol, aussi la construction d'un tunnel peut être réalisée pour limiter les nuisances du trafic (notamment en ville ou pour les villages en bordure d'autoroute).

Les projets de tunnels peuvent être différents par leurs profondeurs, géométries, la lithologie et la méthode d'excavation. Ma contribution dans ce domaine du génie civil, se porte sur l'étude et le calcul d'un tunnel autoroutier bitube; servant d'éviter une déviation sur une montagne, sis à AIT YAHIA MOUSSA dans la wilaya de Tizi ouzou.

L'objet de mon travail est focalisé sur l'étude géologique, géotechnique, prédimensionnement du tunnel T1 et planification optimale des travaux. J'aborderais successivement : des généralités sur les tunnels (chapitre 1) dont je vais traiter la partie bibliographique citant les différent types de tunnel, les méthodes de creusement et les différent types de soutènement et revêtement définitif ,la présentation du projet ou je donne la description générale sur la pénétrante de Tizi Ouzou et de tunnel Ath Moussa fait l'objet de chapitre 2, suivi par la détermination de la géométrie du tunnel ainsi de la section transversal dans le chapitre 3, chapitre 4 consacré pour l'étude géologique et géotechnique du tunnel ou je présente les différents essais réalisés .

Ensuite je passerai à la classification du massif (chapitre 5) dont les paramètres RMR, GSI et Q_Système sont déterminés pour bien choisir le soutènement qui convient la caractéristique du tunnel suivi par la vérification du soutènement provisoire dans le chapitre 6.

Dans le chapitre 7 je vais modéliser un tronçon de tube droit à l'aide de logiciel PLAXIS 3D. Détermination des caractéristiques du revêtement définitif fait l'objet du chapitre 8 ensuit la conclusion générale, je note que le chapitre réservé au sujet de master est intitulé Planification des travaux du tunnel (chapitre master).

CHAPITRE MASTER

Planification des travaux.

CHAPITRE MASTER

1. Introduction :

Le but d'apporter une aide méthodologique sur la façon de concevoir et de réaliser un planning de projet. De plus, il explique l'activité de "suivi de projet" au sein d'un projet concernant les systèmes d'information.

La planification d'un projet est un outil incontournable pour le management de projet. Elle permet de :

- ✓ Définir les travaux à réaliser,
- ✓ Fixer des objectifs,
- ✓ Coordonner les actions,
- ✓ Maîtriser les moyens,
- ✓ Diminuer les risques,
- ✓ Suivre les actions en cours,
- ✓ Rendre compte de l'état d'avancement du projet.

2. L'objectif :

La question " **Pourquoi planifier ?** " peut surprendre et paraître aujourd'hui de peu d'intérêt tant la présence du planning est aujourd'hui devenue naturelle et systématique dans tout document ou débat concernant un projet quelconque.

Impensable en effet aujourd'hui de présenter un projet sans évoquer la solution, les enjeux, les bénéfices, les coûts, les ressources, les risques et bien sûr les fameux délais calculés grâce au planning ! Et il reste maintenant bien peu d'espaces contractualisés ou vierges où partir à l'aventure sans planning est encore toléré ... Personne ne s'en plaindra, n'est-ce pas ? Mais démontrer qu'il est impossible ou mal venu de ne pas planifier n'est pas très convaincant !

Il convient alors de regarder la séance de planification comme une opportunité unique donnée à l'équipe projet de mener une **réflexion collective** sur "comment faire pour réaliser ce qu'on nous demande, avec les moyens qu'on veut bien nous donner et dans les délais accordés et le budget alloué".

3. La planification

La planification est un outil de prise de décisions pour le chef de projet mais aussi de communication entre les différents acteurs d'un projet. Elle permet alors de maîtriser les interfaces du projet. Planifier optimise ainsi les chances de réussite d'un projet en améliorant la productivité grâce à une meilleure maîtrise de la qualité.

La phase de planification doit permettre de transformer l'objectif défini durant la conception en un plan de réalisation. Durant cette phase, les activités suivantes devront être effectuées.

Identification de l'ensemble des tâches à réaliser.

Estimation de la durée des tâches.

Ordonnancement des tâches.

- Affectation des ressources.
- Optimisation du déroulement.
- Préparation des documents de suivi de la réalisation.

4. Les constitutions d'un plan :

Puisqu'il n'y a pas deux projets pareils, il n'existe pas non plus deux plans de projet qui soient identiques. Pour qu'il soit d'une utilité maximum, votre plan de projet doit être pertinent, compréhensible et tenir compte de l'importance et de la complexité de votre projet unique. Votre plan de projet devrait inclure les éléments suivants :

1. le calendrier d'activités;
2. l'horaire de travail;
3. la matrice de responsabilités;
4. le budget de plan de projet

Le plan de projet devrait être remis au gestionnaire de projet, au promoteur, à chaque partenaire et à tous les principaux membres du personnel du projet. Il s'agit d'un outil de grande valeur qui peut permettre d'éviter la confusion quant à la portée du projet et les malentendus sur les responsabilités, les échéanciers ou la gestion des ressources.

4.1 Le calendrier d'activités

Le calendrier d'activités est l'un des éléments les plus importants du coffre à outils du gestionnaire de projet. En permettant de fractionner un projet et de répartir toutes les tâches nécessaires à son achèvement, le calendrier des activités :

- offre une vision précise de l'envergure du projet;
- vous permet de savoir précisément ce qui est terminé et ce qui reste à faire;
- vous permet de suivre de près le travail, les échéances et les coûts associés à chaque tâche;
- permet aux membres de l'équipe de comprendre leur rôle dans l'ensemble du tableau.

La production d'un calendrier d'activités demande un effort et vous pourrez penser que votre projet n'a pas l'ampleur voulue pour justifier cette démarche. Toutefois, grâce au plan d'action mis au point lors de la préparation de la demande, vous avez déjà en main l'information nécessaire pour commencer le projet.

4.2 L'horaire de travail

Vous avez, dans votre plan d'action, réparti les activités de votre projet selon leur suite logique. Vous avez maintenant élargi le plan d'action et créé un calendrier d'activités comprenant une structure détaillée de répartition du travail. Après avoir précisé les tâches à accomplir et décidé de l'ordre dans lequel elles seront réalisées, vous êtes prêt à préparer l'horaire de travail.

4.3 La matrice de responsabilités

Votre projet nécessitera la collaboration d'un grand nombre de personnes et d'organismes qui travaillent à un but commun. La gestion d'une équipe variée, souvent dispersée à plusieurs endroits, peut présenter des défis particuliers.

La matrice de responsabilités est un outil précieux de gestion de projet destiné à vous aider à relever ces défis. Une matrice de responsabilités attribue à quelqu'un la responsabilité de chaque activité principale du projet, évitant ainsi que certains éléments « Échappent à votre surveillance ». Il n'est pas nécessaire qu'elle soit complexe et peut être facilement réalisée en se rapportant à l'horaire de travail du projet.

4.4 Le budget du plan de projet

Dans le cadre de votre demande, vous avez préparé un budget de projet qui répond aux au directeur de l'entreprise. Cette « meilleure estimation » des coûts constituera un outil important de gestion des ressources tout en permettant d'atteindre un résultat de qualité.

Il est important d'avoir l'estimation la plus détaillée et la plus précise possible des principaux coûts du projet (habituellement les salaires, les matériaux et les fournitures ainsi que les frais généraux), dès le début du projet.

5. Les découpages

La conduite d'un projet repose sur un découpage chronologique (phases) du projet en précisant :

- Ce qui doit être fait (tâches)
- Par qui cela doit être fait (Ressources)
- Comment les résultats (Livrables) doivent être présentés
- Comment les valider (Jalons)

5.1 Rôle de découpages

Le rôle de découpage de projet est basé sur les conseils suivants :

- Facilité la compréhension et la manipulation d'un ensemble complexe par la détermination de sous-ensemble de moindre complexité
- Classer et hiérarchie
- Essayer de ne rien oublier
- Permettre un suivi efficace du projet lors de son exécution grâce à l'utilisation de ces structures

5.2 L'ordonnancement des tâches

L'ordonnancement est l'élaboration d'un plan d'action permettant de déterminer les séquencements ou au contraire les parallélismes possibles entre l'exécution des tâches précédemment identifiées.

Dans certains projets, une marge de flexibilité peut être aménagée par le chef de projet pour l'ordonnancement des tâches, c'est-à- dire que le chef de projet peut prévoir plusieurs scénarios possibles concernant l'ordonnancement des tâches. En fonction de l'évolution du projet, un scénario d'ordonnancement des tâches peut être privilégié par rapport à un autre scénario.

Pour procéder à l'ordonnancement des tâches, il faut, pour chaque tâche élémentaire, lister les tâches antérieures, au vu des informations collectées sur le terrain et sélectionner les seules tâches immédiatement antérieures. Le planning doit permettre l'identification de l'ordonnancement des tâches du projet.

5.3 Estimation des charges des tâches et de la durée du projet

Différents besoins d'estimation se font valoir au niveau du projet, au niveau de la phase et au niveau des tâches.

Au niveau projet, il faut estimer la charge du projet complet par la détermination d'une enveloppe budgétaire.

Au niveau phase, il faut estimer la charge d'une phase spécifique, ajuster le découpage du projet et prévoir des ressources pour planifier l'affectation des intervenants.

Au niveau tâche, Il faut estimer chacune des tâches qui font généralement l'objet d'une affectation individuelle.

Les coûts du projet doivent être évalués en fonction de leur nature : coûts en matériel, en ressources humaines internes, en frais de déplacement, en personnel de prestataires extérieurs ...

Après cette phase de définition des besoins, il s'agit de définir les processus d'approvisionnement et d'établir les délais d'approvisionnement et évaluer le temps de de travail des ressources humaines, l'évaluation des durées est important dans le calcul total de la durée du projet

6. Quelque définition

- **Tache :** Travaille ou fonction élémentaire ayant un début et une fin.
- **Nœud :** Point logique de rassemblement de taches.
- **Maille** : suite de tache entre deux nœuds considérer.
- **Date « au plus tôt » :** Date la plus «(en avance)» possible qui permet de débuter les taches suivantes en respectant toutes leurs

conditions de démarrage.

- **Chemin critique :** Trajet constitué des mailles de durée les plus longues permette de satisfaire toutes les conditions de réalisation de toutes les taches pour atteindre l'objectif final « (au plus tôt) »
- **Date « au plus tard » :** Date la plus tardive possible qui permet de démarrer les taches suivantes sans faire reculer le délai final défini par le chemin critique.
- **Marge Totale :** cette marge correspond à la durée dont une tache peut être prolongée ou retardée sans augmenter la durée totale de projet. Quand cette marge s'annule la devient critique.

- **Marge libre :** cette marge correspond à l'écart de temps entre la fin d'une tache débutée « (au plus tard) » et le besoin « (au plus tôt)» des taches suivantes. Cette marge n'est pas nécessaire et n'est pas utilisée a durée dont une tache peut être

En déduire à ce plan un résumé de la durée d'une tache

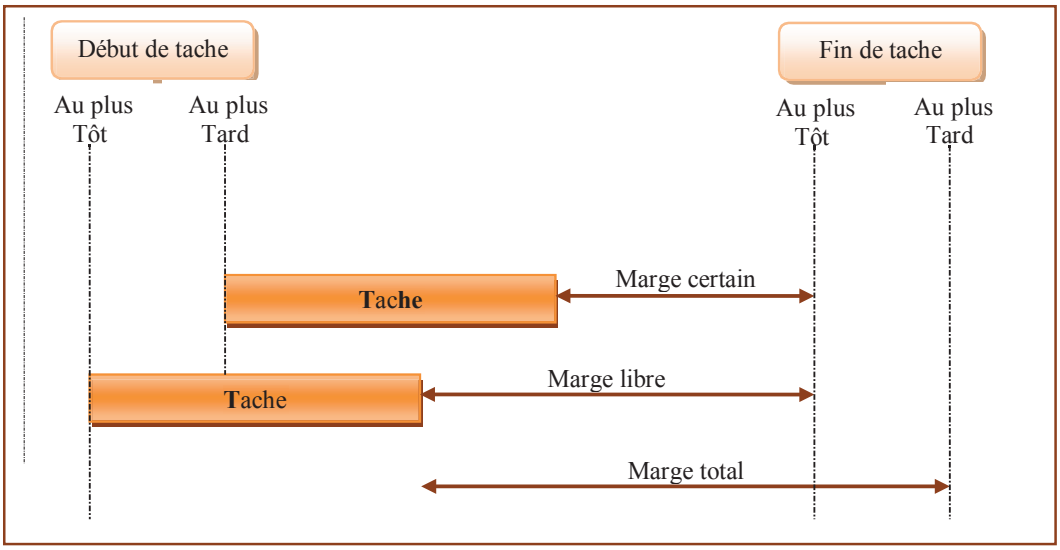


Figure 6 : La durée des taches

7. Les méthodes GANTT et PERT

Les méthodes les plus connues sont: le diagramme de **Gantt** et la méthode **PERT**. Nous résumons dans les sections suivantes ces trois techniques.

7.1 Le diagramme de GANTT

Le diagramme de Gantt est un outil permettant de modéliser la planification de tâches nécessaires à la réalisation d'un projet. Le principe de ce type de diagramme est de représenter au sein d'un tableau, en ligne les différentes tâches et en colonne les unités de temps

(exprimées en mois, semaines, jours,...).Les différentes étapes de réalisation d'un diagramme de Gantt sont les suivantes:

- Définition des différentes tâches à réaliser et leurs durées.
- Définition des relations d'antériorité entre tâches.
- Représentation des tâches par des traits dans le diagramme: d'abord les tâches n'ayant aucune antériorité, puis celles dont les tâches antérieure sont déjà été représentées, et ainsi de suite...

La **Figure.7.1** représente un diagramme de **Gantt** où chaque colonne représente une unité de temps, les **traits épais** représentent les durées d'exécution prévues des tâches et **les traits pointillés** représentent le déroulement d'exécution. Par exemple, la tâche **B**, qui dure **5** unités de temps, ne peut commencer son exécution qu'après la fin de la tâche **A** et elle peut s'exécuter en même temps que la tâche **C**.

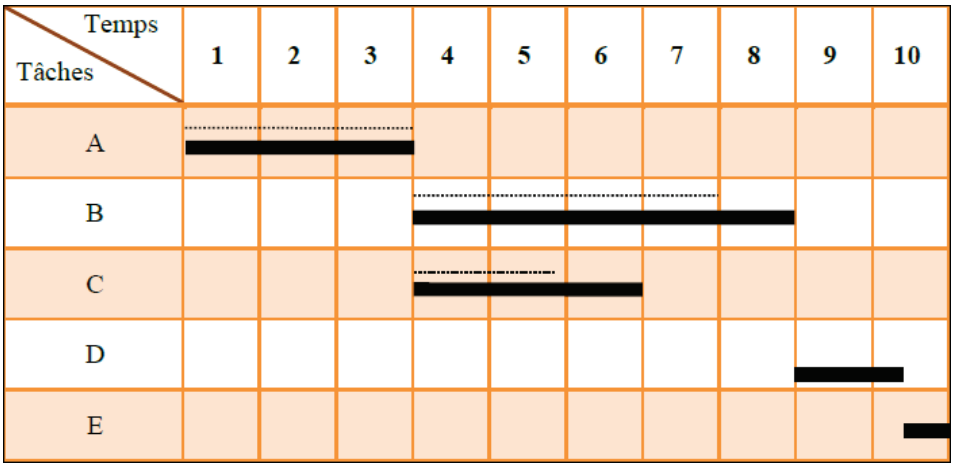


Tableau 7.1 : Diagramme de Gantt

Le chemin critique est formé d'une succession de tâches sur le chemin le plus long en terme de durées (**A, B, D, E,** dans l'exemple). Il est appelé chemin critique parce que tout retard pris sur l'une des tâches de ce chemin entraîne du retard dans l'achèvement du projet. Le diagramme de Gantt permet de déterminer la date de réalisation d'un projet et d'identifier les marges existantes sur certaines tâches (avec une date de début au plus tôt et une date de fin au plus tard). Son point faible est que son application est limitée à des problèmes particuliers.

7.2 La méthode PERT

La méthode PERT consiste à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leurs dépendances et à leur chronologie permettent d'avoir un produit fini. Elle représente le problème sous forme d'un graphe tel que les tâches sont représentées par un arc auquel on associe un nombre entre parenthèses qui représente la durée de la tâche. Un nœud représente la fin d'une ou de plusieurs tâches.

Cette méthode permet de déterminer la date de début et de fin de

chaque tâche ainsi que le chemin critique c'est-à-dire un ensemble d'activités tel que tout retard dans leur exécution provoquerait un retard de la fin du projet

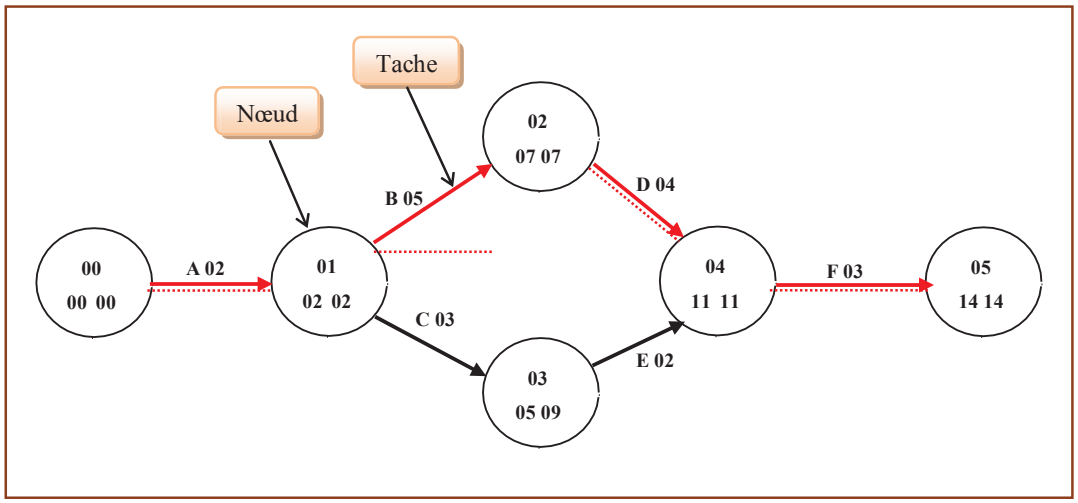


Figure 7.2 : Réseau PERT & Chemin Critique

8. La Planification de notre projet:

8.1 Planification structurelle :

Avec la tendance d'accroissement des projets et leur complexité dans la réalisation, des outils s'avèrent nécessaire pour leur réalisation. Une fois les objectifs fixés d'un projet, méthodologie de travail doit être établie selon un planning de travail.

D'où la nécessité d'utilisation d'un ou plusieurs outils par exemple (WBS) ; (PBS) ; (OBS) ; (CBS) ; (RBS)

8.1.1 Work Breakdown Structure (WBS)

Work Breakdown Structure (WBS) en anglais et (Structure de Découpage du Projet) (SDP) ; en français mais le sigle anglais étant le plus souvent utilisé, C'est la décomposition arborescente des tâches à effectuer. Cette décomposition est essentielle lors du projet : elle met en évidence toutes les tâches et lots de travail à accomplir.

Le WBS est directement lié au PBS : à chaque nœud du PBS correspond une tâche

8.1.2 Product Breakdown Structure (PBS)

La Product Breakdown Structure (PBS) en anglais et (Organigramme Technique Produit) en français, définir la nomenclature des objets du projet, de décomposer le projet en sous-ensembles et les compétences nécessaires à la mise en place du projet.

8.1.3 Organization Breakdown Structure (OBS)

L'Organization Breakdown Structure (OBS) Il fait le lien entre les tâches et les personnes (physique ou morales). Il permet de définir les responsabilités et les actions dans les tâches.

8.1.4 Cost Breakdown Structure (CBS)

Le Cost Breakdown Structure (CBS). C'est la décomposition arborescente des coûts du projet. Il permet d'associé à chaque nœud un coût.

8.1.5 Resource Breakdown Structure (RBS)

Resource Breakdown Structure (RBS**)** ou Structure de Décomposition des Ressources **(SDR).** Il représente la hiérarchie des ressources de l'équipe projet.

A pour objectif de décomposer le projet en ressources et de regrouper ses ressources par nature ou en équipes. Le chef de projet doit, à travers le RBS, mettre en place des calendriers de travail, vérifier la disponibilité en termes de compétences et affecter les responsabilités hiérarchiques.

8.2 Planification opérationnelle

8.2.1 Les taches et sous tache de notre projet

Tableau de l'ensemble des taches de notre projet :

Avant entamé la planification doit assembler, et classé tous les taches et les lots sur un tableau au sur un fichier ?

Pour notre planification on a utilisé les donné de devis quantitatif et estimatif de marché de la réalisation d'un tunnel

N°	**Désignation des taches**
	Gros Œuvres
01	**Installation de chantier**
02	Dégagement des empires
03	Installation de chantier
04	**Ede d'exécution**
05	Sondage
06	Étude d'exécution
07	**Terrassement**
08	Terrassement généraux
09	**Tunnel**
10	**Creusement et sottement**

11	Creusement et sottement du radier (partie inferieur)
12	Creusement et sottement de la voute (partie supérieur)
13	**Chaussée**
14	Assainissement
15	Corps de chaussée
16	Couches de surface
17	**Protection des talus**
18	Protection des talus voisins
19	**Équipement**
20	Trottoirs et barrie de sécurité

21	Signalisation horizontale
22	Équipement spécifique du tunnel
23	Signalisation vertical
24	**Structure définitive**
25	Étanchéité
26	Construction de la voute (partie sup)
27	Construction du radier (partie inf)

Tableau.8.2.1 : Les taches et sous tache de notre projet

8.2.2 Calcul les durées des taches

Le travail à exécuter par une équipe déterminée et pour pouvoir être employée dans un planning, la tâche doit être quantifiée et représentée. Dès lors, on définira pour chaque tâche :

- le contenu du travail à effectuer (la quantité globale)
- le temps moyen d'exécution par unité
- l'effectif normal d'une équipe, ou le matériel
- Les heures de travails par jours (8 h)

À partir de ces données, on peut calculer ensuite la durée d'exécution de chaque tâche, par la formule suivante :

$$\text{La } \mathbf{D}\text{urée de la } \mathbf{T}\text{ache} = \frac{\text{Contenu du travail x Temps unitaire moyen}}{\text{Effectif de l'équipe x Temps légal}}$$

Ou $$DT = \frac{Q\,t \times T\,u}{N\,eff \times 8}$$

tache	Nom de tache	quantité	duré
1	Installation de chantier	f	68
2	Opération préliminaires	f	78
3	Dégagement des emprises	5435	32
4	Terrassements	30005	50
5	Assainissement	9960	51
6	Creusement	73695	457
7	Chaussée	40140	167
8	Structures	132827	217
9	Protection des talus	49010	84
10	Trottoir	7980	84
11	Équipements	10877	77
12	Équipement spécifique de tunnel	2815	77

Tableau 8.2.2 : Calcul de durée de la tâche.

8.2.3 Les durées des taches et prédécesseurs des taches.

Tableau d'ordonnancement des taches de notre projet

N°	Tache	Durée (Jours)	Antériorité
A	Installation de chantier	68	-
B	Terrassement + assainissement	101	-
C	Creusement	457	B
D	Structure Chaussée	384	C
E	Équipement + Trottoir	238	D
F	Opération primaire	78	
G	Protection des talus	84	

Tableau 8.2.3 : Tableau d'ordonnancement des taches

8.3 Le Réseau de notre projet PERT.

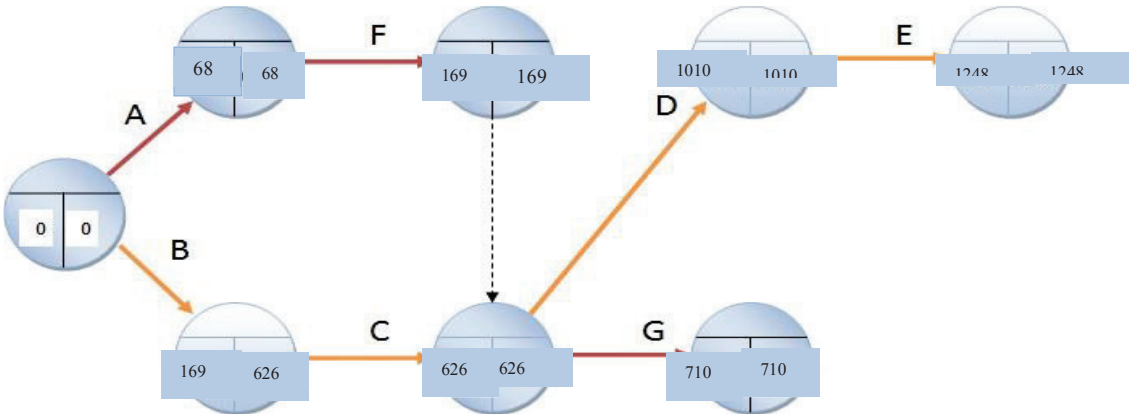


Figure 8.3: Réseau PERT & Chemin Critique de notre proje

Conclusion : le chemin critique =1248 jours donc la durée des travaux est 3ans 5 mois et3 jours

8.4 Planning de réalisation

N°	Désignations des travaux	Délai de réalisation (Mois)			
		3	15	12	8
1	Terrassement				
2	tunnel				
3	chaussée				
4	équipement				

Tableau 8.4 : Diagramme de Gantt de notre projet

9. Conclusion

La planification et l'ordonnancement de l'ensemble des activités d'un projet, de la part du gestionnaire, Bien que la complexité de la phase de réalisation ne soit plus à démontrer, il est pertinent d'insister une dernière fois sur l'importance à accorder à la phase de planification dans tout le processus. C'est en effet au cours de cette phase que vont se définir les besoins et les paramètres qui détermineront l'ampleur et la justesse du projet à réaliser. La détermination du gestionnaire de projet et les prouesses techniques des planificateurs sera conduire le projet ver la réussite et satisfaction pour les objectifs.

Un bon planning d'un projet et une bonne équipe de construction et suivi de déroulement de la réalisation selon le plan planifie, donc on a minimisé les risques et le surcout et le délai, néanmoins tous les projets recevoir obstacles et risque pendant la période de réalisation que nous allons parler dans le chapitre suivant

CHAPITRE I

GÉNÉRALITÉ SUR LES TUNNELS

CHAPITRE I :

I.1 INTRODUCTION :

Pour tout projet de tunnel, les responsables du projet suivent des étapes incontournables. Evidemment, les projets de tunnels peuvent être différents par leurs profondeurs, leurs géométries, la nature du terrain, la méthode d'excavation,.... Mais, comme le précise Lunardi (2008) : « La connaissance du milieu dans lequel on opère, de la réaction du massif suite à l'excavation, du choix de la technique de creusement ainsi que des différents modes de soutènement sont nécessaires pour tout projet de réalisation d'ouvrage souterrain ».

Dans ce chapitre, je vais me contenter de citer quelques notions de bases liées aux constructions souterraines, aussi je donnerais un bref aperçu sur les différentes méthodes de creusement, particulièrement le creusement par explosif en raison de son utilisation dans ce projet, les déférents type de soutènement provisoire et le revêtement définitif seront présentés dans ce chapitre et je terminera par les notions de mécanique des roches tels que les discontinuités et les systèmes de classification.

I.2 NOTIONS DE BASES LIÉES AUX OUVRAGES SOUTERRAINS :

Quelques notions de bases sur les tunnels seront exposées dans les paragraphes qui suivent ; Le mot tunnel vient du mot « tonnelle » évoquant la forme du tonneau. Il désigne un passage souterrain.

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

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

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

Il est également destiné aux canalisations d'eau potable et des eaux usées, et à des fins militaires et de défense civile.

I.3 Avantages et Inconvénients :

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

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

I.4 Les raisons d'aller en souterrain :

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

I.4.1 Des raisons d'occupation du sol et d'implantation :

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

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

I.4.2 Des raisons d'isolation :

L'isolation est l'une des principales raisons qui pousse la construction en souterrain. Le sol est dense et opaque ce qui lui confère plusieurs avantages sur le plan de l'isolation, les domaines d'isolations sont :

- **Climat :** Le sous-sol fournit une certaine protection contre les conditions climatiques. Qu'il soit meuble ou rocheux, il offre une température ambiante uniforme comparée aux grandes variations enregistrées par les températures à la Surface, cela offre un avantage conséquent du point de vue économie et stockage d'énergie. Les catastrophes naturelles et les séismes : les ouvrages souterrains sont naturellement protégés contre les orages, les tempêtes, les tornades. Ils peuvent aussi résister aux dégâts créés par les inondations, sous précaution de prendre des mesures spéciales pour protéger les ouvrages contre l'invasion des eaux. De plus, ces ouvrages présentant des avantages certains en matière de résistance aux séismes, ils sont moins sensibles qu'en surface.

- **La protection :** les ouvrages souterrains fournissent des avantages en ce qui concerne la protection contre les explosions, en absorbant les chocs et l'énergie dissipée. La seule condition est que l'ouvrage doit être équipé d'un système de filtration de l'air extérieur.

- **Le confinement :** le confinement agit en sens inverse de la protection. Il est très important pour protéger la surface vis-à-vis des nuisances et dangers crées par certaines installations, comme le stockage de matières dangereuses et leur exploitation (déchets nucléaires, chimiques, etc.).

- **La sécurité :** le principal avantage des ouvrages souterrains demeure dans le nombre limité de leurs accès et la facilité de les sécuriser.

I.4.3 Des raisons de protection de l'environnement :

Le sol offre une série d'avantages dans le domaine de la protection de l'environnement. Ces avantages sont essentiels lorsqu'il convient de concevoir des installations à faible impact sur l'environnement.

- **L'aspect visuel et esthétique :** un ouvrage enterré crée un impact visuel moins important, voire nul, qu'un ouvrage équivalent réalisé à la surface.
  Ceci peut aider, le fait de cacher des installations techniques dans des zones sensibles, de plus pour la protection des paysages naturels et des réalisations Architecturales, c'est également un avantage non négligeable. Les volontés progressives tendant à enterrer les réseaux de services publics résultent, principalement, d'une réflexion sur la beauté et l'amélioration de la protection contre les éléments naturels.

- **L'écologie :** les ouvrages souterrains permettent de protéger la végétation Naturelle. Les dommages sont moins importants sur le cycle écologique, aux niveaux local et mondial.

I.4.4 Des raisons topographiques :

Dans les zones montagneuses, le recours aux tunnels rend réalisables diverses variantes de transport, les routes, les voies ferrées, et il présente une solution intéressante pour le franchissement des fleuves dont la mauvaise qualité de terrains (alluvions gorgées d'eau) comporte de nombreuses difficultés (solution le tunnel immergé). D'une façon générale, l'utilisation de l'espace souterrain présente plusieurs avantages dans le domaine d'aménagement d'installation ou d'infrastructures.

I.4.5 Des raisons sociales :

L'espace souterrain a un rôle principal à jouer sur le plan social et ce, en offrant de bonnes conditions de vie. Il s'agit ici de la diminution de la pollution et du bruit, de l'utilisation active de l'espace, du développement économique, de la protection du cadre de vie, de la santé publique et de la sécurité. Dans ces différents domaines, il présente des nombreux avantages :

- Les tunnels ont un rôle vital pour amener et évacuer l'eau en site urbain,
- Les tunnels permettent l'installation d'un système de transport qui respecte l'environnement, rapide et discret,
- Les tunnels routiers urbains débarrassent la surfaces des véhicules ce qui implique une réduction du bruit dû à la circulation, d'autre part l'air devient légèrement moins pollué et enfin l'occupation de surface peut être utilisée à d'autres fins,
- Les parcs de stationnement et les centres commerciaux souterrains en centre-ville libèrent de l'espace en surface pour des activités de loisirs et des terrains de jeu.

I.5 Propriété des tunnels profonds et peu profonds:

Un tunnel est dit profond si son diamètre (ou diamètre équivalent dans le cas où la

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

La figure I.5 montre la distinction entre tunnel peu profond et tunnel profond. (Benamar, 1996).

$\sigma H = \gamma.H$ et $\sigma D = \gamma.D$ où γ est le poids volumique moyen du terrain

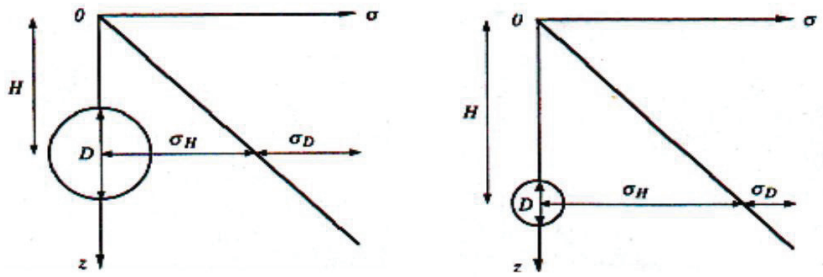


Figure I.5 Distinction entre tunnels profond et peu profond (Benamar, 1996)

I.5.1 Les ouvrages à faible profondeur :

Un ouvrage souterrain à faible profondeur (moins de deux diamètres du niveau du sol) peut être réalisé de deux façons :

1 En tunnel : soit au tunnelier ou par attaque ponctuelle, On évitera l'explosif, surtout en zone urbaine, car trop risqué à cette faible profondeur.

2 En tranchée couverte : On réalise une tranchée à ciel ouvert dans laquelle on construit l'ouvrage. Celle-ci est ensuite remblayée.

Une fois réalisés, on différencie facilement ces deux types d'ouvrage par leur forme, la tranchée couverte ressemble à une boîte rectangulaire, alors que le tunnel creusé en souterrain est arrondi.

Les ouvrages construits en tranchée sont privilégiés dès lors qu'ils sont réalisables (en zone découverte, sous une rue, etc...). Ils sont en effet plus économiques et moins aléatoires.

Les tunnels peu profonds, souvent creusés dans des formations meubles et/ou aquifères, sont les "préférés" des tunneliers qu'ont le gros avantage de pouvoir mieux maîtriser les tassements, c'est en effet primordial lors de la traversée des zones urbaines où le moindre tassement différentiel peut entraîner des désordres dans les bâtiments sus-jacents.

I.5.2 Les ouvrages à grande profondeur

Les tunnels alpins ont apporté de nombreuses informations sur la construction à très grande profondeur (hauteur de couverture supérieure à 1000 m). Les roches qui, à la surface, semblent très résistantes (R_C > 150MPa) peuvent avoir un comportement complètement différents lors de leur traversée (CETU, 2012).

Un autre phénomène, autrement plus violent, est le rockburst, il s'agit d'une explosion soudaine de la roche en paroi, comprimée bien au-delà de sa résistance Par le poids des terrains sus-jacents. Ces projections sont extrêmement dangereuses pour les ouvriers, si le rocher ne cède pas brutalement, il s'écaille par plaques (Fig. I.5.2). La schistosité et autres discontinuités de la roche sont des zones de rupture privilégiées à isoler et à renforcer le plus rapidement possible.



Figure I.5.2 :Ecaillage des parois du tunnel du Mont-Blanc lors de sa construction.

Les convergences enregistrées sont centimétriques, voire décimétriques (alors qu'elles sont usuellement de quelques millimètres) et les soutènements doivent donc être « souple ».

A cette profondeur, il est illusoire de vouloir retenir ces poussées par des cintres métalliques rigides. Pour accompagner les déformations, la pose de boulons à ancrage ponctuel très rapprochés et à forte ductilité s'est avérée efficace dans certaines situations[2]. L'emploi de cintres coulissants, accompagnant le déconfinement, est souvent une solution avantageuse.

I.6 Les catégories de tunnels:

Selon leur objet :

- ✓ les tunnels de communication parmi lesquels :

• les tunnels ferroviaires,
• les tunnels routiers,
• les tunnels de navigation.

- ✓ les tunnels de transport :

• adductions d'eau,
• galeries hydrauliques,
• égouts,
• galeries de canalisations.

- ✓ les tunnels et cavités de stockage :

• garages et parkings,
• stockages liquides ou gazeux,
• dépôts.

Selon leur mode d'exécution:

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

Selon la forme des ouvrages:

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

I.7 METHODES DE CREUSEMENT :

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

I.7.1 Creusement par l'explosif :

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

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

I.7.1.1 Les matériaux :

- ✓ Les explosifs : c'est un corps ou un mélange de corps chimiques susceptibles de se décomposer très brutalement en libérant une onde de choc et un volume important de gaz à hautes pression et température.
- ✓ Décomposition des explosifs : Une explosion, se caractérise par un déplacement de matière en combustion appelé front de flamme et un déplacement de gaz frais appelé onde de choc.

On distingue deux types d'explosion :

- Déflagration : c'est lorsque le front de flamme se déplace plus lentement que l'onde de choc.

- Détonation : l'onde de choc et le front de flamme sont confondus ce qui a pour conséquence une augmentation de la pression, un déplacement de volume d'air très important et un bruit très élever.

Principaux explosifs utilisée en travaux publics :

- Les dynamites,
- Les nitrates fioul.

✓ l'exploseur : c'est en pratique un générateur de courant associe à un condensateur dont la décharge fournit le courant électrique nécessaire à l'allumage des détonateurs électriques.

✓ les détonateurs : sont composés d'un ;

- Dispositif d'allumage thermique ou de choc,
- Système de retard éventuel (pour les tires séquentielles),
- Explosif primaire très sensible,
- Explosif secondaire amorcé par l'explosif primaire et apportant une énergie de choc suffisante pour amorcer la décomposition des explosifs du tir.

✓ ligne de tir.

✓ cordeaux détonants : ce sont destinés à l'amorçage, tout le long du trou de mine, des explosifs.

✓ matériaux de bourrage : c'est un matériau inerte, placé soit entre deux charges

(Bourrage intermédiaire), soit en haut de trou (bourrage terminal ou final).

I.7.1.2 La conception du tir :

La matrice des tirs d'explosif dans les massifs rocheux nécessite une connaissance précise du comportement de ces matériaux fragiles soumis à des chargements rapides ou en effet les vitesses de déformation sont de l'ordre de 100 m/s à 103 m/s et plus.

Les roches sont des solides particulièrement complexes du fait de l'hétérogénéité des constituants et des défauts de structure (ce qui peut produire une anisotropie de la roche et du massif rocheux). La conception de plan du tir consiste à déterminer :

- Le diamètre des forages,

- La qualité de charge optimale ainsi que sa répartition dans le trou de mine,
- La disposition des trous de mine,
- La nature et le dispositif d'amorçage,
- Les séquences de mise à feu.

I.7.1.3 Les bouchons :

Le bouchon consiste en un ou plusieurs trous, vides ou chargés en explosifs, creusés au milieu du front de taille pour créer, après l'explosion des premières charges, une surface libre qui donne au tir plus de profondeur. Il en existe plusieurs sortes :

- ✓ Les bouchons à mines non parallèles ; la technique la plus ancienne, consiste à crées une foration orthogonale au niveau du front d'excavation.
- ✓ Les bouchons canadiens ; formés de trous chargés très proches éventuellement accompagnés de trous vides de décompression de même diamètre.
- ✓ Les bouchons à gros trou ; utilisent un trou foré comme première surface libre et volume de dégagement. La distance d'un trou à tirer par rapport au trou vide existant augmente avec le volume du trou vide l'avancement est limité par la précision de la foration, et plus particulièrement son parallélisme, et par le diamètre de foration du gros trou.

Il en existe d'autres et chacun est utilisé en fonction de la roche rencontrée.

I.7.1.4 Les raisons d'application :

I.7.1.4.1 Contraintes géologiques :

Ces contraintes sont les premières rencontrées lors du creusement d'un tunnel à l'explosif. La principale de ces contraintes en roche dure est la présence possible de failles. Ce sont des cassures dans la roche qui permettent à deux compartiments de roche de se déplacer l'un par rapport à l'autre par glissement ou éloignement. De manière générale les déplacements des blocs rocheux s'effectuent dans des sens contraires. L'existence de failles dans la roche peut provoquer lors du percement du tunnel des glissements de terrain et des arrivées d'eau imprévues.

Il est donc nécessaire de mener des études précises sur la composition géologique du terrain dans lequel on se prépare à creuser un tunnel.

I.7.1.4.2 Contrainte d'espace :

L'espace confiné des galeries souterraines empêche non seulement une circulation fluide de tous les engins de chantier mais apporte aussi des contraintes supplémentaires à l'utilisation des explosifs. En effet les ondes émises par les explosions se réverbèrent sur les parois des tunnels ce qui peut les fragiliser.

I.7.1.4.3 Contraintes de sécurité des personnes :

Après l'utilisation d'explosifs, des gaz toxiques commencent à se former dans la galerie. De même manière les gaz d'échappement des engins de chantier présentent une toxicité élevée si

leur concentration dépasse les seuils autorisés. Il est obligatoire d'évacuer ces gaz sans quoi le chantier devient trop dangereux pour le personnel. L'évacuation de ces gaz demande des machines particulières ce qui apporte des contraintes supplémentaires.

I.7.1.4.4 Contrainte de protection des matériels :

La construction d'un tunnel à l'explosif demande beaucoup d'engins de chantier et un éclairage est nécessaire dans une galerie sombre. Il est important de s'assurer que ces matériels sont hors de portée de l'explosif avant chaque tir.

I.7.1.5 Cycle de production

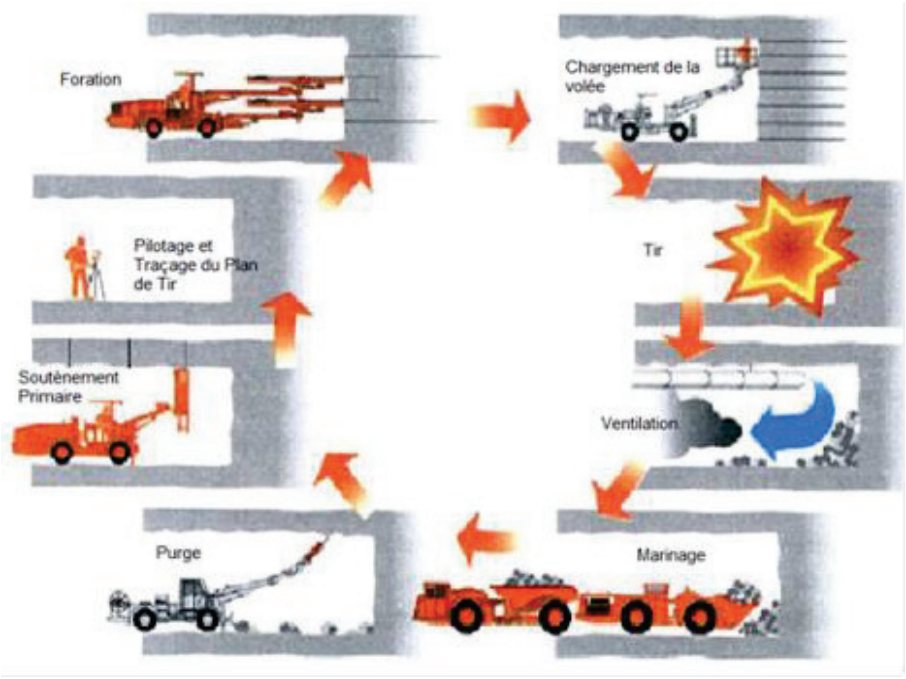


Figure I.7.1.5.a cycle de production

Creuser un tunnel nécessite une succession d'étapes qui, une fois faites, sont répétées jusqu'à ce que le tunnel soit fini, c'est ce qu'on appelle le cycle de production. Ces étapes sont les suivantes :

✓ Le plan de tir :

Le plan de tir est une étape obligatoire du cycle de creusement. Il consiste en un schéma de la voûte d'un tunnel sur lequel on place toutes les informations nécessaires au bon déroulement du tir. Ces informations portent principalement sur la localisation des différentes mines, leur puissance (type de charges), les détonateurs utilisés ainsi que l'ordre d'explosion des charges et le temps d'écart (25 ms dans le

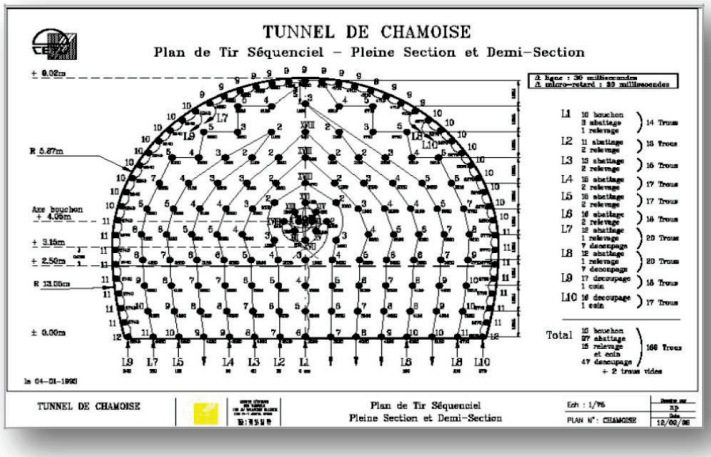


Figure I.7.1.5.b exemple sur un plan de tire

document ci-dessous). Cela permet de visualiser la séquence de tir des charges pour mieux l'adapter au terrain. Un chantier peut sur son parcours faire appel à différents plans de tir selon le type de roches rencontrées.



Figure I.7.1.5.c : la machine foreuse

✓ La foration

Après l'élaboration du plan de tir, on creuse les emplacements des charges ainsi que le bouchon. Le bouchon consiste en un ou plusieurs trous, vides ou chargés en explosifs, creusés au milieu du front de taille pour créer, après l'explosion des premières charges, une surface libre qui donne au tir plus de profondeur. Il en existe plusieurs sortes :

- Le bouchon canadien est constitué de plusieurs trous vides et parallèles entre eux ce qui permet aux ondes produites par les premières charges de se réfléchir entre les différents trous et ainsi de créer la surface libre.

- Le bouchon en V est fait de deux trous chargés placés en « V » à l'intérieur de la roche ce qui permet de former une surface libre plus profonde.

Il en existe d'autres et chacun est utilisé en fonction de la roche rencontrée.

✓ Le chargement de la volée :

Il existe différents types de mines, chaque type étant utilisé à des endroits différents du front de taille :



Figure I.7.1.5.d :la phase de chargement

- Les mines d'abattage sont utilisées dans le bouchon. Ce sont ces mines qui créent l'espace libre nécessaire au bon déroulement du tir.
- Les mines de contours sont utilisées pour creuser les contours du front de taille (voûte, profil et basement). Elles sont moins puissantes que les autres.
- Les mines de coins sont placées dans la partie basse du front de taille. Elles doivent former la voûte finale d'après le tir et c'est pourquoi elles ne sont déclenchées qu'à la fin.

- Les mines de coins sont placées dans la partie basse du front de taille. Elles doivent former la voûte finale d'après le tir et c'est pourquoi elles ne sont déclenchées qu'à la fin.

✓ Le tir :

Le tir ne se fait qu'après s'être assuré que tout le matériel et tout le personnel ont été évacués de la galerie. Il est aujourd'hui interdit d'utiliser des mèches lentes pour amorcer les explosifs car la technique a été jugée trop peu fiable. Tous les détonateurs sont donc électriques ce qui engendre alors d'autres contraintes. Il faut, en effet, s'assurer qu'aucune onde ne vienne créer un départ de tir intempestif qui pourrait avoir des conséquences désastreuses. Lors du déclenchement du tir, la sécurité est la règle primordiale.

✓ La ventilation

Après chaque tir, d'importantes quantités de gaz ou de poussières toxiques créées par l'explosion s'amassent dans le tunnel. La ventilation permet d'évacuer tous ces gaz avant de reprendre les travaux. Elle se fait soit par ventilation soufflante, soit par ventilation aspirante ou par les deux à la fois. Le temps d'évacuation de ces gaz dépend du type des explosifs utilisés ainsi que de la nature de la roche.



Figure I.7.1.5.e:photo sur l'équipement de ventilation

.

✓ La purge

Après la ventilation, une machine spéciale appelée « pince à purger » est utilisée pour faire tomber les blocs de roche non stable. Elle est suivie du boulonnage, opération qui consiste à solidifier la voute de la galerie fragilisée par le tir.



Figure I.7.1.5.f :la machine pince à purger

✓ Le marinage

Le marinage consiste à l'évacuation de tous les déblais occasionnés par le tir. Il se fait à l'aide de pelles mécanisées et de camions de remorquage.



Figure I.7.1.5g le marinage

✓ Le gunitage

Après avoir évacué les déblais, on projette du béton sur la voûte afin de la rendre plus solide et de permettre aux travaux de continuer en sécurité. La projection s'effectue soit par voie sèche soit par voir mouillée. Par voie sèche, le béton en poudre est pulvérisé simultanément avec de l'eau. Le béton se mouille avec l'eau et vient se compacter sur la surface rocheuse.



Figure I.7.1.5.i le gunitage

NOTE : la suite des méthodes de creusement vont être présentés dans l'annexe 1

I.8 Les différents types de soutènement

I.8.1 La Nouvelle Méthode Autrichienne (NMA ou NATM)

Apparue dans les années 60, la technique de soutènement combinant boulons et béton projeté s'est imposée sur presque tous les chantiers de tunnels, tant son efficacité est grande. Il s'agit avant tout d'une méthode, celle du soutènement léger accompagnant les déformations du terrain. Mais détaillons d'abord chacun de ses deux constituants principaux.

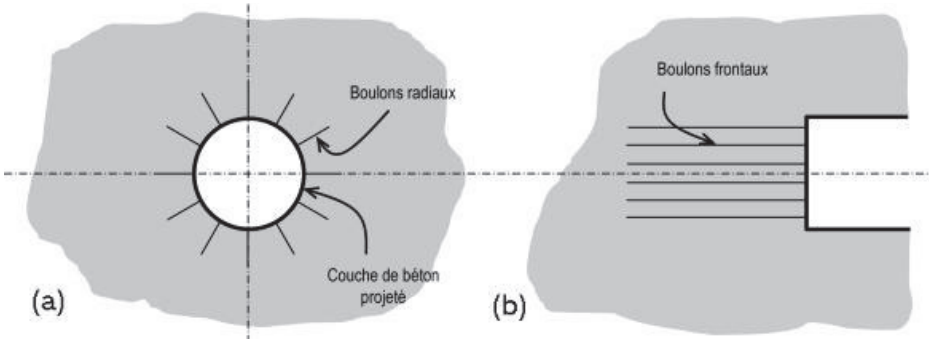


Figure I.8.1.a : Application de la New Austrian Tunnelling Method (b) Boulonnage du front.

✓ Les boulons d'ancrage radiaux

Les mineurs ont rapidement constaté que le terrain autour d'une cavité avait tendance à se déliter, s'ouvrir par endroits ou carrément se refermer. Pourquoi ne pas tenter de "clouer" les parois et ainsi aller chercher le rocher intact, à quelques mètres de la galerie ? L'idée n'est pas récente, puisqu'au XIX^{e}siècle les Ardoisières d'Angers utilisaient des tiges de châtaigner glissées dans des forages pour retenir les voûtes de leurs salles souterraines : l'eau qui s'infiltrait faisait gonfler le bois et le plaquait contre les parois du forage. Rapidement les tiges en acier (tiges de béton armé) se sont avérées les plus efficaces, et la technologie s'est peu à peu adaptée au génie civil[8]. On distingue deux grands types de boulons :

- Les boulons passifs ne sont sollicités que par le déplacement du terrain autour de la paroi. Il en existe deux familles qui ne fonctionnent pas de la même façon :

  - les boulons à ancrage ponctuel : ce sont les plus anciens ; ils sont fixés au rocher à leur extrémité par une coquille qui s'écarte lorsqu'on visse la tige. Sur la paroi, on visse l'écrou du boulon sur une plaquette. On privilégiera ces boulons pour les roches dures ;

  - les boulons à ancrage réparti : comme leur nom l'indique, il sont scellé au terrain sur toute leur longueur. On distingue deux sous-familles technologiques :
    – Les boulons scellés : le scellement peut-être du mortier ou de la résine synthétique.
    – Les boulons à friction : ils n'ont pas besoin de scellement et sont directement au contact des parois du forage par un emmanchement à force (tube fendu) ou par hydro-gonflage (dépliage d'un tube). Ces boulons, particulièrement adaptés aux roches tendres, ont maintenant pratiquement remplacé leurs aînés à ancrage ponctuel car ils sont très rapides à mettre en place et agissent immédiatement.

- Les boulons actifs sont précontraints. La tige pleine (barre Dywidag ou Arteon) ou le câble de torons sont scellés loin de la paroi par injection d'un coulis de ciment. Ces inclusions sont utilisées pour le soutènement des grandes cavités.

La simplicité de pose d'un boulon surtout les boulons à friction qui agissent tout de suite en ont fait aujourd'hui l'élément essentiel des soutènements souterrains. On peut facilement en poser deux ou trois à un endroit, en prévention là où la roche risque de se rompre, ou les préconiser de façon systématique sur tout ou partie de la paroi du tunnel. On définit alors une densité de boulonnage (1,5 par m^2 par ex.), une longueur (environ un rayon de tunnel) et un diamètre (Ø 18 par ex.).

- ✓ Le béton projeté

C'est l'idée qu'ont eu plusieurs ingénieurs de mines vers 1910. D'une composition spécifiquement adaptée à l'usage qui lui en est fait, ce béton fut autrefois baptisé gunite pour le différencier de ses collègues. Il ressemble d'ailleurs de très près à un mortier

prise rapide. Le gunitage consiste à projeter le béton sur les parois d'un tunnel à l'aide d'une lance. Le béton projeté a deux principaux usages, qui peuvent s'additionner :
– Pour de faibles épaisseurs (< 5cm) il a un rôle protecteur, et forme une coque mince épousant la géométrie du terrain. En cela il empêche les blocs de roche ou le sol de s'altérer et de se détacher de la paroi ;
– Il peut aussi avoir un véritable rôle structurant, et reprend les charges issues du terrain. Son épaisseur est alors variable en fonction du terrain, de l'ordre d'une vingtaine de centimètres.

Seul, le béton projeté est de moins en moins utilisé. Il est souvent associé à des panneaux de treillis soudés ou, de plus en plus, à des fibres métalliques qui lui confèrent une certaine résistance en traction et en cisaillement. Son usage en tunnels a fait l'objet de

recommandations très détaillés de l'AFTES et de l'ASQUAPRO.

Attention toutefois, le béton projeté appliqué en paroi peut parfois donner une fausse impression de sécurité. Lorsqu'il n'est pas assez épais au regard du poids des blocs qu'il doit retenir ou tout simplement lorsqu'il est encore frais, il peut se détacher et entrainer avec lui une petite partie du terrain. Bien que d'importance limitée, ce risque de chute n'est pas à négliger.

- ✓ La combinaison magique :

En couplant l'usage du béton projeté avec un boulonnage radial systématique (Figure *I.8.1.b*), on s'est aperçu que dans la majorité des terrains rencontrés en tunnel, on obtenait des résultats intéressants. Pour l'ancien mineur, habitué à poser des soutènements très résistants — et donc rassurants — la NATM semble bien légère. Mais au lieu de "supporter" simplement le terrain perturbé par le creusement, elle permet à celui-ci de se soutenir lui-même. En d'autres termes, c'est la roche elle-même qui participe au soutènement. En autorisant une convergence contrôlée, le système boulons-gunite (et éventuellement treillis soudé ou fibres métalliques) crée une redistribution des contraintes dans le massif et un état d'équilibre stable.

Cette technique, relativement peu onéreuse, est donc celle qui sera systématiquement proposée en profil-type de base pour le soutènement.

De part sa conception optimisée et facilement ajustable, ce type de soutènement, plus que tout autre, doit être associé à une auscultation précise du tunnel.

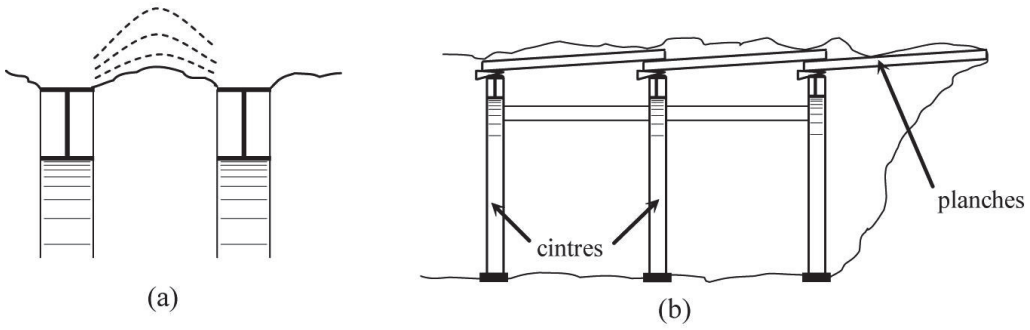


Figure I.8.1.b : Voûtain de terrain entre deux cintres (b) Technique de l'enfilage.

I.8.2 Cintres réticulés

Dans certaines circonstances, notamment pour les mauvais terrains, les grandes sections et les sections divisées, il peut s'avérer nécessaire de renforcer le béton projeté-boulonné par des armatures plus résistantes qu'un simple treillis soudé. On a ainsi inventé des cintres constitués de 3 aciers HA reliés entre eux par des aciers de plus faible section et facilement cintrables à la forme de l'excavation. Une fois placés contre le terrain, ces cintres réticulés avec ou sans treillis soudé sont recouverts de béton projeté pour former une coque solidaire. L'espacement entre cintres est de l'ordre du mètre, pour qu'il se crée une voûte de béton entre deux éléments (voûtains de béton).

Cette technologie est de moins en moins employée en tant que soutènement seul car elle ne semble pas apporter suffisemment d'avantages comparée aux autres soutènements. Dans le cas de réparations d'ouvrages cependant, les cintres réticulés

peuvent avantageusement servir à supporter une étanchéité avant projection de béton.

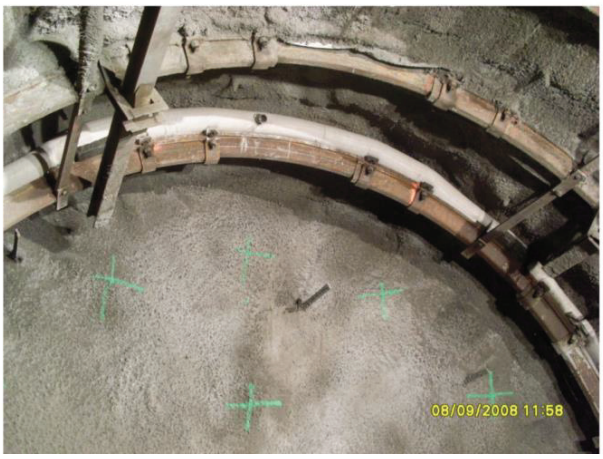


Figure I.8.2 : Cintres TH, boulons radiaux et béton projeté.

I.8.3 Cintres lourds et blindage

Pour les terrains poussant, de mauvaise qualité, ou lorsqu'on traverse une zone plus difficile que prévue, les soutènements "classiques" présentés ci-avant, utilisant pleinement les propriétés de déformabilité du rocher trouvent leurs limites. On choisit alors des techniques de soutènements lourds plus rigides, qui se déforment moins et qui doivent par conséquent reprendre plus de charges. Ces soutènements sont toujours constitués de profils normalisés[10] cintrés suivant le rayon de courbure du tunnel. Ces cintres sont assemblés près du front puis placés contre la paroi au moyen d'un érecteur (pelle équipée spécialement pour cet usage).

Entre chaque élément métallique, il se crée une voûte de terrain qui suffit dans de nombreux cas à reporter les charges sur ceux-ci. On réalise parfois un blindage ou un remplissage béton entre les cintres pour trois raisons principales :

– pour éviter que le terrain ne s'éboule sous le voutain naturel (rôle protecteur) ;

– pour répartir les charges sur les éléments porteurs lorsque le terrain ne permet pas d'avoir un effet de voûte suffisant (blindage lourd) ;

– pour éviter un effet "domino" en cas

d'effondrement au front de taille (rôle d'écartement et de maintien).

Le blindage est réalisé le plus souvent par un remplissage de béton (projeté ou coffré). Dans les puits ou les galeries de petites sections, on adopte souvent les tôles métalliques mais le bois est encore utilisé car il se prête bien à la technique minière de l'enfilage. Cette dernière consiste à enfiler les planches entre les cintres unes à unes, avec un blocage par un système de coins .

I.8.4 Cintres coulissants

Lorsque les efforts qui transitent dans le soutènement sont trop importants – autrement dit à grande profondeur dans des terrains de faible tenue, on a recours à une technologie de cintres métalliques développée par l'industrie minière. Plutôt que de réaliser un cintre monolithique, ou éventuellement constitué d'un assemblage encastré et rigide de plusieurs morceaux de cintre, il est possible d'assembler entre eux plusieurs éléments qui coulissent les uns dans les autres. Par ce biais, lorsque les efforts de chargement dépassent un certain seuil – le seuil de coulissement – les morceaux glissent les uns sur les autres par frottement et évitent ainsi la plastification de l'ensemble. Pour augmenter l'efficacité de ce principe et faciliter le

coulissement, ces cintres ont un profil spécial en forme de "υ". On les appelle cintres TH du nom du premier fabricant qui a commercialisé ces profilés (Toussaint-Heitzmann).

La figure I.8.1.b est un exemple d'utilisation de cintres TH, associés à un boulonnage radial et à du béton projeté. Les éléments TH sont assemblés par des éclisses de serrage. Le couple de serrage de ces éléments donne la valeur de l'effort normal maximum que le cintre pourra supporter avant de coulisser. Le comportement en compression peut donc s'assimiler à de l'élasto-plasticité. Ce seuil atteint, le glissement se produit par "à coups" successifs. Les mineurs disent alors que le cintre chante.

I.8.5 Soutènement au front de taille

La maîtrise des convergences en parements par les déférents soutènements présentés peut suffire à assurer la stabilité du front de taille et la sécurité des ouvriers mineurs y travaillant. Une simple couche de béton projeté suffit habituellement à maintenir les blocs qui pourraient se décrocher accidentellement du front.

Dans les mauvais terrains cependant, une extrusion trop importante peut entraîner un effondrement localisé ou, plus grave, un fontis. Il convient dans ce cas de prévoir, selon l'état du terrain :

– un soutènement du front de taille ,le plus souvent assuré par un boulonnage longitudinal. Ces boulons sont en fibre de verre car ils résistent très bien en traction et peu en cisaillement (excavation possible) ;

– un présoutènement consistant à limiter le déconfinement[11] en avant du front de taille. La voûte-parapluie fait partie de cette catégorie. Elle est constituée d'une série de tubes métalliques (Ø 30 à 90 mm) placés en auréole tout autour du front de taille et reposants sur les derniers cintres. On excave ainsi sous une voûte protectrice assurant un report des charges sur les cintres que l'on place à mesure de l'avancement de l'excavation. On peut également rencontrer la technique de la pré-voûte, où une coque de béton est projetée dans une saignée en avant du front sur tout le profil du tunnel (découpage puis bétonnage).

Le soutènement du front est à la base de la théorie de Lunardi, un ingénieur italien qui a développé une méthode de creusement et de soutènement autour de la stabilisation des extrusions. Pour plus de renseignements, le lecteur pourra consulter la référence.

I.9 Les différents types de revêtement

I.9.1 Revêtement en béton coffré sans radier

Dans tous les tunnels creusés de façon traditionnelle, un deuxième chantier suit généralement celui de l'excavation et de la pose du soutènement : c'est la réalisation du revêtement. Il s'agit d'un atelier de coffrage type "grimpant" à l'horizontale, sur roues et pliable pour le faire avancer, qui est élaboré spécialement pour le

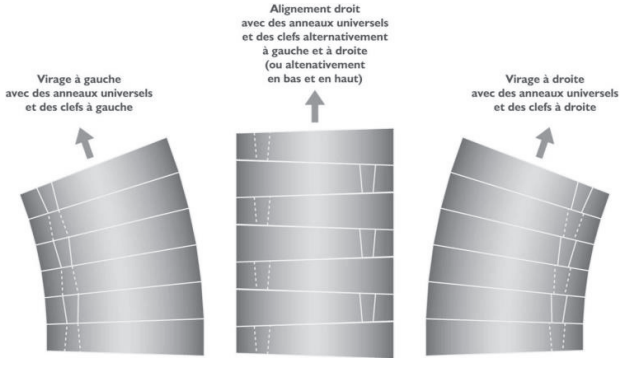


Figure I.9.1 : Principe des anneaux universels.

tunnel en construction. On réalise le bétonnage par plots successifs, chaque "levée" de bétonnage pouvant atteindre une dizaine de mètres. Cette longueur est pilotée par des choix économiques et par la fissuration due au retrait. Le revêtement ne travaille pratiquement pas en tension, essentiellement en flexion composée. On tolère une petite partie fissurée sur l'épaisseur totale : il ne nécessite donc pas d'armatures, en général. Certains endroits doivent tout de même résister en traction (aux angles saillants ou en clef de voûte pour les sections en ellipse par ex.) ; il est alors tout à fait possible d'y loger une plaque de treillis soudé. L'épaisseur d'un revêtement de tunnel est de l'ordre d'une trentaine de centimètres minimum. Il est largement surdimensionné au vu des faibles sollicitations qu'il devra subir à terme, mais pas au moment du décoffrage. La tenue au feu est également un critère très important pour sa conception.

A titre d'information, la maçonnerie naguère très utilisée comme revêtement, ne l'est plus du tout pour des raisons évidentes de coût.

I.9.2 Revêtement en béton coffré avec radier contre-voûté

Le revêtement précédent est celui que l'on rencontre dans la majeure partie des cas : la partie inférieure le radier n'est pas coffrée et la structure de chaussée est réalisée à même le terrain. Les sollicitations du revêtement sont alors relativement faibles. Dans certaines circonstances cependant, les effets à long terme sont tellement importants (gonflement ou fluage) qu'il faut fermer le revêtement en réalisant un radier contre-voûté. Ce radier, souvent très ferraillé, agit véritablement comme une voûte de tunnel : il clave le profil et permet de "circulariser" la section pour bénéficier au maximum de l'effet de voût.

I.9.3 Voussoirs préfabriqués

Il existe une technique permettant de réaliser des tunnels au tunnelier avec un procédé de revêtement similaire au béton coffré. Il s'agit de l'extrusion. La dicible expérience de la traversée sous-fluviale de la

Il faut bien avouer que la technique du voussoir est indissociable de l'excavation au tunnelier, tant elle a d'avantages : section parfaitement circulaire, efficacité immédiate, appui possible du tunnelier pour sa propulsion, maîtrise de la qualité, pose simple et rapide facilement automatisable.

Un voussoir est une écaille de béton armé (anciennement de fonte) qui arrive sur le chantier déjà fabriquée et prête à poser. Par un assemblage précis, plusieurs voussoirs forment un anneau. Ce sont ces anneaux qui, mirent bout à bout, constituent le revêtement du tunnel. Sous le bouclier du tunnelier, on vient assembler les voussoirs selon un plan de calepinage conçu à l'avance. Le dernier voussoir, qui permet de claveter définitivement l'anneau, est appelé voussoir de clef. Pour pouvoir suivre le tracé théorique du tunnel, en long et en plan, on a mis au point le principe des anneaux universels . La largeur longitudinale de l'anneau n'est pas constante, ce qui permet de tourner à gauche, à droite, monter ou descendre selon l'agencement avec l'anneau précédent.

L'étanchéité est assurée par des joints posés sur chaque élément. Ils sont mis en compression par le chargement dû au massif environnant et la poussée du tunnelier. Entre le

terrain et l'anneau de voussoir, un vide annulaire est laissé par le bouclier lors de son avancement. Pour le combler on vient injecter du mortier ou des graviers. Cette opération porte le nom d'injection de bourrage.

I.9.4 Cas particuliers

Dans certains cas, le soutènement peut faire office de revêtement. C'est le cas des tunnels au rocher. Les venues d'eau éventuelles sont collectées par des captages locaux ou, le cas échéant, par la mise en place d'une coque rapportée en tôles (tôles parapluies). Très courant dans les pays nordiques, où le béton projeté apparent donne un aspect "caverne", ce choix l'est bien moins en France où pour des raisons de sécurité incendie, de pérennité et d'esthétique on préfère un revêtement coffré.

I.10 NOTION DE MECANIQUE DES ROCHES :

I.10.1 Définition de la mécanique des roches :

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

La MDR, par son caractère scientifique, diffère totalement des procédés de caractère empirique. Ses conclusions précises s'opposent aux estimations qualitatives de la Géologie appliquée.

I.10.2 Les discontinuités :

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

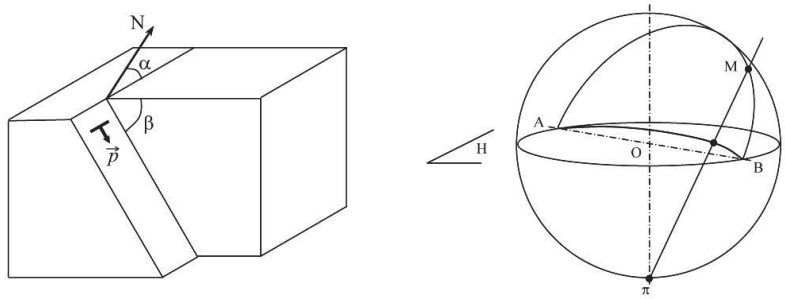


Figure I.10.2 : Représentation géométrique d'une discontinuité.

I.10.3 Le Rock Quality Designation index (Deere, 1967)

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

$$RQD = \frac{\sum longueur\ des\ morceaux > 10\ cm}{longueur\ totale\ du\ forage} \times 100 \qquad \textbf{(D- 1)}$$

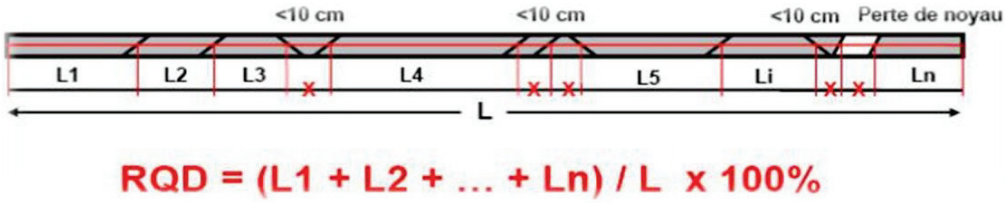


Figure I.10.3 :Exemple de calcul d'un RQD.

Palmström (1982) a suggéré que le *RQD* puisse être lié et déduit du nombre de discontinuités par unité de volume. Il a proposé la relation suivante, qui serait valable pour des roches sans argile et utilisable lorsqu'aucun forage n'est disponible mais que des traces de discontinuités sont visibles en surface :

$$RQD = 115 - 3{,}3J_v \qquad \textbf{(D- 2)}$$

où J_v est la densité volumique des joints, c'est-à-dire la somme du nombre de joints par m^3, pour toutes les familles de discontinuités présentes (*ISRM*, 1978). Ce paramètre permet de déterminer les dimensions des blocs dans un système rocheux fracturé.

Tableau de classification

Nous pouvons classifier la masse rocheuse à partir de l'indice RQD :
Qualité de la masse rocheuse à partir de la RQD
< 25 % très mauvaise
25-50 % mauvaise
50-75 % passable
75-90 % bonne
90-100 % excellente

CHAPITRE II

PRÉSENTATION DU PROJET

CHAPITRE II:

II.1 INTRODUCTION :

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

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

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



Figure II.1 : Le réseau routier en Algérie.

II.2 PRÉSENTATION DE LA PÉNÉTRANTE DE TIZI OUZOU :

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

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

II.3 CONSISTANCE PHYSIQUE DE LA PÉNÉTRANTE :

Linéaire de l'axe principal de l'autoroute: **48KM**
Profil en Travers: **2x3 voies**
Nombre total d'ouvrages: **41 Unités répartis sur 10 KM.**
Nombre de viaducs: **21 Unités répartis sur 09 KM.**
Nombre d'ouvrages hydrauliques: **51 Unités**
Nombre de tunnels: 0**2 Unités en Bitube réparti sur 1.620 km**

Tunnel T1 au PK 21+500
Tunnel T2 au PK 36+200

Nombre d'échangeurs: **08 Unités.**

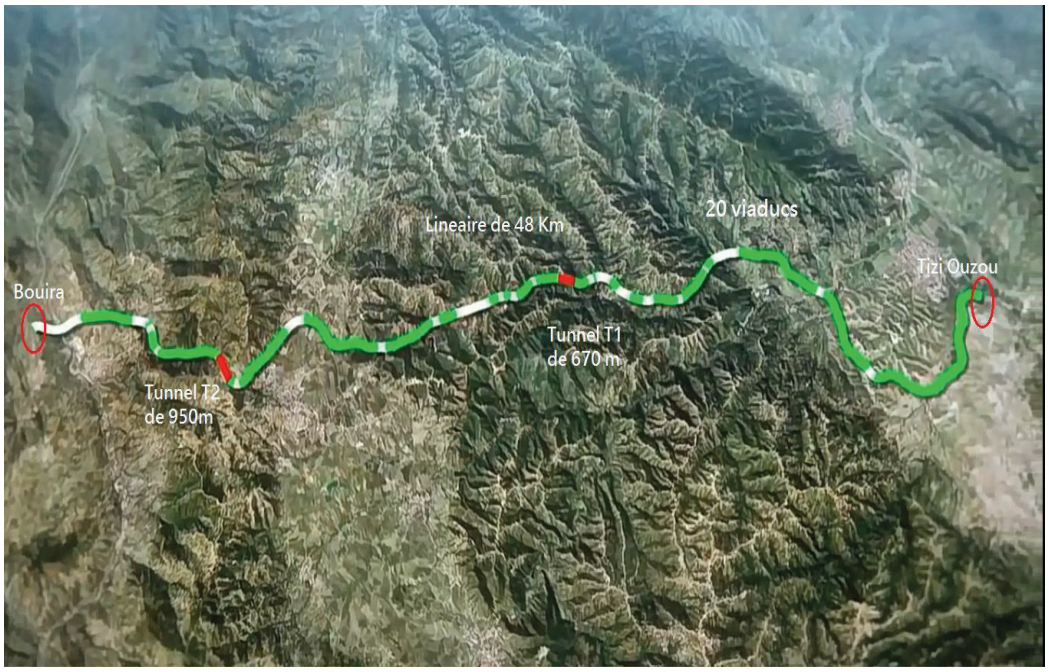


Figure II.3 : Consistance de la pénétrante de Tizi Ouzou.

II.4 Présentation du projet :

Le vaste chantier de l'autoroute Est-Ouest algérien destiné à améliorer le réseau routier national, ne traverse pas toutes les grandes villes telles que Tizi-Ouzou. Pour pallier à cet isolement, des pénétrantes telle que celle reliant la ville Tizi-Ouzou à cette l'autoroute Est-Ouest ont été planifiées et mises en exécution.

Le tunnel d'Ait Yahia Moussa s'inscrit dans le cadre de cette pénétrante.

II.4.1 Description du Tunnel :

Le tunnel autoroutier d'Ait Yahia Moussa d'une longueur moyenne de 840m avec des portails d'entrée allant de 30 à 50m, possède deux tubes séparés par un pilier de 22 m. Chaque tube possède 3 voies de circulation.

- ✓ Tube droit : PK21+155.10 –PK21+921.22.
- ✓ Tube gauche : PK21+139.10 – PK21+877.25.

Le sens de progression du tunnel est approximativement dans la direction N60E et la pente longitudinale est celle des normes des autoroutes en Algérie (6%).

II.4.2 Présentation du groupement :

La réalisation du projet a été confiée a un groupement algero-turc, constitue de ENGOA, entreprise nationale des grands ouvrages d'art, qui s'occupera de la réalisation des21 viaducs présents dans le projet, « Ozgun insaat taahhut sanayi » qui aura pour mission de réaliser les deux tunnels et aussi l'entreprise turc « nurol insaat ve ticaret anonim sirketi » qui réalisera les terrassements.

Figure II.4.2 : le logo de l'entreprise réalisateur.

II.4.3 Le tracé en plan de tunnel T1 :

Le tracé en plan du tunnel dépend du tracé de la pénétration reliant Tizi-Ouzou à l'autoroute est-ouest, et de la géologie et de l'hydrogéologie des terrains traversés avec la possibilité d'être modifié à la raison de présence de la contrainte géologique et hydrogéologique.

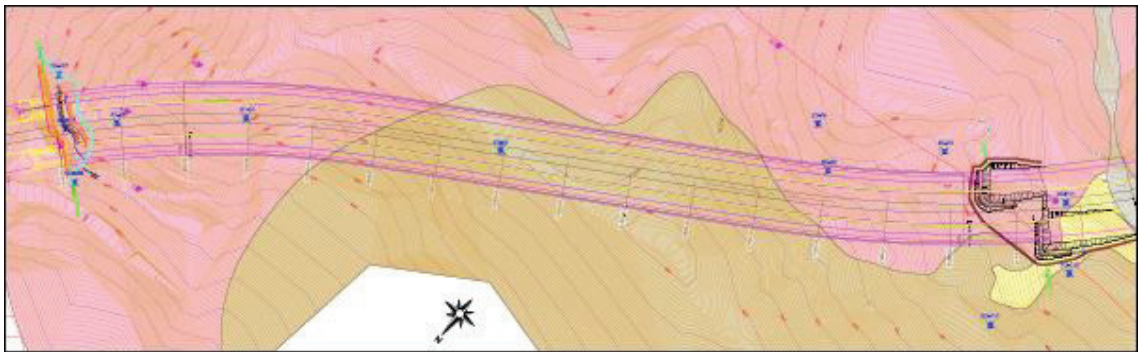


Figure II.4.3: Tracé en plan de tunnel T1.

II.4.4 Profil en long de tunnel T1 :

Vu le relief, le site de tunnel T1 présente une zone montagneuse d'une couverture variable jusqu'à 125m comme le présente la figure suivante :

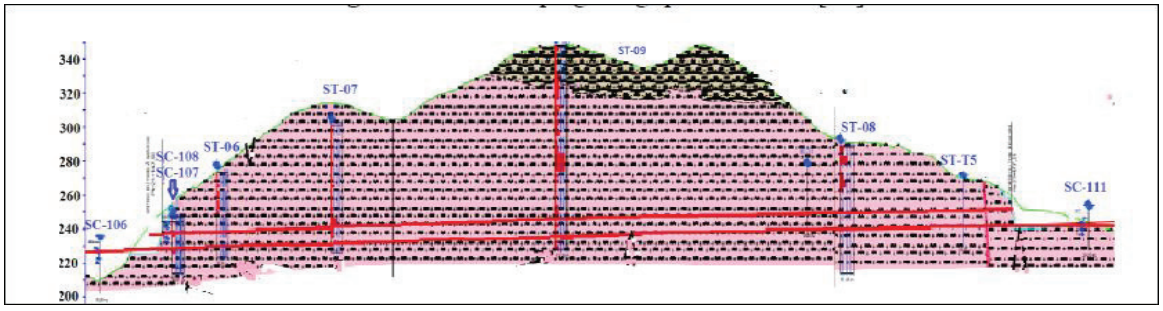


Figure II.4.4 : Profil en long de tunnel T1

CHAPITRE III

Géométrie du Tunnel

CHAPITRE III:

III.1 INTRODUCTION

L'opération de conception de la section transversale d'un tunnel autoroutier prend en compte trois types de contraintes qui sont liés respectivement :

- ✓ au parti fonctionnel retenu,
- ✓ à l'environnement de l'ouvrage,
- ✓ au terrain encaissant.

Ces facteurs interviennent en priorité dans la définition du profil en travers de l'ouvrage et dans le choix des procédés de construction.

III.2 CHOIX DE LA SECTION :

La définition géométrique de la section transversale résulte de la recherche de la forme optimale permettant de satisfaire les exigences relatives :

- ✓ Aux dispositions constructives induites par le respect du parti fonctionnel ;
- ✓ Aux conditions de stabilité imposées par la qualité géomécanique du terrain encaissant ; dans un terrain très déformable ou soumis à des contraintes importantes (faible valeur du module de déformabilité, très importante épaisseur de couverture, terrain gonflant, comportement différé très marqué, charge d'eau importante, etc...) il sera recherché la forme la plus circulaire possible ; alors que dans un terrain où l'excavation au rocher est auto-stable, il pourra être adopté un profil en travers en voûte surbaissée à plusieurs rayons ;
- ✓ Au procédé d'exécution : l'emploi d'un tunnelier implique un profil circulaire alors que dans le cas de tranchées couvertes réalisées depuis la surface, le profil en travers est quasiment toujours rectangulaire.

Pour notre projet le tunnel est en mine (pas à ciel ouvert) et de couverture importante environs 110 m donc la section rectangulaire n'est pas adaptée.et le tunnel est d'environ 766 m donc le creusement avec tunnelier n'est rentable donc la section circulaire et aussi non adaptée. Donc la section voutée est la plus proche a réalisée.

III.3 LES ÉLÉMENTS DE LA SECTION TRANSVERSALE :

La section transversale (profil en travers) est basée sur plusieurs paramètres. En distingue trois familles de paramètres :

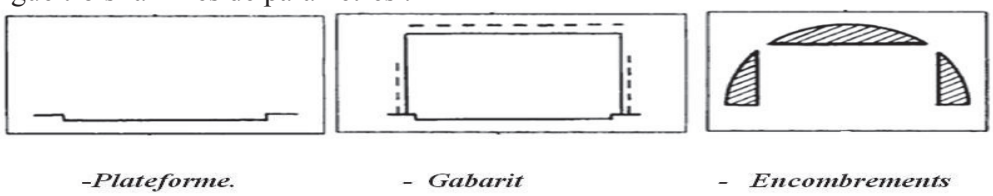


Figure III. 3 : Les éléments de la section transversale.

III.3.1 La plateforme :

La plateforme d'un tunnel est composée de :

- ✓ un isolateur à droite et/ou à gauche constitué d'un trottoir ou d'un bute-roues (ISD, ISG),
- ✓ Une bande dérasée de droite et/ou de gauche pouvant servir (totalement, partiellement ou non) à l'arrêt d'urgence de certaines catégories de véhicules (BDD, BDG). Elle est appelée bande d'arrêt d'urgence de droite
- ✓ (BAUD, BAUG) lorsque sa largeur est supérieure ou égale à 2 m,
  Plusieurs voies de circulation (Vi).

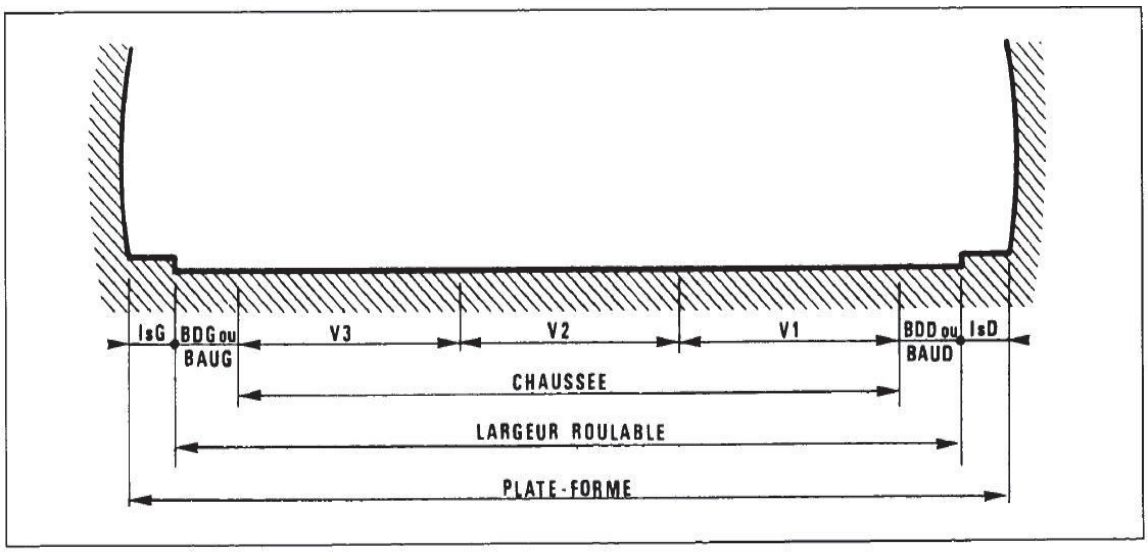


Figure III. 3.1 : Les éléments constituant de la plateforme.

Ces composants sont déterminés à partir des éléments suivants :

- ✓ **Données du trafic,**
- ✓ **Nombre de voies,**
- ✓ ***la vitesse de base,***
- ✓ ***Tracé en plan,***
- ✓ ***Profil en long,***
- ✓ ***Largeur roulable,***
- ✓ ***Isolateurs.***

III.3.2 Le gabarit

Le gabarit est composé d'un :

- ✓ Espace de circulation vis-à-vis des équipements : présence des équipements latéraux, revanche latérale de protection/ équipement.
- ✓ Hauteur libre vis avis des équipements : présence des équipements au-dessus.
- ✓ Revanche latérale de protection.
- ✓ Hauteur libre minimale, revanche de construction et d'entretien.

Hauteur libre de l'ouvrage 'tirant d'air' 'H' :

Cette valeur représente la distance minimale entre tout point de la partie roulable de la plate-forme existante ou projetée et de tout point de la sous face de l'ouvrage, ou le échéant, de la partie inferieure des équipements que supporte cette sous face tel que ;

$$H = Hm + Rc + Rp + Rs$$

- Hm : hauteur libre minimale,
- Rc : revanche de construction et d'entretien,
- Rp : Revanche de protection,
- Rs : revanche de signalisation.

Hauteur libre minimale 'Hm' :

Cette donnée représente la hauteur minimale que doit normalement présenter l'ouvrage tout au long de sa durés de vie afin de pouvoir assurer le passage des véhicules en mouvement.

Les hauteurs libres minimales à prendre en compte sont les suivantes :

- ✓ autoroutes : Hm = 4.75 m.
- ✓ grandes routes de trafic international (définies suivant les termes de l'accord de Genève du 15 novembre 1975) = 4.50 m.
- ✓ autres routes du réseau national (en France)= 4.30 m.

Revanche de construction et d'entretien 'RC' :

Lors du dimensionnement, il est nécessaire de prévoir par rapport à la hauteur libre minimale que l'ouvrage doit normalement présenter tout au long de sa durée de vie, une "revanche de construction et d'entretien" afin de tenir compte des tassements ou des erreurs des rechargements qui pourraient être réalisée sur la chaussée.

Revanche de protection 'Rp' :

Afin de préserver la pérennité des nombreux équipements en tunnel, il convient d'ajouter une revanche de protection.

Revanche de signalisation :

Entre le gabarit et la valeur en hauteur représentative du véhicule en mouvement, il convient évidement de prévoir une marge de sécurité qui tient compte aussi bien des écarts dynamique du véhicule, ou des bâches flottantes que d'une imprécision sur l'appréciation de sa hauteur, A cet égard, c'est cette même marge de sécurité appelée en l'occurrence "revanche de signalisation", qui est prise en compte pour déterminer la hauteur limite des véhicules concernés ou encore le gabarit admissible.

D'après le CETU les valeurs usuelles utilisées sont :

Tableau III.3.2 : Tableau de valeurs usuelles de revanches utilisées selon le CETU.

Hauteur libre minimale Hm	
Cas générale Route internationale Autoroute P.S.G.R bus P.S.G.R A ou B	4.30m 4.50m 4.75m 3.65m à 3.70m 2mà2.80m
Revanche de construction et d'entretien Rc	
Tunnel et tranche couverte	0.05 m à 0.1 m
Revanche de protection Rp	
Génie civil équipements	0m 0.10m
Revanche de signalisation Rs	0.2m à 0.3m

III.3.3 Les encombrements :

C'est l'espace occupe pars les équipements. Ils comportent :

- ✓ Encombrement supérieur des équipements (éclairage signalisation, Besoins en ventilation…etc.)

- ✓ Encombrements latéraux (Signalisation éclairage).

III.4 DÉTERMINATION DE LA SECTION TRANSVERSALE DU PROJET :

III.4.1 La plateforme

La largeur roulable :

Elle conditionne les possibilités de l'ouvrage et constitue l'élément fondamental de dimensionnement de la plateforme. Et dans chaque cas il faut tenir compte des facteurs suivants :

- ✓ Satisfaction des besoins de trafic,
- ✓ Maintien du niveau de service qui dépend de l'importance de l'itinéraire et des risques engendrés par une panne ou une congestion,
- ✓ L'homogénéité avec les accès,
- ✓ Coût de l'ouvrage.

Ce tunnel entre dans un projet autoroutier de profil en travers de 3 voies de 3.5 m chacune

Pour assurer l'homogénéité avec les accès et en se basant sur les recommandations de CETU qui recommande pas plus de trois voies (exceptionnellement quatre voies) dans les ouvrages à section voutée.

Pour cela la largeur roulable est de 3×3.5 m = 10.5 m.

Le tracé de notre projet se situe dans un virage (entre tunnel) et un alignement droit donc il faut prévoir une pente transversale (divers) donc :

- 2.5% dans l'alignement droit et cela pour l'évacuation des eaux (d'après l'ECTAAL)
- 7% dans le virage (l'ECTAAL).

Bandes dérasées droite et gauche **BDD/BDG** :

D'après le **CETU** les **BDD** et **BDG** ont une largeur comprise entre 0.3 m et 1 m, les dimensions les plus couramment utilisées sont les suivantes : 0.3 m, 0.5m, 0.6 m, 0.75 m et 1 m.

Donc pour notre projet on prend BDD = BDG = 0.5 m.

Les trottoirs :

Le tunnel est situé dans une zone extra-urbaine donc pas de passage des piétons, et pour des raisons d'entretien on opte pour deux trottoirs franchissables de 1.25 m.

À la fin on obtient une plateforme de 10.5 m + 2×0.5 m + 2× 1.25 m = 14 m de largeur.

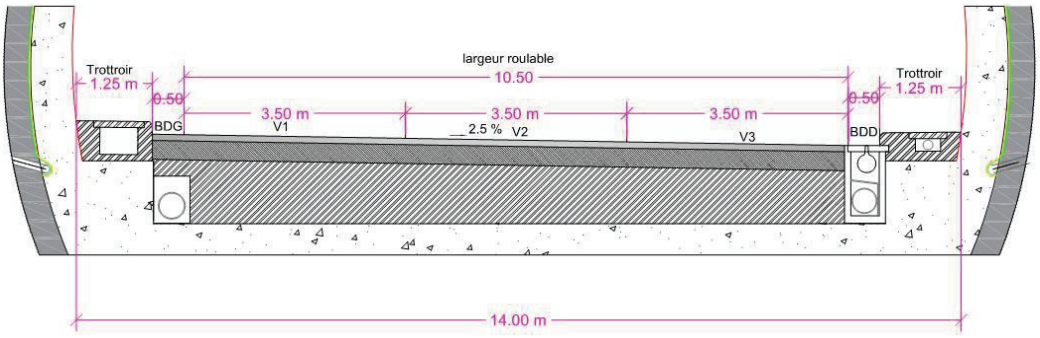


Figure III.4.1.a : Plateforme de notre projet (alignement droit).

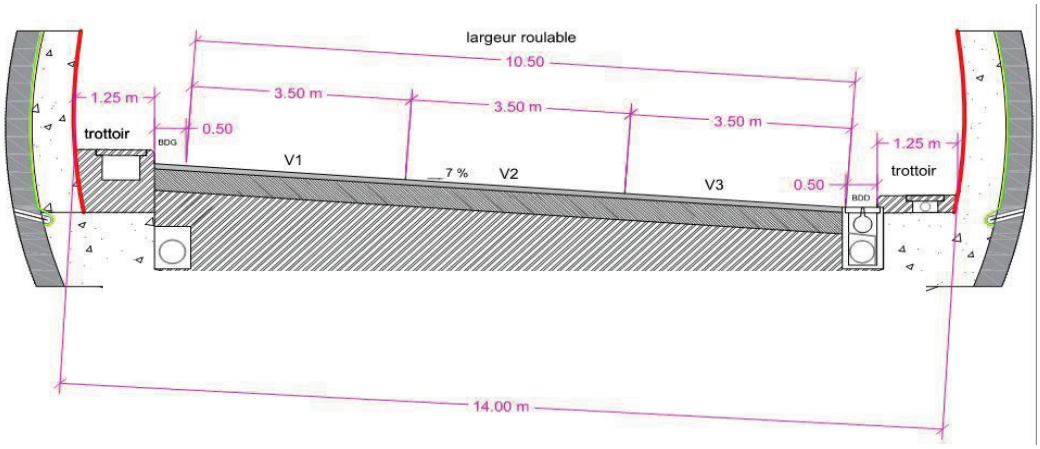


Figure IV.4.1.b : Plateforme de notre projet (virage).

III.4.2 Le gabarit :

Le tunnel est autoroutier et d'après les valeurs proposées par le CETU on prend :

- ✓ La hauteur libre minimale Hm = 4.75 m,
- ✓ Revanche de construction et d'entretien Rc = 0.1 m,
- ✓ Revanche de protection Rp = 0.1 m,
- ✓ Revanche de signalisation Rs = 0.3 m.

On obtient un gabarit de 4.75 m + 0.1 m + 0.1 m + 0.3 m = 5.25 m.

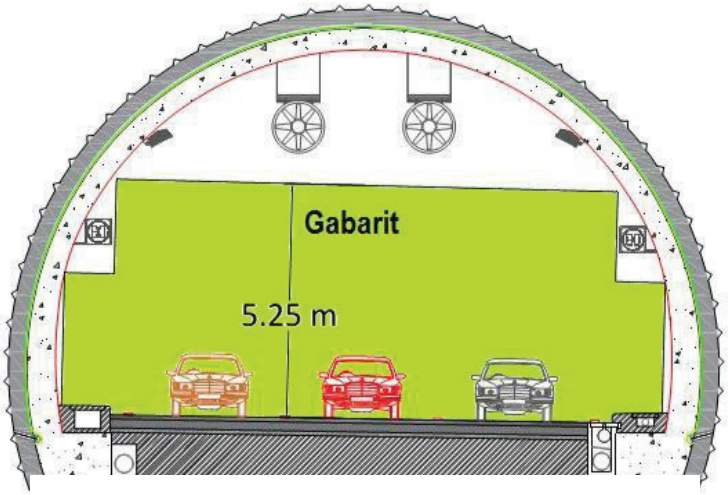


Figure III.4.2 : Gabarit de notre projet.

III.4.3 Les encombrements :

L'espace occupé par les équipements.

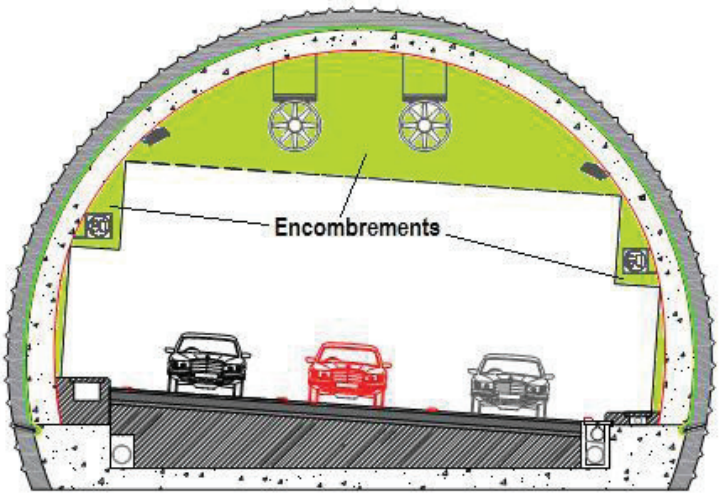


Figure III.4.3 : les encombrements du projet.

III.5 SECTION TRANSVERSALE TYPE :

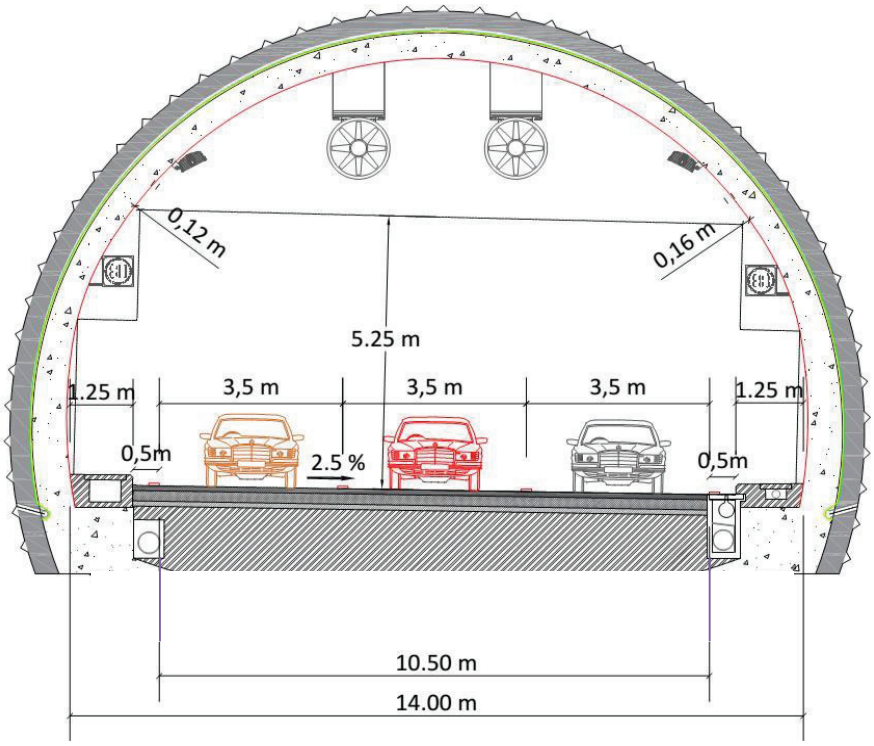


Figure III.5.a : Section transversale type (radier contre-vouté).

Les rayons de la section intérieure ;

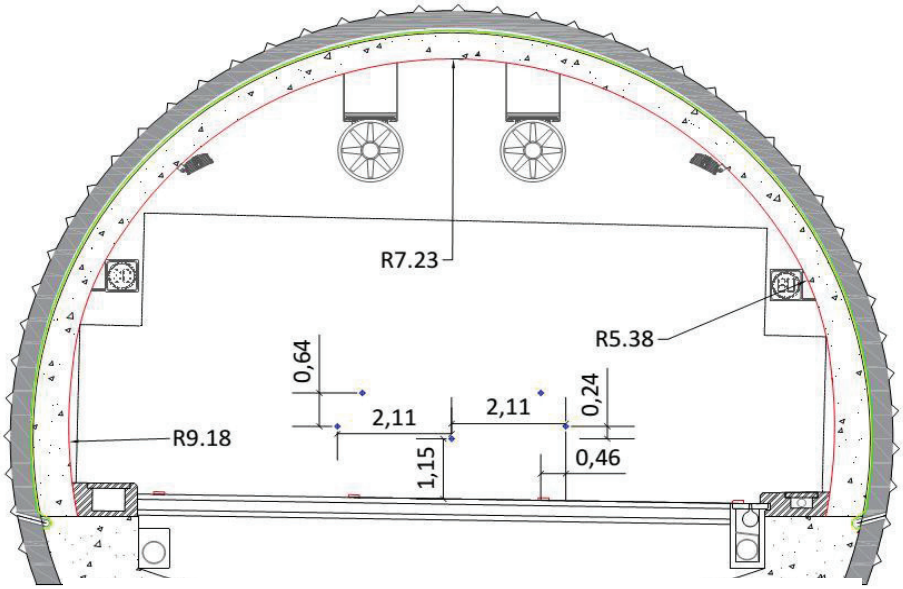


Figure III.5.b: les rayons de la section transversale type.

III.6 CONCLUSION :

La détermination de la section transversale est une opération délicate talque il faut assurer la fonctionnalité de l'ouvrage en choisissant une forme optimale, qui permet aussi d'optimiser le cout de l'ouvrage en minimisant la section d'excavation et réduire les espaces non utilise à l'intérieur de l'ouvrage.

CHAPITRE IV

ÉTUDE GÉOLOGIQUE ET GÉOTECHNIQUE

CHAPITRE IV :

IV.1 Introduction :

Dès la première phase de recherche de tracé, le maître d'œuvre doit être en mesure d'écarter les solutions irréalistes en regard des autres critères techniques et économiques.

Pour atteindre cet objectif, l'auteur du projet de tunnel doit donc disposer d'un ensemble de données géologiques et géotechniques suffisamment exactes dès l'étude préliminaire pour être à même :

• de vérifier que le contexte géologique ne comporte pas d'unité structurale extrêmement défavorable au point de conférer au projet un caractère à très haut risque, tant technique que financier ;
• de s'assurer de la faisabilité technique du projet en confirmant la possibilité de mettre en œuvre, dans des conditions économiques raisonnables, les techniques de construction a priori les mieux adaptées au contexte géologique et géotechnique, pour assurer la stabilité de l'excavation et préserver l'intégrité de l'environnement.
Pour plus de détails sur les essais et la détermination des paramètres voir l'annexe 2

IV.2 Étude géologique de projet :

IV.2.1 Contexte géologique :

La zone d'étude, localisée dans la partie septentrionale du pays, est connue pour sa complexité géologique, et ses différentes régions montagneuses, principalement localisées dans l'Atlas

Tellien (encore appelé Tell) et plus précisément dans les Kabylides.

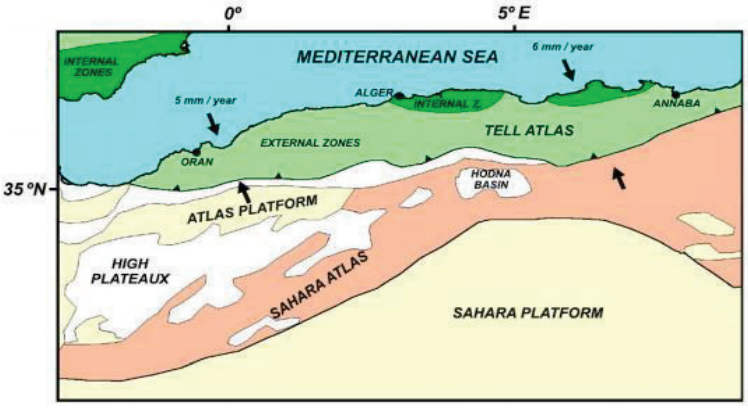


Figure IV.2.1: Carte schématique localisant la zone d'étude

Pour arriver à cerner cette complexité géologique, je vais tout d'abord m'intéresser à l'Atlas tellien qui est la région dans laquelle sera réalisé le tunnel, puis nous nous intéresserons à une zone plus réduite qu'est celle du tunnel.

IV.2.2 Géologie régionale

Dans son ensemble, l'Algérie est constituée du Nord au Sud par 4 domaines géomorphologiques (l'Atlas Tellien au nord, les Hauts plateaux au centre, l'Atlas saharien au sud et la plateforme saharienne à l'extrême sud).

Parmi les domaines géologiques constituant le nord du pays, nous avons la chaine des

Maghrébides qui comprend entre autre le Tell (au nord, constitué des Kabylides, des flyschs et des nappes telliennes) et le système de l'Atlas intracontinental (au sud).

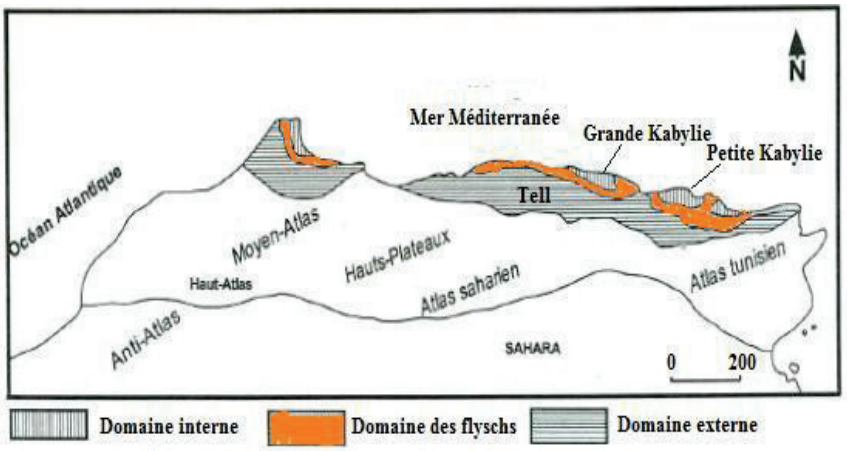


Figure IV.2.2 : Schéma structural simplifié des Maghrébides

IV.2.2.1 Le Tell

Le Tell est constitué de séries sédimentaires épaisses à caractère principalement marneux. Les dépôts sédimentaires du Miocène « post-nappes » scellent en quelque sorte les derniers grands mouvements tectoniques à l'origine de la formation des nappes telliennes.

De grands bassins littoraux tels que la Mitidja et le bassin du Chélif, orientés OSO-ENE, sont comblés par les sédiments des transgressions marines miocènes à quaternaires. Les sédiments miocènes « post-nappes » sont constitués de conglomérats et de molasses alors que les sédiments pliocènes sont typiquement composés de marnes. Les sédiments quaternaires sont généralement composés d'alluvions des fleuves dans les bassins néogènes ou d'anciennes plages quaternaires le long de la côte. L'ensemble de ces sédiments est actuellement légèrement déformé à terre, là où la tectonique récente (plio-quaternaire) s'exprime

IV.2.2.1.1 Les Kabylides

Les kabylides ou zones internes (Tell septentrional), comprenant d'Ouest en Est, les massifs du Chenoua et d'Alger, la Grande Kabylie et la Petite Kabylie (voir Figure V.2.2) sont composées de socle métamorphique cristallophyllien paléozoïque (gneiss, marbres, amphibolites, micaschistes et schistes) qui provient de la fragmentation de l'AlKaPeCa

(Alboran, Kabylies, Peloritain, Calabre) et la dorsale Kabyle (ou Chaîne calcaire Méso-Cénozoïque) qui est découpée en trois principales unités (interne, médiane et externe). Ces différentes unités se différencient par le faciès et l'épaisseur des calcaires. Bien qu'elle soit appelée ''Chaine calcaire'' à cause de l'importance du Jurassique inférieur calcaire, cette dorsale contient également d'autres formations telles que les schistes primaires, des grès permiens, du nummulitique supérieur.

La dorsale Kabyle se présente sous forme d'écailles chevauchant les nappes de flyschs le long d'un grand chevauchement à grand pendage nord, et est affectée de plis récents (cénozoïque) longitudinaux (Chenoua, Djurdjura)

IV.2.2.1.2 Le domaine de flyschs

Selon (Domzig, 2006), ce domaine est constitué par des nappes de Flyschs qui, sont composées de conglomérats et autres matériaux détritiques. Les nappes de Flyschs sont

également retrouvées du Maroc à la Sicile, en passant par la péninsule ibérique, associées aux zones internes.

En Algérie, ces nappes sont soit en position interne, c'est-à-dire rétrocharriées sur les zones internes (flysch Nord-kabyles ou mauritaniens), soit en position relativement externe à la bordure Sud de la Dorsale Kabyle (flysch Sud-kabyles), soit totalement externes, charriées jusqu'à une centaine de kilomètres au Sud, « flottant » sur le Tell externe.

Il existe également d'autres classifications proposées par Bouillin et al (1986) présentées dans (Domzig, 2006) : les flyschs mauritaniens (en position interne), les flyschs massyliens (les plus externes), et les flyschs numidiens (surimposées en partie aux flyschs massyliens). Ces dernières (d'âge Oligocène supérieur-Burdigalien inférieur) sont plus récentes.

IV.2.2.1.3 Le domaine externe

Il est représenté par d'importantes séries mésozoïques et cénozoïques, à dominante marno-calcaire ou gréseuse. Leur structure tectonique en nappes décollées au-dessus du Trias gypso-argileux, montre une progression vers le Sud en direction des unités allochtones présahariennes des Hautes plaines. Les massifs des Bibans et de l'Atlas blidéen, d'âge crétacé, sont considérés comme autochtones ou parautochtones.

IV.2.3 Sismotectonique :

Suite à un mouvement de compression à la frontière des plaques tectonique d'Afrique et d'Eurasie, des multitudes de séismes allant de modéré à fort ont conduit à la formation de failles inverses dans le nord d'Algérie.

Le contexte géodynamique régionale a engendré dans le nord de l'Algérie, sur une bande d'environ 200 à 300 km de large, un ensemble de structures tectoniques (plis, failles) de direction générale perpendiculaire à la direction de convergence (NNO-SSE) des plaques tectoniques. Ces structures tectoniques actives sont ainsi responsables de la répartition spatiale de la sismicité de cette région de l'Atlas Tellien.

On peut observer à partir de cette carte, l'orientation des plis et des failles en direction NE-SO.

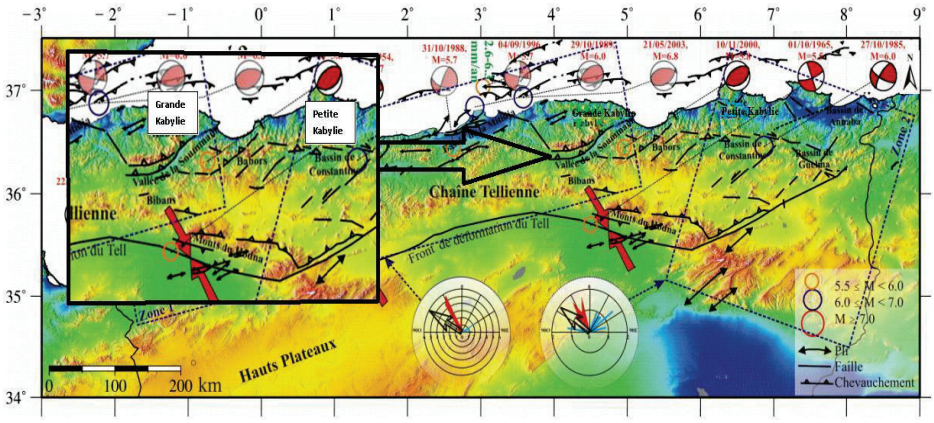


Figure IV.2.3 : carte sismo-tectonique du nord de l'Algérie montrant les principales structures actives observées dans le Tell

IV.2.4 Géologie locale

La zone du tunnel se trouve dans la chaine des Maghrébides et plus précisément dans les kabylides. Une cartographie de cette zone de tunnel a été réalisée à l'échelle de 1 :50.000 par Chmiguirilov et autres en 1986.

Les investigations réalisées lors des études d'exécution du tunnel ont pu démontrer que la zone du tunnel et son environnement immédiat sont séparés en séries de phyllades et de gneiss (encore appelé métagranite).

L'analyse des rochers sur le site du tunnel dénote la présence de : phyllites, schistes à séricite-quartz, chlorite-plagioclases, chlorite-carbonate-plagioclases, quartz-albite-chlorite-séricite, quartzite-schistes, quartzites, porphyroïdes, porphyritoides, schistes à fragments de gneiss, granites, métagranites.

Les deux tubes du tunnel seront entièrement construits dans l'unité de métagranite comme le montrent (Figure V.2.4.a et Figure V.2.4.b).

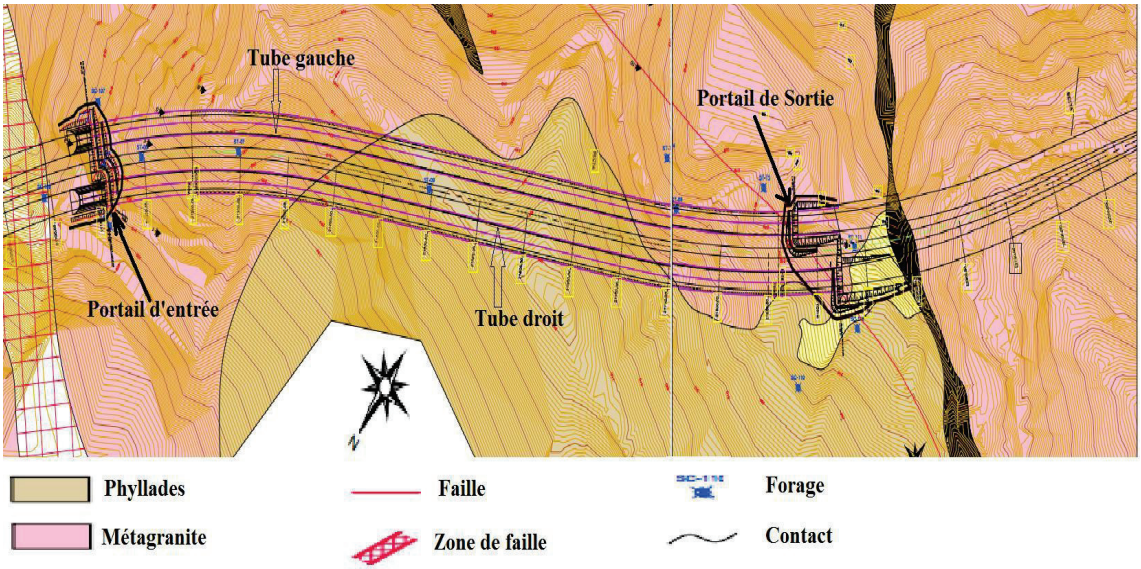


Figure IV.2.4.a : Coupe géologique du tunnel

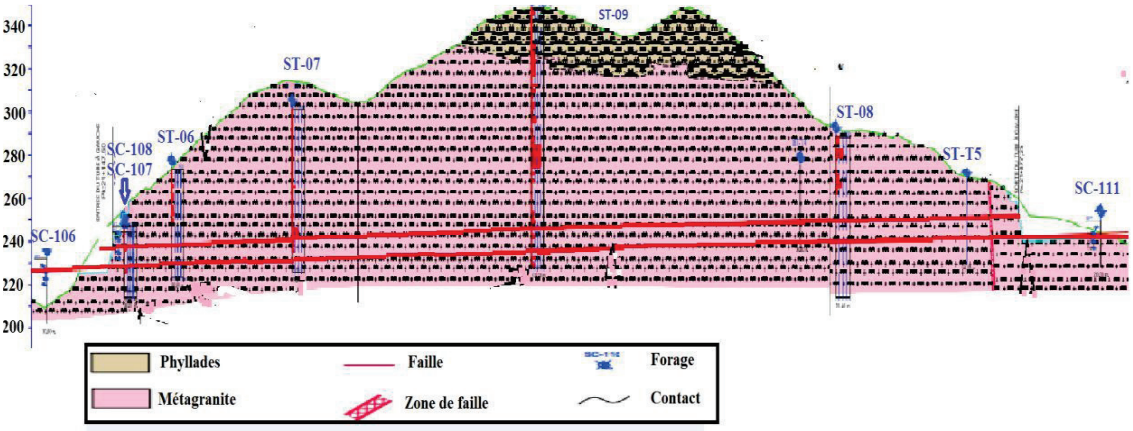


Figure IV.2.4.b: Profil longitudinal du tunnel

Je porte l'attention sur le concept phyllade, qui dans son utilisation la plus courante, désigne l'ensemble des schistes ardoisien et des schistes sériciteux et chloriteux.

Le tunnel traverse des zones allant de faiblement altérées à hautement altérées. Conformément aux mouvements tectoniques de rapprochement des plaques d'Afrique et d'Eurasie, des déformations cassantes et non cassantes on entrainées la formation d'anticlinaux et des synclinaux. Ainsi, on dénote également la présence de failles (inverses, décrochement) et de plusieurs autres types de discontinuités (ou joints) dans la zone du tunnel. Ces dernières seront décrites dans la suite de ce chapitre.

L'épaisseur maximale de la couverture sur le tunnel est de 103m et 110m respectivement pour le tube gauche et le tube droit. Cette épaisseur de couverture est constituée d'une unité de phyllite sur la première partie de 40m à partir de la surface entre PK21+450 et PK21+750 (voir Figure V.2.4.b)

IV.2.5 Hydrogéologie

Les données hydrogéologiques sont à prendre en considération dans l'étude d'un tunnel car, l'eau peut avoir une grande influence sur la résistance des roches.

Dans le cadre de ce tunnel, creusé en hauteur, l'influence de l'eau sur les travaux n'est pas très importante. Deux types de rochers sont rencontrés : des métagranites (gneiss) et des unités métaclastiques (schiste à séricite, schiste à chlorite et de phyllades).

Le métagranite est un rocher de nature imperméable mais lorsqu'il contient des discontinuités comme dans notre site d'étude, il devient perméable. Cette perméabilité sera fonction du degré de fracturation de la roche.

Le phyllade quant à lui sera considéré comme imperméable. Aucune sortie de source n'est située sur le trajet du tunnel.

Bien que le tunnel soit principalement construit dans des unités de métagranites, les ingénieurs s'attendent tout de même à rencontrer des unités métaclastiques en dehors des pentes latérales droites et la sortie de tube droit du tunnel.

Le contact phyllade-métagranite est situé dans la cote supérieure du tunnel. Par conséquent, les sections centrales du tunnel sont couvertes avec une unité de phyllade imperméable.

L'entrée du tunnel sera ouverte dans du métagranite et avancera dans la même unité jusqu'à la sortie. Le tube droit rencontrera dans le déblai latéral droit du phyllade et un contact de phyllade-métagranite dans la sortie. Ce contact pourrait être imperméable.

IV.2.6 Sismicité

Concernant la sismicité de la région, d'après le RPOA 2008 (Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art), cette région se trouve dans la zone IIA et notre tunnel est de groupe 1(tunnel stratégique) donc la valeur du coefficient d'accélération A est de **0.25.**

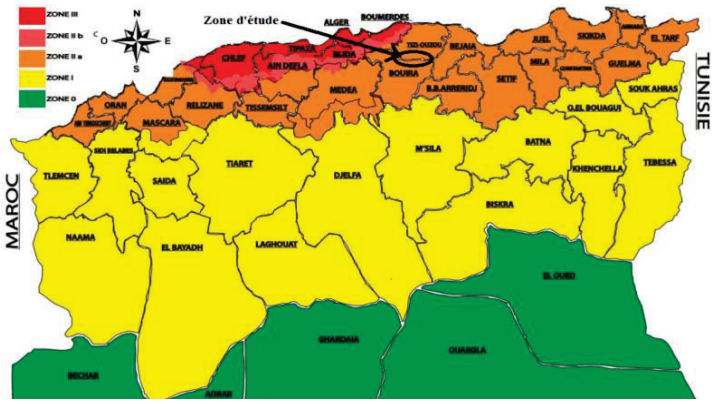


Figure IV.2.6 : Carte schématique des zonages sismiques de l'Algérie

IV.2.7 Levers structuraux des discontinuités

Subdivisées en familles, on rencontre deux types de discontinuités dans la zone du tunnel : des failles (de décrochement et inverses) et des joints (fissures).



Figure IV.2.7.a: Localisation des différentes stations d'investigation

En ce qui concerne l'identification des discontinuités sur le long du trajet, d'après le rapport géologique et géotechnique établi, une faille avec décrochement a été repérée tout au long du tunnel. Elle est observée à la sortie du tunnel et a 100m au sud du PK21+700. Subdivisée en plusieurs branches, cette faille a une largeur variant entre 1 et 1.5m.

Des failles normales dont la larguer est >50 cm ont également été observées vers la sortie du tunnel. Ces failles sont entrecoupées en quelques endroits par des dykes aplitiques et des filons (affectés par un métamorphisme hydrothermal variant de faible à moyen). Des zones de décomposition (en fonction de l'altération hydrothermale) de 20-100 mm se sont développées tout au long des dykes et des filons.

Ces altération, et la présence de ces failles et joints sur le tracé prédisent une diminution de la qualité de la masse roche vers de mauvaises appréciations.

À travers des échantillons que nous avons pu analyser au laboratoire, nous avons pu constater l'existence de nombreuses petites fissures à l'intérieur de la roche, ce qui aura sans doute de grandes influences sur le RQD des carottes.

Nous présentons ci-après des photos prises permettant d'apprécier le degré de fracturation sur le site.

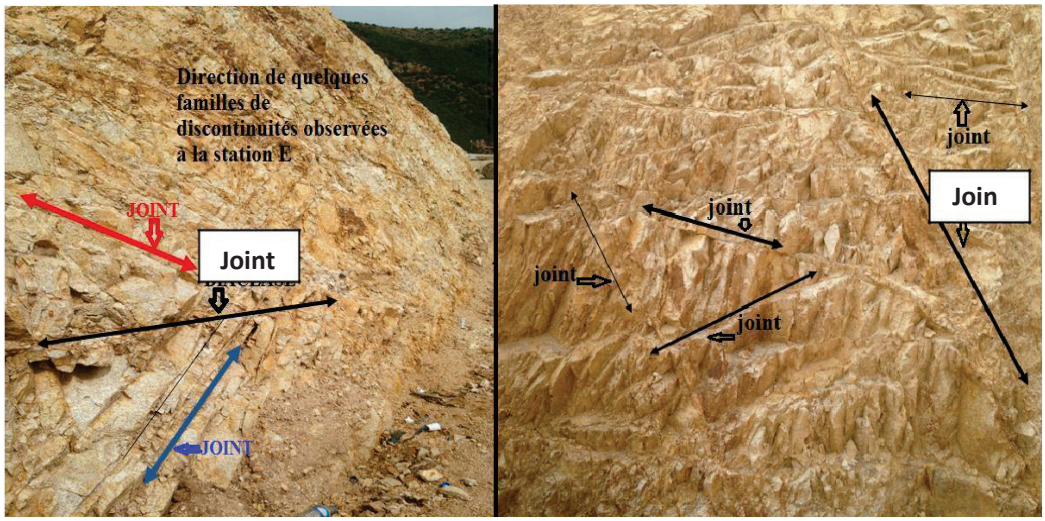


Figure IV.2.7.b: Photos identifiants des discontinuités sur le site du tunnel d'Ait Yahia Moussa



Figure IV.2.7.c: Veines de quartz allant jusqu'à 50 cm éventuellement observées dans les rochers métagranitiques dans le tunnel vers le PK21+650

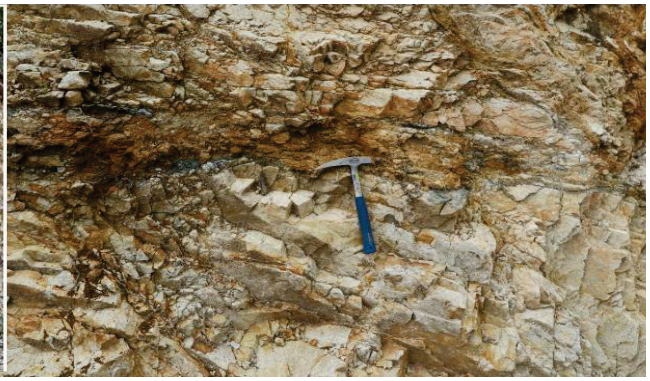


Figure IV.2.7.d : Filon aplitique et altération hydrothermale entrecoupant l'unité de métagranite en joints rapprochés

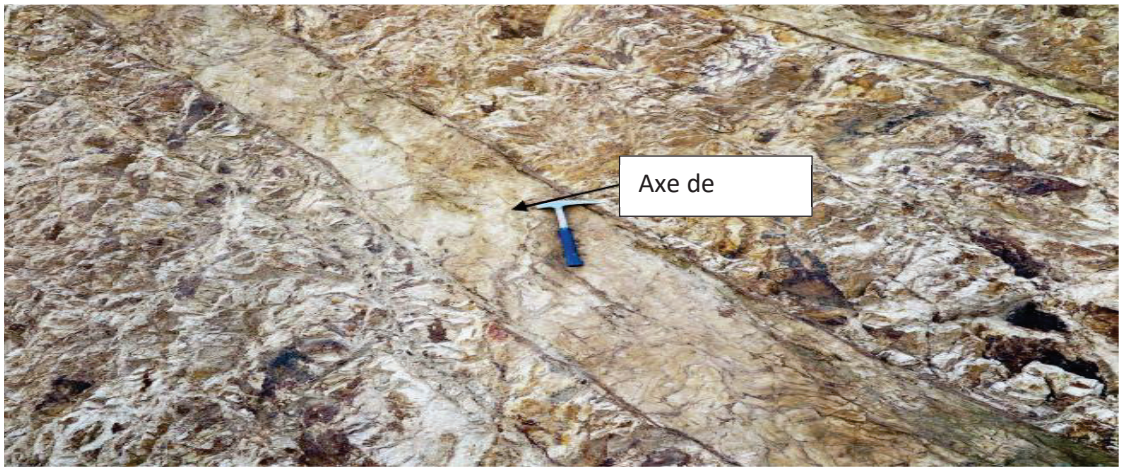


Figure IV.2.7.f: Dyke aplitique entrecoupant les métagranites dans le tunnel

IV.2.8 Essais géophysiques

IV.2.8.1 Tomographie sismique

Les essais sismiques ont été réalisés en trois endroits aux alentours du tunnel :

- **Face à l'entrée Nord du tunnel :**

Lors de ces tests, 12 géophones ont étés utilisés (allant du géophone BS1 G1 (placé à : 578278E / 4054637 N) au géophone BS1 G12 (placé à : 578330E / 4054648N)).

L'analyse des données recueillies de cette investigation a permis de détecter des terrains subdivisés en 4 catégories de couches recoupées et affectées par une tectonique cassante.

Tableau IV.2.8.1.a : Résultats des essais sismiques face à l'entrée Nord du tunnel

Matériau	**Épaisseur (m)**	**Vitesse (m/s)**
Dépôts terreux (recouvrement au ST-08)	2.60-4.00	490
Gneiss très fissurés et fracturés	1.60-5.50	≈ 115
Gneiss fracturés	≈ 8	1540
Gneiss fissurés	8.88-12.65	1770

L'image tomographique résultant de l'inversion montre des vitesses variant entre 495 et 1860 m/s et On peut remarquer sur la figure que les roches du dessus ont de faibles vitesses d'onde, celui traduit un important degré de fracturation.

Dans la partie inférieure-gauche, les roches montrent plus de compacité.

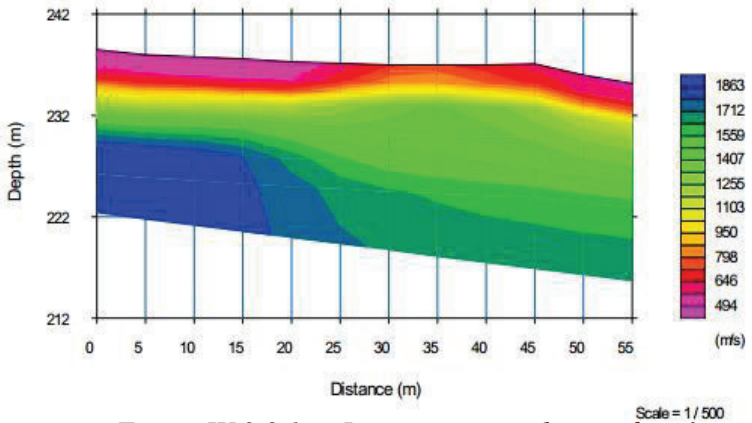


Figure IV.2.8.1.a: Image tomographiques face à l'entrée Nord du tunnel

- **à la droite de l'entrée Nord du tunnel**

Lors de ces tests, 12 géophones ont étés utilisés (allant du géophone BS1 G1 au géophone BS1 G12).

L'analyse des données recueillies de cette investigation a permis de détecter des réseaux de fracturation affectant les terrains de la zone. Les vitesses détectées varient entre 1280 et 1800 m/s

Tableau IV.2.8.1.b : Résultats des essais sismiques à la droite de l'entrée nord du tunnel

Matériau	**Épaisseur (m)**	**Vitesse (m/s)**
Dépôts terreux (terrain de recouvrement)	1.80-5.70	580
Gneiss très fissurés et fracturés	/	1280
Gneiss fracturés (Zone biseautée)	≈ 8	1450
Gneiss relativement moins fissurés	8.88-12.65	1800

Après analyse des résultats obtenu de ces essais, et en observant cette image précédente, on peut constater l'évolution de la vitesse de propagation des ondes en fonction de la profondeur, ce qui reflète la diminution des discontinuités, l'amélioration de la compaction et donc le rapprochement d'un socle métamorphique sain.

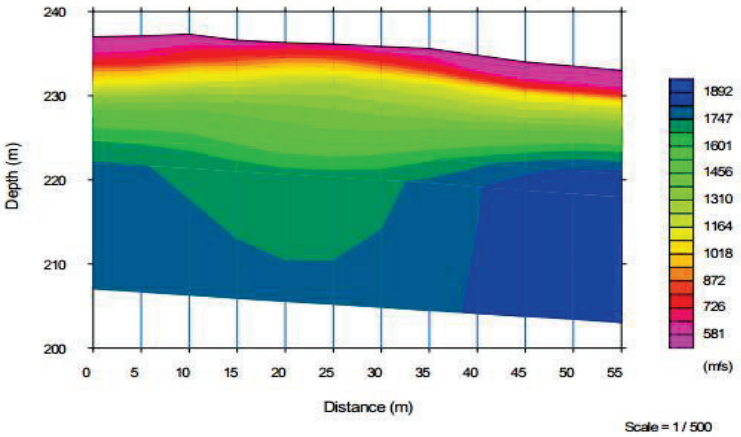


Figure IV.2.8.1.b: Image tomographiques à la droite de l'entrée Nord du tunnel.

- ✓ **en haut de l'entrée Nord du tunnel.**

Lors de ces tests, 12 géophones ont étés utilisés (allant du géophone BS1 G1 (placé à : 578246E / 4054673 N) au géophone BS1 G12 (placé à : 578297E / 4054588N)).

L'analyse des données recueillies de cette investigation a permis de détecter des terrains fissurés, fracturés et d'identifier la nature des couches traversées, présentées dans le Tableau ci-après.

À partir de cette image, nous pouvons constater l'amélioration de la qualité de la masse rocheuse vers la gauche, ce qui pourrait traduire une altération élevée en avançant vers la droite.

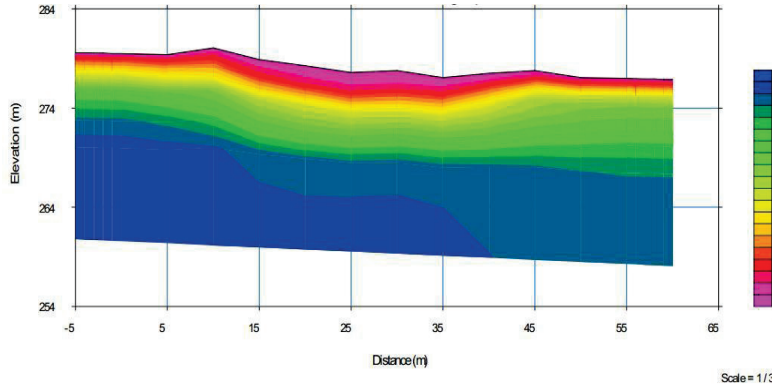


Figure IV.2.8.1.c: Image tomographiques à la droite de l'entrée Nord du tunnel

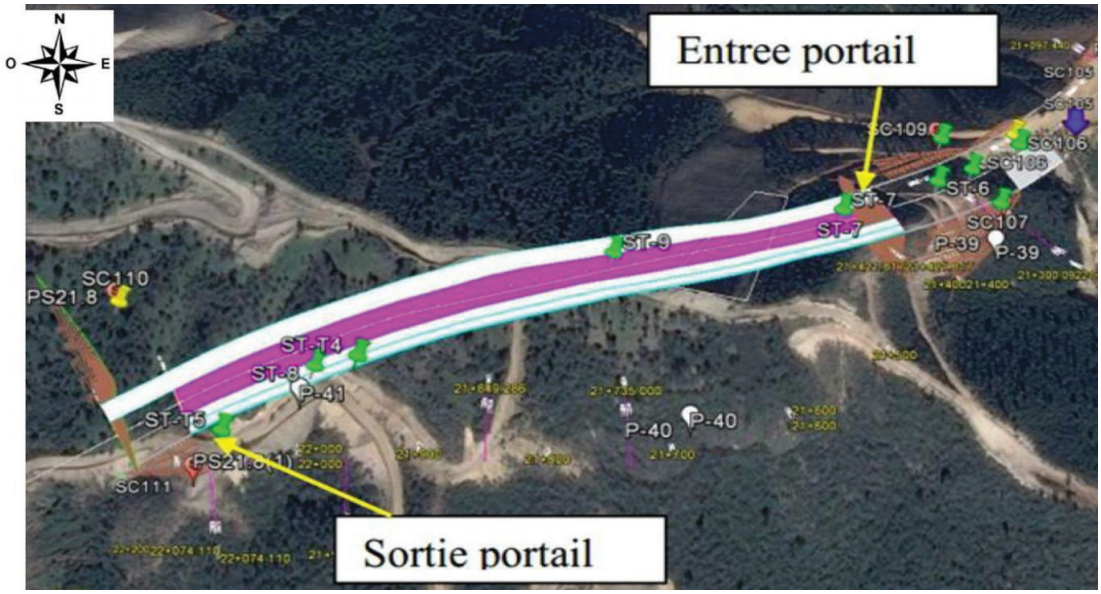
Tableau IV.2.8.1.c: Résultats des essais sismiques en haut de l'entrée Nord du tunnel

Matériau	**Épaisseur (m)**	**Vitesse (m/s)**
Recouvrement (discontinu et aéré)	2.30	390
Gneiss très fissurés et fracturés	1.00-3.90	1040
Gneiss fracturés	3.50-8.50	1430
Gneiss très fissurés	/	1800

IV.3 Compagne d'investigation

IV.3.1 Sondages de reconnaissance

Pour identifier la distribution verticale des unités rocheuses dans le massif qui sera traversé par le tunnel, 13 sondages ont été réalisés (voir Figure IV.). On notera SC (sondage carotté) en dehors du tunnel et ST (sondage tunnel) au-dessus du tunnel.



FigureI V.3.1: Image satellitaire modifiée matérialisant le tracé du tunnel

En utilisant les données de sondages obtenues, on peut deviser le tunnel en 3 unités basant sur le R.Q.D calculé.

- ✓ Portail d'entrées - 21+180
- ✓ PK : 21+180 – PK : 21+850
- ✓ PK : 21+850 – Portail de sortie

Tableau IV.3.1 : Valeurs du RQD dans le massif

Section	Sondages	RQD (%)	Type de rocher
Section I	SC-106, 107, 108, 109	12	Très médiocre
Section II	ST-4, 5, 6, 7, 8	20	Très médiocre
Section II	SC-110, 111, 112, et ST-T5.	20	Très médiocre

La faiblesse des valeurs du RQD est sans aucun doute due aux nombreux joints existants dans le massif qui ne permettent pas d'avoir de morceaux sains. Ce qui était noté lors de plusieurs essais de carottage qui ont échoués suite à la fragmentation de la carotte.

En se référant au type de soutènement à adopter en fonction de la valeur du R.Q.D, obtenues dans le Tableau précédent, notre ouvrage comportera dans son soutènement soit des boulons d'encage et/ou des cintres métalliques

IV.3.2 Essais pressiométriques (Ménard)

Des essais pressiométriques Ménard ont été réalisés au niveau de certains sondages STP-09, ST-08, STP-7, ST-06, ST-T04. De ces sondages, deux valeurs caractéristiques ont été obtenue pour la pression de fluage (Pf) : minimum (26.73 bar) au niveau du sondage STP-07 et une valeur maximale (54.73) au niveau du sondage ST-08.

IV.3.3 Essais d'eau Lefranc

Cet essai est l'un des moyens nous permettant de déterminer la perméabilité du massif rocheux. Ainsi, à partir des essais d'eau Lefranc (essai à charge variable) in situ sur les sondages (diamètre de la cavité = 0.1 à 0.14m et de longueur de la cavité =0.5m), nous avons rangé les valeurs obtenues dans le Tableau ci-dessous dont les valeurs sont les moyennes des perméabilités mesurées au niveau de chaque sondage.

Tableau IV.3.3: Estimation des Coefficients de perméabilité dans le massif

Sondage	**SC-107**	**SC-108**	**SC-109**	**SC-110**	**SC-111**
Coef. de Perméabilité K (m/s)	7.06E-7	6.51E-7	3.40E-9	5.87E-7	1.66E-6
Sondage (suite)	**SC-112**	**ST-06**	**ST-07**	**ST-08**	**ST-09**
Coef. de Perméabilité K (m/s)	5.63E-9	1.57E-7	3.33E-6	7.61E-7	7.38E-6

De ces valeurs obtenues, nous pouvons confirmer que les roches ont en général une faible perméabilité.

IV.3.4 Essais Lugeon

L'essai a été réalisé en deux endroits : ST-T4 (à une profondeur de 35m) et ST-T5 (à une profondeur de 34.5m).on peut remarquer le faible débit Q donc le terrain confédéré peu perméable

Tableau IV.3.4: Données obtenues de l'essai Lugeon

Sondage	**ST-T4**	**ST-T5**
Charge L (m)	5	4.5
Débit métrique Q (L/m in)	0.57	0.30
UL (Lugeons)	0.11	0.07

IV.3.5 Test de laboratoire

Plusieurs essais ont été réalisés au laboratoire pour compléter les informations recueillies sur le terrain. Parmi ces essais, figurent l'essai de compression uniaxiale, la recherche de matériaux gonflants, la recherche de carbonates.

Les valeurs obtenues des essais de compression uniaxiale sont présentées dans le

Tableau suivant :

Tableau IV.3.5 : Résultats des essais à la compression uniaxiale

Section	**Rc (MPa)**	**Module de Young (GPa)**
Section I	5	2.125
Section II	15	8.250
Section II	5	2.125

IV.4 Étude géotechnique de projet :

IV.4.1 Paramètres de Conception Géotechniques pour la partie entre le Portail d'Entrée et PK:21+180

Pour cette partie du tunnel, les paramètres géotechniques ont été désignés par les critères De rupture de Hoek & Brown ; les valeurs utilisées à cette fin sont UCS (Résistance à la Compression uniaxe du matériau rocheux), GSI (Indice de Résistance Géologique), mi (Constante du matériau sans dimension relative au matériau de roche), D (Facteur de Dégr Adation), Ei (Module d'élasticité) et γ (Poids unitaire).

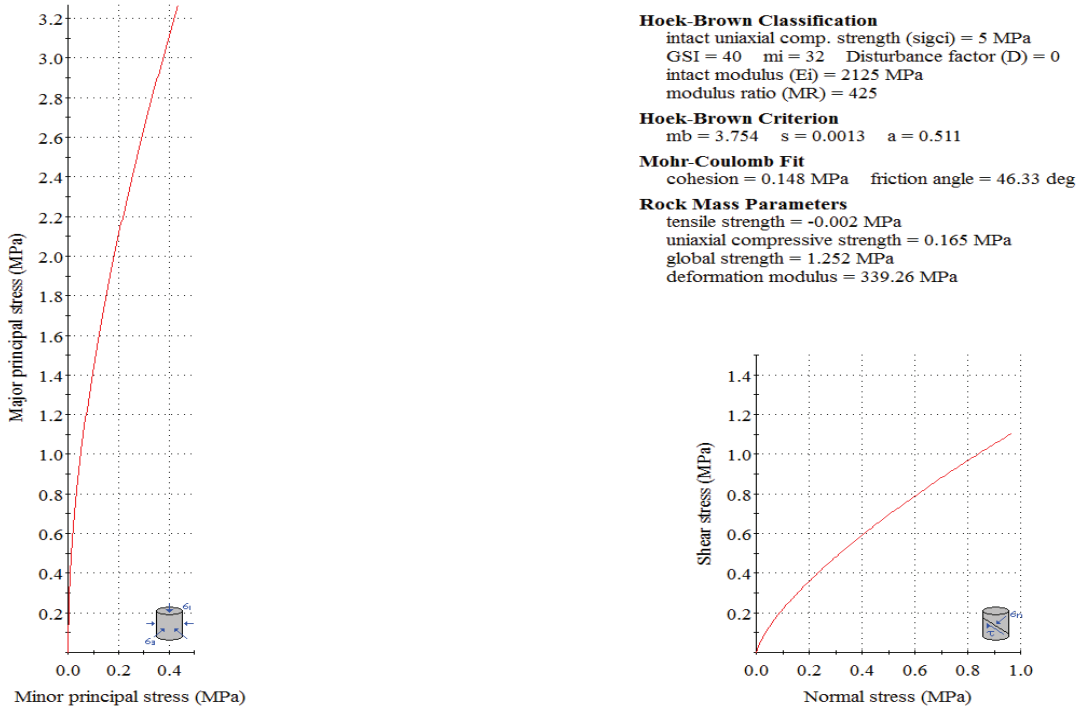


Figure IV.4.1: Paramètres géotechniques pour l'unité située au niveau du tunnel entre l'entrée portail et PK: 21+180

Tableau IV.4.1: Paramètres géotechniques recommandés pour l'unité située au niveau du tunnel entre le entrée portail et PK: 21+180.

Résistance uniaxiale	Indice de Résistance Géologique	Constante du matériau	Facteur de perturbation	Module d'élasticité	Poids volumétrique unitaire	Cohésion	Angle de frottement interne	Module de Déformation
USC				E_i	γ	C	Ø	E_m
(MPa)	GSI	mi	D	(MPa)	(kN/m^3)	(KPa)	(°)	(MPa)
5.0	40	32	0	2125	26	148	46	340

La hauteur maximale de la couverture étant 35 m dans cette section, les paramètres sont calculés en fonction d'une hauteur de couverture de 35 m.

IV.4.2 Paramètres de Conception Géotechniques pour la partie entre PK:21+180 – 21+850

Pour cette partie du tunnel, les paramètres géotechniques ont été désignés par les critères de rupture de Hoek & Brown ; les valeurs utilisées à cette fin sont UCS (Résistance à la compression uniaxe du matériau rocheux), GSI (Indice de Résistance Géologique), mi (Constante du matériau sans dimension relative au matériau de roche), D (Facteur de Dégr Adation), Ei (Module d'élasticité) et γ (Poids unitaire).
et PK : 21+850 sont présentés dans le tableau suivant.

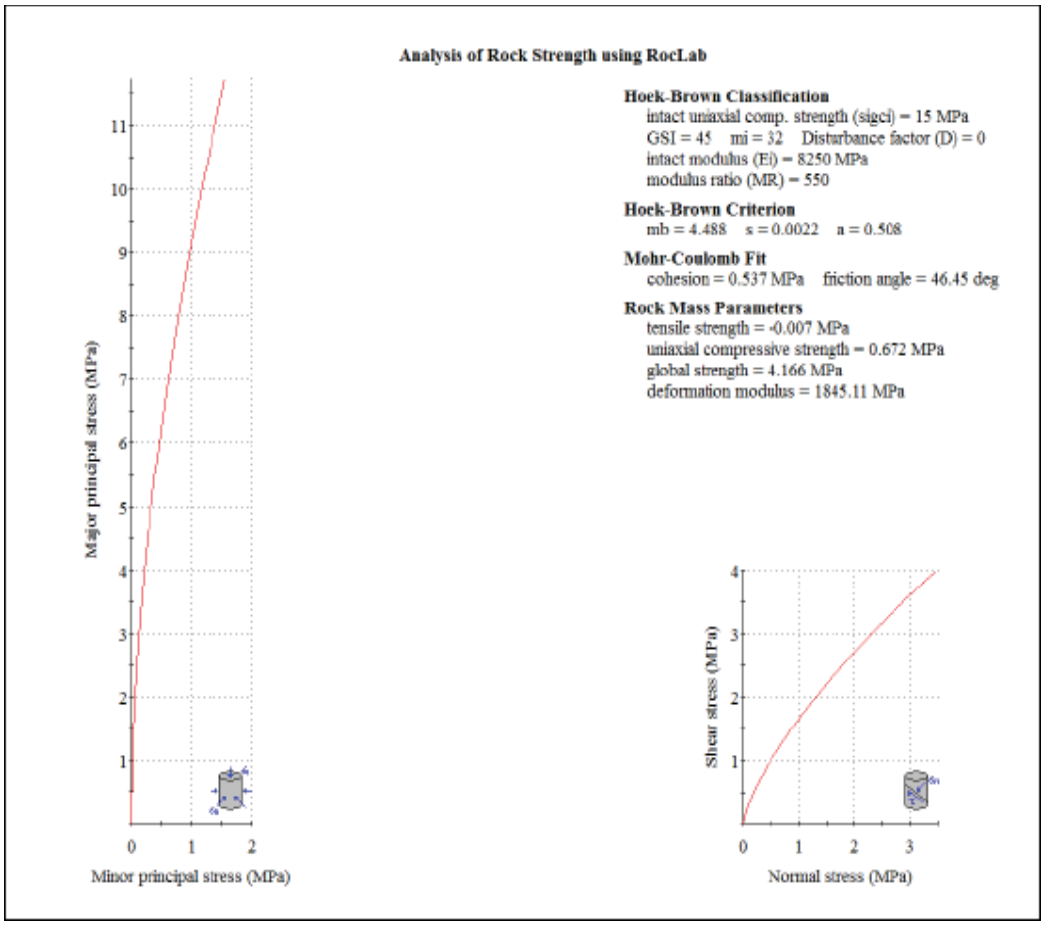


Figure IV.4.2.a: Paramètres géotechniques pour l'unité située au niveau du tunnel entre le PK : 21+180 et PK: 21+850 (D=0)

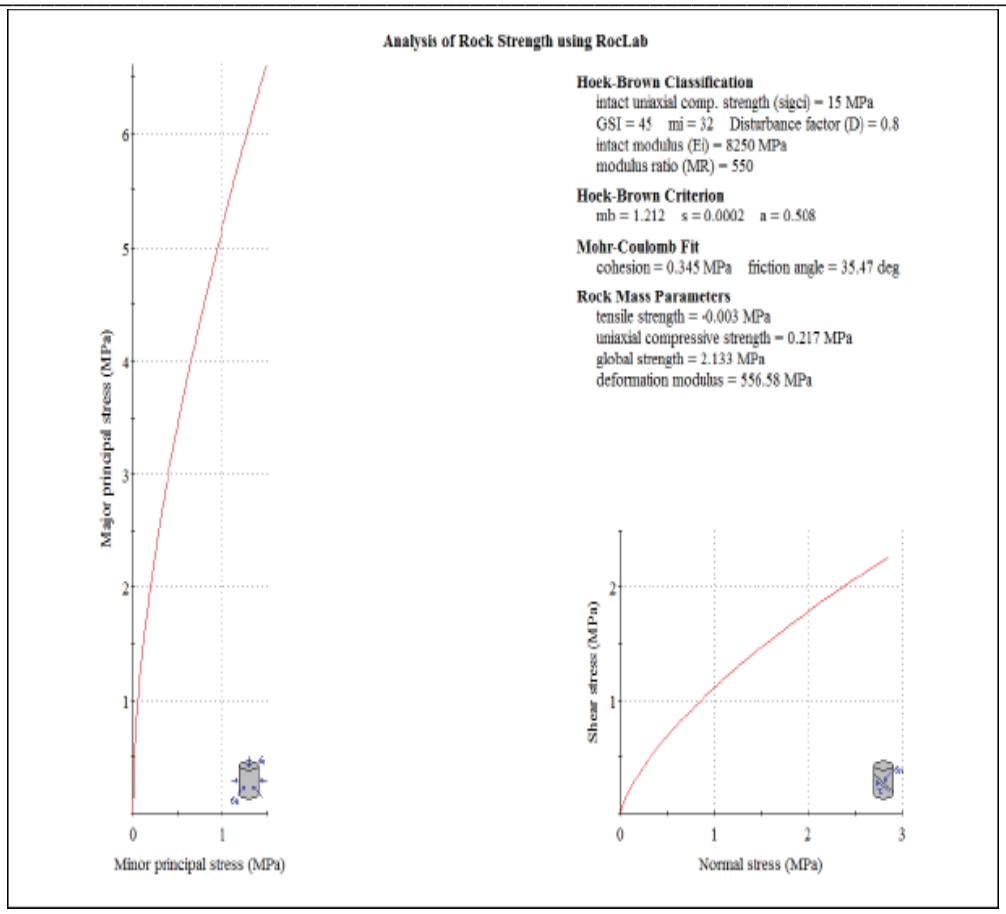


Figure IV.4.2.b: Paramètres géotechniques pour l'unité située au niveau du tunnel entre le PK : 21+180 et PK: 21+850 (D=0.8)

Les paramètres de conception relatifs à l'unité géologique rencontrée entre le PK : 21+180 et PK : 21+850 sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau IV.4.2: Paramètres géotechniques recommandés pour l'unité située au niveau du tunnel entre le PK : 21+180 et PK: 21+850

Résistance uniaxiale	**Indice de Résistance Géologique**	**Constante du matériau**	**Facteur de perturbation**	**Module d'élasticité**	**Poids volumétrique unitaire**	**Cohésion**	**Angle de frottement interne**	**Module de Déformation**
USC				E_i	γ	C	Ø	E_m
(MPa)	GSI	mi	D	(MPa)	(kN/m^3)	(KPa)	(°)	(MPa)
15.0	45	32	0	8250	26	537	47	1845
15,0	45	32	0.8	8250	26	345	36	557

La hauteur maximale de la couverture étant 125 m dans cette section, les paramètres sont calculés en fonction d'une hauteur de couverture de 125m.

IV.4.3 Paramètres de conception Géotechniques entre PK : 21+850 et le Portail de Sortie

Pour cette partie du tunnel, les paramètres géotechniques ont été désignés par les critères de rupture de Hoek & Brown ; les valeurs utilisées à cette fin sont UCS (Résistance à la compression uniaxe du matériau rocheux), GSI (Indice de Résistance Géologique), mi (Constante du matériau sans dimension relative au matériau de roche), D (Facteur de Dégr Adation), Ei (Module d'élasticité) et γ (Poids unitaire).

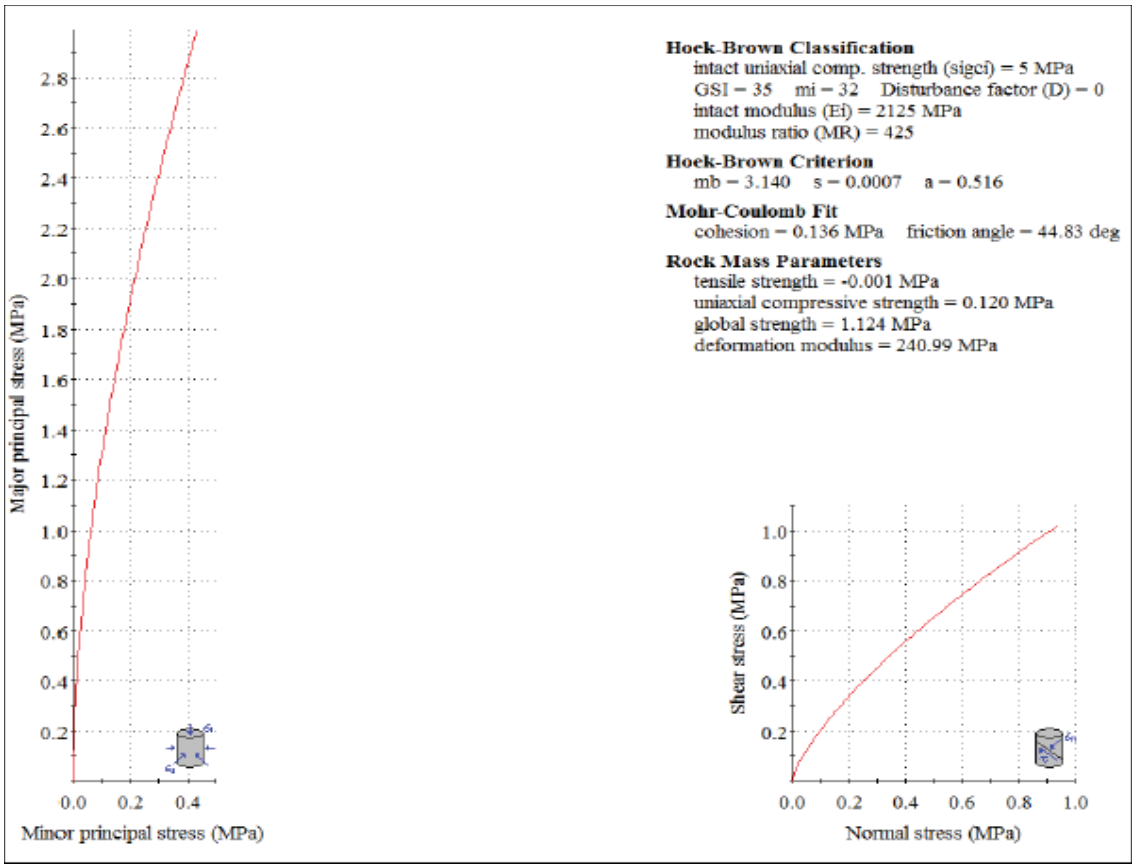


Figure IV.4.3 : Paramètres géotechniques pour l'unité située au niveau du tunnel entre le PK : 21+850 – sortie portail du tunnel

Les paramètres de conception relatifs à l'unité géologique rencontrée entre le PK : 21+850 et portail de sortie sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau IV.4.3: Paramètres géotechniques recommandés pour l'unité située au niveau du tunnel entre le PK : 21+850 – sortie portail du tunnel

Résistance uniaxiale	**Indice de Résistance Géologique**	**Constante du matériau**	**Facteur de perturbation**	**Module d'élasticité**	**Poids volumétrique unitaire**	**Cohésion**	**Angle de frottement interne**	**Module de Déformation**
USC				E_i	γ	C	Ø	E_m
(MPa)	GSI	mi	D	(MPa)	(kN/m^3)	(KPa)	(°)	(MPa)
15.0	35	32	0	2125	26	136	45	240

La hauteur maximale de la couverture étant 35 m dans cette section, les paramètres sont calculés en fonction d'une hauteur de couverture de 35 m.

IV.5 Conclusion :

Le but recherché par les moyens de reconnaissances est la détermination de la structure géologique, caractéristiques du site et des cours d'eau pour une meilleure implantation de l'ouvrage et un choix adéquat pour les méthodes d'exécution et de dimensionnement.

CHAPITRE V

Classification

Du massif

CHAPITRE V :

V.1 Introduction :

La classification des massifs rocheux consistent à quantifier un massif rocheux par une note empirique décrivant sa qualité par une série de termes allant d'un très bon rocher à un rocher très médiocre. Dans ce chapitre je vais classifier le massif rocheux de ce projet basant sur le calcul des paramètres suivants : GSI, RMR et RQD. Et par la suite je vais déterminer le soutènement provisoire adapté pour le terrain selon la recommandation Bieniawski.

NOTE : la partie théorique de ce chapitre ainsi tous les tableaux de classification vont être présentés dans l'annexe 3.

V.2 Classification du massif :

V.2.1 Paramètres de Classification pour la partie entre le Portail d'Entrée et PK:21+180 :

V.2.1.1 Attribution de GSI :

Les portails d'entrée du site du projet seront ouverts totalement dans une unité de Méta granite. Concernant l'unité constatée dans cette section. L'Index de Résistance Géologique (GSI) est déterminé selon le système de GSI modifié ; appliquant la formule :

- ✓ **Rr**, étant le point de condition d'absence de rugosité ; ce point est 3, du fait que les Discontinuités sont légèrement rugueuses.
- ✓ **Rw** étant le point de condition de dégradation, le point déterminé est 3 en tenant compte de la situation moyennement décomposée de la situation peu et moyennement décomposée des discontinuités.
- ✓ **Rf** étant le point de condition de remblai, celui-ci est 6 étant donné qu'il n'existe pas de remblai dans la discontinuité en général.

Le point de condition de surface totale calculé est 12, comme prévu dans Tableau V.2.1.1

Selon les valeurs SCR et SR calculées, la valeur GSI obtenue est 43.

.

Tableau V.2.1.1 : Valeur GSI de l'unité située au portail de d'entrée et PK : 21+180

Nombre Conjoint Volumétrique (jv)	Notation Caractéristique Structurelle (SR)	Caractéristiques de surface (SCR)	GSI
21	27	(Rr=3+Rw=3+Rf=6)=12	43

Donc une roche fracturée et déstructurée avec une surface d'une qualité moyenne .

V.2.1.2 Système de classification RMR

Etant donné que la valeur de résistance de pression uniaxe pour l'unité située au niveau du Tunnel est 5 MPa, 2 points et que la valeur d'indice de qualité du rocher (RQD) pour l'unité Est entre environ 12 % selon les données des sondages SC-106, 107, 108 ,109 et 3 points

Sont attribués.

Concernant les caractéristiques de discontinuité pour l'unité, sont attribués 10 points étant Donnée que l'écart de discontinuité entre 200-600 mm selon les observations
Suite aux études de terrain, 2 points dans le cas où la discontinuité est 3-10 m, 4 point dans le cas où l'écart de discontinuité est 0.1-1.0 mm, 3 point étant donné que les surfaces de discontinuité sont faible rugueux et 3 points étant donné que les discontinuités sont moyen désintégrés. 10 points est attribué pour l'état de l'eau souterraine étant donnée qu'elle est considérée en forme de Mouillée.

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

Tableau V.2.1.2: Classification de RMR pour l'unité constatée au niveau du Tunnel

A	Paramètre	Valeur/Définition	Note
1	Résistance à la compression uniaxiale (MPa)	5	2
2	Indicateur de qualité de roche (RQD%)	12	3
3	Espacement des discontinuités (mm)	200-600	10
4	Condition des discontinuités		
	Continuité	3-10	2
	Ouverture	0.1-1.0 mm	4
	Rugosité	Faible rugueux	3
	Remblai	Non	6
	Degré d'altération	Moyen altérée	3
5	Condition 'eau souterraine	Mouillée	10
	RMR Principal		43
B	Orientation des discontinuités	Moyen	-5
	RMR Définitif	**Roche Faible**	38

V.2.1.3 Système de classification Q

La qualité rocheuse de Tunneling Q, a été calculée par l'équation ci-dessous, composée de 6 paramètres indépendants des uns des autres.

$$Q=\frac{RQD}{J_n}\times\frac{J_r}{J_a}\times\frac{J_W}{SRF}$$

Tableau V.2.1.3 : Paramètres relatifs au système de classification Q pour l'unité constatée au niveau du Tunnel

No Paramètre	Valeur/Définition	Note
1 RQD: Indicateur de Qualité de Roche	A. Très faible	12
2 jn: Nombre de famille de joints	H. Quatre ou plus de lot de joints	15×2
3 jr: valeur de rugosité de joint	E. Planaire rugueux ou irrégulier	1.5
4 ja: valeur d'altération de joint	I. Pas de changement sur la surface du joint seulement enduit de surface	1
5 jw: valeur de réduction d'eau du joint	A. Apport partiel d'eau	1
6 SRF: Facteur de réduction de pression	O. Conditions de tension moyenne	1
Q= (12×1.5×1)/ (30×1×1)=0,6		

V.2.1.4 Calculs du Module de déformation

Les relations entre le module de déformation et le RMR sont constatées à l'emplacement des masses rocheuses selon Nicholson et Bieniawski (1990) et les valeurs obtenues sont comparées selon le critère de rupture Hoek & Brown.

Em=Ei (AF) (Nicholson et Bieniawski)

- ✓ Ei étant le module d'élasticité du matériel rocheux
- ✓ AF étant le facteur de réduction;

On peut l'obtenir de l'équation AF= $(0.0028RMR^2+0.9e^{(RMR/22.82)})$

AF= $(0.0028(43)^2+0.9e^{(43/22.82)})$ =11%

Donc

Em=2125 (%11)

Em=236 Mpa

L'équation du module de déformation proposée par Hoek et Diederichs en 2006 et présentée ci-dessous

$$E_m=Ei\left(0.02+\frac{1-(D/2)}{1+e^{((60+15D-GSI)/11)}}\right)$$ (Hœk et Diederichs)

- ✓ Ei représente le module d'élasticité,
- ✓ D le facteur de dégradation
- ✓ GSI l'indice de résistance géologique

$$E_m=2125\left(0.02+\frac{1-(0/2)}{1+e^{((60+15*0-40)/11)}}\right)$$

E_m=340 MPa (D=0)

Les valeurs du module de déformation des masses de rocher, calculées ci-dessus selon deux différents chercheurs sont récapitulées dans le tableau suivant.

Tableau V.2.1.4: Calculs du Module de Déformation pour l'unité constatée au niveau du Tunnel

	Année	Paramètres utilisés	Equation	Résultat (MPa)
Nicholson et Bieniawski	1990	E_i, RMR	$E_m=E_i(0.0028RMR^2+0.9e^{(RMR/22.82)})$	236
Hoek et Diederichs	2006	E_i, GSI, D	$E_m=E_i\left(0.02+\frac{1-(D/2)}{1+e^{((60+15D-GSI)/11)}}\right)$	340

V.2.1.5 Détermination de soutenement provisoire :

L'évaluation effectuées montrent que l'unité située au niveau du tunnel fait partie de la Classe «Rocher Faible IV» selon la classification RMR.

Pour la classe de soutènement; En utilisant le tableau des soutènements recommandés par BIENIAWSKI en fonction du RMR on trouve :

Tableau V.2.1.5 : Soutènement propose par BIENIAWSKI pour la coupe portail de d'entrée et PK : 21+180.

Classe de la roche	Type de soutènement							
IV	Boulons d'ancrages		Béton projeté			Cintres métalliques		Temps moyen de tenu
	Espacement	Complément d'ancrage	Voûte	Piédroits	Complément de soutènement	Type	Espacements	
	0.5 m – 1 m	***Treillis soudé +30/50 mm de béton projeté en voute et en piédroits***	***150mm***	***100mm***	Treillis et boulons de 1.5 à 3m d'espacement	Cintre moyen + 50mm de béton projeté	***0.7 m – 1.5m***	10 heures pour une portée de 2.5m

La classe C est choisie pour les parties situées entre l'entrée portail et PK:21+180. Les paramètres de conception de cette partie exposée ci-dessus sont résumés dans le tableau suivant.

V.2.2 Paramètres de Classification pour la partie entre PK:21+180 – 21+850 :

V.2.2.1 Attribution de GSI :

La section sera ouvert totalement dans une unité de méta granite. Concernant l'unité constatée dans cette section, l'Index de Résistance Géologique (GSI) est déterminé selon le système de GSI modifié, proposé par Sönmez et Ulusay (2002). Selon cette approche, le paramètre de GSI est une fonction des caractéristiques structurelles de la masse rocheuse et des caractéristiques de surface de discontinuité.

- ✓ **Rr**, étant le point de condition d'absence de rugosité ; ce point est 3, du fait que les Discontinuités sont légèrement rugueuses.
- ✓ **Rw** étant le point de condition de dégradation, le point déterminé est 5 en tenant compte de la situation peu décomposée de la situation peu décomposée des discontinuités.
- ✓ **Rf** étant le point de condition de remblai, celui-ci est 6 étant donné qu'il n'existe pas de remblai dans la discontinuité en général. Le point de condition de surface totale calculé est 14, comme prévu dans Tableau *VI2.2.1*.

Selon les valeurs SCR et SR calculées, la valeur GSI obtenue est 47.

Tableau V.2.2.1 : Valeur GSI de l'unité située au portail de d'PK : 21+180 et Pk : 21+350

Nombre Conjoint Volumétrique (jv)	Notation Caractériqtique Structurelle (SR)	Caractéristiques de surface (SCR)	GSI
20	**27**	(Rr=3+Rw=5+Rf=6)=14	**47**

Donc une roche fracturée et déstructurée avec une surface d'une qualité bonne.

V.2.2.2 Système de classification RMR

Etant donné que la valeur de résistance de pression uniaxe pour l'unité située au niveau du tunnel est 15 MPa, 2 points et que la valeur d'indice de qualité du rocher (RQD) pour l'unité est entre environ 20 % selon les données des sondages ST-4, 5, 6, 7, 8 , 9 et 3 points sont attribués.

Concernant les caractéristiques de discontinuité pour l'unité, sont attribués 10 points étant Donnée que l'écart de discontinuité entre 200-600 mm selon les observations effectués Suite aux études de terrain, 6 points dans le cas où la discontinuité est <1 m, 4 point dans le cas où l'écart de discontinuité est 0.1-1.0 mm, 3 point étant donné que les surfaces de discontinuité sont rugueux et 5 points étant donné que les discontinuités sont faible désintégrés. 10 points est attribué pour l'état de l'eau souterraine étant donnée qu'elle est considérée en forme de Mouillée.

Le sens des discontinuités étant droit par rapport à l'inclinaison, la valeur du RMR Final est calculée à 44 en déduisant 5 points de la valeur du RMR de Base en prenant la condition D'inclinaison entre 45-90'. En tenant compte la valeur RMR Final, elle est définie comme une
Roche Moyen III dans la classification RMR.

Tableau V.2.2.2: Classification de RMR pour l'unité constatée au niveau du Tunnel

A	Paramètre	Valeur/Définition	Note
1	Résistance à la compression unie axiale (MPa)	15	2
2	Indicateur de qualité de roche (RQD%)	20	3
3	Espacement des discontinuités (mm)	200-600	10
4	Condition des discontinuités		
	Continuité	<1	6
	Ouverture	0.1-1.0 mm	4
	Rugosité	Faible rugueux	3
	Remblai	Non	6
	Degré d'altération	Moyen altérée	5
5	Condition 'eau souterraine	Mouillée	10
	RMR Principal		49
B	Orientation des discontinuités	Moyen	-5
	RMR Définitif	**Roche Moyen**	44

V.2.2.3 Système de classification Q

La qualité rocheuse de Tunneling Q, a été calculée par l'équation ci-dessous, Composée de 6 paramètres indépendants des uns des autres.

$$Q=\frac{RQD}{J_n}\times\frac{J_r}{J_a}\times\frac{J_W}{SRF}$$

Tableau V.2.2.3 : Paramètres relatifs au système de classification Q pour l'unité constatée au niveau du Tunnel

No Paramètre	Valeur/Définition	Note
1 RQD: Indicateur de Qualité de Roche	A. Très faible	20
2 jn: Nombre de famille de joints	H. Quatre ou plus de lot de joints	15
3 jr: valeur de rugosité de joint	E. Rugueux ou irrégulièrement onduleux	3
4 ja: valeur d'altération de joint	H.Pas de changement sur la surface du joint seulement enduit de surface	1
5 jw: valeur de réduction d'eau du joint	A. Apport partiel d'eau	1
6 SRF: Facteur de réduction de pression	O. Conditions de tension moyenne	1
Q= (20×3×1)/ (15×1×1)=4		

V.2.2.4 Calculs du Module de déformation

Les relations entre le module de déformation et le RMR sont constatées à l'emplacement des masses rocheuses selon Nicholson et Bieniawski (1990) et les valeurs obtenues sont comparées selon le critère de rupture Hoek & Brown.

Em=Ei (AF) (Nicholson et Bieniawski)

- ✓ Ei étant le module d'élasticité du matériel rocheux
- ✓ AF étant le facteur de réduction;

On peut l'obtenir de l'équation AF= $(0.0028RMR^2+0.9e^{(RMR/22.82)})$

AF= $(0.0028(44)^2+0.9e^{(44/22.82)})$ =%12

Donc
Em=8250 (%12)
Em=956 Mpa

L'équation du module de déformation proposée par Hoek et Diederichs en 2006 et présentée ci-dessous

$$E_m = Ei\left(0.02 + \frac{1-(D/2)}{1+e^{((60+15D-GSI)/11)}}\right)$$ (Hœk et Diederichs)

- ✓ Ei représente le module d'élasticité,
- ✓ D le facteur de dégradation
- ✓ GSI l'indice de résistance géologique, et en plaçant les valeurs on obtient 1845 MPa (D=0) et 557 (D=0.8) pour le module de déformation de la masse rocheuse.

$$E_m = 8250\left(0.02 + \frac{1-(0/2)}{1+e^{((60+15*0-45)/11)}}\right)$$

E_m=1845 MPa (D=0)

$$E_m = 8250\left(0.02 + \frac{1-(0.8/2)}{1+e^{((60+15*0.8-45)/11)}}\right)$$

E_m=557 MPa (D=0.8)

Les valeurs du module de déformation des masses de rocher, calculées ci-dessus selon Deux différents chercheurs sont récapitulés dans le tableau suivant.

Tableau V.2.2.4 Calculs du Module de Déformation pour l'unité constatée au niveau du Tunnel

	Année	**Paramètres utilisés**	**Equation**	**Résultat (MPa)**
Nicholson et Bieniawski	1990	E_i, RMR	$E_m=E_i(0.0028RMR^2+0.9e^{(RMR/22.82)})$	956
Hoek et Diederichs	2006	E_i, GSI, D	$E_m=Ei\left(0.02+\frac{1-(D/2)}{1+e^{((60+15D-GSI)/11)}}\right)$	1845-557

V.2.2.5 Détermination de soutènement provisoire :

L'évaluation effectuées montrent que l'unité située au niveau du tunnel fait partie de la Classe «Rocher Moyen III» selon la classification RMR.

Pour la classe de soutènement; En utilisant le tableau des soutènements recommandés par BIENIAWSKI en fonction du RMR on trouve :

Tableau V.2.2.5 : Soutènement propose par BIENIAWSKI pour la coupe PK:21+180 – 21+850 :

Classe de la roche	Type de soutènement							
III	Boulons d'ancrages		Béton projeté			Cintres métalliques		Temps moyen de tenu
	Espacement	Complément d'ancrage	Voûte	Piédroits	Complément de soutènement	Type	Espacements	
	1***m –1.5m***	***Treillis soudé +30mm de béton projeté en voute si nécessaire***	***100mm***	***50mm***	***Treillis et boulons si nécessaire***	***Cintre légère***	***1.5 m – 2m***	***Une semaine pour une portée de 5m***

La **classe B** est choisie pour les parties situées entre le PK:21+180 et PK:21+850.

Les paramètres de conception de cette partie exposée ci-dessus sont résumés dans le Tableau suivant.

V.2.3 Paramètres de conception Géotechniques entre PK : 21+850 et le Portail de Sortie

V.2.3.1 Attribution de GSI

Les portails d'entrée du site du projet seront ouverts totalement dans une unité de Méta granite. Concernant l'unité constatée dans cette section, l'Index de Résistance Géologique (GSI) est déterminé selon le système de GSI modifié. Selon cette approche, le paramètre de GSI est une fonction des caractéristiques structurelles de la masse rocheuse et des caractéristiques de surface de discontinuité.

Ces deux paramètres sont déterminés comme suit:

- ✓ **Rr**, étant le point de condition d'absence de rugosité ; ce point est 3, du fait que les discontinuités sont légèrement rugueuses.
- ✓ **Rw** étant le point de condition de dégradation, le point déterminé est 3 en tenant compte de la situation moyennement décomposée de la situation peu et moyennement décomposée des discontinuités.
- ✓ **Rf** étant le point de condition de remblai, celui-ci est 6 étant donné qu'il n'existe pas de remblai dans la discontinuité en général. Le point de condition de surface totale calculé est 12, comme prévu dans Tableau *VI.2.3.1*.

Selon les valeurs de SCR et SR, l'intersection a été faite sur le graphique dans l'annexe 3 la valeur de GSI a été obtenue de 35.

Tableau V.2.3.1 : Valeur GSI de l'unité située au portail de d'PK : 21+850 et portail de sortie

Nombre Conjoint Volumétrique (jv)	Notation Caractéristique Structurelle (SR)	Caractéristiques de surface (SCR)	GSI
70	**6**	(Rr=3+Rw=3+Rf=6)=12	**35**

Donc une roche désintégrée avec une surface d'une qualité bonne.

V.2.3.2 Système de classification RMR

Etant donné que la valeur de résistance de pression uniaxe pour l'unité située au niveau du tunnel est 5 MPa, 2 points et que la valeur d'indice de qualité du rocher (RQD) pour l'unité Est entre environ 20 % selon les données des sondages SC-110, 111, 112 et ST-T5 et 3 Points sont attribués.

Concernant les caractéristiques de discontinuité pour l'unité, sont attribués 10 points étant Donnée que l'écart de discontinuité entre 200-600 mm selon les observations effectués (des Emplacements numéro, 9,10, 11 et 12 effectués) suite aux études de terrain, 6 points dans le Cas ou la discontinuité est <1 m, 4 point dans le cas où l'écart de discontinuité est 0.1-1.0 Mm, 3 point étant donné que les surfaces de discontinuité sont rugueux et 5 points étant Donné que les discontinuités sont faible désintégrés. 10 points est attribué pour l'état de l'eau Souterraine étant donnée qu'elle est considérée en forme de Mouillée.

Le sens des discontinuités étant droit par rapport à l'inclinaison, la valeur du RMR Final est Calculé à 44 en déduisant 5 points de la valeur du RMR de Base en prenant la condition D'inclinaison entre 45-90'. En tenant compte la valeur RMR Final, elle est définie comme une
Roche Moyen III dans la classification RMR

Tableau V.2.3.2: Classification de RMR pour l'unité constatée au niveau du Tunnel

A	Paramètre	Valeur/Définition	Note
1	Résistance à la compression uni axiale (MPa)	5	2
2	Indicateur de qualité de roche (RQD%)	20	3
3	Espacement des discontinuités (mm)	200-600	10
4	Condition des discontinuités		
	Continuité	3-10	2
	Ouverture	0.1-1.0 mm	4
	Rugosité	Faible rugueux	3
	Remblai	Non	6
	Degré d'altération	Moyen altérée	3
5	Condition 'eau souterraine	Mouillée	10
	RMR Principal		43
B	Orientation des discontinuités	Moyen	-5
	RMR Définitif	**Roche Moyen**	38

V.2.3.3 Système de classification Q

La qualité rocheuse de Tunneling Q, a été calculée par l'équation ci-dessous, Composée de 6 paramètres indépendants des uns des autres.

$$Q=\frac{RQD}{J_n}\times\frac{J_r}{J_a}\times\frac{J_W}{SRF}$$

Tableau V.2.3.3: Paramètres relatifs au système de classification Q pour l'unité constatée au niveau du Tunnel

No Paramètre	Valeur/Définition	Note
1 RQD: Indicateur de Qualité de Roche	A. Très faible	20
2 jan: Nombre de famille de joints	Quatre ou plus de lot de joints	15×2
3 jr: valeur de rugosité de joint	E. Rugueux ou irrégulièrement onduleux	3
4 ja: valeur d'altération de joint	H.Pas de changement sur la surface du joint seulement enduit de surface	1
5 jw: valeur de réduction d'eau du joint	A. Apport partiel d'eau	1
6 SRF: Facteur de réduction de pression	O. Conditions de tension moyenne	1
Q= (20×3×1)/ (30×1×1)=2		

V.2.3.4 Calculs du Module de déformation

Les relations entre le module de déformation et le RMR sont constatées à l'emplacement des masses rocheuses selon Nicholson et Bieniawski (1990) et les valeurs obtenues sont comparées selon le critère de rupture Hoek & Brown.

Em=Ei (AF) (Nicholson et Bieniawski)

Ei étant le module d'élasticité du matériel rocheux et AF étant le facteur de réduction; On Peut l'obtenir de l'équation $AF= (0.0028RMR^2+0.9e^{(RMR/22.82)})$

$AF= (0.0028(43)^2+0.9e^{(43/22.82)})$

AF=%11

Donc

Em=2125 (%11)

Em=236 Mpa

L'équation du module de déformation proposée par Hoek et Diederichs en 2006 et présentée ci-dessous

$$E_m=Ei\left(0.02+\frac{1-(D/2)}{1+e^{((60+15D-GSI)/11)}}\right)$$ (Hœk et Diederichs)

Dans cette équation

- ✓ Ei représente le module d'élasticité,
- ✓ D le facteur de dégradation
- ✓ GSI l'indice de résistance géologique, et en plaçant les valeurs on obtient 240 MPa (D=0) pour le module de déformation de la masse rocheuse.

$$E_m=2125\left(0.02+\frac{1-(0/2)}{1+e^{((60+15*0-35)/11)}}\right)$$

E_m=240 Mpa (D=0)

Les valeurs du module de déformation des masses de rocher, calculées ci-dessus selon Deux différents chercheurs sont récapitulés dans le tableau suivant.

Tableau V.2.3.4: Calculs du Module de Déformation pour l'unité constatée au niveau du Tunnel

	Année	**Paramètres utilisés**	**Equation**	**Résultat (MPa)**
Nicholson et Bieniawski	1990	E_i, RMR	$E_m=E_i(0.0028RMR^2+0.9e^{(RMR/22.82)})$	236
Hoek et Diederichs	2006	E_i, GSI, D	$E_m=Ei\left(0.02+\frac{1-(D/2)}{1+e^{((60+15D-GSI)/11)}}\right)$	240

V.2.3.5 Determination de soutènement provisoire :

L'évaluation effectuées montrent que l'unité située au niveau du tunnel fait partie de la Classe «Rocher Faible IV» selon la classification RMR.

Pour la classe de soutènement; En utilisant le tableau des soutènements recommandés par BIENIAWSKI en fonction du RMR on trouve :

Tableau V.2.3.5 : Soutènement propose par BIENIAWSKI pour la coupe PK : 21+180 – PK : 21+850

Classe de la roche	Type de soutènement							
IV	Boulons d'ancrages		Béton projeté			Cintres métalliques		Temps moyen de tenu
	Espacement	Complément d'ancrage	Voûte	Piédroits	Complément de soutènement	Type	Espacements	
	0.5 m – 1 m	***Treillis soudé +30/50 mm de béton projeté en voute et en piédroits***	***150mm***	***100mm***	Treillis et boulons de 1.5 à 3m d'espacement	Cintre moyen + 50mm de béton projeté	***0.7 m – 1.5m***	10 heures pour une portée de 2.5m

Pour la classe de soutènement; la **classe C** est choisie pour les parties situées entre le PK:21+850 et sortie du tunnel portail.

V.3 CONCLUSION :

Tableau V.3 : Un tableau récapitulatif des paramètres géotechniques des 3 sections de tunnel.

Notation	Signification		Section		
			I	II	III
UCS	Pression Uni axiale (MPA)		5.0	15.0	15.0
mi	Constante du matériau		32	32	32
mb	Constante du matériau		3.754	4.488/1.212	3.14
S	Constante du matériau		0.0013	0.0022/0.0002	0.0007
a	Constante du matériau		0.511	0.508/0.508	0.516
D	Facteur de perturbation		0	0-0.8	0
Eid	Module d'élasticité (GPa)		2.125	8.250	8.250
H	Hauteur de roche effective (m)		35	125	125
Y*n*	Poids Unitaire (KN/m^3)		26	26	26
H	Hauteur de Roche Effective (m)		35	125	35
C	Cohésion (KPa)		148	537-345	537
Ø	Angle de frottement interne (°)		46	36-47	47
Em	Module de Déforma-tion (MPa)	Selon Nicholson & Bieniawski, 1990	236	956	956
		Selon Hoek & Diederichs, 2006	340	557-1845	1845
Gsi	Indice de Résistance Géologique		40	45	45
RMR	Note de Classification du Massif Rocheux		38	44	38
Q	Indice de Qualité de Tunneling		0.6	4	2

D'après la classification géomécanique de notre tronçon d'étude on peut classer le terrain en trois zones :

- Zone de mauvaises caractéristiques géomécaniques de ***21 < RMR < 40***, dont le soutènement recommandé est :
  - Des cintres métalliques moyens espace de 1m.
  - Béton projeté 250mm d'épaisseur + treillis soudés.
  - boulons d'ancrage

- Zone de caractéristiques géomécaniques moyennes de**41 <*RMR < 60,*** dont le soutènement est :
  - Des cintres métalliques lourds espace de 1.5m.
  - Béton projeté 250mm d'épaisseur + treillis soudés.
  - Boulon d'ancrage

- Zone de caractéristiques géomécaniques mauvaises de **21<RMR<40**, dont le soutènement proposé est :
  - Cintres métalliques légers espace de 1 m,
  - Béton projeté 250mm d'épaisseur + treillis soudés.
  - Boulons d'ancrage

Schéma type :

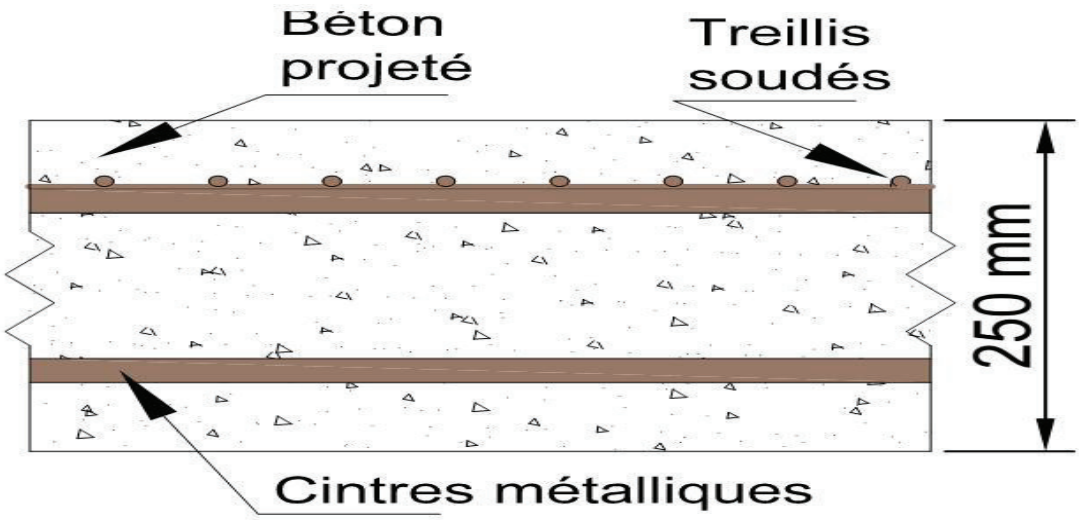


Figure V.3 : Schéma type de soutènement provisoire.

CHAPITRE VI

Soutènement provisoire

CHAPITRE VI :

VI.1 INTRODUCTION

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

La phase du soutènement provisoire est une étape principale dans le processus de réalisation des tunnels

4 classes de soutènement basées sur le degré de fragmentation et de décharge de tension des rochers figurent dans les documents présentés dans le cadre du marché. (Soutènement de Classe A - Soutènement de Classe B - Soutènement de Classe C - Soutènement de Classe D)

À l'issue des études effectuées sur le trajet du tunnel de Moussa, les classes B et C sont choisies parmi les groupes de soutènement en tenant compte des unités rencontrées au niveau du tunnel et de leurs caractéristiques. Les classifications sont faites comme suit.

- ✓ Portail d'entrée - PK : 21+180(**Soutènement de Classe C)**
- ✓ PK : 21+180 – PK : 21+850 (**Soutènement de Classe B)**
- ✓ PK : 21+850 – Portail de sortie (**Soutènement de Classe C)**

VI.2 Détermination du système de support :

VI.2.1 Système de Support selon la Classe de Roche RMR

Comme on peut l'observer du Tableau 9-1 présenté ci-dessus, le tunnel sera ouvert dans Une classe de rocher faible/très faible selon la classification RMR.

Selon le tableau de soutènement initial recommandé dans les tunnels la classification de masse rocheuse (RMR) du tableau suivant, la classe de soutènement du tunnel sera ouverte dans les classes rocheuses IV et III. Les systèmes de soutènement recommandés pour cette partie sont indiqués ci-après.

Tableau VII.2.1: Systèmes de Support Primaire Proposés dans les Tunnels selon le Système de Classification du Massif Rocheux (RMR)

Tableau VI.2.2:Classes de Soutient selon le RMR

Classification de RMR	Excavation	Boulon de roche	Béton projeté	Revetement en Acier
I Très bonne roche (100 – 81)	Avancement de 3m Section Complète	En cas nécessaire	En cas nécessaire	Néant
II Bonne Roche (80 – 61)	Avancement de 1.0-1.5m Section Complète	Tissu en acier, des boulons intervalles de + 2-2,5 m sont à 20 m du miroir	En cas nécessaire 5 cm	Néant
III Roche Moyenne (60 – 41)	**Avancement de la Moitié Supérieure/Moitié Inférieure. Avancement de Moitié Supérieur de 1,5-3,0m**	**Boulonnage systématique de longueur de 3-4 m Tissu en acier + à suivre le miroir d'une intervalle de 1,5-2 m, à partir d'une distance de 10 m**	**Dans l'arc du plafond, 50-100 mm Dans la Moitié Inférieure 30 mm**	**Néant**
IV Roche Mauvaise (40 – 21)	**Avancement de la Moitié Supérieure/Moitié Inférieure. Avancement de la Moitié Supérieur 1,0-1,5m**	**Boulonnage systématique de longueur de 4-5 m. Avec une intervalle de 1-1,5 m. à suivre le miroir à partir d'une distance de 10m**	**Dans l'arc du plafond, 100-150 mm Dans la Moitié Inférieure 100 mm Juste après l'excavation**	**Revetement en acier léger, avec une intervalle de 1,5m, dans les endroits nécessaires**
V Roche Très Mauvaise <20	Avancement de la Moitié Supérieure/Moitié Inférieure. Avancement de la Moitié Supérieur/ de la Moitié Inférieure de 0,5-1,0 m	Boulonnage systématique de longueur de1-1,5 m Avec une intervalle de 1-1,5 m. à suivre le miroire à partir d'une distance de 5m	Dans l'arc du plafond,150-200 mm Dans la Moitié Inférieur 150 mm Au miroir 50 mm Juste après l'excavation	Revetement en acier léger, avec une intervalle de 1,5m, dans les endroits nécessaires

VI.2.2 Système de Revêtement selon la classe de support Q

Les détails concernant le premier système de support selon le système Q, sont indiqués ci-dessous.

Le ratio de support d'excavation (ESR) est dans l'intervalle de 0,9 – 1,1 pour les tunnels routier, il a été pris en comme 1. Dans cette situation le Dimension équivalente $De=\frac{largeur,diamètre\ ou\ hauteur\ (en\ m)}{ESR}$ est équivalent à 10 Les classes de support déterminé

selon le système Q, sont indiquées comme les valeurs présentées dans le Tableau VII.2.2. Quant au soutènement provisoire qu'on devrait adopter, N. BARTON propose tout d'abord de remplacer ESR par 1.5ESR, et par la suite de remplacer Q (voûte) par 5Q (voûte) et Qp (piédroits) par 5Qp (piédroits).

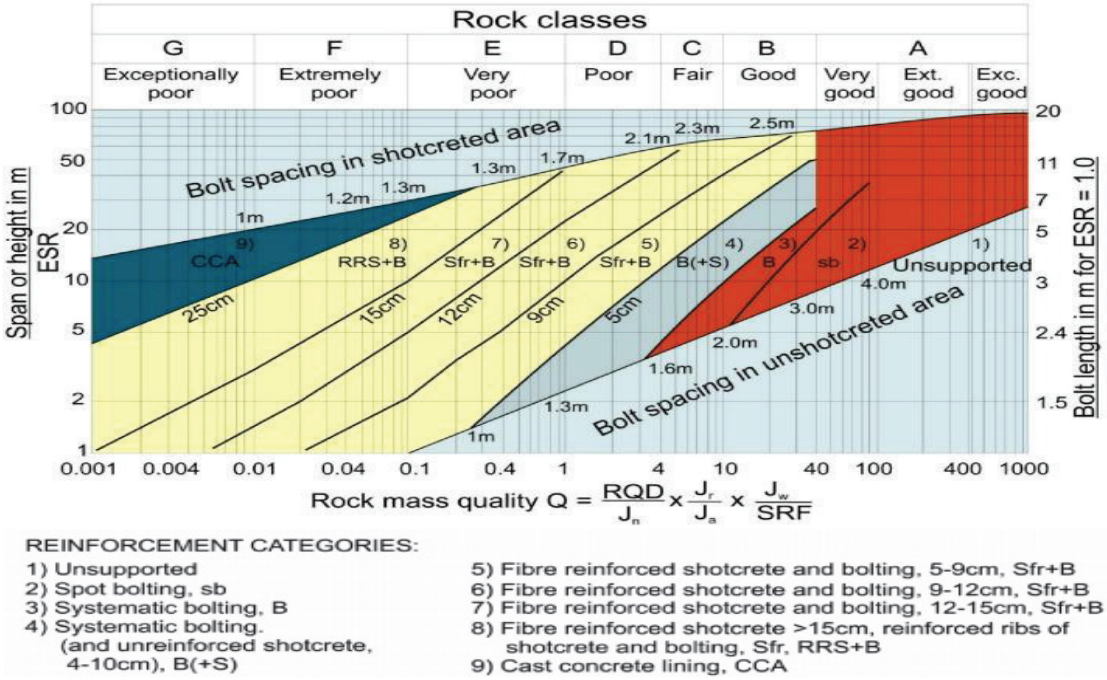


Figure VI.2.2 : Schéma reliant Q, De et les catégories de soutènement

Tableau VII.7.5 : Tableau des caractéristiques des boulons.

Unité	Q	classe
1	0.6	5
2	4	2
3	2	3

VI.2.3 Conclusion :

Les deux méthodes de classifications utilisées précédemment ne sont pas équivalentes. Le système RMR nous a donné un rocher moyen, avec des valeurs faibles (38, 42 et 38) proches de la limite supérieure du rocher médiocre (RMR= 40) tandis que celle de Barton (indice de qualité Q) nous a qualifié le rocher de mauvais. Dans ces conditions, nous allons choisir les conditions les plus défavorables, c'est-à-dire considérer le rocher comme de ''mauvaise qualité'' et adopter une méthode d'excavation et un système de soutènement conséquent.

L'excavation se fera à l'explosif en section divisée commençant par la tranche supérieure (calotte) avec un pas de 3m puis à une distance de portée non soutenue on entamera l'excavation du stross. L'avancement dans le stross sera maintenu à 3m tout en divisant ce dernier en deux parties qui seront excavées séparément, l'une après l'autre avec un soutènement combinant boulons, béton projeté, treillis soudés et cintres métalliques.

Les tunnels sont de plus en plus réalisés en pleine section, ce qui conduit à des hauteurs du front de taille parfois très importantes. C'est pourquoi les ingénieurs sont fréquemment appelés à examiner la tenue du front, et à prévoir son renforcement par des boulons longitudinaux en fibre de verre

Basant sur la méthode de coin de glissement qui est basée sur deux idées fondamentales : la première est que la pression agissant au niveau de la clef de l'ouvrage peut être déduite de la formule de Terzaghi (1951) ; la deuxième est de considérer l'équilibre d'un coin de terrain situé devant le front de taille et soumis à différents efforts. Ces calculs s'appliquent également à des ouvrages situés en dessous de la nappe phréatique, et peuvent inclure l'effet de l'écoulement d'eau vers le tunnel. Cependant, on ne présentera ici que le cas où cet écoulement est inexistant, on vérifie la stabilité du front de taille

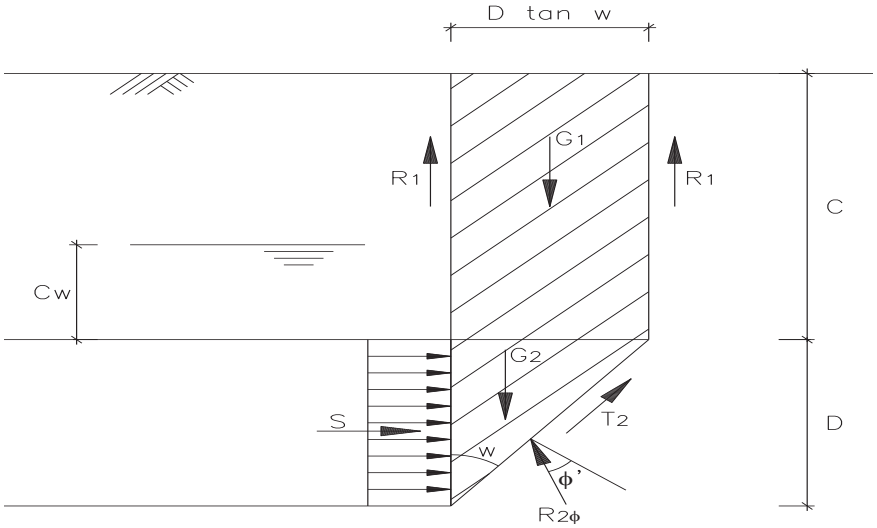


Figure 1-13 : Schéma du mécanisme de glissement selon Horn (1961).

On calcule l'équilibre au niveau de front de taille selon les équations suivante :

- ✓ Coin inferieur :

$I=h/\tan(45°+\varphi/2)$

$I_c=(h^2+I^2)$

- ✓ Poids de coin :

$G_u=0.5\times h\times I\times b\times \gamma$

- ✓ Cohésion dans la zone frontale de glissement :

$C_{gf}=Ic\times c\times b$

- ✓ Cohésion dans la zone latérale de glissement

$C_{sf}=2\times 0.5\times h\times I\times c$

- ✓ Poids de corpus en haut

G_0= (I+I1) ×b×H×ɣ

- ✓ Cohésion dans les zones avant et derrières :

C_{stf}=2×b×H×c

- ✓ Cohésion dans les zones latérales :

C_{slf}=2× (I+I1) ×H×c

- ✓ Équilibre total :

G_U+G_0-C_{gf}-C_{stf}-C_{slf}

Pour que l'équilibre se soit assuré il faut que l'équilibre total soit <0

A l'aïd d'un algorithme utilisant le logiciel Excel on trouve dans notre cas que l'équilibre est assuré pour les trois unités de tunnel

- ✓ Calcul de la portée non soutenue :

Selon l'équation suivante :

$$L=D\sqrt{\frac{(1+2\frac{H}{D})^2}{(1+(\lambda p-1)\frac{\sigma s}{\sigma u})1^{\frac{1}{\lambda p-1}}}}-1$$

avec D : diamètre d'excavation, H : la couverture σ_u : résistance a la compression, σ_s : surcharge, et $\lambda p = \frac{1+sin\emptyset}{1-sin\emptyset}$.

Basant sur un algorithme utilisant le logiciel l Excel on trouve la portée non soutenue = 30m.

VI.3 TYPES DE SOUTÈNEMENT PROVISOIRE PROPOSES :

- Type N°1 :

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

- Type N°2 :

Cintres métalliques HEB-160 + béton projeté (de 10 à 25 cm d'épaisseur) + treillis soudé + boulons d'ancrage.

VI.4 MATÉRIAUX UTILISÉES DANS LE SOUTÈNEMENT PROVISOIRE :

- **Béton projeté :**

- ✓ Béton projeté C25/30,
- ✓ Poids volumique : c=25KN/m^3,
- ✓ Résistance à la compression : f_{c28} = 30 Mpa,
- ✓ Résistance à la traction : f_{t28} = 2.4 Mpa,
- ✓ Module d'Élasticité : E = 12000 Mpa (béton projeté).

- **Boulons d'ancrage :**

- ✓ Boulons de 25mm.
- ✓ Eboul=2.1x10^9 KN/m

- **Types de treillis soudé :**

- Treillis soudé : 150×150×8

- **Ciment :**

Ecim = 7.500x10^6 KN/m2

❖ **Cintre métallique :**

Tableau VI.4.a : Les propriétés des cintres utilisés.

type	Section (mm^2)	Inertie, y (mm^4)	Inertie, z (mm^4)	Module Young (GPa)	Coefficient de Poisson
HEB-160	5425	2.492E+7	8.892E+6	210	0.2
HEB-180	6525	3.831E+7	1.363E+7	210	0.2

Tableau VI.4.b: Caractéristiques mécaniques des trois principales nuances.

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

VI.5 Calcul de la charge verticale selon la théorie de terzaghi :

VI.5.1 Caractéristique de terrain :

Tableau VI.5.1.a : Tableau des caractéristiques du terrain encaissant.

	UCS	Y	C	φ	E_m	υ	H
PK : 21+100-PK : 21+180	5	26	143	45.7	295.8	0.3	11.75
PK : 21+180-PK : 21+850	15	26	267	30.3	329.6	0.3	11.75
PK :21+850-PK :21+940	5	26	124	43.7	172.9	0.3	11.75
Phyllites	14	24.1	149	34.3	113.9	0.3	40

❖ **Calcule de la largeur de la voute de la charge B :**

B=b+2H$_t$tan ($\frac{\pi}{4}-\frac{\emptyset}{2}$)=16.8+2×11.75tan ($\frac{\pi}{4}-\frac{45.7}{2}$)=26.366m

On a B<H (35m) <2.5B => K=1

Avec Q =0 (pas de charge sur la surface pour la 1ère couche)

Déterminant les charges verticales et horizontales par l'Appliquant la formule de terzaghi

$\Sigma v = (\frac{\gamma.B-2C}{2Ktan\emptyset})(e^{-Ktan(\emptyset)2\frac{H}{B}})$= 182.105Kpa.

$\Sigma h = \frac{\vartheta}{1-\vartheta}\ \sigma_v$ = 57.89

Tableau VI.5.b : Les charges appliquées.

	B	σ_v	σ_h
PK : 21+100-PK : 21+180	26.366	182.105	57.86
PK : 21+180-PK : 21+850	30.286	215.105	92.18
PK : 21+850-PK : 21+940	26.848	215.98	92.56

VI.6 CALCUL DE LA PORTANCE MAXIMALE DU CINTRE :

La portance des cintres est calculée par la relation suivante :

$$P^{cintre} = \frac{fuA}{R\alpha}$$

Tel que :

R: Rayon équivalant du tunnel = 8.13 m

Fu: Distance entre les cintres,

α : espacement (une valeur Recommandé par BIENIAVSKI pour les deux types de soutènement)

A: Section du profilé.

Tableau VI.6 : Tableau de la portance maximale des cintres.

	α	P^{Cintre} Kpa	σ_v Kpa	Vérification
HEB160	0.7	467.1	182.105	Ok
HEB180	1	467.1	215.105	Ok
HEB160	0.7	467.1	215.98	Ok

Conclusion : Alors le type de cintre HEB160 avec un espacement de 0.7m est choisi pour la classe de soutènement B (l'unité 1et 3) et le HEB180 avec un espacement de 1m pour la classe C (l'unité 2).

VI.7 VÉRIFICATION DE SOUTÈNEMENT :

VI.7.1 Calcul de la section équivalente (cintre + béton projeté) :

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

VI.7.2 Les caractéristiques mécaniques du béton projeté :

- ❖ La rigidité à la compression EA :

Épaisseur du béton projeté proposé ep=25cm

E=12000MPa ; A=0.25×1= 0.25m^3 => **EA= 3×10^6 KN**

- ❖ La rigidité à la flexion EI:

- Moment d'inertie : I=$\frac{LEep\hat{}3}{12}$ = 1×0.25^3/12= 1.3×10^{-3} m^4

=> EI= 15 625 KNm^2

VI.7.3 Les caractéristiques mécaniques de cintre (HEB-160) :

- ✓ La rigidité à la compression EA :

E=210000MPa ; A=5425 mm^2 => **EA = 1.14×10^6 KN**

- ✓ La rigidité à la flexion EI:

E=210000MPa ; I=2.492×10^{-5} m^4 => **EI= 4000.5KN.m^2**

VI.7.4 Les caractéristiques mécaniques de cintre (HEB-180) :

- ✓ La rigidité à la compression EA :

E=210000MPa ; A=6525mm^2 => **EA = 1.35×10^6 KN**

- ✓ La rigidité à la flexion EI:

E=210000MPa ; I=3.831×10^{-5} m^4 => **EI= 8045.1KN.m^2**

- ❖ **Combinaison :**

- La rigidité à la compression EA$_{eq}$= $\sum EAi$

EA$_{eq}$ = EA$_{Béton}$ + EA$_{cintre}$ = **4.35×10^6 KN**

- La rigidité à la flexion EI$_{eq}$= $\sum EIi$

EI$_{eq}$ = EI$_{Béton}$ + EI$_{cintre}$ = **23670.1 KN.m^2**

- La détermination de E$_{eq}$ et e$_{eq}$:

EA$_{eq}$= E$_{eq}$× A$_{eq}$ avec A$_{eq}$= e$_{eq}$×1 m => **EA$_{eq}$ = 4.35×10^6 KN**

EI$_{eq}$= E$_{eq}$* I$_{eq}$ avec I=$\frac{LEep\hat{}3}{12}$ **EI$_{eq}$= 23670.1 KN.m^2**

Donnant les résultats suivants :

Type 1 :

E$_{eq}$ = **17 250 MPa** et e$_{eq}$ = **24cm.**

Type 2 :

E$_{eq}$ = **17 023.28 MPa** et e$_{eq}$ = **26cm.**

VI.7.5 Détermination des caractéristique des boulons

- ✓ **Portée maximale d'excavation sans soutènement (Bmax)**

À partir de la relation $Bmax = 2(ESR)^{0.4}$; [m], on obtient Bmax= 1.63m.

- ✓ **Longueur des boulons (L) :**

À partir de la relation $L = \frac{2+0.15B}{ESR}$; [m],

On obtient :

Voûte L=2.24m avec B=Bmax= 1.63m

Piédroits L= 3.77m avec B= hauteur du tunnel =11.79m

- ✓ **Dimension équivalente (De)**

À partir de l'équation $De = \frac{largeur, diamètre\ ou\ hauteur\ (en\ m)}{ESR}$ en choisissant la largeur de l'ouvrage qui varie entre 15 (respectivement au niveau du stross et de la calotte) ou la hauteur de l'ouvrage (11.79 m), on trouve *De* compris entre 11.79 et 16.56.

- ✓ **Épaisseur du béton projeté**
- ✓ En se référant à (Figure *VI.2.2*), on trouve une intersection des droites portant les valeurs de De et de Q dans la classe 5. Dans le choix de soutènement selon Barton, on aura un mélange de béton projeté (5-9 cm d'épaisseur) renforcé de treillis soudés et de boulons passifs scellés. Ces boulons auront un diamètre de 20mm et un espacement (Entre boulons) de 1 à 1.5m.
- ✓ **Estimation du temps de tenue sans soutènement :**
  En se référant à (Figure VII.7.5), avec une portée de 1.63m, on estime à 4 jours le temps de tenue moyen de l'ouvrage sans soutènement.

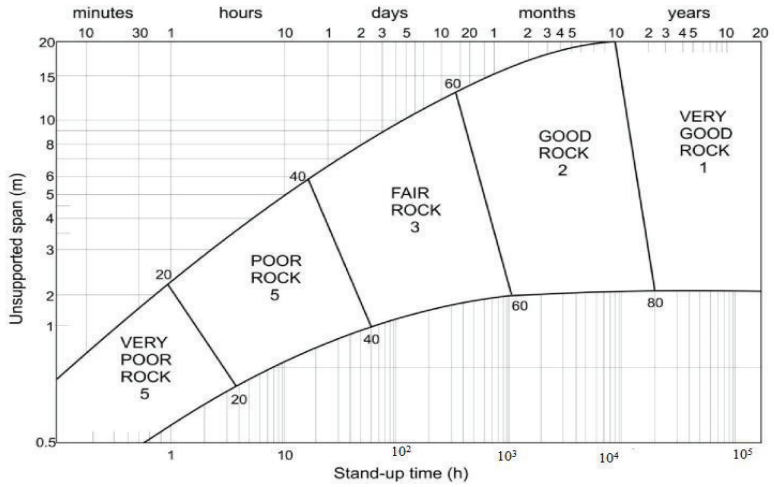


Figure VI.7.5 : Temps de tenue moyen des rochers en fonction du pas d'excavation

Tableau VII.7.5 : Tableau des caractéristiques des boulons.

Unité	Q'	ESR	B	L (voute)	L (pieds)	classe	Béton projeté	espacement	T
1	3	1.5	1.63	2.24	3.77	5	5-9	1-1.5	50min
2	20	1.5	3.48	2.52	3.77	2	/	2	6h
3	10	1.5	2.64	2.4	3.77	3	/	1.6	2h

La combinaison entre les boulons et le coulis de ciment pour la fixation, doit également être homogénéisé à partir de la relation suivante :

$EAéq = [(Aciment).Eciment + (Aboulon).Eboulon] / At$ [KN/m]

Avec :

- ✓ At : section complète de forage

$At = \frac{\pi}{4} \times D^2$; [mm2]

Dans notre cas, D=0.0375m, par conséquent, At= 1,104.10-3 m2

- ✓ Aboulon : section du boulon d'encrage

$A_{boulon} = \frac{\pi}{4} \times db^2$; [mm2]

En utilisant des boulons de 0.025m de diamètre, on aura Aboulon= 4,906.10-4 m2.

- ✓ Aciment : section du ciment

$Aciment = At - Aboulon$; [m2]

Dans notre cas, nous aurons $A_{ciment} = 6{,}134.10^{-4}$ m²

Tableau VI.7: Rigidités équivalente des combinaisons (béton +cintres) et (boulons + Coulis de ciment)

Combinaison	(Normale) EA(KN/m)	(Flexion) EI(KN.m²/m)	(Compression) EA(KN/m)	Module de déformation E_{ef}	Épaisseur équivalent e_{eq}
Béton + cintres (HEB 160)	4.14×10^6	20 858.2	/	17 250	24
Béton + cintres (HEB 180)	4.35×10^6	23 670.1	/	17 023.28	26
Boulons + coulis de ciment	/	/	$9{,}749\text{x}10^7$	/	/

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

VI.7.6 Les formules de répartition des efforts :

- ❖ **la répartition des efforts dans le béton :**

$M_b = \frac{\theta m}{\theta m+3} Mmax$

$N_b = \frac{\theta n}{\theta n+3} Nmax$

$T_b = \frac{\theta n}{\theta n+3} Tmax$

- ❖ **répartition des efforts dans l'acier (cintre) :**

$M_s = \frac{3}{\theta m+3} Mmax$

$N_s = \frac{3}{\theta n+3} Nmax$

$T_s = \frac{3}{\theta n+3} Tmax$

Tel que :

θn et θm : sont les rapports de rigidité entre le béton et l'acier ;

$$\theta m = \frac{EbI'b}{EsI's}$$

$$\theta n = \frac{EbA'b}{EsA's}$$

$Mmax, Nmax\ et\ Tmax$**:** sont les valeurs du moment fléchissent maximum et de l'effort normal et l'effort tranchant correspondant de la section équivalente de soutènement, déterminées par le logiciel **SAP2000.**

- **Calcul des rapports** θn et θm:
- **Rigidités du béton projeté :**
- ✓ à la compression : EbA'b=$\frac{EbAb}{\alpha}$

Tel que :

EbAb: Rigidités du béton projeté avant mise en place.

EbA'b: Rigidités du béton projeté après mise en place.

Eb: Module d'élasticité de béton projeté.

Ab: Section de béton projeté.

α: La distance entre les cintres.

- ✓ à la flexion : EbT'b=$\frac{EbIb}{\alpha}$ avec $I_b = \frac{\alpha * e\text{^}3}{12}$
- EbIb: Rigidités des cintres à la flexion avant mise en place.
- EbI'b : Rigidités des cintres à la flexion après mise en place.
- Ib : Moment d'inertie de profilé.

- **Rigidités des cintres métalliques :**
- ✓ à la compression : EsA's=

Tel que :

EsA's: Rigidités des cintres après mise en place.

Es: Module d'élasticité de l'acier.

As: Section des cintres.

α: La distance entre les cintres.

- ✓ à la flexion : EsI's=$\frac{EsIs}{\alpha}$

Tel que :

- EsIs : Rigidités des cintres à la flexion avant mise en place.
- EsI's : Rigidités des cintres à la flexion après mise en place.
- Is : Moment d'inertie de profilé.

- **Rigidité de la combinaison:**

- ✓ à la compression :

$$EA'=EbA'b+EsA's= EsA's(a+\theta n)$$

- ✓ à la flexion :

$$EI'=EbI'b+EsI's= EsI's\ (a+\theta m)$$

VI.7.7 Les formules de vérification de soutènement provisoire :

- ➢ **Contrainte normale :**

- Dans le béton projeté :

$\sigma_v = \gamma b \left(\frac{Nb}{A'b} \pm \frac{Mb}{W'b}\right) < \bar{\sigma} bc$

Tell que :

W'b=$\frac{Wb}{\alpha}$;

A'b=$\frac{Ab}{\alpha}$

$\bar{\sigma}_{bc}$=0.6f_{cj} ;

γ_b= 1.35 (BAEL99)

- Dans les cintres :

$\sigma_s = \gamma s \left(\frac{Ns}{A's} \pm \frac{Ms}{W's}\right) < \bar{\sigma} s$

Tell que :

W's (module de résistance) =$\frac{W}{\alpha}$;

A's=$\frac{As}{\alpha}$

$\bar{\sigma}_S$=min (2/3 f_e ; 110$\sqrt{nft28}$) (BAEL99 cas de fissuration préjudiciable)

γ_s= 1.33 (BAEL99)

- ➢ **Contrainte cisaillement :**

- Dans le béton :

$$\tau = \frac{Tb}{\alpha d} < \bar{\tau}$$

Tell que :

$\bar{\tau}$ = min (0.15*f_{c28}/γ_b ; 4Mpa)

γ_b=1.5 (BAEL99)

- Dans les cintres :

$$\tau = \frac{Ts * \alpha * s}{I * \delta} < \bar{\tau}$$

Tell que :

$\bar{\tau}$ = $f_y/\sqrt{3}$

I : moment d'inertie

S : moment statique de la demi-section du profile

δ : Épaisseur de l'âme du profile

Fy : limite d'élasticité

VI.8 VALIDATION DE SOUTÈNEMENT PROVISOIRE DU PROJET :

VI.8.1 Détermination de θn et θm :

$\theta m = \frac{EbI'b}{EsI's}$; $\theta n = \frac{EbA'b}{EsA's}$; Eb=1100$\sqrt[3]{30}$ = 3.42*10^7 KN/m

Cintres HEB160 espacé de 0.7m :

I_b= 0.7×0.24^3/12= 8.064×10^{-4}

$E_bI'_b$ = (3.42×10^7 ×8.064×10^-4)/0.7=3.34×10^4KN.m

$E_bA'_b$ =(3.42×10^7×1×0.24)/0.7=11.73×10^6 KN/m

$E_sI'_s$ =(210000×10^3×2.492×10^-5)/0.7=7476 KN.m

$E_sA'_s$ =(210000×10^3×5425×10^-6)/0.7=1.63×10^6 KN/m

- ⇨ $\theta m = 4.47$
- ⇨ $\theta n = 7.2$

Cintres HEB180 espacé de 1m :

I_b= 1×0.26^3/12= 1.464×10^{-3}

$E_bI'_b$ = (3.42×10^7 ×1.464×10^-3)/1=5.01×10^4KN.m

$E_bA'_b$ =(3.42×10^7×1×0.26)/1=8.89×10^6 KN/m

$E_sI'_s$ = (210000×10^3×3.831×10^-5)/1=8045 KN.m

$E_sA'_s$ =(210000×10^3×6525×10^-6)/1.5=13.7×10^5 KN/m

- ⇨ $\theta m = 6.22$
- ⇨ $\theta n = 6.5$

VI.8.2 Calcul des efforts dans l'acier et dans le béton :

Pour le calcul des efforts **Ms, Ns, Ts**, **Mb, Nb** et **Tb** il faut évaluer les efforts maximaux internes M_{max}, N_{max} et T_{max} correspondants à la section équivalente soumise aux charges calculée par la méthode de TERZAGHI, modélisée à l'aide de logiciel **SAP2000.**

Calcul de la raideur du terrain :

$$\mathbf{K}=\frac{E}{(1+\vartheta)R}\ e$$

Avec :

e: La distance entre les appuis élastique, selon notre modèle on prend, e=0.7.

υ: Coefficient de poisson égal 0.3

Tableau VI.8.2.a : Tableau des raideurs du terrain encaissant.

	PK : 21+100-PK : 21+180	PK : 21+180-PK : 21+850	PK : 21+850-PK : 21+940
E(KPa)	288.10^3	$1078.5.10^3$	$1400.5.10^3$
K (KN/m)	19074.62	17430.6	92757.12

Après calcul, les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8.2.b : Tableau des raideurs du terrain encaissant.

Effort			Mb	Nb	Tb	Ms	Ns	Ts
PK : 21+100-PK : 21+180	M_{max}KN.m	10.91	8.61	1127.53	49.62	2.3	469.81	20.68
	N_{max}KN	1597.34						
	T_{max}KN	70.3						
PK : 21+180-PK : 21+850	M_{max}KN.m	14.67	9.88	975.12	44.78	4.77	615.86	28.28
	N_{max}KN	1950.24						
	T_{max}KN	89.56						
PK : 21+850-PK : 21+940	M_{max}KN.m	13.01	8.78	979.21	45.71	4.23	618.45	28.87
	N_{max}KN	1958.41						
	T_{max}KN	91.41						

NOTE : les diagrammes des efforts sont exposés dans l'annexe 4

VI.8.3 Vérification du soutènement :

❖ ***Coupe*** PK : 21+100-PK : 21+180***:***

a. Contrainte normale :

- Dans le béton projeté :

$\sigma_b = \gamma b \left(\frac{Nb}{A'b} \pm \frac{Mb}{W'b}\right) < \bar{\sigma} bc$

$\bar{\sigma}_{bc}$ =0.6*30=18MPa

$W'_b = W_b / 1.5 = \frac{1}{y} = \frac{bh^3}{12} \frac{2}{bh} = 0.0064 m^2$

$A'_b = A_b / \alpha$ 1×0.24/1.5=0.16m²

⇨ σ_b = 11.33 MPa < 18MPa => Vérifié

- Dans les cintres :

$\sigma_s = \gamma s \left(\frac{Ns}{A's} \pm \frac{Ms}{W's}\right) < \bar{\sigma} s$

$\bar{\sigma}_S$ =min (2/3 500; $110\sqrt{1.6 \times 2.4}$)= 215.56MPa

W'=W/1.5= 311.5 10^-6 /1.5 = 2.08 10^-4 m^3

A'_s = As /1.5=3.62 10 ^-3 m²

⇨ σ_s = 187.32MPa <215.56MPa => Vérifié

✓ contrainte cisaillement :

- Dans le béton :

$\tau = \frac{Tb}{\alpha d} < \bar{\tau}$

$\bar{\tau}$= min(0.15*30/1.5 ; 4Mpa)= 3MPa

⇨ τ =0.15MPa

- Dans les cintres :

$\tau = \frac{355}{\sqrt{3}} = 204.96 MPa$

S= (160×13×6.5) + (67×5× (13+33.5))=29.21 10^-6 m²

$\tau = \frac{Ts*\alpha*s}{l*\delta}$= 4.55 MPa <204.96MPa => vérifié

❖ ***Coupe*** PK : 21+180-PK : 21+850 et PK : 21+850-PK : 21+940***:***

Les résultats son résumes dans les deux tableaux suivants :

Tableau VI.8.3.a: Résumé des vérifications de contrainte normales

	Béton projeté		Cintres		Vérification
	σ_b	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	
PK : 21+100-PK : 21+180	11.33	18	187.32	215.56	OK
PK : 21+180-PK : 21+850	9.52	18	210.64	215.56	OK
PK : 21+850-PK : 21+940	9.35	18	208.9	215.56	OK

Tableau VI.8.3.b : Résumé des vérifications de contrainte de cisaillement

	Béton projeté		Cintres		Vérification
	τ	$\bar{\tau}$	τ	$\bar{\tau}$	
PK : 21+100-PK : 21+180	0.15	3	4.55	204.96	OK
PK : 21+180-PK : 21+850	0.13	3	6.67	204.96	OK
PK : 21+850-PK : 21+940	0.13	3	6.81	204.96	OK

VI.9 Conclusion :

Après le calcul de vérification et la modélisation de la section équivalente de soutènement provisoire (cintre + béton projeté) on a abouti à la validation du soutènement dont leurs caractéristiques sont présentes dans le tableau suivant

Tableau VI.9 : Résumé des éléments de soutènement provisoire adopté.

Matériau	**Description/ Paramètres**
Boulons d'encrage	Diamètre : db : 25 mm Diamètre des trous de forage : 1,5x (db)=37.5mm Longueur (lb): 4m (voûte) et 4m (piédroits) Espacement 1m

	Renforcement par 2 rangées de treillis soudés (D8/15) Eboul=2.1x10^9 KN/m
Béton projeté (RN30- Classe de résistance C25/30)	Epaisseur : 25 mm (5mm+15mm+5mm) Rcb (Résistance à la compression uniaxiale) =30 MPa Eb (Module d'élasticité)=12000 MPa Wb= 25 K N/m^3 ɣb=0.3 A_b= 0.25m^2 Iy(Inertie du béton)= 0.0013 m^4
Cintres métalliques (HEB 160)	Espacement : 0.7m Ec (Module d'élasticité)= 210000MPa Ac(Section du profilé)= 54.3 cm^2 Wc(poids métrique)=42.6 Kg/m Iyc=2492 cm^4 υ=0.2
Cintres métalliques HEB180	Espacement : 1m Ec (Module d'élasticité)= 210000MPa Ac(Section du profilé)= 65.25 cm^2 Wc(poids métrique)=31.15 Kg/m Iyc=3.831cm^4 υ=0.2

CHAPITRE VII

Modélisation d'un tronçon du tube droit.

CHAPITRE VII :

VII.1 Introduction

L'utilisation des outils informatiques tels que les logiciels de modélisation (Plaxis 3D Tunnel, Unwedge, Slide, Phase 2, etc.), connait un grand succès dans le domaine de la géotechnique suite à leur bons pouvoir de simulation. En se basant sur des propriétés géomécaniques, géologiques et des hypothèses, ils permettent de prévoir le comportement des ouvrages et de leur environnement.

Dans ce chapitre, nous allons utiliser le logiciel Plaxis 3D Tunnel (1) afin d'analyser les recommandations obtenues des systèmes de classification RMR et Q-Barton pour le Tunnel d'Ait Yahia Moussa.

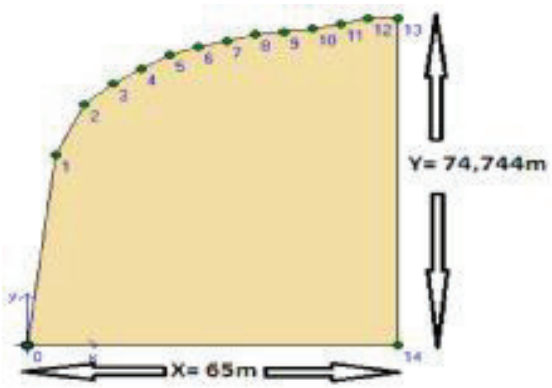


Figure.VII.1 : Présentation de la coupe utilisée dans la modélisation (Plaxis 3D Tunnel 1)

VII.2 Principe de la modélisation par Plaxis 3D

La modélisation par *Plaxis 3D* consiste à subdiviser le modèle en éléments polygonaux (mailles) et de faire ensuite des calculs itératifs entre plusieurs phases à partir des données introduites par l'utilisateur. L'influence des contraintes agissant sur le modèle sera observée à partir de la modification de la géométrie des mailles.

Dans Plaxis, on travaille avec la méthode des éléments finis. Par principe, le logiciel considère le milieu (massif rocheux) comme étant ''*continu*'', mais les massifs rocheux sont toujours constitués de discontinuités. Ce qui conduit donc, en réalité à travailler dans un milieu ''*équivalent*'' où les discontinuités seront prises en comptes, mais dissimulées à travers les paramètres géotechniques (C et φ) caractéristiques du massif.

Dans mon travail, le modèle de comportement utilisé sera celui de Mohr-Coulomb.

VII.3 Processus de modélisation

VII.3.1 Paramètres géométriques du modèle et de l'ouvrage

Mon modèle, présenté dans la (Figure.VII.1), est contenu dans un champ de dessin dont les dimensions sont le triple de celles du modèle. Cela nous permet d'observer non seulement les déformations pouvant survenir dans le modèle, mais aussi dans son voisinage.

La modélisation se fera sur un tronçon de 30m à partir du PK21+220 sous une couverture de 75m.

Les dimensions de l'ouvrage à réaliser sont résumées dans (Tableau VII.3.1)

Tableau VII.3.1 : Caractéristiques géométriques du modèle.

Partie	**Hauteur/Longueur**	**Angles**
Calotte	8.436m	57°
Sross	10.58 -6.38m	24°-29°
Corner	/	70°
Line	7.5m	/

VII.3.2 Propriétés géomécaniques du massif rocheux et des éléments de soutènement

Les essais mécaniques réalisés sur les échantillons ne représentent pas ceux du massif, mais de la roche intacte. Pour obtenir les paramètres géomécaniques du massif rocheux pour la modélisation, nous avons utilisé le logiciel *RocLab.* Ce dernier nous permet de déterminer les propriétés présentées dans (Tableau 3.2) à l'exception du coefficient de poison (υ).

Tableau VII.3.2.a: Propriétés géomécaniques recommandées pour le massif

Paramètre	**Désignation**	**Valeur**
Module d'élasticité [GPa]	Eref	8.250
Poids volumique saturé [KN/m^3]	γsat	26.0
Poids volumique apparent [KN/m^3]	γunsat	26.0
Coefficient de poisson	υ	0.3
Cohésion [KN/m^2]	C	400
Angle de frottement interne (°)	Φ	45
Angle de dilatance (°)	Ψ	33.38
Résistance à la compression Uniaxiale [MPa]	Rc	15

TableauVII.3.2.b : Paramètres du soutènement à utiliser dans Plaxis

Élément	Paramètres
Béton RN30+ Cintre (HEB180)	EAeq= $4.35x10^6$ KN/m
	EIeq= 23 670.1KN.m^2/m
Boulons d'encrage	EA= $1.6x10^6$ KN
Ciment (CPJ 42.5)	w= 25 KN/m/m EA=10^6 KN/m

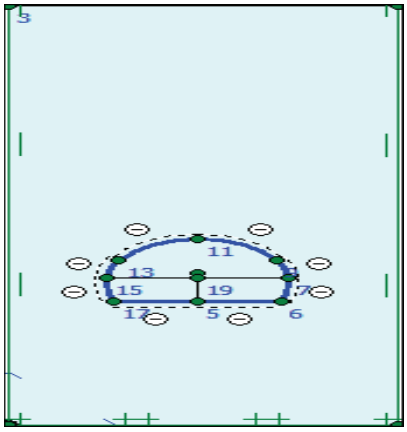


Figure VII.3.3 : Génération des conditions aux limites (Plaxis 3D Tunnel 1)

VII.3.3 Conditions aux limites

Nous allons imposer des déplacements nuls aux limites du modèle afin de ne tenir compte que des déplacements en fonction de la profondeur.

VII.3.4 Génération du maillage

Le maillage qui sera utilisé dans Plaxis 3D Tunnel (voir Figure.3.4) est le système à 15 nœuds. Au préalable, nous allons générer un maillage 2D, qui subdivisera la surface en éléments triangulaires (maillage par défaut disponible dans le logiciel Plaxis), reliés entre eux par

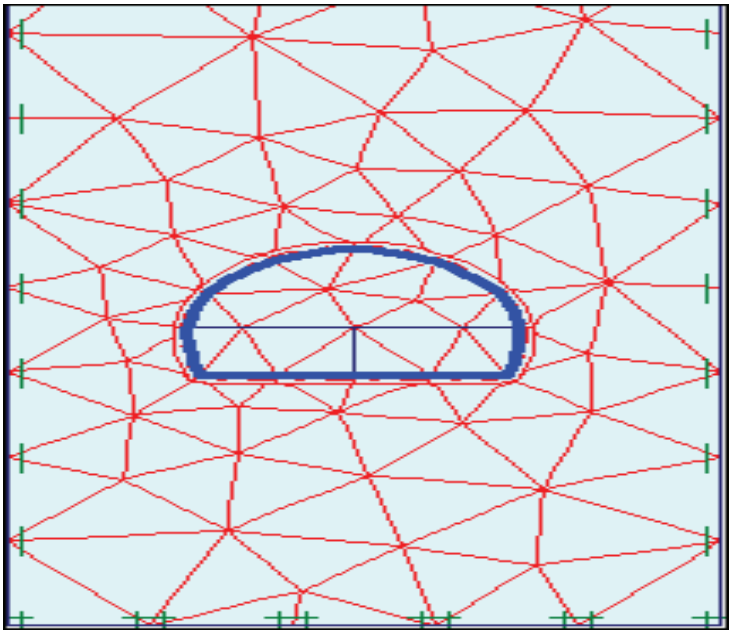


Figure VII. 3.4 : Génération du maillage 2D et 3D (Plaxis 3D Tunnel 1)

leurs sommets (nœuds). Pour finir, nous aurons le maillage 3D qui permet de choisir le pas d'avancement des travaux en définissant les différents plans auxquels nous aurons à utiliser.

Le modèle que nous avons utilisé dans ce chapitre possède 1358 éléments et 4488 nœuds.

VII.3.5 Identification des conditions initiales

Les conditions initiales sont représentées par deux types de contraintes naturellement présentes dans les massifs rocheux :

- **Les pressions interstitielles (σe)** : elles sont dues à la présence de l'eau libre dans la roche ; ce sont les conditions hydrauliques.

L'influence des conditions hydrauliques sur notre modèle est nulle car il n'ya pas de nappe d'eau dans son voisinage. Une nappe sera représentée par défaut dans Plaxis 3D Tunnel, mais elle aura une épaisseur (he=0m).

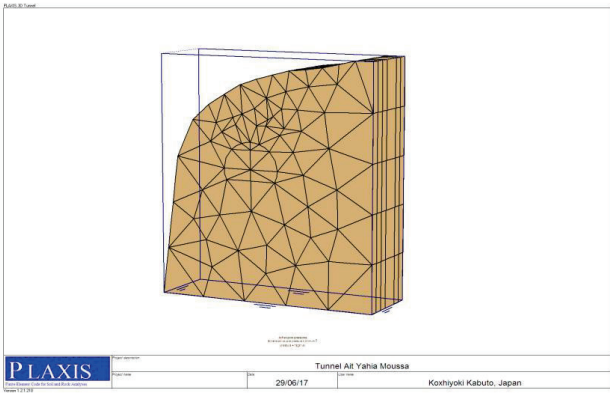


Figure VII. 3.5. A : Génération des conditions hydrauliques (Plaxis 3D Tunnel 1.)

$$\sigma e = \gamma e \times he \text{ ; [KN/m2]}$$

Avec : γe : poids volumique de l'eau (10 KN/m^3)

- **Les contraintes effectives (σeff) :** elles sont naturellement présentes (effet de la gravité sur les particules) et dépendent de la densité des roches ainsi que leur épaisseur au-dessus de l'ouvrage.

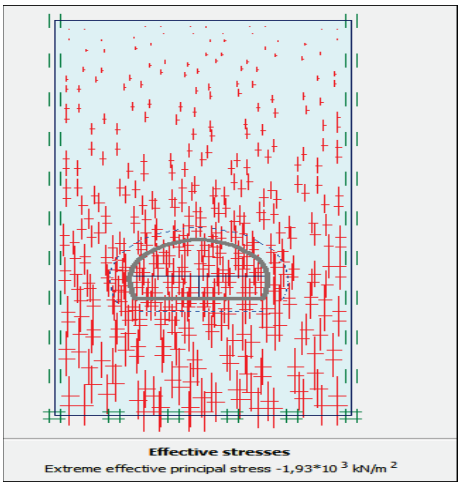
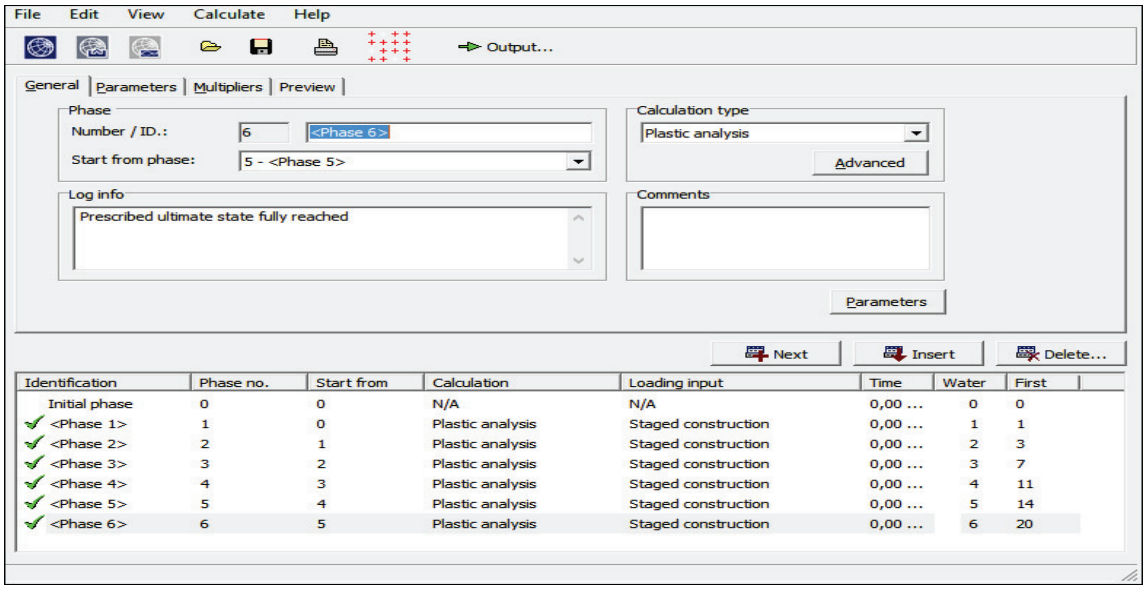


Figure *VII. 3.5. B*: Génération des contraintes effectives (Plaxis 3D Tunnel 1)

La contrainte effective maximale observée est : σeff = -1.93x10^3 KN/m^2

VII.3.6 Phases de réalisation des travaux

La modélisation se fera suivant l'ordre d'avancement des travaux d'excavation et de soutènement pouvant assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des travaux.



Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	First
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 ...	0	0
<Phase 1>	1	0	Plastic analysis	Staged construction	0,00 ...	1	1
<Phase 2>	2	1	Plastic analysis	Staged construction	0,00 ...	2	3
<Phase 3>	3	2	Plastic analysis	Staged construction	0,00 ...	3	7
<Phase 4>	4	3	Plastic analysis	Staged construction	0,00 ...	4	11
<Phase 5>	5	4	Plastic analysis	Staged construction	0,00 ...	5	14
<Phase 6>	6	5	Plastic analysis	Staged construction	0,00 ...	6	20

Figure *VII. 3.6*: *Fenêtre de Calcul montrant les différentes phases exécutées (Plaxis 3D Tunnel 1.2)*

L'excavation se fera par section divisée dans les trois blocs:

- **bloc 1 :** Calotte ;
- **bloc 2 :** moitié droite du stross ;
- **bloc 3 :** moitié gauche du stross.

Sur l'ensemble du tronçon de 30m choisi, nous aurons 6 phases exécutés de la manière suivante :

- **Phase 1 :** excavation du bloc 1;
- **Phase 2 :** activation de son soutènement du bloc 1;
- **Phase 3 :** excavation du bloc 2;
- **Phase 4 :** activation de son soutènement du bloc 2 ;
- **Phase 5 :** excavation du bloc 3;
- **Phase 6 :** activation de son soutènement du bloc 3 ;

VII.4 Analyse et discussion des résultats

Pour étudier le comportement du massif rocheux lors de la réalisation des travaux d'excavation et de soutènement, nous avons choisi 2 points (A, B) au tour du tunnel. Ces points sont présentés dans (Figure.VIII.4).

Les points A, B permettent d'analyser les variations de déplacement au niveau du tunnel et la surface.

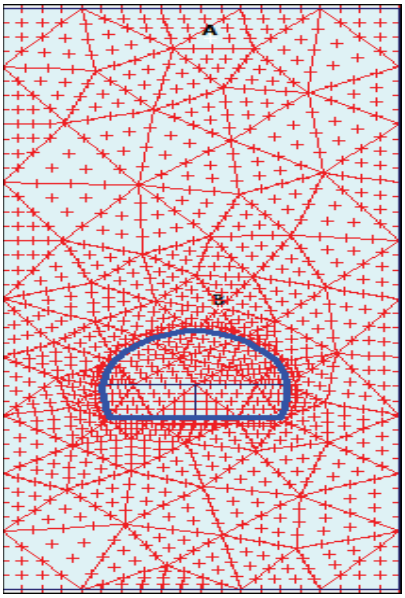


Figure VII.4 : Présentation des points de référence pour l'étude des déformations (Plaxis 3D Tunnel 1)

VII.4.1 Résultats des calculs effectués

La réalisation du tunnel à causé des déformations dans le massif rocheux. Ces déformations sont analysées pour les phases 2 ,4 et 6 et les résultats sont présentés dans (Tableau VIII.4.1).

Tableau VII.4.1 : les valeurs du déplacement.

Observations	Désignation	Phase 1	Phase 9	Phase 16
Déplacements horizontaux	Ux (m)	$1.38x10^{-3}$	$5.66x10^{-3}$	$8.46x10^{-3}$
	Uz (m)	0	$954.06x10^{-6}$	$954.15x10^{-6}$
Déplacements verticaux	Uy (m)	$446.85x10^{-6}$	$7.23x10^{-3}$	$8.27x10^{-3}$
Déplacements totaux	Utot (m)	$1.41x10^{-3}$	$7.67x10^{-3}$	$8.99x10^{-3}$
Incréments horizontaux	dUx	$672.49x10^{-6}$	$148.99x10^{-6}$	$51.88x10^{-6}$
	dUz	0	$38.08x10^{-6}$	$12.01x10^{-9}$
Incréments verticaux	dUy	$239.03x10^{-6}$	$513.65x10^{-6}$	$187.02x10^{-6}$
Incréments totaux	dUtot	$711.75x10^{-6}$	$513.65x10^{-6}$	$187.32x10^{-6}$
Contrainte effective maximale	σeff (KN/m^2)	772.61	921.86	$1.25x10^{3}$
Contrainte totale maximal	σtot (KN/m^2)	772.61	921.86	$1.25x10^{3}$

VII.4.2 Analyse des résultats

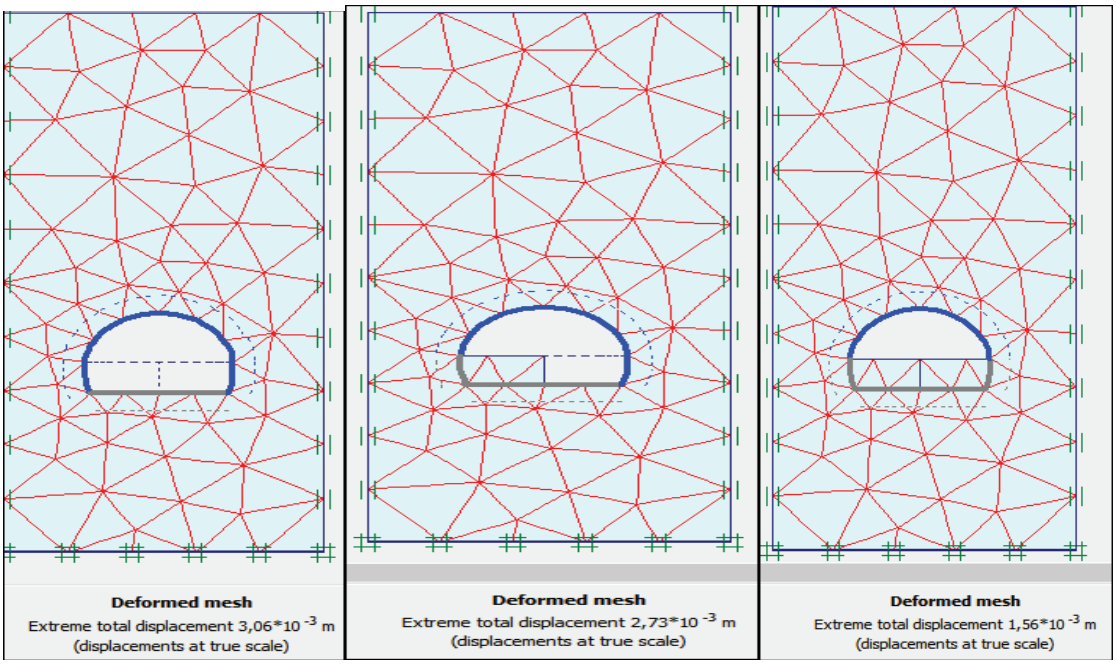


Figure VII. 4.2 : Déplacements totaux dans la phase 2,4 et6 (Plaxis 3D Tunnel 1.2)

Au vu de ces figures, illustrant les déplacements totaux dans les 3 phases (2,4 et6) prises comme références, et par observations de l'évolution des déplacements totaux dans (Tableau VII.4.1), on peut affirmer que l'excavation engendre des déformations dans le massif proportionnelles à l'évolution de ces excavations. Ces déformations sont tout de même faibles avec une valeur maximale de 3.06mm. À l'échelle de l'ouvrage réalisé, ces déformations restent raisonnables.

La répartition des déformations est inégale ; on remarque que la partie supérieure droite du tube subit plus de déformations. Cela est dû à l'effet du relief, comme on peut le constater sur la coupe du modèle utilisé.

On remarque que les déformations horizontales dans le massif sont très faibles d'ordre 10^{-3}mm.

Les contraintes totales dans le massif correspondent aux contraintes effectives car il a été considéré dans les paragraphes précédents que nous n'avons pas de nappe d'eau dans l'alentour immédiat du tunnel. L'observation de la Figure *VII. 4.2*, nous permet de constater une évolution des contraintes effectives au niveau du stross. Cet accroissement des contraintes pourrait être à l'origine du soulèvement du radier.

En comparant les déplacements verticaux et horizontaux par rapport aux parties de creusement du tunnel, on constate que les déplacements sont plus du au contrainte verticale, vu que les valeurs de déplacement vertical sont supérieur à celle de l'horizontal.

VII.5 Conclusion

La modélisation que nous avons réalisé à partir du logiciel Plaxis 3D Tunnel nous a permis de vérifier la stabilité de l'ouvrage (Tunnel) et par conséquent la fiabilité du pré-soutènement obtenu des classifications géomécaniques (RMR et NGI) réalisées au chapitre VI.

La planification des phases a nécessité une organisation particulière de l'enchainement de l'excavation et du soutènement des différents blocs du tunnel.

Nous avons pu constater que le creusement du tunnel provoque des modifications de contrainte, mal reparties, provoquant ainsi un soulèvement du radier.

Chapitre VIII

Revêtement

Définitif

CHAPITRE VIII :

VIII.1 INTRODUCTION :

Après la mise en place de soutènement provisoire de toute la section de tunnel, en procède à la réalisation de soutènement définitif qui assure la stabilité, durabilité et le bon fonctionnement de l'ouvrage à long terme.

VIII.2 CALCUL DE REVÊTEMENT DÉFINITIF DU PROJET :

VIII.2.1 Modélisation de revêtement définitif :

VIII.2.1.1 Calcul de l'appui élastique :

Au droit de chaque élément frame, on modélise la réaction de terrain par des appuis élastiques perpendiculaires à la surface du revêtement, La valeur de la raideur est calculée par la formule suivante :

$$\mathbf{K}=\frac{E}{(1+\vartheta)R}\ e$$

Avec :

K: Raideur du sol.

E: Module de déformation du sol.

υ: Coefficient de poisson.

R: Rayon équivalent de l'excavation.

e : Espacement entre les appuis élastiques.

- ✓ ***Les données du projet :***

1. *Les caractéristiques de la section du tunnel :*

PK 21+100 et PK 21+180 :

On a la section équivalente de l'excavation S_{eq}=138.7m² => R_{eq}=6.65m

2. *Les caractéristiques du terrain encaissant :*

Tableau VIII.2.1.1.a : Tableau des caractéristiques du terrain encaissant (les appuis élastiques).

	PK : 21+100-PK : 21+180	PK : 21+180-PK : 21+850	PK : 21+850-PK : 21+940
E(KPa)	288.10^3	$1078.5.10^3$	$1400.5.10^3$
K (KN/m)	19322.15	72357.43	93960.67

Tableau VIII.2.1.1.b: Les charges appliquées.

	σ_v	σ_h
PK : 21+100-PK : 21+180	182.105	57.86
PK : 21+180-PK : 21+850	215.105	92.18
PK : 21+850-PK : 21+940	215.98	92.56

VIII.2.2 Modélisation sur SAP2000 :

Après la modélisation de la section dans le logiciel SAP2000 Les efforts internes maximaux sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII.2.2 : Les efforts internes maximaux.

		N_{max}	T_{max}	M_{max}	
				M_{max}^{+}	M_{max}^{-}
PK : 21+100- PK : 21+180	En voutre	-1362.01	63.13	13.29	9.18
	En pied droit	-491.2	33.01	0	18.26
PK : 21+180- PK : 21+850	En voutre	-1663.23	80.14	16.1	16.02
	En pied droit	-930.8	49.2	12.05	14.81
PK : 21+850- PK : 21+940	En voutre	-1605.23	83.81	16.14	16.68
	En pied droit	-1103.2	51.7	11.72	15.36

NOTE : les diagrammes des efforts sont exposés dans l'annexe 5

VIII.3 Ferraillage du revêtement définitif:

VIII.3.1 Ferraillage principal :

- ***PK 21+100- PK 21+180 :***

Le ferraillage se fait en flexion composé à L'ELS, pour une section divisée en trois parties, calotte, piédroit et radier.

Les données de calcul :

- ✓ Condition de fissuration : très préjudiciable
- ✓ L'acier : fe500MPa
- ✓ Type d'acier : haute adhérence
- ✓ Béton : 30MPa
- ✓ f_{t28}=2.4 MPa

On utilisera une section pour la modélisation du revêtement définitif au niveau de : la calotte et le radier ;

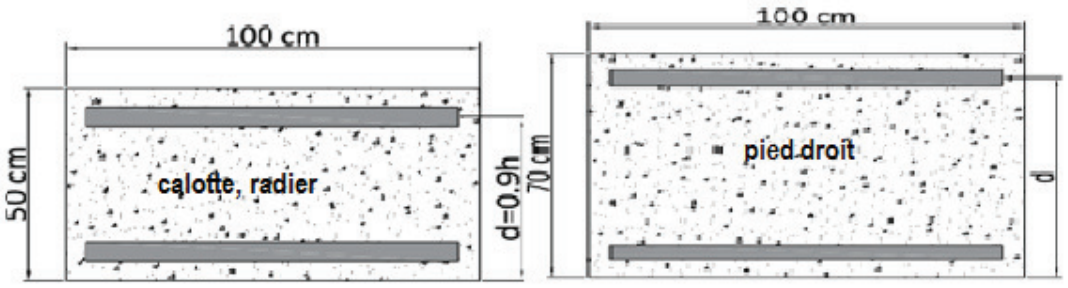


Figure VIII.3.1.a: Section de modélisation de la callote, de radier et de pied droit

Le ferraillage de notre section sera déterminé à l'aide de logiciel EXPERT BA 2010 (logiciel de calcul permet de déterminer la section des armatures dans les éléments en béton armé).

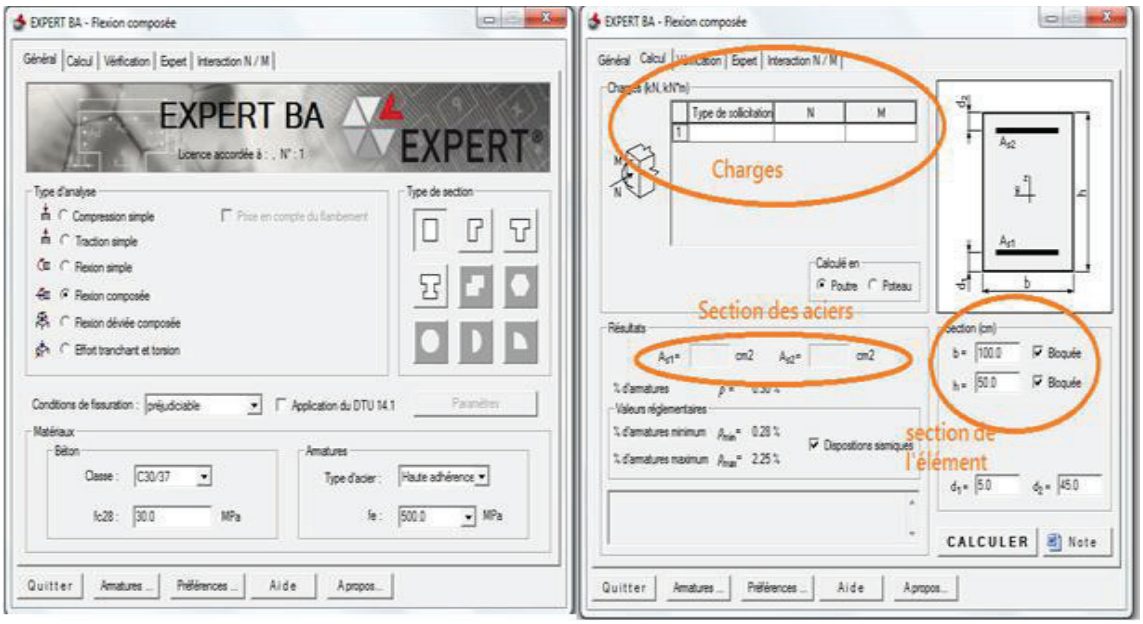


Figure VIII.3.1.b : Interface EXPERT BA 2010.

Les résultats obtenus sont représentés dans les tableaux suivant :

Tableau VIII.3.1 : Résultats de calcul de ferraillage longitudinal.

			As (cm²)	Choix des bars	Section adopté (cm²)
Voute	PK : 21+100-PK : 21+180	Lit intérieur	35.7	8HA25	39.27
		Lit extérieur	35.2	8HA25	39.27
	PK : 21+180-PK : 21+850	Lit intérieur	39.6	5HA32	40.21
		Lit extérieur	39.6	5HA32	40.21
	PK : 21+850-PK : 21+940	Lit intérieur	38.1	5HA32	40.21
		Lit extérieur	38.1	5HA32	40.21
Pied droit	PK : 21+100-PK : 21+180	Lit intérieur	12.3	7HA16	14.07
		Lit extérieur	13.8	7HA16	14.07
	PK : 21+180-PK : 21+850	Lit intérieur	24.6	8HA20	25.13
		Lit extérieur	24.6	8HA20	25.13
	PK : 21+850-PK : 21+940	Lit intérieur	28.9	6HA25	29.45
		Lit extérieur	28.9	6HA25	29.45

VIII.3.2 Armature de répartition :

Les armatures de répartition (secondaires) sont orientées le long de tunnel, en d'autre terme perpendiculaire aux armatures principales.

Le calcul du ferraillage secondaire se fait suivant la formule ci-dessous (BAEL99):

$$A_r = \frac{As}{4}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.3.2 : Résultats de calcul de ferraillage de répartition.

			Ar (cm²)	Choix des bars	Section adopté (cm²)
VOUTE	PK : 21+100-PK : 21+180	Lit intérieur	8.9	8HA12	9.05
		Lit extérieur	8.8	8HA12	9.05
	PK : 21+180-PK : 21+850	Lit intérieur	9.9	9HA12	10.18
		Lit extérieur	9.9	9HA12	10.18
	PK : 21+850-PK : 21+940	Lit intérieur	9.5	9HA12	10.18
		Lit extérieur	9.5	9HA12	10.18
PIED DROIT	PK : 21+100-PK : 21+180	Lit intérieur	3	6HA10	6.71
		Lit extérieur	3.4	6HA10	6.71
	PK : 21+180-PK : 21+850	Lit intérieur	6.2	6HA12	6.79
		Lit extérieur	6.2	6HA12	6.79
	PK : 21+850-PK : 21+940	Lit intérieur	7.2	7HA12	7.92
		Lit extérieur	7.2	7HA12	7.92

VIII.4 Vérification au cisaillement :

Étant donné qu'il est toujours peu commode de placer des étriers dans une dalle donc dans un tunnel nous allons vérifier que les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

$$\tau = \frac{Vu}{b0d} < \bar{\tau}$$

- ✓ $\bar{\tau}$ =min (0.15 f_{c28}/ γ_b ; 4MPa) (BAEL99, fissuration très préjudiciable ou préjudiciable)
- ✓ Avec :
- ✓ b_0: La largeur de la section.
- ✓ d: La hauteur utile.
- ✓ $\gamma_{b=1.5.}$
- ✓ τ_u= (0.15×30/1.5 ; 4) = 3MPa

Après calcul ; les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.4: Résumé de vérification au cisaillement.

	PK : 21+100-PK : 21+180		PK : 21+180-PK : 21+850		PK : 21+850-PK : 21+940	
Élément	voute	P. droit	voute	P. droit	voute	P. droit
τ_u	0.14	0.052	0.18	0.08	0.19	0.08
Vérification	OK	OK	OK	OK	OK	OK

D'après les résultats on conclue que les armatures de l'effort tranchant (cadre ou étriers) ne sont pas nécessaires

Pour des dispositions constructives on prend une section minimale d'armature A_t.
Tel que :

$$\text{At} \geq \frac{0.4b0St}{fe}$$

S_t: Espacement ($S_t \leq$min (0.9d, 40cm).
Donc pour la voute et le radier $S_t \leq$min (0.9×0.9×50 ; 40cm). =40cm
Et pour le pied droit $S_t \leq$min (0.9×0.9×70 ; 40cm). =40cm
Alors on prend S_t =35cm dans chaque élément de l'ouvrage.

$$\text{At} \geq \frac{0.4 \times 100 \times 35}{500} = 2.8cm^2$$

On prend 9HA8 avec $\text{At} = 3.02\text{cm}^2$

Schéma représentatif (coupe de la voûtePK21+150) :

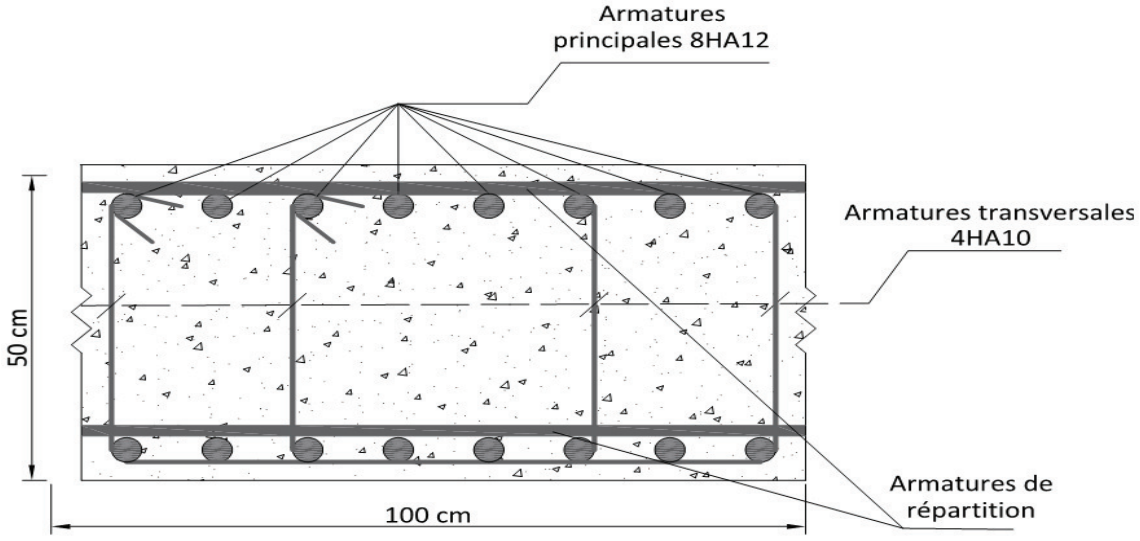


Figure VIII.4.a: Coupe de ferraillage de la voute au PK21+150. :

Schéma représentatif de ferraillage type (radier contre voûté et plat) :

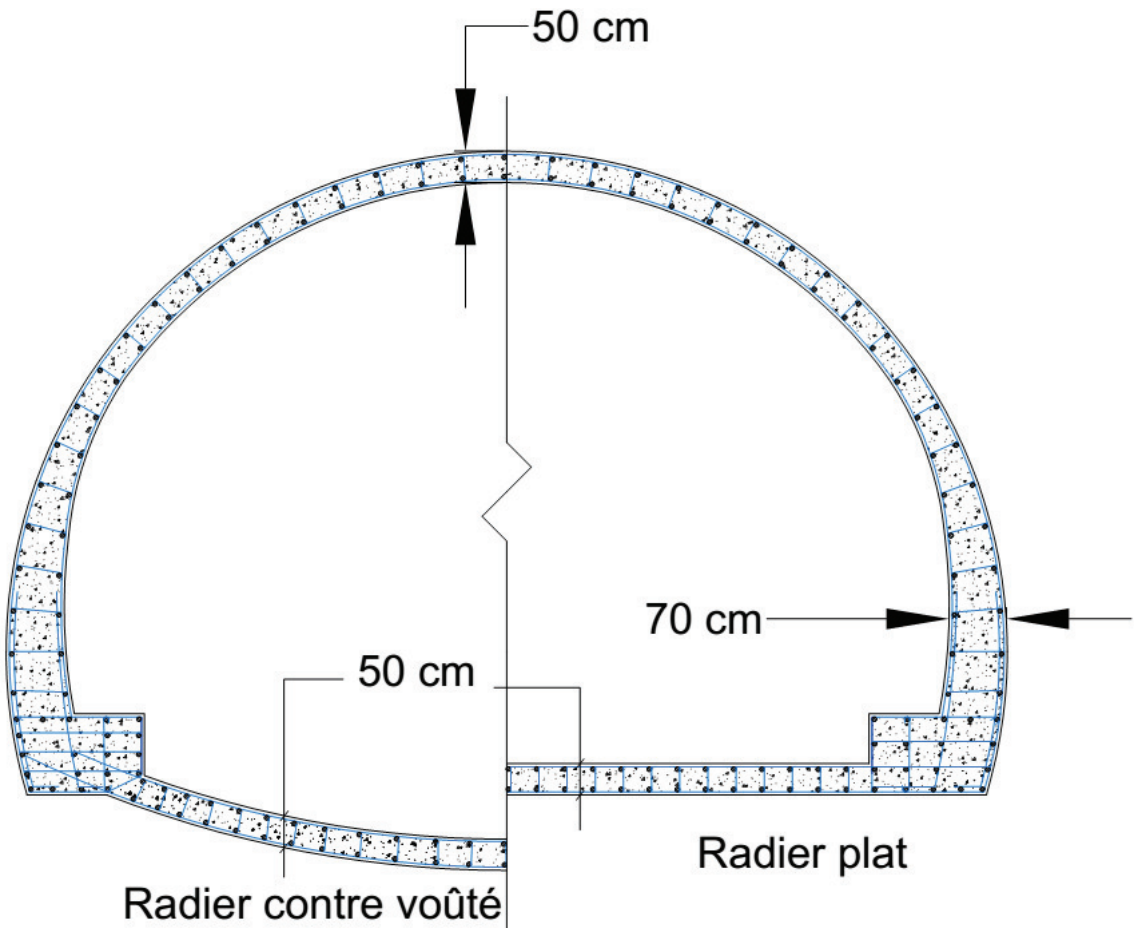


Figure VIII.4.b : Un exemple de ferraillage d'une section de tunnel.

VIII.5 CONCLUSION :

Dans cette partie on a obtenu le ferraillage du revêtement définitif selon le cas des charges statiques, une vérification vis-à-vis des charges dynamiques dues à une excitation d'origine sismique est nécessaire pour assurer la résistance de la structure.

Conclusion générale :

Le tunnel est classé parmi les grands ouvrages d'art dans le génie civil, caractérisé par le mode de construction qui n'est pas absolu en raison du manque de la connaissance exacte des conditions de la nature su sous-sol et les résultats des études préliminaires, qui sont les études géologiques, géophysiques et hydrogéologiques du site. Le tunnel peut devenir très coûteux en fonction de sa longueur et la nature de la roche (roche dure ou friable).

À travers ce modeste travail on a découvert tout un monde de travaux souterrains. Ce qui nous a permis d'approfondir, de compléter et de mettre en pratique les connaissances acquises tout au long de notre cursus de formation au niveau de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics.

Ce modeste mémoire présent l'étude du tunnel autoroutier bitube Ath Yahia Moussa, franchissant une seule formation rocheuse principale, le méta granite. Les études mettent à exécution selon les normes françaises sur la construction et la sécurité du projet, par la recommandation d'A.F.T.E.S (Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain).

La conception du tunnel est composée en premier lieu de la méthode de creusement (dans notre cas est le creusement par l'explosif), exécuté en demi-section (calotte et stross). Enduit un soutènement provisoire constitue du béton projeté, boulons d'ancrage repartie et cintre (HEB160, HEB180). A la fin un revêtement définitif est mis en place, compose d'un béton projeté armé d'épaisseur de 70cm au niveau des pieds droit et 50cm pour la voute.

En résumé l'étude de ce projet m'a permis :

- ✓ La connaissance de différents reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques ainsi les paramètres principaux pour caractériser le massif
- ✓ La classification du massif selon plusieurs méthodes et détermination du soutènement provisoire et le revêtement définitif.
- ✓ Calcul de vérification du soutènement provisoire et revêtement définitif et les conditions de validation
- ✓ L'utilisation du logiciel de calcul en éléments finis
- ✓ Planification optimale des travaux ou la façon de gérer le temps et l'effectif dans un chantier et sa portance dans l'économie de projet.

Sans aucun doute le paramètre principal pour la construction d'un tunnel est l'ingénieur par sa réflexion, retour d'expérience et s'appréciation, il est le seul qui a le pouvoir de compenser le manque de précision dans l'étude et les essais.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIE

Livres

A.BOUVARD, G.COLOMBERT, F.ESTEUILLE ; ouvrages souterrains.

CHERCHALI, C. Tunnel tome 1: Calcul soutènement provisoire. ALGER: s.n., 1993.

François MARTAIN ; cours de travaux souterrains et de mécaniques des roches.

PLAXIS 3D : Manuel et tutorial.

Z.T.BIENIAWSKI. Engineering rock mass classifications. New York: WILEY-INTERSCIENCE **PUBLICATION. 1989**

Publications:

AFTES ; Tous les Recommandations relatives à la méthode de construction des tunnels.1999.

CETU. Cours de travaux souterrains et de mécanique des roches. Paris : s.n., 2006**.**

Dossier pilote des tunnels Génie Civil. Section 1. 1998.

Dossier pilote des tunnels Génie Civil. Section 2. 1998.

Dossier pilote des tunnels Génie Civil. Section 3. 1998.

Dossier pilote des tunnels Génie Civil. Section 4. 1998.

Règlements :

RPOA. Document technique règlementaire D.T.R, règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art. 2008.

Cours :

A.OUAKLI ; cours charpente métallique.

BEN REDOUANE ; cours béton armé.

ENPC ; cours ouvrages souterrains.

M.AKCHICH ; cours esquisse tunnel.

R.HEBIB ; cours méthodes de réalisation des ouvrages souterrains.

SI TAYEB ; Cours Tunnel. ENSTP-Alger.

Adresses site Internet :

http://www.outils cetu.fr/didactu/tunnel.php.

ANNEXES

I.1.1 Creusement par attaque ponctuelle :

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

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

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

On les utilise généralement :

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

I.1.1.1 Les constituants de la machine :

Elles sont composées de :

- ✓ d'un châssis automoteur sur pneus ou chenilles.
- ✓ d'un bras orientable monté sur une tourelle et muni à son extrémité d'une tête rotative équipée d'outils (Le choix du type de pics dépend de la dureté et de l'abrasivité de la roche, ainsi que de la puissance de la tête de coupe). Celle-ci peut être munie d'un système de pulvérisation d'eau pour réduire la poussière dégagée lors de l'excavation.
- ✓ d'un système d'évacuation des déblais du front de taille composé d'un tablier de chargement et d'un convoyeur d'évacuation.



Figure I.7.2.1 : les constituants de la machine à attaque ponctuel

I.1.1.2 Méthode de travail :

Elles excavent le front de taille par balayages successifs du bras excavateur. Ainsi, les géométries du front peuvent être variées.

Suivant le type de tête de coupe, **axiale** ou **transversale**, on peut travailler de deux manières sur le front :

Tête axiale :

Ce type de tête permet de travailler efficacement dans n'importe quelle direction (horizontale, verticale ou diagonale) : elle est particulièrement recommandée en cas d'excavations de strates dures, avec failles ou inclinées.



Figure I.7.2.2.a :Exemple d'une tête axiale.

Tête transversale :

Ce type de tête présente des difficultés si une coupe diagonale est nécessaire : il faudrait travailler en escalier…

L'éclatement de la roche a lieu suite aux effets conjugués d'une pénétration des pics dans le front de taille et du balayage du bras. L'effort de pénétration des outils dans le front est repris par le seul poids de la machine.



Figure I.7.2.2.b : Exemple d'une machine à tête transversale.

I.1.1.3 Avantages - domaine d'emploi :

- ✓ Adaptation facile aux variations de section,
- ✓ Souplesse d'emploi dans les variations de qualités de terrain,
- ✓ Meilleur respect du profil à réaliser : limitation des hors-profils et diminution de la propagation des ébranlements dans le massif environnant,
- ✓ Flexibilité des machines (en comparaison avec les tunneliers), pas besoin de grands espaces pour le montage et démontage…,
- ✓ Limitation des nuisances sur les structures avoisinantes (par rapport aux explosifs),
- ✓ Diminution du soutènement et des bétons de remplissage,
- ✓ Grande accessibilité au front de taille, ventilation plus aisée,
- ✓ Applicable à tous les profils d'excavation et à tout type de terrassement,
- ✓ Adaptées généralement aux sols à forte cohésion, roches tendres (craie, calcaire…),
- ✓ Particulièrement bien adaptée pour appliquer la "nouvelle méthode autrichienne": en effet, il est possible de réaliser en un premier temps l'excavation et le soutènement de la partie supérieure de la section, comme montré ci-dessous.

I.1.2 Méthodes par pré -découpage mécanique (Méthode Perforex) :

Le principe consiste à réaliser à partir du front de taille une saignée à proximité immédiate de l'extrados de 8 à 35cm d'épaisseur avant d'excaver à l'aide d'une sorte de tronçonneuse.
On procède par volée de 2 à 4m de longueur:

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



Figure I.7.3 :exemple de machine de prédécoupage (Haveuse).

I.1.3 Creusement à attaque global :

Apparus à la fin du XIX^{e}siècle, les tunneliers ou TBM (Tunnel Boring Machines) regroupent sous le même terme l'ensemble des machines permettant une excavation mécanique à pleine section[13]. La puissance, l'avancement journalier, l'aisance et la précision du pilotage, ainsi que l'adaptation à tous les types de terrains rencontrés sont autant d'atouts qui font l'objet d'améliorations continuelles depuis les premiers modèles archaïques. Chaque machine est un prototype, conçu pour un ouvrage précis, mais qui peut être réutilisé sur un autre chantier pour peu que la géométrie et la géologie conviennent. Le tunnelier du métro de Lille a par exemple été réutilisé à Rennes. Son coût de fabrication et de fonctionnement élevé le rend compétitif pour les gros projets ou les longues galeries dans des horizons géologiques assez homogènes.

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

- ✓ Abattage du terrain en pleine section ;
- ✓ Soutènement du front de taille ;
- ✓ Soutènement des parois latérales lors de l'excavation ;
- ✓ Progression du bouclier (par appui sur le revêtement mis en place) ;

I.1.3.1 Les organes d'un tunnelier :

Un tunnelier présente très souvent trois parties distinctes. En prenant l'exemple du tunnelier à pression de terre de la Fig 3.4.1:

– Tout d'abord la roue de coupe ou tête d'abattage **1**, organe muni de dents et/ou de molettes **2**, qui par le double effet d'une rotation (moteurs hydrauliques ou électriques **6**) et d'une translation (vérins **5** s'appuyant sur les voussoirs ou les parois du tunnel) creuse le terrain **3**. Une vis d'Archimède **4** permet d'extraire et de contrôler le flux de marins ;

– Ensuite le bouclier **11**, anneau métallique protégeant la machine et les hommes pendant la pose du revêtement définitif **9**. On classe ainsi le bouclier dans la catégorie des soutènements. Le revêtement composé de voussoirs est mis en place à l'aide d'un érecteur **10**. La partie finale peut être articulée et se terminer par une jupe **12**. Les brosses **7** assurent l'étanchéité vis-à-vis de l'extérieur lorsqu'elles sont injectées de graisse ;
– Enfin le train suiveur, constitué de remorques successives où sont installés les déférents ateliers nécessaires à l'avancement du chantier : approvisionnement en voussoirs, injections de bourrage **8** derrière les anneaux du revêtement lorsque celles-ci ne sont pas réalisées à partir de la jupe, pose de la ventilation, alimentation électrique, cabine de pilotage, système de marinage, etc... Le train roule directement sur les voussoirs, lorsqu'il y en a, ou sur des rails posés à même le rocher. On parle

aussi de back-up pour désigner la chaîne logistique à l'arrière du bouclier.

I.1.3.2 Typologie et modes d'excavation :

Aujourd'hui on peut utiliser les tunneliers dans tous les types de terrain. Mais la façon d'attaquer la roches n'est pas la même suivant que l'on soit dans un granite sain ou un sable de Fontainebleau. Sans vouloir fixer des règles absolues, on peut répertorier la technologie de creusement avec le type de roche et les conditions hydrogéologiques :

– Roches dures : on utilisera un tunnelier équipé de molettes, qui écrasent et fissurent la roche. Le front sera ouvert et l'évacuation des déblais sera réalisée, après concassage, par un convoyeur à bande (tapis roulant). La Figure suivante illustre le fonctionnement d'un TBM roches dures, équipé de grippeurs **19**. Dans ce cas le soutènement **22** placé depuis le train suiveur est composé de boulons, de béton projeté ou de cintres ;

– Roches tendres : on utilisera un tunnelier équipé de molettes et de dents, ces dernières faisant office de couteaux cisaillant la roche. Le front sera généralement ouvert mais peut être fermé et légèrement pressurisé à l'air comprimé si des venues d'eau apparaissent. Le marinage sera réalisé, après concassage, soit par une vis d'Archimède puis par berlines ou convoyeur à bande, soit directement par un convoyeur à bande ;

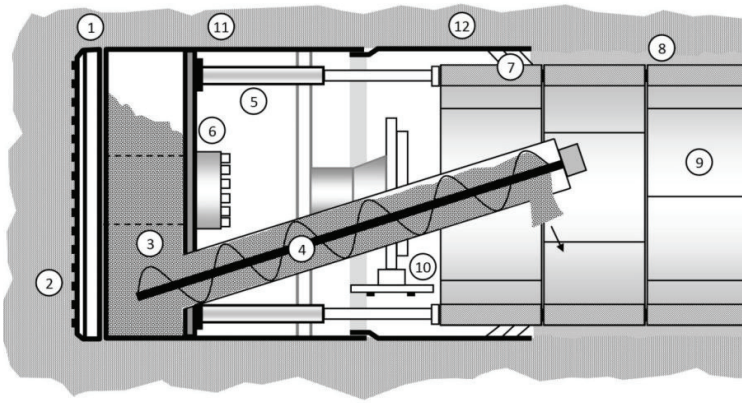


Figure I.7.4.2.a :Coupe schématique d'un tunnelier à pression de terre.

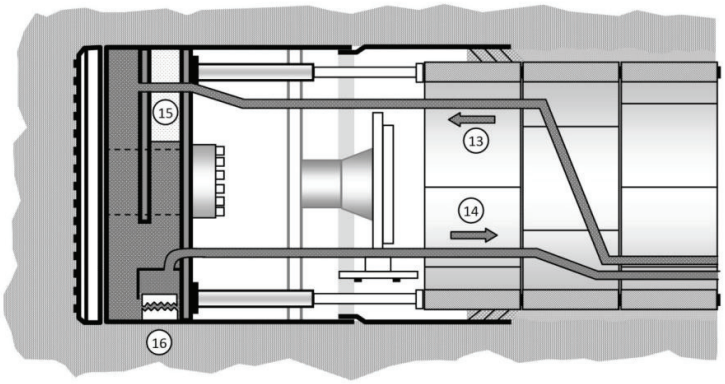


Figure I.7.4.2.b :Coupe schématique d'un tunnelier à pression de boue.

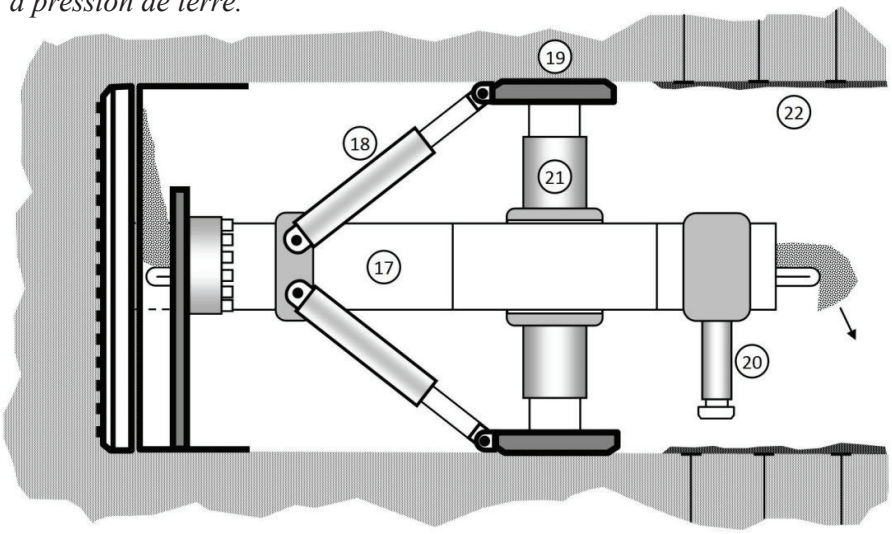


Figure I.7.4.2.c :Coupe schématique d'un tunnelier à grippeurs.

Sols pulvérulents ou fins : on utilisera un tunnelier équipé de dents, ces dernières faisant office de couteaux entraînant le sol. 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 (Fig 3.4.1). Si cette pression ne suffit pas à assurer la stabilité du terrain — dans le cas de sables aquifères par exemple — on devra utiliser des tunneliers à pression de boue qui creusent dans une chambre d'abattage remplie de bentonite (Fig 3.4.2). Cette dernière assure un confinement uniforme et génère un cake sur quelques centimètres en avant du front, assurant l'intégrité et la tenue du terrain. En cas d'intervention sur la roue ou les outils de coupe, il faudra vider la boue et travailler en hyperbare. L'évacuation des déblais dans le cas des tunneliers à bentonite sera réalisée, après concassage éventuel **16**, par pompage de la boue chargée **14**. Celle-ci sera ensuite filtrée et traitée pour être réacheminée au front **13**. On parle alors de marinage hydraulique.
Un tunnelier avance dans le terrain telle une chenille : le creusement est coordonné à la poussée sur les vérins. Ceux-ci s'appuyant sur le dernier anneau posé, il faut avancer suffisamment pour pouvoir rentrer leurs tiges et dégager l'espace nécessaire à l'assemblage des nouveaux voussoirs. Durant la pose des voussoirs, le creusement est bien entendu arrêté. Avec ce système, on peut atteindre des cadences journalières records : jusqu'à 40 mètres en 3 postes !
L'usage des TBM, en particulier ceux à pression de boue, est très intéressant pour les faibles hauteurs de couverture, car on maîtrise bien mieux les tassements. Ils sont par exemple indispensables et irremplaçables pour les traversées sous fluviales (sous le lit des fleuves et rivières). Les récents chantiers du tunnel du Lötschberg et du Gothard ont montré qu'il était également possible de les utiliser sous très forte couverture, moyennant quelques adaptations spécifiques.

Le pilotage d'un tunnelier est affaire de spécialiste. Bien qu'assistés par ordinateur, les pilotes doivent doser la poussée de chaque vérin pour contrôler la trajectoire mais également assurer le bon fonctionnement du creusement. En effet, dans le cas des fronts fermés, si la roue de coupe tourne trop vite par rapport à la translation de la machine, alors le terrain risque d'être avalé en trop grande quantité. A faible profondeur dans des sols pulvérulents cela peut avoir de lourdes conséquences : création de fontis, de cheminées et tassements importants en surface

I.1.3.3 Les principaux types de tunneliers et de boucliers :

- Tunnelier à appui radial (tunneliers dits« roches dures ») :

Un tunnelier à appui radial est une machine équipée d'une tête d'abattage circulaire et rotative capable d'excaver en une seule opération (pleine section).

L'effort de poussée sur la tête d'abattage est mobilisé par des patins de vérins s'appuyant radialement et directement sur le parement naturel de l'excavation.

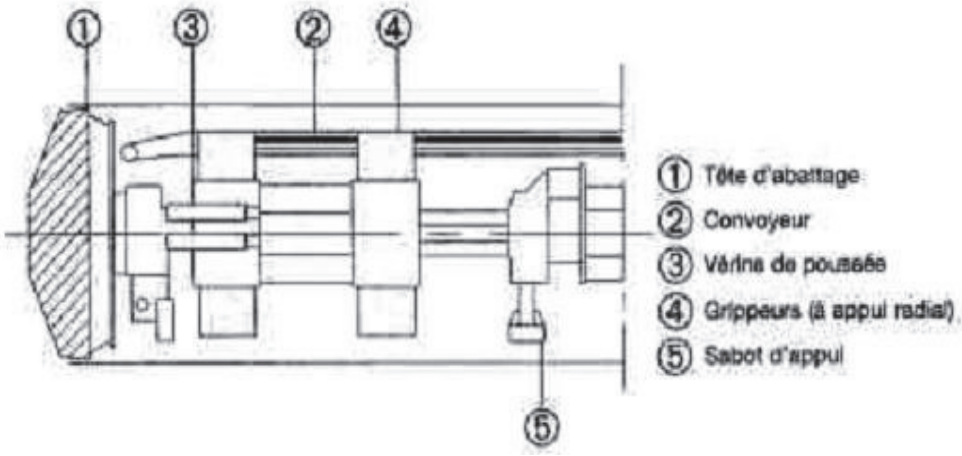


Figure I.7.4.3.a : Tunnelier à appui radial.

❖ Les boucliers :

Un bouclier est un système de protection constitué d'une structure métallique complète ou partielle à l'abri de laquelle s'effectuent les opérations de terrassement. Le soutènement ou le revêtement peuvent également être mis en œuvre à l'abri du bouclier. On distingue :

✓ Les boucliers à front ouvert :

Ils sont, en principe, destinées au creusement et à la construction de tunnels dont les parois peuvent nécessiter un soutènement ou même un revêtement définitif immédiat, mais dont le front d'attaque est stable pendant une durée suffisante pour ne nécessiter aucun soutènement ou seulement un soutènement mécanique de sécurité. En fait, il s'agit de terrains de caractéristiques mécaniques moyennes dans lesquels la pression hydrostatique ou l'irruption brutale de l'eau ne sont pas à craindre, soit que ces conditions existent naturellement, soit que le terrain ait été préalablement traité à cet effet.

On distingue **les boucliers à attaque globale** et **les boucliers à attaque ponctuelle.**

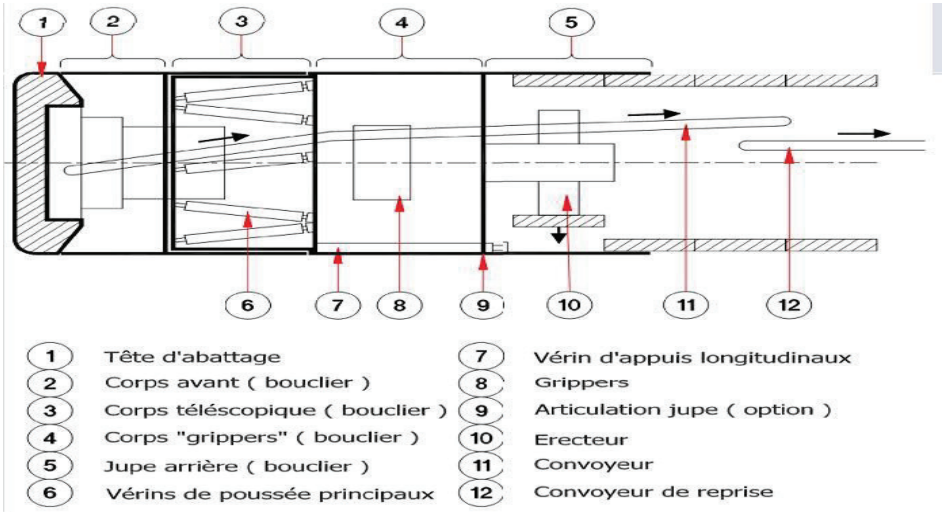


Figure I.7.4.3.b : Exemple d'un tunnelier à front ouvert.

✓ Les boucliers à front confiné :

Les boucliers à front confiné constituent ce que l'on pourrait appeler la dernière génération de tunneliers, à savoir un matériel capable de faire face à des situations géologiques particulièrement difficiles qui, jusqu'à leur apparition, nécessitaient la mise en œuvre de méthodes spéciales longues et onéreuses de traitement de terrain.

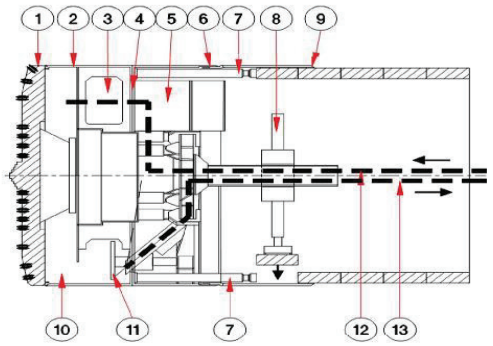
Ce type de tunneliers trouve fondamentalement son emploi dans les terrains meubles et aquifères mais permet également de s'adapter à des situations géologiques intermédiaires.

Principe : isoler la tête du reste du tunnelier pour éviter tout risque d'inondations et maintenir une pression constante devant et derrière la tête pour éviter les fontis ou désordres en surface un confinement du front de taille est assuré de manière mécanique ou par un fluide pressurisé.

Selon la nature du terrain traversé, l'AFTES préconise divers types de pressurisation:

✓ Confinement par pression de boue :

Le confinement est réalisé par la mise en pression d'un fluide de forage dans la chambre d'abattage. La circulation du fluide dans celle-ci permet d'extraire les déblais et de maintenir une pression constante par régulation directe ou indirecte des débits.



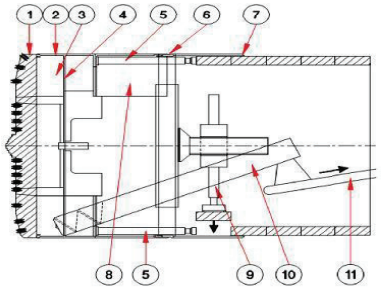


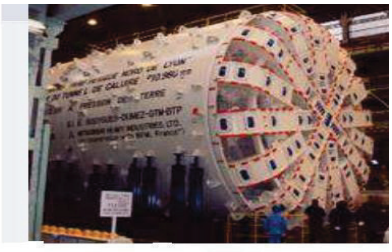
1 Tête d'abattage
2 Bouclier
3 Bulle d'air (option)
4 Cloison étanche
5 Sas d'accès à la chambre d'abattage
6 Articulation jupe arrière (option)
7 Vérin de poussée
8 Erecteur
9 Joint d'étanchéité (dit de "queue")
10 Chambre d'abattage
11 Agitateur (option)
12 Conduite d'alimentation de boue bentonitique
13 Conduite de refoulement de boue bentonitique

Figure I.7.4.3.c : Les différentes parties d'un tunnelier à pression de boue.

✓ Confinement par pression de terre :

Le confinement est réalisé par la mise en pression dans la chambre de coupe des matériaux excavés.





1 Tête d'abattage
2 Boudier
3 Chambre d'abattage
4 Cloison étanche
5 Vérin de poussée
6 Articulation jupe arrière (option)
7 Joint d'étanchéité (dit de "queue")
8 Sas d'accès à la chambre d'abattage
9 Erecteur
10 Vis d'extraction
11 Convoyeur de reprise des déblais

Figure I.7.4.3.d : Les différentes parties d'un tunnelier par pression de terre.

✓ Confinement à air comprimé :

Le confinement est réalisé par mise en pression de l'air contenu dans la chambre d'abattage.

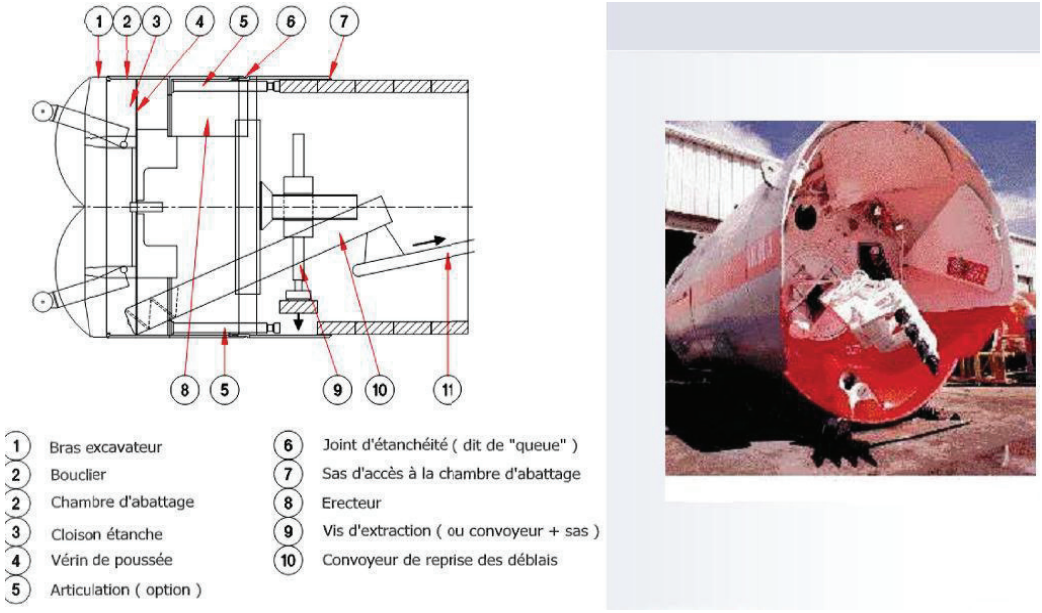


Figure I.7.4.3.e : Les différentes parties d'un bouclier à air comprimé.

✓ confinement mécanique :

Le soutènement frontal est réalisé par mise en pression des terres abattues contenues devant la tête d'abattage. Les déblais sont extraits par des orifices disposés sur la tête et équipés de volets à ouverture ajustable en temps réel.

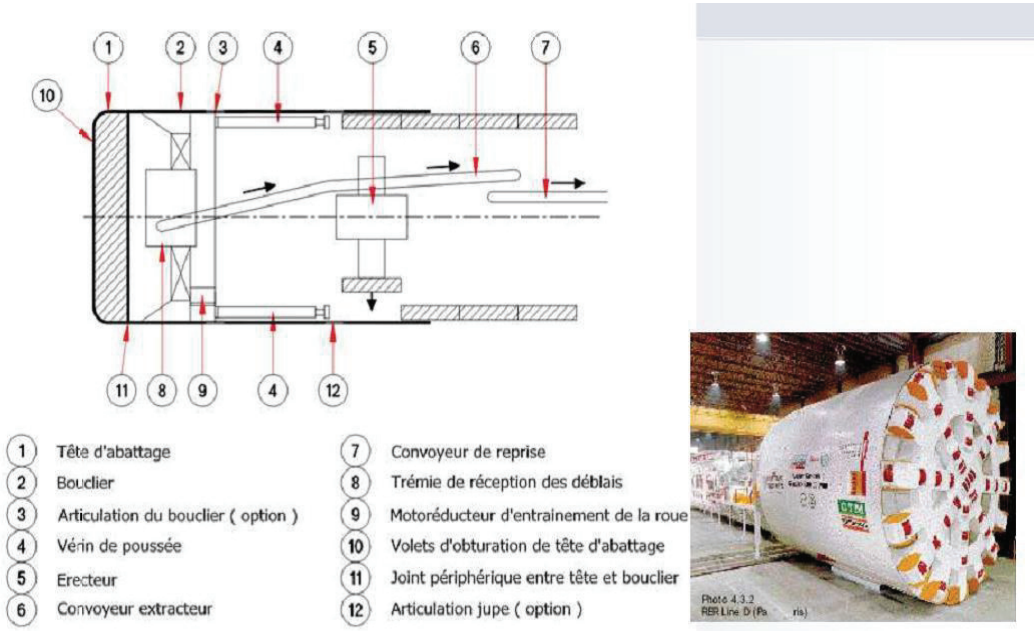


Figure I.7.4.3.f : différentes parties d'un bouclier à soutènement mécanique.

- ✓ confinement mixte :

  Les boucliers mécanisés à confinement mixte sont des machines équipées d'une tête d'abattage à attaque globale qui peuvent fonctionner soit en mode ouvert ou fermé, soit selon plusieurs modes de confinement.

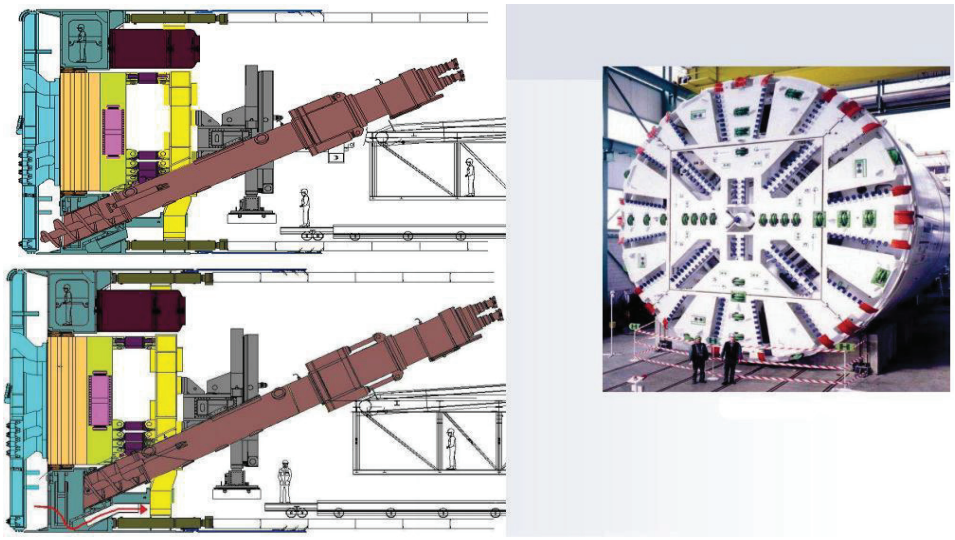


Figure I.7.4.3.g : Différentes parties d'un bouclier à pression mixt

1 Etude géologique

1.1 Inventaire des données existantes

1.1.1 Géologie générale :

On doit toujours considérer comme un préa-lable indispensable à l'étude d'un tunnel la col-lecte la plus complète possible des données et documents existants relatifs à la géologie et à la géomorphologie régionales, ainsi qu'aux tra-vaux réalisés à proximité.

La liste des documents et informations à rassembler est généralement la suivante :

- ✓ documents cartographiques (carte géologique de la Algérie au 1/50 000 essentiellement) et photogra-phiques (photos aériennes et photos satellites),
- ✓ informations issues de la banque de données GEO-BANQUE gérée par le BRGM - service public(1) : son-dages, données géotechniques et(ou) hydrogéolo-giques,
- ✓ documents géologiques produits par les facultés, les écoles, laboratoires de recherche : thèses universi-taires, synthèses régionales, études stratigraphiques, structurales et (ou) pétrographiques,
- ✓ comptes-rendus de travaux (METRO, Mines, tunnels routiers, collecteurs, sondages, fondations, talus...) effectués dans des formations ana-logues et, si possible, non loin de l'ouvrage projeté,
- ✓ renseignements météorologiques : pluviométrie, enneigement,
- ✓ enquêtes systématiques auprès de services gestion-naires d'ouvrages ou de secteurs à risques tels que Sociétés Concessionnaires ainsi qu'auprès de tout groupement ou association susceptible de posséder des informations utiles au projeteur.

1.1.2 Levé géologique de surface

Le levé géologique détaillé du site et sa transcription sous forme de documents graphiques tels que cartes, coupes, blocs diagrammes, schémas interprétatifs constitue l'outil fondamental et prioritaire du géo-logue.

Effectué avec le plus grand soin, il doit permettre d'implanter des prospections plus coûteuses là où c'est nécessaire et de parvenir à une interprétation plus complète des investigations ultérieures.

1.1.2.1 Contenu du levé :

Le levé géologique doit obligatoirement comporter :

- ✓ le levé de tous les affleurements avec indication de leur validité ;
- ✓ la succession stratigraphique des couches quand cela est possible ;

- ✓ la mesure de l'orientation des discontinuités dans le cas des roches (stratification, diaclases, schistosité, fis-sures), ce relevé doit être suffisamment complet pour permettre une étude géotechnique qualitative et quantitative des discontinuités dont les résultats consti-tuent un élément fondamental dans le dimensionne ment de l'ouvrage ;

- ✓ le recensement des éléments relatifs à la structure tectonique (mode de plissements) et plus particuliè-rement la présence de failles et de zones broyées ainsi que leur géométrie et extension en profondeur.

- ✓ La prévision de l'état de fissuration en profondeur à partir d'observations de surface est souvent délicate et difficile. Ces renseignements ont néanmoins une valeur indicative dont il faut tenir compte dans l'esti-mation de la stabilité, des hors profils, et éventuelle-ment de la nature et de la densité du soutènement.

- ✓ la description des phénomènes de surface et plus particulièrement :
- altération (fissuration, produits d'altération),
- fissuration en liaison avec le phénomène de faucha-ge, d'appel au vide,

- glissements,
- effondrements (dus à des exploitations, des dissolu-tions karstiques),
- ✓ l'inventaire des indices hydrogéologiques :

- le relevé des sources, puits et autres points d'eau,
- le relevé des zones d'infiltration (zones fissurées, karsts),
- d'une manière générale, l'observation de tous les phénomènes contribuant à préciser le trajet des eaux souterraines, la localisation des nappes, le type de cir-culation, et les débits,
- des mesures et contrôles divers (jaugeage des sources, essais de débits de puits, contrôle de trajets par traceurs...). Les mesures de débit sont à répéter plusieurs fois de manière à appréhender les variations saisonnières et à les comparer éventuellement à des données plus anciennes.

La synthèse de ces résultats peut être fructueusement reportée sur le schéma géologique.
L'étude doit en outre attirer l'attention sur les difficultés spécifiquement attribuables à l'eau (présence, localisation et caractéristiques des nappes, risque de rencontre de rivières souter-raines, risque d'eau sous pression provoquant la boulance des terrains peu consolidés ou peu cohérents).

- ✓ l'interprétation de la morphologie ;
- ✓ un examen particulièrement détaillé des sites pos-sibles pour les têtes.

1.1.3 Techniques de reconnaissances

En complément du levé géologique de surface, le géo-logue dispose d'un certain nombre de techniques de reconnaissance susceptibles de fournir une aide à l'inves-tigation et à la compréhension du contexte géologique.

1.1.3.1 Photogéologie :

En premier lieu, doit être citée la photogéologie (ou photo interprétation) qui consiste en un examen puis une interprétation des photographies aériennes ou spatiales du site concerné par l'étude. Cette interprétation, basée sur l'analyse des tonalités et des couleurs, sur l'analyse des structures et sur l'analyse des formes, permet de reconnaître les ensembles lithologiques

constituant les paysages, d'apprécier la fracturation et de localiser les grands accidents structuraux, et de procéder ainsi à une première approche du schéma tectonique et de détecter les zones singulières. Cette étude réalisée sur couples de photographies stéréographiques nécessite bien sûr une vérification, même partielle, à conduire sur le terrain pour confirmer les principales options retenues lors de l'inter-prétation et améliorer le calage du modèle.

1.1.3.2 Autres techniques de reconnaissance :

Les autres techniques de reconnaissances qui peuvent être schématiquement regroupées en quatre familles :

- ✓ Méthodes géophysiques
- ✓ Sondages
- ✓ Diagraphies
- ✓ Galeries de reconnaissance

2 Etude hydrogéologique

2.1 Problèmes posés par l'eau

Les problèmes posés par la présence d'eau ont en général des conséquences très importantes pour le maître d'œuvre.

Les principaux problèmes posés par l'eau sou-terraine sont :

- ✓ l'irruption d'eau avec des débits importants susceptibles de créer des problèmes d'exhaure importants ou même de noyer le chantier,

- ✓ l'instabilité de l'excavation sous l'effet des gran-dients hydrauliques dirigés vers l'excavation, notamment lorsque l'excavation s'approche de zones aquifères de forte perméabilité,
- ✓ le rabattement des nappes pouvant entraîner d'une part l'assèchement des sources et des puits et d'autre part des tassements de surface.

2.1.1 Cas des roches :

Les venues d'eau abondantes en pluie dans une roche très fracturée peuvent constituer une gêne importan-te pour la bonne marche du chantier. Des phéno-mènes de débourrage risquant de remblayer la gale-rie peuvent se produire dans les zones broyées qui accompagnent les grandes failles.

Des circulations de type karstique sont dangereuses par le risque de venues d'eau brutales à fort débit qu'elles comportent. Il en résulte un double problème de sécurité du chantier et d'exhaure qui peut condui-re à ne retenir qu'une seule attaque montante.

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

- ✓ des roches de qualités mécaniques acceptables et de bonne tenue au moment de l'excavation peuvent être rapidement altérées au contact de l'eau (marnes, calcaires à joints marneux ou argileux) et nécessiter la pose rapide d'un revêtement protecteur pour assurer la stabilité de l'excavation, mais aussi éviter l'appari-tion de désordres (tassements) en surface.

✓au contact de l'eau, certaines roches développent des pressions de gonflement non négligeables (anhy-drite, certaines marnes et argiles), d'autres (sel, gypse) sont très solubles et doivent être mises hors d'eau.

✓ certaines roches qui peuvent être franchies par des moyens courants si elles sont sèches (cargneules, cal-caires ou grès broyés...) nécessitent en présence d'eau des soutènements importants et même des traitements spéciaux avant creusement (drainage, injections).

Enfin demeure très souvent le risque d'assécher des sources et (ou) puits existants et de devoir à postériori réparer le préjudice causé aux riverains.

2.2 Reconnaissances spécifiques

En raison de l'importance des problèmes indiqués ci-dessus, une bonne connaissance des régimes hydrau-liques et une prévision aussi exacte que possible des difficultés qu'ils entraîneront permet de définir :

✓ la nécessité de traitements spéciaux (préalables ou en cours d'exécution) ou de recours à des procédés d'exécution complexes,

✓ les reconnaissances à effectuer à l'avancement,

✓ la conception et le dimensionnement du profil en travers de l'ouvrage et les dispositifs d'exhaure (pompes, cunettes),

✓ le type d'étanchéité à réaliser,

✓ la nature du ciment à utiliser dans le revêtement (eaux agressives).

Les études hydrogéologiques doivent donc tendre à la détermination :

✓ du régime hydraulique du secteur intéressé,

✓ du type des venues d'eau,

✓ des débits,

✓ de la méthode de drainage ou de rabattement,

✓ de la nature chimique des eaux pour juger de leur nocivité : corrosion des armatures ou du béton, déga-gement de gaz nocifs, mais aussi de leur possible réemploi par captage ou pompage des eaux d'ex-haure pour les besoins du chantier.

Aussi, en sus des données recueillies dans le cadre du levé géologique et de l'inventaire des indices hydro-géologiques, est-il couramment fait appel à des reconnaissances spécifiques telles que :

2.2.1 Pose de piézomètres :

Les sondages de reconnaissance peuvent être utilisés pour poser des piézomètres dont le bon fonctionnement doit être vérifié périodique-ment. Il convient d'agir ainsi de façon systéma-tique dans les sols, la localisation des niveaux aquifères et la forme de la nappe devant impé-rativement être connues.

Les données que l'on cherche à préciser sont les sui-vantes :

✓ toit et mur des nappes dans les terrains traversés par le tunnel,

- ✓ interdépendance entre ces nappes,
- ✓ niveau piézométrique de l'eau captive dans les ter-rains perméables au sein des sols imperméables tra-versés par le projet.
- ✓ Le relevé des niveaux d'eau dans les piézomètres doit être effectué régulièrement et pendant une période d'au moins un an, en relation avec les données plu-viométriques.

Les piézomètres posés pour l'étude du projet peu-vent être utilisés pendant et après le chantier pour contrôler les modifications hydrauliques apportées par le creusement.

2.2.2 Essais in situ et constatations dans les sondages et les galeries :

a) Observations dans les sondages :

Une surveillance étroite des sondages de reconnais-sance permet le plus souvent des observations très utiles pour préciser certaines données hydrogéolo-giques :

- ✓ pertes de fluide d'injection,
- ✓ venues d'eau dans les sondages,
- ✓ traces de circulation dans les fissures du rocher, etc...

b) Essais in situ :

L'étude quantitative des nappes nécessite des essais in situ destinés à préciser les caractéristiques hydrau-liques des terrains intéressés (perméabilité) et celles de la nappe (extension, coefficient d'emmagasine-ment).

Des relations débit-rabattement il est possible de déduire le rayon d'action des puits, les débits à pré-voir lors de l'exécution des travaux, le nombre de puits nécessaires pour réaliser des rabattements.

De plus, dans certaines formations hétérogènes (len-tilles aquifères) ces essais permettent de prévoir si l'on se trouve en présence de réservoirs limités sus-ceptibles de s'épuiser rapidement ou d'aquifères importants nécessitant un traitement du terrain.

Il est utilisé essentiellement trois types d'essais :

- ➢ l'essai LEFRANC,
- ➢ l'essai LUGEON,
- ➢ l'essai de pompage.

L'essai LEFRANC s'applique plutôt au cas des sols alors que l'essai LUGEON est réservé au cas du rocher fracturé. L'essai de pompage constitue une opération lourde à mettre en œuvre mais aussi le seul moyen d'accéder à la détermination des paramètres quantitatifs de l'aquifère étudié.

c) Observations dans les galeries :

Les observations dans les galeries sont les plus pré-cieuses car directement utilisables et permettent d'apprécier pour chaque formation traversée :

- ✓ le type de venues d'eau (ponctuelles, généralisées, etc...),
- ✓ les débits,
- ✓ les délais d'apparition et la localisation des venues d'eau (immédiatement au front de taille, au bout d'un certain temps, en voûte, ou en radier) en relation, notamment, avec les précipitations extérieures,
- ✓ l'incidence de l'eau sur la tenue du terrain,
- ✓ la chimie des eaux et leur température,
- ✓ l'influence des écoulements sur les eaux de surface.

On peut en tirer des conclusions sur les vitesses d'avancement, la nécessité de forages à l'avance-ment, les délais de pose du soutènement, le choix du type d'étanchéité, la nécessité d'un traitement de ter-rain.

3 Etude géotechnique

3.1 Objectifs

Les études géologiques, hydrogéologiques et géo-techniques constituent d'une manière générale trois aspects complémentaires de l'étude des terrains dans lesquels doivent être exécutés les ouvrages.

La nature et la disposition des terrains traversés par le tunnel sont décelés par l'étude géologique qui per-met une première décomposition en tronçons homo-gènes du point de vue lithologique et(ou) structural. Mais si historiquement, la géologie a constitué le paramètre essentiel de l'art des tunnels, ainsi qu'en témoignent les premières classifications (PROTODIA-KONOV-1909, TERZAGHI-1946) élaborées dans le cadre d'une formalisation des méthodes empiriques et fondées sur des critères géologiques, il n'en est plus de même aujourd'hui où l'analyse des conditions de stabilité de l'excavation et de son environnement comporte une part beaucoup plus importante d'ap-proche par le calcul faisant intervenir les valeurs des paramètres caractéristiques du comportement géo-mécanique du matériau dont la détermination néces-site des procédures spécifiques.

Toutefois, il convient de souligner, que parallèlement à cette approche théorique, persiste dans la concep-tion d'un projet de tunnel, une fraction empirique non négligeable faisant appel à l'expérience des cas vécus et s'appuyant sur l'emploi de classifications géotech-niques et sur les textes des recommandations de l'AFTES.

Ainsi, les objectifs de l'étude géotechnique sont-ils :

- ✓ de déterminer les valeurs des paramètres détermi-nants pour l'analyse des conditions de stabilité et pour le dimensionnement des soutènement et revê-tement ;
- ✓ de recueillir toutes les informations nécessaires pour situer les différents matériaux étudiés au sein des classifications géotechniques ;
- ✓ de détecter les points singuliers et les précautions particulières qu'il convient de prendre pendant les travaux ;
- ✓ de procéder aux études spécifiques relatives à la mise en œuvre des méthodes d'exécution envisa-gées.

Dans la pratique, et compte-tenu des particularités qui leur sont inhérentes, il convient de distinguer : le cas des sols, le cas des tunnels peu profonds, et celui des tunnels à grande profondeur.

Les sols indurés et les roches tendres, fréquemment rencontrés dans les tunnels peu profonds, peuvent poser des problèmes relevant du cas des sols ou de celui des roches.

3.2 Cas des roches

Le comportement du massif rocheux encaissant l'ex-cavation dépend :

- ✓ de l'état de contrainte initial in situ régnant au droit de l'excavation projetée,

- ✓ des propriétés intrinsèques de la roche constituant le massif,
- ✓ des discontinuités affectant la roche,
- ✓ et des conditions hydrogéologiques.

3.2.1 Etat de contrainte initial :

L'état de contrainte intervenant directement dans la détermination des conditions de stabilité de l'excava-tion, il est souhaitable d'en connaître, aussi précisé-ment que possible, l'intensité et l'orientation des composantes.

Cependant, les techniques mises en œuvre pour déterminer l'état de contrainte in situ ainsi que les méthodes d'exploitation des résultats sont lourdes et complexes, et de plus la nécessité de la détermina-tion in situ du champ de contrainte initial n'apparaît pas avec la même acuité selon qu'il s'agit par exemple d'un projet de tunnel en rocher résistant à faible profondeur ou au contraire d'un projet en roche tendre à grande profondeur ; aussi dans la pratique est-on le plus souvent amené à distinguer selon les cas :

- dans le premier cas où la résistance de la roche est largement suffisante pour supporter la concentration de contrainte induite à la périphérie de l'excavation, l'étude de l'état de contrainte peut être limitée à l'es-timation de la contrainte verticale majeure σv, prise alors égale à la contrainte géostatique due au poids de la couverture :

$\sigma v = \rho . g . h$

où ρ est la masse volumique du terrain constituant la couverture, g est l'accélération de la pesanteur, et h est l'épaisseur de la couverture.

- au contraire lorsque l'approximation de l'état de contrainte calculée de cette manière montre que la roche sera sollicitée par un état de contrainte dont l'in-tensité est supérieure au quart de la valeur de sa résis tance à la compression simple, il convient, dans la pers-pective d'une modélisation et d'un calcul de la stabili-té de l'excavation au moyen d'une approche numé-rique, de déterminer aussi complètement que possible les trois contraintes majeures ; l'objectif minimal étant la connaissance des deux contraintes principales dans le plan orthogonal à l'axe de l'ouvrage projeté.

Les principales méthodes permettant de déterminer l'état de contrainte en place sont les suivantes :

- ✓ la méthode du sur-carottage qui se pratique en fora-ge à faible distance d'une paroi,
- ✓ la fracturation hydraulique,
- ✓ la méthode du vérin plat (on ne peut donner l'état de contrainte que très près de la paroi du puits ou de la galerie à partir desquels est réalisée la mesure).

Ces méthodes, sans mode opératoire formalisé, nécessitent pour leur mise en œuvre le recours à des opérateurs spécialisés en mécanique des roches et maîtrisant parfaitement ces techniques. Elles ne sont pas praticables dans tous les massifs rocheux, notam-ment en cas de fracturation importante.

3.2.2 Propriétés de la roche :

Les propriétés des roches mesurées sur échantillons sont souvent anisotropes et de ce fait il est nécessai-re de procéder à des essais dans plusieurs directions. Les échantillons soumis aux

essais de laboratoire ne doi-vent pas être choisis de manière aléatoire, mais résulter d'une interprétation claire des variations de la lithologie d'une formation qui sera considérée comme homogè-ne ; par exemple dans une formation sédimentaire stratifiée le choix des échantillons résultera de la connaissance des séquences de sédimentation.

a) Identification :

- ✓ masse volumique,
- ✓ porosité,
- ✓ teneur en eau à l'état naturel,
- ✓ teneur en $CaCO_3$.

b) Caractérisation mécanique :

Les essais sont à réaliser de préférence sur des échan-tillons de roche à la teneur en eau naturelle.

- ✓ mesure de la résistance à la compression simple,
- ✓ mesure de la résistance à la traction.

Réalisés sur éprouvettes en laboratoire, ces deux essais, sous réserve d'être exécutés en nombre suffi-sant et selon les modes opératoires standardisés, per-mettent de déterminer très facilement et efficace-ment la valeur de la résistance de la roche à prendre en compte pour étudier la stabilité.

- ✓ mesure du module de déformabilité,
- ✓ mesure du coefficient de Poisson.

Ces caractéristiques de déformabilité à court terme doivent nécessairement être déterminées dans les cas où compte-tenu de l'état de contrainte et de la valeur de la résistance de la roche, il faut s'attendre à des déformations radiales importantes à la périphérie de l'excavation (convergence relative), afin de pouvoir les utiliser dans le calcul prévisionnel destiné à appré-cier l'amplitude des déformations et à dimensionner le soutènement correspondant.

Les valeurs des modules de déformation et des coeffi-cients de Poisson déterminés par des essais de labora-toire sont rarement transposables dans un calcul pour évaluer les déplacements dus au creusement d'un ouvrage souterrain ou pour être introduits dans un cal-cul d'interaction entre le terrain et le soutènement. Ces caractéristiques doivent être évaluées à l'échelle du massif, en ayant par exemple recours aux corrélations fournies par les classifications géomécaniques, sous réserve d'utiliser celles-ci avec toute la prudence néces-saire.

Un problème important pour les tunnels où l'on observe de fortes convergences est celui de la chute de résistance qui peut accompagner la déformation. Les comportements de type fragi-le ou avec radoucissement, les notions de résis-tance de pic et de résistance résiduelle doivent être bien mis en évidence s'il y a lieu.

l'étude géotechnique comportera donc :

- ✓ une quantification de la micro-fissuration par l'indi-ce de discontinuité par exemple,
- ✓ une analyse minéralogique complète apte à donner les teneurs respectives en anhydrite, gypse et éven-tuellement autres composantes,
- ✓ l'étude des possibilités de drainage au sein du mas-sif et à la périphérie de l'ouvrage projeté.

Le problème du gonflement lié à la transformation par hydratation de l'anhydrite en gypse.

3.2.3 Quantification des discontinuités sur carottes :

En complément de l'analyse des discontinuités réali-sée dans le cadre de l'étude géologique et du levé de terrain, il peut être nécessaire ou simplement utile de procéder à une quantification des discontinuités par l'intermé-diaire :

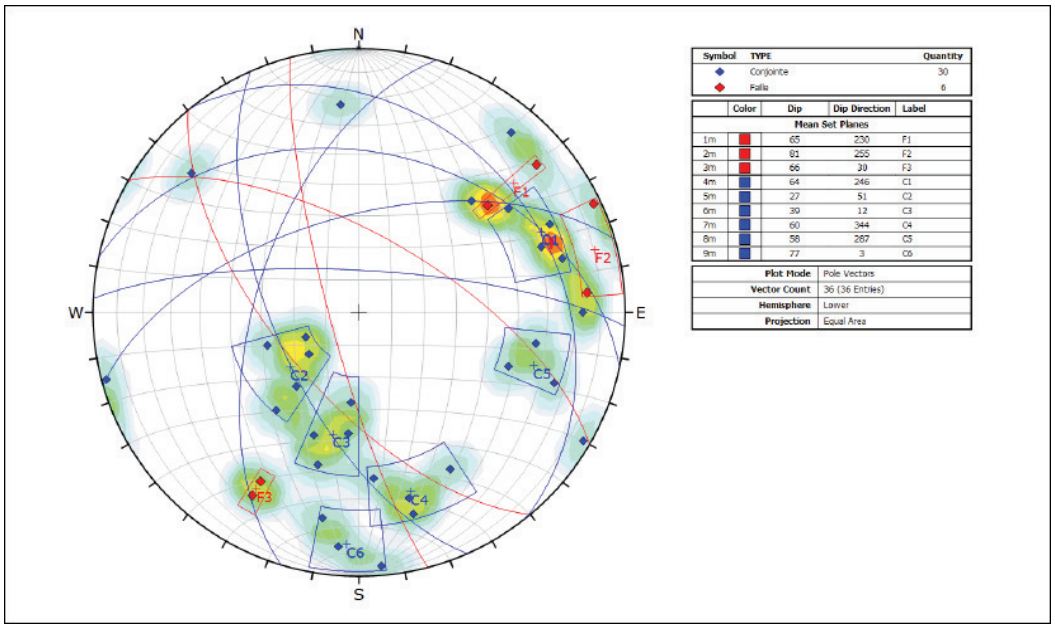
✓ du RQD calculé sur les carottes de sondage,

✓ de l'indice de continuité Ic défini comme suit dans les recommandations A.F.T.E.S. relatives à la descrip-tion des massifs rocheux (T.O.S. Supplément au numéro 117, Mai-Juin 1993) :

$$\text{Ic } \% = \frac{\text{Vlm}}{Vlc}$$

où Vlm est la vitesse des ondes mesurée en labora-toire sur éprouvette,et Vlc est la vitesse théorique des ondes calculée à partir de la composition minéralogique de la roche considérée. Cette composition peut être obtenue à partir de l'analyse d'une lame mince de roche.

Ainsi défini, Ic mesure plus l'influence des microfis-sures, pores et minéraux altérés existant dans la roche que celle des discontinuités. En outre Ic est souvent difficile à déterminer en raison de la méconnaissance de la composition minéralogique exacte de la roche. C'est pourquoi on se réfère également à un indice de continuité prime Ic' qui est déterminé par le rapport de la vitesse des ondes mesurées in situ (par sismique par exemple) Vls à la vitesse des ondes Vlm mesurée en laboratoire sur éprouvette.



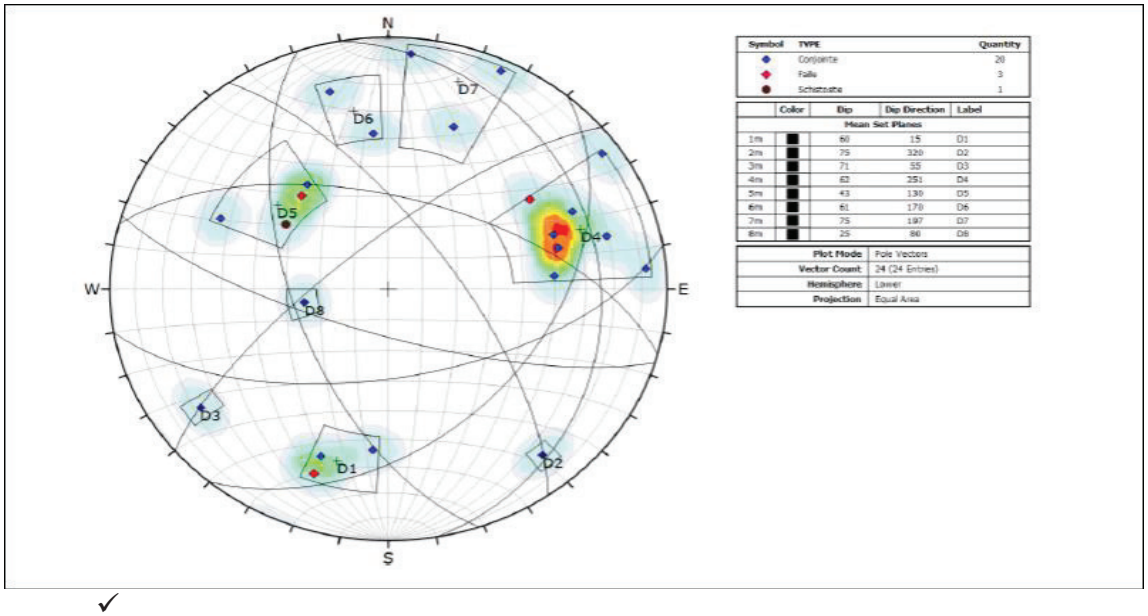
✓ou encore d'essais d'eau de type LUGEON dont l'unité de perméabilité renseigne sur la densité de fracturation et (ou) la nature de la fracturation (fermée ou ouverte) du milieu rocheux.

✓ ***Figure 5.2.5.e:*** *Dyke aplitique entrecoupant les métagranites dans le tunnel [53]*

✓

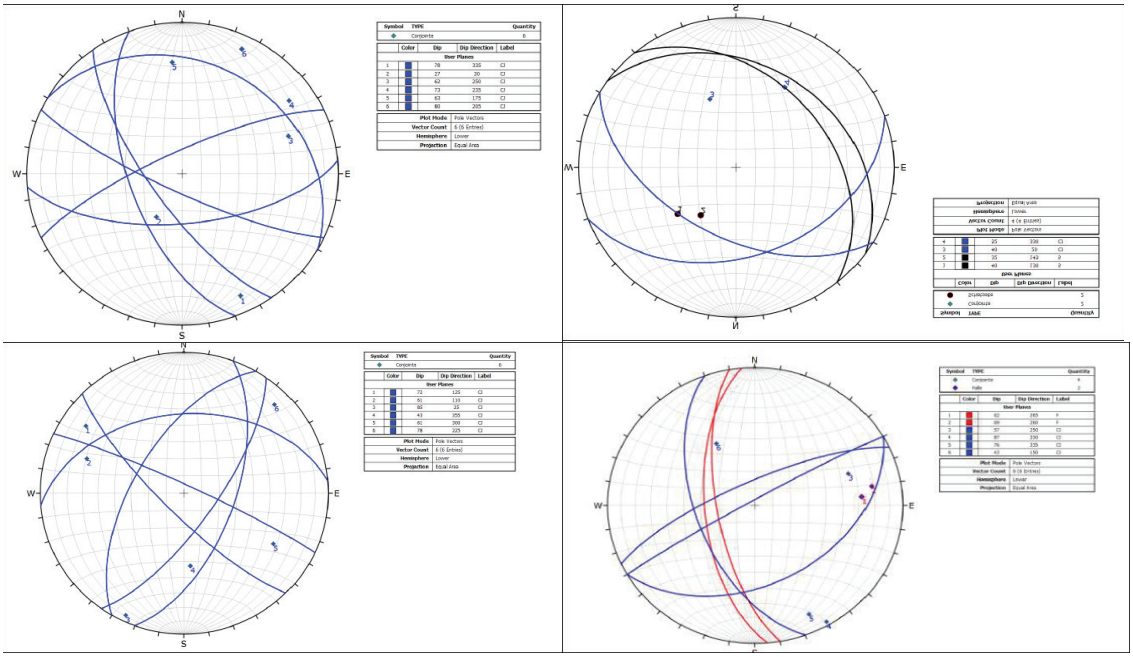
✓ ***Figure 5.2.5.f : Vue d'ensemble des systèmes de discontinuité portail d'entrée du tunnel d'Ait Yahia Mousa (Les mesurages obtenus des emplacements 1-2-3-4-5 sont utilisées).***

✓



✓

✓ ***Figure 5.2.5.g : Vue d'ensemble des systèmes de discontinuité portail de sortie du tunnel d'Ait Yahia Mousa (Les mesurages obtenus des emplacements 9-10-11-12 sont utilisées)***



✓

✓ ***Figure 5.2.5.h Vue d'ensemble des systèmes de discontinuité prises de l'emplacement no 13.6,8,7 du tunnel d'Ait Yahia Mousa***

N°	Forage	PK	X(E)	Y(N)	Cote(m)	Profondeur (m)
1	SC-106	21+100	578351	4054673	232	30
2	SC-107	21+160	578350	4054588	244	30

3	SC-108	21+160	578319	4054616	257	30
4	SC-109	21+160	578287	4054644	234	29.8
5	SC-110	21+880	577671	4054271	290.5	35
6	SC-111	21+940	577687	4054161	250.5	20
7	SC-112	21+940	577650	4054201	265.5	25
8	ST-06	21+200	578291	4054587	274	50
9	ST-07	21+300	578217	4054520	301.5	75
10	ST-08	21+760	577845	4054260.5	286	70.4
11	ST-09	21+500	578049.5	4054412	348	120
12	ST-T4	21+745	577874	4054238	275	36
13	ST-T5	21+845	577785	4054191	267.5	36.5

4 Caractérisation des massifs rocheux

4.1 Paramètres physico-mécaniques et hydrauliques utiles à l'identification des roches

Les massifs rocheux sont des milieux complexes qui peuvent être caractérisées par leurs propriétés physiques, chimiques et mécaniques.

Suite à des processus complexes qui rassemblent les minéraux, les roches possèdent des propriétés physiques liées à la structure et à la nature des matériaux qui les constituent. La disposition et la nature de ces matériaux affectent le comportement mécanique de la roche.

L'identification des propriétés physico-mécaniques des matrices rocheuses et des massifs rocheux, se fait conformément à des normes telles que l'ISO (Organisation Internationale de Normalisation) et la NF (Norme Française).

4.1.1 Vitesse d'onde (NF P18-556)

L'état de compacité d'une roche peut être déterminé à partir des vitesses de propagation des ondes en son sein. Une roche bien compactée a généralement une vitesse élevée pour

autant que les grains soient bien en contact et que les ondes puissent passer à travers les grains solides .

L'une des caractéristiques intéressantes liée à ces vitesses d'ondes pour une roche est l'indice de continuité noté (*IC*), qui est déterminé en faisant le rapport entre la vitesse (Vp) des ondes obtenues au laboratoire et la vitesse (Vp*) obtenue à partir de la composition minéralogique.

4.1.2 La perméabilité (NF P94-130)

On la caractérise par le coefficient de perméabilité K (*filtration)*. Elle représente donc l'aptitude du matériau à se laisser traverser par un liquide (l'eau).

La perméabilité de la matrice est fortement influencée par la microfissuration et par voie de conséquence, elle varie avec l'état de contrainte.

Cette perméabilité peut être déterminée à partir de

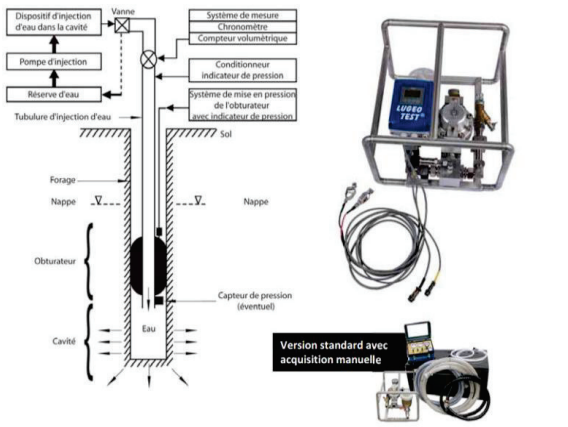


Figure. I.2. Schéma d'un dispositif d'essai Lugeon

la loi de Darcy qui, fait intervenir le débit Q traversant une surface S d'un matériau (échantillon) et le gradient hydraulique noté i :

$$K = Q/S * i \text{ (m/s)}$$

La plupart des roches ont des perméabilités très faibles. La perméabilité de la roche est régie par la porosité. La perméabilité un paramètre très important dans l'étude des roches poreuses. Dans le massif rocheux, l'écoulement se concentre dans les fissures .

4.2 Essais d'identification de la perméabilité :

- **Essai d'eau Lefranc (NF P94-132)**

Cet essai permet de déterminer la perméabilité K d'un sol. L'essai consiste à créer une cavité dans un sol et à mesurer le débit d'eau induit par une différence de charge hydraulique entre la cavité et la nappe [13].

- **Essais Lugeon (NF P94-131)**

L'essai Lugeon est un essai de perméabilité (apparente) in situ réalisé dans un sondage. Il s'applique aux roches fracturées, maçonnerie et aux sols cohérents de résistance mécanique compatible avec la pression d'eau imposée pendant l'essai.

L'analyse de la circulation de l'eau injectée permet d'apprécier la fissuration du massif étudié et d'en déduire également les types de formations rencontrées (les hétérogénéités)

a) Résistance en compression uniaxiale σc (NF P 94-420)

Elle représente la résistante maximale supportée par la roche lorsqu'elle est soumise à un effort de compression uniaxiale. C'est la plus importante des propriétés mécaniques de la roche, utilisée en dimensionnement, analyse et modélisation.

Il existe plusieurs essais de compression dont :

- **Essais de compression simple (NF P94-420)**

Pour réaliser cet essai, on utilise des éprouvettes généralement cylindriques dont la longueur ou la hauteur (H) est le double du diamètre (D).

Durant cet essai, l'échantillon est soumis à une force exercée par des vérins (généralement cylindriques). On mesure ensuite la force appliquée sur la surface de l'éprouvette jusqu'à ce qu'il y ait rupture.

$$RC = P \text{ /[MPa]}$$

P : La force de pression appliquée ayant causé la rupture (en N) ;

S : la surface transversale de l'éprouvette (mm^2).

La résistance en compression simple est une propriété assez dispersée ; on réalise en général cinq écrasements pour obtenir une valeur représentative .

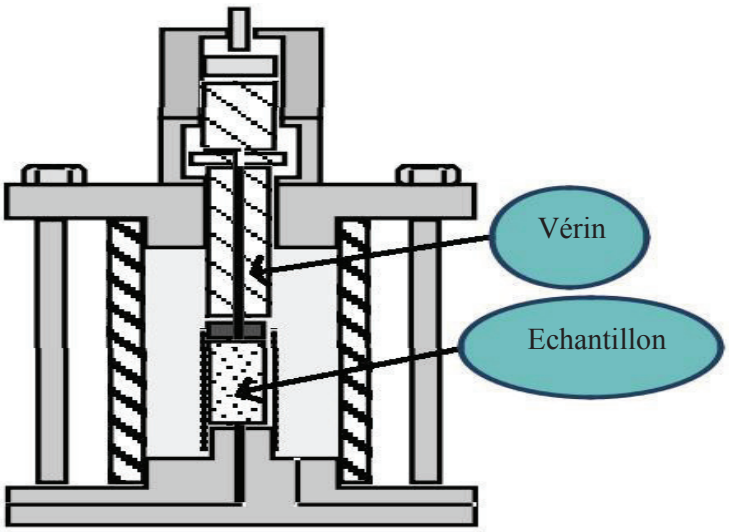


Figure I.3 : Dispositif d'un essai de compression uniaxiale .

- **Essais de compression triaxiale (NF P94-423)**

En profondeur, la roche est soumise à des contraintes axiales et radiales (triaxiales), et la résistance à la compression est plus forte en condition triaxiales. L'état de compression triaxiale signifie 3 contraintes principales différentes .

L'objectif d'un essai de compression triaxiale est l'obtention de la courbe contrainte-déformation .

Lors de cet essai, on plonge l'éprouvette cylindrique dans un liquide, puis on exerce une force de compression axiale verticale. On considère ensuite que les deux contraintes principales (σ2) et (σ3) sont égales. Ce qui nous conduit à déduire de cet essai deux contraintes principales (σ1) et (σ3) tout en considérant de façon conventionnelle (σ1□ σ3).

b) Résistance au cisaillement

Souvent utilisée en géotechnique, la résistance au cisaillement est représentée par la résistance mobilisée lors du déplacement de deux surfaces (plus ou moins rugueuses) en contact. Les paramètres de cette résistance sont : l'angle de frottement interne (□) et la cohésion (C).

- **Essais de cisaillement à la boite (NF P94-070)**

Durant cet essai, on maintient constante la contrainte normale appliquée au matériau. Suite au déplacement tangentiel, la contrainte tangentielle augmente progressivement jusqu'à atteindre une valeur maximale qui correspond à la résistance au pic de la discontinuité. Après ce pic, la résistance au cisaillement prend une allure de décroissance jusqu'à atteindre un palier caractérisant la résistance résiduelle.

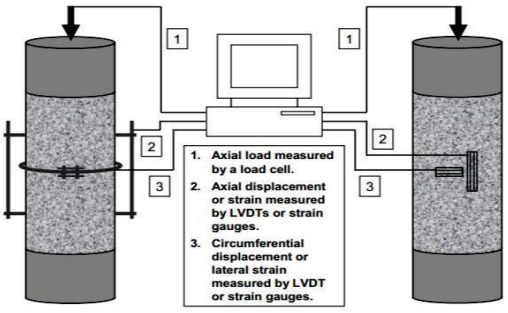


Figure. I.5. Schéma d'un dispositif d'essai de compression triaxiale

Les essais de cisaillement peuvent également se faire par le processus triaxial (essai triaxial).

- **Module de Young (NF P 94-425)**

Dans un essai de compression uniaxiale, le module élastique de Young E est défini comme la pente d'un cycle de déchargement-rechargement sur la courbe contrainte/déformation axiale σ1= f (Ɛ1) à la moitié de la contrainte de rupture de l'échantillon σc .

- **Coefficient de Poisson (NF P 94-425)**

Au cours de l'essai de compression uniaxiale, le coefficient de Poisson υ est défini comme étant le rapport des pentes des courbes σ3= f(Ɛ3) et σ1= f(Ɛ1) dans leurs parties linéaires

$$\upsilon = d\text{Ɛ}3/d\text{Ɛ}1$$

Où : Ɛ1 et Ɛ3 représentent respectivement les déformations axiale et transversale.

Les valeurs du coefficient de Poisson des diverses roches sont généralement comprises entre 0,15 et 0,40 .

- **Essai pressiométrique (NF P94-110-1&2)**

Cet essai permet de mesurer la déformabilité d'un massif rocheux en introduisant une sonde qu'on gonfle progressivement (à l'air) à l'intérieur d'un forage (généralement horizontal).

La pente de la ''courbe pressiométrique'' donnant la variation de volume de la cellule en fonction de la pression appliquée permet le calcul d'un module de cisaillement G (module pressiométrique Ménard EM).

Cependant, du fait des caractéristiques des appareillages, l'essai pressiométrique n'est pas adapté aux massifs rocheux, même s'il reste encore d'un emploi très répandu.

4.3 Critères de rupture

Lorsqu'elle est soumise à des contraintes, la roche connait deux phases de déformation (élastique et plastique) avant la rupture. Dans la phase élastique (phase initiale de déformation), une fois les contraintes annulées, la roche revient à son état initial, tandis que dans la phase plastique (phase intermédiaire de déformation), la déformation est non cassante mais irréversible. La résistance de la roche est donc considérée comme étant la fin de cette phase élastique.

A partir du critère de rupture qui utilise une courbe, nous pouvons définir les zones de stabilité et d'instabilité de la roche lorsque cette dernière est soumise à des sollicitations mécaniques telles que la compression (avec ou sans confinement) ou la traction.
Ainsi pour évaluer les critères de rupture d'une roche deux principaux critères sont utilisés : le critère de Mohr-Coulomb et celui de Hoek-Brown.

Par ailleurs, il existe d'autres critères de rupture comme celui de Murell [1695] que nous n'aborderons pas dans ce présent travail.

- **Critère de rupture de Hoek et Brown**

En 1980, Hoek et Brown ont proposé une relation entre les contraintes principales maximales et minimales pour déterminer la résistance des roches intactes et des massifs

rocheux fracturés . Le premier a travaillé sur la rupture des roches intactes et le second a fait une étude de modélisation sur le comportement des massifs rocheux.

Le critère de Hoek et Brown est le plus utilisé en mécanique des roches car il peut être utilisé aussi bien dans les roches saines que dans les massifs fracturé. Ce critère peut être exprimé à partir de la relation suivante :

$\sigma 1' = \sigma 3' + \sqrt{(m\sigma c \sigma 1' + s\sigma c2)}$

Où : $\sigma 1'$ et $\sigma 3'$: respectivement contrainte effective principale majeure et mineure à la rupture ;

σc : La résistance à la compression uniaxiale de la roche intacte ;

m, s : constantes du matériau. (s dépend de l'état et du degré de fracturation du massif ; s=1 pour les roches intactes).

L'utilisation du critère de Hoek-Brown pour estimer la résistance et la déformabilité d'un massif fracturé, nécessite d'estimer trois propriétés du massif rocheux:

1. La résistance à la compression uniaxiale σci de la roche intacte ;
2. La valeur de la constante *m* de Hoek-Brown pour la roche intacte mi ;
3. La qualité du massif rocheux, déduite soit des tableaux établis par Hoek-Brown avant 1992, soit de la valeur du *Géological Strength Index* GSI pour le massif rocheux malgré que ces critères soient largement utilisés en ingénierie, leur habilité à considérer la résistance anisotropique et l'effet d'échelle demeure limitée .

1 Méthodes de classification des massifs rocheux

1.1 Système du RMR (Rock Mass Rating) de Bieniawski

. Ce système repose sur

L'attribution d'une note à 6 paramètres [49] :

1. La résistance à la compression simple de la roche saine σc;
2. L'indice RQD du massif rocheux ;
3. L'espacement moyen des discontinuités ;
4. L'état général des discontinuités (ouverture, persistance, rugosité...) ;
5. Les conditions hydrogéologiques du massif rocheux (débit d'eau entrant dans l'ouvrage, l'observation qualitative des venues d'eau, etc.) ;
6. L'orientation des discontinuités par rapport aux directions représentatives du problème traité

Tableau III.4 : Valeur du paramètre de réduction R6 en fonction du pendage et de l'orientation du tunnel

	Indicateur de pendage d'orientation des joints		Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable
Tunnel	Note	Tunnel	0	-2	-5	-10	-12
	Direction perpendiculaire à l'axe du tunnel				Direction parallèle à l'axe du tunnel		
	Dans le sens du pendage		Dans le sens contraire du pendage				
	P :45°-90°	P : 20°-45°	P : 20°-45°	P : 20°-45°	P : 45°-90°	P : 20°-45°	P : 0°-20°
	Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable	Moyen	Défavorable
Note pour les Fondations			0	-2	-7	-15	-25
Note pour les Talus			0	-5	-25	-50	-60

Tableau III.5 : Paramètres de classification des roches et notes de pondération

Paramètres			**Coefficients**						
1	Résistance de la roche (MPa)	Indice de Franklin (MPa)	□10	4-10	2-4	1-4	Indice de Franklin non utilisable		
		Résistance à la compression (MPa)	□ 250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	□ 1
	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 (m)		□ 2	0.6-2	0.2-0.6	0.06-0.2	□ 0.06		
	Note		20	15	10	8	5		
4	Nature des joints		Surfaces très rugueuses non continues. Epontes en contact. Epontes non altérées	Surfaces légèrement rugueuses. Epaisseur □1mm. Epontes non altérées.	Surfaces légèrement rugueuses. Epaisseur □ 1mm. Epontes altérées.	Surfaces lustrées ou remplissage □ 5mm ou joints ouverts 1 à 5mm joints	Remplissage mou □5 mm ; joints ouverts □5mm ou joints continus		

						continus	
	Note		30	25	20	10	0
5	Venues d'eau	Débit sur 10 m	Aucune venue d'eau	10 l/min	10-25 l/min	25-125 l/min	125 l/min
		Pression d'eau contrainte principale	0	0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	0.5
		Hydrogéologie	Complètement sec	Humide	Suintements (eau interstitielle)	Pression d'eau modérée	Problèmes sérieux de venues d'eau
	Note		15	10	7	4	0

Tableau III.6 : Classe et propriétés de la masse rocheuse en fonction du RMR

Note globale RMR	**100-81**	**80-61**	**60-41**	**40-21**	**20**
Classe de rocher et description	1 Très bon rocher	2 Bon rocher	3 Rocher moyen	4 Rocher médiocre	5 Rocher très médiocre
Cohésion *Cm* (KPa)	400	300-400	200-300	100-200	100
Angle de frottement interne Φm (°)	45	35-45	25-35	15-25	15
Temps de tenue moyen	20 ans pour 15m de portée	1an pour 10m de portée	1 semaine pour 5 m de portée	10 heures pour 2.5 de portée	30 mn pour 1m de portée

Tableau III.7 : recommandation pour le soutènement selon Z. BIENIAWSKI

	Type de soutènement

Classe de la roche	Boulons d'encrages		Béton projeté			Cintres métalliques	
	Espace-ment	Complément d'ancrage	Voûte	Piédroits	Complément de soutènement	Type	Espace ments
1	Généralement pas nécessaire						
2	1.5-2.0m	Occasionnel-lement	50mm	Néant	Néant	Non rentable	
3	1.0-1.5m	Treillis soudé+ 30mm de béton projeté en voûte	100 mm	50mm	Occasionnel-lement treillis et boulons si nécessaire	Cintres légers	1.5-2.0
4	0.5-1.0m	Treillis soudé+30-50mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150 mm	100mm	Treillis soudé et boulons de 2 à 3m d'espacement	Cintres moyens+50 mm de béton projeté	0.7-1.5
5	Non recommandé		200mm	150mm	Treillis soudé et boulons et cintres légers	Immédiatem ent 80mm de béton projeté puis cintres lourds	0.7m

1.2 Le système Q Barton (1974)

A partir des 6 paramètres choisis par la méthode

- **R.Q.D :** est le Rock Quality Designation de Deere. Pour RQD 10, on attribuera la valeur par défaut 10 au RQD ;
- **Jn** : représente le nombre de familles principales de discontinuités, Jn[0.5 ; 20] ;
- **Jr :** caractérise la rugosité des faces des joints, Jr [1;4] ;
- **Ja :** définit le degré d'altération des joints (épaisseur du joint et nature du matériau de remplissage), Ja [0.75 ; 20] ;
- **Jw :** spécifie les conditions hydrogéologiques : importance des venues d'eau de pression, Jw [0.05 ; 1] ;

- **SRF :** (Stress Réduction Factor) précise l'état des contraintes dans le massif, SRF□[0.5 ; 20] ;

- **Tableau III.8:** Classification de la qualité de la roche

Valeurs de Q	Classe	Qualité du massif rocheux
400-1000	A	Exceptionnellement bonne
100-400	A	Extrêmement bonne
40-100	A	Très bonne
10-40	B	Bonne
4-10	C	Moyenne
1-4	D	Mauvaise
0.1-1	E	Très mauvaise
0.01-0.1	F	Extrêmement mauvaise
0.001-0.01	G	Exceptionnellement mauvaise

Tableau III.9 : Paramètre Jn description et indices de joints

Indice des familles de joints		Jn
A	Rocher massif, joints rares ou absents	5-1.1.0
B	Une famille de joints	2
C	Une famille + joints erratiques	3
D	Deux familles	4
E	Deux familles+ joints erratiques	6
F	Trois familles	9
G	Trois familles + joints erratiques	12
H	Quatre familles ou plus, joints erratiques, fracturation très dense, ''morceaux de sucre'', etc…	15
J	Rocher broyé, meuble	20

Note : 1- Pour les croisements des galeries ou de tunnels, adopter (3.0 x Jn) ; 2- Pour les têtes d'accès, adopter (2.0 x Jn) ;

3-Le paramètre Jn est souvent influencé par la foliation, la schistosité, le clivage ou la stratification du rocher. Si ces phénomènes son bien marqués, il faut évidemment considérer ces joints parallèles comme une famille. Par contre si peu de joints sont visibles, ou si la fréquence de rupture des carottes par suite de ces phénomènes est faible, il convient alors d'en tenir compte sous la rubrique « joints erratiques ».

Indice de rugosité des joints		Jr
	(a) Epontes en contact ; (b) Epontes en contact après cisaillement de moins de 10 cm	
A	Joints discontinus	4
B	Joints ondulés, rugueux ou irréguliers	3
C	Joints ondulé, lisses	2
D	Joints ondulés, striés (lisses, luisants, polis)	1.5

E	Joints plans, rugueux ou irréguliers	1.5
F	Joints plans, lisses	1.0
G	Joints plans, striés	0.5

Influence de l'eau en charge		Jw	Pression d'eau approximative (kg/cm^2)
A	Excavation à sec ou faibles venues d'eau (□5 l/mn localement)	1.00	□ 1.0
B	Venue d'eau ou pressions faibles, débourrage occasionnel au droit d'un joint	0.66	1.0-2.5
C	Fortes venues d'eau ou pression importante, débourrages fréquents	0.50	2.5-10.0
D	Très fortes venues d'eau hors des tirs, diminuant ensuite avec le temps	0.33	2.5-10.0
E	Très fortes venues d'eau ou pression très importante sans réduction notable avec le temps	0.20-0.10	□10.0
F	Très fortes venue d'eau ou pressions très importantes sans réduction notable avec le temps.	0.10-0.05	□10.0

TableauIII.12 : Paramètre Jw description et indices de joints

(b) Rocher sain, problèmes de contraintes in situ		Rc/σ1	Rt/σ1	SRF
H	Contraintes faibles, excavation peu profonde	□200	□13	2.5
J	Contraintes moyennes	200-10	13-0.66	1.0
K	Contraintes importantes, structure très serrée (condition normalement favorable à la stabilité mais peut être défavorable à la tenue des piédroits)	10-5	0.66-0.33	0.5-2
L	Quelques '' coups de toit'' (rocher massif)	5-2.5	0.33-0.16	5-10
M	''coups de toit '' importants (rocher massif)	□ 2.5	□0.16	10-20

(a) Rocher sain, problèmes de contraintes in situ		ESR	N
A	Galeries temporaires de mines, etc.	Env. 3.5 ?	(2)
B	Puits verticaux :		

	- Section circulaire	Env. 2.5 ?	(0)
	- Section rectangulaire/carrée	Env. 2.0 ?	(0)
C	Galeries permanentes de mines, galeries hydrauliques d'aménagements hydro-électriques (à l'exclusion des galeries à forte charge), galeries pilotes, etc.	1.6	(83)
D	Salles de stockage, usine de traitement d'eau, tunnels secondaires routiers et ferroviaires, cheminées d'équilibre, galeries d'accès, etc.	1.3	(25)
E	Usines électriques, principaux tunnels routiers et ferroviaires, abris atomiques, entrées en galeries, croisement, etc.	1.0	(79)
F	Usines nucléaires, gares ferroviaires, aménagements sportifs ou publics, installations industrielles, etc.	Env. 0.8	(2)

Tableau III.14: Coefficient ESR (Excavation Support Ratio) pour divers types d'ouvrages souterrains

Quant au soutènement provisoire qu'on devrait adopter, N. BARTON propose tout d'abord de remplacer ESR par 1.5ESR, et par la suite de remplacer Q (voûte) par 5Q (voûte) et Qp (piédroits) par 5Qp (piédroits).

1.3 Le GSI modifié

- **SCR (*Surface Condition Rating*) :** indice obtenu par la sommation de 3 paramètres décrivant le taux d'altération (Rw), de rugosité (Rr) et de remplissage des discontinuités (Rf).

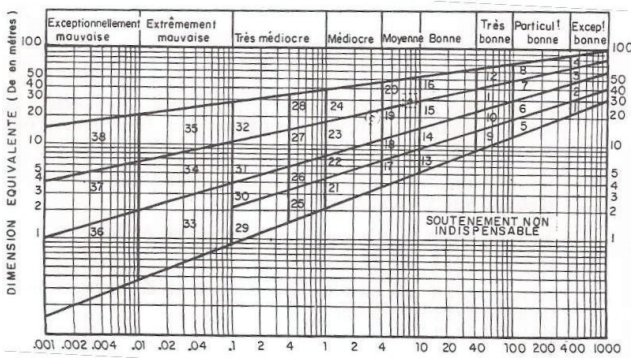


Tableau III.15: Détermination de la valeur de SCR [37]

Taux	Qualifications				
Rugosité (Rr)	Très rugueux (6)	rugueux (5)	Légèrement rugueux (3)	Lisse (1)	Contours lisses (0)
Altération (Rw)	Aucun (6)	Légèrement altéré (5)	Moyennement altéré (3)	Fortement altéré (1)	Décomposé (0)
Remplis-sage (Rf)	Aucun (6)	Dur 5 mm (4)	Dur 5mm (2)	Tendre 5mm (2)	Tendre 5 mm (0)

La courbe semi-logarithmique (voir Fig.**III.6**) permet de déduire une valeur du SR, à partir de la mesure de la densité volumique des joints (Jv).

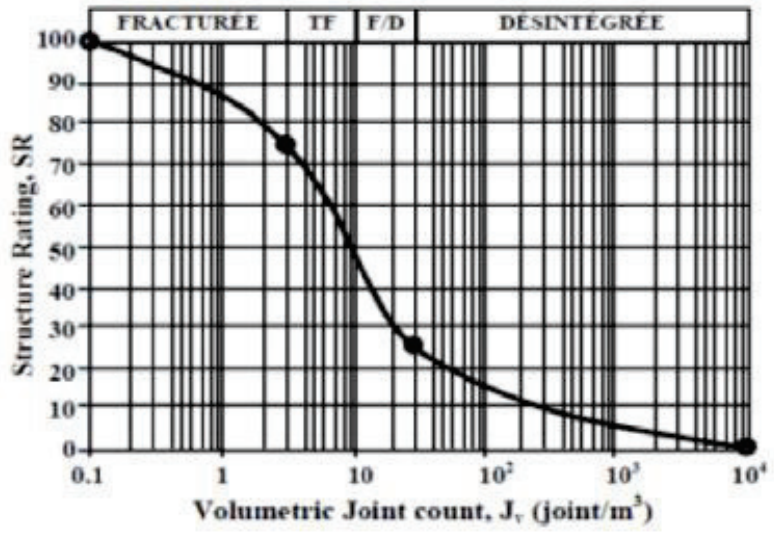


Figure. III.6 : Diagramme de SR en fonction de Jv

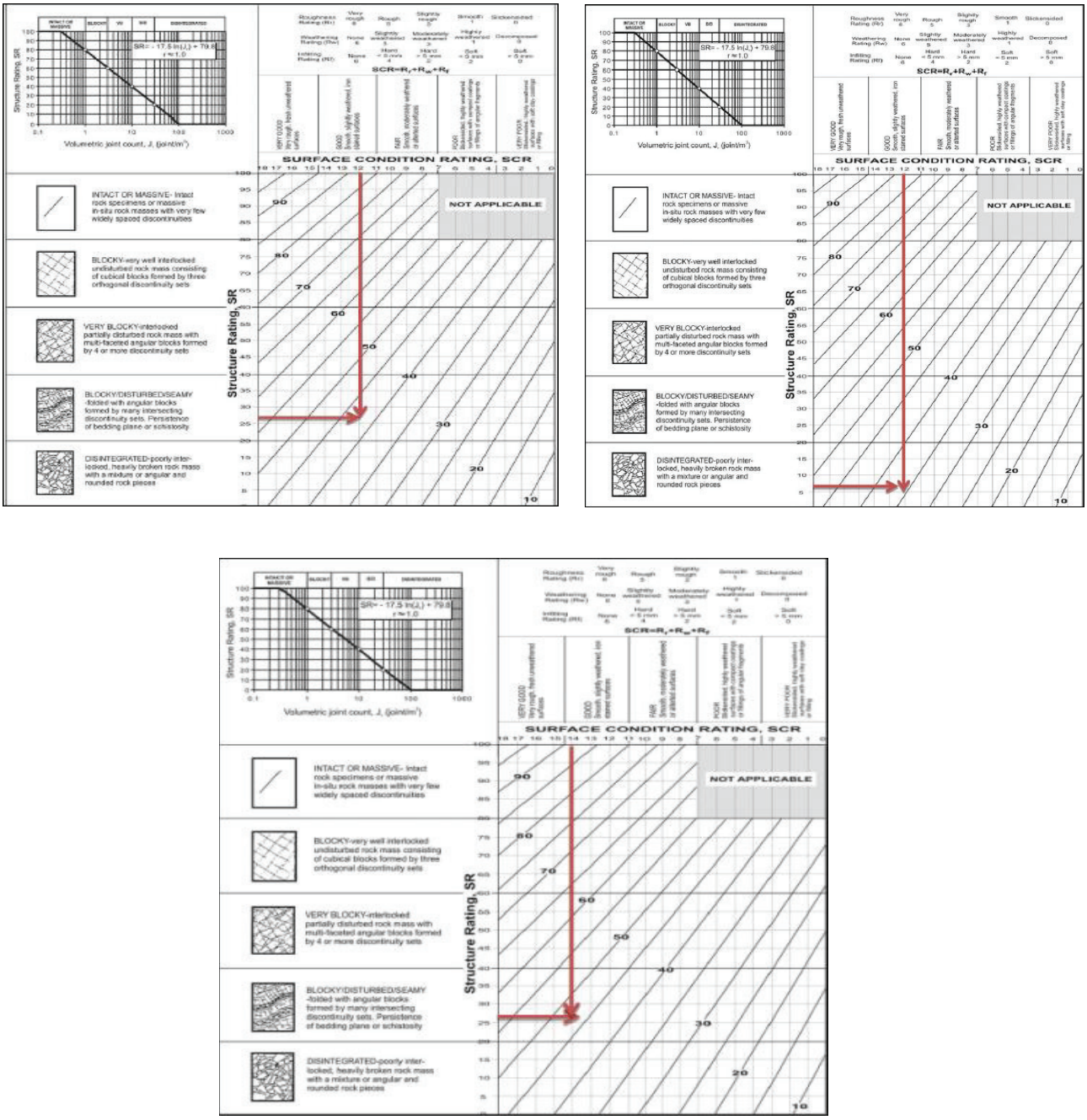
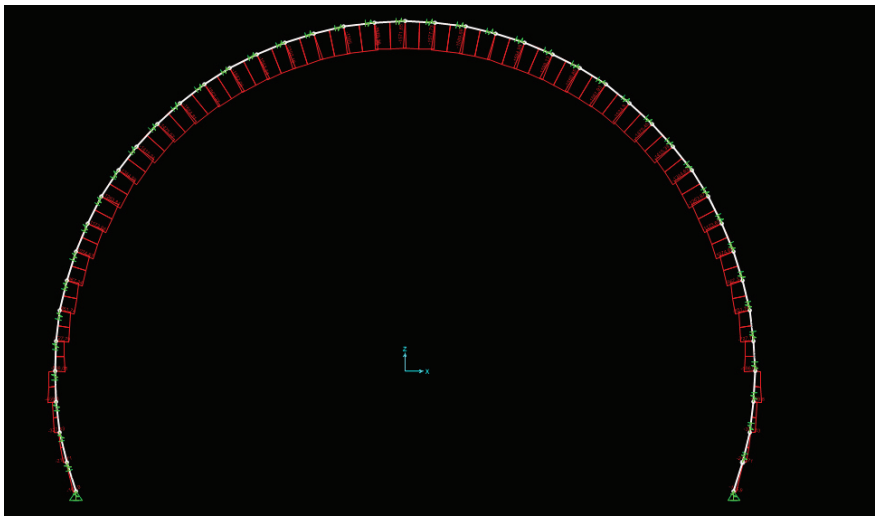
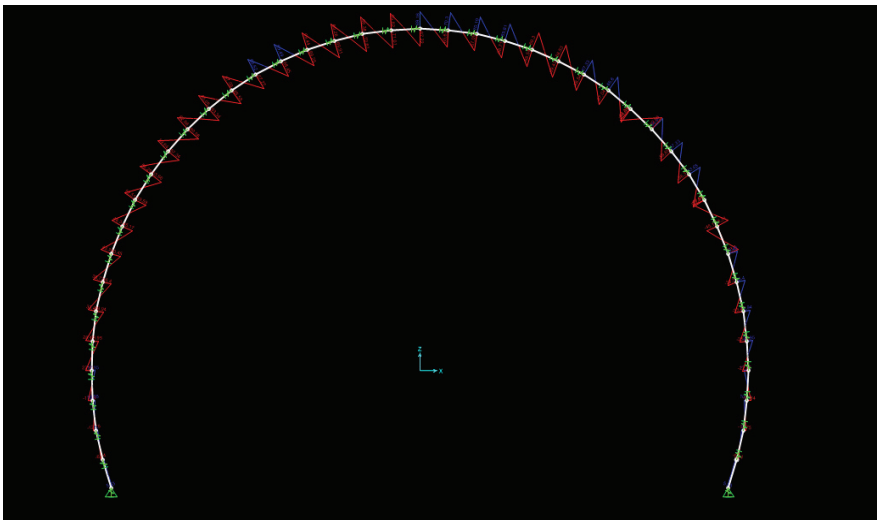


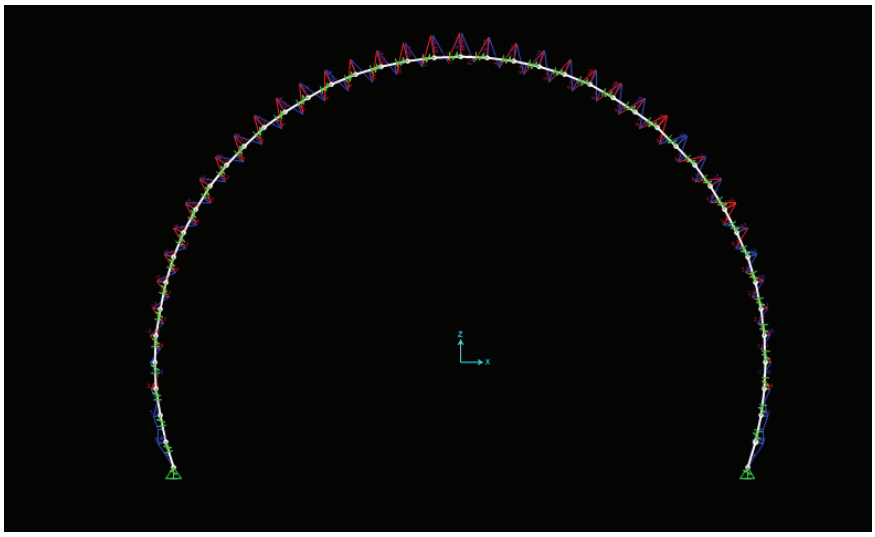
Figure. III.6 : paramètre de GSI

PK 21+100-PK 21+180 :

EFFORT NORMAL, TRANHANT ET MOMENT (respectivement) **:**

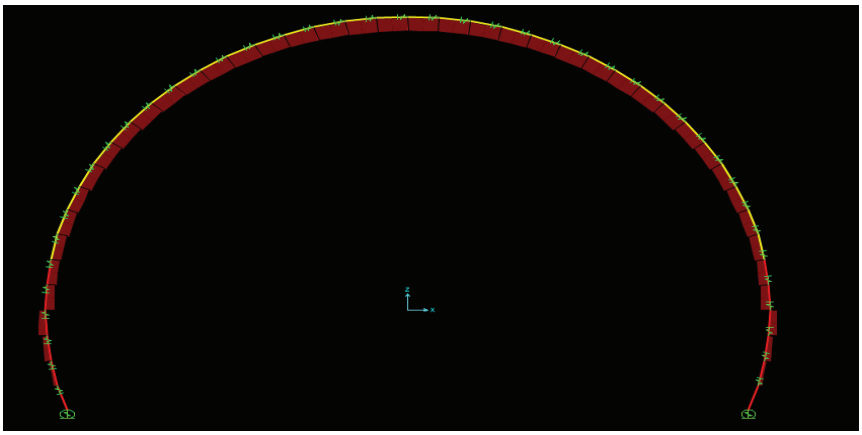


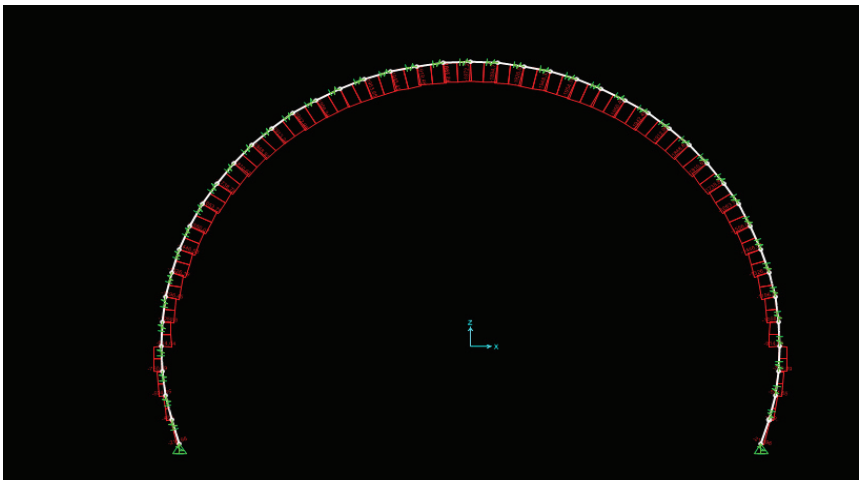


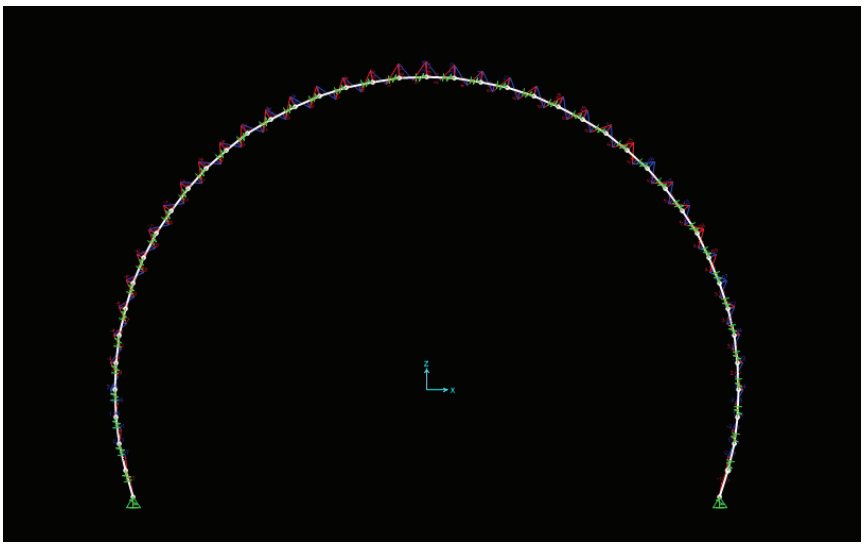


PK 21+180-PK 21+850 :

EFFORT NORMAL, TRANHANT ET MOMENT (respectivement) **:**

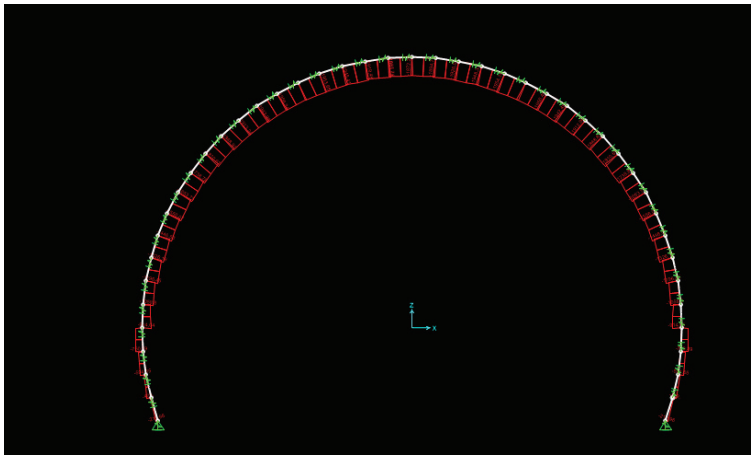


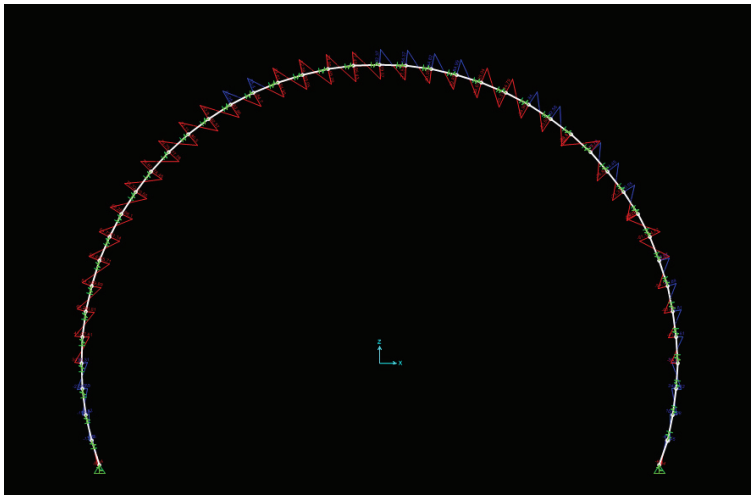


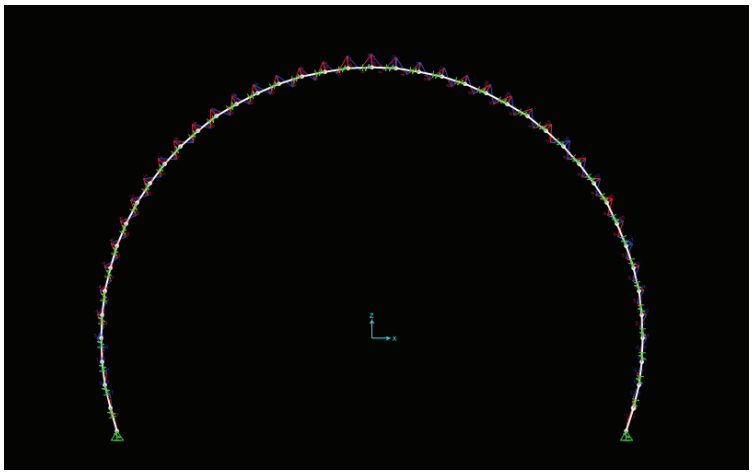


PK 21+850-PK 21+950 :

EFFORT NORMAL, TRANHANT ET MOMENT (respectivement**) :**

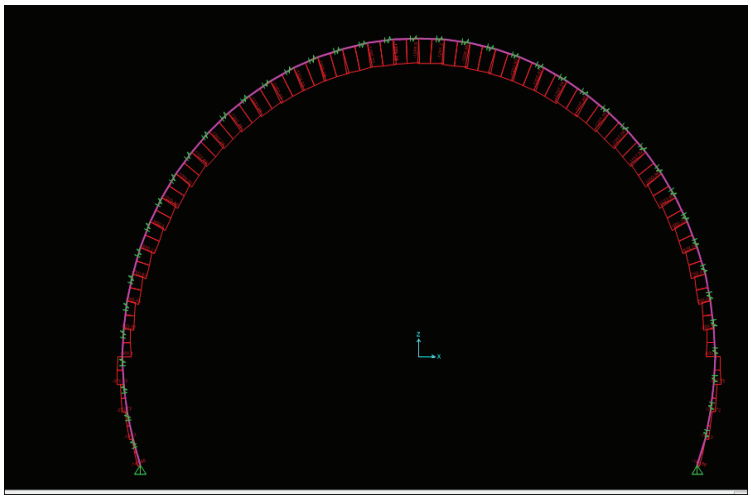


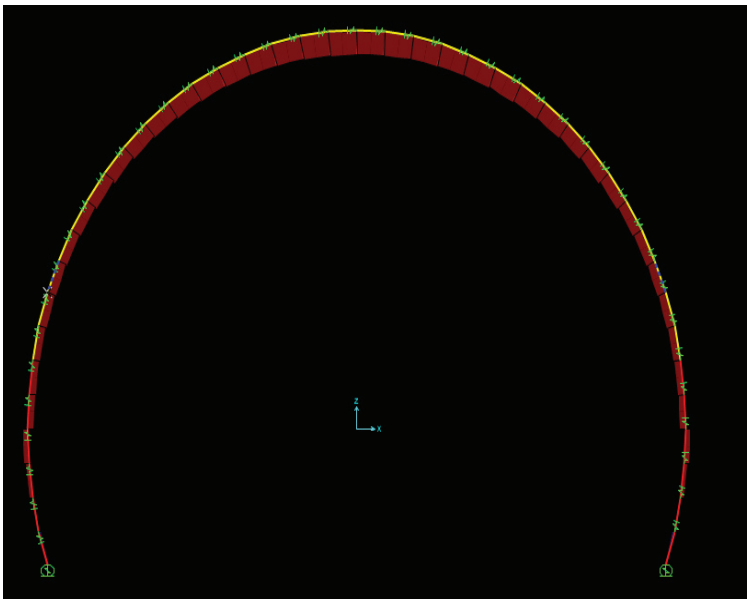


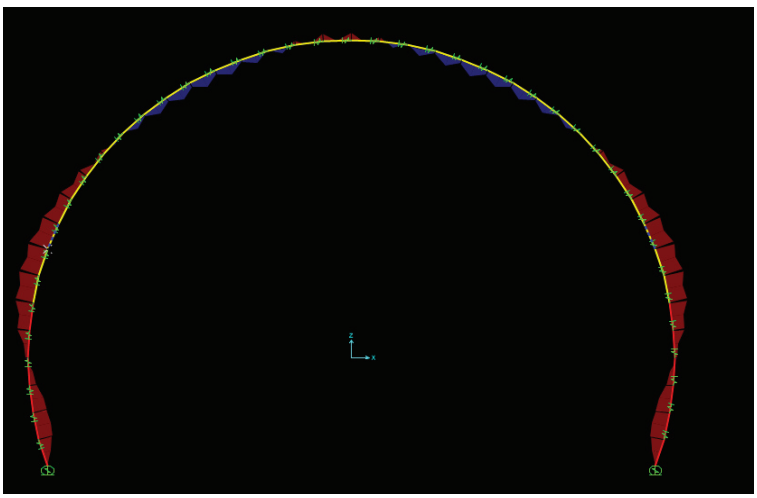


PK 21+100 – PK 21+180 :

EFFORT NORMAL, TRANCHANT ET MOMENT (respectivement) :



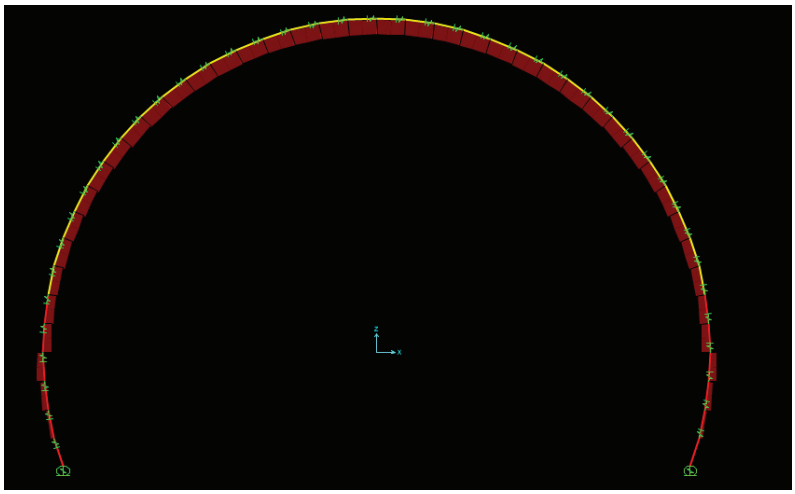


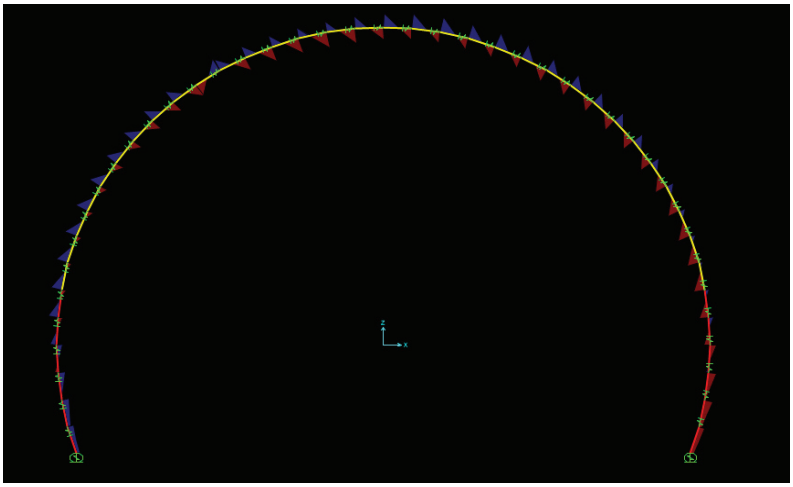


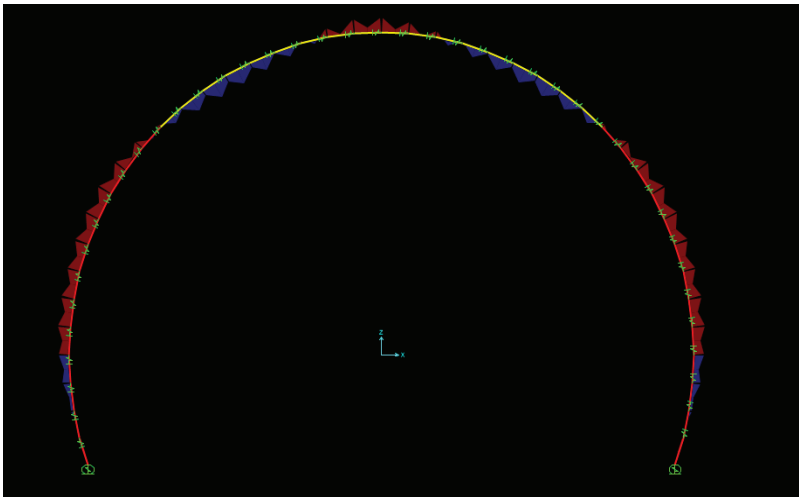
ANNEXE 5(REVETEMENT DÉFINITIF)

PK 21+180 – PK 21+850 :

EFFORT NORMAL, TRANCHANT ET MOMENT (respectivement) :







PK 21+850 – PK 21+940 :

EFFORT NORMAL, TRANCHANT ET MOMENT (respectivement) :

