



Université Abderrahmane Mira de Bejaia

Faculté de Technologie

Département des Mines et géologie

Memoire de Fin d'Etudes

En vue de l'obtention du Diplôme de Master en Mines

Option : Exploitation Minière

Présenté par :

Mr. KEITA Alpha Mamoudou Talibé

Thème

Caractérisation et modélisation d'une phase de creusement d'un tunnel (cas du Tunnel d'Ait Yahia Moussa - wilaya de Tizi-Ouzou)

Soutenu le 06 / 07/2017 devant le jury composé de :

Président :	Mr. MAZA M.	Pr	UAM BEJAIA
Encadreur :	Mr. BOUKARM R.	MAB	UAM BEJAIA
Examineur :	Mr. MAZARI M.	MAA	UAM BEJAIA
Invitée :	Mlle. BOUCIF R.	Doctorante	USTHB Alger

Année Universitaire : 2016-2017

Remerciements

Pour la réalisation de ce travail, je tiens à remercier tout d'abord Allah le tout puissant qui m'a accordé la santé et le courage de terminer ce travail.

Tout au long de la réalisation de cette étude, il m'a été toujours agréable et profitable de bénéficier des conseils et orientations judicieux de mon encadreur Mr BOULKRAM Riadh c'est pourquoi je tiens à lui exprimer ma gratitude, ma reconnaissance et mon profond respect.

Un grand merci à l'endroit de mon chef de Département, Mr MAZA Mustapha pour m'avoir accueilli dans son Département et pour ses conseils et orientations durant mon cycle universitaire.

A tous les professeurs du Département des Mines et Géologie, qui s'adonnent à fond dans leur travail, et nous préparent pour notre avenir, je leur adresse un grand merci.

J'adresserai particulièrement ma gratitude à Mme BOUZIDI Nedjma, Mme SOUCI Zahia, Mr DJEMA Ama, qui ont également été là pour moi durant mon cycle, m'ont orienté et prodigué leurs sages conseils.

Je remercie également l'Agence Nationale des Autoroutes, en particulier le Directeur du projet de la pénétrante Mr AIT KACI Abdelaziz, Mr NEBBOU Mohamed (Chef de la section II), mes encadreur Mr DJAMMAL Omar et Mr ALIOUANE Djamel, Mr LAAZIB Abderahim, Mr MOUSSAOUI Ali (laboratoire BCS) pour m'avoir facilité la réalisation de mes études sur le terrain.

Une grande reconnaissance à l'endroit de Mlle CHETTAH Katia, Mlle BOUCIF Rima, Mlle BAAZIZ Amina, qui se sont adonné à cœur joie, sans ménager aucun effort afin de me permettre de terminer ce travail à temps.

A tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin, dans la réalisation de ce travail, je leur exprime un grand merci.

A ma famille

A ma chère patrie (La GUINEE)

Sommaire

Sommaire

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

Introduction générale	1
-----------------------------	---

Chapitre I : Les massifs rocheux

I.1. Introduction.....	2
I.2. Origines des massifs rocheux.....	2
I.3. Caractérisation des massifs rocheux.....	3
I.3.1. Paramètres physico-mécaniques utiles à l'identification des roches	3
I.3.2. Critères de rupture.....	13
I.3.3. Les discontinuités dans les massifs rocheux	15
I.3.4. L'eau dans le massif.....	21
I.4. Conclusion	22

Chapitre II : Construction des tunnels

II.1. Introduction.	23
II.2. Critères de classification des tunnels.	23
II.3. Méthodes de dimensionnement des tunnels.	24
II.3.1. Méthodes semi-empiriques.	26
II.3.2. Méthodes analytiques	28
II.3.3. Méthodes numériques	31
II.4. Méthodes d'abattage dans les tunnels.	35
II.4.1. Abattage à l'explosif.....	35
II.4.2. Abattage mécanique.	37
II.5. Méthodes d'excavation de la section d'un tunnel.	38
II.5.1. Excavation à pleine section et demi-section.	38
II.5.2. Excavation par section divisée.	39
II.6. Méthodes de soutènement des tunnels.	40

II.6.1. Equipements de soutènement.	41
II.6.2. Contrôle du front de taille.	43
II.7. Auscultation.	43
II.7.1. Importance des auscultations.	43
II.7.2. Types de mesures.	43
II.8. Conclusion	45

Chapitre III : Caractérisation et classification des massifs rocheux

III.1. Introduction.	46
III.2. Phases de reconnaissance.	45
III.2.1. Etablissement d'un modèle géologique.	47
III.2.2. Etablissement d'un modèle mécanique (et hydrogéologique).	47
III.3. Méthodes de reconnaissance	47
III.3.1. Levés géologiques de surface :	48
III.3.2. les reconnaissances par puits et galeries	48
III.3.3. Sondages carottés et autres essais mécaniques	48
III.3.4. Télédétection	49
III.3.5. la reconnaissance géophysique.	49
III.4. Méthodes de classification des massifs rocheux.	50
III.4.1. Le Rock Quality Designation (R.Q.D).	52
III.4.2. Système du RMR (Rock Mass Rating) de Bieniawski.	55
III.4.3. Le système Q Barton (1974).	60
III.4.4. Le système GSI (<i>Geological Strenght Index</i>).	70
III.4.5. Recommandations de l'AFTES (<i>Association Française des Travaux et de l'Espace Souterrain</i>).	73
III.4.6. Corrélation entre les systèmes de classification.	76
III.5. Conclusion.	76

Chapitre IV : Présentation du cas d'étude

IV.1. Introduction.	77
IV.2. Situation géographique	77
IV.3. Contexte géologique.	78
IV.3.1. Géologie régionale.	78
IV.3.2. Géologie locale.	82
IV.3.3. Hydrogéologie.	84
IV.3.4. Sismicité.	85

IV.4. Description du Tunnel	86
IV.5. Description des investigations et essais réalisés lors de l'étude du tunnel.	87
IV.5.1. Levers structuraux des discontinuités.	87
IV.5.2. Sondages de reconnaissance.	96
IV.5.3. Essais pressiométriques (Ménard).	97
IV.5.4. Essais d'eau Lefranc.	97
IV.5.5. Essais Lugeon.	98
IV.5.6. Essais géophysiques.	98
IV.5.7. Test de laboratoire.	102
IV.6. Paramètres géotechniques des différentes unités du tunnel.	102
IV.7. Classification du massif.	103
IV.7.1. Détermination du RMR	103
IV.7.2. Détermination de l'indice Q Barton	106
IV.7.3. Discussion des résultats	108
IV.8. Conclusion.....	112
Chapitre V : Modélisation d'un tronçon du tube droit par Plaxis 3D Tunnel 1.2	
V.1. Introduction	113
V.2. Principe de la modélisation par Plaxis 3D	113
V.3. Processus de modélisation.....	113
V.3.1. Paramètres géométriques du modèle et de l'ouvrage	113
V.3.2. Propriétés géomécaniques du massif rocheux et des éléments de soutènement.....	114
V.3.3. Conditions aux limites.....	115
V.3.4. Génération du maillage	115
V.3.5. Identification des conditions initiales	116
V.3.5. Phases de réalisation des travaux	117
V.4. Analyse et Discussion des résultats	119
V.4.1. Résultats des calculs effectués	120
V.4.2. Analyse des résultats	121
V.5. Conclusion	132
V.5. Conclusion générale.....	133
Références bibliographiques	
Annexes	

Liste des tableaux

Tableau I.1. Classes de raideur (inverse de la déformabilité) de la matrice rocheuse	10
Tableau I.2. Classes de déformabilité du massif rocheux	11
Tableau I.3 : Valeurs de la constante du matériau m de quelques types de roches	15
Tableau II.1 : Hauteur du terrain décomprimé au-dessus d'une cavité).	27
Tableau III.1. Systèmes de classification de massif rocheux.....	51
Tableau III.2 : Classification de la roche suivant la valeur du R.Q.D	52
Tableau III.3 : Classification des densités volumétriques	53
Tableau III.4 : Valeur du paramètre de réduction R_6 en fonction du pendage et de l'orientation du tunnel	56
Tableau III.5 : Paramètres de Classification des roches et notes de pondération (Bieniawski, 1989)	57
Tableau III.6 : Classe et propriétés de la masse rocheuse en fonction du RMR [101] (p 51)	58
Tableau III.7 : recommandation pour le soutènement selon Z. BIENIAWSKI [13] (p 33) ..	58
Tableau III.8: Classification de la qualité de la roche (Barton et al, 1974).	61
Tableau III.9 : Paramètre J_n description et indices de joints	63
Tableau III.10 : Paramètre J_r description et indices de joints	63
Tableau III.11 : Paramètre J_a description et indices de joints	64
Tableau III.12 : Paramètre J_w description et indices de joints	65
Tableau III.13 : Paramètre SRF, description et indices)	66
Tableau III.14: Coefficient ESR (Excavation Support Ratio) pour divers types d'ouvrages souterrains	68
Tableau III.15: Détermination de la valeur de SCR)	72
Tableau III.16 : Choix du type de soutènement en fonction de la valeur des paramètres décrivant les discontinuités).	75
Tableau IV.1 Caractéristiques géométriques du tunnel.....	86
Tableau IV.2 Lever structural de la station A.....	96
Tableau IV.3 Lever structural de la station B.....	92
Tableau IV.4 Lever structural de la station C.....	93
Tableau IV.5 Lever structural de la station D.....	94
Tableau IV.6 Lever structural de la station E	95
Tableau IV.7 : Paramètres des sondages	96
Tableau IV.8 : Valeurs du RQD dans le massif	97
Tableau IV.9: Estimation des Coefficients de perméabilité dans le massif	98

Tableau IV.10 : Données obtenues de l'essai Lugeon	98
Tableau IV.11 : Résultats des essais sismiques face à l'entrée Nord du tunnel	99
Tableau IV.12 : Résultats des essais sismiques à la droite de l'entrée nord du tunnel	100
Tableau IV.13 : Résultats des essais sismiques en haut de l'entrée Nord du tunnel	101
Tableau IV.14 : Résultats des essais à la compression uniaxiale	102
Tableau IV. 15 : Propriétés géomécaniques du massif rocheux	102
Tableau IV. 16 : Classification RMR de la section étudiée	104
Tableau IV.17 : Dispositif de soutènement selon la valeur de RMR	105
Tableau IV.18: Paramètres de Q Barton obtenus	106
Tableau IV.19 Description des éléments du système de soutènement du tunnel	109
Tableau IV.20. Rigidité équivalente des combinaisons (Béton+ cintres) et (Boulons + coulis de ciment)	111
Tableau V.1 : Caractéristiques géométriques du tunnel	114
Tableau V.2: Propriétés géomécaniques recommandées pour le massif	114
Tableau V.3 : Paramètres de soutènement à utiliser dans le Plaxis	115
Tableau V.4 : Paramètres du soutènement à utiliser dans le Plaxis	120

Liste des figures

Figure I.1 : Transformation des roches en fonction du degré de métamorphisme.	3
Figure I.2 : Schéma d'un dispositif d'essai Lugeon	6
Figure I.3 : dispositif d'un essai de compression uniaxiale.....	7
Figure I.4 : Evolution de la fracturation lors d'un essai de compression uniaxial	8
Figure I.5 : Schéma d'un dispositif d'essai de compression triaxiale	9
Figure I.6 : Critère de résistance de Mohr-Coulomb représenté dans le plan (τ, σ).	14
Figure I.7 : Exemples de différents types de joints, (a)- Diaclases ; (b)- Plans de schistosité ; (c)- Failles ; (d)- Stratification	17
Figure I.8 : Caractéristiques des discontinuités dans un massif rocheux	19
Figure I.9 : Représentations stéréographiques d'une discontinuité par la méthode de Lambert	21
Figure II.1 : Sections transversales de quelques mètres en France	24
Figure II.2 : Démarche générale des projets géotechniques pour le dimensionnement des tunnels	25
Figure II.3 : Zone décomprimée au-dessus d'une cavité	26
Figure II.4 : Schémas des phénomènes de chargement et de déchargement	28
Figure II.5 : Contrôle du phénomène de convergence	29
Figure II.6. Graphique total convergence-confinement	29
Figure II.7 : Pression fictive au voisinage du front de taille et graphique convergence- confinement	30
Figure II.8 : Réactions hyperstatiques	32
Figure II.9 : Raffinage d'un maillage de (1) vers (2) lors d'une modélisation par Plaxis 3D Tunnel 1.2	34
Figure II.10 : Exemple d'éléments finis	34
Figure II.11 : Schéma d'un plan de tir séquentiel	37
Figure II.12 : Machines d'abattage mécanique	38
Figure II.13 : Excavations par pleine et demi section	39
Figure II.14 : excavations par section divisée	40
Figure II.15 : Exemples de boulons d'encrages utilisés dans le soutènement	41
Figure II.16 : Voûtes parapluies utilisées dans le tunnel situé entre Bouira et Draa-El-Mizan (Avril-2017)	41
Figure II.17 : Treillis soudés et du béton projeté utilisés au tunnel d'Ait Yahia Moussa (Avril-2017).	42

Figure II.18 : Barres métalliques pour les cintres (HEB 200) utilisés dans le tunnel d'Ait Yahia Moussa (Avril-2017)	42
Figure II.19 : Cibles de déformation dans le Tunnel d'Ait Yahia Moussa (Avril-2017)	44
Figure II.20 : Mesures de convergence au fil invar (Distomètre_Distomatic)	44
Figure III.1 : Exemple de Photo-interprétation	50
Figure III.2 : Une caisse de carotte du tunnel d'Ait Yahia Moussa (26/04/2017)	52
Figure III.3 : Type de soutènement en fonction du R.Q.D et de la portée du tunnel	54
Figure III.4 : Schéma montrant les 38 catégories de soutènement	62
Figure III.5 : Schéma reliant Q, De et les catégories de soutènement	62
Figure III.6 : Diagramme de SR en fonction de J_v	73
Figure IV.1 : Carte schématique localisant la zone d'étude	77
Figure IV.2 : Carte schématique montrant les domaines géomorphologiques en Algérie	78
Figure IV.3 : Orogène alpin peri-méditerranéen	80
Figure IV.4 : Schéma structural simplifié des Maghrébides	80
Figure IV.5 : Coupe générale présentant les chevauchements dans les maghrébides	81
Figure IV.6 : carte sismo-tectonique du nord de l'Algérie montrant les principales structures actives observées dans le Tell	82
Figure IV.7 : Coupe géologique du tunnel	83
Figure IV.8 : Profil longitudinal du tunnel	83
Figure IV.9 : Carte de zonages sismique de l'Algérie	85
Figure IV.10 : Coupe transversale du tunnel (tube droit du portail d'entrée Nord).	86
Figure IV.11 : Localisation des différentes stations d'investigation	87
Figure IV.12 : Photos identifiants des discontinuités sur le site du tunnel d'Ait Yahia Moussa (27/04/2017).....	89
Figure IV.13 : Filon aplitique et altération hydrothermale entrecoupant l'unité de méta-granite en joints rapprochés	89
Figure IV.14 : Veines de quartz allant jusqu'à 50 cm éventuellement observées dans les rochers métagranitiques dans le tunnel vers le PK21+650	90
Figure IV.15 : Dyke aplitique entrecoupant les métagranites dans le tunnel	90
Figure IV.16 : Image satellitaire modifiée matérialisant le tracé du tunnel	96
Figure IV.17 : Image tomographiques face à l'entrée Nord du tunnel	99
Figure IV.18 : Image tomographiques à la droite de l'entrée Nord du tunnel	100
Figure IV.19 : Image tomographiques à la droite de l'entrée Nord du tunnel	101
Figure IV.20 : Schéma représentatif du scellement d'un boulon par le coulis dans le trou de forage.	108
Figure IV.21 : Schéma descriptif de la disposition des éléments de soutènement	111

Figure IV.22: Schéma descriptif du scellement d'un boulon par le coulis dans le trou de forage	111
Figure IV.23 : Schéma descriptif de la disposition des éléments de soutènement	112
Figure V .1 : Présentation de la coupe utilisée dans la modélisation (Plaxis 3D Tunnel 1.2)	114
Figure V .2 : Génération des conditions aux limites (Plaxis 3D Tunnel 1.2)	115
Figure V.3 : Génération du maillage 2D et 3D (Plaxis 3D Tunnel 1.2).....	116
Figure V.4 : Génération des conditions hydrauliques (Plaxis 3D Tunnel 1.2).....	116
Figure V.5 : Génération des contraintes effectives (Plaxis 3D Tunnel 1.2)	117
Figure V.6 : Fenêtre de Calcul montrant les différentes phases exécutées (Plaxis 3D Tunnel 1.2).....	119
Figure V.7 : Présentation des points de référence pour l'étude des déformations (Plaxis 3D Tunnel 1.2).....	120
Figure V.8 : Déplacements totaux dans la phase 1 (Plaxis 3D Tunnel 1.2)	121
Figure V.9 : Déplacements totaux dans la phase 9 (Plaxis 3D Tunnel 1.2)	121
Figure V.10 : Déplacements totaux dans la phase 16 (Plaxis 3D Tunnel 1.2)	122
Figure V.11 : Déplacements horizontaux suivant l'axe (OX) dans la phase 1 (Plaxis 3D Tunnel 1.2)	123
Figure V.12 : Déplacements horizontaux suivant l'axe (OX) dans la phase 9 (Plaxis 3D Tunnel 1.2)	123
Figure V.13 : Déplacements horizontaux suivant l'axe (OX) dans la phase 16 (Plaxis 3D Tunnel 1.2)	124
Figure V.14 : Déplacements verticaux dans la phase 1 (Plaxis 3D Tunnel 1.2)	125
Figure V.15 : Déplacements verticaux dans la phase 3 (Plaxis 3D Tunnel 1.2)	125
Figure V.16 : Déplacements verticaux dans la phase 16 (Plaxis 3D Tunnel 1.2)	126
Figure V.17 : Déplacements horizontaux suivant l'axe (OZ) dans la phase 1 (Plaxis 3D Tunnel 1.2)	127
Figure V.18 : Déplacements horizontaux suivant l'axe (OZ) dans la phase 9 (Plaxis 3D Tunnel 1.2)	127
Figure V.19 : Déplacements horizontaux suivant l'axe (OZ) dans la phase 16 (Plaxis 3D Tunnel 1.2)	128
Figure V.20 : Contraintes totales dans le massif à la phase 1 (Plaxis 3D Tunnel 1.2)	129
Figure V.21 : Contraintes totales dans le massif à la phase 9 (Plaxis 3D Tunnel 1.2)	129

Figure V.22 : Contraintes totales dans le massif à la phase 16 (Plaxis 3D Tunnel 1.2)	130
Figure V.23 : Représentation des déplacements horizontaux et verticaux	130
Figure V.24 : Illustration du déplacement des points ciblé dans la calotte	131
Figure V.25 : Illustration du déplacement des points ciblé dans le stross et au radier.....	131

Liste des Abréviations

A.N.A : Agence nationale des Autoroutes.

O.N.E : ÖZGÜN-NuroI-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.	
m _i : 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]
ν: 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 : pression	[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

La construction des ouvrages en souterrain tels que les tunnels routiers ou ferroviaires, connaît une grande évolution ces dernières décennies, car ils permettent d'éviter des grands encombrements en surface dans les métropoles, et permettent également d'éviter les grands détours dans les reliefs montagneux.

L'excavation de ce type d'ouvrage se fait sur la base d'études géotechniques, à partir desquelles, on estime le comportement général du massif destiné à abriter l'ouvrage. La vérification des pré-dimensionnements obtenus des systèmes de classification est primordiale avant d'entamer les travaux d'excavation, qui, au fur et à mesure de l'avancement, perturbent les états de contraintes initiaux des terrains traversés.

Le tunnel d'Ait Yahia Moussa situé dans la wilaya de Tizi-Ouzou (Algérie), est construit dans un massif métagranitique, présentant de nombreuses discontinuités se déplaçant dans le front de taille au fur et à mesure de l'avancement des travaux. Un glissement dièdre dans la calotte au début des travaux suscite une interrogation quant à la fiabilité de la caractérisation du massif déjà réalisée et à la conformité du soutènement utilisé. Pour répondre à cette question, une caractérisation du massif s'impose suivi d'une validation des paramètres obtenus à l'aide du logiciel de modélisation Plaxis 3D Tunnel. Pour atteindre notre objectif, le travail sera subdivisé en cinq chapitres :

Le premier chapitre sera consacré à l'identification des caractères généraux des roches et des discontinuités.

Le second chapitre traitera des méthodes de réalisation des constructions souterraines.

Dans le troisième chapitre, nous décrirons les méthodes de caractérisation des massifs utilisées en géotechnique.

Le quatrième chapitre est réservé à la description du site du tunnel d'Ait Yahia Moussa sur lequel nous avons mené nos investigations.

Dans le cinquième chapitre, nous allons tenter de vérifier à l'aide de Plaxis 3D Tunnel, les informations obtenues à partir de la caractérisation du site d'étude faite au quatrième chapitre.

Pour finir, nous terminerons par une conclusion générale, des perspectives et recommandations.

Chapitre I :
Les massifs rocheux

I.1. Introduction

Les massifs rocheux sont des assemblages de blocs de roches (matrices rocheuses) ayant des compositions chimiques et minéralogiques identiques ou semblables. Entre les blocs, se trouvent les discontinuités dont les épontes sont en contact ou séparées (elles sont remplies de solide, d'eau, d'air, une combinaison de ces éléments).

Avant d'entamer des travaux de construction dans les massifs rocheux, on doit d'abord identifier les propriétés physico-mécaniques des roches et analyser les réseaux de discontinuités dans le massif.

I.2. Origines des massifs rocheux

La nature compte une grande diversité de roches par leurs compositions chimiques, leur mode de formation, leur structure et leurs compositions minéralogiques. Ces différents paramètres contribuent généralement à leur nomination. Toutes ces diversités se trouvent regroupées dans 3 grandes familles de roches :

- **Les roches magmatiques** : qui sont issues du refroidissement du magma chaud issu de la fusion des roches en profondeur. Si le refroidissement se fait en profondeur (refroidissement lent), on les appelle les roches plutoniques, caractérisées par des cristaux bien formés et visibles à l'œil nu (exemple : les granites). Dans le cas d'un magma qui atteint la surface et caractérisé par un refroidissement rapide, les cristaux sont mal formés peu visibles à l'œil nu ; on les appellera les roches effusives. Les plus répandues sont les basaltes [1].
- **Les roches sédimentaires** : elles sont formées par le dépôt des fragments issus de la désagrégation physique des roches préexistantes causé par des agents tels que l'eau ou le vent, ou par reconstitutions d'éléments à l'aide de phénomènes chimiques ou biologiques tels que les dépôts d'ions en solutions. Dans cette catégorie de roches nous énumérons comme exemple les grès, les roches argileuses, la bauxite, les roches carbonatées, les évaporites. Les roches sédimentaires couvrent 75 % de la surface des continents et la quasi-totalité des fonds océaniques, mais leur épaisseur est limitée [2]
- **Les roches métamorphiques** : elles résultent de la transformation profonde à l'état solide de roches sédimentaires ou magmatiques préexistantes, sous l'effet d'une forte variation de la température et/ou de la pression [1]. Dans cette catégorie de roches, nous avons les schistes, les gneiss, les marbres et les quartzites.

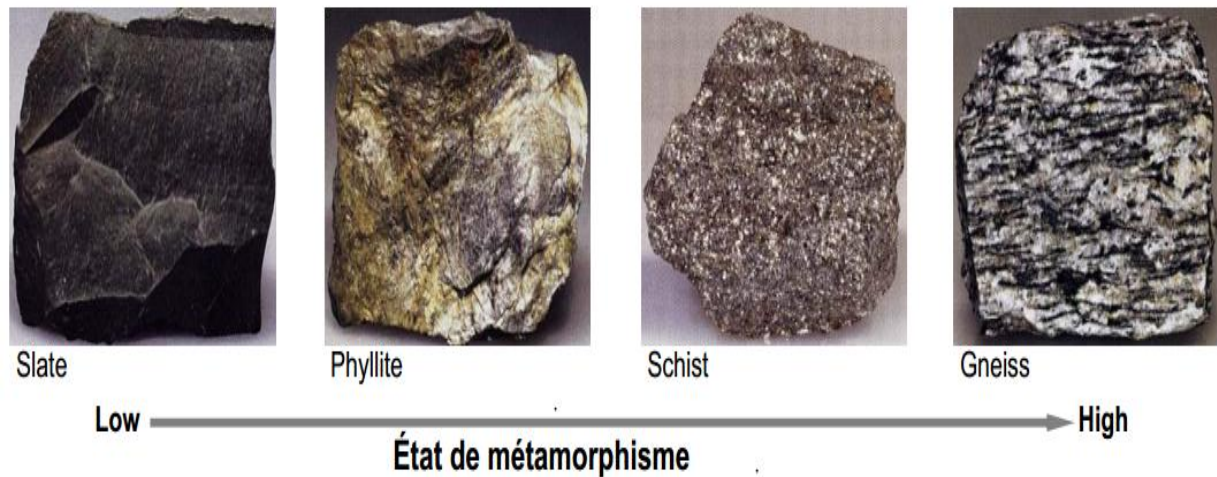


Figure. I.1 : Transformation des roches en fonction du degré de métamorphisme [3].

I.3. Caractérisation des massifs rocheux

I.3.1. 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).

I.3.1.1. La porosité (NF P 94-410-3)

Elle représente plus généralement la présence de vides globuleux (pores) dans le matériau. La porosité est déterminée en faisant le rapport du volume de vide (V_v) sur le volume total (V_t) de l'échantillon.

$$n = \frac{V_v}{V_t} ; [\%] \quad (\text{I.1})$$

I.3.1.2. La masse volumique (NF P 94-410-1/2/3)

C'est la masse du matériau par unité de volume, y compris les vides éventuels. La masse volumique est de l'ordre de 2200 à 2600 kg/m³ pour la majorité des terrains de recouvrement des exploitations minières souterraines (Fine J, 1998) ; pour la plupart des minéraux constituant le sol, elle est de l'ordre de 2500 à 2700 Kg/m³ [7].

I.3.1.3. La densité (NF P94-059)

C'est le rapport de la masse volumique à la masse d'un égal volume d'eau. C'est un nombre sans dimension [5]. Elle est obtenue en faisant le rapport de la masse volumique d'un élément sur la masse volumique de l'élément de référence. Pour les solides et les liquides, l'eau est prise pour référence ($\rho_e = 1 \text{ g/cm}^3$), et pour les gaz, l'air sera la référence ($\rho_a = 1.2 \text{ Kg/m}^3$).

I.3.1.4. 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 [4].

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 (V_p) des ondes obtenues au laboratoire et la vitesse (V_{p*}) obtenue à partir de la composition minéralogique.

I.3.1.5. La teneur en eau (NF P 94-410-1)

Elle représente la quantité d'eau contenue dans un échantillon et se calcule en faisant le rapport de la masse d'eau (M_w) à la masse du solide sec (M_s) :

$$w = \frac{M_w}{M_s} ; [\%] \quad (\text{I .2})$$

I.3.1.6. 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. [1].

Cette perméabilité peut être déterminée à partir de la loi de Darcy qui, fait intervenir le débit Q traversant une surface S d'un matériau (échantillon) et le gradient hydraulique noté i :

$$K = \frac{Q}{S \cdot i} ; [\text{m/s}] \quad (\text{I. 3})$$

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].

a) 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 [14].

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).

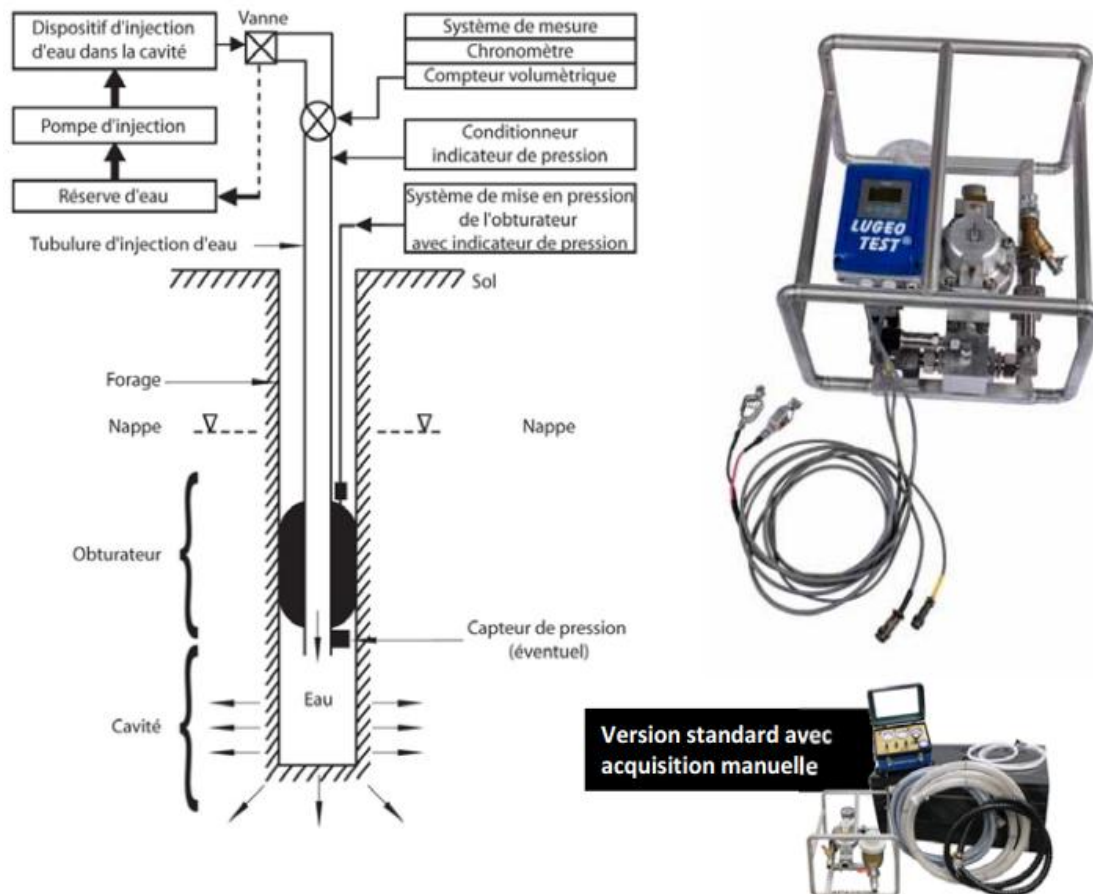


Figure. I.2. Schéma d'un dispositif d'essai Lugeon [14]

I.3.1.7. L'aptitude au gonflement (NF P94-090)

Le phénomène du gonflement correspond à l'augmentation, au cours du temps, du volume de la roche, concomitante à une augmentation de teneur en eau et favorisée par une modification de l'état des contraintes [1]

Le gonflement peut avoir des conséquences néfastes sur les structures adjacentes, voire mettre en cause leur stabilité par les déformations ou les pressions qu'il développe aux limites de l'ouvrage [6].

Trois conditions essentielles sont requises pour la manifestation du phénomène de gonflement [1] :

- la présence dans la roche de minéraux susceptibles de «s'expanser» ;
- l'apport d'eau ;
- un état de contrainte permettant l'augmentation de volume.

I.3.1.8. Résistances mécaniques

a) Résistance en compression uniaxiale σ_c (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 [4].

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.

$$R_c = \frac{P}{S} [\text{MPa}] \quad (\text{I.4})$$

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 [8].

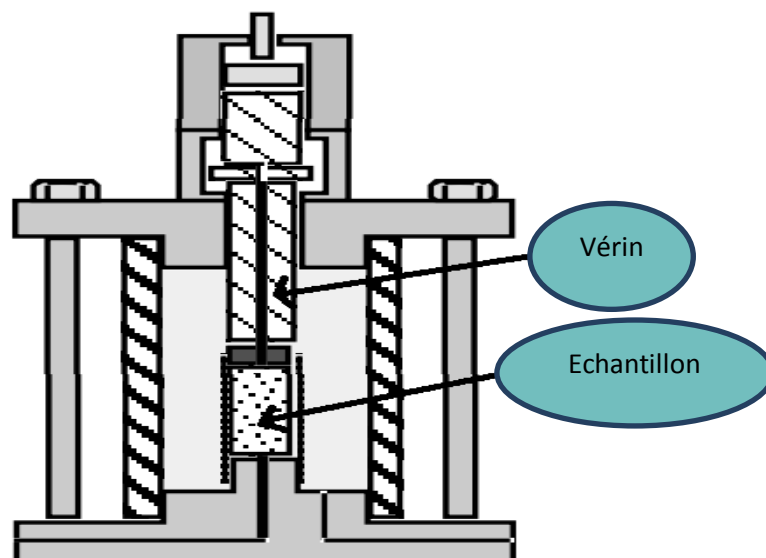


Figure I.3 : Dispositif d'un essai de compression uniaxiale [9].

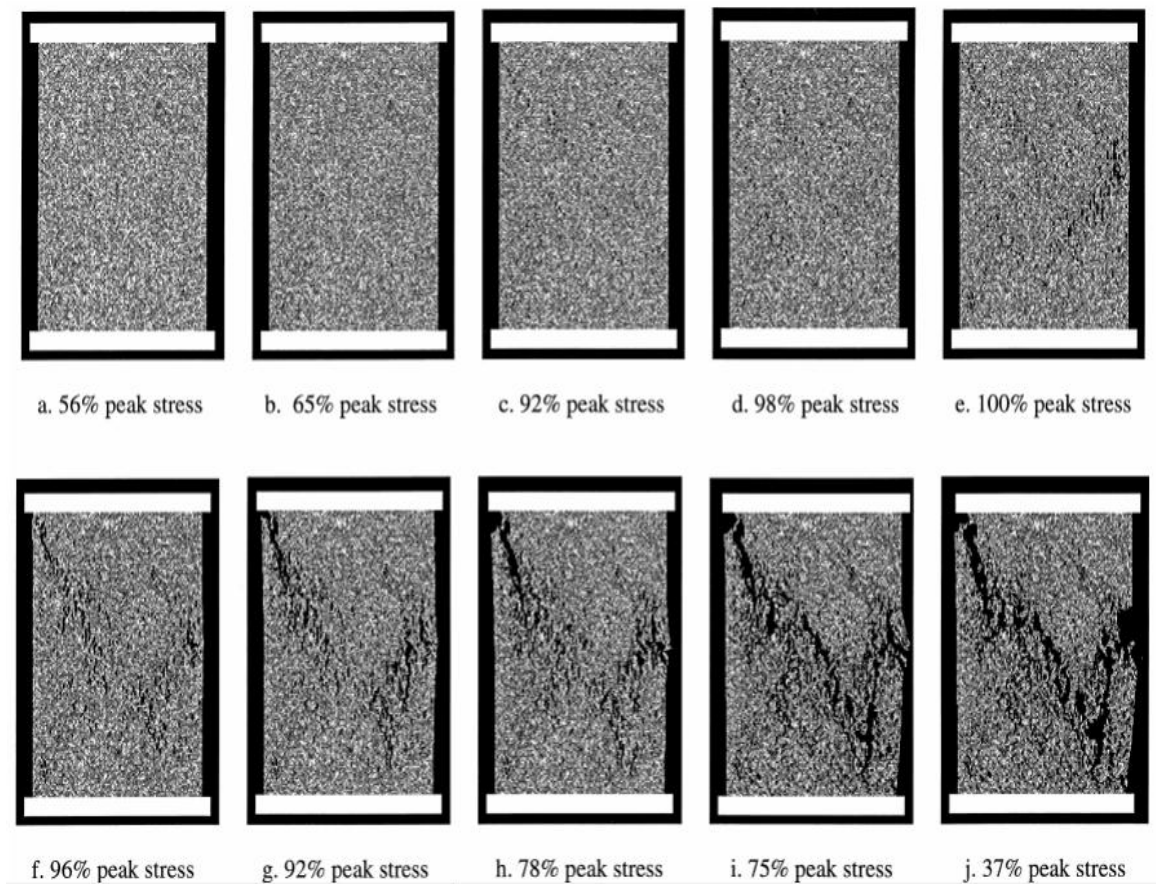


Figure. I.4. Evolution de la fracturation lors d'un essai de compression uniaxiale [4].

➤ 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 [4].

L'objectif d'un essai de compression triaxiale est l'obtention de la courbe contrainte-déformation [12].

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 (σ_2) et (σ_3) sont égales. Ce qui nous conduit à déduire de cet essai deux contraintes principales (σ_1) et (σ_3) tout en considérant de façon conventionnelle ($\sigma_1 > \sigma_3$).

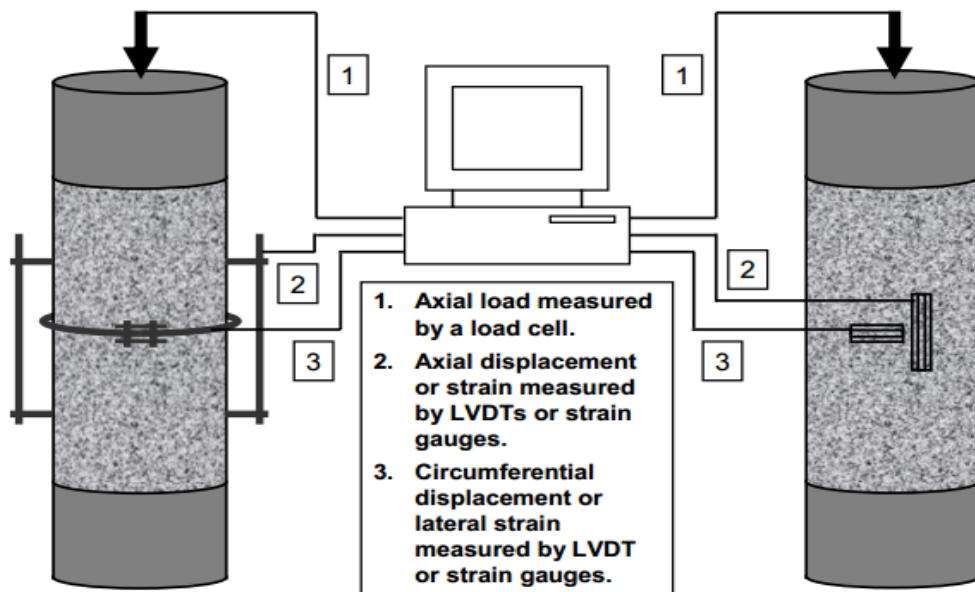


Figure. I.5. Schéma d'un dispositif d'essai de compression triaxiale [4]

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 (φ) et la cohésion (C).

➤ Essais de cisaillement à la boîte (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.

Les essais de cisaillement peuvent également se faire par le processus triaxial (essai triaxial).

I.3.1.9. Déformabilités

La déformation d'un corps peut se faire dans une durée relativement courte ou de façon évolutive en fonction du temps.

a) Comportement instantané**➤ 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 $\sigma_1 = f(\varepsilon_1)$ à la moitié de la contrainte de rupture de l'échantillon σ_c [1].

Les classes de valeur de raideur (inverse de la déformabilité) sont données dans le tableau ci-après [1] :

Tableau I.1. Classes de raideur (inverse de la déformabilité) de la matrice rocheuse [1]

Classes	Valeurs du module de Young	Termes descriptifs de raideur
De 1	$E > 50 \text{ GPa}$	Matrice extrêmement raide
De 2	$20 \text{ GPa} < E < 50 \text{ GPa}$	Matrice très raide
De 3	$5 \text{ GPa} < E < 20 \text{ GPa}$	Matrice raide
De 4	$1 \text{ GPa} < E < 5 \text{ GPa}$	Matrice moyennement raide
De 5	$0,1 \text{ GPa} < E < 1 \text{ GPa}$	Matrice peu raide
De 6	$E < 0,1 \text{ GPa}$	Matrice très peu raide

Connaissant la vitesse de l'onde primaire (V_p) d'un matériau, on peut déduire le module élastique (E_s) à travers la relation suivante :

$$E_s = \rho V_p^2 \text{ [GPa]} \quad (\text{I.5})$$

➤ Coefficient de Poisson (NF P 94-425)

Au cours de l'essai de compression uniaxiale, le coefficient de Poisson ν est défini comme étant le rapport des pentes des courbes $\sigma_1 = f(\varepsilon_3)$ et $\sigma_1 = f(\varepsilon_1)$ dans leurs parties linéaires [1]

$$\nu = \frac{d\varepsilon_3}{d\varepsilon_1} \quad (\text{I.6})$$

Où : ε_1 et ε_3 représentent respectivement les déformations axiale et transversale.

Le coefficient de Poisson peut également être déterminé à l'aide des vitesses d'ondes primaire (V_p) et secondaire (V_s).

$$\nu = \frac{[1 - 2\left(\frac{V_s}{V_p}\right)^2]}{2[1 - \left(\frac{V_s}{V_p}\right)^2]} \quad (\text{I.7})$$

Les valeurs du coefficient de Poisson des diverses roches sont généralement comprises entre 0,15 et 0,40 [1].

➤ Module de déformation

Le module de déformation souvent noté E_m est un paramètre très important qui permet aux ingénieurs de faire le dimensionnement des ouvrages tout en assurant la stabilité des ouvrages à réaliser. Il représente la rigidité des matériaux. Il est en relation avec plusieurs systèmes de classification tels que le RMR, le GSI, que nous étudierons dans le prochain chapitre.

Actuellement, l'approche simplificatrice la plus répandue pour tenir compte du comportement différé du massif consiste à considérer que le module de déformation du massif est une fonction décroissante du temps [1] :

$$E_{Mas}(t) = \frac{E_{Mas0}}{[1+\Phi(t)]} \text{ [MPa]} \quad (\text{I.8})$$

Avec : - E_{Mas0} : représente le module de déformation instantané du massif ;

- E_{Mas} : représente le module de déformation du massif au bout d'un temps t , sous un chargement maintenu constant depuis $t=0$.

- $\Phi(t)$: est une fonction monotone croissante comprise entre $\Phi(0)=0$ et $\Phi(\infty)=\alpha$.

- $\alpha \approx 1$ pour les roches de résistance faible à moyenne, et on le considère approximativement entre 0.3 et 0.5 pour les roches de résistance plus élevée. Il est à noter que le choix de ces valeurs n'est souvent pas justifié notamment par les données expérimentales.

Tableau I.2. Classes de déformabilité du massif rocheux [1]

Classes	Valeur du module de déformation du massif E_{Mas} (GPa)	Termes descriptifs de la déformabilité du massif
$D_M 1$	> 30	Massif très peu déformable
$D_M 2$	10 à 30	Massif peu déformable
$D_M 3$	30 à 10	Massif moyennement déformable
$D_M 4$	1 à 3	Massif déformable
$D_M 5$	0.1 à 1	Massif très déformable
$D_M 6$	< 0.1	Massif extrêmement déformable

b) Comportement différé par fluage

Il arrive que dans le temps, on observe des modifications dans les contraintes ou les déformations que subissent certains matériaux ou structures. Nous définirons donc le fluage comme étant ces déformations que subissent les matériaux lorsqu'ils sont soumis à des contraintes de façon continue. Ces modifications peuvent être dus à des paramètres tels que :

- le comportement rhéologique intrinsèque de la roche dont les déformations sous charge constante augmentent au cours du temps. Ce phénomène est rencontré plus particulièrement dans les évaporites (sel, potasse, gypse, etc.), les roches argileuses (marnes) et dans certaines roches carbonatées comme la craie [1] :
- La variation du degré de fissuration qui augmente le degré de destruction de la roche et donc entraîne des modifications de l'état de contrainte et la déformation.
- La variation de la pression de l'eau contenue dans les pores du matériau suite à des changements de l'état de pression ou de la température auxquels est soumis le matériau peut entraîner des modifications de ce dernier (effet des pressions d'écoulement et de la consolidation) [1].

Le comportement différé augmente avec l'effet de la température qui diminue la viscosité ainsi que l'augmentation des contraintes (principalement les contraintes déviatoriques).

c) Essais de déformabilité

➤ Essai dilatométrique (NF P94-443)

Réalisé en forage, cet essai permet de mesurer la déformabilité du massif au moyen d'un appareillage (dilatomètre) comportant une cellule cylindrique déformable (permettant d'appliquer une pression radiale variable sur la paroi de forage) et plusieurs capteurs (mesurant directement la déformation radiale de la paroi du forage sous l'effet de pression appliquée) [1].

➤ 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 E_M). 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 [1].

➤ Essais de gonflement (NF P94-090-3)

La réalisation de cet essai dans les massifs rocheux permet notamment de déterminer la présence de matériaux gonflants tels que les argiles. Pour cela on ajoute de l'eau à l'échantillon après l'avoir taillé et ajusté aux dimensions de la cellule de mesure. On l'hydrate puis on mesure par la suite (lors de la phase de déchargement) la variation des dimensions (hauteur) de l'échantillon hydraté [1].

I.3.2. Critères de rupture

Lorsqu'elle est soumise à des contraintes, la roche connaît 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.

I.3.2.1. Critère de rupture de Mohr-Coulomb

Très utilisé en mécanique des roches et des sols, ce critère est représenté dans le plan des contraintes tangentielle et normales (τ , σ) par deux droites symétriques par rapport à l'axe des contraintes normales (voir Figure. I.2) lesquelles sont appelées *courbes intrinsèques*. Il est caractérisé par deux paramètres qui sont la cohésion C et l'angle de frottement interne φ de la roche. L'équation de la courbe intrinsèque s'écrit [9] :

$$|\tau| \leq C + \sigma \tan \varphi \quad (I.9)$$

τ et σ représentent respectivement la contrainte de cisaillement et la contrainte normale à la rupture.

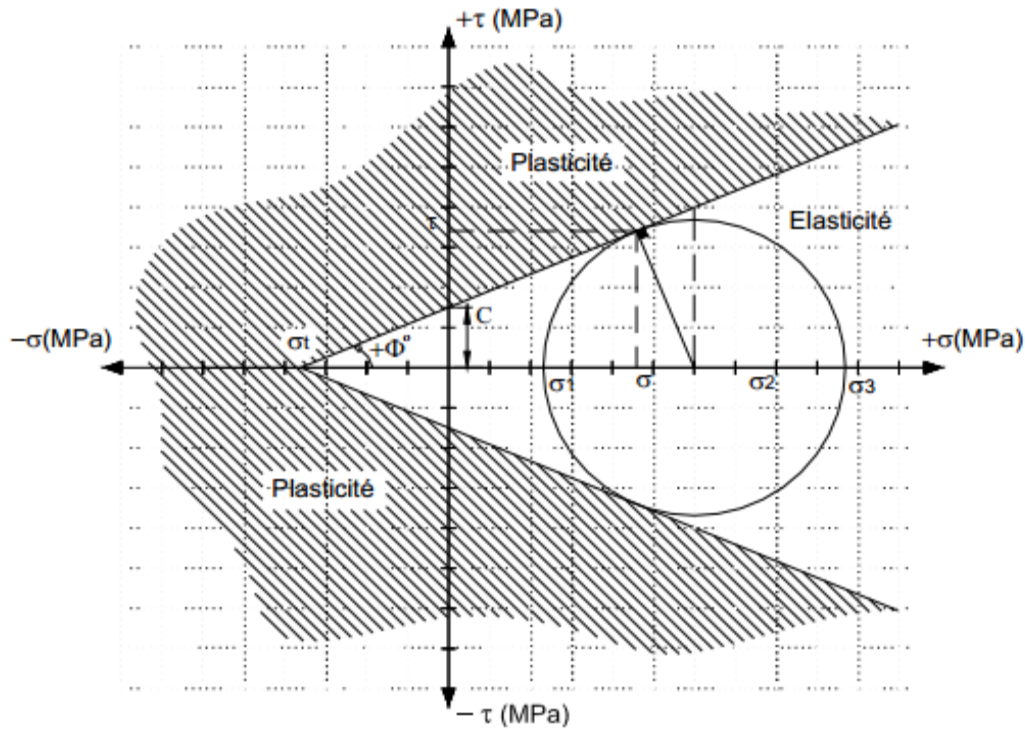


Figure I.6 : Critère de résistance de Mohr-Coulomb représenté dans le plan (τ, σ) [9].

Le critère de Mohr-Coulomb est l'un des critères les plus employés dans la modélisation et le calcul des ouvrages [9]. Ce critère permet de déterminer les paramètres de résistance à la compression et à la traction d'une roche.

Le critère de Mohr-Coulomb n'est valable que pour le domaine des confinements faibles. A un haut niveau de confinement, il surestime la résistance à la traction [4].

I.3.2.2. 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 [12]. 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 fracturés. Ce critère peut être exprimé à partir de la relation suivante :

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma'_1 + s\sigma_c^2} \quad (\text{I.10})$$

Où : σ'_1 et σ'_3 : respectivement contrainte effective principale majeure et mineure à la rupture ;

σ_c : 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).

Tableau.I.3 : Valeurs de la constante du matériau m de quelques types de roches [4].

Valeur de m	Types de roches	Exemple de roches
≈ 7	Roches carbonatées avec clivage cristallin bien développé	Dolomite, Calcaire, Marbre
≈ 10	Roches sédimentaires à grain fin et à faible degré métamorphique	Silts, Schiste, Ardoise
≈ 15	Roches sédimentaires à grain grossier et clivage cristallin faiblement développé	Grès, Quartzite
≈ 17	Roches cristallines ignées à grain fin	Andésite, Dolérite, Diabase, Rhyolite, Basalte.
≈ 25	Roches ignées à grain grossier et roches métamorphiques	Gabbro, Diorite, Granite, Gneiss.

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 [10] :

1. La résistance à la compression uniaxiale σ_{ci} de la roche intacte ;
2. La valeur de la constante m de Hoek-Brown pour la roche intacte m_i ;
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 anisotrope et l'effet d'échelle demeure limitée [11].

I.3.3. Les discontinuités dans les massifs rocheux

La stabilité des excavations au rocher, à faible ou grande profondeur, est essentiellement régie par le réseau des discontinuités qui affectent le massif [15].

Une discontinuité peut être définie comme étant une cassure d'origine mécanique ou une fracture ayant une faible résistance en traction (négligeable) dans la roche. Ce terme "discontinuité" ne prend pas en considération la forme, l'origine, ou l'âge [16].

Les joints sont les principales discontinuités des roches. Ils sont normalement disposés en systèmes parallèles [3]. Ils jouent un rôle primordial dans le comportement mécanique des

massifs rocheux du moment qu'ils représentent des zones de faiblesse [17] mécanique, mais aussi, constituent un chemin préférentiel d'écoulement.

I.3.3.1. Classification des discontinuités

En géologie, on regroupe les discontinuités en catégories dont :

- **Les diaclases** : ce sont des fractures de la roche, issues d'une rupture par compression, traction ou cisaillement liée aux mouvements tectoniques. Les deux parties de la roche qui se sont constituées n'ont cependant pas bougé [18]
- **Les failles** : d'origine tectonique, elles sont caractérisées par le déplacement de leurs épontes avec les roches environnantes. Il existe trois catégories de failles : normales, inverses et de décrochement.
- **Les fentes ou fractures d'extension** : formées sous l'effet d'une traction qu'a subi le massif au cours des mouvements tectoniques. Elles sont souvent remplies de cristallisation de calcite ou de quartz [19].
- **La schistosité** : elle se caractérise par la création de minces couches parallèles séparées par des petites discontinuités. Le plan de ces discontinuités est perpendiculaire au plan des forces de compression ou des contraintes qui les ont donnés naissance. Ce type de discontinuité est fréquent dans les roches métamorphiques.
- **Les joints sédimentaires** : souvent observés dans les formations sédimentaires, leurs directions sont plus ou moins parallèles à la direction des couches dans le massif rocheux. Elles se retrouvent à la limite de séparation des couches distinctes (par leurs âges géologiques, leur nature ou compositions chimique et minéralogique).

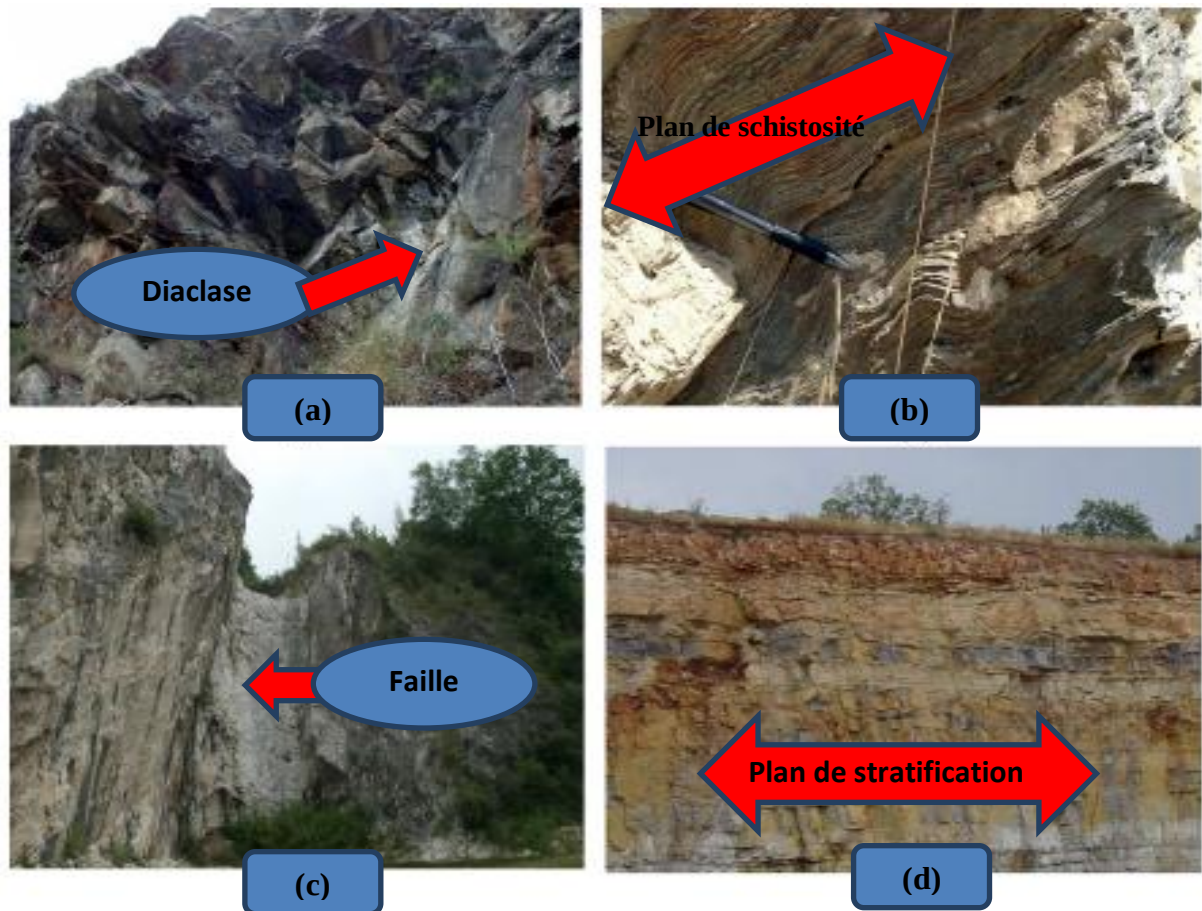


Figure I.7. Exemples de différents types de joints, (a)- Diaclases ; (b)- Plans de schistosité ; (c)- Failles ; (d)- Stratification [12].

I.3.2.2. Techniques de reconnaissance des discontinuités

Lors d'une campagne géotechnique, l'identification des familles de discontinuités peut se faire par plusieurs méthodes [20]:

- Usage de cartes géologiques, photos aériennes ;
- Mesure des caractéristiques géométriques et géologiques (type de remplissage, etc.) à l'aide d'une boussole géologique, une règle graduée (décamètre) et les observations à l'œil nu et/ou au toucher ;
- Les sondages carottés ;
- Usage de la ligne de mesurer encore appeler "Scanline". Pour être fiable, la ligne doit mesurer entre 2 et 30m de long, et couvrir au moins une centaine de discontinuités visibles (150 à 350) dont la majorité possèdent des extrémités visibles) ;

I.3.2.3. Paramètres géométriques des discontinuités

Lors de l'étude des caractéristiques des discontinuités, qu'on appellera "lever structural", certains paramètres doivent être mesurés ou analysés sur le terrain, tout en faisant en sorte que les lignes de mesures recouvrent le plus grand nombre possible de discontinuités. Cela rendra les études des discontinuités (caractéristiques et distributions) du massif plus représentatif.

Parmi les critères les plus importants qui reviennent souvent dans l'étude des discontinuités, nous avons :

- **L'orientation** : elle détermine la forme des blocs individuels existants dans un massif rocheux [9]. Elle est représentée par la direction de la ligne d'intersection du plan de discontinuité et du plan horizontal, et par le sens et l'angle de pendage de la ligne de plus grande pente [19]. En décrivant l'orientation d'une discontinuité, on parlera souvent de direction (ou de direction de pendage qui est perpendiculaire à la direction) et de pendage.
- **L'espacement** : c'est la distance moyenne qui sépare les épontes de deux discontinuités consécutives mesurée perpendiculairement à celles-ci.
- **L'ouverture** : c'est la distance moyenne séparant deux épontes d'une discontinuité mesurée perpendiculairement à la surface des épontes.
- **L'extension** : c'est la longueur continue visible d'une discontinuité mesurée à partir des traces observées sur les affleurements lors du lever structural. Néanmoins, l'extension d'une discontinuité peut être plus grande que ce que nous mesurons en surface lorsque celle-ci s'étend de l'intérieur de la roche.
Elle contrôle les glissements de grandes échelles, rupture de pente en marche d'escalier, fondation et barrage et excavation de tunnel [21].
- **Le remplissage** : c'est le matériau contenu dans l'ouverture des discontinuités. Le remplissage peut être solide (sable, argile, etc.) ou liquide (eau) ou gazeux (vide).
- **La densité** : elle est liée au nombre de fractures rencontrées dans un volume, une surface ou une distance de roche donnée. On parle donc de densité volumique, surfacique et linéique. Cette dernière est définie comme étant l'inverse de l'espacement ou le nombre d'intersection entre les discontinuités et la ligne d'échantillonnage ;

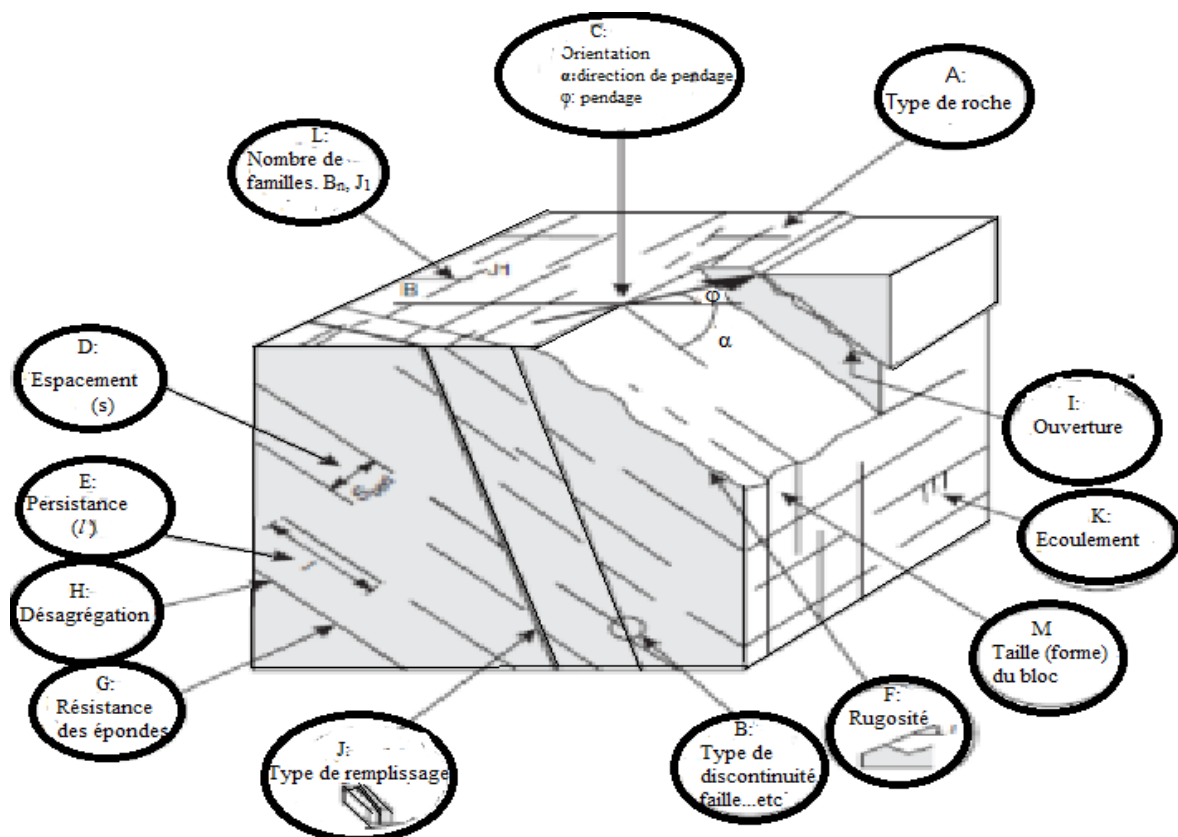


Figure I.8. Caractéristiques des discontinuités dans un massif rocheux [22].

I.3.3.4. Comportement mécanique d'une discontinuité

Le comportement mécanique des discontinuités est influencé par un certain nombre de paramètres dont les plus importants sont : sa rugosité, son altération et la nature du matériau de remplissage.

Pour évaluer le comportement mécanique d'une discontinuité, on peut soit prélever un échantillon renfermant une discontinuité à analyser, soit faire les essais in-situ. Les principaux essais réalisés sont :

- **Essai de cisaillement** : très voisin de celui réalisé dans les roches, il permet entre autre de déduire des paramètres tels que la résistance de pic, la résistance résiduelle (caractérisant le frottement des surfaces des épontes en contact après la rupture), ainsi que la dilatance (agrandissement de l'ouverture de la discontinuité) ;
- **Essai de compression** : qui caractérisera l'aptitude de rapprochement des épontes de la discontinuité.

La résistance à la traction d'une discontinuité est souvent négligeable.

I.3.3.5. Analyse de la distribution des discontinuités

L'une des conséquences de l'existence des discontinuités dans un massif rocheux est la formation de blocs de roches (matrices rocheuses), qui dans certains cas chutent et causent des dégâts sur les ouvrages réalisés (ou en réalisation).

L'interprétation des relevés doit nous permettre d'identifier les familles des discontinuités dans le massif, ce qui nous aide à choisir un bon tracé pour les ouvrages à réaliser et de détecter la présence de blocs. L'interprétation permettra également de connaître la distribution spatiale des discontinuités.

Lors de la recherche des familles des discontinuités, plusieurs méthodes d'analyses peuvent être utilisées :

- la projection stéréographique qui se fait soit par la méthode de Wulff (basée sur la conservation des angles), ou par la méthode de Schmidt ou Lambert (qui conserve les distances) ;
- les grilles de distribution : une représentation à lecture plus rapide consisté à remplir des grilles rectangulaires de distribution en comptant le nombre de fissures dont l'azimut et le pendage sont compris entre deux valeurs données [5].

I.3.3.6. La projection stéréographique

Utilisée dans plusieurs domaines tels que la géographie, la cristallographie ou la géotechnique, la projection stéréographique (voir Figure I.8) permet d'identifier les familles de discontinuités et de les classer en familles directionnelles. Par la suite on peut étudier les probables intersections entre elles et avoir une idée sur la formation de blocs. Cela nous permet également de faire une orientation des travaux, choisir le sens d'avancement pour assurer la stabilité des ouvrages.

La représentation fait appel à une partie d'une sphère (plus particulièrement l'hémisphère sud pour les discontinuités) et la projection se fera sur le plan équatorial de la demi-sphère considérée.

Les discontinuités sont identifiées par leurs coordonnées qui sont sous la forme (Direction/ Pendage) ou (Direction de pendage/ Pendage). A partir de la direction, on peut rajouter 90° pour obtenir la direction de pendage.

On utilise le canevas de Wulff ou le canevas de Schmidt ou de Lambert (le plus utilisé) pour effectuer la projection sur le papier. On peut également utiliser les logiciels tels que Dips, ou Stéréonet.

La trace du joint sera représentée dans l'hémisphère sud et son plan passera par le centre de la demi-sphère. Ensuite on fera une projection vers le pôle nord (zénith) de la ligne d'intersection entre le plan de la discontinuité et la circonférence de la demi-sphère. La trace laissée par la projection sur le plan équatorial est la représentation géométrique qu'on verra sur le canevas.

En règle générale, pour éviter l'encombrement dans le cas où on pourrait avoir plusieurs familles de discontinuités, les lignes sont représentées par des points (pôles), les plans par des lignes. La relation entre le pôle et les coordonnées de la discontinuité est décrite par la relation suivante :

$$\alpha_n = \alpha_d \pm 180^\circ \quad \leq \alpha_n \leq 360^\circ \quad (\text{I.12})$$

$$\beta_n = 90^\circ - \beta_d \quad 0 \leq \beta_n \leq 90^\circ \quad (\text{I.13})$$

β_n et β_d représentent respectivement le pendage du pôle et le pendage de la discontinuité ;

α_n et α_d représentent respectivement la direction du pôle et la direction de la discontinuité.

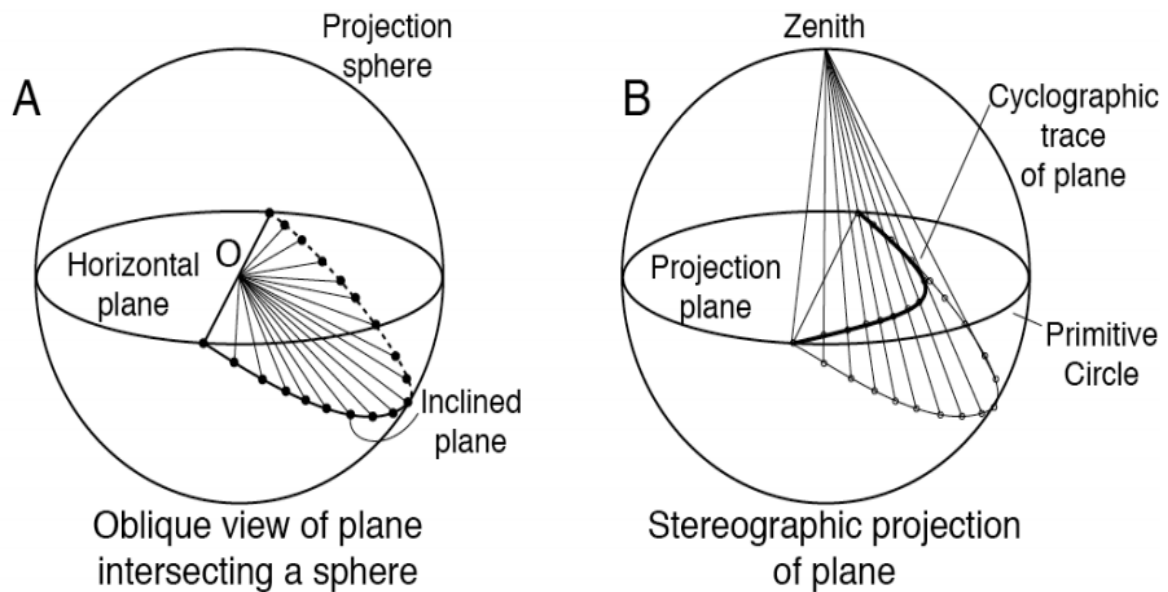


Figure. I.9. Représentations stéréographiques d'une discontinuité par la méthode de Lambert (Equal Angle) [23].

I.3.4. L'eau dans le massif

Contrairement aux sols, les matrices rocheuses constituant les massifs rocheux ont généralement une faible perméabilité, ce qui fait que la circulation de l'eau se fait essentiellement à travers les discontinuités.

La circulation de l'eau peut avoir plusieurs effets sur les massifs rocheux et les ouvrages réalisés :

- modification de la rugosité des épontes des discontinuités ;
- apport de matériaux de remplissage ;
- altération des parois des discontinuités ;
- fragilisation des roches ;
- problèmes liés à la modification de l'équilibre hydrogéologique (dénoyage, consolidation engendrant des tassements) [24].

I.4. Conclusion

Nous retiendrons de ce chapitre que le comportement mécanique des roches est principalement influencé par ses discontinuités. Avec leur forte conductibilité hydraulique ainsi que leurs ouvertures et leur faible résistance à la traction, les discontinuités constituent des zones de faiblesse créant au sein du massif une situation d'anisotropie.

Avant de procéder à la construction des ouvrages, les ingénieurs doivent réaliser des essais de laboratoire ainsi que des essais in-situ pour bien connaître le milieu de travail afin d'adopter méthodes de travail adéquates.

Chapitre II :
Construction des
tunnels

II.1. Introduction

La conception des tunnels demande des calculs complexes et l'identification des propriétés géomécaniques des massifs rocheux qui abriteront les ouvrages.

Lors de la conception, plusieurs méthodes de calculs (semi-empiriques, analytiques, numériques...etc.) aident à déterminer les contraintes auxquelles sont soumis les tunnels et permettent de choisir les méthodes d'excavation et de soutènement optimales à utiliser.

Dans ce chapitre, nous étudierons les étapes d'exécution des tunnels ; nous aborderons également les méthodes de soutènement et d'auscultation indispensables pour assurer la stabilité et la sécurité des travaux.

II.2. Critères de classification des tunnels

La construction souterraine s'est avérée efficace pour plusieurs utilisations. Avec les différentes catégories de tunnels existant de nos jours, nous pouvons les classer en fonction d'un certain nombre de critères dont [25]:

- **L'objectif du tunnel** : ils peuvent servir de moyens de communication pour la circulation de personnes (tunnels routiers, ferroviaires...etc.), ou pour le transport de matériaux (égouts, galeries de canalisation), ou servir comme endroit de stockage (garage, parking...etc.).

- **La forme du tunnel** : on peut distinguer d'un côté des tunnels proprement dits et les puits qui sont des ouvrages à grand développement linéaire et dont la section est constante ou peu variable ; d'un autre côté on peut avoir des cavités aux formes plus ramassées et souvent moins régulières dans lesquelles aucune des dimensions n'est prépondérante.

Cette considération de forme de la section est importante notamment dans la mesure où on envisage de traiter des problèmes de stabilité car la forme de cette section peut nous permettre ou pas de considérer les problèmes d'équilibre à 2 dimensions.

Une autre considération de forme pourrait concerner la section du tunnel : circulaire, polygonale (trapèze), en arc ou arrondie sur les bords avec des cotés latéraux droits.

Nous noterons l'existence des galeries minières et autres ouvrages miniers souterrains qui s'apparentent aux tunnels réalisés dans le génie civil par leur méthode de dimensionnement et leur mode de creusement.

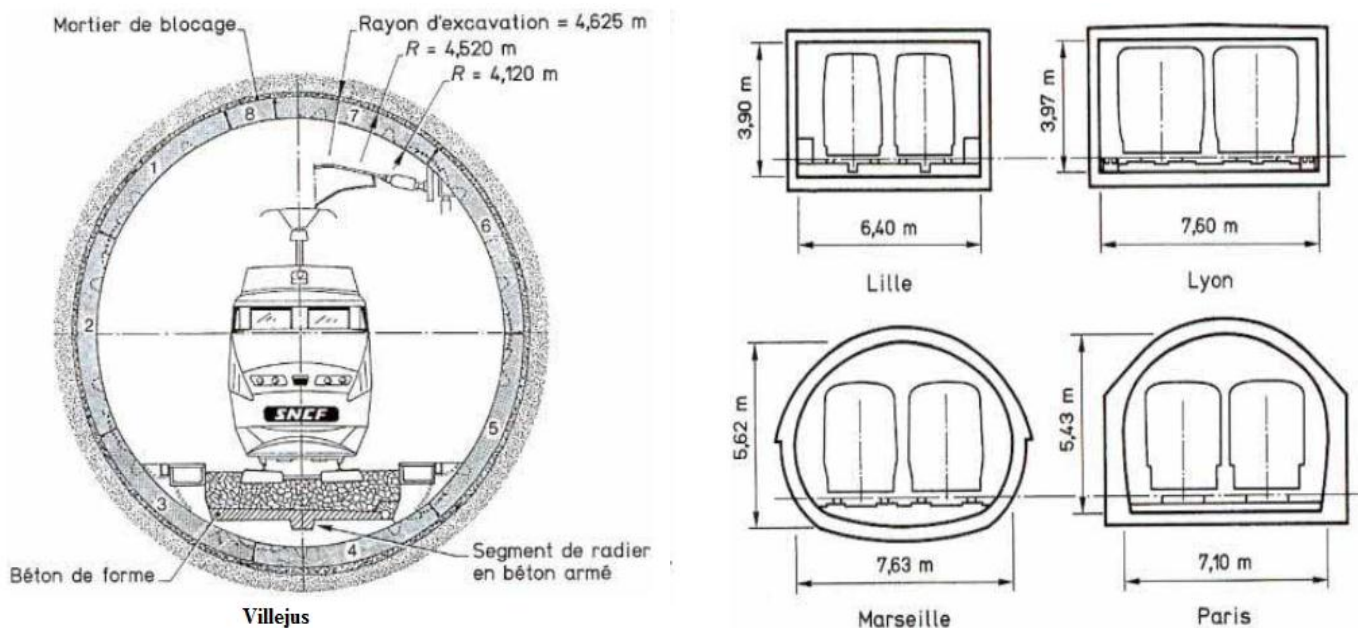


Figure II.1 : Sections transversales de quelques métros en France [25].

II.3. Méthodes de dimensionnement des tunnels

Le dimensionnement d'un tunnel ou de la majorité des ouvrages en souterrains nécessite la connaissance d'un certain nombre de paramètres caractéristiques du terrain qui abritera les ouvrages. L'ensemble des démarches pour la construction d'un tunnel doit prendre en considération des paramètres techniques et financiers.

Une approche de l'ensemble des paramètres à prendre en considération dans la réalisation d'un tunnel est résumée dans la figure suivante :

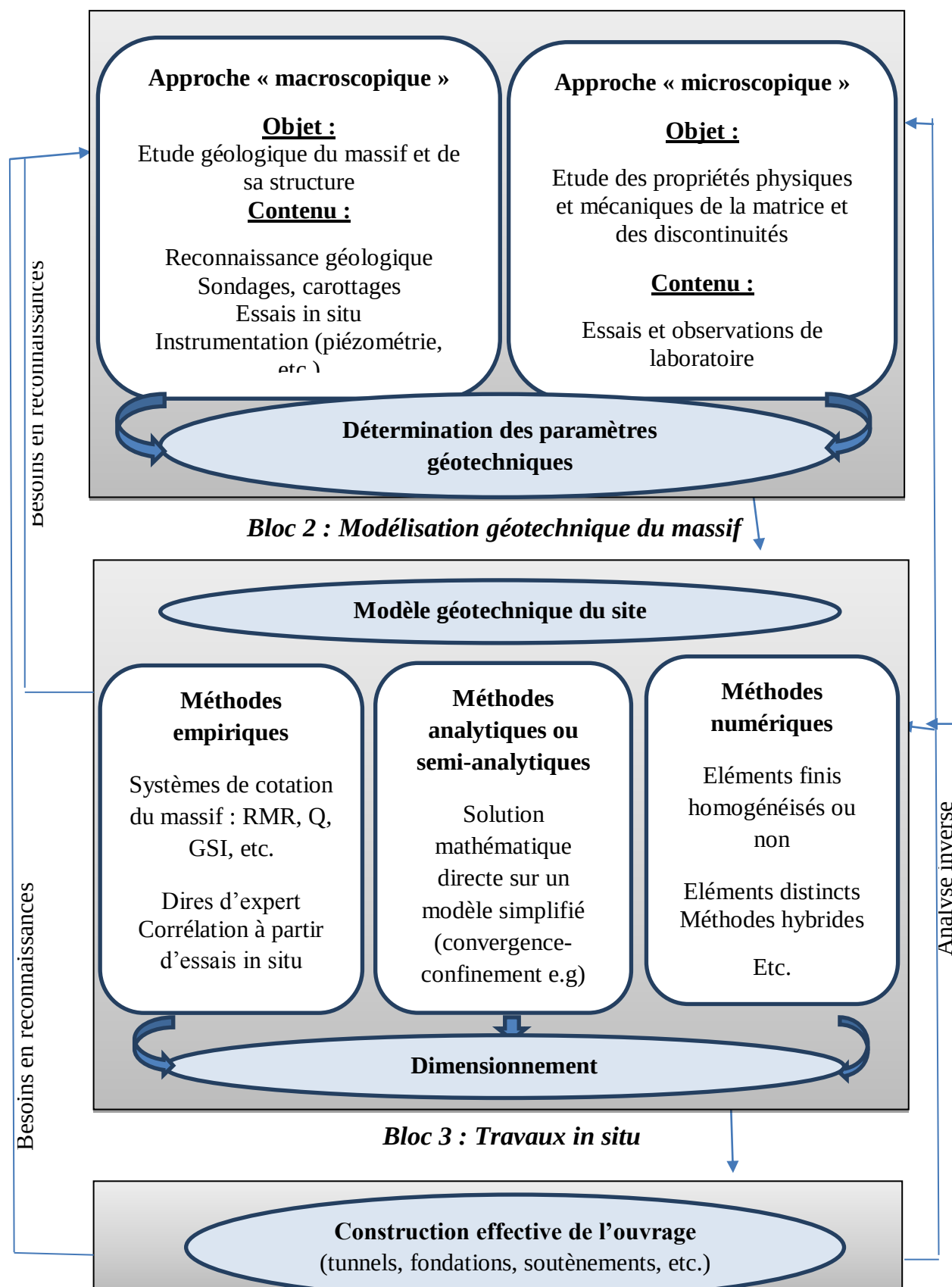


Figure II.2 : Démarche générale des projets géotechniques pour le dimensionnement des tunnels [26].

Comme nous pouvons le constater à partir de la figure précédente, le dimensionnement des tunnels peut faire appel à plusieurs méthodes : semi-empiriques, analytiques ou numériques.

II.3.1.Méthodes semi-empiriques :

Elles se basent sur des retours d'expérience de chercheurs et de scientifiques ainsi que certains théorèmes. Elles prennent en considération les paramètres géotechniques issus des essais et analyses réalisés sur les massifs rocheux ou au laboratoire et donnent par la suite des notes de classification aux massifs. À partir de ces notes on peut prévoir le dimensionnement ainsi que les méthodes d'excavation et de soutènement à adopter.

Parmi les méthodes empiriques les plus connues figurent, la méthode de Bieniawski (RMR), l'indice (Q) de Barton, la méthode de Terzaghi.

A titre d'exemple, nous ne présenterons ici, que la méthode de Terzaghi. Dans les prochains chapitres, nous présenterons d'autres méthodes semi-empiriques d'usage courant.

II.3.1.1.La méthode de Terzaghi

Cette méthode étant l'une d'est plus anciennes utilisées dans la conception des tunnels a été publiée par K. TERZAGHI en 1946. Elle s'intéresse à un volume de terrain décomprimé (la cloche) par les effets du creusement, qu'il considère par la suite pour estimer les caractéristiques du soutènement à adopter. La répartition horizontale de la surcharge sur le terrain surplombant la cavité sera considérée comme uniforme.

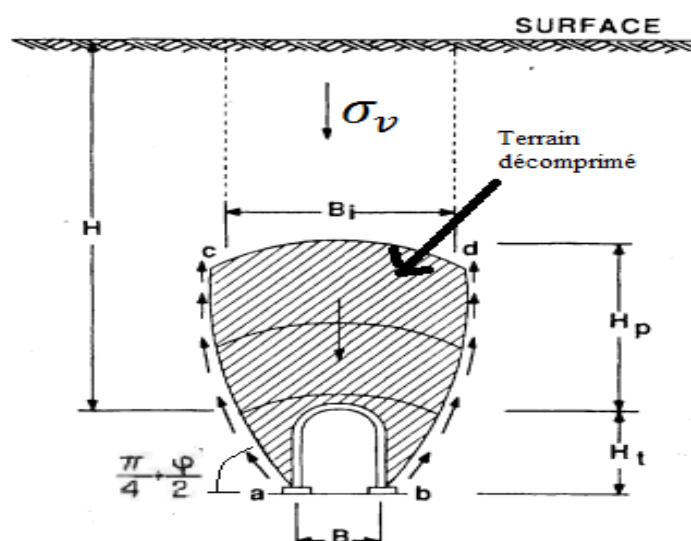


Figure II.3 : Zone décomprimée au-dessus d'une cavité [36].

Cette méthode considère les terrains décomprimés en 9 catégories, dont la hauteur est donnée par la relation suivante :

$$H_p = K(B + H_t) \quad (\text{II .1})$$

Avec : H_p = hauteur de la charge de terrain au-dessus de la voûte ;

B = largeur de l'ouverture de l'ouvrage ;

H_t = hauteur de la galerie ;

K = coefficient variable suivant la nature du terrain.

Cette relation sera appliquée lorsque l'épaisseur (C) des terrains de couverture respecte la condition suivante :

$$C > 1.5 (B + H_t) \quad (\text{II .2})$$

Tableau II.1 : Hauteur du terrain décomprimé au-dessus d'une cavité [37].

Nature de la roche	Charge H_p	Remarques
Dure et intacte	0 à 0.25 B	Quelques ancrages s'il y a chute de pierres
Dure et stratifiée	0 à 0.5 B	Soutènement léger
Massive avec quelques joints	0 à 0.25 B	La charge peut changer brusquement d'un point à l'autre
Modérément éboulée	0.25 à 0.35 (B+ H_t)	Pas de pression latérale
Très éboulée	0.35 à 1.1 (B+ H_t)	Peu ou pas de pression latérale
Complètement broyée Chimiquement inerte	1.1 (B+ H_t)	Pression latérale considérable
Roche fluente à profondeur modérée	1.1 à 2.1 (B+ H_t)	Grande pression latérale Cintres circulaires recommandées
Roche fluente à grande profondeur	2.1 à 4.5 (B+ H_t)	Grande pression latérale Cintres circulaires recommandées
Roche gonflante	jusqu'à 75 m indépendant de (B+ H_t)	Cintres circulaires Dans les cas extrêmes cintres coulissants.

Pour l'effet de voûte ; Terzaghi a étudié également l'influence des conditions de la roche et l'accroissement de la charge après que le soutènement soit mis en place. Pour ce faire il définit la " période d'effet de voûte " comme étant le laps de temps entre l'excavation et la chute de la partie non supportée de la voûte. Celle-ci varie de quelques heures pour les roches gonflantes à quelques jours pour d'autres types de roches voir infini pour les roches saines [37].

Comme le mentionnent (Singh B et al, 2011), nous pouvons déduire la contrainte verticale (σ_v) s'exerçant sur le tunnel à partir de la hauteur de terrain décomprimé (H_p).

$$\sigma_v = \gamma \times H_p \quad (\text{II.3})$$

II.3.2. Méthodes analytiques

Elles permettent de déterminer quantitativement les paramètres de dimensionnement à partir d'un modèle, destiné à schématiser le comportement de l'ouvrage sous l'effet des sollicitations qui sont appliquées. Les solutions analytiques permettent rapidement d'obtenir des ordres de grandeur des paramètres de calcul et d'estimer l'influence de certains paramètres sur la réponse de l'ensemble terrain soutènement [27].

II.3.2.1. La méthode de convergence-confinement

Le calcul Convergence-Confinement a pour but principal d'étudier le comportement d'un ouvrage souterrain et de dimensionner en première approche son soutènement ou son revêtement [31].

Cette méthode prend en considération les contraintes exercées par le terrain environnant déstabilisé par la création d'une cavité (action de convergence) et la réponse à ces contraintes exercées par le soutènement (phénomène de confinement). Dans la convergence (voir Fig.II.4), les efforts sont orientés vers l'intérieur de la cavité, tandis que pour le confinement (qui est une forme de pression radiale exercée par le soutènement), l'orientation des efforts est vers l'extérieur de la cavité.

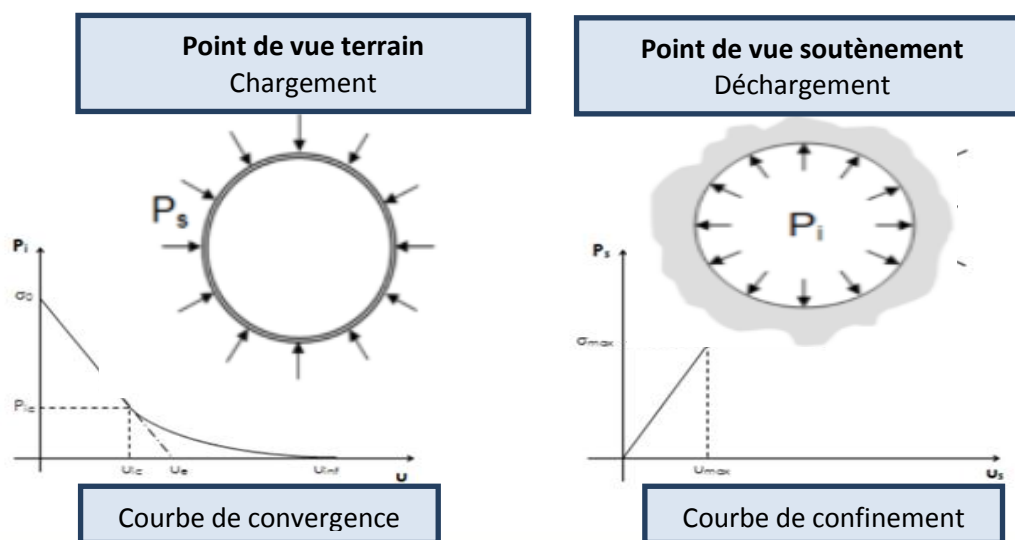


Fig.II.4 : Schémas des phénomènes de chargement et de déchargement [32]

Avec cette méthode qui est également considérée comme un concept, on cherche à obtenir un équilibre entre la poussée des terrains encaissants et les réactions opposées par le

soutènement en contact avec le terrain. Le soutènement doit diminuer l'action de confinement.

La méthode convergence-confinement se place habituellement en symétrie axiale, en considérant une galerie de section circulaire, de rayon R , creusée dans un massif infini, homogène, isotrope. Cette galerie est à une profondeur suffisante pour qu'on puisse négliger la variation de contrainte géostatique entre la voûte et le radier (couverture minimale de l'ordre de 3 à 4 diamètres). Avant l'excavation, le massif est soumis à un état initial de contraintes isotrope, caractérisé par la pression P qui résulte du poids des terrains sus-jacents [33].



Fig. II.5 : Contrôle du phénomène de convergence [30].

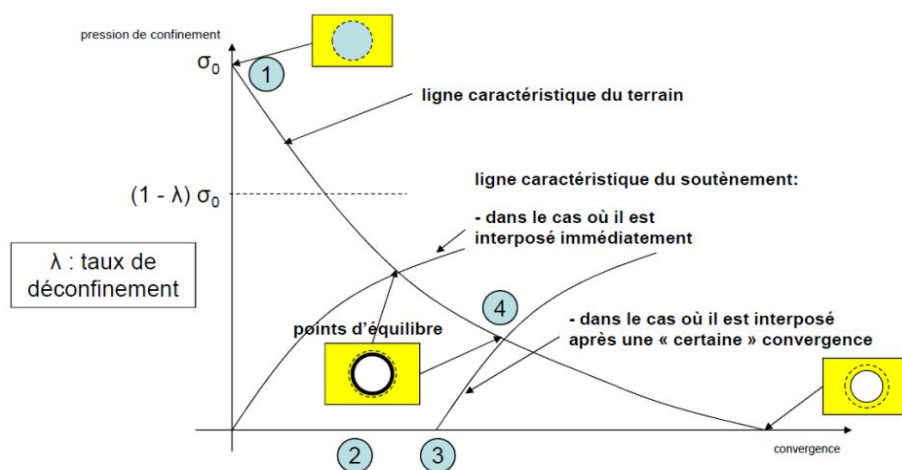


Fig. II.6. Graphique total convergence-confinement [30].

a. Principe de la méthode Convergence-Confinement

Dans la méthode convergence-confinement, on substitue au problème tridimensionnel un problème bidimensionnel de déformation plane de l'interaction terrain-soutènement [34].

On suppose que tout se passe comme si la convergence était due à la diminution d'une pression de soutènement fictive avec l'éloignement du front de taille de la section de calcul

considérée. Un facteur temps t qui s'est écoulé depuis le passage du front de taille au niveau de la section de mesure est à prendre en considération. Cette pression fictive est appliquée aux parois de l'excavation et elle est définie comme suit [35], [34]

$$\sigma = (1 - \lambda)\sigma_0 \text{ [MPa]} \quad (\text{II.4})$$

Avec σ_0 : contrainte naturelle dans le massif ;

λ : paramètre qui stimule l'excavation en croissant de 0 à 1. On l'appelle *le taux de déconfinement*.

En faisant décroître le paramètre λ , le terrain est se déconfiné. Ce déconfinement provoque un déplacement u des parois de l'excavation donné par la relation [34]:

$$f_m(\sigma, u) = 0 \quad (\text{II.5})$$

Cette relation représente la loi de convergence du massif.

La relation qui représente le comportement du soutènement lie la contrainte s'exerçant à son intrados au déplacement correspondant [34], (84) :

$$f_s(\sigma, u) = 0 \quad (\text{II.6})$$

Cette relation est la loi de confinement du soutènement.

Le soutènement est mis en place à une certaine distance d du front de taille, appelée distance non soutenue, pour laquelle un déplacement du tunnel $u_d(d)$ s'est déjà produit.

La valeur λ du taux de déconfinement, qui correspond au déplacement u_d , est λ_d . Cette relation peut donc s'écrire :

$$f_s[\sigma(u - u_d)] = 0 \quad (\text{II.7})$$

L'état d'équilibre final qui résulte de l'interaction entre le terrain et le soutènement est donné par la solution du système formé par les deux équations précédentes [35]. La valeur de λ_d est très importante dans cette méthode, mais sa détermination reste la principale difficulté.

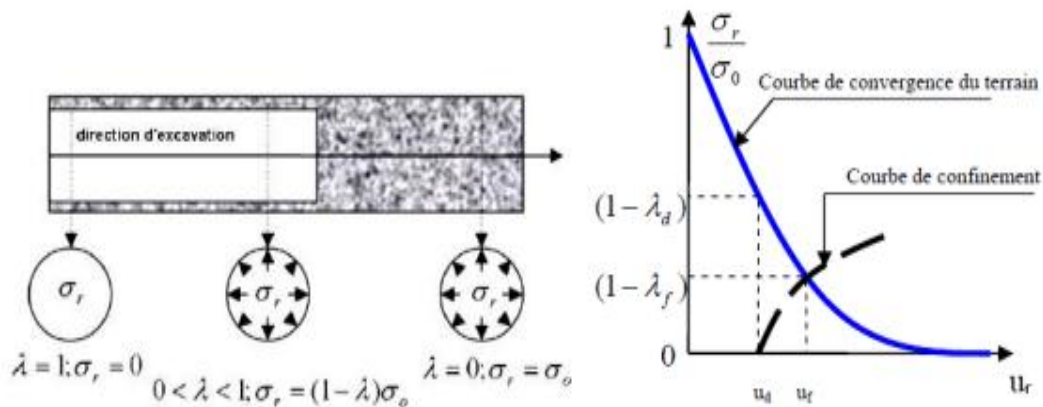


Fig. II.7 : Pression fictive au voisinage du front de taille et graphique convergence-confinement [35].

Le calcul de convergence-confinement considère un comportement élasto-plastique du massif. Les déformations différées sont liées à deux effets : le comportement rhéologique du terrain et le fluage du soutènement.

II.3.3.Méthodes numériques

Ces utilisent des systèmes d'équation avec des inconnues à résoudre, et dont l'aboutissement permettra de choisir les paramètres de dimensionnement des ouvrages. Ce sont des méthodes qui donnent de bonnes précisions dans les valeurs, mais demandent généralement beaucoup de calculs. Parmi les méthodes analytiques les plus connues figurent la méthode des différences finis, la méthode des éléments discontinus, la méthode des éléments finis et la méthode des éléments frontières.

Les méthodes numériques par le biais d'études paramétriques, permettent d'analyser la sensibilité des résultats à certains paramètres tels que la déformabilité et la résistance du terrain[27]. Ces méthodes considèrent donc les terrains et les soutènements comme des solides. Ainsi, pour étudier ces solides, un certain nombre de paramètres dont la structure et la géométrie du soutènement, la géométrie des différentes unités géomécaniques (identifiées dans la zone d'étude et leur loi de comportement) ainsi que les phases de réalisation de l'excavation et du soutènement seront pris en compte.

II.3.3.1. La méthode des réactions hyperstatiques

Bien qu'elle soit ancienne, cette méthode est considérée satisfaisante dans certaines conditions [28]. Elle représente la particularité de privilégier le comportement de l'ouvrage au détriment de celui du terrain, dans l'analyse du processus d'interaction sol-structure [27].

Les contraintes auxquelles est soumis un système de soutènement proviennent non seulement des terrains environnant et des matériaux surplombant la structure, mais aussi des contraintes sont observées lors des modifications au niveau de l'interface terrain-structure (voir Fig. II.8).

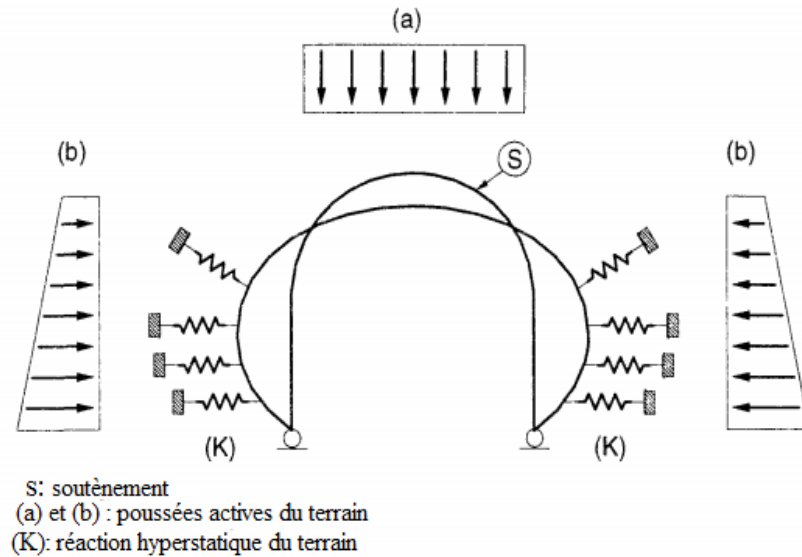


Figure II.8 : Réactions hyperstatiques [27].

Les charges du terrain environnant sont considérées comme actives et celles à l'interface terrain-structure sont considérées comme passives.

- **Les charges actives :** regroupent les sollicitations extérieures qui ne dépendent pas de la déformation du soutènement [27]. On considèrera donc les contraintes horizontales et verticales causées par le terrain et qui ont tendance à refermer les vides causés par les excavations. Leurs valeurs dépendent de la profondeur et des dimensions de l'ouvrage, ainsi que des conditions géologiques [27].

$$\sigma_v = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \gamma_i \times h_i \text{ [MPa]} \quad (\text{II.8})$$

Avec n : nombre de couches terrain différentes au-dessus de l'ouvrage ;

γ_i : poids volumique de la $i^{\text{ème}}$ couche ;

h_i : hauteur ou épaisseur de la couche au-dessus de l'ouvrage.

Pour le calcul des contraintes horizontales (σ_h) on considèrera K_0 comme étant un coefficient des terres au repos ; pour $K_0 < 1$, σ_h ne doit être pris en compte que si le mode d'exécution permet d'assurer un contact terrain-revêtement suffisamment rapide et continu (Bouvard-Lecoanet A. et al, 1992),. On prendra dans ce cas :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v \text{ [MPa]} \quad (\text{II.9})$$

Pour $K_0 > 1$, si le contact entre le terrain et l'ouvrage peut être garanti (voir relation II.9) et à une fraction seulement dans le cas d'un contact irrégulier [27].

D'autres paramètres peuvent être pris en compte pour le calcul de la contrainte horizontale, consulter le document [27].

- **Les charges passives :** résultent de l'interaction terrain-soutènement. Elles sont calculées à partir des valeurs des modules de réaction introduits pour représenter du terrain au contact de l'ouvrage [27]. Pour ces charges, la raideur du ressort est choisie telle que son déplacement w sous l'effet d'une pression p soit le même que celui donné par un calcul plan [29] :

$$k = \frac{p}{w} \quad (\text{II.10})$$

Nous retiendrons donc que, cette méthode qui s'intéresse plus au soutènement, nous permet de connaître les forces supportées par le soutènement, mais pas de déterminer la réponse du terrain encaissant (réaction du terrain à la résistance opposée par le soutènement).

a) Avantages et inconvénients de la méthode

Parmi les avantages et inconvénients de la méthode, nous retiendrons [30] :

- En 2D : modélisation simple ;
 - En 3D : étude de structures complexes.
- Mais :
- Difficultés pour estimer la raideur des ressorts ;
 - Comportement du terrain pas bien pris en compte (notamment après rupture) ;
 - Terrain homogène avec une couverture suffisante ;
 - Prise en compte du passage de construction difficile.

II.3.3.2. La méthode des éléments finis

Appliquée à la mécanique des roches depuis les années 1970, la méthode des éléments finis a été à l'origine développée pour résoudre les problèmes d'élasticité rencontrés dans la conception des pièces mécaniques.

La méthode procède par résolutions d'équations en rapport avec la surface à étudier. Pour parvenir à cerner la surface donnée, cette dernière est subdivisée en polygones plus petits (voir Fig. II.10), reliés entre eux par leurs sommets en forme de points, appelés nœuds (voir Fig II.9). Cette subdivision s'appelle le maillage ; plus le maillage est serré, plus les calculs prennent du temps et plus ils sont précis. Les points nodaux sont parfois retrouvés sur les côtés des triangles.

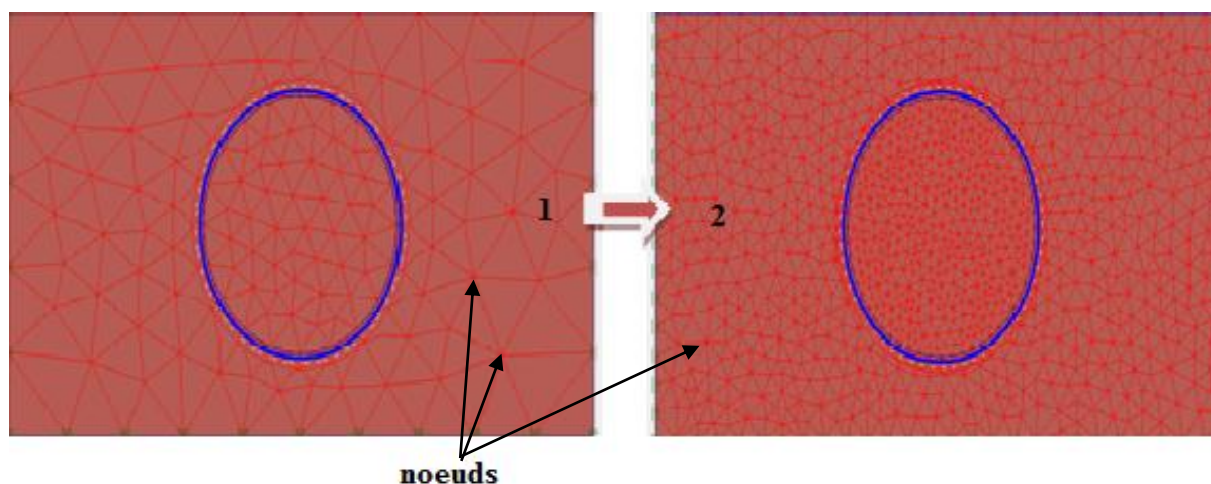


Figure II.9 : Raffinage d'un maillage de (1) à (2) lors d'une modélisation par Plaxis 3D Tunnel 1.2.

Les efforts sont transmis d'un élément à un autre à travers les points nodaux. Ces efforts conduisent donc à des modifications de la position des points nodaux, et ce déplacement constitue l'inconnu à définir à l'aide de la méthode des éléments finis.

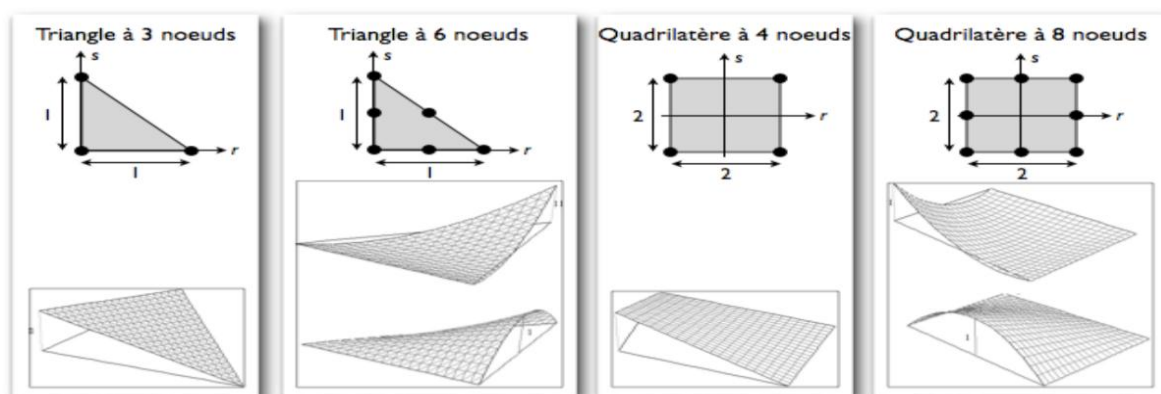


Figure II.10 : Exemple d'éléments finis [38]

La méthode des éléments finis travaille dans environnement bidimensionnel (2D) et tridimensionnel (3D). Le milieu ou l'élément étudié sera considéré comme continu.

Cette méthode s'intéresse aux conditions initiales et aux conditions dans les limites du modèle. Ces conditions initiales et aux limites du modèle sont primordiales pour la qualité du résultat[38] :

- **Conditions initiales :** déplacements nuls et contraintes initiales $\sigma = \sigma_0$ (l'état initial peut être calculé par la méthode des éléments finis, sur le modèle lui-même (application de la pesanteur)).
- **Conditions aux limites :** déplacements nuls aux frontières du modèle.

Les limites du modèle, si elles ne sont pas clairement définies par la géométrie du sous-sol, doivent être placées raisonnablement loin de l'ouvrage (3 à 5 diamètres de l'excavation si les conditions de déplacement imposées aux frontières sont nulles) pour que les conditions qui y sont imposées n'influencent pas sur le calcul des déplacements et des contraintes [28].

La méthode des éléments finis se distingue des méthodes empiriques telle que les réactions hyperstatiques ou autres, du fait qu'elle fait une incrémentation lors du traitement des données, cela lui permet donc de prendre en considération simultanément tous les paramètres.

Avec cette méthode demandant plusieurs paramètres, on a souvent recours aux lois élasto-plastiques de Mohr-Coulomb (5 paramètres avec la dilatance) ou de Hoek et Brown (6 paramètres avec la dilatance) [38].

II.4. Méthodes d'abattage utilisées dans les tunnels

Les techniques d'excavation des tunnels sont similaires à celles utilisées dans le fonçage des galeries dans le domaine minier.

En fonction des caractéristiques de la roche, nous distinguons deux techniques d'excavation :

- L'abattage mécanique (pelle mécanique, brise roche, tunnelier) ;
- L'abattage à l'explosif.

Il existe néanmoins d'autres méthodes d'excavation en souterrain que nous n'aborderons pas en détail dans le cadre de ce travail. Parmi ces méthodes, nous avons :

- le jet hydraulique (utilisation de fortes pressions d'eau aussi appelé '*jet cutting*') ;
- la percussion lourde (qui consiste à lancer un objet lourd sur le front de taille pour le fissurer et faire éclater la roche) ;

Plusieurs critères peuvent entrer dans le choix des techniques d'excavation, et cela dépend également de la vision de l'entreprise qui exécute les travaux. Parmi les critères on peut avoir la nature du terrain, le délai d'exécution, les exigences environnementales [25].

II.4.1. Abattage à l'explosif

Cette technique est ancienne mais reste encore très utilisée dans l'excavation des tunnels. Elle présente l'avantage de progresser plus rapidement et elle est particulièrement plus économique que l'abattage mécanique.

La poudre noire (salpêtre + charbon + soufre) fut longtemps utilisée avant que n'apparaissent des produits plus performants tels que la dynamite ou les émulsions [18], mais présente plus de dangers liés aux fortes ondes de choc libérées ou aux émanations de gaz après l'abattage.

En souterrain, on utilise des explosifs brisants (vitesse de détonation > 4000 m/s) dont l'effet sur la roche est double [44] :

- L'énergie de choc véhiculée par une onde fissure le terrain ;
- L'énergie de gaz, engendrée par le dégagement d'un important volume de gaz à haute pression, ouvre ces fissures disloque le matériau. Le ‘surplus’ de cette énergie expulse les blocs disloqués.

Les explosifs AN/FO au nitrate fuel ne peuvent être employés en souterrain à cause de leur fluidité qui ne permet de les utiliser que dans des trous verticaux ou très inclinés et hors d'eau [25].

Pour la réalisation d'un tunnel à l'aide de l'abattage à l'explosif, il est primordial de choisir un bon plan de tir pour bien contrôler la fissuration du massif et donc de découper le rocher conformément à la section prédéfinie du tunnel (éviter les hors profils).

La première étape d'un plan de tir consiste à créer une cavité initiale en direction de laquelle on pourra abattre la roche : c'est le rôle du tir du bouchon. De nombreux modèles de bouchons ont été utilisés. Les bouchons à trous parallèles tendent à se généraliser en raison de la simplification du travail de foration dû au parallélisme de tous les trous d'une volée et parce que les machines actuelles de foration (les jumbos) qui équipent la plupart des chantiers de tunnels l'imposent pratiquement [28].

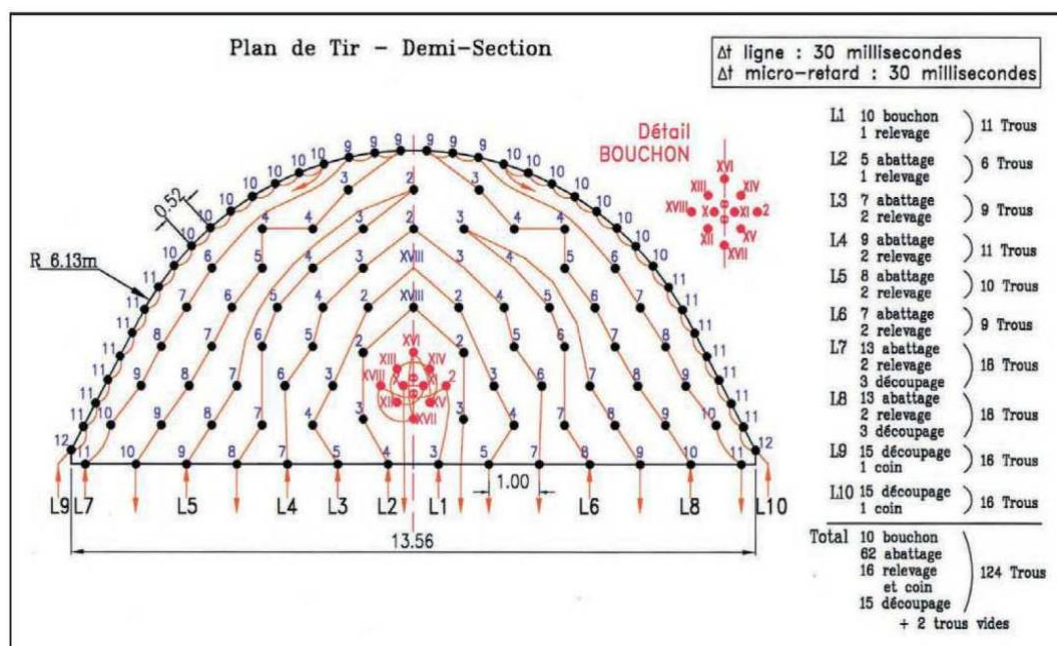
Pour atténuer la vibration, les nuisances sonores et pour assurer une bonne fragmentation de la roche, on utilise des détonateurs tels que les modèles électriques instantané ou à retard (très utilisés en tunnel), le modèle non électrique ou des détonateurs électroniques.

D'après (Bouvard-Lecoanet A. et al, 1992), on utilise habituellement des retards ordinaires de 0.5 s (entre les numéros consécutifs) pour les tirs en galerie ; tandis que dans le cas des tunnels possédant des grandes sections, on utilise généralement des microretards de 25 ms.

La section d'un tunnel à abattre comporte généralement trois parties :

- **La zone de bouchon** : localisée au centre du front de taille, elle permet de dégager une surface libre, qui permettra d'obtenir une bonne fragmentation des roches. Les trous de forages dans cette zone sont inclinés vers l'intérieur de la surface ;

- **La zone d'abattage :** tout autour de la zone de bouchon, elle permet de dégager la majorité de la section à abattre. Cette zone peut être constituée d'une seule ligne de tir en spirale ou plusieurs concentriques si le tir est séquentiel. Les trous de mine dans cette zone sont soit horizontaux ou légèrement inclinés.
- **La zone de contour :** avec des trous inclinés, la disposition de trous permet de bien cadrer le profil du tunnel.



Exemple 3 : Tunnel de la Chamoise – Plan de tir séquentiel - Pleine section

Figure II.11: Schéma d'un plan de tir séquentiel [32].

II.4.2. Abattage mécanique

Plus récente que la méthode d'abattage à l'explosif, l'abattage mécanique s'est développé principalement à partir des années 50. L'évolution de la technologie a permis depuis lors, de développer des machines à forer avec des outils d'abatage plus résistants et plus performants pour des roches encore plus dures.

Les caractéristiques des machines à forer existantes sont très variées. La plupart d’entre elles ont un domaine d’emploi physiquement limité par la nature de leurs outils et la puissance disponible, et même à l’intérieur de ce domaine, elles peuvent rencontrer des limitations économiques si leur rendement est trop faible ou si l’usure des outils est trop forte [28]

Il existe plusieurs types de machines à forer :

- Machines à attaque globale : attaquant en une seule passe la totalité de la section qui est de forme circulaire (Exemple : le tunnelier) ;

- Machines à attaque partielle ou ponctuelle : doivent se déplacer pour balayer tout le front de taille.

L'expérience montre que l'emploi des machines à attaque ponctuelle (généralement équipées de pics) doit se limiter à l'excavation des roches de dureté moyenne (résistance à la compression simple maximum de 50 ou 80 MPa suivant la puissance de la machine et l'état de fracturation du massif rocheux) [28]

Les machines à forer au rocher emploient deux types d'outils [28]:

- Les pics ;
- Les molettes.



Fig. II.12 : Machines d'abattage mécanique [32], [39].

II.5. Méthodes d'excavation de la section d'un tunnel

L'un des critères importants dans la conception des ouvrages en souterrains tels que les tunnels ou les galeries minières, après le choix de la technique d'excavation est de définir la manière dont la section sera traitée.

Lors de l'excavation de la section du tunnel, celle-ci peut être prise entièrement dans son intégralité ou partiellement.

II.5.1. Excavation à pleine section et demi-section

Par méthode de creusement à *pleine section*, il convient de comprendre les techniques d'avancement donnant lieu à un dégagement complet de la section principale de l'ouvrage en une seule fois [40].

L'emploi du creusement à pleine section nécessite l'emploi d'un matériel important (grande hauteur de l'excavation, importance des volumes de marouflage à chaque volée) [40]. Cette technique est bien adaptée pour des longueurs importantes de tunnels (exemple : le tunnel sous la manche longue de 50 km) et dont les terrains sont homogènes avec l'usage d'une méthode uniforme de soutènement (pose de voussoir, usage de boulonnage et de béton projeté) sur toute la longueur du tunnel.

L'excavation par pleine section (lorsque ses conditions d'application sont réunies) permet d'obtenir un meilleur contrôle des déformations souvent observées lors du creusement des tunnels.

Le creusement par demi-section est beaucoup plus indiqué dans les terrains homogènes nécessitant l'emploi de soutènement important.



Figure II.13 : Images d'excavations par pleine et demi section [40].

II.5.2. Excavation par section divisée

Cette technique d'excavation permet de limiter les risques d'instabilité des parois et surtout du front de taille du fait des grandes dimensions et l'absence auparavant de techniques fiables de stabilisation de ce dernier. Elle permet également dans le cas où les caractéristiques des terrains ne sont pas connues de faire des avancées de petites sections et d'en profiter pour évaluer la qualité du rocher et mettre en place un système de soutènement efficace.

La méthode de creusement en section divisée consiste en l'ouverture préalable d'une (ou plusieurs) galeries de petites sections dont une partie du soutènement participe au soutènement de l'excavation totale à réaliser. La section peut être divisée de différentes manières.

Ces galeries peuvent être exécutées sur toute la longueur de la zone à réaliser en section divisée avant le début de l'excavation du reste de la section.

Contrairement aux méthodes précédentes, cette technique d'excavation demande beaucoup plus de temps et de la minutie dans les opérations pour s'assurer de la conformité des dimensions et du bon assemblage des dispositifs de soutènement dans l'ouvrage.

Les figures ci-après montrent des exemples de techniques d'excavation par section divisée avec les numéros indiquant les ordres d'excavation.

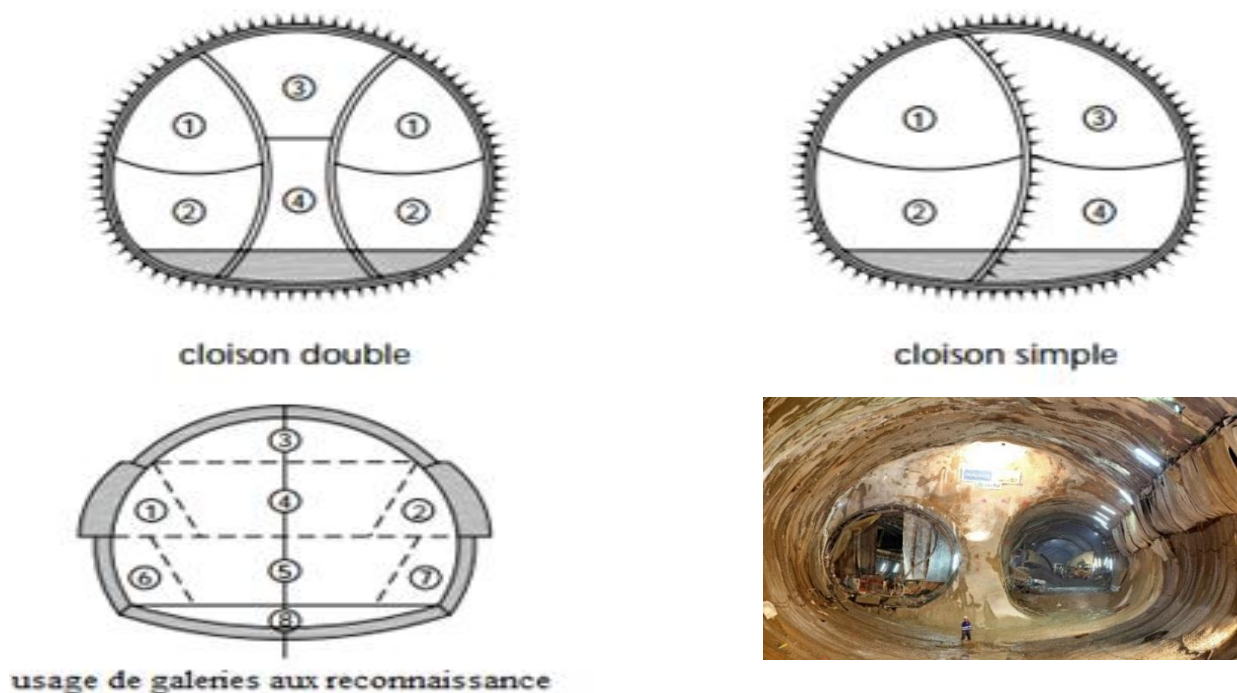


Figure II.14 : Excavations par section divisée [40]

II.6. Méthodes de soutènement des tunnels

Les techniques de soutènement utilisées dans les tunnels ont beaucoup évolué avec le développement de matériaux de plus en plus solides. À cela s'ajoutent, les études géotechniques plus améliorées qui nous permettent ainsi de choisir les matériaux adéquats pour les états de contraintes et la nature géologique des terrains. C'est pourquoi, les techniques anciennes telles que le soutènement au bois, utilisé par les anciens mineurs, sont remplacées par des matériaux métalliques et parfois vitreux.

Le procédé de soutènement peut se subdiviser en deux étapes à savoir : le pré-soutènement ou parfois directement le soutènement provisoire et le soutènement définitif.

Le but essentiel du soutènement est de contrôler et stopper les déformations engendrées par le creusement de l'ouvrage en souterrain. Pour cela, le dispositif à utiliser doit permettre de trouver un équilibre entre les poussées engendrées par le terrain et les résistances qui permettraient de stopper les déformations engendrées par ces poussées.

L'usage du pré-soutènement permet soit d'améliorer le terrain avant l'excavation soit de jouer un rôle de confinement de façon provisoire.

Parmi les méthodes de construction des tunnels les plus utilisées, nous avons la NATM (New Austrian Tunneling Method) qui consiste en un mélange de boulonnage et de béton projeté sur les parois de l'ouvrage le plus rapidement possible après l'excavation.

II.6.1. Equipements de soutènement

Les outils et matériaux les plus souvent rencontrés dans le soutènement ou pré-soutènement sont :

- **Les boulons d'ancrage** : qui peuvent fonctionner soit en mode actif (pour stopper le développement des instabilités), soit en mode passif (en prévenant tout déplacement ou perturbation au sein de l'ouvrage ou dans les roches environnantes). On distingue des boulons à ancrage ponctuel ou à ancrage reparté. Les matériaux sont soit de l'acier ou de la fibre de verre (particulièrement pour les fronts de taille)



Figure II.15 : Exemples de boulons d'encrages utilisés dans le soutènement [40]

- **Les tubes perforés (voûte parapluie)** : utilisés dans le pré-soutènement lors des excavations dans des terrains ayant une mauvaise tenue.



Figure II.16 : Photo de voûtes parapluies utilisées dans le tunnel situé entre Bouira et Draa-El-Mizan (Avril-2017)

- **Les treillis soudés** : ce sont des sortes de grillages en acier. Ils sont utilisés pour renforcer le béton en augmentant sa résistance au cisaillement.

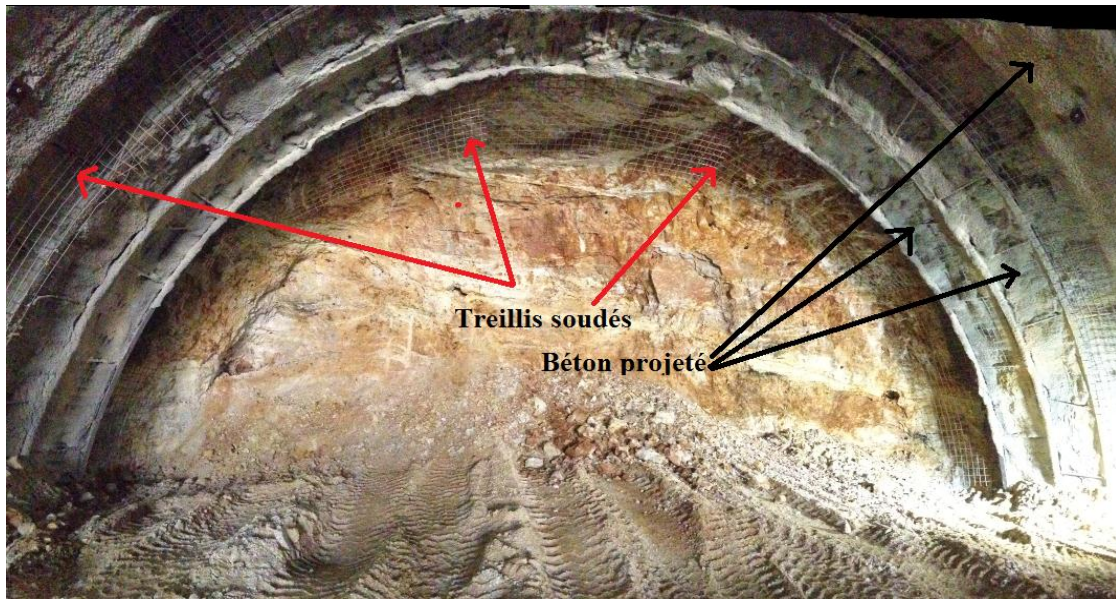


Figure II.17 : Photo de treillis soudés et du béton projeté utilisés au tunnel d'Ait Yahia Moussa (Avril-2017).

- **Les cintres métalliques :** en acier, les cintres les plus utilisés sont HEB X (X représente la catégorie du cintre). Les cintres agissent par supportage. On distingue des cintres lourds possédant une forte inertie (exemple : les HEB) et les cintres légers (exemple : les cintres réticulés ou les TH29 Kg/m). Le cintrage se fait suivant le rayon de courbure du tunnel ;



Figure II.18 : Barres métalliques pour les cintres (HEB 200) utilisés dans le tunnel d'Ait Yahia Moussa (Avril-2017).

- **Le béton projeté :** contribue énormément dans l'action de confinement. Son efficacité dépend de la granulométrie des granulats, du type d'adjuvant, de la qualité du ciment utilisé et du dosage de ces différents éléments.

II.6.2. Contrôle du front de taille

L'excavation du front de taille nécessite des fois des moyens de consolidation avant de procéder à l'excavation. On parle généralement de phénomène de convergence. Pour stabiliser le front de taille, on peut faire recours aux boulons en fibre de verre et du béton projeté.

Les principaux facteurs influents sur la déformation et la stabilité du front de taille sont [41]:

- Les caractéristiques du terrain : déformabilité, résistance, hétérogénéité, singularités (fractures...) ;
- La taille et la forme de la section excavée ;
- La profondeur du tunnel et les états de contraintes ;
- La présence d'eau ;
- Les méthodes d'excavation, la longueur sans soutènement, confinement ou renforcement du front.

II.7. Auscultation

Les méthodes modernes de construction des tunnels font souvent appel à des mesures pour contrôler l'évolution des travaux de creusement et de soutènement des tunnels. Elle permet entre autres de maîtriser les risques d'instabilités et les tassements à court terme. L'auscultation doit être prévue lors de la conception des projets. Elle se fait non seulement au stade du projet (exemple : utilisation de galeries de reconnaissance) mais aussi lors de la réalisation des travaux ainsi qu'après la livraison du tunnel (après les travaux).

II.7.1. Importance des auscultations

L'auscultation permet entre autres de [42] :

- assurer la stabilité de l'ouvrage à court terme ;
- adapter et optimiser les méthodes d'exécution ;
- vérifier l'impact des travaux sur l'environnement ;
- garantir la pérennité de l'ouvrage à long terme ;

II.7.2. Types de mesures

II.7.2.1. Mesures des déplacements (relatifs et absolus)

Les mesures les plus fréquentes effectuées en tunnel sont les mesures de convergence entre plots scellés aux parois [28]. Elles se font généralement à l'aide du fil invar qui doit être tendu (voir Fig.16) entre deux points ; cela nous permettra en fonction de la distance mesurée entre les deux points de savoir si l'un d'entre eux s'est déplacé. Un déplacement d'un seul point sur la surface traduit un déplacement dans tout le massif.

En l'absence de fils invar, on peut se servir d'un ruban pour effectuer les mesures, mais cela nous donne des résultats moins précis que le fil invar.

Pour les mesures absolues, on se sert de mesures topographiques qui sont plus précises. On détermine la position des cibles (dont la position est supposée fixe). On peut également utiliser des jauges de déformation utilisant des mesures électroniques plus précises ou encore des extensomètres de forage.

Il est également possible d'utiliser des leviers topographiques continus sur des cibles ou des jauges de déformations installées sur les parois du tunnel (comme l'illustre la figure ci-après). On place généralement 5 cibles de déformation sur une rangée suivant la section transversale du tunnel ;

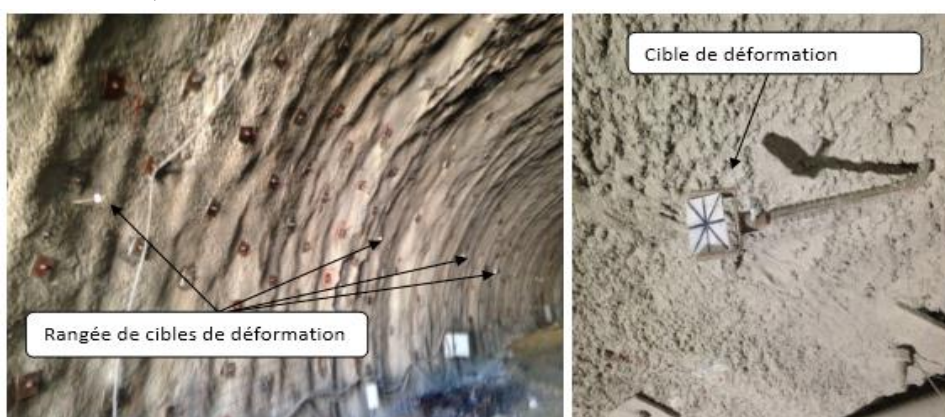


Figure II.19 : Cibles de déformation (Tunnel d'Ait Yahia Mousse- 23/04/2017)

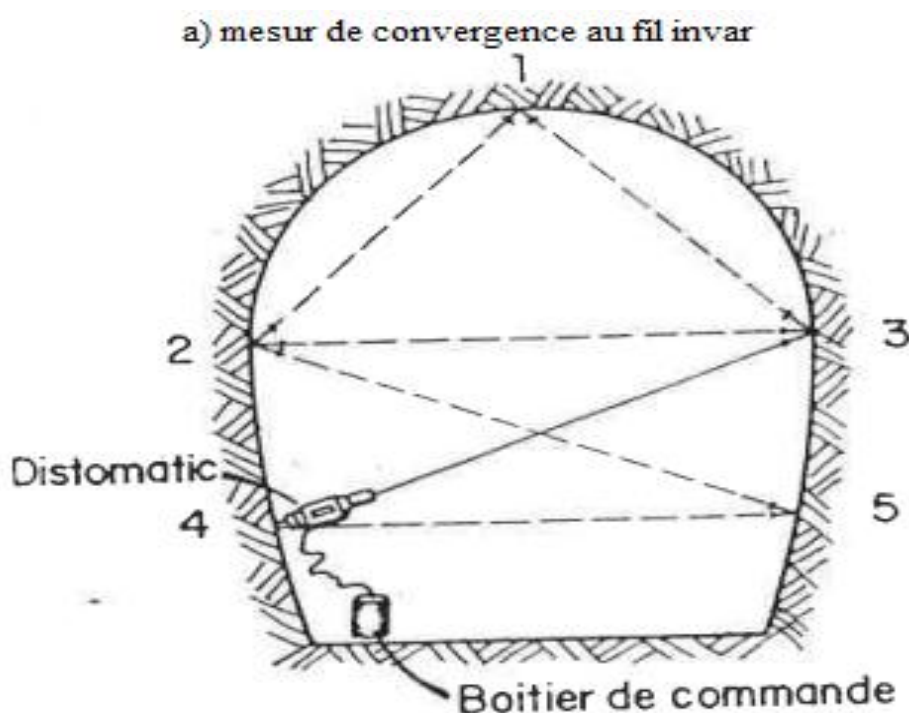


Figure II.19 : Mesures de convergence au fil invar (Distomètre_Distomatic) [28].

II.7.2.2. Mesure de pressions sur revêtement

Les pressions sur un revêtement peuvent être mesurées par des cellules de pression totale placées entre le revêtement et le terrain. Il s'agit de vérins plats remplis d'un fluide dont la pression est transmise à un manomètre (type GLOETZ) ou à une corde vibrante (type TELEMAT) [28]. C'est une mesure locale qui est soumise à la nature discontinue du milieu.

II.7.1.3. Mesures de contraintes dans le revêtement :

En utilisant des extensomètres (à corde vibrante) placés dans le revêtement ou en faisant appel à la méthode des vérins plats, nous pouvons déterminer la déformation du revêtement de l'ouvrage et ainsi déduire les sollicitations auxquelles il est soumis.

II.7.2.4. Mesure de tension des boulons

En se servant d'un dynamomètre, et en faisant un test d'arrachement des boulons, on peut vérifier leur bonne fixation sur le massif. Le dynamomètre doit être placé en tête de bouchon.

II.8. Conclusion

Le dimensionnement et l'adoption des techniques de soutènement se font à la base d'études géotechniques.

Parmi les méthodes de dimensionnement les plus utilisées dans les projets de tunnels, nous retiendrons les méthodes semi empiriques qui sont faciles à utiliser mais aussi les méthodes numériques (particulièrement les éléments finis) qui donnent plus de précision dans les calculs.

Quant à la réalisation des ouvrages (tunnels) l'usage des explosifs est plus économique par rapport à l'abattage mécanique. Pour assurer la sécurité des ouvrages, des auscultations sont faites avant, pendant et après le projet de construction des tunnels

Chapitre III :
Caractérisation et
classification des
massifs rocheux

III.1. Introduction

La description des propriétés mécaniques des roches est l'une des premières préoccupations du géotechnicien lors de la construction d'un ouvrage dans le rocher.

La classification d'un massif consiste à attribuer à ce massif une note à partir de laquelle on pourra décrire son comportement. L'obtention de cette note se fait par combinaison de plusieurs paramètres relatifs à la nature et aux caractéristiques géomécaniques du massif. Cette note tient également aux caractéristiques géomécaniques des discontinuités présentes dans le massif.

Dans ce chapitre, nous présenterons les méthodes d'investigation utilisées dans l'identification des massifs rocheux. Nous étudierons également quelques-unes de ces méthodes les plus utilisées tout en s'intéressant à certaines ambiguïtés de celles-ci.

III.2. Phases de reconnaissance

L'organisation des phases de reconnaissance est une étape clef de la réussite d'une campagne géotechnique. Tous les essais ne pouvant pas être réalisés à la fois, compte tenu du temps, des coûts et des objectifs visés par les projets, les ingénieurs doivent donc avant d'entamer un projet choisir les informations nécessaires à la réalisation de leurs ouvrages.

La mise en œuvre des reconnaissances s'insère dans les phases successives d'études et d'exécution, permettant au fur et à mesure l'élaboration de modèles de plus en plus détaillés, et la réduction des aléas et incertitudes. On distingue par exemple [43] :

- les études préliminaires ;
- l'avant-projet sommaire ;
- l'avant-projet définitif ;
- le projet d'exécution (comprenant le rapport géotechnique)
- la phase d'exécution des travaux qui permet d'observer le terrain réel et son comportement en vraie grandeur ;
- les changements dans les conditions d'exploitation, ou les effets d'évènements exceptionnels, séismes, crues, etc.

L'une des premières préoccupations des ingénieurs dès le début sera donc l'établissement du modèle géologique dès le début de la reconnaissance. Par la suite, il nous sera important d'élaborer des modèles de comportement mécanique et hydrogéologique (si nécessaire) à partir des rapports des investigations sur le terrain et des essais de laboratoire.

III.2.1. Etablissement d'un modèle géologique

La structure géologique d'une région peut se répéter sur de vastes zones. Il faudra donc au préalable localiser la zone d'étude dans sa région et faire une analyse des formations géologiques de toute la région. Par la suite, il sera plus facile d'étudier et de comprendre la zone d'étude à une échelle plus réduite.

L'établissement de ce modèle doit se faire sur la base d'observation des cartes géologiques pré établies, des photographies aériennes. Elle devra également utiliser les observations sur le terrain, les levés géologiques ainsi que les prospections géophysiques.

De ces études, on doit établir des cartes géologiques plus précises à l'échelle de l'ouvrage, des maquettes (si nécessaire), des cartes topographiques à partir desquelles on pourra guider la suite des travaux d'identification des massifs rocheux.

III.2.2. Etablissement d'un modèle mécanique (et hydrogéologique)

Une fois le modèle géologique établi, et sous réserve des modifications qui découleront de la suite des reconnaissances, les modèles mécaniques et hydrauliques s'appuient sur des mesures, au laboratoire d'abord, et surtout au cours d'essais sur le terrain (*in situ*) [43]. L'état d'altération ainsi que les défauts existant dans les roches doivent être utilisés lors de la subdivision du massif en des ensembles homogènes.

Les travaux durant ces étapes s'intéressent à l'identification des paramètres tels que les résistances, les déformabilités, les perméabilités et les altérabilités. Plusieurs des essais d'identification de ces paramètres ont été traités dans le premier chapitre.

III.3. Méthodes de reconnaissance

L'ensemble des méthodes qui seront présentées ci-après appartiennent pratiquement soit à des méthodes géologiques, hydrogéologiques ou géophysiques.

Cependant, en fonction de la manière de procéder en contact direct ou indirecte, sur le terrain ou au laboratoire, on peut classer l'ensemble des techniques utilisées en méthodes directes et indirectes.

Les méthodes directes sont réalisés le terrain (en surface ou en profondeur). Quant aux méthodes indirectes, on parlera principalement des études géophysiques.

III.3.1. Levés géologiques de surface

Elles permettent grâce à des observations et quelques mesures faites sur les affleurements de [28]:

- préciser la nature des roches et la structure géologique de la région.
- prélever des échantillons pour les tests de laboratoire (analyses chimiques et minéralogiques)
- identifier les différents éléments concernant la tectonique (plissements, failles) ;
- identifier et caractériser les réseaux de discontinuités et de décrire les anomalies et accidents visibles à la surface.

III.3.2. Les reconnaissances par puits et galeries

Ces deux ouvrages réalisés en souterrain (avec des dimensions réduites) permettent en l'absence d'affleurements et parfois pour de meilleures informations, de se rapprocher de la surface rocheuse afin d'identifier correctement les caractéristiques géologiques des formations. Ils permettent également d'installer l'équipement pour d'autres essais *in situ*.

III.3.3. Sondages carottés et autres essais mécaniques

Bien que les opérations soient délicates, coûteuses et longues, les forages carottés permettent d'obtenir des informations détaillées sur la lithologie du massif, la densité de fracturation, son état d'altération ainsi que ses hétérogénéités. L'orientation des trous de forage doit être choisie avec soin pour obtenir le maximum d'informations possible.

Néanmoins, il est important de souligner que la qualité de la carotte dépend de l'expérience du foreur et de la réussite des opérations de récupération dans le tube de forage. Si ces deux opérations ne se passent pas correctement, on obtient beaucoup de fracturations qui n'existent pas dans le massif rocheux.

A partir des échantillons prélevés, des essais au laboratoire (tests de résistance, analyses chimiques) peuvent être réalisés pour obtenir plus d'informations.

Parmi les essais mécaniques *in situ*, nous énumérerons :

- Les mesures de déformabilité ;
- les mesures de contraintes ;
- l'essai Lugeon.

Les essais mécaniques au laboratoire s'intéressent également à la perméabilité, les résistances et paramètres de déformabilités.

III.3.4. Télédétection

Elle se base sur l'analyse des photographies satellitaires et aériennes pour identifier le terrain (voir Figure III.1).

L'examen stéréoscopique des photographies aériennes, avec différents types d'émulsion, à différentes dates et à différentes échelles, peut ainsi fournir des éléments précis sur les directions générales de fracturation, sur la présence de zones faillées ou altérées, de venues d'eau, d'anciens karsts, etc. [8].

III.3.5. La reconnaissance géophysique

Les méthodes géophysiques de prospection se basent sur les diverses propriétés des roches dont l'effet se manifeste non seulement au voisinage direct de ces roches mais aussi à une distance plus ou moins importante [44].

Parmi les méthodes géophysiques utiles à l'étude des tunnels nous avons :

- **La tomographie (Electriques)**

La tomographie fait partie des méthodes faisant appel au courant électrique. Elle permet de mesurer la résistivité des roches sur un parcours donné à une certaine profondeur. Cela permettra d'avoir une idée sur la dureté des roches traversées ainsi que les catégories de roches. La tomographie peut s'avérer très importante dans le choix de l'implantation des forages.

- **Sismique-réfraction :**

Cette méthode de prospection sismique permet de définir les différentes couches constituant le massif en identifiant la vitesse de propagation des ondes élastiques émises par un choc. Cette vitesse dépend notamment de l'état de compacité, de fracturation, de la nature de la couche et de l'état d'altération du matériau.

Son inconvénient est la difficulté d'identifier une couche lente située sous une couche dont la vitesse de propagation des ondes est plus rapide.

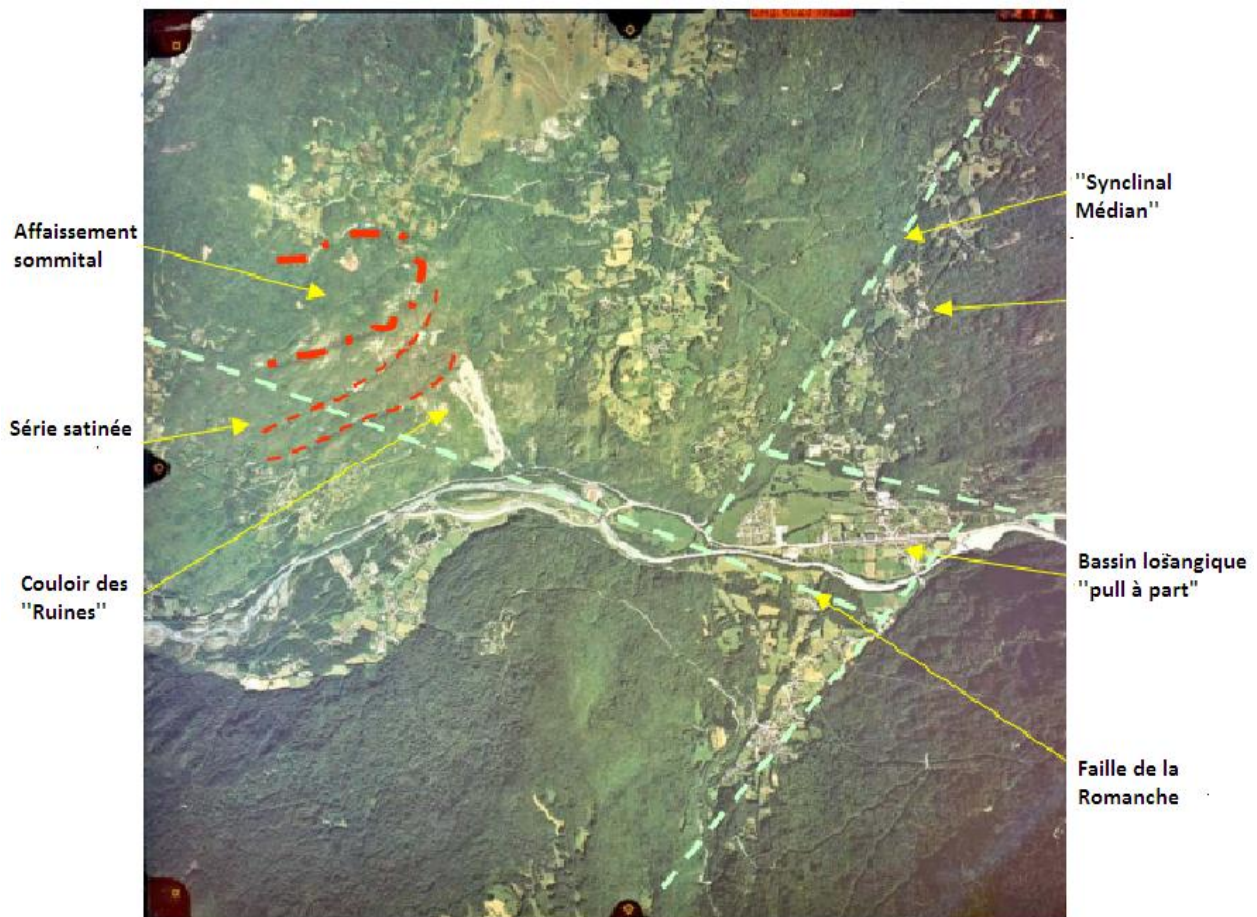


Figure III.1 : Exemple de Photo-interprétation [45]

III.4. Méthodes de classification des massifs rocheux

La classification des massifs rocheux reste une pratique courante qui permet d'adopter les techniques de constructions adéquates pour les ouvrages à réaliser dans les massifs rocheux.

Il existe plusieurs méthodes de classification géomécaniques parmi lesquelles se trouvent les méthodes semi-empiriques. Ces méthodes ont été développées sur la base d'expériences et d'hypothèses. La différence entre les méthodes semi-empiriques réside dans le choix des paramètres géotechniques (altérabilité, fracturation, humidité, résistance) et dans la façon de les utiliser lors du dimensionnement des massifs rocheux.

A titre d'information, nous avons présenté dans (Tableau III.1) quelques méthodes de classification combinées à partir de Palmström, (1995) et Bieniawski, (1989).

De notre part, nous nous contenterons de présenter dans un tableau les 16 principales méthodes de classification (tirés de Palmström, 1995) et d'étudier particulièrement les

méthodes les plus utilisées en relation avec les projets de tunnel (le RMR, le NGI, le GSI, et les recommandations de l'AFTES).

Tableau III.1. Systèmes de classification de massif rocheux [36]

Système de classification	Référence	Pays d'origine	Applications
Rock Loads	Terzaghi, 1946	E.U.A	Tunnels avec support en acier
Stand-up	Time Lauffer, 1958	Autriche	Tunnels
New Austrian tunneling method (NATM)	Rabcewicz, 1964/1965, 1975	Autriche	Tunnels
Rock Quality Designation (ROD)	Deere, 1968	E.U.A	Carottes de forges, tunnels
Rock Strength Rating (RSR°)	Wickham et al, 1972	E.U.A	Tunnels
Rock Mass Rating (RMR)	Bieniawski, 1973, 1974, 1976, 1979 Bieniawski, 1989	Afrique du Sud E.U.A	Tunnels, mines, SLOPES
Extension du système RMR	Laubscher 1977, 1984	Afrique du sud	Mines
	Ghose and Raju, 1981	Inde	
	Kendorski et al, 1983	E.U.A	Mines de charbon
	Serafim and Pereira, 1983	Portugal	Mines en roche dure Fondation
	Gonzales de Vllejo, 1983	Espagne	Tunnels
	Unal, 1983	E.U.A	Support du toit/charbon
	Romana, 1985	Espagne	Stabilité des pentes
	Newman et Bieniawski, 1985	E.U.A	Mines de charbon
Rock Mass Quality	Barton et al, 1975	Norvège	Tunnels, chambres
Strength-Size	Franklin, 1975	Canada	Tunnels
Ramamurthy & Aurora Classification (RAC)	Ramamurthy et Aurora, 1993	Inde	Roche intacte
Geological strength index (GSI)	Hock et al, 1995	Canada	Mines
Rock mass index system (RMI)	Palmström	Norvège	Tunnels, TBM, mines

III.4.1. Le Rock Quality Designation (R.Q.D)

Le R.Q.D fut proposé par D. Deere en 1964. Il est déterminé à partir des observations faites sur les échantillons prélevés dans un sondage carotté, le R.Q.D est calculé sur la longueur de passe de sondage [37]:

$$R. Q. D = \frac{100 \times \sum \text{des longueurs de carottes de longueur} > 10 \text{ cm}}{\text{longueur de la passe de carottage}} \quad (\text{III.1})$$

On utilise pour cela des passes de carottage de 1m dans le calcul du R.Q.D. A partir de la valeur obtenue, on peut estimer la qualité de la masse rocheuse.

Tableau III.2 : Classification de la roche suivant la valeur du R.Q.D [37].

R.Q.D	Qualité de la Roche
R.Q.D. < 25 %	Très mauvaise
25 % < R.Q.D. < 50 %	Mauvaise
50 % < R.Q.D. < 75 %	Moyenne
75 % < R.Q.D. < 90 %	Bonne
90 % < R.Q.D. < 100 %	Très bonne

Note : Lorsque le R.Q.D < 10, prendre la valeur par défaut R.Q.D = 10.

Constituant une description de la qualité de la masse rocheuse, plusieurs systèmes de classification utilisent le R.Q.D dans l'analyse des massifs rocheux.

Lors du forage, il est recommandé d'utiliser des diamètres supérieurs à 50mm pour que les morceaux de roche saine ne soient pas cassés en cours de prélèvement [37].

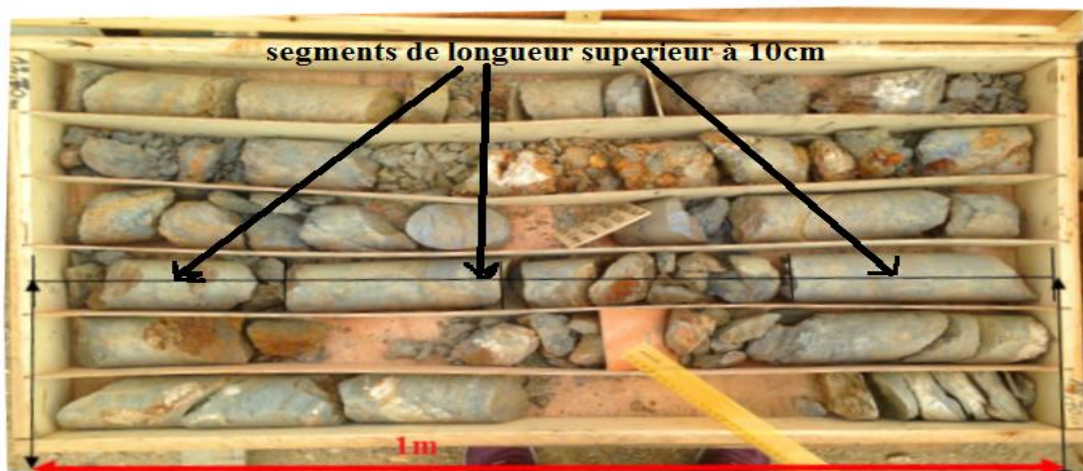


Figure III.2 : Une caisse de carotte du tunnel d'Ait Yahia Moussa (26/04/2017)

A l'absence de sondages carottés, comme tenu de l'importance du R.Q.D dans la description de la masse rocheuse, d'autres solutions alternatives ont été proposées par des chercheurs tels que Priest et Hudson (1976) et Palmström (1982).

Selon Priest et Hudson (1976), en identifiant les discontinuités (joints) en surface et en déterminant l'espacement de ces joints (λ [joints/mètre]). On peut déduire le R.Q.D à partir de la relation suivante :

$$R.Q.D = 100e^{-0.1\lambda}(0.1\lambda + 1) \quad (III.2)$$

Selon (Romana, 1993), cette équation serait valide pour $RQD > 50\%$. Pour $6 < R.Q.D < 16$, cette précédente équation (III.2) devient :

$$R.Q.D = -3.68\lambda + 110.4 \quad (III.3)$$

A défaut de ces deux premières méthodes, toujours en l'absence de carotte, on peut utiliser la méthode proposée par Palmström (1982) pour calculer la valeur du R.Q.D. Cette méthode consiste à se servir de la densité volumétrique des joints (J_v) pour calculer le R.Q.D. Très appliquée dans les tunnels, la détermination de J_v se fait généralement à base d'un échantillon cubique de 1m d'arrête.

$$RQD = 115 - 3.3J_v \quad (III.4)$$

Pour $J_v < 4.5$, le $RQD = 100$.

Une modification de cette relation empirique par Palmström en 2005 a donné la relation ci-après qui s'avère donner de meilleurs résultats :

$$RQD = 110 - 2.5J_v \quad (III.5)$$

L'estimation des valeurs possibles de J_v peuvent être faites à partir du tableau suivant :

Tableau III.3 : Classification des densités volumétriques [50]

Degré de fracturation	J_v
Très faible	<1.0
Faible	1-3
Moyen	3-10
Elevé	10-30
Très élevé	30-60
Désintégrée	>60

Selon (Deere et Deere, 1988), le RQD doit être interprété comme un indice de qualité du massif lorsque la roche présente des caractéristiques problématiques comme un haut degré de fracturation et se présente par un comportement ductile, une zone de cisaillement ou un massif fracturé.

Après l'obtention d'un R.Q.D dans un massif rocheux et la portée des excavations, il est possible de prédire un type de soutènement (voir Fig. III.3)

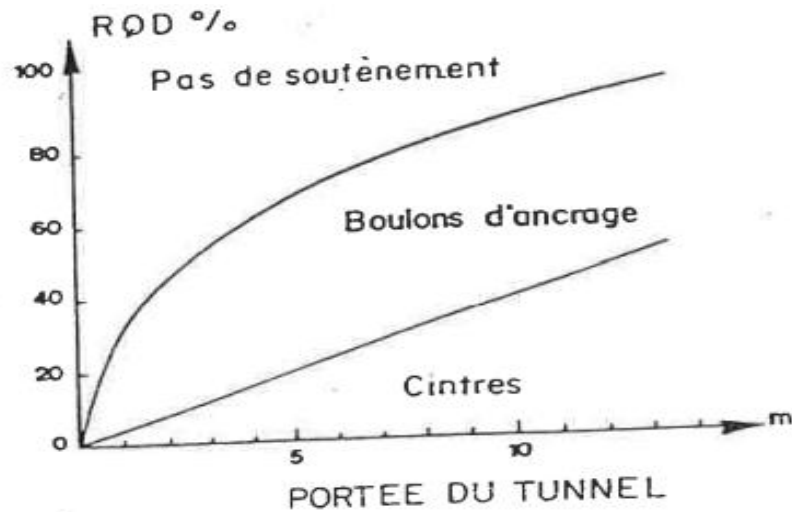


Figure III.3 : Type de soutènement en fonction du R.Q.D et de la portée du tunnel [28].

III.4.1.1. Limites du Système RQD

Présentant une grande importance dans l'étude des massifs rocheux, et réutilisé par plusieurs autres méthodes de classification, le R.Q.D peut dans certaines conditions ne pas être à mesure de décrire convenablement la qualité de la masse rocheuse. Parmi les limites nous retiendrons :

- Une mauvaise manipulation lors du forage liée à l'expérience du foreur (mauvais ajustement de la vitesse de forage ou de la force de poussée du carottier) ou à des brisures lors de la récupération de la carotte ;
- L'orientation des trous de forage qui peut être faite suivant plusieurs directions et cela change l'espacement entre les discontinuités rencontrées. Vu l'importance de l'orientation des forages, Hoek et al. (2000) préfèrent l'utilisation de la densité volumétrique des joints pour exprimer le R.Q.D, cela permettrait de diminuer ce biais. Ce choix explique la raison pour laquelle lorsque des sondages sont réalisés verticalement à partir du sommet du massif rocheux, pour la réalisation d'un tunnel dont l'axe est naturellement dans un plan sub-horizontale à horizontale, il est préférable d'utiliser la méthode des blocs pour calculer le R.Q.D ;
- Le R.Q.D est insensible à l'effet d'échelle de ses excavations. Pour un certain indice R.Q.D déterminé, il est impossible d'appliquer ce même paramètre de design pour un tunnel de petite dimension que pour une grande excavation souterraine.

- Pour des espacements de 110mm entre les joints d'une carotte de 1000mm, on trouve un RQD de 100% tandis que pour des valeurs de 90 mm d'espacement constant entre les joints, on trouve directement un R.Q.D de 0%. Milne et al., (1991) ressortent la sensibilité du système en démontrant que pour un indice de RQD de 100%, le massif rocheux peut avoir des caractéristiques différentes, c'est-à-dire 3 familles de joints espacées de 0.4m ou 1 famille de joints avec un espacement de plusieurs mètres ;

Au regard de toutes ces limitations du R.Q.D, malgré son importance pour la description de l'état de fracturation des massifs rocheux (raison pour laquelle plusieurs autres méthodes de classification l'ont réutilisé), le R.Q.D, ne peut pas être considéré comme une méthode de classification à part entière.

III.4.2. Système du RMR (Rock Mass Rating) de Bieniawski

Le système de classification RMR a été développé par Bieniawski dans les années 1990 [49]. Ce système se base sur une expérience professionnelle des études menée sur une centaine de tunnels de faible profondeur réalisés dans des terrains sédimentaires.

Depuis son apparition, le système initial a reçu de nombreuses modifications et extensions durant les années 1974, 1976, 1979 et 1989. Nous noterons tout de même que les versions de RMR les plus utilisées sont celles de 1976 et 1989. Ce système repose sur l'attribution d'une note à 6 paramètres [49] :

1. La résistance à la compression simple de la roche saine σ_c ;
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

Les notes R_1 , R_2 , et R_5 correspondant aux paramètres 1, 2 et 5 sont établies pour l'ensemble du massif rocheux, alors que R_3 , R_4 et R_6 sont évaluées pour chaque famille de discontinuités. A partir de ces 6 notes, 3 Indices RMR peuvent être calculés :

$$RMR_{ses} = R_1 + R_2 + R_3 + R_4 \quad (III.6)$$

$$RMR_{base} = RMR_{ses} + R_5 \quad (III.7)$$

$$RMR_{modifié} = RMR_{base} + R_6 \quad (III.8)$$

Le paramètre R_6 est un facteur de correction (de valeur négative) qui permet d'ajuster la valeur du RMR de base en fonction de l'orientation des discontinuités. La note attribuée à l'influence de ces dernières varie selon qu'on travaille dans un tunnel, un talus ou dans une fondation.

Tableau III.4 : Valeur du paramètre de réduction R_6 en fonction du pendage et de l'orientation du tunnel [36]

	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	

Les 5 autres paramètres sont déterminés conformément au tableau (Tableau III.2). En rajoutant à la somme de ces 5 éléments, la valeur du facteur de correction R_6 on obtient la valeur du RMR.

En fonction de la valeur du RMR, Z. BIENIAWSKI, a classifié les rochers en 5 catégories tout en estimant le temps moyen de tenue sans soutènement pour chaque catégorie (voir Tableau III.4). Z. BIENIAWSKI, a également proposé un type de soutènement qui conviendrait à chaque classe de rocher (voir Tableau III.5).

Nous présenterons en annexe un tableau explicite qui permet de calculer le RMR à partir des observations sur le terrain en tenant compte de tous les paramètres possibles.

Tableau III.5 : Paramètres de classification des roches et notes de pondération [36].

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 continus	Remplissage mou >5 mm ; joints ouverts >5mm ou joints 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 [50].

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 C_m (KPa)	>400	300-400	200-300	100-200	<100
Angle de frottement interne Φ_m (°)	>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 [37].

Classe de la roche	Type de soutènement						
	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

Plusieurs auteurs ont proposé des relations entre les paramètres mécaniques du massif rocheux et la valeur du RMR. Nous avons retenu les relations suivantes qui permettent d'estimer une cohésion et un angle de frottement, ainsi qu'un module de Young [49]:

$$C_{eq} (KPa) \approx 5 RMR \quad (III.9)$$

$$\varphi_{equ} (^{\circ}) = 0,5 RMR + 8,3 \pm 7,2 \quad (III.10)$$

$$E_{eq} (GPa) \approx 10^{\frac{(RMR-10)}{40}} \quad (III.11)$$

III.4.2.1. Limites d'usage du RMR :

Cette classification ne prend pas en considération l'état de contrainte in-situ ni la rugosité des fractures et l'angle de frottement du matériau de remplissage ; les roches gonflantes n'y sont pas non plus traitées. L'application de cette classification est limitée aux cas de massifs dont la matrice a une bonne résistance et dont le comportement est régi par les discontinuités [9]. Mis à part ces constats, nous pouvons également retenir :

- Plusieurs chercheurs se posent des questions sur la considération (ils mettent en doute) qui devrait être apportée sur le paramètre de correction (R_6) introduit par Bieniawski car ils considèrent que l'auteur a très peu donné de justification et d'explication dans sa théorie sur ce paramètre. Dans le domaine minier, ce paramètre n'est pas pris en considération. Pour se justifier, dans sa publication de 1976, Bieniawski affirme (traduction) :
«Dans le cas des projets de Génie civil, un ajustement par rapport aux joints suffira. Pour les applications dans l'exploitation minière, d'autres ajustements tels que les contraintes suivant la profondeur ou la variation de contrainte peuvent être nécessaires ».
- En ce qui concerne les contraintes dans le massif, ce système de classification de RMR dans Bieniawski (1973) les néglige. Le système devient adéquat pour des contraintes allant jusqu'à 25 MPa (courant dans les projets de génie civil), pourtant dans le domaine minier, les contraintes vont bien au-delà de cette valeur ;

Néanmoins nous pouvons retenir que lorsqu'il est employé convenablement, le RMR, reste un système très efficace pour la classification des massifs rocheux. Raison pour laquelle on retrouve ses extensions dans des domaines comme l'Exploitation minière sous l'appellation de MRMR (*Mining Rock Mass Rating*). On retrouve également des

modifications du RMR adaptées aux barrages sous le nom de DMR (Dam Mass Rating- [voir dans Romana, 2003]) et également aux pentes sous l'appellation de SMR (Slope Mass Rating- [voir dans Romana et al., 2003]).

III.4.3. Le système Q Barton (1974)

Après avoir analysé plus de 200 cas d'excavations souterraines avec support en Suède et en Norvège, Barton et al. ont développé en 1974, un système de classification des massifs rocheux à travers un indice de qualité Q de la masse rocheuse. Cet indice qui représentera la masse rocheuse est calculé à partir de 6 paramètres géotechniques portant sur les conditions hydrauliques de la masse rocheuse, l'état des discontinuités et la nature de la masse rocheuse (résistance et états de contraintes). Selon (Bieniawski, 1989), ce système est un moyen de classification quantitatif et dans le domaine de l'ingénierie, ce système est utile dans la conception des supports des tunnels.

Contrairement au système précédent ayant reçu de nombreuses modifications dans le temps, le système Q de Barton parfois connu sous l'appellation de NGI à l'hommage de l'Institution Géotechnique Norvégienne (ou *Rock Mass Quality* ou *Tunnelling Quality Index*) n'a connu qu'une seule modification majeure par Grimstand et Barton en 1993. La modification concerne l'ajout du paramètre SRF (Stress Reduction Factor).

A partir des 6 paramètres choisis par la méthode, l'indice de qualité Q de Barton peut être calculé comme suit :

$$Q = \frac{R.Q.D}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad (III.12)$$

Avec :

- **R.Q.D** : est le Rock Quality Designation de Deere. Pour RQD < 10, on attribuera la valeur par défaut 10 au RQD ;
- **J_n** : représente le nombre de familles principales de discontinuités, J_n ∈ [0.5 ; 20] ;
- **J_r** : caractérise la rugosité des faces des joints, J_r ∈ [1;4] ;
- **J_a** : définit le degré d'altération des joints (épaisseur du joint et nature du matériau de remplissage), J_a ∈ [0.75 ; 20] ;
- **J_w** : spécifie les conditions hydrogéologiques : importance des venues d'eau de pression, J_w ∈ [0.05 ; 1] ;
- **SRF** : (Stress Réduction Factor) précise l'état des contraintes dans le massif, SRF ∈ [0.5 ; 20] ;

La relation (III.12) précédemment peut être subdivisée en 3 blocs distincts :

- $R.Q.D/J_n$ décrivant la structure du massif et plus particulièrement la taille des blocs ;
- J_r/J_a qui représente la qualité mécanique du contact entre les épontes des blocs de roches à savoir la résistance au cisaillement des discontinuités ;
- J_w/SRF : joue le rôle d'un paramètre de correction (ou de réduction) qui prend en considération l'effet donnant ainsi l'état des contraintes actives dans le massif.

Selon les valeurs possibles de l'indice Q située entre 0.001 et 1000, on distingue 9 catégories de roche comme le présente le tableau ci-dessous :

Tableau III.8: Classification de la qualité de la roche [37].

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

Le choix des valeurs des 6 paramètres qui ont conduit à l'obtention des valeurs décrites dans le (Tableau III.8) sont obtenues à partir de (**Tab. III.7 à Tab. III.13**).

Après avoir calculé par la formule précédente l'indice de qualité Q du rocher, les dimensions et la destination de l'ouvrage aboutissent à l'un des 38 numéros de catégories d'ouvrages et de leurs soutènements (utilisation de la figure ci-après). Le coefficient supplémentaire ESR (Excavation Support Ratio) défini au dans le (Tableau III.13), qui apparaît sur la (Figure III.5) dans le terme des ordonnées est un coefficient correcteur de dimension qui varie de 0.8 à 3.5 selon la nature de l'ouvrage et le caractère temporaire ou permanent de soutènement à pré dimensionner. A partir du paramètre ESR, N. BARTON définit la dimension équivalente de l'ouvrage [28]:

$$De = \frac{\text{largeur, diamètre ou hauteur (en m)}}{ESR} \quad (\text{III.13})$$

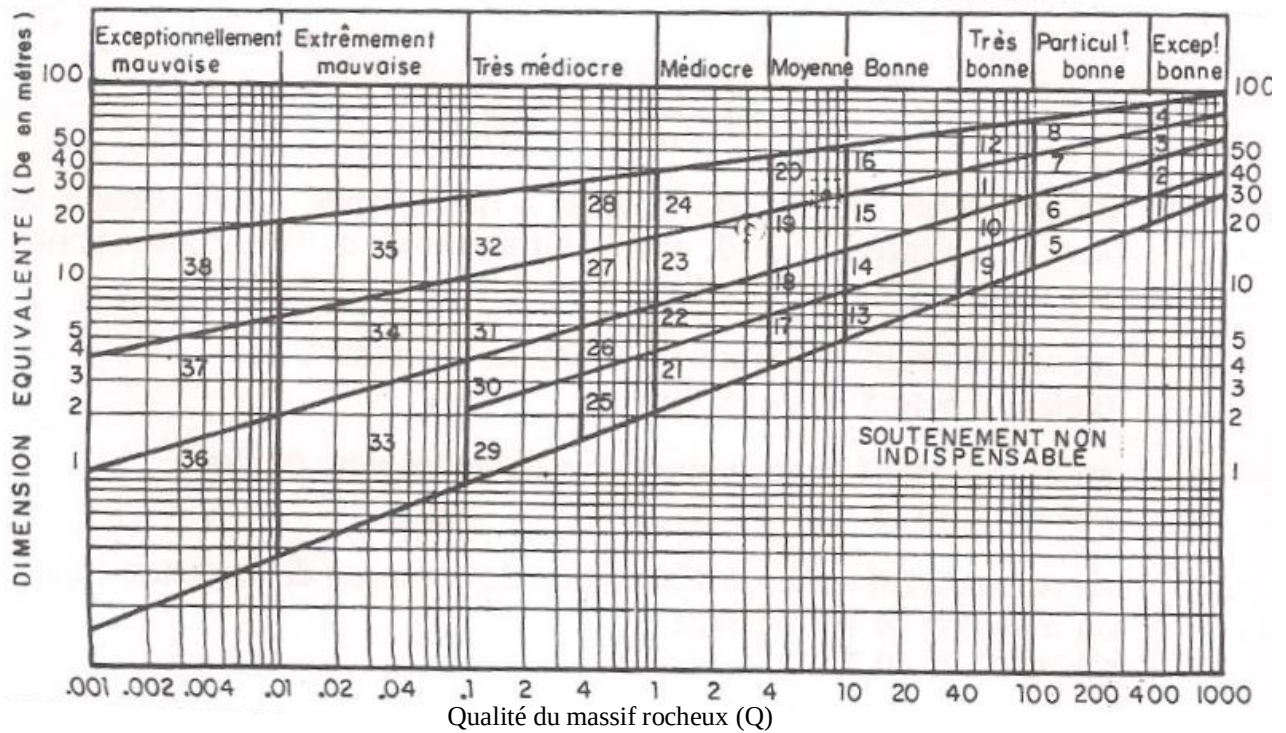


Figure III.4 : Schéma montrant les 38 catégories de soutènement [28]

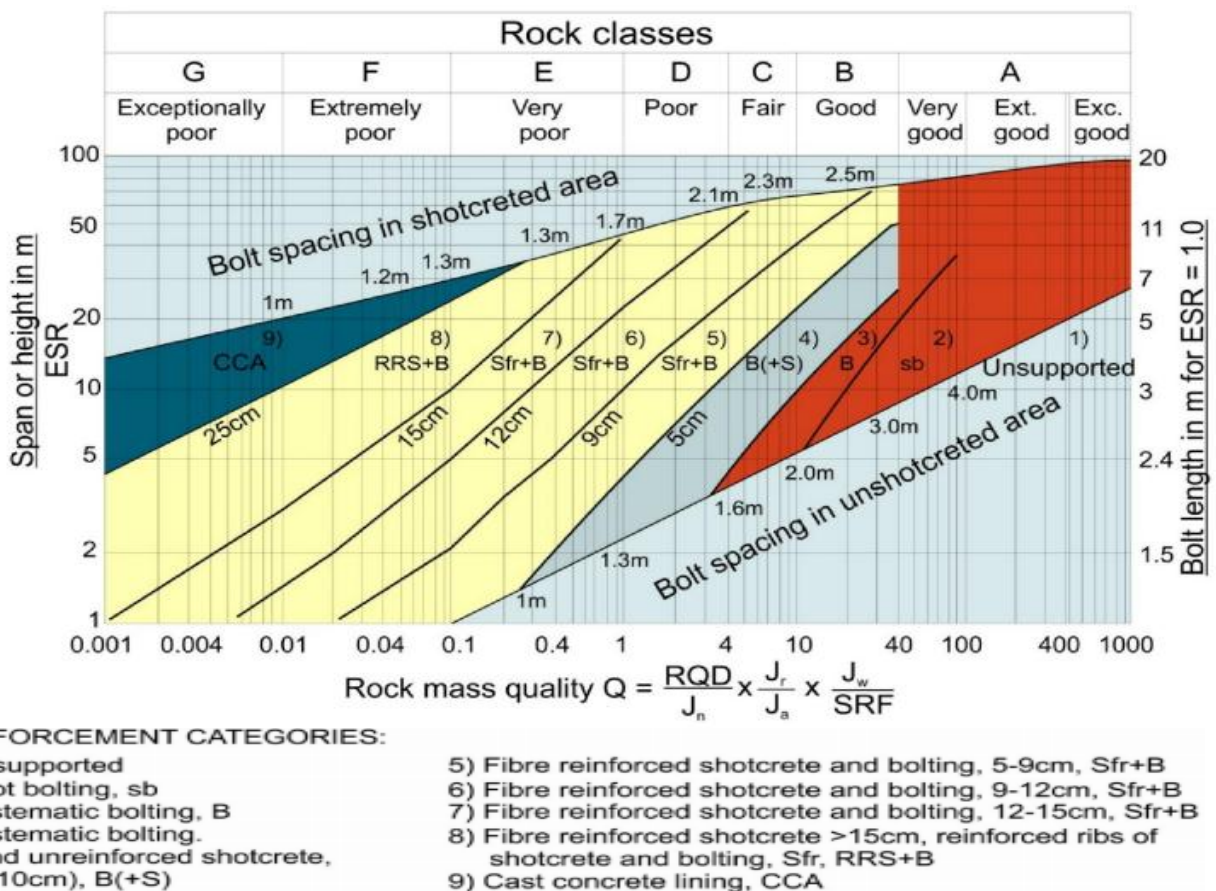


Figure III.5 : Schéma reliant Q, De et les catégories de soutènement [51]

Tableau III.9 : Paramètre J_n description et indices de joints [28]

Indice des familles de joints		J_n
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 ($3.0 \times J_n$) ;

2- Pour les têtes d'accès, adopter ($2.0 \times J_n$) ;

3-Le paramètre J_n 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 ».

Tableau III.10 : Paramètre J_r description et indices de joints [28]

Note 1 : J_r (et J_a du tableau suivant) doit être évalué pour la famille de joints là moins résistante présente dans la zone étudiée. Cependant si la famille qui présente la plus faible valeur J_r/J_a , est orientée favorablement pour la stabilité de l'ouvrage, il se peut qu'une autre famille, moins favorablement orientée, soit plus significative et il convient alors de considérer la valeur de J_r/J_a de cette deuxième famille même si elle est plus élevée. La valeur de J_r/J_a adoptée sera celle correspondant à la surface qui a la plus grande probabilité d'amorcer la rupture.

Indice de rugosité des joints		J_r
	(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

Note : 2- Les descriptions se réfèrent à des éléments de petites ou moyennes dimensions.

Indice de rugosité des joints		J_r
(c) Epontes hors contact après cisaillement		
H	Zone argileuse d'épaisseur suffisante pour empêcher le contact.	1.0
J	Zone sableuse, graveleuse ou broyée d'épaisseur suffisante pour empêcher le contact.	1.0

Note 3 : Ajouter 1.0 si l'espacement moyen des joints est supérieur à 3m.

Note 4 : $J_r=0.5$ si les joints plans et striés comportent des linéations et que ces linéations sont orientées de telle sorte qu'elles peuvent amorcer une rupture.

Tableau III.11 : Paramètre J_a description et indices de joints [28].

Note : 1- voir note 1 du tableau précédent.

Indice d'altération des joints		J_r	$\phi_r(\text{approx})$
(a) Epontes en contact			
A	Joint serré, recimenté, remplissage dur, non radoucissant, étanche (par ex. quartz ou épidote)	0.75	-
B	Epontes non altérées, taches superficielles seulement	1.0	25-35°
C	Epontes légèrement altérées, enduit minéral non radoucissant, grains sableux, roche décomposée sans argile, etc.	2.0	25-30°
D	Enduits d'argile silteuse ou sableuse, faible teneur en argile (non-radoucissante)	3.0	20-25°
E	Enduits argileux, radoucissant ou à faible frottement (par ex. kaolinite ou mica) ; également chlorite, talc, gypse, graphite etc. et argiles gonflantes en petite quantité (film discontinu, moins de 1 à 2mm d'épaisseur)	4.0	8-16°
(b) Epontes en contact après cisaillement <10mm			
F	Matériaux sableux, roche décomposée mais sans argile, etc.	4.0	25-30°
G	Remplissage argileux fortement surconsolidé, non radoucissant (continu, ép. <5mm)	6.0	16-24°
H	Remplissage argileux moyennement ou légèrement	8.0	12-16°

J	surconsolidé et radoucissant (continu, ép. <5mm) Remplissage d'argiles gonflantes, par ex. : montmorillonite (continu, ép. <5mm) La valeur de J_a dépend du pourcentage d'éléments gonflants, de l'alimentation en eau, etc.	8.0-12.0	6-12°
(K, L, M)	(b) Epontes en contact après cisaillement <10mm Zones ou bandes de roche décomposée ou broyée contenant de l'argile (pour les caractéristiques de l'argile voir G, H, J) ;	6.0 ; 8.0 ou 8.8-12.0	6-24°
N	Zones ou bandes d'argile silteuse ou sableuse, faible pourcentage d'argile (non radoucissant)	5.0	-
(O, P, R)	Zones ou bandes épaisses et continues d'argile (pour les caractéristiques de l'argile, voir G, H, J)	10.0 ; 13.0 ou 13.0-20.0	6-24°

Tableau III.12 : Paramètre J_w description et indices de joints [28]

Influence de l'eau en charge		J_w	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, débouillage occasionnel au droit d'un joint	0.66	1.0-2.5
C	Fortes venues d'eau ou pression importante, débouillages 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

Note : 1- Les indices C à F sont des estimations grossières. Prendre une valeur J_w plus élevée dans le cas de la mise en place d'un dispositif de drainage.

2- Les problèmes particuliers liés à la formation de glace ne sont pas pris en compte.

Tableau III.13 : Paramètre SRF, description et indices [28]

(a) Ouvrages recoupant des zones de faiblesse provoquant la décompression du rocher lors du percement		SRF
A	Zones de faiblesse fréquentes, contenant de l'argile ou du rocher décomposé chimiquement ; rocher environnant très décomprimé (toutes profondeurs)	10.0
B	Zones de faiblesse individuelles, contenant de l'argile ou du rocher décomposé chimiquement (profondeur de l'excavation $\leq 50\text{m}$)	5.0
C	Zones de faiblesse individuelles, contenant de l'argile ou du rocher décomposé chimiquement (profondeur de l'excavation $> 50\text{m}$)	2.5
D	Nombreuses zones de cisaillement en rocher sain, sans argile ; rocher environnant décomprimé (toutes profondeurs)	7.5
E	Zones de cisaillement individuelles en rocher rigide, sans argile (prof de l'excavation $\leq 50\text{m}$)	5.0
F	Zones de cisaillement individuelles en rocher sain en rocher rigide, sans argile (profondeur de l'excavation $> 50\text{m}$)	2.5
G	Joints ouverts, rocher très fracturé et décomprimé, " morceaux de sucre", etc.... (toutes profondeurs)	5.0

Notes : 1- Réduire l'indice SRF de 25-50% si les zones de cisaillement influent sur l'excavation mais ne la traversent pas.

2- Dans les cas des massifs rocheux contenant de l'argile, il convient d'évaluer l'indice SRF pour *les charges de décompression*. La résistance de la matrice rocheuse est alors peu significative. Par contre, dans le cas des massifs très peu fracturés et sans argile, c'est la résistance de la matrice qui peut constituer « le plus faible maillon », la stabilité dépend alors du rapport : contrainte/résistance du rocher (voir Tab.III.9 (b) et Note 3).

Tableau III.13 (suite)

(b) Rocher sain, problèmes de contraintes in situ		R_c/σ_1	R_t/σ_1	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

Notes : 3-Si l'état de contraintes initiales est fortement anisotrope (lorsqu'il a pu être mesuré):

- Pour $5 < \sigma_1/\sigma_3 < 10$: réduire R_c et R_t à $0.8R_c$ et $0.8R_t$;
- Pour $\sigma_1/\sigma_3 > 10$: réduire R_c et R_t à $0.6R_c$ et $0.6R_t$

R_c et R_t sont respectivement les résistances à la compression uniaxiale et en traction.

σ_1 et σ_3 représentant respectivement les contraintes principales majeure et mineure.

4- Il est rare que la hauteur de couverture au-dessus du toit soit plus faible que la largeur de l'ouvrage. Si c'est le cas, il est suggéré de porter l'indice SRF de 2.5 à 5 (voir H).

5- La résistance de la matrice (R_c et R_t) est évaluée dans la direction qui est défavorable à la stabilité (particulièrement important dans le cas de roches fortement anisotropes). De plus les échantillons doivent être saturés lorsque cette condition correspond à la situation in situ. Pour les roches susceptibles de se détériorer au contact de l'eau, il faut prendre une estimation très conservatrice de la résistance mécanique.

Tableau III.13. (Suite)

(c) Rocher ‘‘poussant’’ (déformation plastique du rocher sous l'action de fortes contraintes naturelles)		SRF
N	Rocher ‘‘poussant’’ à moyenne pression	5-10
O	Rocher ‘‘poussant’’ à forte pression	10-20
(d) Rocher gonflant (action chimique en fonction de la présence d'eau)		SRF
P	Pressions de gonflement moyennes	5-10
Q	Pressions de gonflement importantes	10-15

Tableau III.14: Coefficient ESR (Excavation Support Ratio) pour divers types d'ouvrages souterrains [28]

(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)

Note : N représente le nombre de cas étudiés dans chaque catégorie ; la confiance que l'on peut accorder à la valeur de ESR est donc en fonction de ce nombre.

S'étant intéressé au dimensionnement du soutènement (provisoire et définitif) à utiliser dans les tunnels, N. BARTON propose dans le cas du soutènement définitif de la voute (pour des roches de conditions moyennes) et des piédroits (en roche mauvaise), de multiplier par 1.5 la maille des ancrages et par 2/3 l'épaisseur du béton projeté. Pour cette même réadaptation de la méthode, il existe une autre méthode empirique qui recommande de remplacer Q par 5 Q lorsqu'elle $Q > 10$, par 2.5 si Q se situe entre 0.1 et 10, et de garder la même valeur de Q si elle est inférieure à 1.

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).

Il est à noter que la longueur des boulons n'est pas spécifiée dans le tableau de référence mais cette longueur L peut être déterminée à partir de l'équation [99]

$$L = \frac{2+0.15B}{ESR} ; [m] \quad (III.14)$$

Avec B = largeur de l'excavation et ESR = facteur dépendant du type d'ouvrage ;

A travers la formule ci-après (tirée de Bieniawski, 1989), on peut déterminer la portée maximale de l'excavation sans soutènement :

$$B_{max} = 2(ESR)Q^{0.4} ; [m] \quad (III.15)$$

L'un des avantages du système Q de Barton, est la possibilité, connaissant la valeur de Q , de déterminer la pression s'appliquant sur le support définitif (P_{roof}) et le module de déformation (Em) du massif rocheux [51] les formules viennent de ce document mais la phrase est différente

$$P_{roof} = \frac{2\sqrt{J_n}Q^{0.3}}{3J_r} ; [MPa] \quad (III.16)$$

$$Em = 25\log Q ; [MPa] \quad (III.17)$$

Pour $Q > 1$,

$$Em = 10\left(\frac{Q\sigma_c}{100}\right)^{1/3} \quad (III.18)$$

$$Em = 10^{(15\log Q + 40)/40} \quad (III.19)$$

Avec σ_c = résistance à la compression (MPa).

Connaissant le pas d'excavation sans soutènement, on peut prédire le temps de tenu moyen de l'ouvrage sans soutènement à partir de (Fig.III.5).

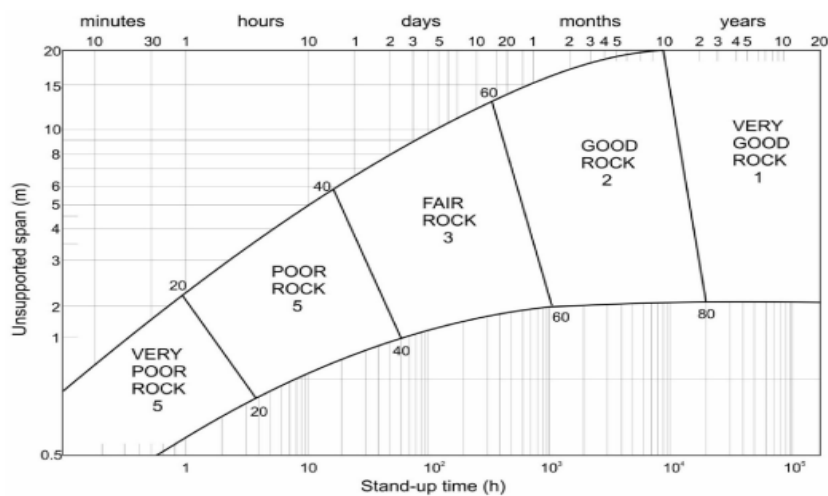


Figure III.5 : Relation entre le temps de tenue sans soutènement et le pas d'excavation selon le système RMR [51]

III.4.3.1. Limitations du Q système

Bien qu'il soit très utilisé de nos jours dans la conception des tunnels et plus particulièrement dans le choix des soutènements tant provisoires que définitif (principalement les tunnels de génie civil et en forme de voûte), l'indice de qualité Q a certaines limites parmi lesquelles nous évoquerons les limites ci-après :

- Il ne tient pas en considération l'orientation des travaux d'excavation des tunnels, ce qui constitue pourtant un paramètre important (dans le choix du tracé du projet) pour assurer de la conformité des plans des tunnels avec les conditions géologiques du site (massif rocheux). A cela s'ajoute la non prise en compte de l'orientation des discontinuités (malgré que J_n représente les familles des joints) qui sont connus pour jouer un rôle majeur dans le comportement mécanique de la masse rocheuse;
- Étant donné que la cote Q a été développée presque exclusivement avec moins de 3 séries de discontinuité, l'indice Q semble diminuer la compétence de la roche quand le massif présente 4 discontinuités espacées [61]. Ces derniers déconseillent donc d'utiliser la cartographie géologique pour risque de compter plusieurs familles de discontinuités ;
- Le système présente des ambiguïtés quant à la considération qu'il faudrait attribuer à la résistance mécanique isotrope des roches dans le domaine minier (caractérisé par une augmentation des contraintes anisotropes avec la profondeur).
- Selon (Palmström et Stille, 2007 in Maciej A., 2012).Le système présente une faible efficacité lorsqu'on travaille dans de terrains avec d'importantes actions de convergence ou contenant des matériaux gonflants dans les zones de faiblesse car il a été à l'origine développé pour les instabilités par chute de blocs ;
- Selon (Chalhoub, 2006), le Q système n'est pas adapté aux roches tendres.

Toutefois, nous tenons à rappeler qu'une fois l'utilisateur de ce système se familiarise avec les différents paramètres, ce dernier reste très facile d'usage et permet rapidement d'obtenir un indice de qualité de la masse rocheuse.

III.4.4. Le système GSI (*Geological Strenght Index*)

Plus simple d'usage que les systèmes de classification de BARTON et de N.BIENIAWSKI, le Géological Strenght Index résulte d'une modification apportée par Hoek et Brown (1977) à la publication de Hoek et al. (1995).

En effet, la détermination du paramètre de résistance géologique (GSI) s'avère difficile sur le terrain, et cette difficulté se rencontre également lorsqu'on décide de l'évaluer au laboratoire suite à un problème d'échelle.

Pour surmonter ces difficultés dans la détermination de la résistance des massifs rocheux surtout fracturés, Hoek et Brown (1980) ont proposé une approche empirique qui consiste à introduire la note de RMR dans les calculs pour évaluer la qualité de la masse rocheuse.

Ainsi, à partir de modifications apportées au système RMR de BIENIAWSKI (1989) et au système NGI, il est possible d'estimer la valeur de l'Indice de résistance géologique.

Pour la modification du RMR, il est apparu le RMR' calculé à partir du RMR en attribuant la valeur de 15 au paramètre R_5 et en considérant nulle le paramètre de correction R_6 lié à l'orientation des discontinuités (voir le paragraphe III.4.2).

$$RMR' = R_1 + R_2 + R_3 + R_4 + 15 \quad (\text{III.20})$$

Pour l'obtention du GSI à partir de l'indice de qualité Q de N.BARTON, on doit calculer une valeur Q' obtenue par la modification de l'indice Q. Dans l'expression de ce dernier, il suffira de ne pas prendre en considération (remplacer par 1) l'état initial du massif par rapport à l'eau et aux contraintes (J_w/SRF).

$$Q' = \frac{R.Q.D}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \quad (\text{III.21})$$

Après avoir calculé les valeurs de RMR' et Q', on peut déduire le GSI à partir des relations suivantes :

$$GSI = RMR'_{89} - 5 \text{ si } RMR'_{89} > 23 \quad (\text{III.22})$$

$$GSI = 9(\log Q' + 44) \text{ si } RMR'_{89} \leq 23 \quad (\text{III.23})$$

Nous retiendrons que la valeur GSI est un paramètre d'entrée le plus populaire pour le critère de Hoek-Brown pour estimer le module de résistance et de déformation des massifs rocheux fracturés [37].

Sur le terrain on peut estimer la valeur du GSI à partir des observations des masses rocheuses. Les valeurs obtenues des mesures varient entre 5 (pour les matériaux de très mauvaise qualité) et 85 (pour les matériaux d'excellente qualité), (voir Annexe 01)

Le *GSI* représente une certaine estimation de la réduction de la résistance du massif rocheux suivant les conditions géologiques. Il est un paramètre essentiel dans le critère de Hoek et Brown (1997). Pour un massif rocheux, ce critère s'écrit dans le plan de contraintes principales (σ_1, σ_3) comme suit :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (\text{III.24})$$

Avec : $m_b = m_i e^{\left(\frac{GSI \times 100}{28}\right)}$ et $m_i = \frac{\sigma_c}{\sigma_t}$

Pour $GSI > 25$ (bon rocher) : $a = 0.5$, $s = e^{\left(\frac{GSI - 100}{9}\right)}$

Pour $GSI < 25$ (rocher de qualité médiocre) : $s = 0$, $a = 0.65 \left(\frac{GSI}{100}\right)$

s , a et m_b sont des constantes caractéristiques du massif. m_i représente le rapport entre la résistance à la compression simple σ_c et la résistance à la traction simple σ_t de la roche intacte. m_b/m_i varie entre de faibles valeurs (< 0.1) pour des massifs fracturés et peu frottant à des valeurs 0.4 à 0.6 pour des massifs de roches dures ne comportant que peu de fractures à rugosité élevée.

III.4.4.1. Le *GSI* modifié

Considérant qu'il manque des paramètres dans le *GSI* pour la description des conditions de surface des discontinuités et la structure de la masse rocheuse, rendant ainsi le *GSI*, imprécis (moins approximatif), Sonmez et Ulusay (1999) ont introduit deux paramètres supplémentaires pour améliorer le *GSI*. Ces paramètres sont le *SCR* et le *SR*.

- **SCR (Surface Condition Rating)** : indice obtenu par la sommation de 3 paramètres décrivant le taux d'altération (R_w), de rugosité (R_r) et de remplissage des discontinuités (R_f).

$$SCR = R_r + R_w + R_f \quad (\text{III.25})$$

Tableau III.15: Détermination de la valeur de *SCR* [37]

Taux	Qualifications				
Rugosité (R_r)	Très rugueux (6)	rugueux (5)	Légèrement rugueux (3)	Lisse (1)	Contours lisses (0)
Altération (R_w)	Aucun (6)	Légèrement altéré (5)	Moyennement altéré (3)	Fortement altéré (1)	Décomposé (0)
Remplissage (R_f)	Aucun (6)	Dur < 5 mm (4)	Dur > 5mm (2)	Tendre < 5mm (2)	Tendre > 5 mm (0)

La valeur maximale pouvant être atteinte par le SCR étant 18, l'axe horizontal de la classification GSI a été divisé en 18 intervalles de même longueur [37].

- **SR (*Structure Rating*)** : la dimension des blocs peut être un indicateur très important du comportement mécanique de la roche : de grands blocs sont en général moins déformables, et moins sujets à des rotations que des blocs plus petits.

La courbe semi-logarithmique (voir Fig.III.3) permet de déduire une valeur du SR, à partir de la mesure de la densité volumique des joints (J_v).

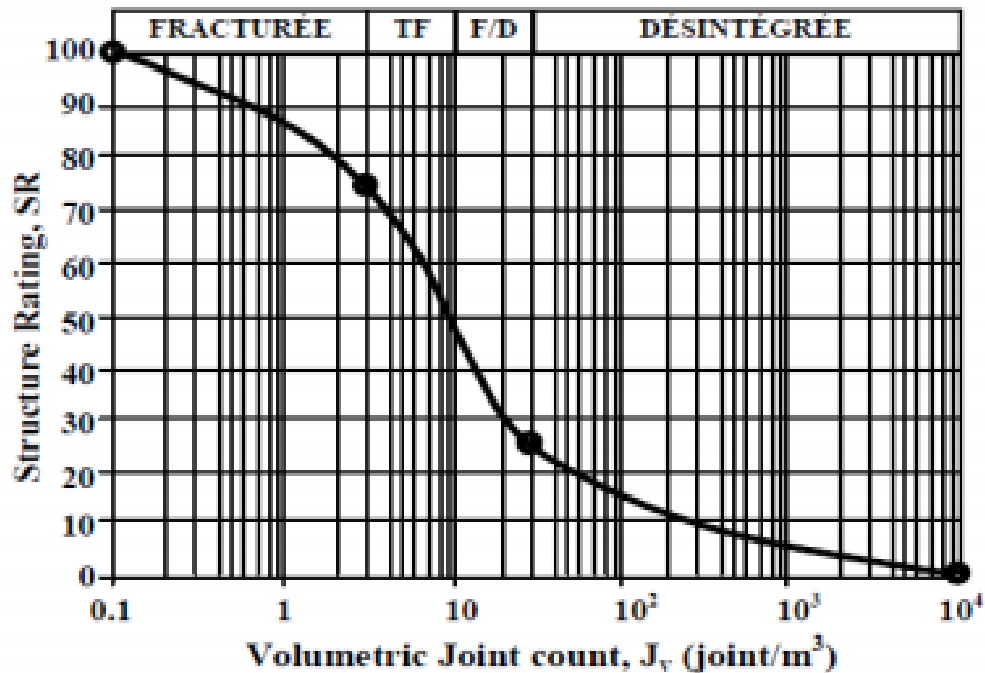


Figure. III.6 : Diagramme de SR en fonction de J_v [37]

Notons toutefois que l'amélioration de la mesure du GSI suite à l'ajout de ces deux indices suscite des interrogations pour de simples raisons qu'on se pose la question à savoir comment peut-on améliorer une précision en rajoutant dans l'équation une autre grandeur non précise (J_v).

III.4.5. Recommandations de l'AFTES (*Association Française des Travaux et de l'Espace Souterrain*)

A l'issue de la conférence internationale de Washington en 1970 traitant sur les travaux en souterrain, il est ressorti le besoin de développer et de coordonner les travaux réalisés dans ce domaine à travers le monde. Dans cet objectif, fut créée en janvier 1972 l'AFTES, d'abord sous le nom d'Association Française des Travaux en Souterrain, puis modifiée en 2005 pour devenir l'Association Française des Travaux et de l'Espace Souterrain.

La principale activité de l'AFTES consiste à diffuser des recommandations techniques dans le domaine des travaux souterrains. Ces recommandations sont préparées au sein de Groupes de Travail qui ont permis de constituer une classification, dite de l'AFTES [37]. Cependant, certains auteurs comme dans (Chantron, et al, 2002), les recommandations de l'AFTES ne peuvent pas être considérées exactement comme système de "classification", car contrairement aux autres méthodes couramment utilisées pour cet effet, elles ne donnent pas de note (issue de la combinaison de plusieurs paramètres) au massif rocheux. Les recommandations de l'AFTES se basent sur des paramètres des massifs pris indépendamment les uns des autres pour les décrire. Ainsi, cette méthode de choix des paramètres peut faire en sorte que chaque paramètre aura un poids différent sur le résultat final, en fonction de la spécificité du projet.

Parmi les paramètres retenus comme pertinents par le groupe de travail de l'AFTES, on peut citer :

- la résistance de la roche ;
- l'indice de continuité de la roche ;
- l'état d'altération ;
- l'indice global de densité de discontinuité ;
- le nombre de familles de discontinuités ;
- l'espacement des discontinuités de chaque famille ;
- l'orientation des discontinuités ;
- la charge hydraulique ;
- la perméabilité du massif ;
- l'état des contraintes naturelles.

Le passage des valeurs de chaque paramètre au choix des soutènements se fait à l'aide de tableaux qui préconisent ou excluent tel ou tel type de soutènement. Contrairement aux classifications, les recommandations de l'AFTES laissent le choix et le dimensionnement définitif du soutènement à l'intelligence et l'appréciation du projecteur [52].

Tableau III.16 : Choix du type de soutènement en fonction de la valeur des paramètres décrivant les discontinuités [37].

Discontinuités (cas où l'excavation est faite à l'explosif avec découpage)			Pas de soutènement	Boulons			Cintres		Voussoirs			Tubes préforée	Procédés spéciaux			
				Béton projeté	Ancrage ponctuel	Ancrage réparti	Barres lancées	lourds	Légers coulissants	Plaques métalliques assemblée	béton		Bouclier ou pousse tube	injection	Air comprimé	congélation
N° de familles	orientation	Espacement (1)														
N1			●				×			×	×	×	×	×	×	×
N2	Or2 ou Or3	S1 à S3	●				×			×	×	×	×	×	×	×
N2	quelconque	S1			●		×			×	×	×	×	×	×	×
N3		S2			●	●	×			×	×	×	×	×	×	×
Ou		S3		●	Gr	●	×				×	×	×	×	×	×
N4		S4	×	●	Gr- Bp	●	×	●	●			×	×	×	×	×
		S5	×	●	×	Bp	×	●	●			×	×	×	×	×
N5			×	●	×	Bp	×	●	●	●		×	×	●	×	×

LEGENDE

- Gr= avec grille continue ; Bp= avec béton projeté ; Bl= avec blindage bois ou métallique ;
 ● =particulièrement recommandé (Nettement favorable) ; ◻ = Possible à condition que d'autres cintres soient particulièrement favorables (plutôt favorable) ;
 ⊗ = Très mal adapté bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable) ;
 ⊠ = En principe impossible

Note :(1) pour la famille la plu dense ; (2) scellement au mortier de préférence à la résine lorsque les fissures sont ouvertes.

III.4.6. Corrélation entre les systèmes de classification

Lors de la classification d'un massif rocheux, pour s'assurer de bien identifier le comportement du massif, plusieurs méthodes de classification peuvent être utilisées à la fois. Les recommandations de l'AFTES peuvent également être consultées.

Dans cet ordre d'idée, des relations empiriques ont été élaborées entre les 2 méthodes de classifications les plus utilisées à savoir le NGI (Q système) et le RMR. Cette corrélation proposée dans Bieniawski (1976), se base sur l'analyse de 111 cas d'études (cavités souterraines- tunnels) à travers le monde (Scandinavie, Afrique du Sud, Australie, Europe, Etats-Unis, Canada). En conclusion de cette étude, la relation suivante (valable pour les tunnels de Génie civil) a été établie (Bieniawski, 1989):

$$RMR = 9\ln Q + 44 \quad (III.26)$$

Néanmoins, malgré ces tentatives d'établissement de relations entre ces deux systèmes, nous devons noter que ces derniers n'utilisent pas les mêmes paramètres, et par conséquent, leurs utilisations devraient être faites avec précaution.

III.5. Conclusion

Les méthodes de classification que nous venons de présenter se basent sur la description des paramètres géomécaniques des discontinuités (résistances, altérations, orientations,...etc.) et des caractéristiques de la masse rocheuse (résistances, déformabilités, structure,... etc.) et des conditions hydrauliques pour classifier la masse rocheuse. Par la suite, ces méthodes nous permettent de choisir les conditions de soutènements provisoires et définitives à adopter dans les tunnels pour bien contrôler les mouvements de terrains et par élargissement on les retrouve dans les travaux miniers.

Chapitre IV :
Présentation du cas
d'étude

IV.1. Introduction

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.

Dans ce chapitre, nous allons caractériser le massif rocheux abritant ce tunnel. Ce qui nous permettra par la suite de choisir les méthodes d'excavation et de soutènement adéquates.

IV.2. Situation géographique

Le tunnel d'Ait Yahia Moussa qui constitue le cas d'étude dans ce mémoire est réalisé dans le cadre du projet de la pénétrante reliant la wilaya de Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest au niveau de la commune de Djebahia. La commune d'Ait Yahia Moussa, appartenant à la Daïra de Draa El Mizan est située à 25 km au sud-ouest de la Wilaya de Tizi-Ouzou et à 115km au sud-est d'Alger.

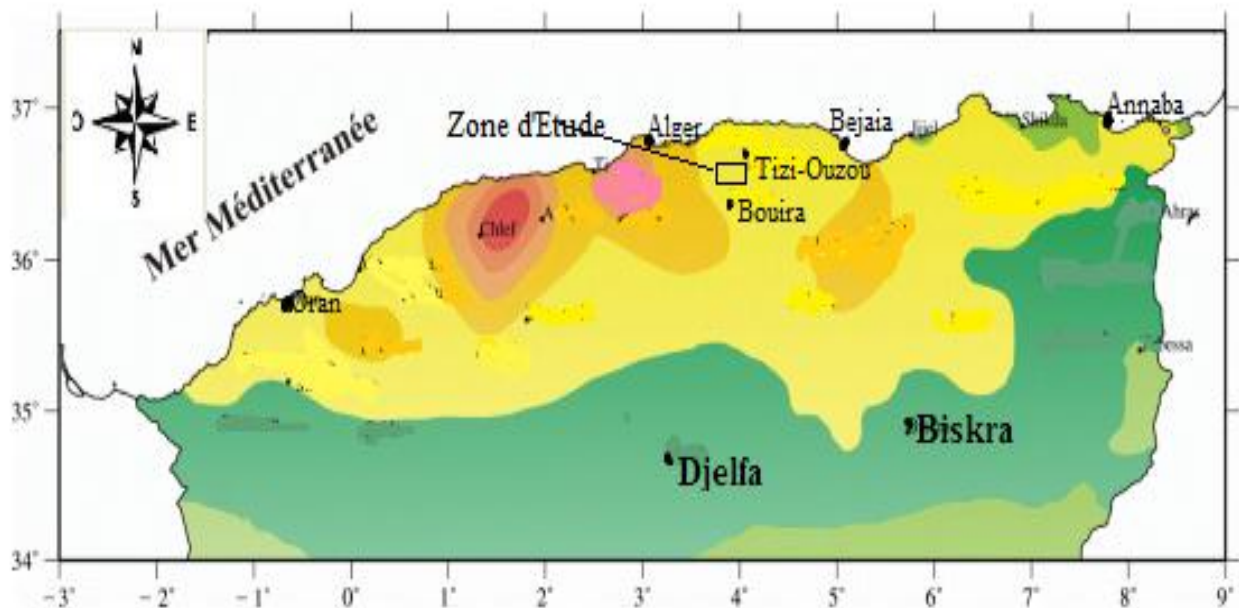


Figure IV.1 : Carte schématisant la zone d'étude [55]

Le tunnel autoroutier de 2*3 voies est localisé exactement entre les Pk 21 et Pk 22 de l'axe de la pénétrante longue de 48 Km

IV.3. 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.

Pour arriver à cerner cette complexité géologique, nous allons tout d'abord nous 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.3.1. 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 chaîne 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).

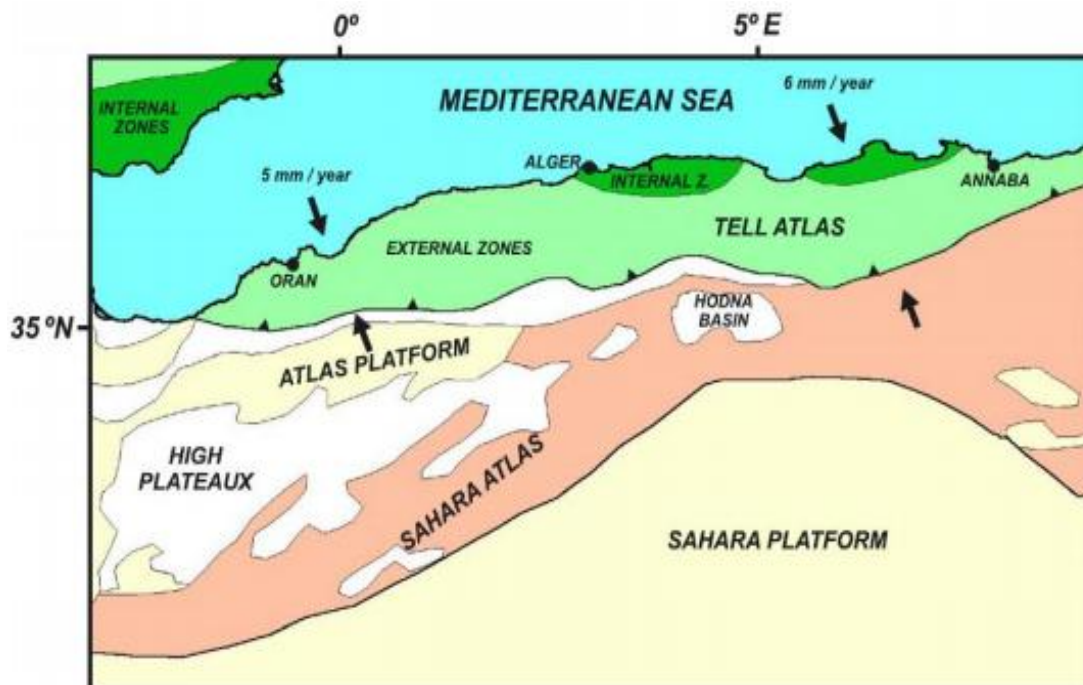


Figure IV.2 : Carte schématique montrant les domaines géomorphologiques en Algérie [53]

IV.3.1.1. 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 (Figure I.2) [54].

IV.3.1.1.a Les Kabyliques

Les kabyliques 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 IV.3) sont composées de socle métamorphique cristallophyllien paléozoïque (gneiss, marbres, amphibolites, micaschistes et schistes) qui provient de la fragmentation de l'AlKaPeCa (Alboran, Kabyliques, Peloritain, Calabre) et la dorsale Kabyle (ou Chaîne calcaire Mésocénozoïque) qui est découpée en trois principales unités (interne, médiane et externe), (voir Figure IV.4) [55]. Ces différentes unités se différencient par le faciès et l'épaisseur des calcaires. Bien qu'elle soit appelée "Chaîne calcaire" à cause de l'importance du Jurassique inférieur calcaire, cette dorsale contient également d'autres formations telles que les schistes primaires, des grès permians, 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) [56]

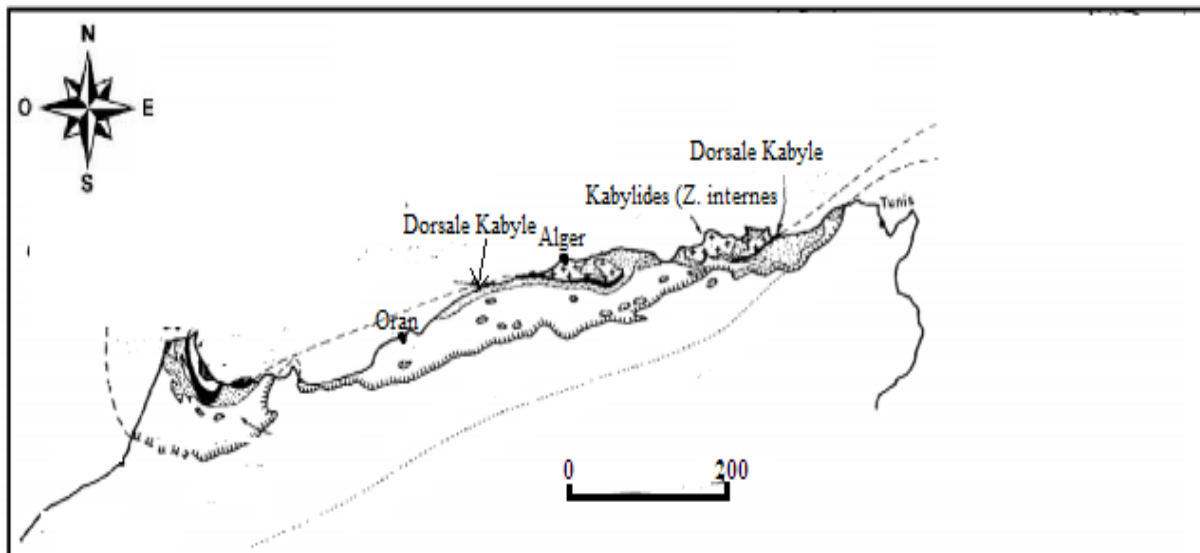


Figure IV.3 : Orogène alpin peri-méditerranéen [56]

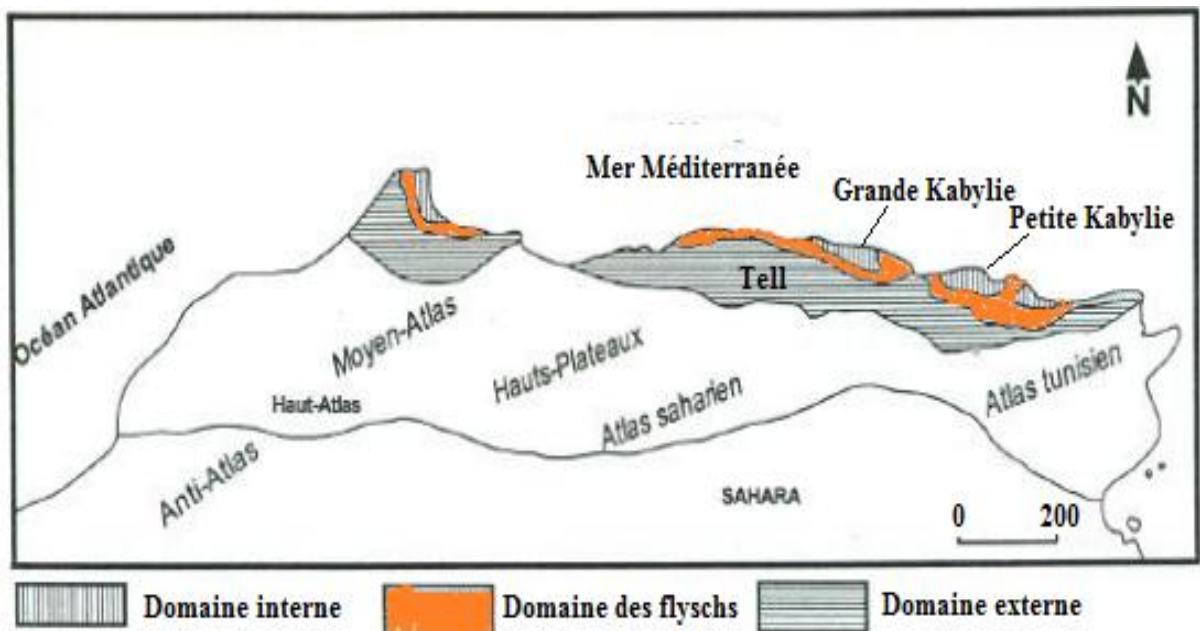


Figure IV.4 : Schéma structural simplifié des Maghrébides [57]

Pour bien comprendre l'agencement de ces différentes unités, on se réfère à la (Figure IV.5).

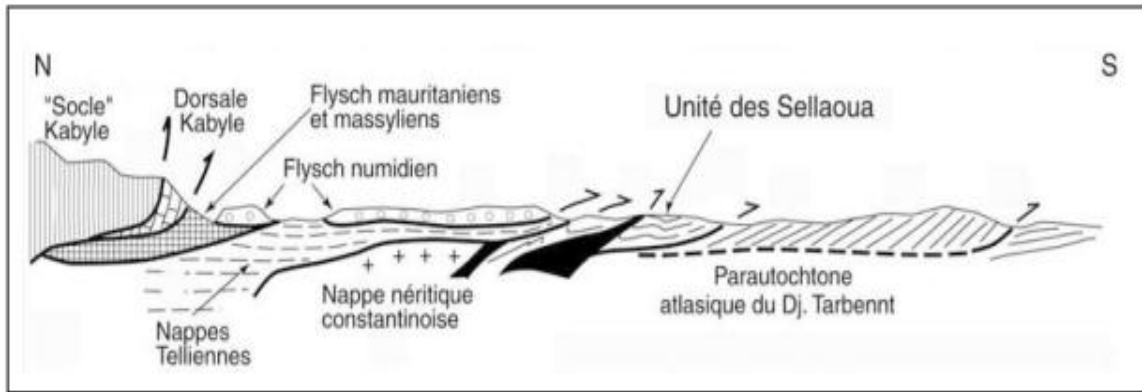


Figure IV.5 : Coupe générale présentant les chevauchements dans les maghrébides [58]

IV.3.1.1.b. 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 (voir Figure IV.5) sont soit en position interne, c'est-à-dire rétrocharriées sur les zones internes (flyschs Nord-kabyles ou maurétaniens), soit en position relativement externe à la bordure Sud de la Dorsale Kabyle (flyschs Sud-kabyles), soit totalement externes, charriées jusqu'à une centaine de kilomètres au Sud, « flottant » sur le Tell externe. [54].

Il existe également d'autres classifications proposées par Bouillin et al (1986) présentées dans (Domzig, 2006) : les flyschs maurétaniens (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.3.1.1.c. 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 paraautochtones [54].

IV.3.1.2. Sismotectonique

Suite à un mouvement de compression à la frontière des plaques tectoniques 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 [55].

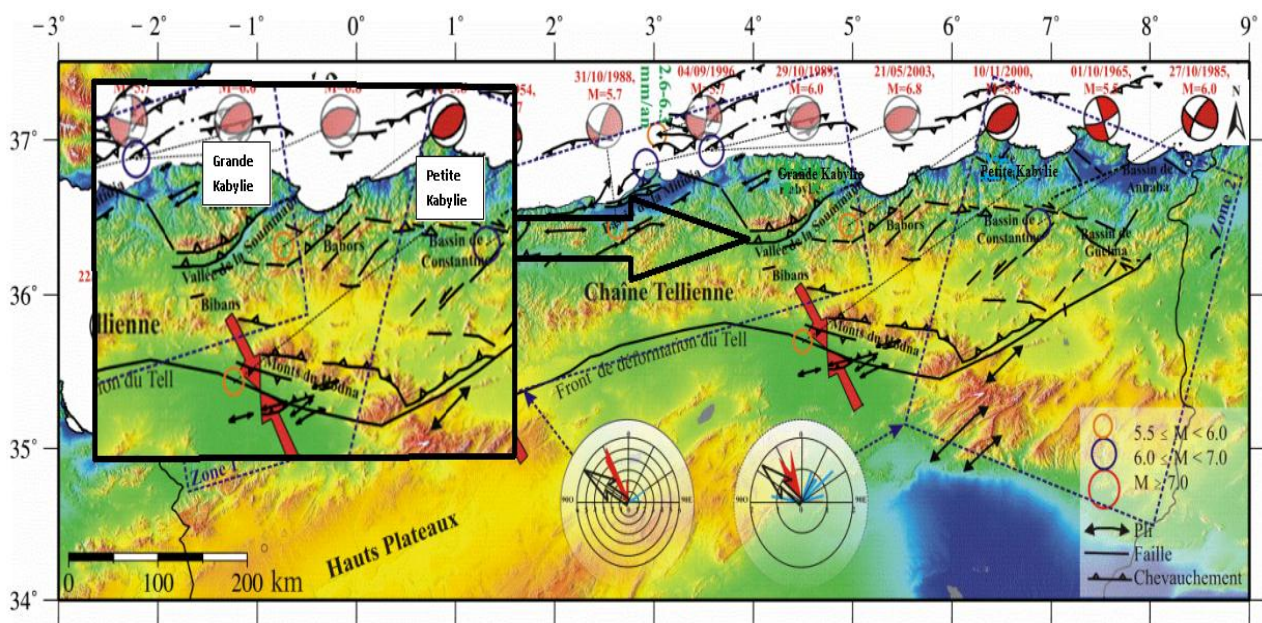


Figure IV.6 : carte sismo-tectonique du nord de l'Algérie montrant les principales structures actives observées dans le Tell [55]

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

IV.3.2. Géologie locale

La zone du tunnel se trouve dans la chaîne des Maghrébides et plus précisément dans les kabyliques. 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 [53].

Les deux tubes du tunnel seront entièrement construits dans l'unité de métagranite comme le montrent (Figure IV.7 et Figure IV.8).

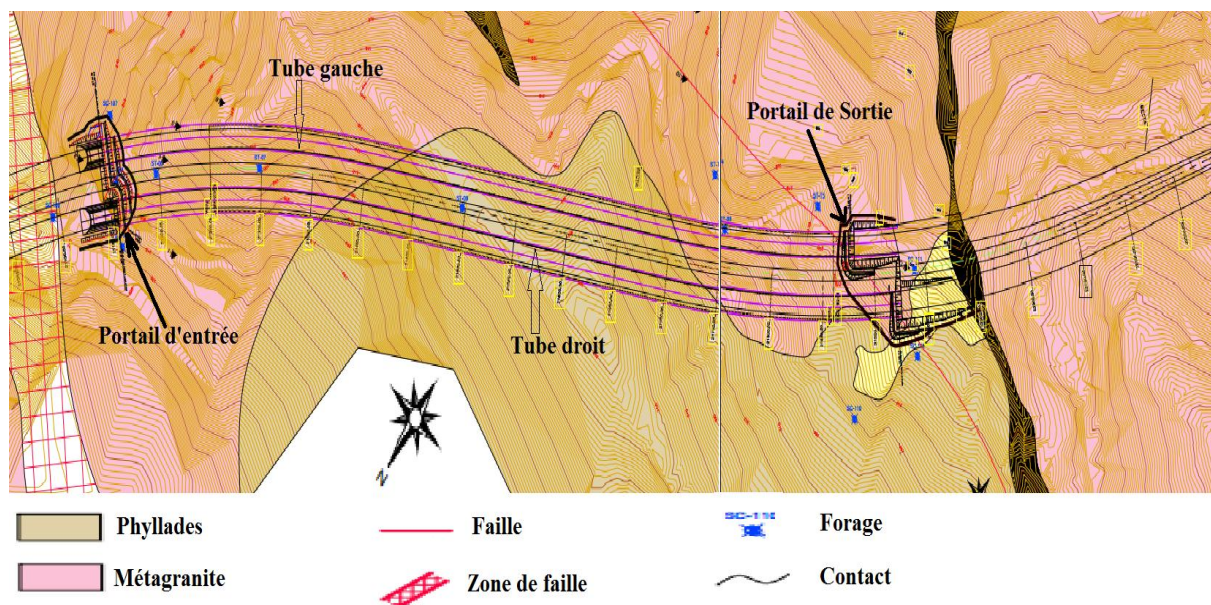


Figure IV.7 : Coupe géologique du tunnel [53]

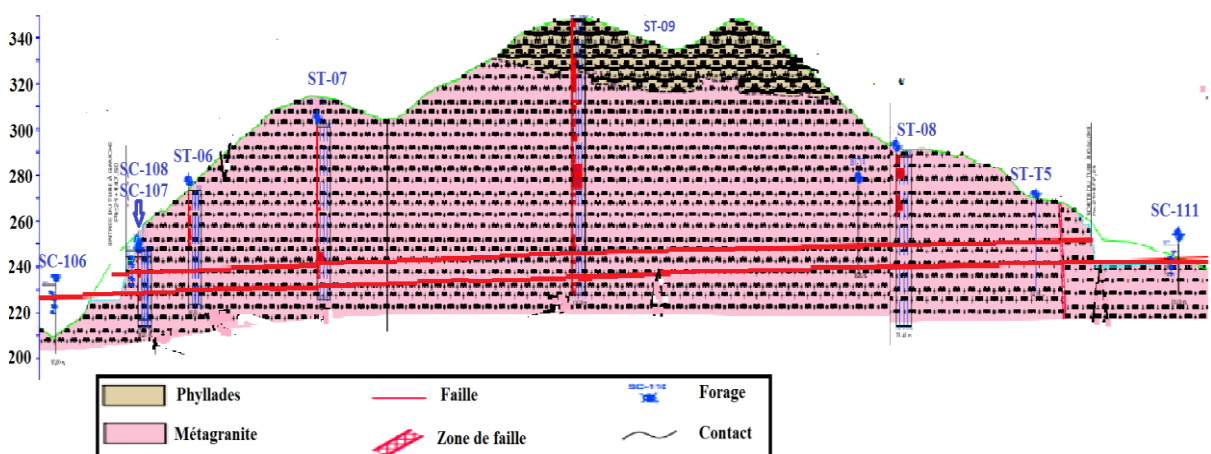


Figure IV.8 : Profil longitudinal du tunnel [53]

Nous portons 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 ont entraîné 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 (discontinuités) 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 IV.7)

IV.3.3. Hydrogéologie

Les données hydrogéologiques sont à prendre en considération dans l'étude d'un tunnel car, comme nous avons pu le constater dans le chapitre II, 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 métaгранites (gneiss) et des unités métaclastiques (schiste à séricite, schiste à chlorite et de phyllades).

Le métagranite est un rocher de nature perméable 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 métaгранites, les ingénieurs s'attendent tout de même à rencontrer des unités métaclastiques en dehors des pentes latérales droites et la sortie 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 [53].

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 [53]

V.3.4. 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. Selon ce rapport, l'Algérie est divisée en cinq zones de sismicité croissante (voir Figure IV.9).

- Zone O : Négligeable ;
- Zone I : Faible ;
- Zone IIA : Moyenne ;
- Zone IIB : Elevée ;
- Zone III : Très élevée.

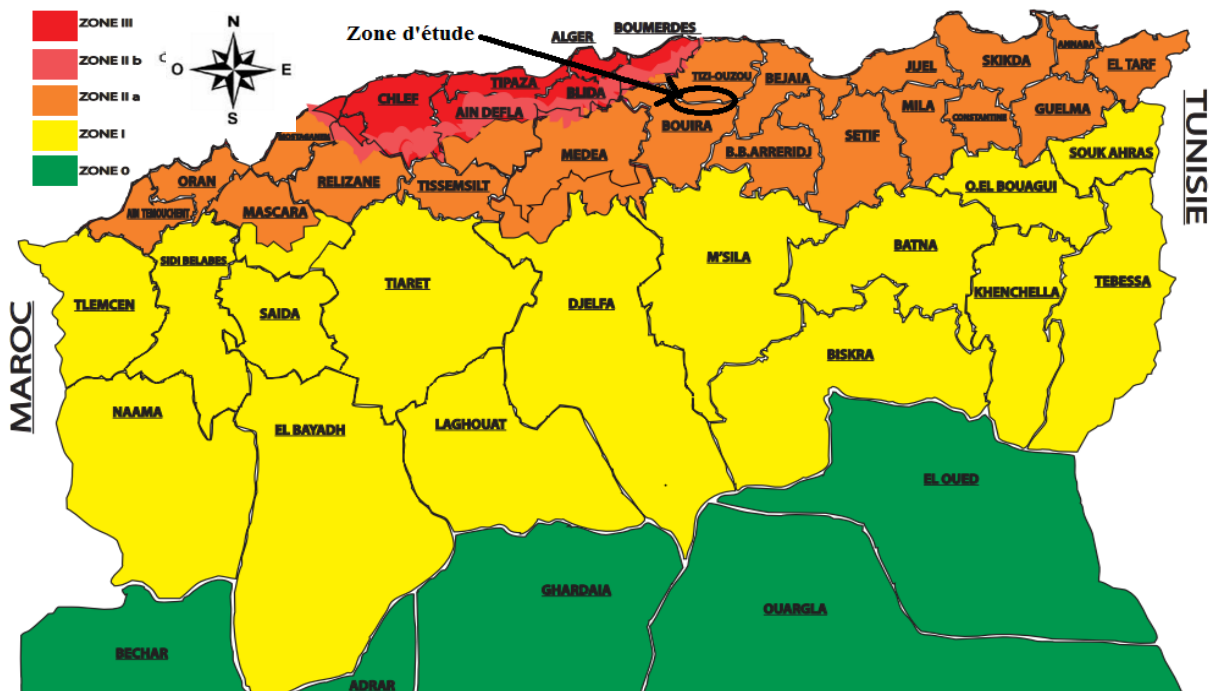


Figure IV.9 : Carte schématique des zonages sismiques de l'Algérie [61]

IV.4. 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%)

L'ensemble du tracé du tunnel a été subdivisé en 3 sections homogènes :

- Section I : Portail d'entrée – PK21+180 ;
- Section II : PK21+180 – PK 21+850 ;
- Section III : PK21+850 –Portail de sortie.

Tableau .IV.1 : caractéristiques géométriques du tunnel

Partie	Hauteur	Angles
Calotte	8.27-8.28m	90
Stross	3.51m	65°

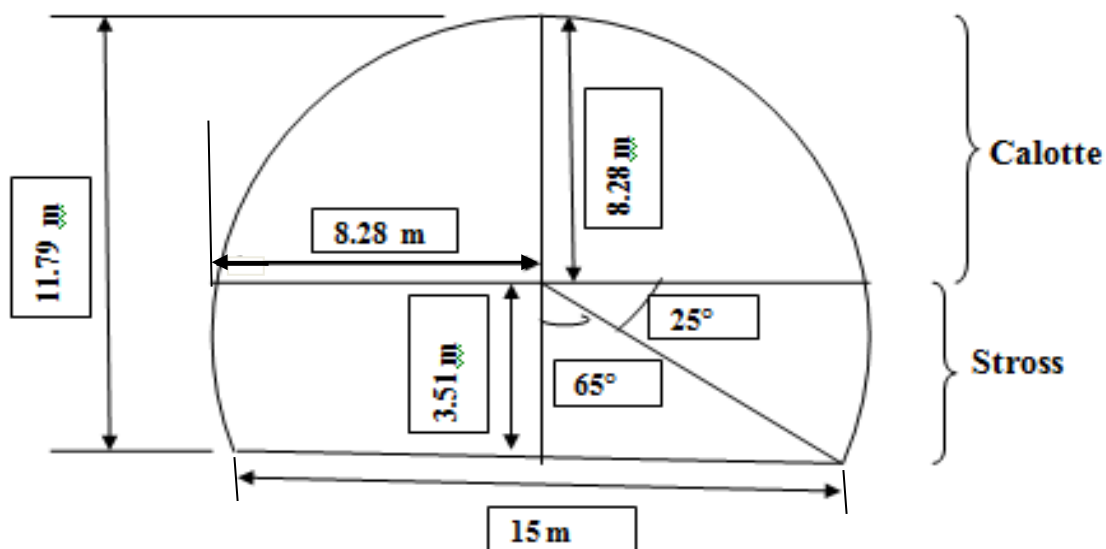


Figure IV. 10: Coupe transversale du tunnel (tube droit du portail d'entrée Nord).

IV.5. Description des investigations et essais réalisés lors de l'étude du tunnel

Comme nous l'avons évoqué dans le chapitre III sur les méthodes de reconnaissance géotechniques à réaliser sur le terrain et au laboratoire. Certaines investigations ont été réalisées sur le terrain par le groupement O.N.E (ÖZGÜN-Nurol-ENGOA) chargé de la réalisation du projet de tunnel.

Nous présenterons dans les paragraphes suivants les différentes mesures réalisées par nous-même ainsi que certaines données obtenues de l'A.N.A (Agence Nationale des Autoroutes) nécessaires à la caractérisation du massif que nous ne pouvions pas faire.

A partir des données récoltées, nous avons pu faire la classification du massif rocheux à l'aide des méthodes semi-empiriques présentées dans le chapitre III.

Les stations sur lesquelles nous avons fait les investigations sont principalement localisées autour de l'entrée nord du tunnel (voir Figure IV.10). Pour cette raison, la modélisation qui sera faite dans le prochain chapitre se fera dans ce bloc que nous avons pu caractériser.

IV.5.1. 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.11 : Localisation des différentes stations d'investigation (27/04/2017)

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 à 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 largeur 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 altérations, 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.

A 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.

A l'aide du logiciel Dips, nous avons fait la représentation des vecteurs moyens de toutes les familles de discontinuités que nous avons relevé aux stations indiquées sur la figure précédente

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

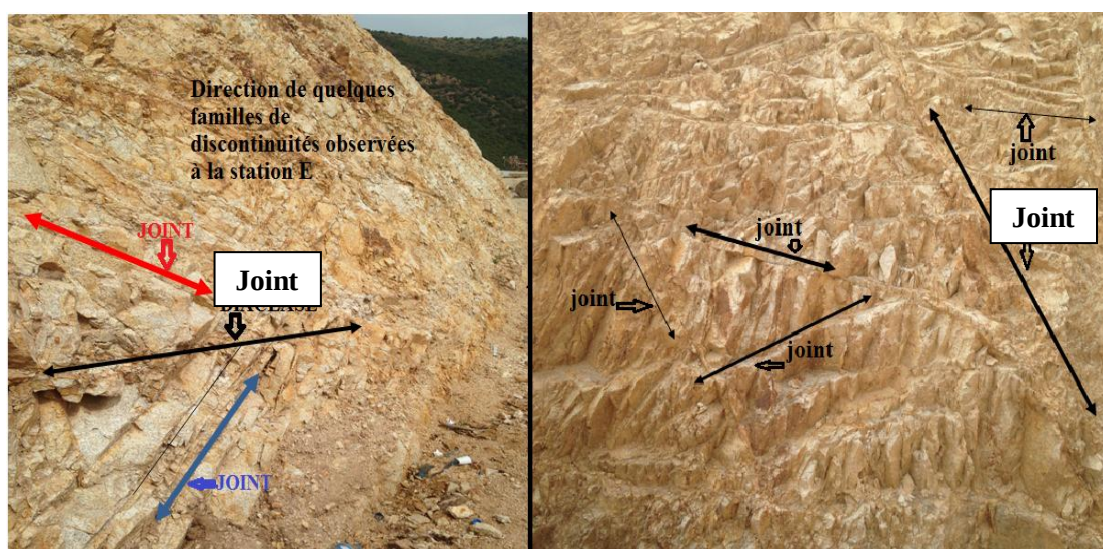


Figure IV. 12: Photos identifiants des discontinuités sur le site du tunnel d'Ait Yahia Moussa (27/04/2017)



Figure IV.13 : Filon aplitique et altération hydrothermale entrecoupant l'unité de métagranite en joints rapprochés [53]

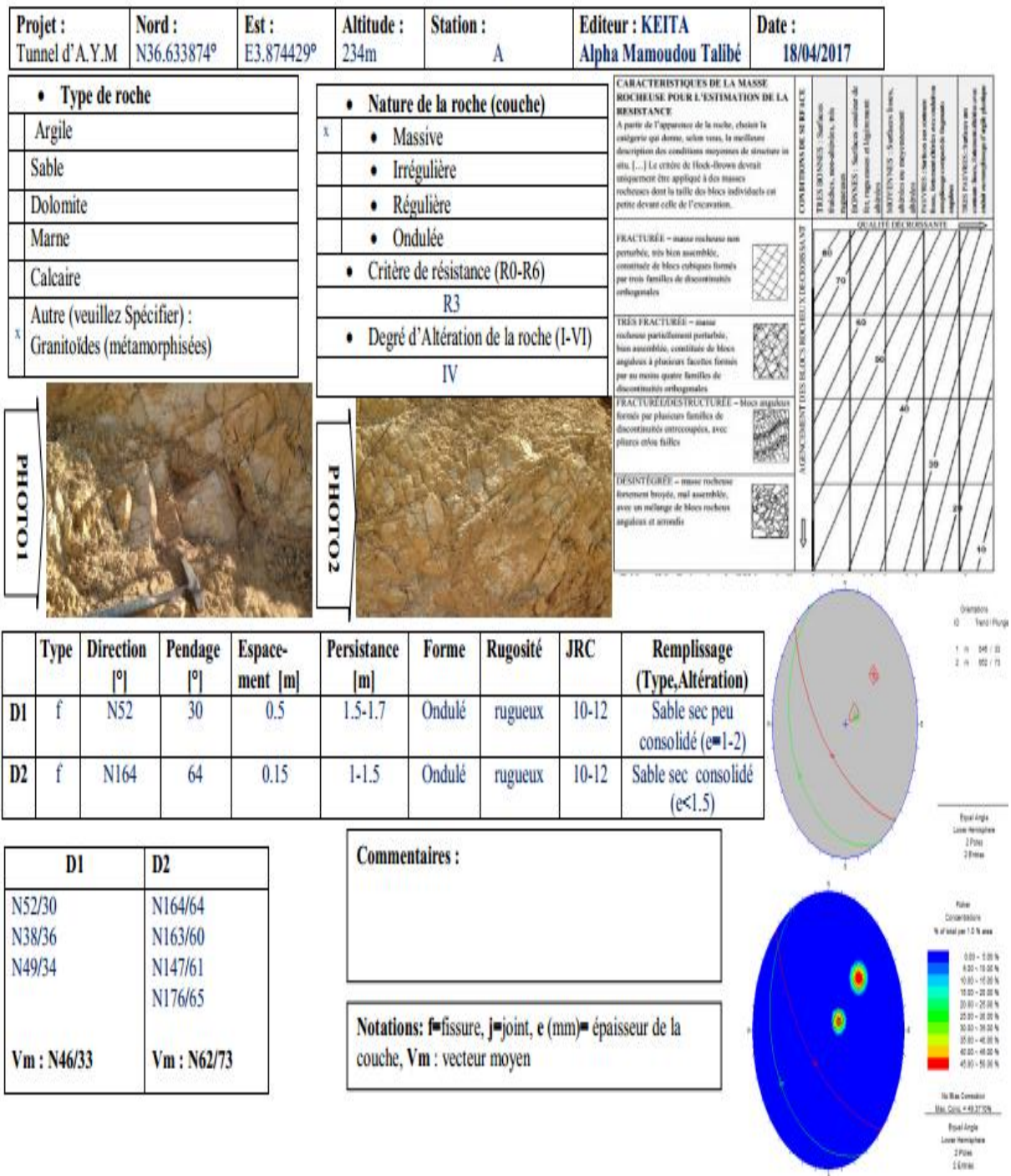


Figure IV.14 : Veines de quartz allant jusqu'à 50 cm éventuellement observées dans les rochers métagranitiques dans le tunnel vers le PK21+650 [53]

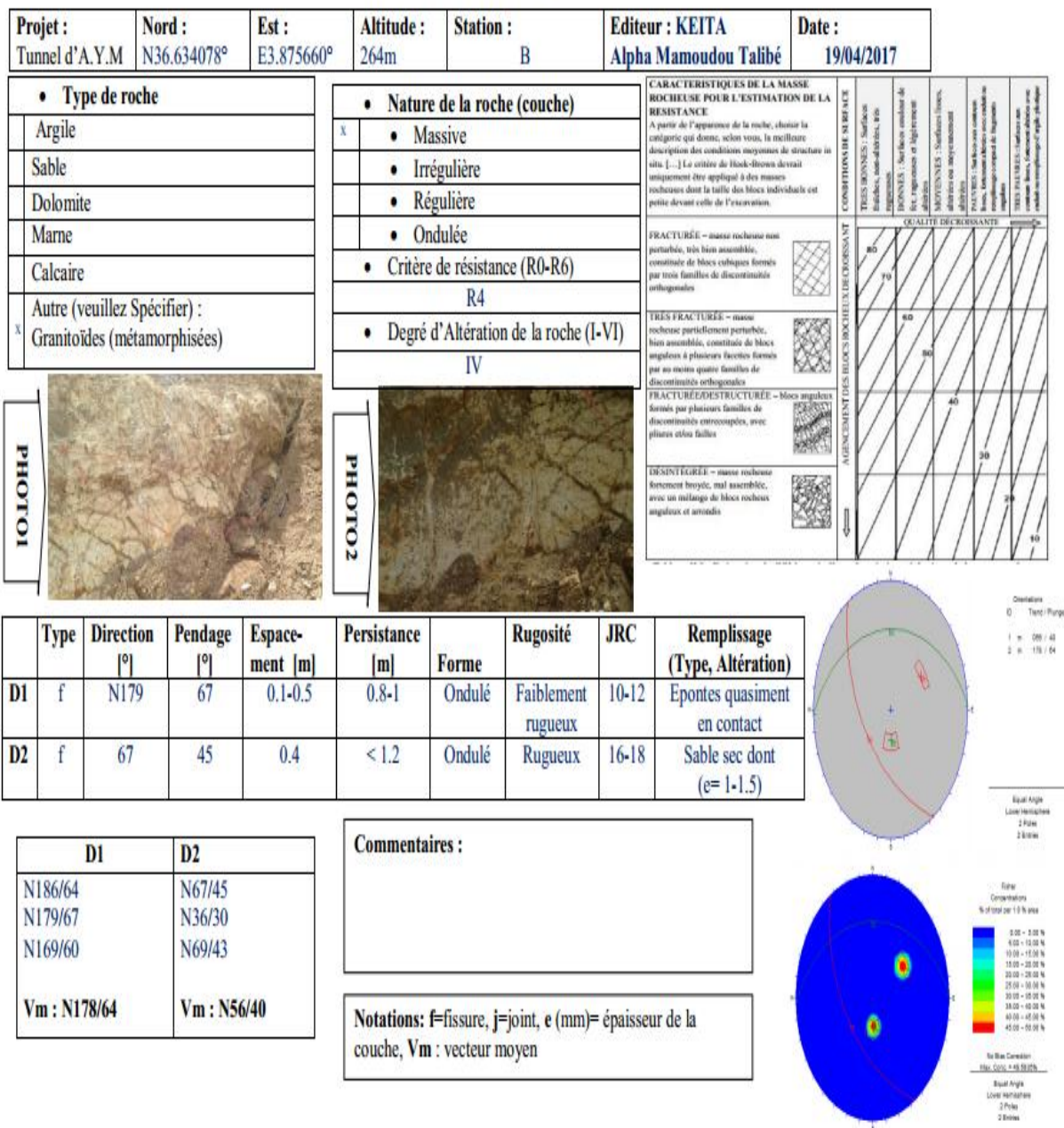


Figure IV.15: Dyke aplitique entrecoupant les métagranites dans le tunnel [53]

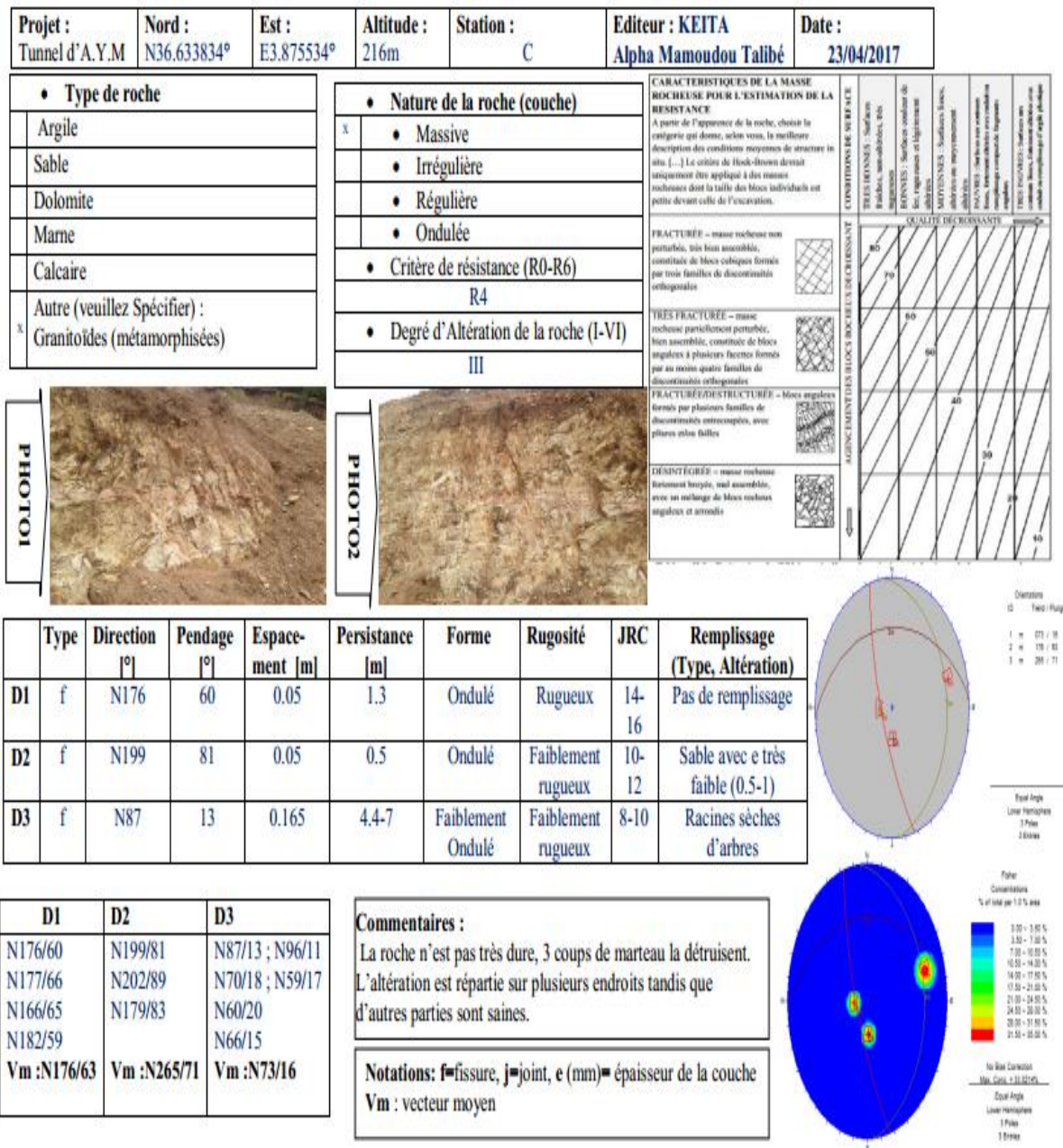
Tab IV.2: Levé structural de la station A



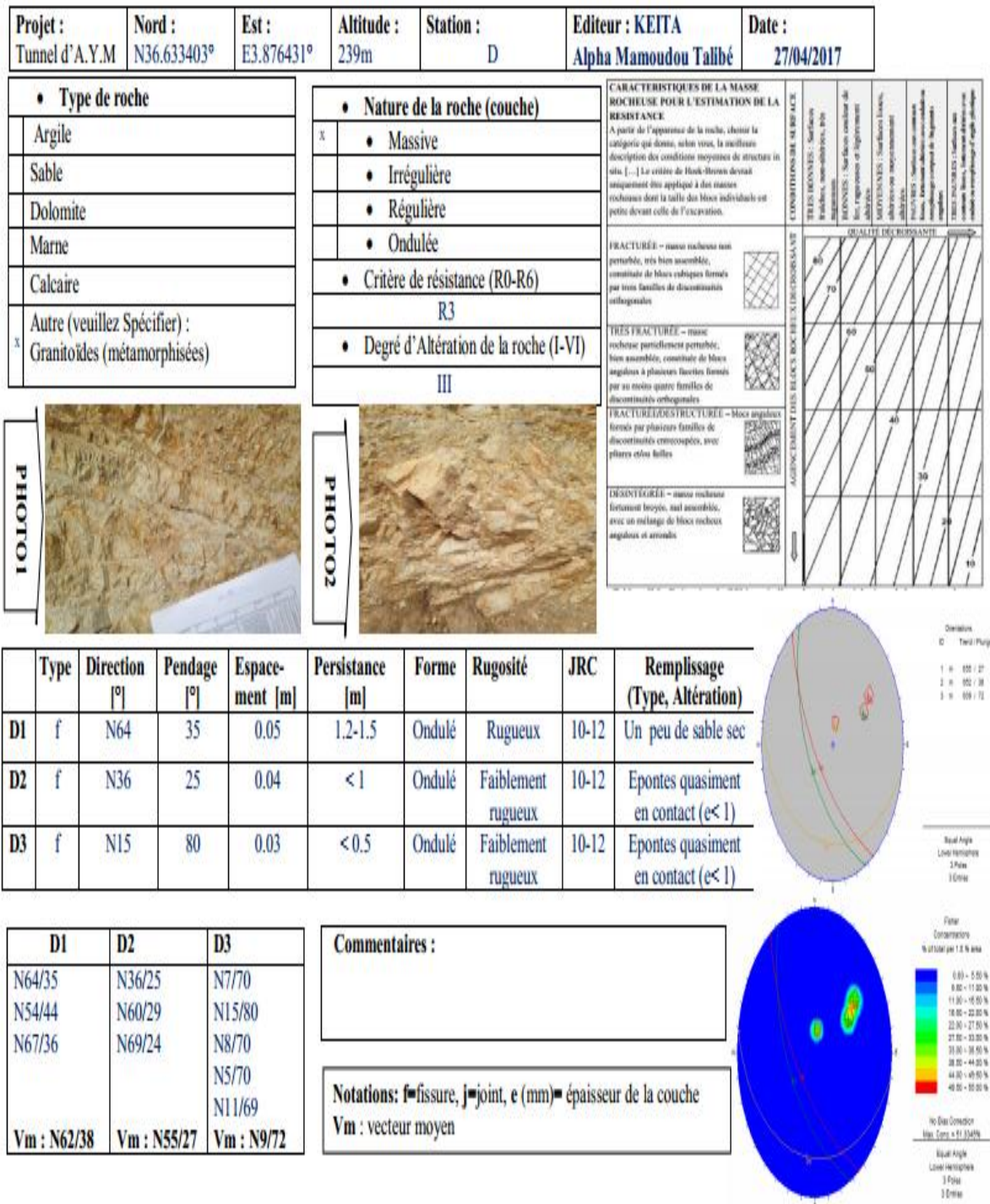
Tab IV.3: Levé structural de la station B



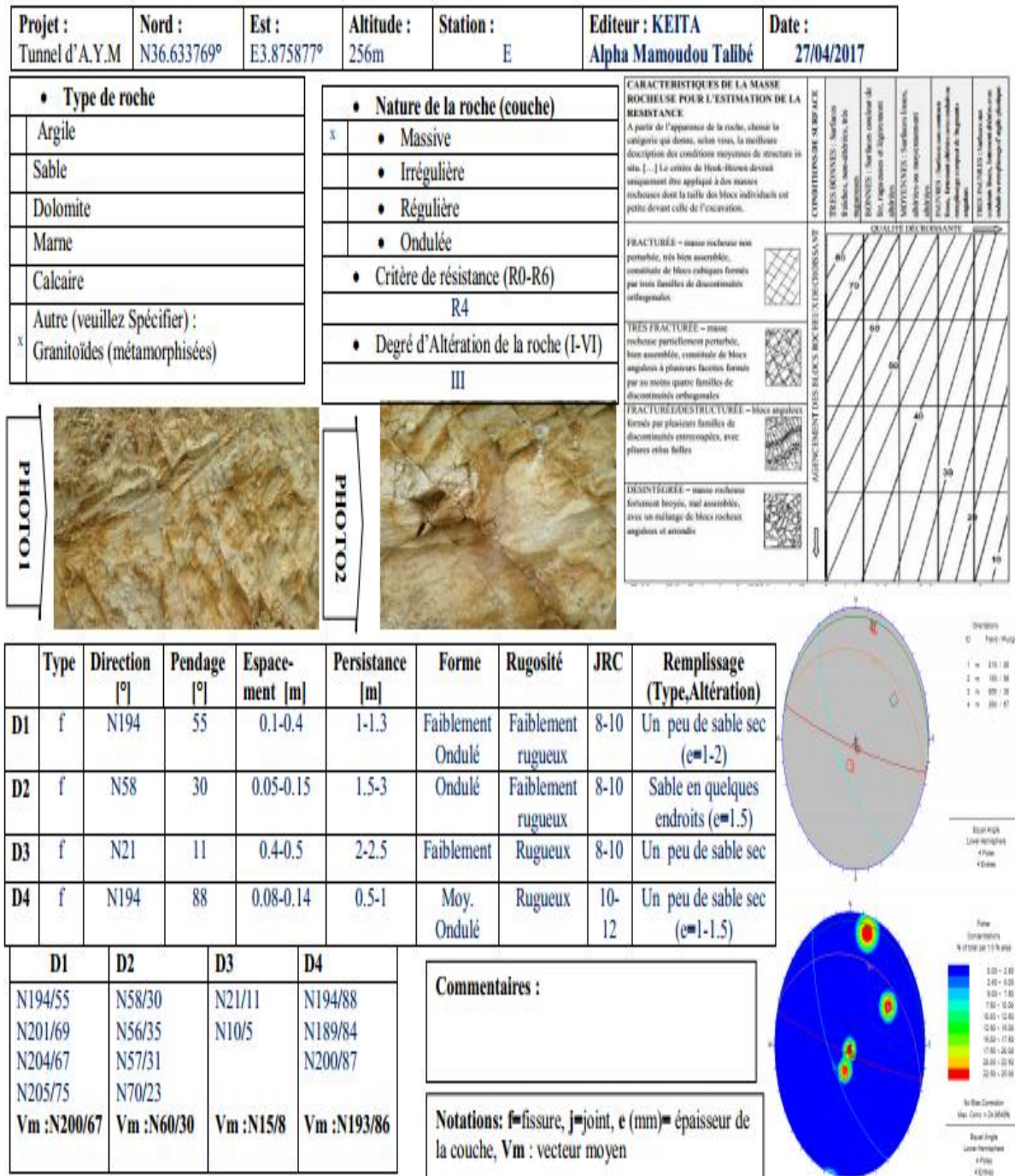
Tab IV.4: Levé structural de la station C



Tab IV.5: Levé structural de la station D



Tab IV.6: Levé structural de la station E



IV.5.2. 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.

Tableau IV.7 : Paramètres des sondages [53]

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

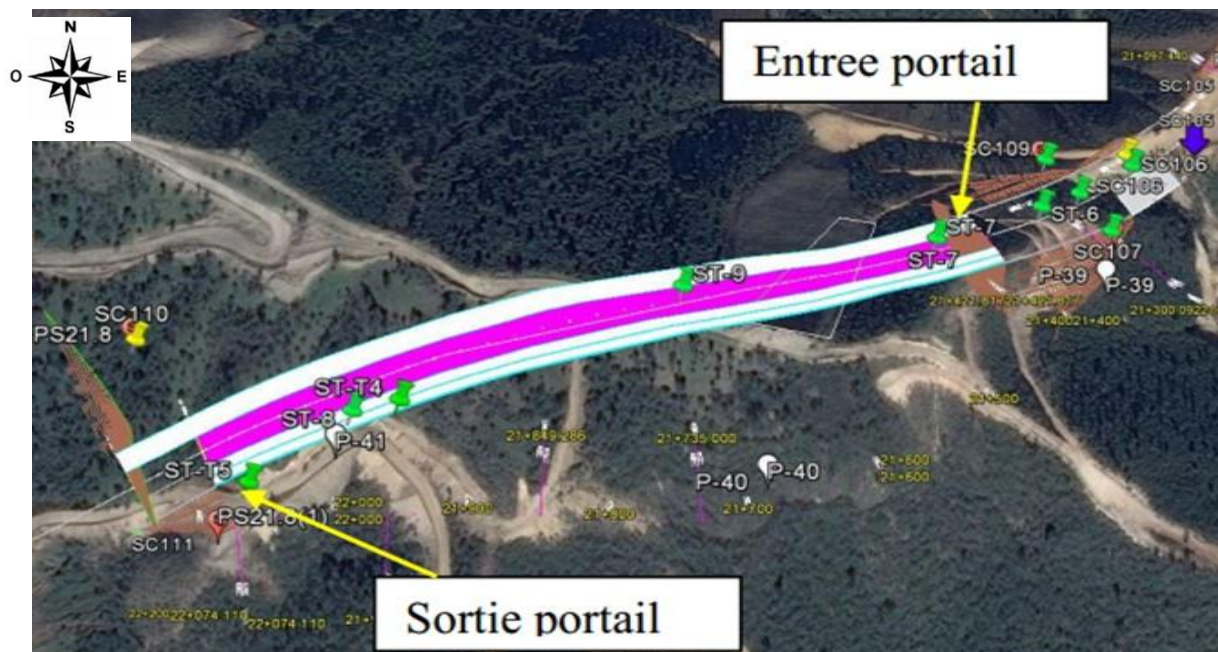


Figure IV.16: Image satellitaire modifiée matérialisant le tracé du tunnel [53]

En utilisant les données de sondages obtenues, le R.Q.D a été calculé pour les 3 sections du tracé du tunnel.

Tableau IV.8 : Valeurs du RQD dans le massif [53]

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. Nous avons pu le constater durant la période de stage 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 (voir paragraphe III.4.1- Figure III.3), en fonction des valeurs des 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.5.3. 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 (P_f) : minimum (26.73 bar) au niveau du sondage STP-07 et une valeur maximale (54.73) au niveau du sondage ST-08.

IV.5.4. Essais d'eau Lefranc

Comme mentionné nous l'avons dans le paragraphe (I.3.2.6), 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. Les valeurs reportées dans le Tableau ci-dessous sont les moyennes des perméabilités mesurées au niveau de chaque sondage.

Tableau IV.9 : Estimation des Coefficients de perméabilité dans le massif [53]

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)(suite)	5.63E-9	1.57E-7	3.33E-6	7.61E-7	7.38E-6

De ces valeurs obtenues, nous pouvons confirmer la remarque faite au paragraphe (I.3.1.3) sur la perméabilité. Cette remarque souligne que les roches ont en général une faible perméabilité.

IV.5.5. 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).

Tableau IV.10 : Données obtenues de l'essai Lugeon [53]

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.5.6. Essais géophysiques

IV.5.6.1. Tomographie sismique

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

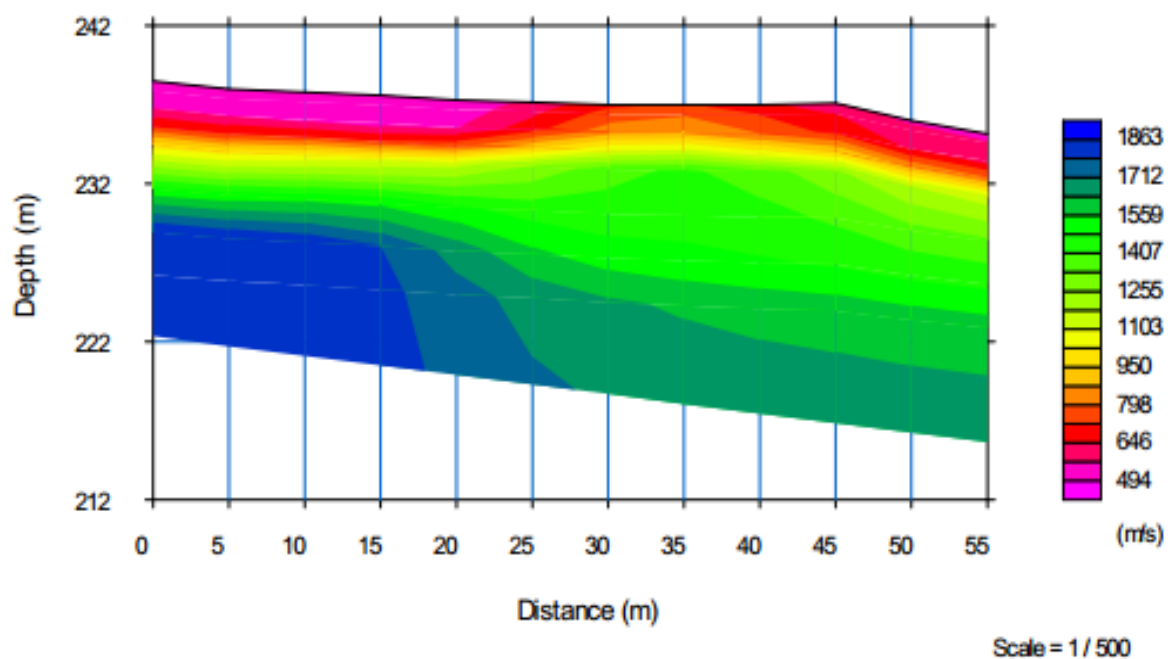
➤ Face à l'entrée Nord du tunnel :

Lors de ces tests, 12 géophones ont été 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.11 : Résultats des essais sismiques face à l'entrée Nord du tunnel [53]

Matériau	Epaisseur (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

**Figure IV.17** : Image tomographiques face à l'entrée Nord du tunnel [53]

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, ce qui traduit un important degré de fracturation.

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

➤ à la droite de l'entrée Nord du tunnel

Lors de ces tests, 12 géophones ont été 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.12 : Résultats des essais sismiques à la droite de l'entrée nord du tunnel [53]

Matériau	Epaisseur (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

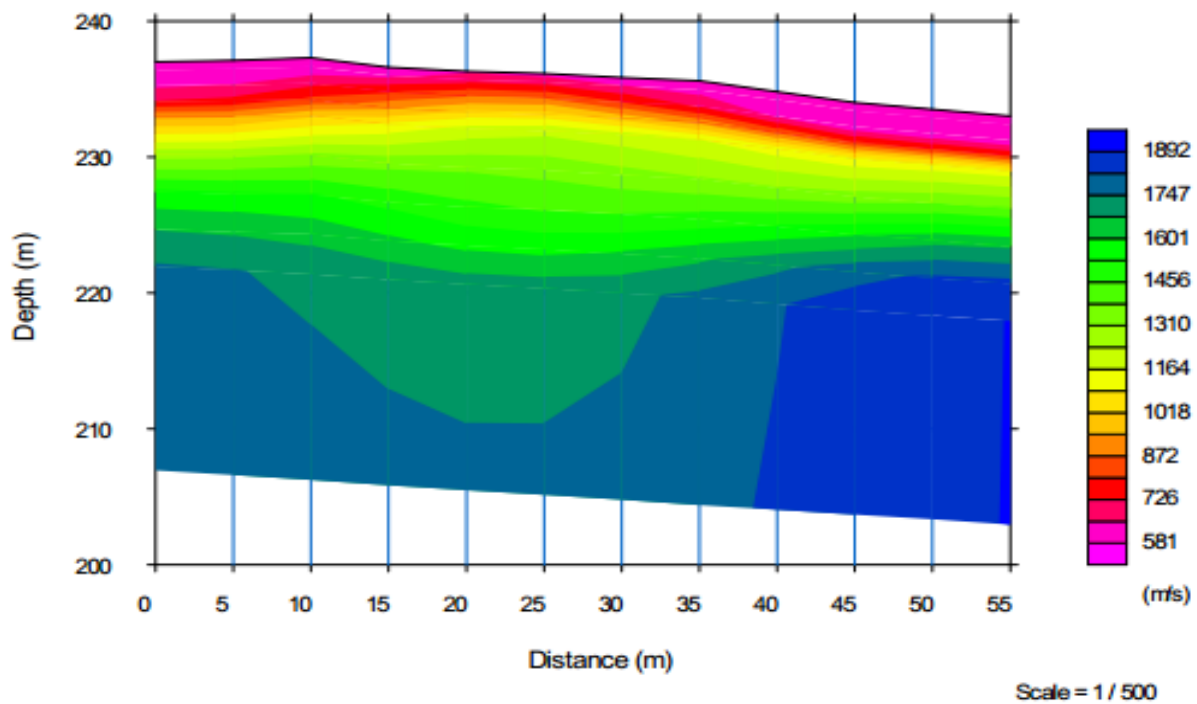


Figure IV.18 : Image tomographiques à la droite de l'entrée Nord du tunnel [53]

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.

➤ **en haut de l'entrée Nord du tunnel.**

Lors de ces tests, 12 géophones ont été 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.

Tableau IV.13 : Résultats des essais sismiques en haut de l'entrée Nord du tunnel [53]

Matériau	Epaisseur (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

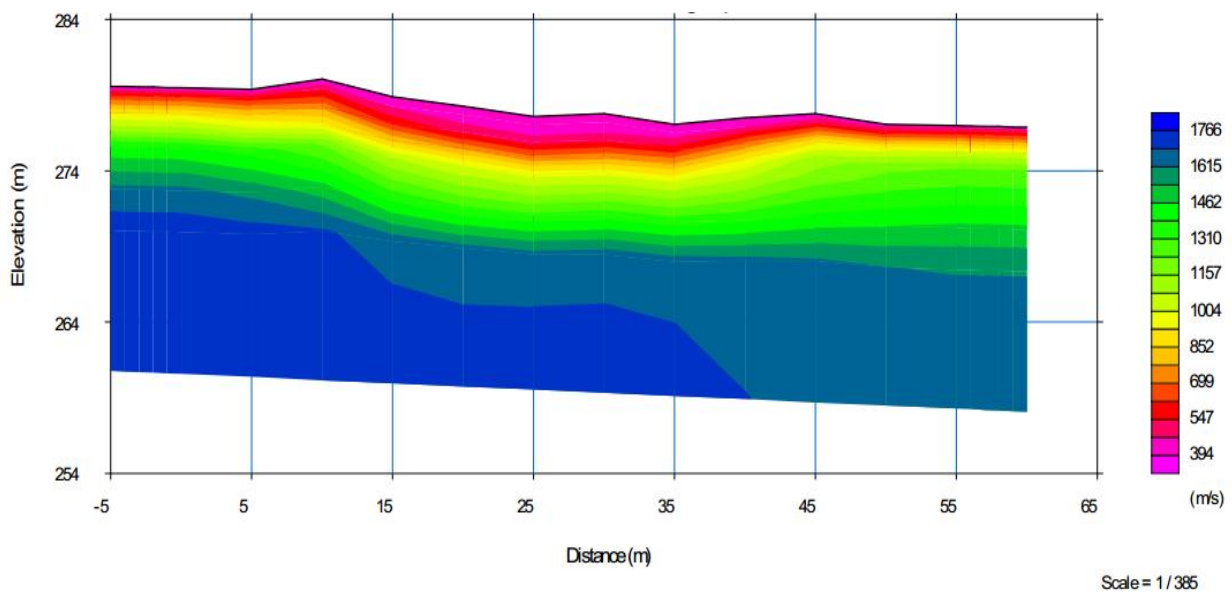


Figure IV.19 : Image tomographiques à la droite de l'entrée Nord du tunnel [53]

A 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.

IV.5.7. 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.14 : Résultats des essais à la compression uniaxiale [53]

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

IV.6. Paramètres géotechniques des différentes unités du tunnel

Le Tableau ci-après présente les différentes propriétés géotechniques des différentes unités (sections) du tunnel.

Tableau IV.15 : Propriétés géomécaniques du massif rocheux [53]

Notation	Signification		Section		
			I	II	III
UCS	Pression Uniaxiale (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
Ei	Module d'élasticité (GPa)		2.125	8.250	8.250
H	Hauteur de roche effective (m)		35	125	125
γ_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
ϕ	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

IV.7. Classification du massif

Nous utiliserons ici les deux méthodes de classification géomécaniques les plus répandues (l'indice Q de Barton et le RMR de Bieniawski), qui nous permettront de faire le prédimensionnement du tunnel.

Les classifications que nous allons présenter concerne la section II (PK21+180-PK21+850) car c'est dans cette partie du tunnel que nous avons effectué nos investigations et la modélisation concernera également une partie de ce tronçon. Néanmoins, les classifications réalisées par le groupement (O.N.E) seront présentées en annexe à titre d'information (voir Annexe 02)

IV.7.1. Détermination du RMR

Des études que nous avons menées sur plusieurs fronts de taille serviront de base pour l'attribution de la note de RMR de la section. Le Tableau présenté en annexe (voir Annexe 03) a servi de guide lors de la caractérisation du massif par la méthode de RMR.

Tableau. IV.16 : Classification RMR de la section étudiée

Localisation	Paramètres		Valeur/définition	Note attribuée
PK21+222.25 (Cintre 60)	R1	Résistance à la compression uniaxiale (MPa)	50-100	7
	R2	R.Q.D (%)	20	3
	R3	Espacement des discontinuités (mm)	200-600	10
	R4	Conditions des discontinuités	Continuité (m)	1-3
			Ouverture (mm)	0.1-1.0
			Rugosité	Rugueux
			Remplissage	Tendre <5mm
			Degré d'altération	Très altéré
				Humide
	R5	Condition d'eau souterraine	Moyen	10
	R6	Orientation des Discontinuités		-2
	RMR1		Rocher moyen	44
PK21+225.5 (Cintre 62)	R1	Résistance à la compression uniaxiale (MPa)	50-100	7
	R2	R.Q.D (%)	20	3
	R3	Espacement des discontinuités (mm)	60-200	8
	R4	Conditions des discontinuités	Continuité (m)	3-10
			Ouverture (mm)	0.1-1
			Rugosité	Rugueux
			Remplissage	Tendre <5mm
			Degré d'altération	Moy. Altéré
				Humide
	R5	Condition d'eau souterraine	Moyen	10
	R6	Orientation des Discontinuités		-2
	RMR2		Rocher moyen	42
PK21+226.75 (Cintre 63)	R1	Résistance à la compression uniaxiale (MPa)	100-250	12
	R2	R.Q.D (%)	25-50	8
	R3	Espacement des discontinuités (mm)	200-600	10
	R4	Conditions des discontinuités	Continuité (m)	3-10
			Ouverture (mm)	1-5
			Rugosité	Rugueux
			Remplissage	Tendre <5mm
			Degré d'altération	Très Altéré
				Humide
	R5	Condition d'eau souterraine	Moyen	10
	R6	Orientation des Discontinuités		-2
	RMR3		Rocher moyen	49

De cette classification que nous avons réalisée, il ressort que le rocher a un RMR compris entre 41 et 60, ce qui correspond à un rocher moyen (classe 3) dont les propriétés sont mentionnées dans le Tableau III.4.

IV.7.1.1. Description de l'excavation et du soutènement provisoire à adopter

Selon Z.T.Bieniawski (1989), pour cette classe de rocher (3), le temps de tenue moyen sans soutènement est d'une semaine pour une portée de 5m. L'excavation se fait à l'explosif, en commençant d'abord par la moitié supérieure (avancement de 1.5-3m) puis, la moitié inférieure. Le soutènement provisoire sera mis en place après chaque abattage et le soutènement définitif peut être mis en place à partir de 10 du front de taille. La description des matériaux pris en compte dans le soutènement sera présentée dans le Tableau ci-après.

Tableau IV.17 : Dispositif de soutènement selon la valeur de RMR

Matériau	Descriptions
Boulons d'encrage	➤ espacement de 1.5-2m ➤ diamètre de 20mm ➤ longueur 4m ➤ renforcement par de treillis soudés + 30 mm de béton projeté en voûte.
Béton projeté	➤ 50-100mm en voûte et 30mm en piédroits, renforcé occasionnellement par des treillis soudés et des boulons si nécessaire
Cintres métalliques	➤ Légers, espacés de 1.5 à 2 m

Selon (Bieniawski, 1989), la pression de soutènement (P_v) provisoire correspondant pour un tunnel peut être calculée grâce à la relation suivante :

$$P_v = \frac{0.75 \times B^{0.1} \times H^{0.5} - RMR}{20 RMR} \text{ [MPa]} \quad (\text{IV.1})$$

Avec :

B= pas d'excavation [m] ;

H= charge ou épaisseur du tunnel (>50m).

L'utilisation de la valeur moyenne des trois (3) RMR obtenus nous permet grace aux équations III.7, III.8 et III.9 d'obtenir les paramètres suivants :

$$C_{\text{éq}} \approx 225 \text{ KPa}, \varphi_{\text{éq}} = 30.8 \pm 7,2^\circ \text{ et } E_{\text{éq}} \approx 7.5 \text{ GPa} \quad (\text{IV .2})$$

IV.7.2. Détermination de l'indice Q- Barton

La valeur de ce indice est déterminée au niveau du cintre 63 dont l'épaisseur (ou hauteur h) de couverture est d'environ 21.56m. Avec un poids volumique de roche $\gamma = 26 \text{ KN/m}^3$, l'application de la relation (IV.5) nous permettra de choisir la valeur de SRF.

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_1} = \frac{\sigma_c}{\gamma \times h} \quad (\text{IV .5})$$

L'application numérique de cette précédente équation donne une valeur de 26.8 $\in$ [10 ; 200].

Les résultats du relevé ayant permis de déterminer la valeur de l'indice Q de Barton sera résumée dans le Tableau ci-après :

Tableau .IV.18 : Paramètres de Q Barton obtenus

Paramètre		Valeur
R.Q.D	Qualité de la masse rocheuse	20
J_n	Nombre de famille de joints	12
J_r	Valeur de la rugosité du joint	3
J_a	Valeur de l'altération du joint	2
J_w	Importance des venues d'eau de pression	1.0
SRF ou (σ_1 / σ_c)	Etat des contraintes dans le massif	1.0
ESR	Type d'ouvrage	1.0

Par application numérique de la relation (III.12) , on obtient $Q=2.5 \in [1 ; 4]$. Nous avons donc à faire à un rocher de mauvaise qualité.

IV.7.2.1.Calcul et identification des paramètres utiles au soutènement:

➤ Portée maximale d'excavation sans soutènement ($B_{\max}$) :

A partir de la relation (III.15) , on obtient $B_{\max}= 2.89\text{m}$.

➤ Longueur des boulons (L) :

A partir de la relation (III.14) , on obtient :

Voûte $L=2.43\text{m}$ avec $B=B_{\max}= 2.89\text{m}$

Piédroits $L= 3.77\text{m}$ avec $B= \text{hauteur du tunnel}=11.79\text{m}$

➤ Dimension équivalente (D_e)

A partir de l'équation (III.13), en choisissant le diamètre de l'ouvrage qui varie entre 15 et 16.56 m (respectivement au niveau du stross et de la calotte) ou la hauteur de l'ouvrage (11.79 m), on trouve D_e compris entre 11.79 et 16.56.

➤ Epaisseur du béton projeté

En se référant à (Figure III.4), on trouve une intersection des droites portant les valeurs de D_e et de Q dans la classe 23. Dans le choix de soutènement (voir Annexe 4) selon Barton, on aura un mélange de béton projeté (5-10 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.

En se référant à (Figure III.5), les dimensions de D_e et Q nous conduisent à la classe 4 qui préconise un boulonnage systématique avec du béton projeté d'épaisseur variant entre 4 et 10 cm.

➤ Module de déformation :

Les relations (III.18 et III.19) nous as permis d'obtenir respectivement les modules de déformation du massif suivant : $E_{m1}=$ le module de déformation du massif $E_m= 14.10 \text{ MPa}$.

➤ Estimation du temps de tenue sans soutènement :

En se référant à (Figure IV.20), avec une portée de 2.89m, on estime à 2h le temps de tenue moyen de l'ouvrage sans soutènement.

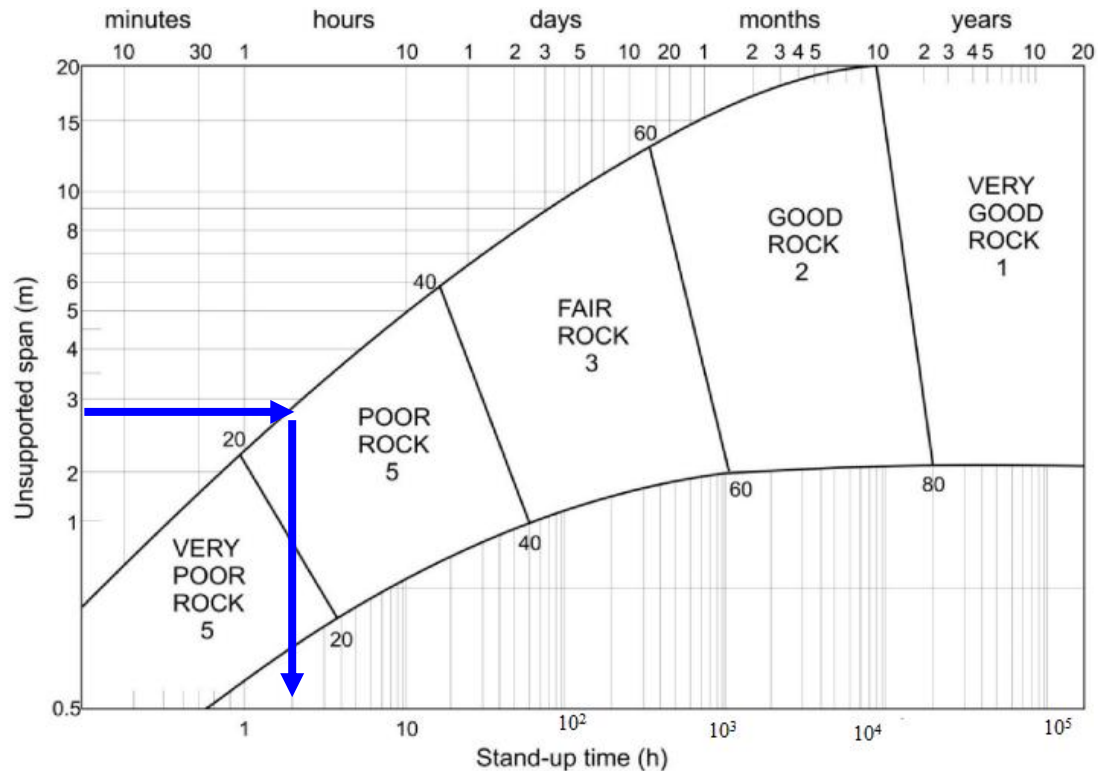


Figure IV.20 : Temps de tenue moyen des rochers en fonction du pas d'excavation [51]

IV.7.3. Discussion des résultats

Les deux méthodes de classifications utilisées précédemment ne sont pas équivalentes. Le système RMR nous a donné un rocher moyen, avec des valeurs faibles (42, 44 et 49) 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 (voir Figure IV.21) se fera à l'explosif en commençant par la tranche supérieure (calotte) avec un pas de 3m puis à une distance $d_{éc} (découpe) = 2D_{tunnel}$ 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

Le soutènement provisoire sera mis en place après chaque abattage et il devra assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des travailleurs. Ce soutènement (dont les éléments constitutifs sont décrits dans (Tableau. IV.13) sera adapté aux conditions de "mauvais rocher" décrit par la classification géomécanique précédemment établie.

Tableau IV .19 : Description des éléments du système de soutènement du tunnel

Matériau	Description/ Paramètres
Boulons d'encrage	• Diamètre : d_b : 25 mm • Diamètre des trous de forage : $1,5 \times (d_b) = 37.5 \text{ mm}$ • Longueur (l_b): 4m (voûte) et 4m (piédroits) • Espacement 1m • Renforcement par 2 rangées de treillis soudés (D8/15) • $E_{boul} = 2.1 \times 10^9 \text{ KN/m}$
Béton projeté (RN30- Classe de résistance C25/30)	• Epaisseur : 25 mm (5mm+15mm+5mm) • R_{cb} (Résistance à la compression uniaxiale) = 25 MPa • E_b (Module d'élasticité) = 12000 MPa • $W_b = 25 \text{ K N/m}^3$ • $\nu_b = 0.3$ • $A_b = 0.25 \text{ m}^2$ • I_{yb} (Inertie du béton) = 0.0013 m^4
Cintres métalliques (HEB 160)	• Espacement : 1.5m • E_c (Module d'élasticité) = 27064.21 MPa • A_c (Section du profilé) = 54.3 cm^2 • W_c (poids métrique) = 42.6 Kg/m • $I_{yc} = 2492 \text{ cm}^4$ • $\nu_b = 0.2$
Ciment (CPJ42.5)	• E_{cim} (Module d'élasticité) = $7.500 \times 10^6 \text{ KN/m}^2$ • $E_A = 18750 \text{ KN/m}$

Le soutènement provisoire est constitué par des plaques à 8 nœuds (sommets) constitués d'une combinaison de cintres métalliques et de béton projeté dont les caractéristiques ont été énumérées dans le Tableau précédent. Dans la modélisation, ces plaques auront des rigidités équivalentes (EI : rigidité de flexion et EA : rigidité normale) que

nous allons calculer à partir des données sur le béton et les cintres. A partir des relations ci-après, nous pouvons déduire les valeurs de ces rigidités équivalentes :

$$EA_{eq} = E_b A_b + \left(\frac{E_c}{E_b} - 1\right) E_b \frac{A_c}{d} ; [\text{KN/m}] \quad (\text{IV.6})$$

$$EI_{eq} = E_b I_b + \left(\frac{E_c}{E_b} - 1\right) E_b \frac{I_c}{d} ; [\text{KN.m}^2/\text{m}] \quad (\text{IV.7})$$

La combinaison entre les boulons et le coulis de ciment (voir Figure IV.22) pour la fixation, doit également être homogénéisé à partir de la relation suivante :

$$EA_{\acute{e}q} = \frac{[(A_{ciment}).E_{ciment} + (A_{boulon}).E_{boulon}]}{A_t} [\text{KN/m}] \quad (\text{IV.8})$$

Avec :

- A_t : section complète de forage

$$A_t = \frac{\pi}{4} \times D^2 ; [\text{mm}^2] \quad (\text{IV.9})$$

Dans notre cas, $D=0.0375\text{m}$, par conséquent, $A_t= 1,104.10^{-3} \text{ m}^2$

- A_{boulon} : section du boulon d'encrage

$$A_{boulon} = \frac{\pi}{4} \times db^2 ; [\text{mm}^2] \quad (\text{IV.10})$$

En utilisant des boulons de 0.025m de diamètre, on aura $A_{boulon}= 4,906.10^{-4} \text{ m}^2$.

- A_{ciment} : section du ciment

$$A_{ciment} = A_t - A_{boulon} ; [\text{m}^2] \quad (\text{IV.11})$$

Dans notre cas, nous aurons $A_{ciment} = 6,134.10^{-4} \text{ m}^2$

Tableau IV .20 : Rigidités équivalente des combinaisons (béton +cintres) et (boulons + coulis de ciment)

Combinaison	Rigidités équivalentes		
	(Normale)	(Flexion)	(Compression)
	EA_{eq} (KN/m)	EI_{eq} (KN.m ² /m)	EA_{eq} (KN/m)
Béton + cintres (HEB 140)	8.700×10^6	6.7×10^4	/
Boulons + coulis de ciment	/	/	$9,749 \times 10^7$

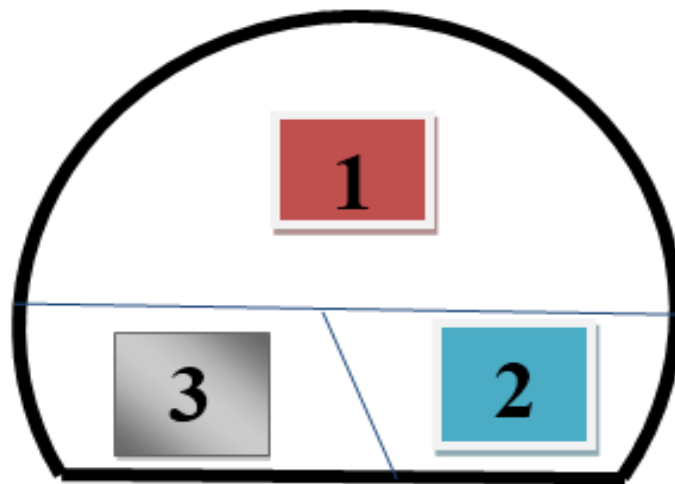


Figure IV.21 : Schéma descriptif des différents éléments à excaver

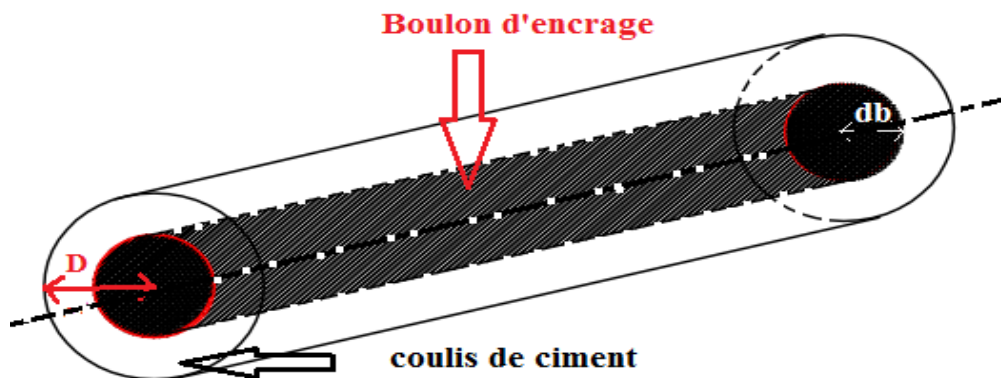


Figure IV.22 : Schéma représentatif du scellement d'un boulon par le coulis dans le trou de forage.

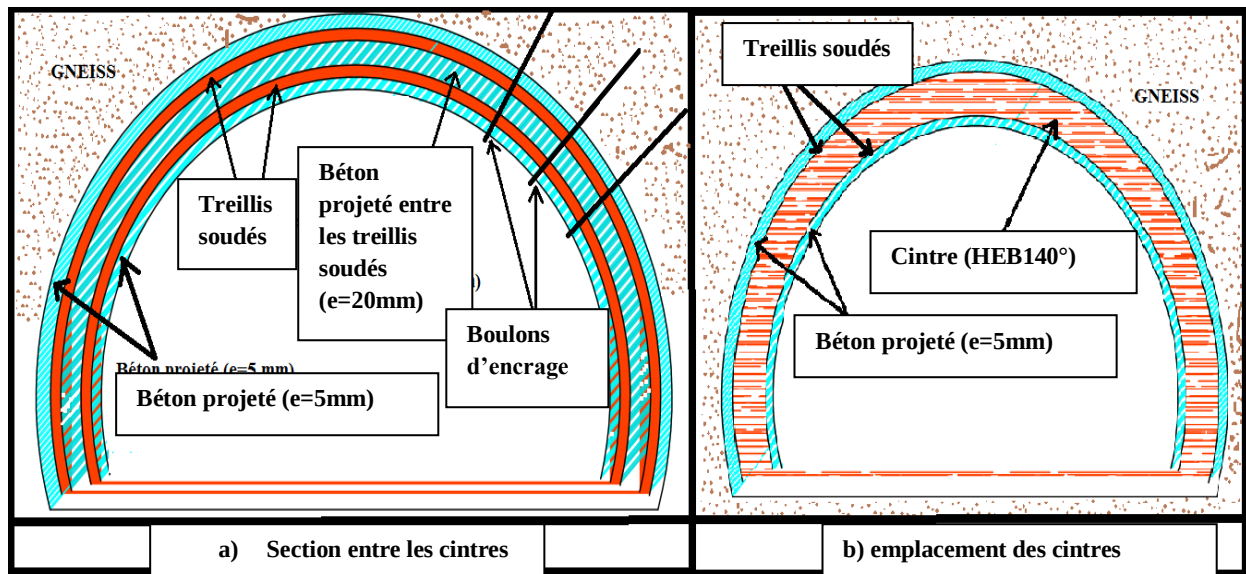


Figure IV .23 : Schéma descriptif de la disposition des éléments de soutènement

IV.8. Conclusion :

La zone du tunnel d'Ait Yahia moussa localisée dans les kabyldes est majoritairement constituée de gneiss perméables et d'unités de phyllades (formations schisteuses) avec une multitude de familles de discontinuités telles que les failles inverses, les diaclases, les fissures.

L'analyse de ces unités de rocher par les méthodes de classifications géomécaniques de Bieniawski (RMR) et de Barton (indice Q) nous ont conduit à une appréciation de "mauvais rocher". Par conséquent une méthode d'exploitation par section divisée a été adoptée avec un soutènement combinant boulons, béton projeté, treillis soudés et cintres métalliques.

Chapitre V :
Modélisation d'un
tronçon du tube droit.

V.1. Introduction

L'utilisation des outils informatiques tels que les logiciels de modélisation (Plaxis 3D Tunnel, Unwedge, Slide, Phase 2, etc.), connaît 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 (1.2) afin d'analyser les recommandations obtenues des systèmes de classification RMR et Q-Barton pour le Tunnel d'Ait Yahia Moussa.

V.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.

Une description plus détaillée des différentes fenêtres et des modèles de comportement utilisés dans *Plaxis 3D Tunnel* sera présentée dans l'Annexe 06.

Dans notre travail, le modèle de comportement utilisé sera celui de Mohr-Coulomb.

V.3. Processus de modélisation

V.3.1. Paramètres géométriques du modèle et de l'ouvrage

Notre modèle, présenté dans la (Figure.V.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 15 m à partir du PK21+220.

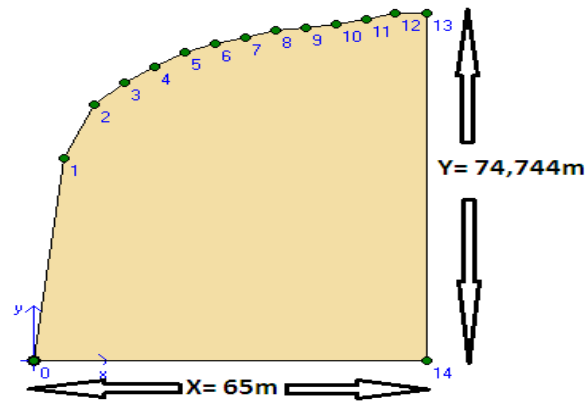


Figure.V.1 : Présentation de la coupe utilisée dans la modélisation (Plaxis 3D Tunnel 1.2)

Les dimensions de l'ouvrage à réaliser sont résumées dans (TableauV.1)

Tableau V.1 : Caractéristiques géométriques du modèle.

Partie	Hauteur/Longueur	Angles
Calotte	8.27-8.28m	90
Sross	3.51m	65°
Corner	/	25°
Line	7.5m	/

V.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 (TableauV.2) à l'exception du coefficient de poisson (ν).

Tableau V.2 : Propriétés géomécaniques recommandées pour le massif

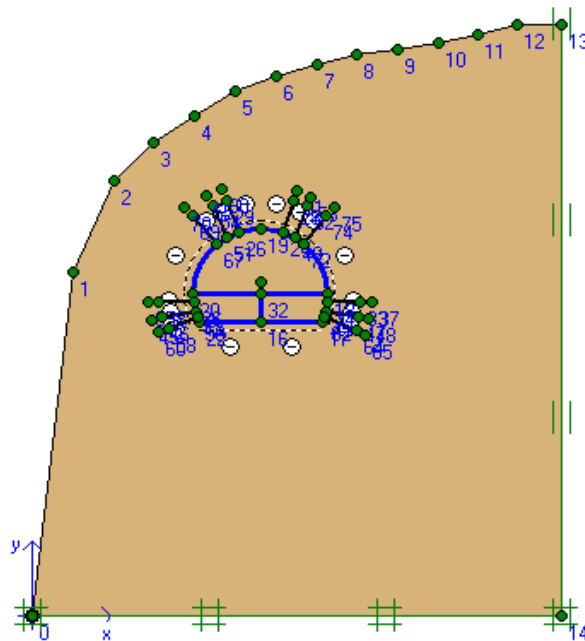
Paramètre	Désignation	Valeur
Module d'élasticité [GPa]	E_{ref}	3.140
Poids volumique saturé [KN/m ³]	γ_{sat}	26.0
Poids volumique apparent [KN/m ³]	γ_{unsat}	26.0
Coefficient de poisson	ν	0.3
Cohésion [KN/m ²]	C	172
Angle de frottement interne (°)	Φ	63.38
Angle de dilatance (°)	Ψ	33.38
Résistance à la compression Uniaxiale [MPa]	R_c	35

Tableau V.3 : Paramètres du soutènement à utiliser dans Plaxis

Elément	Paramètres
Béton RN30+ Cintre (HEB160)	$EA_{eq} = 8.7 \times 10^6 \text{ KN/m}$
	$EI_{eq} = 6.7 \times 10^6 \text{ KN.m}^2/\text{m}$
	$w = 6.25 \text{ KN/m/m}$
Boulons d'encrage	$EA = 1.6 \times 10^6 \text{ KN}$
Ciment (CPJ 42.5)	$w = 25 \text{ KN/m/m}$
	$EA = 10^6 \text{ KN/m}$

V.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.

**Figure. V.2 : Génération des conditions aux limites (Plaxis 3D Tunnel 1.2)**

V.3.4. Génération du maillage

Le maillage qui sera utilisé dans Plaxis 3D Tunnel (voir Figure.V.3) 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 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.

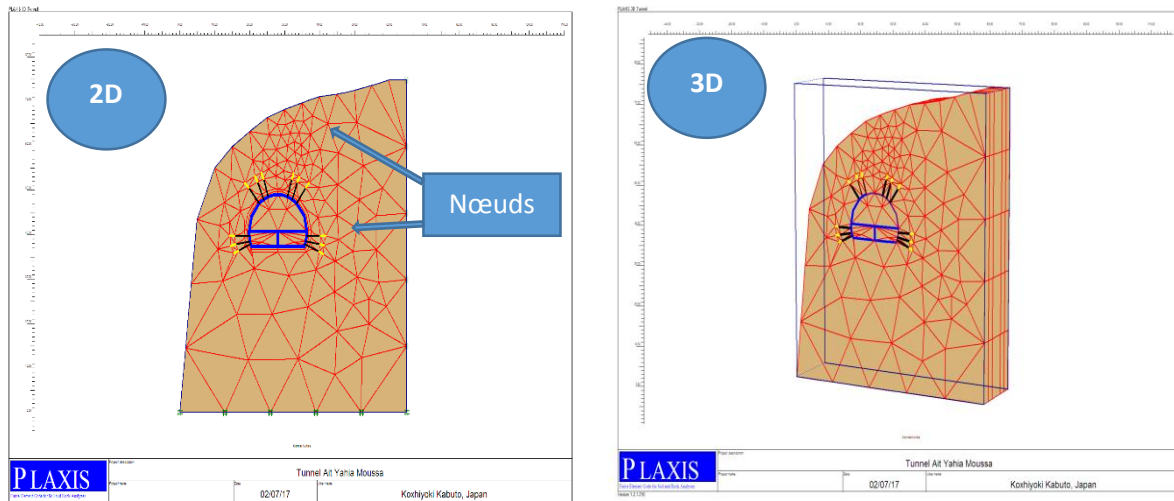


Figure. V.3 : Génération du maillage 2D et 3D (Plaxis 3D Tunnel 1.2)

Le modèle que nous avons utilisé dans ce chapitre possède 1358 éléments et 4488 nœuds.

V.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 (σ_e)** : 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 ($\sigma_e = 0 \text{ KN/m}^2$) car il n'y a pas de nappe d'eau dans son voisinage. Une nappe sera représentée par défaut dans Plaxis 3D Tunnel, mais elle aura une épaisseur ($h_e=0\text{m}$).

$$\sigma_e = \gamma_e \times h_e ; [\text{KN/m}^2] \quad (\text{V.1})$$

Avec : γ_e : poids volumique de l'eau (10 KN/m^3).

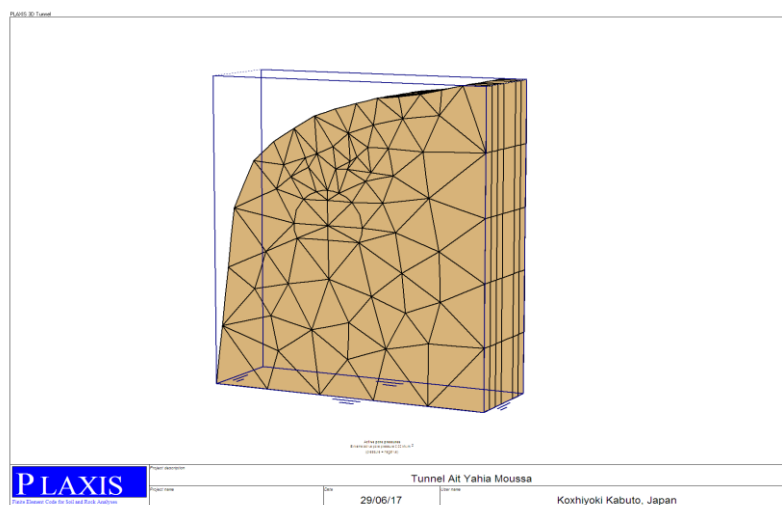


Figure. V.4 : Génération des conditions hydrauliques (Plaxis 3D Tunnel 1.2)

- **Les contraintes effectives (σ_{eff})** : 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.

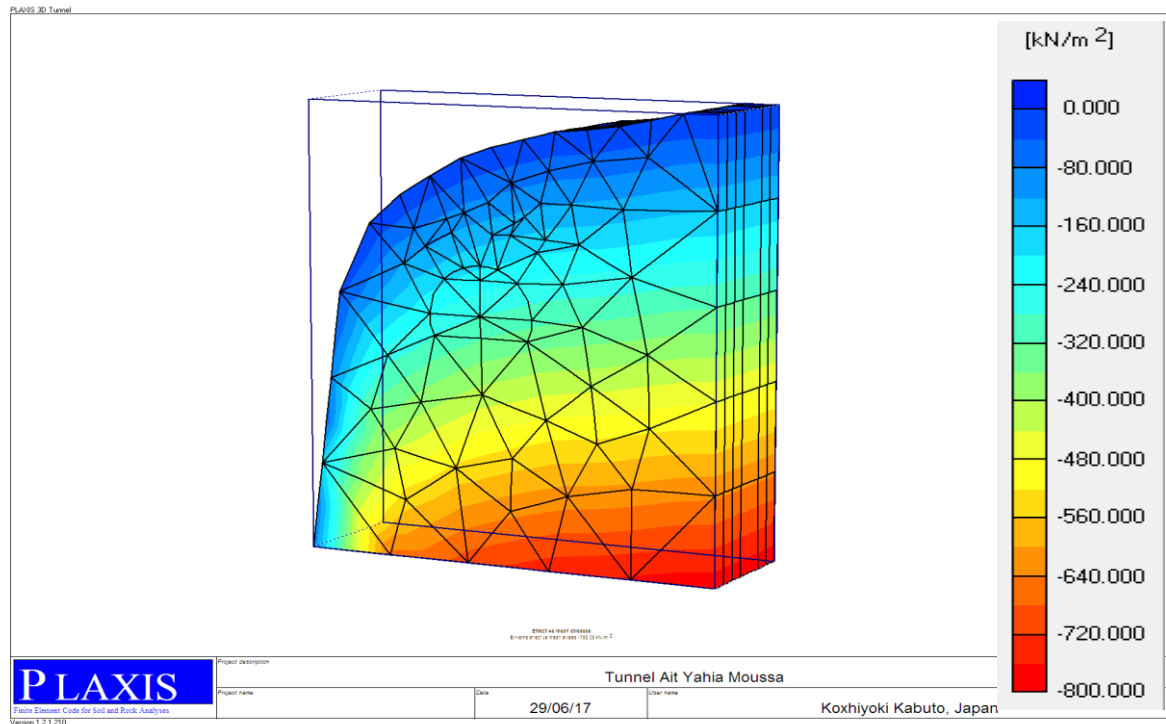


Figure. V.5 : Génération des contraintes effectives (Plaxis 3D Tunnel 1.2)

La contrainte effective maximale observée est : $\sigma_{eff} = -788.09 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$

V.3.5. 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.

L'excavation se fera par section divisée dans les trois blocs (voir Figure IV.21):

- **bloc 1** : Calotte ;
- **bloc 2** : moitié droite du stross ;
- **bloc 3** : moitié gauche du stross.

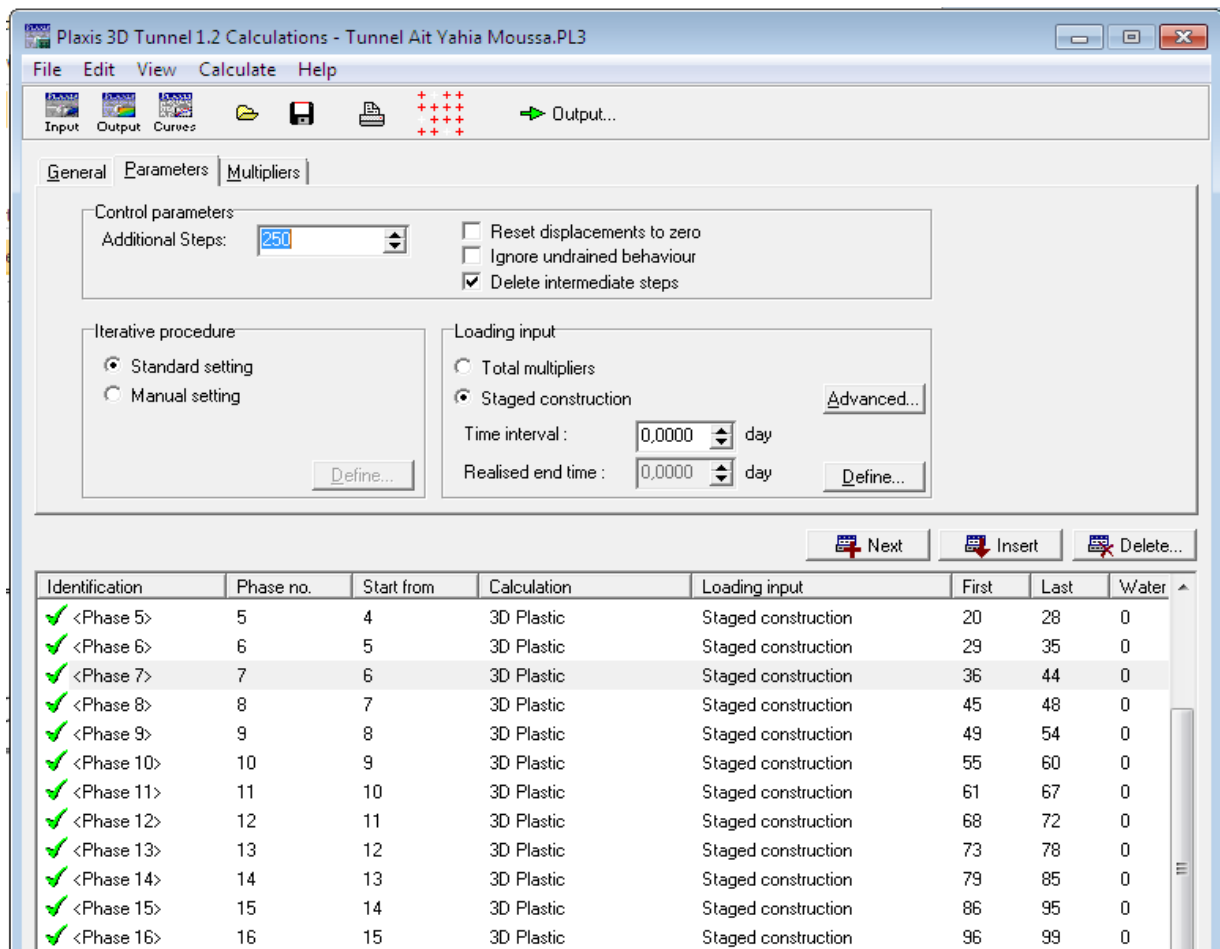
Sur l'ensemble du tronçon de 15m choisi, nous aurons 16 phases exécutés de la manière suivante :

Bloc 1 :

- **Phase initiale** : état initial ;

- **Phase 1** : préparation de la phase d'excavation initiale ;
- **Phase 2** : excavation du bloc 1 de 3m et activation de son soutènement ;
- **Phase 3** : excavation du bloc 1 de 3m et activation de son soutènement ;
- **Phase 4** : excavation du bloc 1 de 3m et activation de son soutènement ;
- **Phase 5** : excavation du bloc 1 de 3m et activation de son soutènement ;
- **Phase 6** : excavation du bloc 1 de 3m et activation de son soutènement ;
- Bloc 2 et Bloc 3 :**
- **Phase 7** : excavation du bloc 2 de 3m et activation de son soutènement ;
- **Phase 8** : excavation du bloc 3 de 3m et activation de son soutènement ;
- **Phase 9** : excavation du bloc 2 de 3m et activation de son soutènement ;
- **Phase 10** : excavation du bloc 3 de 3m et activation de son soutènement ;
- **Phase 11** : excavation du bloc 2 de 3m et activation de son soutènement ;
- **Phase 12** : excavation du bloc 3 de 3m et activation de son soutènement ;
- **Phase 13** : excavation du bloc 2 de 3m et activation de son soutènement ;
- **Phase 14** : excavation du bloc 3 de 3m et activation de son soutènement ;
- **Phase 15** : excavation du bloc 2 de 3m et activation de son soutènement ;
- **Phase 16** : excavation du bloc 3 de 3m et activation de son soutènement ;

La figure ci-après, montre l'évolution de quelques phases de calcul utilisées.



. **Figure. V.6** : Fenêtre de Calcul montrant les différentes phases exécutées (Plaxis 3D Tunnel 1.2)

V.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 7 points (A, B, C, D, E, F et G) au tour du tunnel. Ces points sont présentés dans (Figure.V.7). Nous utiliserons également les phases 1, 9 et 16 pour décrire le comportement global du tunnel lors de l'exécution des travaux.

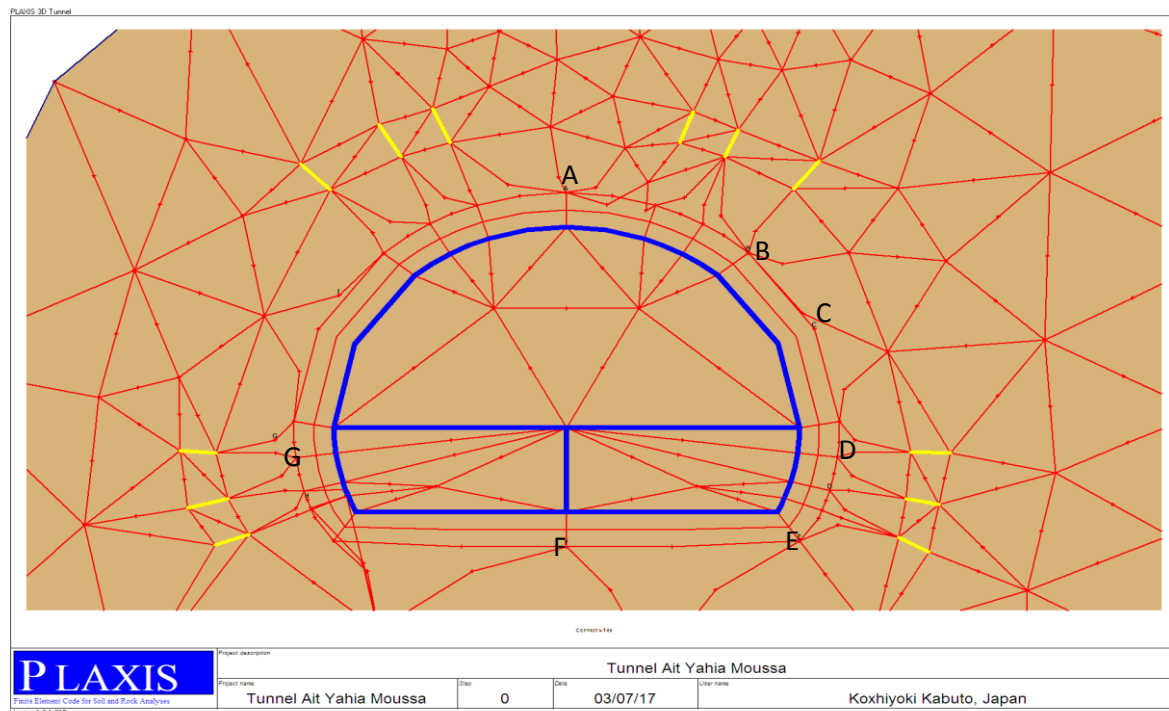


Figure. V.7 : Présentation des points de référence pour l'étude des déformations (Plaxis 3D Tunnel 1.2)

Les points A, B et C permettent d'analyser les variations dans la calotte. Les points D et G serviront de référence pour les mouvements dans le stross tandis que les points E et F nous informerons sur les déplacements dans le radier.

V.4.1. Résultats des calculs effectués

La réalisation du tunnel a causé des déformations dans le massif rocheux. Ces déformations sont analysées pour les phases 1, 9 et 16 et les résultats sont présentés dans (TableauV.4).

TableauV.4 : Paramètres du soutènement à utiliser dans Plaxis

Observations	Désignation	Phase 1	Phase 9	Phase 16
Déplacements horizontaux	U_x (m)	1.38×10^{-3}	5.66×10^{-3}	8.46×10^{-3}
	U_z (m)	0	954.06×10^{-6}	954.15×10^{-6}
Déplacements verticaux	U_y (m)	446.85×10^{-6}	7.23×10^{-3}	8.27×10^{-3}
Déplacements totaux	U_{tot} (m)	1.41×10^{-3}	7.67×10^{-3}	8.99×10^{-3}
Incréments horizontaux	dU_x	672.49×10^{-6}	148.99×10^{-6}	51.88×10^{-6}
	dU_z	0	38.08×10^{-6}	12.01×10^{-9}
Incréments verticaux	dU_y	239.03×10^{-6}	513.65×10^{-6}	187.02×10^{-6}
Incréments totaux	dU_{tot}	711.75×10^{-6}	513.65×10^{-6}	187.32×10^{-6}
Contrainte effective maximale	σ_{eff} (KN/m ²)	772.61	921.86	1.25×10^3
Contrainte totale maximal	σ_{tot} (KN/m ²)	772.61	921.86	1.25×10^3

V.4.2. Analyse des résultats

V.4.2.1. Evolution des déplacements totaux (U_{tot}) dans les phases choisies

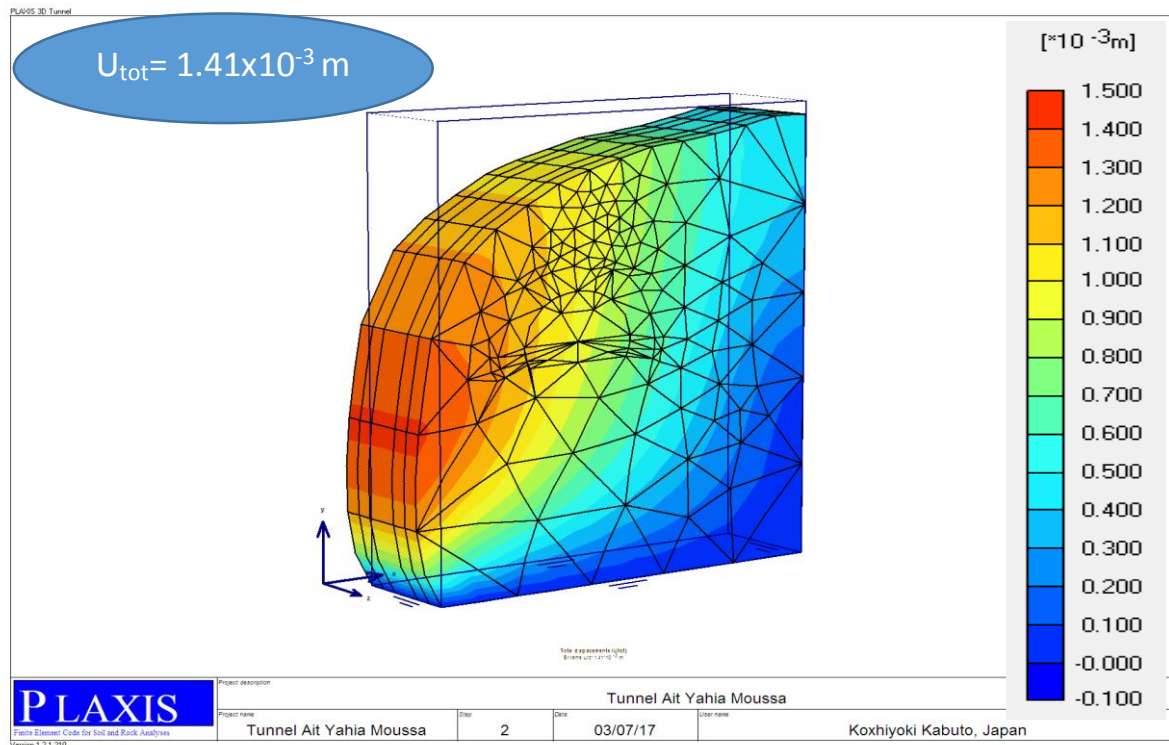


Figure. V.8 : Déplacements totaux dans la phase 1 (Plaxis 3D Tunnel 1.2)

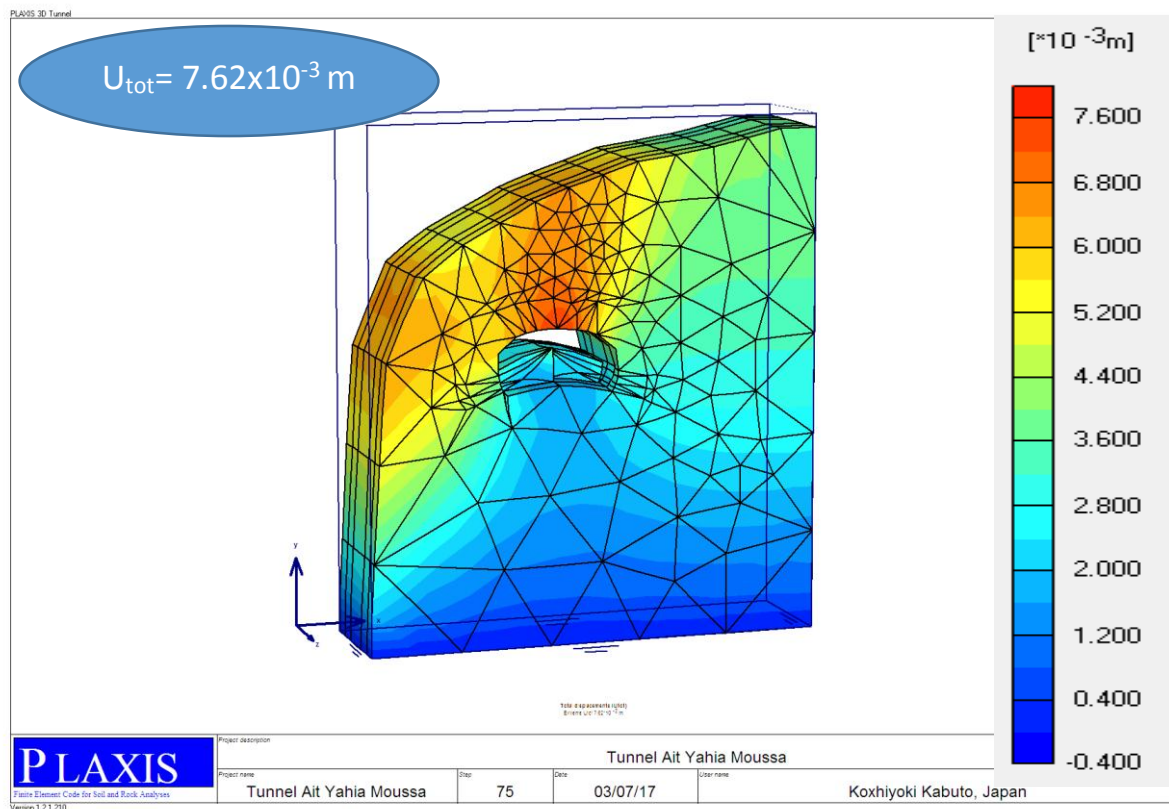


Figure. V.9 : Déplacements totaux dans la phase 9 (Plaxis 3D Tunnel 1.2)

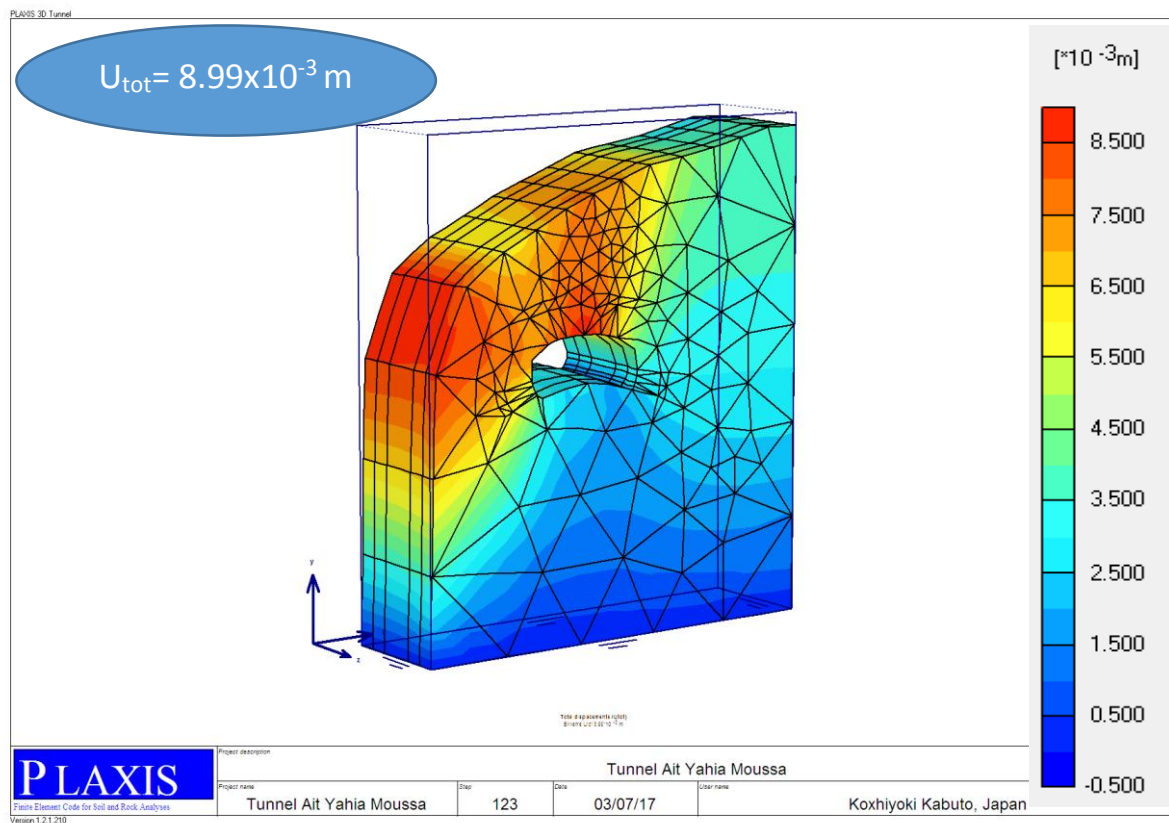


Figure. V.10 : Déplacements totaux dans la phase 16 (Plaxis 3D Tunnel 1.2)

Au vu de ces figures, illustrant les déplacements totaux dans les 3 phases (1, 9 et 16) prises comme références, et par observations de l'évolution des déplacements totaux dans (Tableau V.4), 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 8.99mm. A 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.

V.4.2.2. Evolution des déplacements suivant les axes (OX, OY et OZ).

V.4.2.1.a. Evolution selon l'axe (OX)

L'évolution des déformations horizontales suivant l'axe (OX) est illustrée par les figures obtenues des phases (1, 9 et 16).

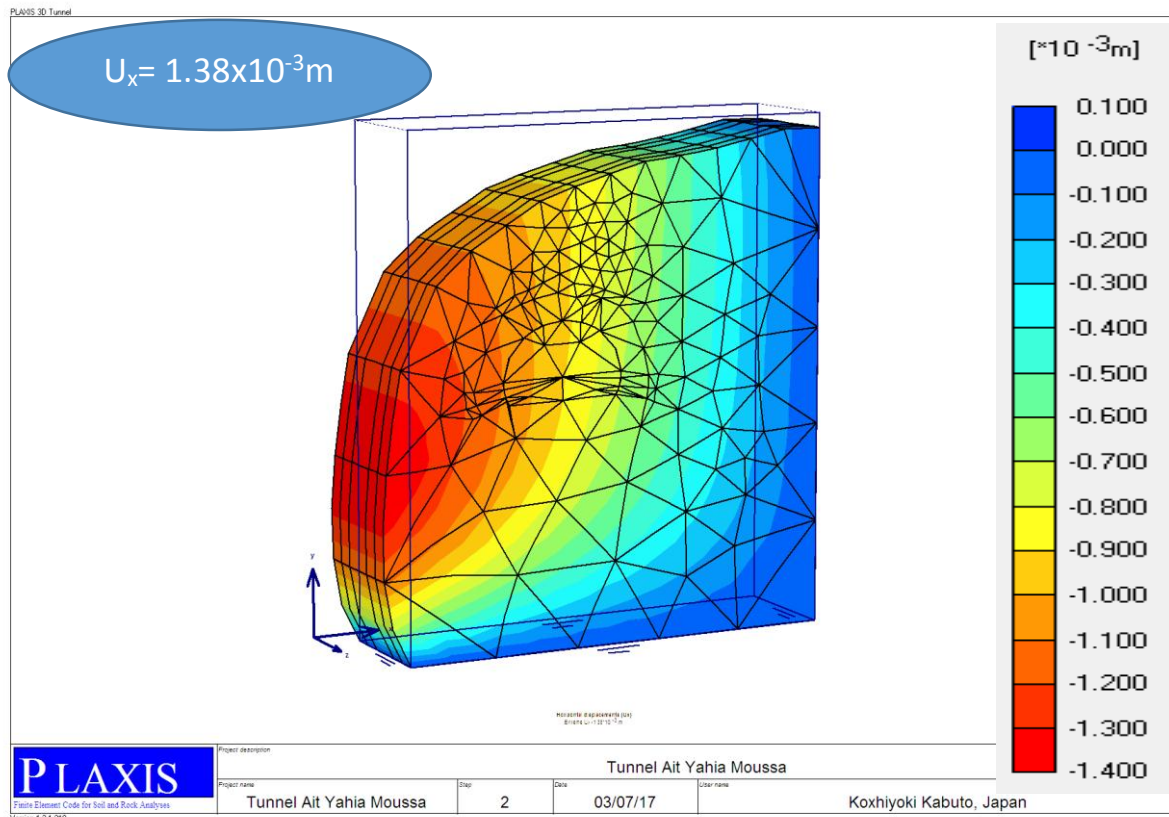


Figure. V.11 : Déplacements horizontaux suivant l'axe (OX) dans la phase 1 (Plaxis 3D Tunnel 1.2)

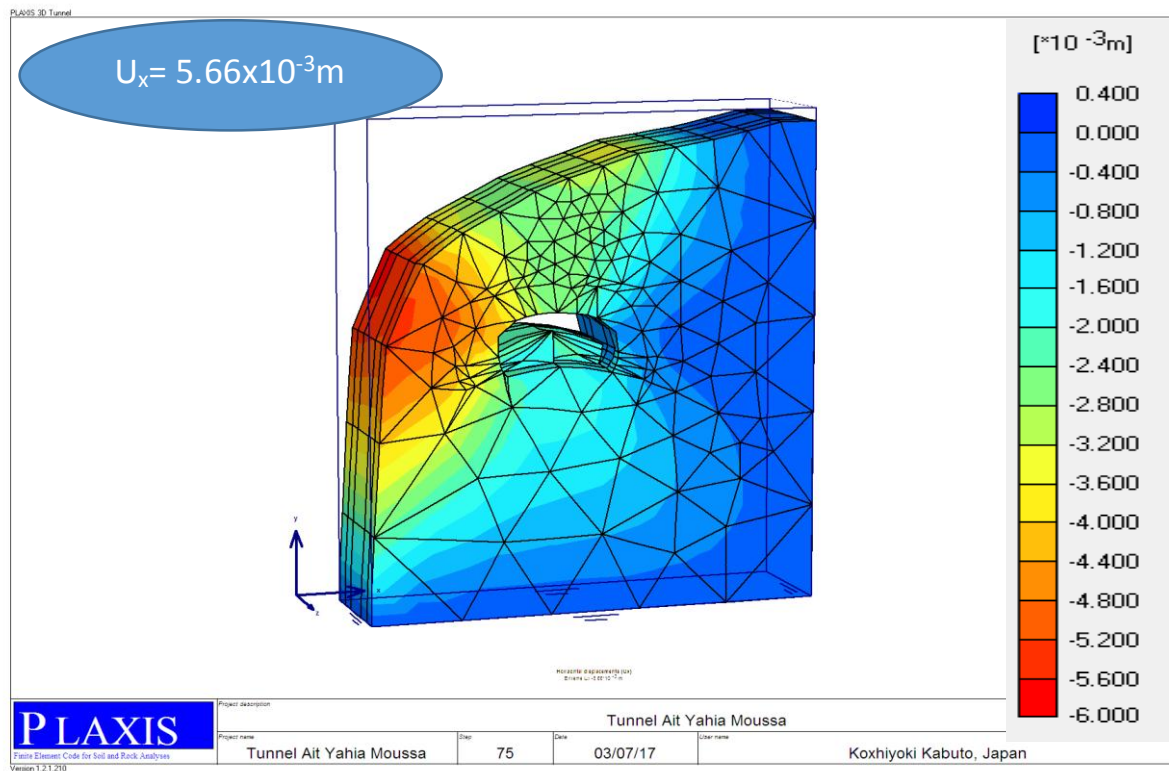


Figure. V.12 : Déplacements horizontaux suivant l'axe (OX) dans la phase 9 (Plaxis 3D Tunnel 1.2)

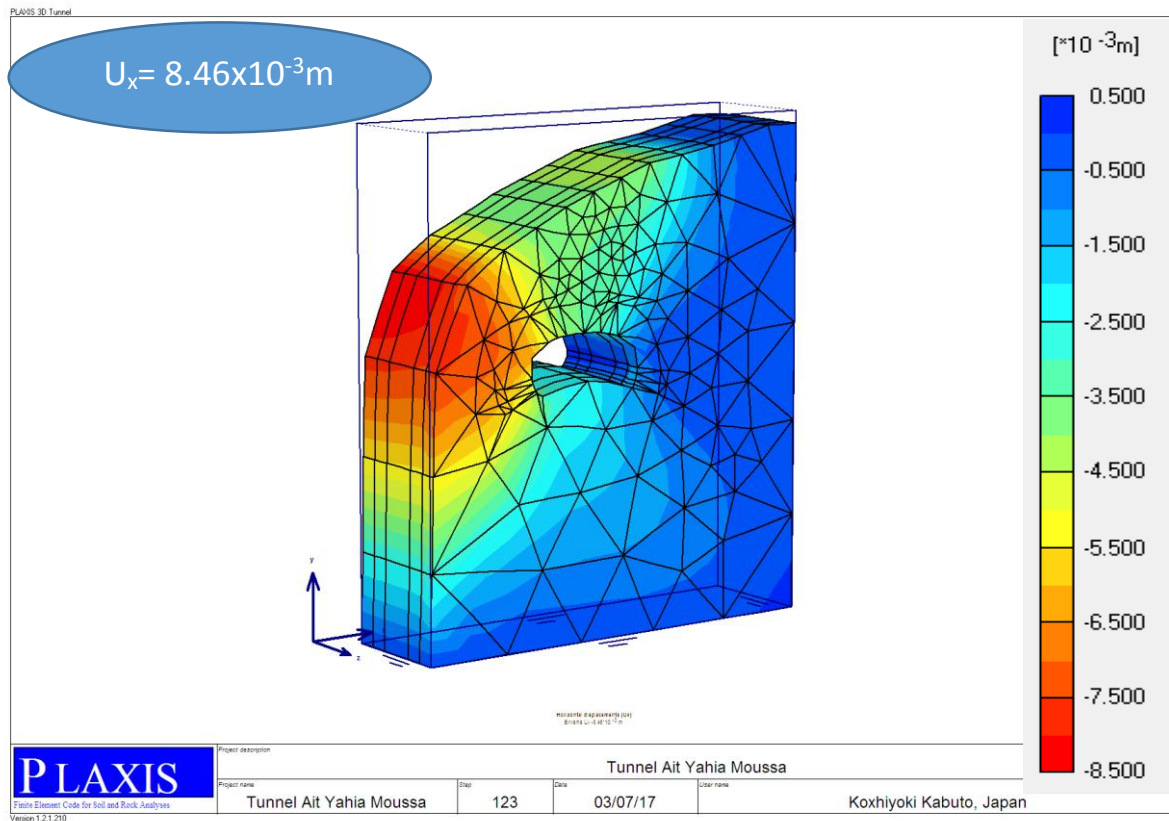


Figure. V.13 : Déplacements horizontaux suivant l'axe (OX) dans la phase 16 (Plaxis 3D Tunnel 1.2)

On remarque des déformations horizontales dans le massif dont la valeur maximale est de 8.27mm (atteinte à la phase 16).

V.4.2.1.b. Evolution selon l'axe (OY)

L'évolution des déformations verticales est illustrée par les figures obtenues des phases (1, 9, 16) présentées ci-dessous :

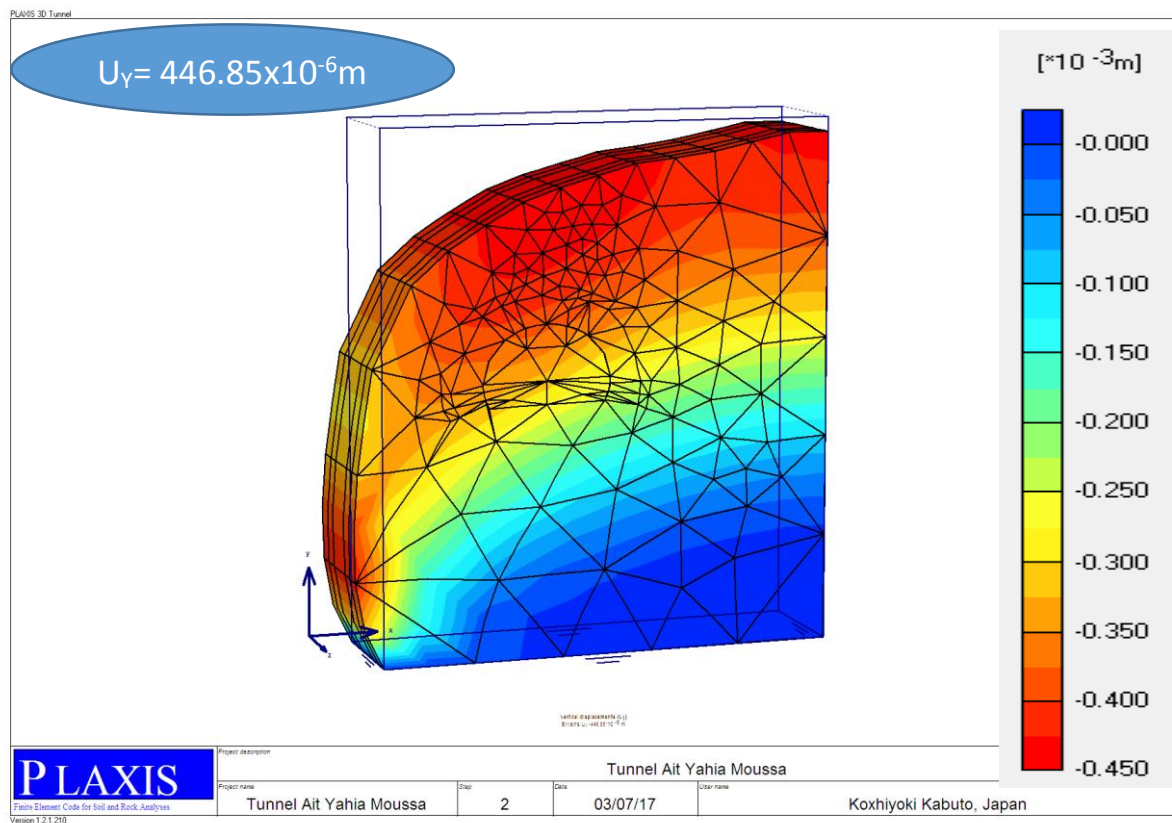


Figure. V.14 : Déplacements verticaux dans la phase 1 (Plaxis 3D Tunnel 1.2)

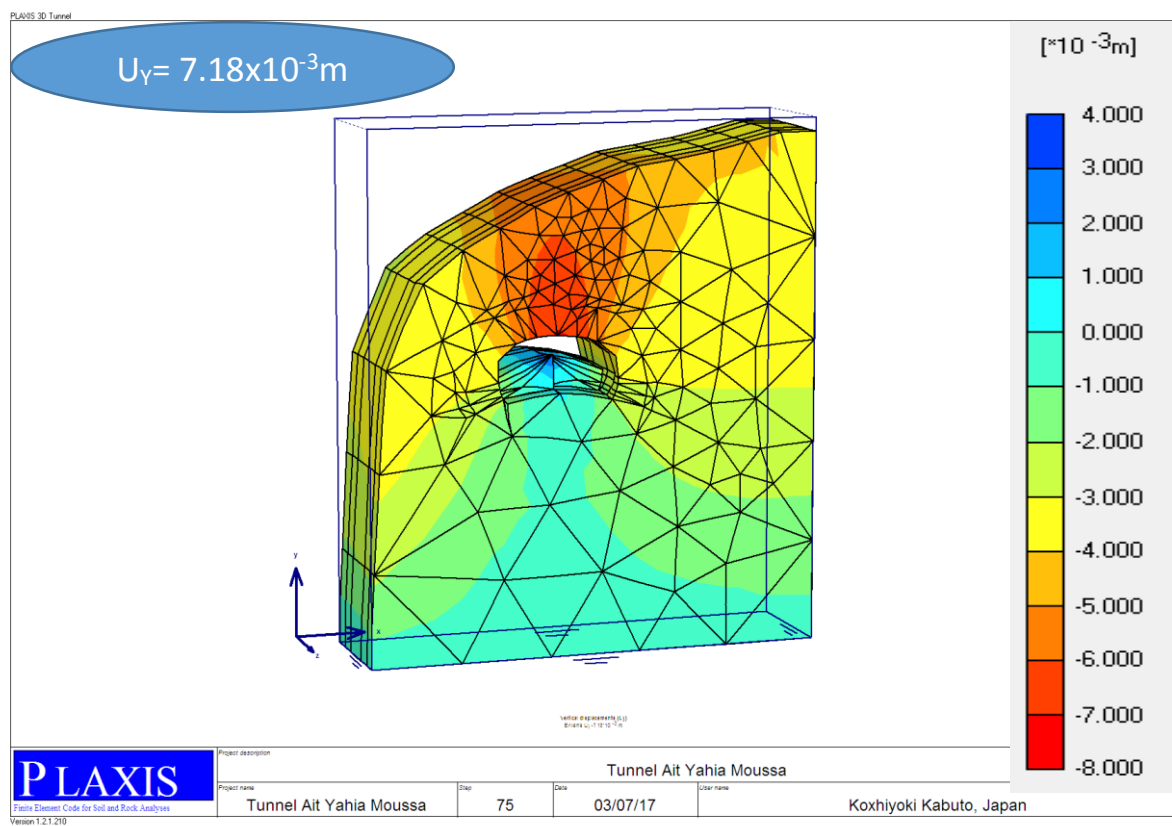


Figure. V.15 : Déplacements verticaux dans la phase 9 (Plaxis 3D Tunnel 1.2)

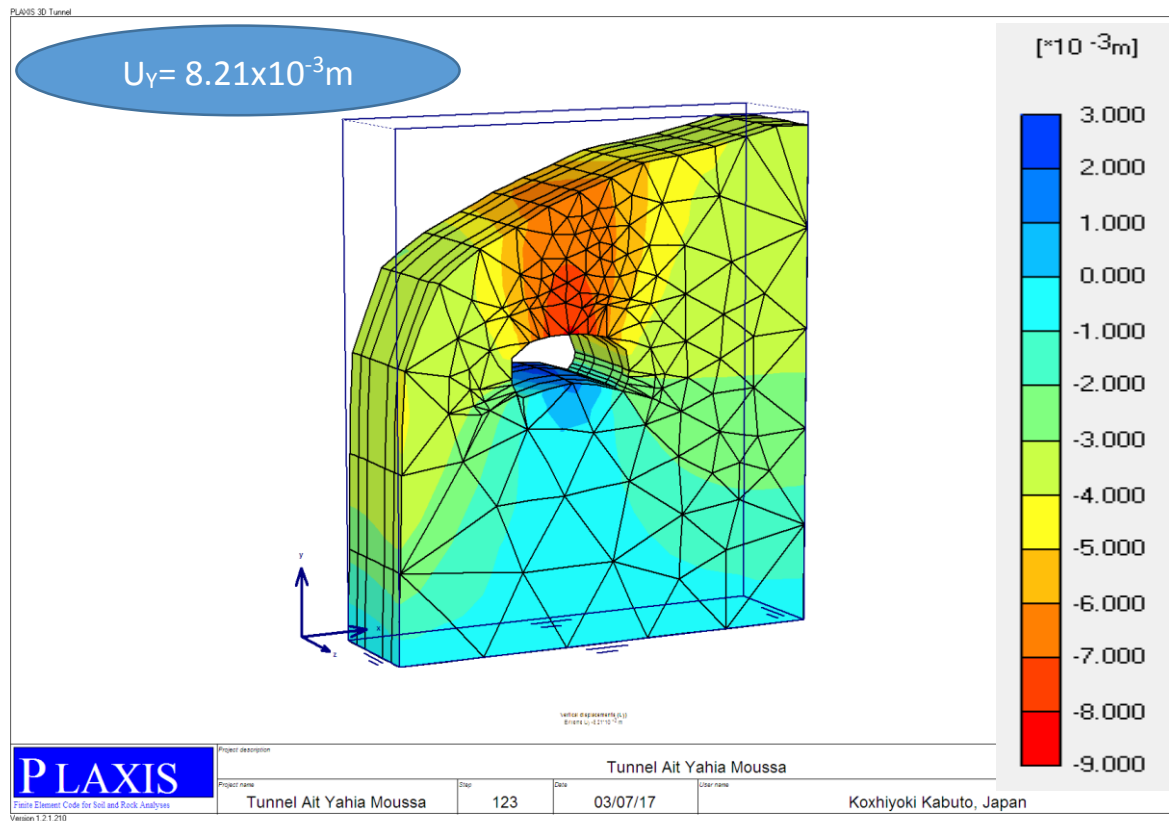


Figure. V.16 : Déplacements verticaux dans la phase 16 (Plaxis 3D Tunnel 1.2)

Avant le creusement du tunnel, les déplacements verticaux des terrains étaient négligeables (voir Figure.V.14). Lorsqu'on entame le creusement (voir Figure.V.15 et Figure.V.16), on remarque l'augmentation des déformations verticales au niveau du radier. Ces déformations, que nous allons appeler "soulèvement de terrain", sont proportionnelles à l'avancement des travaux. Cela explique la raison pour laquelle, le soutènement doit être posé rapidement après l'excavation d'un bloc. Néanmoins, les déformations que nous avons obtenu (valeur maximale de 5.71mm) ne constituent pas une menace pour la stabilité de l'ouvrage, mais elles nous donnent une idée claire sur les possibles instabilités et le sens des déformations qui pourraient survenir dans radier lorsque le soutènement n'est pas adéquat.

V.4.2.1.b. Evolution selon l'axe (OZ)

L'évolution des déformations horizontales suivant l'axe (OZ) est illustré par les figures obtenues des phases (1, 9 et 16) présentées ci-après :

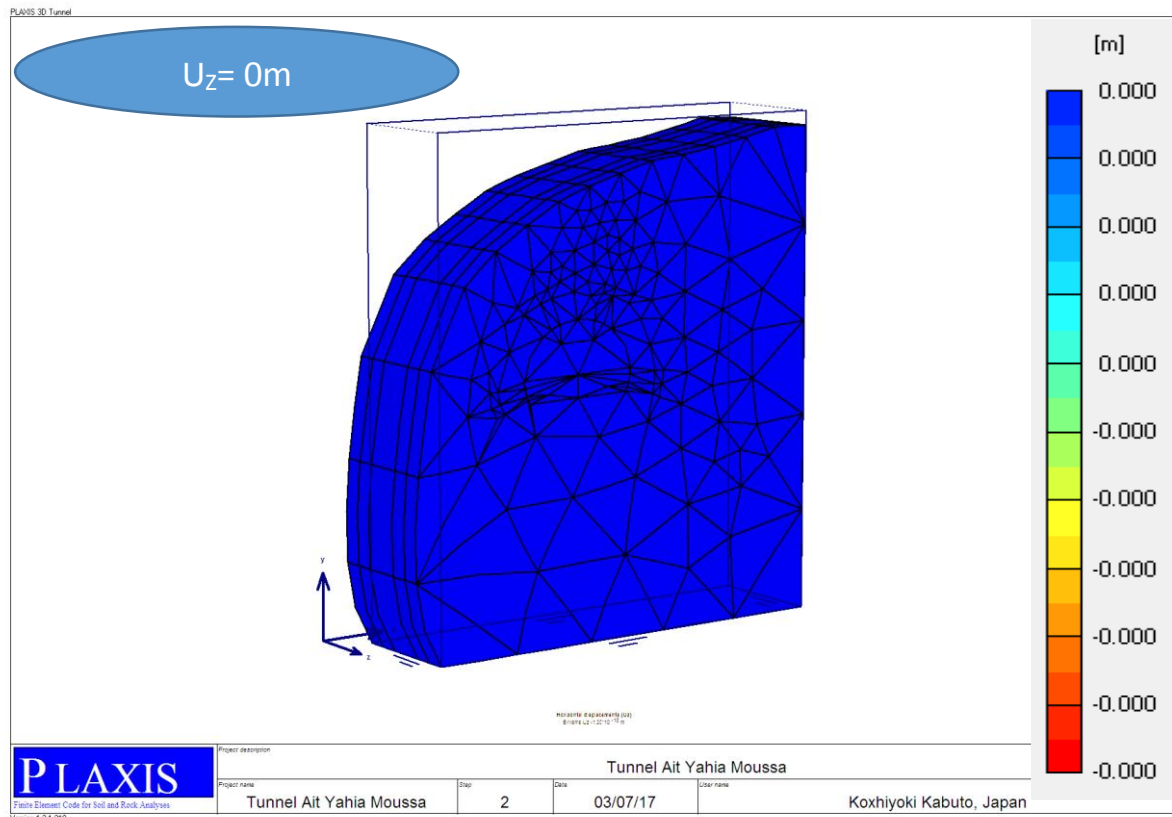


Figure. V.17 : Déplacements horizontaux suivant l'axe (OZ) dans la phase 1 (Plaxis 3D Tunnel 1.2)

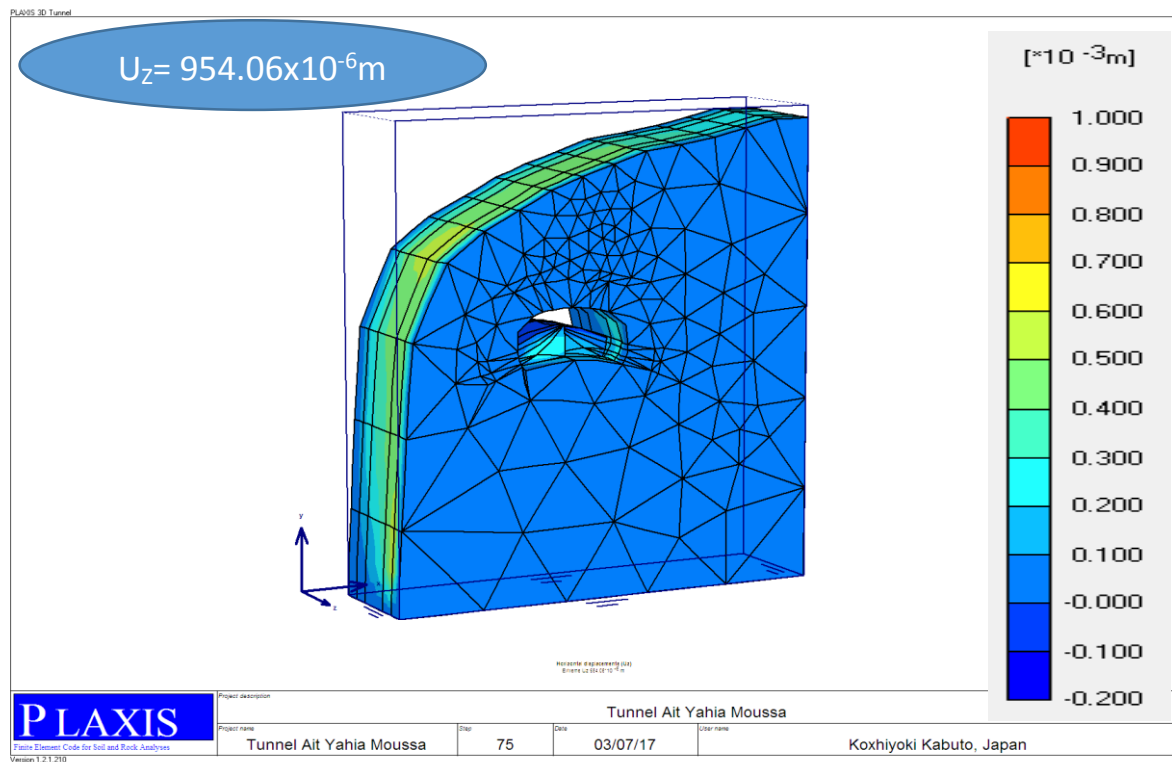


Figure. V.18 : Déplacements horizontaux suivant l'axe (OZ) dans la phase 9 (Plaxis 3D Tunnel 1.2)

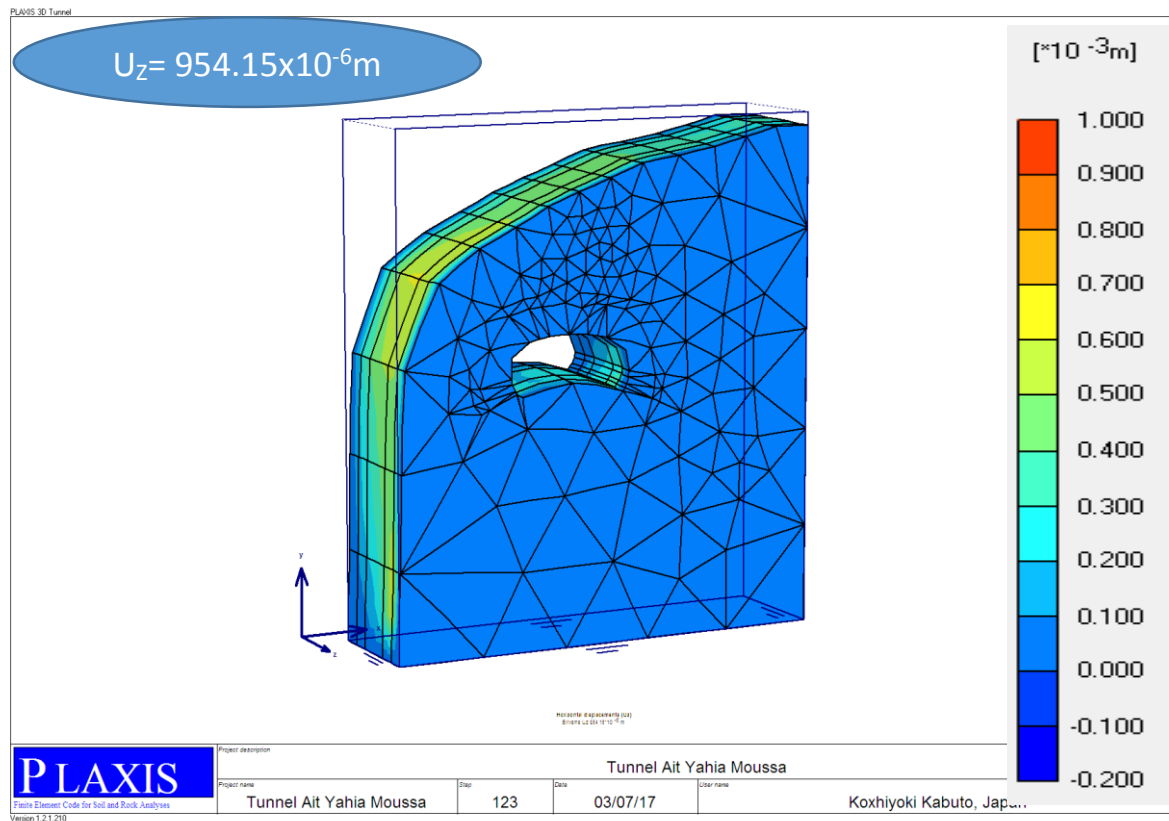


Figure. V.19 : Déplacements horizontaux suivant l'axe (OZ) dans la phase 16 (Plaxis 3D Tunnel 1.2)

Toutes les valeurs obtenues sur le déplacement suivant l'axe (OZ) sont très petites (valeur maximale de 0.95 mm). En considérant les dimensions de l'ouvrage (tunnel), nous pouvons déduire que les travaux ne causent pas de déformations considérables suivant l'axe (OZ).

V.4.2.3. Evolution des contraintes

En plus des déformations observées au fur et à mesure de l'avancement des travaux, les contraintes effectives connaissent également des modifications. Ces changements peuvent être observés dans les figures ci-après :

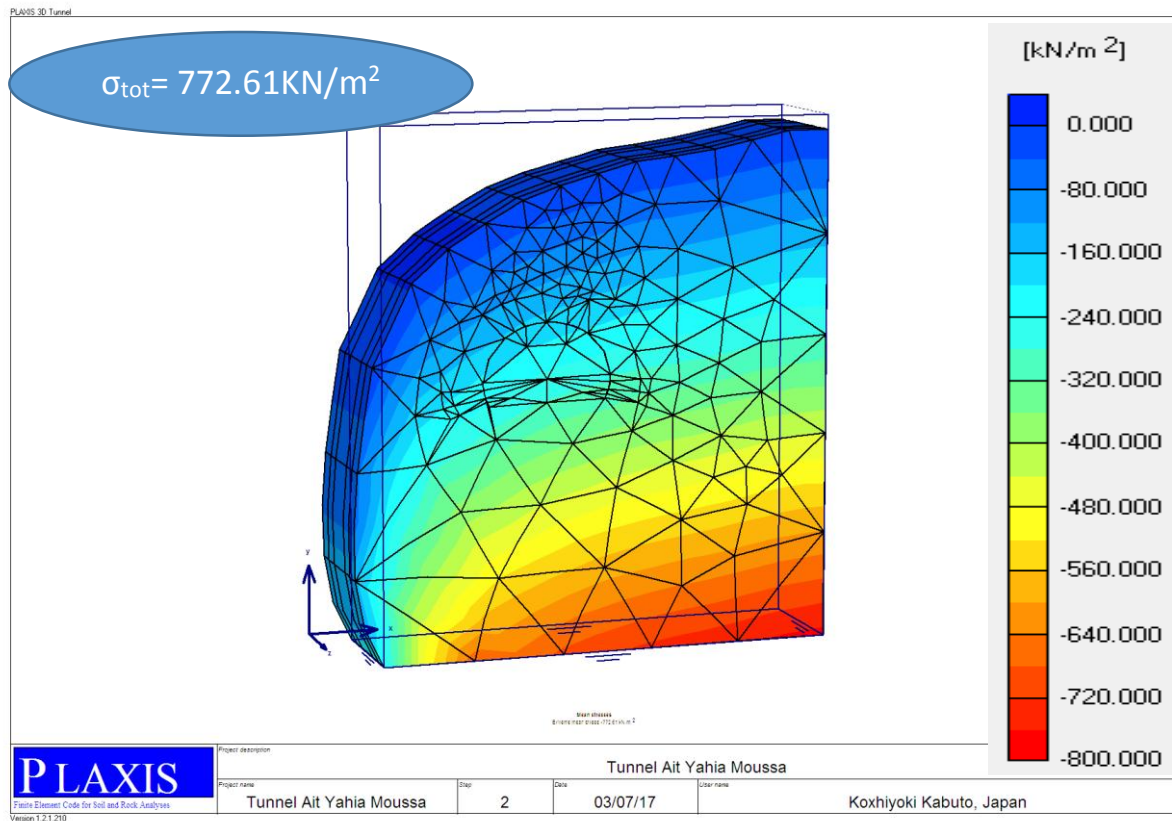


Figure. V.20 : Contraintes totales dans le massif à la phase 1 (Plaxis 3D Tunnel 1.2)

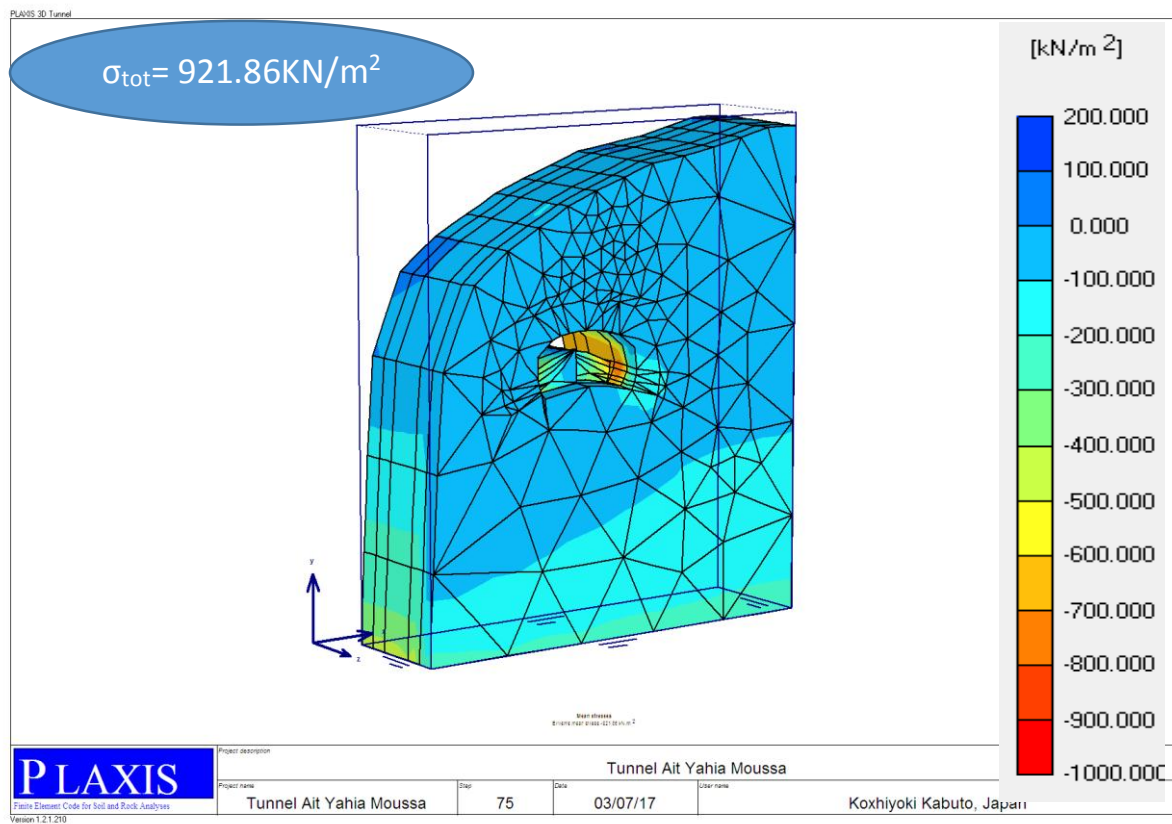


Figure. V.21 : Contraintes totales dans le massif à la phase 9 (Plaxis 3D Tunnel 1.2)

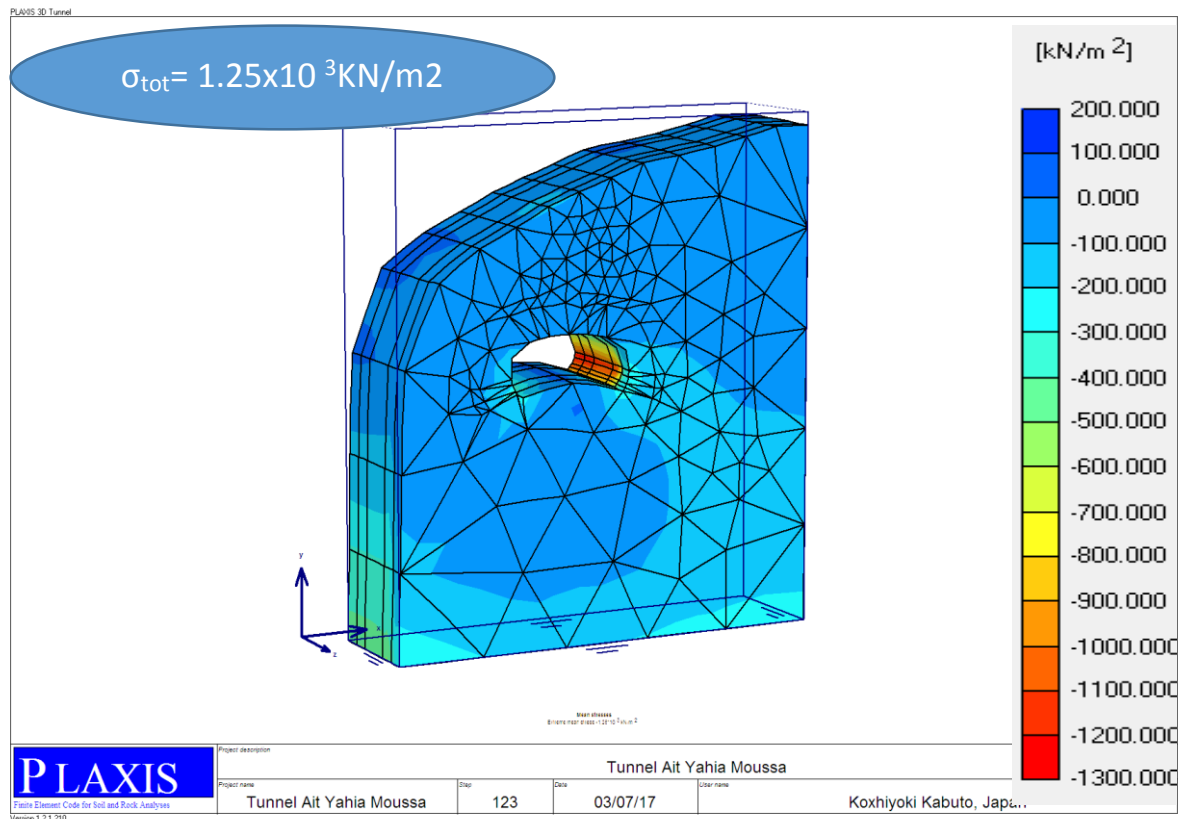


Figure. V.22 : Contraintes totales dans le massif à la phase 16 (Plaxis 3D Tunnel 1.2)

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 des Figures (V.20 à V.22), 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.

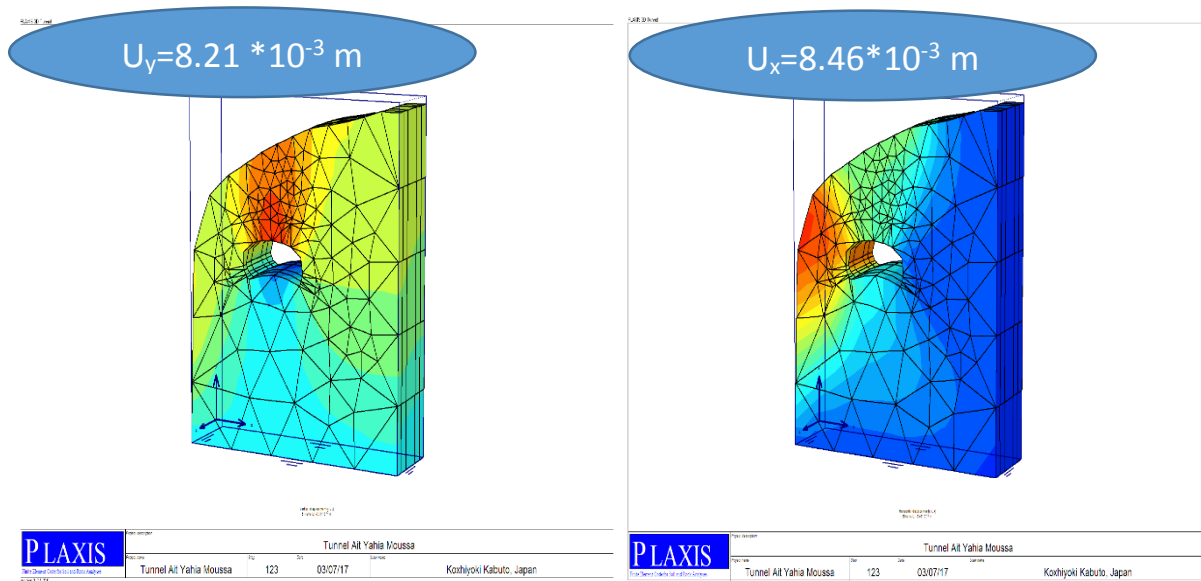


Figure V.23 : Représentation des déplacements horizontaux et verticaux.

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 et horizontale, vu que les valeurs de déplacement se rapproche.

V.4.2.3.Représentation graphique des déformations

Pour pouvoir commenter et voir plus précisément la concentration des déplacements par rapport à l'ouvrage, on a opté pour une représentation graphique.

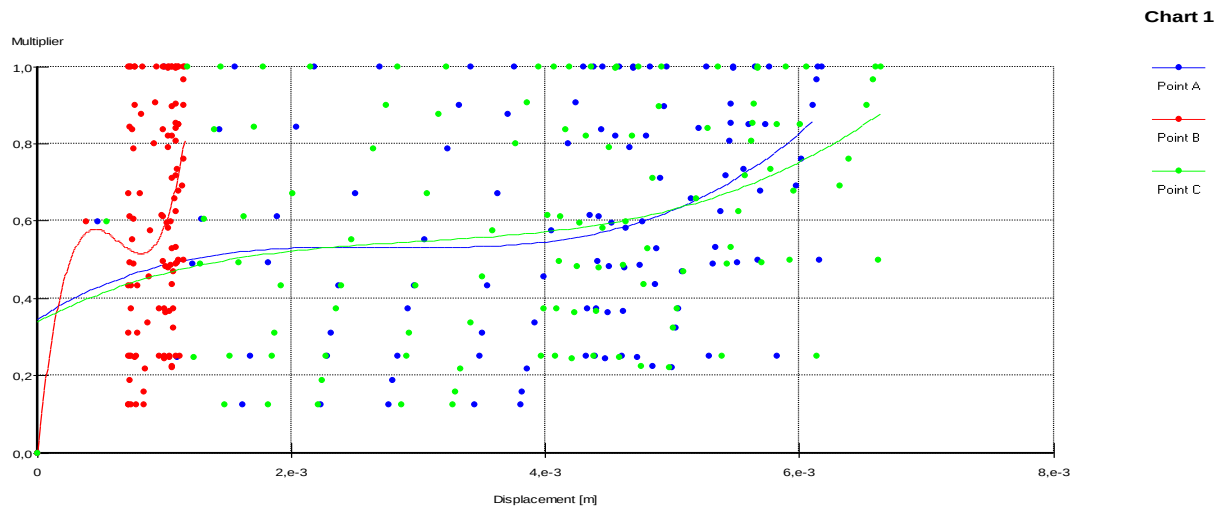


Figure V.24 : Illustration du déplacement des points ciblé dans la calotte.

A travers ce graphe, on constate l'évolution des déplacements au niveau des points d'observations A, B et C, ce déplacement est plus important au niveau du point C qui se situe à droite de la calotte avec un déplacement de 6.5 mm, par rapport au point B qu'est juste à côté du boulon et dont le déplacement est de l'ordre de 1 mm, ce faible déplacement pourrait être dû à son rapprochement du boulon. En ce qui concerne le point A située au milieu de la voute son déplacement est de 6 mm.

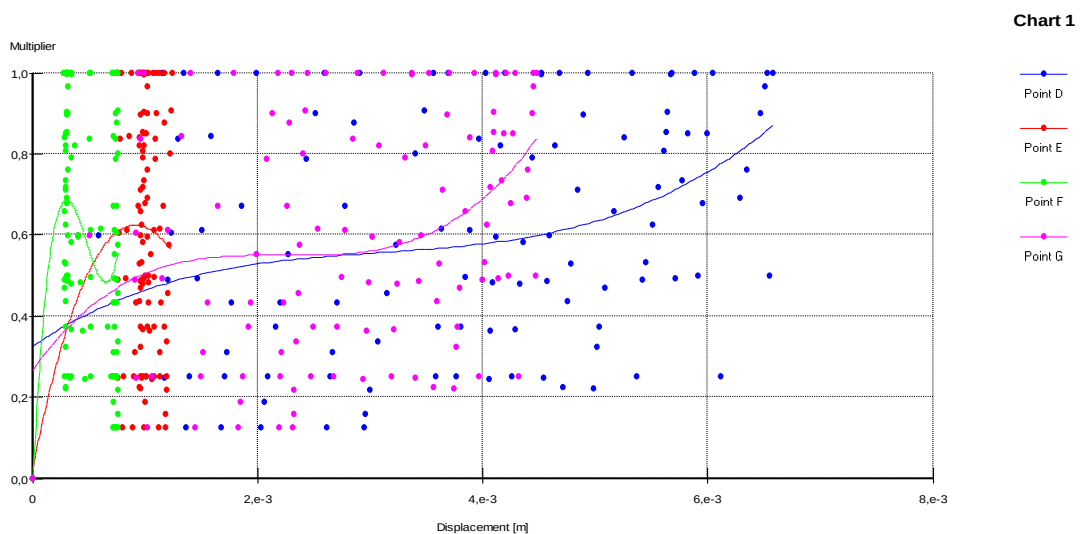


Figure V.25 : Illustration du déplacement des points ciblé dans le stross et au radier.

Pour la représentation graphique des déplacements dans le stross à travers les points D, E, F et G, on remarque que les déplacements aux points E et F qui se situent à la base du radier sont minime à la limite de 1mm. Quant aux points D et G, on constate que le déplacement au niveau du point D qui se localise à la partie droite du stross (4mm) est plus important que le point G à la partie gauche du stross (6 mm).

V.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 IV.

La planification des phases a nécessité une organisation particulière de l'enchaînement 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 réparties, provoquant ainsi un soulèvement du radier.

Conclusion générale

La caractérisation géomécanique et la modélisation par Plaxis 3D que nous avons réalisé dans ce travail, nous ont permis d'analyser de près le comportement du massif rocheux d'Ait Yahia Moussa.

A travers le levé structural que nous avons réalisé et interprété par le logiciel Dips, nous avons pu identifier un important degré de fracturation du massif. Cette fracturation est essentiellement constituée de failles et de diaclases. L'impact de ce degré de fracturation sur le massif rocheux se fait ressentir de deux manières :

- réduction de la qualité de la masse rocheuse, qui peut être constatée avec les faibles valeurs du RQD sur l'ensemble des tronçons du tunnel ;
- L'attribution d'un comportement perméable au massif métagranitique qui en réalité est de nature imperméable.

Pour identifier la qualité du rocher, nous avons fait appel aux systèmes de classification RMR et de l'indice de qualité de Barton. Les résultats de ces classifications nous ont donné :

- rocher moyen (pour le RMR) ;
- mauvais rocher pour l'indice de qualité de Barton.

En analysant ces deux méthodes de classification, nous avons opté pour la qualité mauvaise décrite par le NGI, ce qui nous a conduit à choisir la méthode d'excavation par section divisée et d'utiliser le système de soutènement combinant boulons d'encrage, cintres métalliques et béton projeté (NATM).

Compte tenu de certaines ambiguïtés rencontrés dans la définition des paramètres de soutènement, nous avons décidé d'utiliser les méthodes numériques pour la vérification de nos paramètres.

La modélisation du tunnel à l'aide de Plaxis 3D tunnel, nous a permis de faire les constatations suivantes :

- avec le type de soutènement choisi, l'ouvrage reste stable ;
- les déformations totales sur un tronçon de 15m excavé par la méthode de creusement proposée sera de l'ordre de 8 mm ;
- la probabilité de chute de blocs, malgré l'importance de la fracturation est faible, car les pressions les plus importantes sont localisées dans le radier (soulèvement du radier) ;

Lors de la manipulation du programme (Plaxis 3D Tunnel), nous avons pu constater que :

- Un changement de l'ordre d'exécution des phases de creusement et de soutènement engendre des modifications conséquentes dans les parois de l'ouvrage;

La réalisation des investigations sur le terrain s'est avérée délicate du fait de l'inaccessibilité à certains endroits du site du fait de l'altitude, l'effet des pentes (raides), la mise en place de mesures de sécurité élevées sur le site, ne nous permettant pas de disposer suffisamment de temps pour étudier avec une grande précision le front de taille.

En perspective à cette étude que nous avons réalisée, nous recommandons à l'entreprise :

- de réaliser des campagnes de sondage horizontaux sur le site car, ces derniers donne un meilleur aperçu des couches qui seront traversées par l'ouvrage ;
- l'utilisation d'autres approches telles que : la théorie des blocs, les éléments frontières, pour vérifier également les conditions de stabilité dans le soutènement de l'ouvrage.

Bibliographie

- [1]. **AFTES**, (2003), ‘‘Caractérisation des massifs rocheux utile à l’étude et à la réalisation des ouvrages souterrains’’. Référence GT1R1F1, pp. 42,143-145,157-158,172.
- [2]. **HENRY J, DUFFAUT P, BEREST P, BILLAUX D, BOULON M, CORNET F, et al.** (2000), ‘‘Manuel de Mécanique des Roches’’, Tome 1 (Fondements), Comité français de Mécanique des Roches, pp.32.
- [3]. **ZHAO J**, (2007), ‘‘ Roches et massifs rocheux’’, 1^{ère} partie, Cours de Mécanique des roches. Ecole polytechnique Fédérale de Lausanne, pp.17-21
- [4]. **ZHAO J**, (2008), ‘‘ Mécanique et propriétés des massifs rocheux’’, 2^{ème} partie, Cours de Mécanique des roches. Ecole polytechnique Fédérale de Lausanne, pp.10-21-43- 45-57-65
- [5]. **Fine J**, (1998), ‘‘ Le soutènement des galeries minières’’, Les presses de l’Ecole des Mines de Paris, pp. 14-44
- [6]. **SERRATRICE J.F et SOYEZ B**, (1996), ‘‘ Les essais de gonflement ‘’, Laboratoire des Ponts et Chaussées, pp. 65.
- [7]. **BOUAFIA A et MIR M**, (2010), ‘‘Introduction à la Mécanique des Sols’’. Cours et applications corrigées, Collection-Les manuels de l’Etudiant.pp.30.
- [8]. **DURVILLE J-L et HERAUD H**, ‘‘Description des roches et des massifs rocheux ‘Techniques de l’Ingénieur (Doc C352). Laboratoire Environnement Géomécanique et Ouvrages, Ecole des Mines de Nancy, pp. 2-4.
- [9]. **CHALHOUB M**, (2006), ‘‘ Apport des méthodes d’homogénéisation numérique à la classification des massifs rocheux fracturés’’, Thèse de Doctorat en Géologie de l’Ingénieur, Ecole des Mines de Paris, pp.11-21-29.-42.
- [10]. **MERRIEN-SOUKATCHOFF V et GUNZBURGER Y**, (9/10/2002), ‘‘Utilisation des classifications de massifs rocheux pour l’analyse du comportement de pentes. Présentation de deux cas d’application’’, Article du JNGG, Laboratoire Environnement Géomécanique et Ouvrages-Ecole des Mines de Nancy, pp.3-6.

- [11]. **MAS I, PIERCE M.E, DARCEL C, REYES-MONTES J, PORTYONDY D, YOUNG R.P, CUNDALL P.A** , (2011), “The synthetic rock mass approach for jointed rock mass modelling”, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Science* 48, in (Iris Kapanga Kalala, 2013), pp. 219-244.
- [12]. **HOANG T. T.N**, (2010), “ Etude du comportement d’un milieu rocheux fracturé - Application à la réalisation du tunnel de St B  at”, pp.9, 30,79 ,90.
- [13]. **LAFHAJ Z et SHAHROURI**, (9/10/2002), “ Interprétation de l’essai Lefranc dans un sol partiellement saturé”. Article du JNGG- Laboratoire de Mécanique de Lille, CNRS URA 1441, pp.1.
- [14].**APAGEO**,” In si permeability test in solils”, Guide technique sur l’essai lugeon, pp.1
- [15]. **AFTES, (1999)**, “ Le choix des paramètres et essais géotechniques utiles à la conception, au dimensionnement et à l’exécution des ouvrages creusés en souterrain”. Référence GT7R4F1. Publié dans Tunnels et ouvrages souterrains en 1994, pp.14.
- [16]. **PRIEST S.D, (1993)**, “Discontinuity Analysis for Rock Engineering”, pp.5-6.
- [17]. **GASC-BARBIER M et al**, (2012), “ Morphological and mechanical analysis of natural submitted to shear tests”, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, pp.1.
- [18]. **MARTIN F et SAITA A**, (2012), “Mécanique des Roches et Travaux Souterrains”, Manuel de Cours et exercices corrigés, 8   me Edition, pp.22, 8-9.
- [19]. **TAHIRI A**, (1992),” Modélisation des massifs rocheux fissurés par la méthode des éléments distincts”, Thèse de Doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, pp.5-7.
- [20]. **MAGNAN J.Pwh**, (2010) “ Introduction à la Mécanique des Roches”, Cours de géotechnique 1, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, pp.88.
- [21]. **ZHAO J, (2008)**, “ Propriétés des discontinuités”, 3  me partie, Cours de Mécanique des roches. Ecole polytechnique Fédérale de Lausanne, pp.7.
- [22]. **WYLLIE D.C. MAH C.W**, (2004), “Rock slope engineering: civil and mining”, Spon Press, New York, in (Iris Kapanga Kalala, 2013), pp.9-25.
- [23]. **MARTE S**, (2010), “ Spherical projection”, cours GG303, Université de Hawa  i, pp.5.

- [24]. **C.E.T (Centre d'Etude des Tunnels)**, (1998), " Dossier pilote des tunnels-Génie Civil (Conception et dimensionnement)", section 3, pp 15, pp17
- [25]. **GESTA P**, " Travaux souterrains", Technique de l'Ingénieur, traité Construction (Doc C 5 565), pp.2-6,22-24.
- [26]. **ROJAT F**, (2010), " Comportement des tunnels dans les milieux rocheux de faibles caractéristiques mécaniques, Thèse de doctorat en Géotechnique à l'Ecole Nationale Supérieure des Ponts et Chaussées, pp.49
- [27]. **ATAHAN C**, (1995), " Modélisation numérique du creusement d'un tunnel à l'aide d'un bouclier a pression de boue", Thèse de doctorat en Géotechnique à l'Ecole Nationale Supérieure des Ponts et Chaussées, pp.21-30
- [28]. **BOUVARD-LECOANET A, COLOMBET G et ESTEULLE F**, (1992), "Ouvrages Souterrains (Conception- Réalisation- Entretien", 2 ème édition, Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2 ème Eddition, pp.113-235, pp.29, 70, 71, 72, 74, 75, 77.
- [29]. **AHRENS H, LINDER E., LUX K. H**, (1980), "Dimensionnement du Soutènement des Tunnels Selon les « Recommandations pour le Calcul des Tunnel en Terrain Meuble (1980) »", *Action de Recherche 1.2.9*, Centre d'Etudes des Tunnels, Lyon, France (Traduit de Die Bautechnik 08 et 09 1982), Extrait de [58].
- [30]. **AUTUORI P, PRE M et THIEBAUT H**, (2014), "Le calcul des tunnels", Cours d'Ouvrages Souterrains, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Pp.11, 13,15.
- [31]. **G.U.T (GUIDE DE L'UTILISATION DE TURREN v 1.00)**, " C. Notice Technique : Convergence –Confinement". Copyright TunRen-TERRASOL, pp.2.
- [32]. **C.R.C.C (CHINA RAILWAY CONSTRUCTION CORPORATION) -International, Algeria**, " Le soutènement", Documents élaboré dans le cadre d'une formation d'Ingénieurs de l'ANA sur les techniques de soutènement des tunnels, pp.2,15.
- [33]. **CORBETA F, BERNARD D, NGUYEN M**, (1991), " Contribution à la méthode convergence-confinement par le principe de la similitude", *Revue française de Géotechnique* N°54, pp.6
- [34]. **AFTES**, (2001), " La méthode Convergence-Confinement", Référence GT7R6F1, pp.84-88.

- [35]. **BOUSBIA N**, (2016), “ Interaction entre ouvrages souterrains”, Thèse de doctorat en Géotechnique, Université 20 Août 1955 Skikda (Algérie), pp.86-88.
- [36]. **BIENIAWSKI Z.T**, (1989), “ Engineering Rock Mass Classification- A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil, and Petroleum Engineering”, pp.33, 75, 31.
- [37]. **KITCHAH F**, (2012), “ Etude numérique de la stabilité d’une section du Tunnel T4 de l’autoroute Est-Ouest”, Mémoire de Magistère en Génie Civil, Université El Hadji Lakhdar-Batna, pp.30, 33,31, 40, 42.
- [38]. **DJEZZAR Z**, “ Dimensionnement des ouvrages souterrains ”, Cours sur les méthodes numériques (la méthode de calcul aux éléments finis). CES de l’ENTPE Lyon, pp-3,6.
- [39]. **GESTA P**, ‘Tunneliers ‘ Techniques de l’Ingénieur, traité Construction (Doc C5 570), pp 2.
- [40]. **C.E.T (Centre d’Etude des Tunnels)**, (1998), “ Dossier pilote des tunnels-Génie Civil (Procédés de creusement et de soutènement)”, section 4, pp.3-4.
- [41]. **C.E.T (Centre d’Etude des Tunnels)**, (1998), “ Dossier pilote des tunnels-Génie Civil (Conception et dimensionnement)”, section 3, pp.17.
- [42]. **AFTES**, (2005), “Méthodes d’auscultation des ouvrages souterrains”. Référence GT19R2F1, pp.13.
- [43]. **CFMR (Comité Français de Mécanique des Roches)**, (2004), “ Tome 2- Les applications”, Manuel de Mécanique des roches, pp 25-26
- [44]. [90]. **BOKY B**, (1968), “ Exploitation des Mines”, Technique soviétique, pp.14.
- [45]. **POTHERAT Pierre**, (Mai-2007), “ La Caractérisation structurale des massifs rocheux”, CETE de Lyon (France), Présenté à l’ENPC, à l’occasion de la Journée sur les discontinuités et joints dans les massifs rocheux. pp 10.
- [46]. **PALMSTROM A**, (1995), “ A rock mass characterisation system for rock engineering used in underground excavation and support design ‘’, Geo-Eng, University of Melbourne, pp.12-60.

- [47]. **ROMANA M.R**, (1993), ‘‘ A geomechanical classification for slopes : Slope mass in comprehensive rock engineering, principles-Practice and projects’’, in (Singh B et Goel R.K, 2011)
- [48]. **MILNE D, HADJIGEORGIOU J**, (1998), ‘‘Rock mass characterisation for underground hard rock mines. (Reprinted from Canadian Tunneling, 1998)’’, Tunelling and underground Space Technology, pp.383-391.
- [49] **MACIEJ A**, (2012), ‘‘ Modification des classifications géomécaniques pour les massifs rocheux schisteux’’, Thèse de maitrise des sciences appliquées de l’Université de Montréal, spécialité de génie minéral, pp.5-112.
- [50]. **SINGH B et GOEL R.K**, (2011), ‘‘ Engineering Rock Mass Classification’’, Edd. Elsevier, pp.24-51
- [51]. **SYED M.A et Prof.Dr KONIETZKY H.H**, (2016), ‘‘Rock Mass Classification Systems’’. TU Bergakademie Freiberg, Geotechnical Institute, and National Centre of Excellence in Geology, University Institute, pp.26-17.
- [52]. **CHANTRON L et ZUMBO V**, (9/10/2002), ‘‘Formalisation des critères descriptifs d’un massif rocheux- Mise au point d’une feuille de saisie des discontinuités’’, Article du JNGG,Centre d’Etudes des Tunnels (France). pp-3-4.
- [53]. **A.N.A (Agence Nationale des Autoroutes)**, Rapport géologique et géotechnique du projet d’étude du tunnel d’Ait Yahia Moussa. Août-2016.
- [54]. **MOUSSAOUI N**, (2011), ‘‘ Etude de la microsismicité de la region de kherrata’’, Thèse de Magister, Université Ferhat Abbas de Sétif, Option-Sismologie, pp.5.
- [55]. **ABACHA I**, (2015), ‘‘ Etude de la sismicité de la région Nord-Est de l’Algérie’’, Thèse de doctorat, Université Ferhat Abbas de Sétif, Option-Sismologie, pp.21-24.
- [56]. **DOMZIG A**, (2006), ‘‘ Déformation active et récente, et structuration tectono-sédimentaire de la marge sous-marine algérienne’’, Thèse de doctorat, Université de Bretagne Occidentale- Ecole Doctorale des Sciences de la Mer, Spécialité-Géosciences Marines, pp.17.
- [57]. **WASSILA N**, (2005), ‘‘ Etude des formations carbonatées du versant Sud du massif de l’Oum Settas : Approche quantitative et qualitative’’, Thèse de doctorat, Université Mentouri-Constantine, Option-Géologie des substances utiles, pp.4.

- [58]. **LAGOUAG Mohamed Yacine**, (2014), ‘‘ Etude des lamproïtes du Nord-Est algérien’’, Thèse de magister, Université de Setif 1, Option- Géologie et Ressources Minérales, pp.28.
- [59]. **PALMSTROM A et STILLE H**, (2007), ‘‘ Ground behaviour and rock engineering tools for underground excavations’’, Tunelling and Underground Space Technology, in (MACIEJ A, 2012), pp.363-376.
- [60]. **DEERE D.U et DEERE D.W**, (1988), ‘‘ Rock Quality Designation (RQD) after twenty years’’, in (Singh B and Goel R.K, 2011), pp.28-34.
- [61]. **RPOA-2008 (Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d’art)**, Document technique règlementaire du Ministère des Travaux Publics, pp. 14-15.
- [62]. **KITCHAH F**, (2012), ‘‘ Etude numérique de la stabilité d’une section du Tunnel T4 de l’autoroute Est-Ouest’’, Thèse de Magistère en Génie Civil, Université El Hadj Lakhdar-Batna, Option-Interaction sol-structure, pp.94.
- [63]. **IRIS KAPINGA kalala**, (2013), ‘‘ Caractérisations structurale et mécanique du massif rocheux de la fosse tiriganiaq du projet meliadine à l’aide de la modélisation synthétique du massif rocheux’’, Thèse de Maitrise ès sciences, Université de Laval, pp.2-25.

Annexes

Annexe 01 : Table empirique pour la détermination de l'indice GSI à partir de la structure du massif et des conditions de surface des discontinuités (d'après Hoek (2007))

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000) From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that $GSI = 35$. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.		SURFACE CONDITIONS				
STRUCTURE		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slackensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slackensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90	80	70	N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70	60	50	40
	VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets	70	60	50	40	30
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity	60	50	40	30	20
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces	50	40	30	20	10
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A	10		
DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES ↓						

Annexe 02 :**Annexe 02 a :** Classification RMR sur le tracé du tunnel

Section	Paramètres		Valeur/définition	Note attribuée
Portail d'entrée- PK21+180	Résistance à la compression uniaxiale (MPa)		5	2
	R.Q.D (%)		12	3
	Espacement des discontinuités (mm)		200-600	10
	Condition des discontinuités	Continuité (m)	3-10	2
		Ouverture (mm)	0.1-1.0	4
		Rugosité	Faible. rugueux	3
		Remblai	Non	6
		Degré d'altération	Moyen. altérée	3
	Condition d'eau souterraine		Mouillée	10
	RMR PRINCIPAL			43
Orientation des Discontinuités		Moyen	-5	
RMR DEFINITIF		Roche faible	38	
PK21+180- PK21+850	Résistance à la compression uniaxiale (MPa)		15	2
	R.Q.D (%)		20	3
	Espacement des discontinuités (mm)		200-600	10
	Condition des discontinuités	Continuité (m)	<1	6
		Ouverture (mm)	0.1-1.0	4
		Rugosité	Faible. rugueux	3
		Remblai	Non	6
		Degré d'altération	Faible .altérée	5
	Condition d'eau souterraine		Mouillée	10
	RMR PRINCIPAL			49
Orientation des Discontinuités		Moyen	-5	
RMR DEFINITIF		Rocher Moyen	44	
PK21+850- Portail de sortie	Résistance à la compression uniaxiale (MPa)		5	2
	R.Q.D (%)		20	3
	Espacement des discontinuités (mm)		200-600	10
	Condition des discontinuités	Continuité (m)	3-10	2
		Ouverture (mm)	0.1-1.0	4
		Rugosité	Faible. rugueux	3
		Remblai	Non	6
		Degré d'altération	Meyen.altérée	3
	Condition d'eau souterraine		Mouillée	10
	RMR PRINCIPAL			43
Orientation des Discontinuités		Moyen	-5	
RMR DEFINITIF		Rocher Moyen	38	

Annexe 02. b : Classification du massif selon l'indice Q de Barton

Section	N°	Paramètre	Valeur/Définition	Note
Portail d'entrée- PK21+180	1	R.Q.D	A. Très faible	12
	2	J_n	H. Quatre ou plus de lots de joints	15x2
	3	J_r	E. Planaire, rugueux ou irrégulier	1.5
	4	J_a	H. Pas de changement sur la surface du joint, seulement enduit de surface	1
	5	J_w	A. Apport partiel d'eau	1
	6	SRF	O. Conditions de tension moyennes	1
	Q		(12x1.5x1)/(30x1x1)=0.6	0.6
PK21+180- PK21+850	1	R.Q.D	A. Très faible	20
	2	J_n	H. Quatre ou plus de lots de joints	15
	3	J_r	E. Rugueux ou irrégulièrement onduleux	3
	4	J_a	H. Pas de changement sur la surface du joint, seulement enduit de surface	1
	5	J_w	A. Apport partiel d'eau	1
	6	SRF	O. Conditions de tension moyennes	1
	Q		(20x3x1)/(15x1x1) = 4	4
PK21+850- Portail de sortie	1	R.Q.D	A. Très faible	20
	2	J_n	H. Quatre ou plus de lots de joints	15x2
	3	J_r	E. Rugueux ou irrégulièrement onduleux	3
	4	J_a	H. Pas de changement sur la surface du joint, seulement enduit de surface	1
	5	J_w	A. Apport partiel d'eau	1
	6	SRF	O. Conditions de tension moyennes	1
	Q		(20x3x1)/(30x1x1) = 2	2

Annexe 02. c : Classification du massif rocheux selon le système GSI

Section	Nombre Conjoint Volumétrique (J _v)	Notation Caractéristique structurelle (SR)	Caractéristiques de surface (SCR)	GSI
Portail d'entrée- PK21+180	$[(1/0.2)+(1/0.2)+(1/0.2)+(1/0.2)+(1/2)+(1/2)]=21$	27	$(R_r=3)+(R_w=3)+(R_f=6)=12$	47
PK21+180- PK21+850	$[(1/0.2)+(1/0.2)+(1/0.2)+(1/0.6)+(1/0.6)+(1/0.6)]=20$	27	$(R_r=3)+(R_w=5)+(R_f=6)=14$	47
PK21+850- Portail de sortie	$[(2 \times 1/0.2)+(3 \times 1/0.06)+(2 \times 1/0.2)]=20$	6	$(R_r=3)+(R_w=3)+(R_f=6)=12$	35

Annexe 03 : Tableau de classification RMR

Cintre --- 60 (Pk) au Pk) Tunnel : Portail : Tube: Date: -- / -- / --

Paramètres Géologiques

RQD (%)	Venu d'eau	Rugosité	Espacement	Persistence	Remplissage	Ouverture	Altération	Orientation	Type	Note RMR
3	10	5	10	4	2	4	2	-2	Sants	44

RMR

Résistance à la compression uniaxiale (UCS)			
Définition	Mpa	Symbole	Explications
Très faible	< 1	R0	S'effrite facilement et entièrement à la main
Faible	1-5	R1	S'effrite facilement en mince plaquette à la main
Moyenne faible	5-25	R2	S'effrite avec une grande pression en mince plaquette à la main
Moyenne forte	25-50	R3	Se casse en morceaux par léger coup de marteau
Forte	50-100	R4	Se casse en morceaux par coups durs de marteau
Très forte	100-250	R5	Eclats de roche par des coups durs de marteau
Extrêmement forte	> 250	R6	Etrécille et des coups raisonnant

RQD			
Définition	Valeurs	Indice	Venu d'eau
T. médiocre	0-25	3	Complètement sec
Médiocre	25-50	8	Humide
Moyen	50-75	13	Suintement eau interstitielle
Bon	75-90	17	Pression d'eau modérée
Excellent	90-100	20	Problème sérieux de venu d'eau

Discontinuités											
Rugosité	Indice	Espacement		Persistence	Indice	Remplissage (mm)		Ouverture	Indice	Altération	
		Définition	Symbole			Indice	Symbole			Définition	Symbole
Très rugueux	6	> 2m	S1	< 1m	6	Fermé	6	Fermé	6	Non altéré	W1
Rugueux	5	0,6 - 2m	S2	1 à 3m	4	Remplissage dur < 5mm	4	< 0,1mm	5	Léger altéré	W2
Légerment rugueux	3	200 - 600mm	S3	3 à 10m	2	Remplissage dur > 5mm	2	0,1 à 1	4	Moy. altéré	W3
Lisse	1	60 - 200mm	S4	10 à 20m	1	Remplissage tendre < 5mm	1	1 à 5	1	haut altéré	W5
Glissant-brillant	0	< 60mm	S5	> 20m	0	Remplissage tendre > 5mm	0	> 5mm	0	Décomposé	W6

Direction perpendiculaire à l'axe du tunnel				Direction parallèle à l'axe du tunnel			
Définition				Définition			
45 - 90°				45 - 90°			
20 - 45°				20 - 45°			
45 - 90°				0 - 20°			
20 - 45°				0 - 20°			

Type	Joint	Lamination	Couche	Zone de faille	Faille	Clivage	Surface de glissement	Fissure
Symbole	J	L	b	Fz	F	C	Sp	Fi
RMR note globale	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 21			
Classe	I (A)	II (B)	III (B-C)	IV (C)	V (D)			
Temps de tenu moyen	20 ans / 15 m	1 ans / 10 m	7 / 5m	10h / 2,5m	30 mn / 1m			
Cohésion (Kpa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100			
Angle de frottement	> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15			
Description du rocher	Très bon	Bon	Moyen	Médiocre	Très médiocre			

Observations / Notlar :

Annexe 04 : Tableaux descriptifs des class de soutènement du système Q-Barton

- **Légende des tableaux 1 à 4**

Sb - (Spot bolting) boulonnage local ;

B - (Systematic bolting) boulonnage systématique suivi de l'écartement des boulons en m ;

(utg) - (untensioned, grouted) passif, injecté

(tg) - (Tensioned) précontraint (coquille à expansion pour les massifs résistants, scellement au coulis et post-contraint pour les massifs très médiocres-voir note XI) ;

S - (Shotcrete) béton projeté suivi de l'épaisseur en cm ;

(mr) - (Mesh reinforced) treillis soudé ;

clm - (Chain link mesh) grillage ;

CCA - (Cast Concrete Arch) revêtement en béton coffré suivi de l'épaisseur en cm;

(sr) - (Steel reinforced) armature en acier ;

Nota : Les boulons sont supposés être de Ø 20 mm.

Tableau 1 : Méthode de N. BARTON.

Soutènement des massifs de qualité “excellente, extrêmement bonne, très bonne, bonne”
Q=1000 à 10

Catégorie Soutènement	Facteurs déterminants			Soutènement	Voir Notes
	$\frac{RQD}{J_n}$	$\frac{J_r}{J_a}$	$\frac{J_w}{SRF}$		
1*	-	-	-	sb (utg)	-
2*	-	-	-	sb (utg)	-
3*	-	-	-	sb (utg)	-
4*	-	-	-	sb (utg)	-
5*	-	-	-	sb (utg)	-
6*	-	-	-	sb (utg)	-
7*	-	-	-	sb (utg)	-
8*	-	-	-	sb (utg)	-
9	≥ 20	-	-	sb (utg)	-
	< 20	-	-	B (utg) 2.5-3m	
10	≥ 30	-	-	B (utg) 2-3 m	-
	< 30	-	-	B (utg) 1.5-2 m + clm	-
11*	≥ 30	-	-	B (tg) 2-3 m	-
	< 30	-	-	B (tg) 1.5-2 m + clm	-
12*	≥ 30	-	-	B (tg) 2-3 m	-
	< 30	-	-	B (tg) 1.5-2m + clm	-
13	≥ 10	≥ 1.5	-	Sb (utg)	I
	≥ 10	< 1.5	-	B (utg) 1.5-2 m	I
	< 10	≥ 1.5	-	B (utg) 1.5-2 m	I
	< 10	< 1.5	-	B (utg) 1.5-2 m + S 2-3 cm	I
14	≥ 10	-	< 15 m	B (tg) 1.5-2 m + clm	I.II
	< 10	-	< 15 m	B (tg) 1.5-2 m + S (mr) 5-10cm	I.II
	-	-	< 15 m	B (utg) 1.5-2 m +clm	I.III
	-	-	-	-	-
15	> 10	-	-	B (tg) 1.5-2 m + clm	I.II.IV
	≤ 10	-	-	B (tg) 1.5-2 m + S (mr) 5-10cm	I.II.IV
16* Voir note XII	> 15	-	-	B (tg) 1.5-2 m + clm	I.V.VI
	≤ 15	-	-	B (tg) 1.5-2 m + S (mr) 10-15 cm	I.V.VI

* Estimation des auteurs, documentations insuffisante ne permettant pas une estimation sûre du soutènement nécessaire.

Note : La nature du soutènement nécessaire pour les catégories 1 à 8 dépend de la technique d'abattage utilisée. La méthode de découpage fin avec finition à la main peut éliminer le soutènement. Les méthodes plus grossières peuvent nécessiter l'emploi d'une seule couche de béton projeté, notamment pour les hauteurs d'excavation de plus de 25m. Les expériences futures devront permettre de distinguer entre les catégories 1 à 8.

Tableau 2 : Méthode de N. BARTON.

Soutènement des massifs de qualité « moyenne » et « médiocre », $Q=10$ à 1

Catégorie Soutènement	Facteurs déterminants			Soutènement	Voir Notes
	$\frac{RQD}{J_n}$	$\frac{J_r}{J_a}$	$\frac{J_w}{SRF}$		
17	> 30	-	-	sb (utg)	I
	$\geq 10 \leq 30$	-	-	B (utg) 1-1.5 m	I
	< 10	-	≥ 6 m	B (utg) 1-1.5 m + S 2-3 cm	I
	< 10	-	< 6 m	S 2-3 cm	I
18	> 5	-	≥ 10 m	B (tg) 1-1.5 m + clm	I.III
	> 5	-	< 10 m	B (utg) 1-1.5 m + clm	I
	≤ 5	-	≥ 10 m	B (tg) 1-1.5 m + S 2-3 cm	I.III
	≤ 5	-	< 10 m	B (utg) 1-1.5 m + S 2-3 cm	I
19	-	-	≥ 20 m	B (tg) 1-2 m + S (mr) 10-15 cm	I.II.IV
	-	-	< 20 m	B (tg) 1-1.5 m + S (mr) 5-10 cm	I.II
20* Voir note XII	-	-	≥ 35 m	B (tg) 1-2 m + S (mr) 20-25 cm	I.V.VI
	-	-	< 35 m	B (tg) 1-2 m + S (mr) 10-20 cm	I.II.IV
21	≥ 12.5	≤ 0.75	-	B (utg) 1 m + S 2-3 cm	I
	< 12.5	≤ 0.75	-	S 2.5-5 cm	I
	-	> 0.75	-	B (utg) 1 m	I

22	$> 10 < 30$	> 1.0	-	B (utg) 1 m + clm	I
	≤ 10	> 1.0	-	S 2.5-7.5 cm	I
	< 30	≤ 1.0	-	B (utg) 1 m + S (mr) 2.5-5 cm	I
	≥ 30	-	-	B (utg) 1 m	I
23	-	-	≥ 15 m	B (tg) 1-1.5 m + S (mr) 10-15 cm	I.II.IV.VII
	-	-	< 15 m	B (utg) 1-1.5 m + S (mr) 5-10 cm	I
24* Voir note XII	-	-	≥ 30 m	B (tg) 1-1.5 m + S (mr) 15-30 cm	I.V.VI
	-	-	< 30 m	B (tg) 1-1.5 m + S (mr) 10-15 cm	I.II.IV

* Estimation des auteurs, documentations insuffisante ne permettant pas une estimation sûre du soutènement nécessaire.

Tableau 3 : Méthode de N. BARTON.

Soutènement des massifs de qualité « très médiocre » $Q=1.0$ à 0.1

Catégorie Soutènement	Facteurs déterminants			Soutènement	Voir Notes
	$\frac{RQD}{J_n}$	$\frac{J_r}{J_a}$	$\frac{J_w}{SRF}$		
25	> 10	> 0.5	-	B(utg) 1 m + mr ou clm	I
	≤ 10	> 0.5	-	B(utg) 1 m + S(mr) 5 cm	I
	-	≤ 0.5	-	B(tg) 1 m + S(mr) 5 cm	I
26	-	-	-	B(tg) 1 m + S(mr) 5-7.5 cm	VIII.X.XI
	-	-	-	B(utg) 1 m + S 1.2-5 cm	I.IX
27	-	-	≥ 12 m	B(tg) 1 m + S(mr) 7.5-10 cm	I.IX
	-	-	< 12 m	B(utg) 1 m + S(mr) 5-7.5 cm	I.IX
	-	-	> 12 m	CCA 20-40 cm + B(tg) 1 m	VIII.X.XI
	-	-	< 12 m	S(mr) 10-20 cm + B(tg) 1 m	VIII.X.XI

28* Voir note XII	-	-	≥ 30 m	B(tg) 1 m + S(mr) 30-40 cm	I.IV.V.VI
	-	-	(≥ 20 m, < 30 m)	B(tg) 1 m + S(mr) 20-30 cm	I.II.IV.IX
	-	-	< 20 m	B(tg) 1 m + S(mr) 15-20 cm	I.II.IX
	-	-	-	CCA (sr) 30-100 cm + B(tg) 1 m	IV.VIII.X.XI
29*	> 5	> 0.25	-	B(tg) 1 m + S 2-3 cm	-
	≤ 5	> 0.25	-	B(utg) 1 m + S(mr) 5 cm	-
	-	≤ 0.25	-	B(tg) 1 m + S(mr) 5 cm	-
30	> 5	-	-	B(tg) 1 m + S 2.5-5 cm	IX
	< 5	-	-	S(mr) 7.5-25 cm	IX
	-	-	-	B(tg) 1 m + S(mr) 5-7.5 cm	VIII.X.XI
31	> 4	-	-	B(tg) 1 m + S(mr) 5-12.5 cm	IX
	$\leq 4, \geq 1.5$	-	-	S(mr) 7.5-25 cm	IX
	< 1.5	-	-	CCA 20-40 cm	IX
	-	-	-	+ B(tg) 1 m CCA (sr) 30-50 cm + B(tg) 1 m	VII.X.XI
32 Voir note XII	-	-	≥ 20 m	B(tg) 1 m + S(mr) 40-60 cm	II.IV.IX
	-	-	< 20 m	B(tg) 1 m + S(mr) 20-40 cm	III.IV.IX
	-	-	-	CCA (sr) 40-120 cm + B(tg) 1 m	IV.VIII.X.XI

* Estimation des auteurs, documentations insuffisante ne permettant pas une estimation sûre du soutènement nécessaire.

Tableau 4 : Méthode de N. BARTON.

Soutènement des massifs de qualité « extrêmement médiocre, exceptionnellement mauvaise »
Q=0.1 à 0.001

Catégorie Soutènement	Facteurs déterminants			Soutènement	Voir Notes
	$\frac{RQD}{J_n}$	$\frac{J_r}{J_a}$	$\frac{J_w}{SRF}$		
33*	≥ 2	-	-	B(tg) 1 m + S(mr) 2.5-5 cm	IX
	< 2	-	-	S(mr) 5-10 cm	IX
	-	-	-	S(mr) 7.5-15 cm	VIII.X
34	≥ 2	≥ 0.25	-	B(tg) 1 m + S(mr) 5-7.5 cm	IX
	< 2	≥ 0.25	-	S(mr) 7.5-15 cm	IX
	-	< 0.25	-	S(mr) 15-25 cm	IX
	-	-	-	CCA (sr) 20-60 cm + B(tg) 1 m	VIII.X .XI
35 Voir note XII	-	-	≥ 15 m	B(tg) 1 m + S(mr) 30-100 cm	II.IX
	-	-	≥ 15 m	CCA (sr) 60-200 cm	VIII.X.XI. II
	-	-	< 15 m	+ B(tg) 1 m B(tg) 1 m	IX.III
	-	-	< 15 m	+ S(mr) 20-75 cm CCA (sr) 40-150 cm + B(tg) 1 m	VIII.X.XI.III
36*	-	-	≥ 30 m	S(mr) 10-20 cm	IX
	-	-		S(mr) 10-20 cm + B(tg) 0.5-1.0 m	VIII.X.XI
37	-	-	≥ 30 m	S(mr) 20-60 cm	IX
	-	-		S(mr) 20-60 cm + B(tg) 0.5-1.0 m	VIII.X.XI
38 Voir note XII	-	-	≥ 10 m	CCA (sr) 100-300 cm	IX
	-	-	≥ 10 m	CCA (sr) 100-300 cm	VIII.X.XI
	-	-	< 10 m	+ B(tg) 1 m	IX
	-	-	< 10 m	S (mr) 70-200 cm S (mr) 70-200 cm + B(tg) 1 m	VIII.X.III.XI

* Estimation des auteurs, documentations insuffisante ne permettant pas une estimation sûre du soutènement nécessaire.

- **Notes complémentaires aux tableaux 1 à 4**

- I. En cas problèmes graves de « coup de toit » ou d'écaillage, on emploie souvent des boulons précontraints à plaque d'appui de grandes dimensions, écartement : 1 m environ (parfois jusqu'à 0.8 m). Le soutènement définitif est mis en place après disparition du phénomène d'écaillage (R. SELMER-OLSEN, 1970) ;
- II. Boulons de différentes longueurs dans le même ouvrage- par exemple 3, 5 et 7 ;
- III. Boulons de différentes longueurs dans le même ouvrage- par exemple 2, 3 et 4 ;
- IV. L'action des boulons est souvent complétée par la mise en place de câbles précontraints – écartement courant : 2 à 4 m ;
- V. Boulons de différentes longueurs dans le même ouvrage – par exemple 6, 8 et 10 m ;
- VI. L'action des boulons est souvent complétée par la mise en place des câbles précontraints – écartement courant 4 à 6 m ;
- VII. Dans plusieurs usines souterraines de l'ancienne génération se classant dans cette catégorie de boulonnage systématique ou ponctuel a été employé avec du grillage par endroit, et une voûte en béton (ép. 25 à 40 cm) pour revêtement définitif ;
- VIII. Cas concernant le gonflement, par exemple en présence de montmorillonite (avec alimentation en eau). En cas de forts gonflements, un vide est ménagé derrière le revêtement pour permettre ces mouvements (voir R. SELMER-OLSEN, 1970). Dans la mesure du possible, on prévoit un dispositif de drainage ;
- IX. Cas ne concernant pas les argiles gonflantes ou les roches poussantes ;
- X. Cas concernant les roches « poussantes » généralement le soutènement fortement rigide est utilisé comme soutènement permanent ;
- XI. Selon l'expérience des auteurs, en cas de gonflement ou de fortes poussées, le soutènement provisoire nécessaire avant la mise en place du revêtement en béton (coulé ou projeté) peut comporter un boulonnage (boulons à expansion) pour des valeurs suffisamment élevées du rapport $R.Q.D / J_n$ (>1.5), parfois complété par du béton projeté. Pour un massif très fracturé ou broyé ($R.Q.D / J_n < 1.5$, par exemple zone de cisaillement en « morceaux de sucre » dans les quartzites), le soutènement provisoire peut consister en plusieurs couches de béton projeté. On peut ajouter, après coulage ou projection du béton, un boulonnage systématique (avec précontrainte) afin de réduire la dissymétrie du chargement sur le béton, mais cette solution peut s'avérer inefficace si $R.Q.D / J_n < 1.5$, ou en présence d'argiles (à moins d'injecter des boulons avant la précontrainte). Dans les massifs de très médiocre qualité, on peut également obtenir une longueur d'ancrage suffisante des boulons à l'aide de résines à prise rapide. En cas de

problèmes très aigus de gonflement ou de fortes poussées, il faut prévoir de bétonner le front d'attaque au besoin à l'abri d'un bouclier. Le front lui-même doit parfois être également soutenu ;

- XII. Pour des raisons de sécurité, le percement, ainsi que la mise en place du revêtement se fera souvent à l'aide de plusieurs galeries pilotes. Concerne les catégories 16, 20, 24, 28, 32, et 35 uniquement pour Portée/ESR >15 m ;
- XIII. En cas de fortes poussées, il est normalement nécessaire de procéder par galeries pilotes multiples pour le percement et la mise en place du revêtement (voûte, piédroits, radier). Concerne la catégorie 38 uniquement pour Portée/ ESR >10 m.

Annexes 05 : Liste de normes et recommandations

Normes française en mécanique des roches

- | | |
|---------------|---|
| NF P 94-410-1 | Essais pour déterminer les propriétés physiques des roches.
Partie 1-détermination de la teneur en eau pondérale-
Méthode par étuvage. |
| NF P 94-410-2 | Essais pour déterminer les propriétés physiques des roches
Partie 2-détermination de la masse volumique- Méthode
Géométrique et par immersion dans l'eau. |
| NF P 94-410-3 | Essais pour déterminer les propriétés physiques des roches
Partie 3-détermination de la porosité. |
| XP P 94-412 | Déterminations De La résistance à La pénétration par un
Foret. |
| NF P 94-420 | Détermination de la résistance la compression uniaxiale. |
| NF P 94-422 | Détermination de la résistance à la traction-méthode
Indirecte essais brésilien. |
| XP P 94-424 | Cisaillement direct selon une discontinuité de roche. |
| NF P 94-429 | Résistance sous charge ponctuelle (essai franklin) |
| NF p 94-430-1 | Détermination du pouvoir abstrait d'une roche partie 1,
Essai de rayure avec une pointe. |

NF P 94-430-2	Détermination du pouvoir abrasif d'une roche partie2- Essai avec un outil en rotation
NF P 94-444	Essai statique d'arrachement, sous un effort axial de Traction, d'un ancrage scellé dans un massif rocheux.
Pr p 94-402	Glossaire-définition- notation- symbole.
Pr p 94-411	Détermination de la vitesse de propagation des ondes Ultrasonores-Méthodes par transparence.
Pr P 94-423	Détermination de la résistance à la compression triaxiale.
Pr P 94-425	Détermination du module de Young et du coefficient de Poisson.
Pr P 94-443-1	Déformabilité-essai dilatométrique en forage partie 1 : essai Avec cycles
Pr P 94-443-2	Déformabilité –essai dilatométrique en forage partie 2 : essai De fluage après le premier cycle.

Pr NF EN ISO 14689 Géotechnique-description et dénomination des roches.

(NF Norme homologuée, XP Norme expérimentale, Pr projet de norme, en norme européenne, ISO intern, standard Organisation)

(Commission AFNOR 1998-2002, président pierre Duffaut, secrétaire Georges Bigot).SS

Annexes 06 : La Méthode des Eléments finis (MEF)

La méthode des éléments finis, sommairement décrite dans le paragraphe II.3.3.2, se base sur la discrétisation d'un milieu considéré comme continu. Mais dans la réalité, les massifs rocheux sont des milieux discontinus car ils renferment toujours des discontinuités

Cette méthode permet d'étudier avec de grandes précisions les interactions, les déformations engendrées par des forces de contraintes dans les matériaux ou les ouvrages.

La modélisation par la méthode des éléments finis d'un ouvrage est constituée par un ensemble d'hypothèses, toujours simplificatrices, et la mise en œuvre d'une suite de modèles, chacun plus ou moins approché [62]:

- modèles géométriques (maillage, limites entre les couches, discontinuités, etc.) ;
- modèles de charge (estimation des forces et des pressions, des déplacements imposés, définition du phasage des travaux, conditions aux limites, décomposition en incréments pour la résolution en comportement non linéaire, etc.) ;
- modèles hydrauliques (sol saturé, état initial, écoulement permanent ou transitoire, position de la surface libre, consolidation, etc.) ;
- modèles de matériaux (élasticité, élastoplasticité, viscoplasticité, etc.) ;
- modèles d'évolution (choix des pas de temps à consolider, historique des charges) ;
- modèles de structures (poutres, coques, plaques, élasticité, élastoplasticité, etc.) ;
- modèles d'interaction sol-structure (loi d'interface, modules de réaction, etc.).

1. Présentation de Plaxis 3D

Plaxis est un logiciel de modélisation utilisant la méthode des éléments finis pour résoudre des problèmes géotechniques. Il permet entre autres d'analyser la stabilité des ouvrages et d'estimer les déformations.

Le logiciel comprend 4 interfaces :

- **Input** : c'est à partir de cette interface que commence la modélisation par plaxis. Cette interface permet à son utilisation d'introduire les données sur le modèle à traiter (dimensions, type de maillage, type de matériaux et leurs propriétés), de choisir le modèle de comportement en fonction des données disponibles sur les propriétés des matériaux. On peut également y définir les conditions aux limites ;

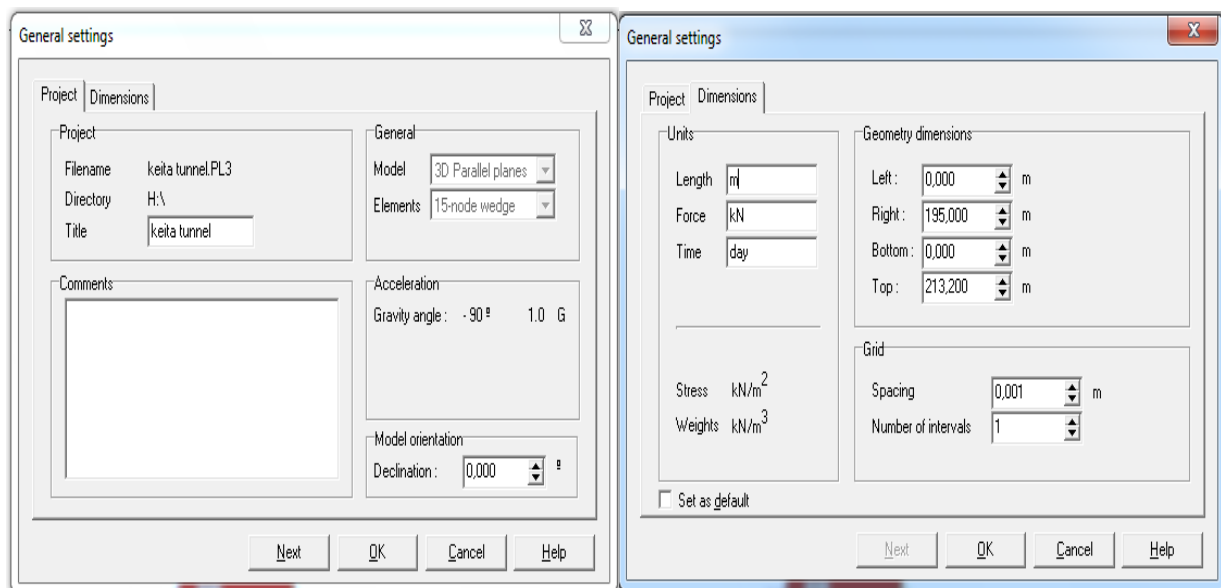


Figure 1 : Fenêtres de dimensionnement du modèle dans Input (Plaxis 3D Tunnel 1.2)

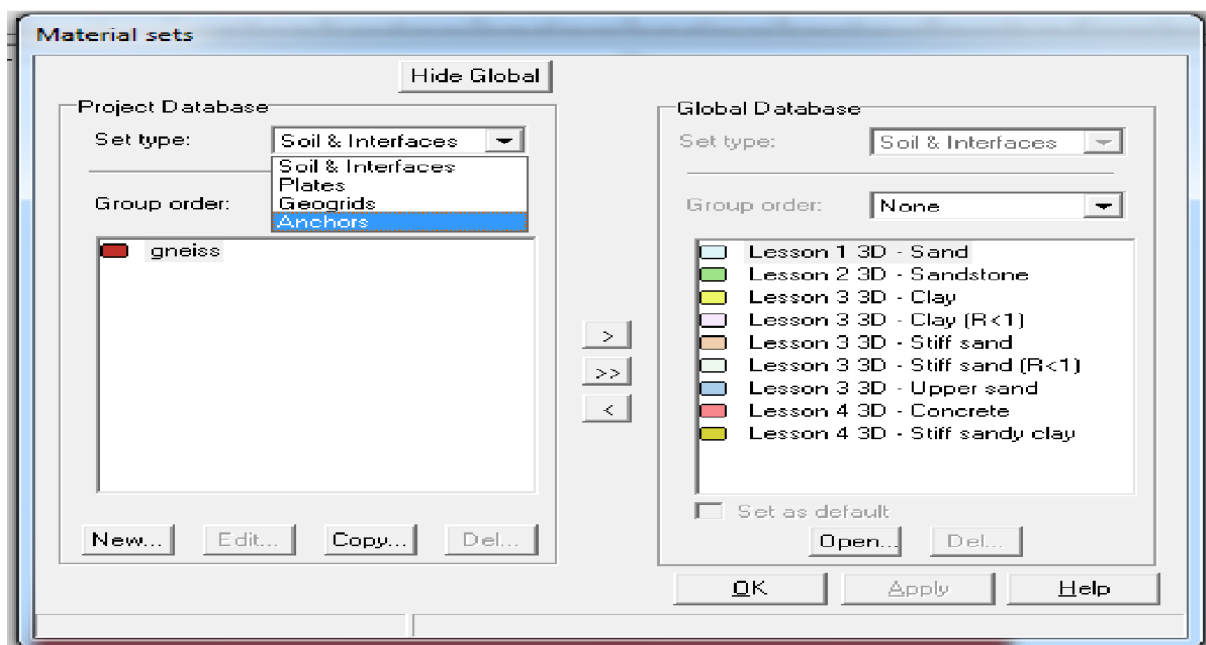


Figure 2 : Fenêtres d'introduction des propriétés des matériaux dans Input (Plaxis 3D Tunnel 1.2)

- **Calculations** : dans cette interface, les données introduites sont traitées par le logiciel. La durée de cette opération varie en fonction du maillage choisi. Plus le maillage sera raffiné, plus le temps de calcul sera long, et par conséquent des résultats plus précis.
- **Output** : permet de visualiser les résultats des calculs effectués par Plaxis sur la base des informations introduites ou choisies dans l'interface "Input".
- **Curves** : permet de faire représentations graphiques à partir des résultats obtenus des calculs.

2. Modèles de comportements utilisés dans Plaxis 3D

Plaxis utilise plusieurs modèles de comportement. Chaque modèle requiert un certain nombre de variables particulières. Le choix d'un modèle par rapport à un autre lors de la résolution des problèmes de géotechniques dépend des données disponibles, des caractéristiques du matériau et du degré de précision souhaité.

2.1. Modèle élastique linéaire

Ce modèle représente la loi de Hoek pour l'élasticité linéaire et isotrope. Deux paramètres sont requis dans plaxis pour ce modèle :

- Le module de cisaillement (G), qui, contrairement au module de Young, est indépendant des conditions de drainage du matériau [117] ;
- le coefficient de poisson (ν), qui représente le rapport entre les déformations longitudinales et les déformations transversales de l'échantillon.

Par ailleurs, il existe une relation qui relie le module de Young (E), le module de cisaillement (G) et le coefficient de poisson (ν).

$$E = 2G(1 + \nu) \quad (V.1)$$

On retrouve l'importance de ce modèle dans Plaxis 3D lorsqu'on veut modéliser des structures rigides et massives faites de béton ou de structures métalliques en interaction avec le sol.

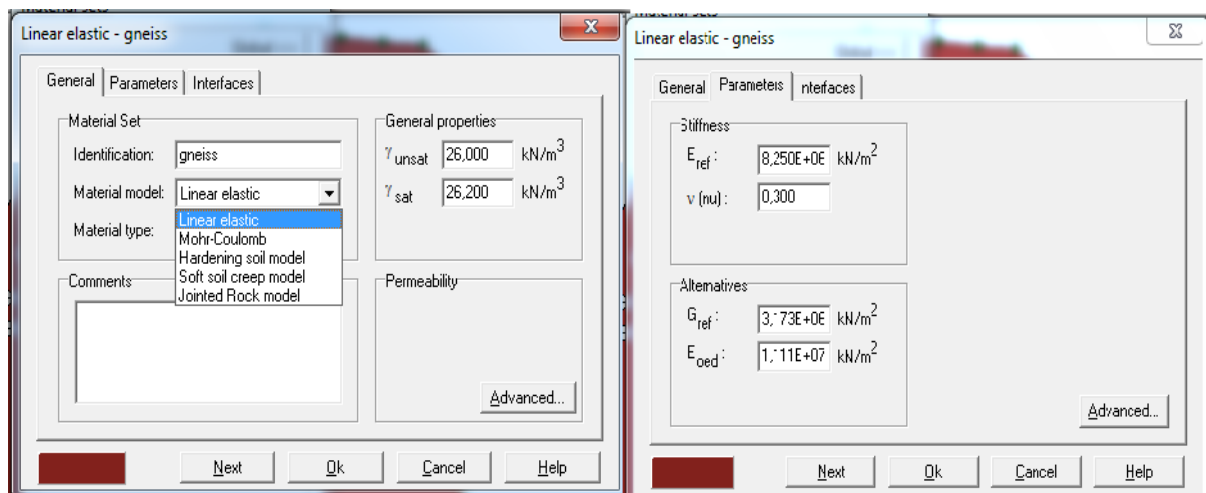


Figure 3 : Fenêtres des paramètres du modèle élastique linéaire (Plaxis 3D Tunnel 1.2)

2.2. Modèle de Mohr-Coulomb

Ce modèle utilise cinq paramètres mécaniques qui sont : le module de Young (E) et le coefficient de poisson (ν) qui sont des paramètres élastiques, la cohésion (C), l'angle de frottement (ϕ) et la dilatance (ψ) qui sont des paramètres géotechniques propres au matériau.

Le modèle de Mohr-Coulomb est très utilisé en géotechnique car il donne de bons résultats dans les calculs. Il permet entre autres, de décrire de façon approchée le comportement des sols pulvérulents (sable), des sols cohérents à long terme (argile, grès, limons), de simuler le comportement des roches fortement fissurées ou schisteuses.

Dans ce modèle, les efforts de cisaillement (τ) et normales (σ_n) sont reliées par une expression simplificatrice de forme linéaire :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + C$$

- **Module de Young (E)**

Considéré comme constant dans ce modèle, le module de Young correspond à la pente de la courbe des contraintes en fonction des déformations. Plusieurs valeurs peuvent être obtenus des essais, néanmoins, il est conseillé de prendre une valeur moyenne.

- **Coefficient de Poisson (v)**

Les massifs rocheux présentent généralement un nombre important de discontinuités qui sont responsables de leur forte anisotropie. En s'intéressant à une échelle plus réduite qu'est la matrice rocheuse, l'anisotropie de cette dernière peut être à la rigueur négligée par rapport à celle du massif rocheux, ce qui, par la suite, permet de considérer le comportement de la roche comme étant "isotrope". Les valeurs du coefficient de poisson varient souvent entre 0.2 et 0.4.

- **La cohésion (C)**

C'est l'une des principaux paramètres distinctifs entre les roches et les sols. La cohésion est très importante dans les roches tandis que pour les sols elle est très faible. On considère souvent la valeur par défaut égale à 1 pour des sols très faibles.

- **Angle de dilatance (ψ)**

Ce dernier paramètre caractérise une certaine aptitude du matériau à se gonfler sous l'effet des contraintes avant de se rompre. Il peut être calculé simplement par la formule suivante :

$$\psi = \varphi - 30^\circ, \text{ pour } \varphi > 30^\circ ;$$

$$\psi = 0, \text{ pour } \varphi < 30^\circ.$$

Le cas où $\psi < 0$ correspond à des sables très lâches ;

La valeur $\psi = 0$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. Ce comportement est rencontré dans les sables de densités faibles ou moyennes soumis à de fortes contraintes.

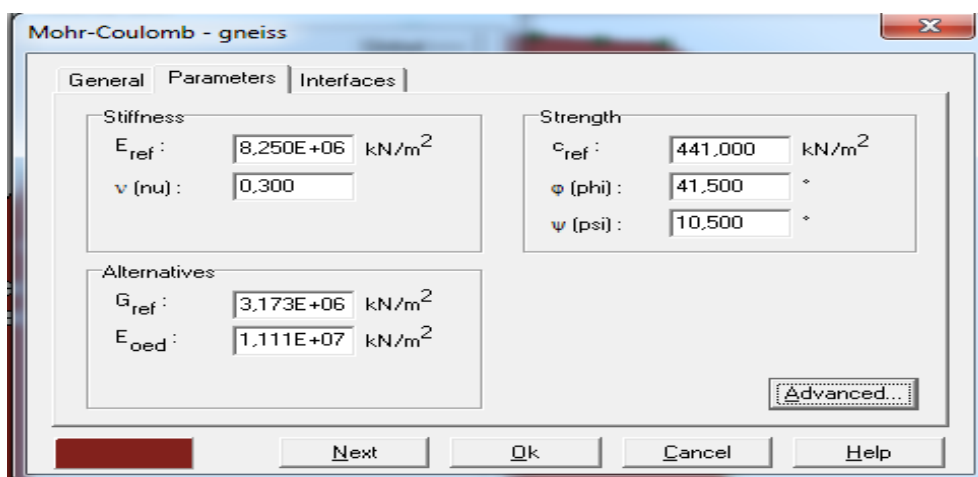


Figure 4 : Fenêtre des paramètres du modèle Mohr-Coulom (Plaxis 3D Tunnel 1.2)

2.3. Modèle pour les roches fracturées

Lorsque de degré de fracturation, de stratification ou de schistosité de la roche est important, ce modèle est celui qui convient pour représenter le comportement du matériau. C'est un modèle élasto-plastique anisotrope. La présence de discontinuités limite le nombre de directions possibles pour les essais de cisaillement car les discontinuités sont des zones de faiblesse.

2.4. Modèle de sol avec écrouissage

Ce modèle hyperbolique de type élasto-plastique prend en considération de nouvelles réalité dans les matériaux. Ce qui permet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb. Les améliorations concernent essentiellement :

- De prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente ;
- de prendre en compte l'évolution non linéaire du module de déformation lorsque le cisaillement augmente : selon cette approche, le module E_{50} n'est pas réaliste ; il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité ;
- de tenir compte de la dilatance au lieu de la considérer comme indéfinie.
- La prise en compte de l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes oedo-métriques en contrainte-déformation ne sont pas des droites ;

A partir de ce modèle, on peut faire la simulation du comportement des sables, des graviers, mais aussi des sols plus mous comme les argiles et les limons.

2.5. Modèle pour les sols mous

Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif est atteint, on obtient une irréversibilité. Ce modèle permet de simuler le comportement de sols mous comme les argiles normalement consolidées ou de la tourbe.

2.6. Modèle pour les sols mous avec effet du temps (fluage)

Contrairement au modèle précédent qui ne considère que l'écroutissement des argiles molles, ce modèle ci, prend en considération la consolidation secondaire des sols mous avec le temps.

3. Processus de modélisation du tunnel

La modélisation sur plaxis se fera en plusieurs étapes

➤ **Etape 1** : Entrée des données géométriques et géomécaniques disponibles

- **Dimensionnement du champ de dessin** : le champ de dessin dans lequel le travail sera effectué doit avoir entre 3 et 5 fois les dimensions du modèle ou de la coupe à modéliser.
- **Choix du modèle de comportement et attribution des propriétés géomécaniques du sol** : sélectionner le bouton 

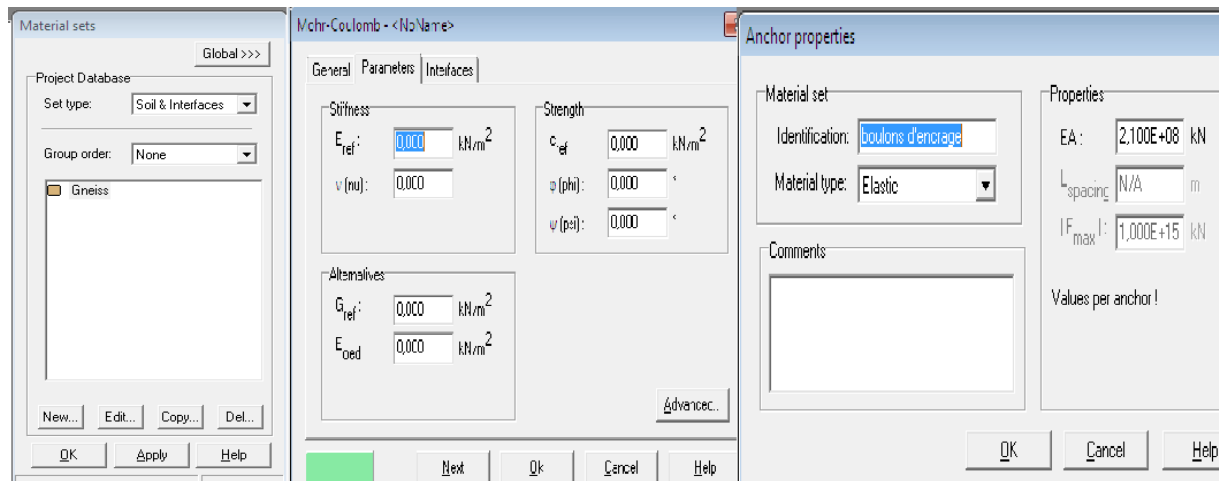


Figure 5 : Fenêtres des paramètres du sol, des boulons d'encrage (Plaxis 3D Tunnel 1.2)

- Attributions des dimensions des sections du tunnel

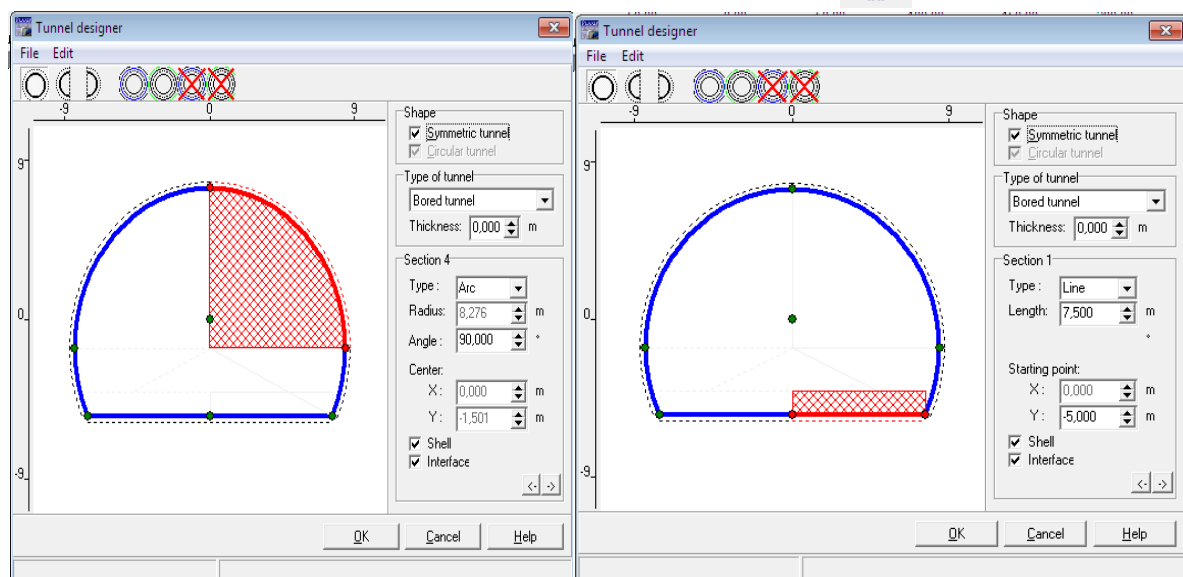


Figure 6 : Fenêtres de dimensionnement du tunnel (Plaxis 3D Tunnel 1.2)

- Attributions des caractéristiques des éléments de soutènement

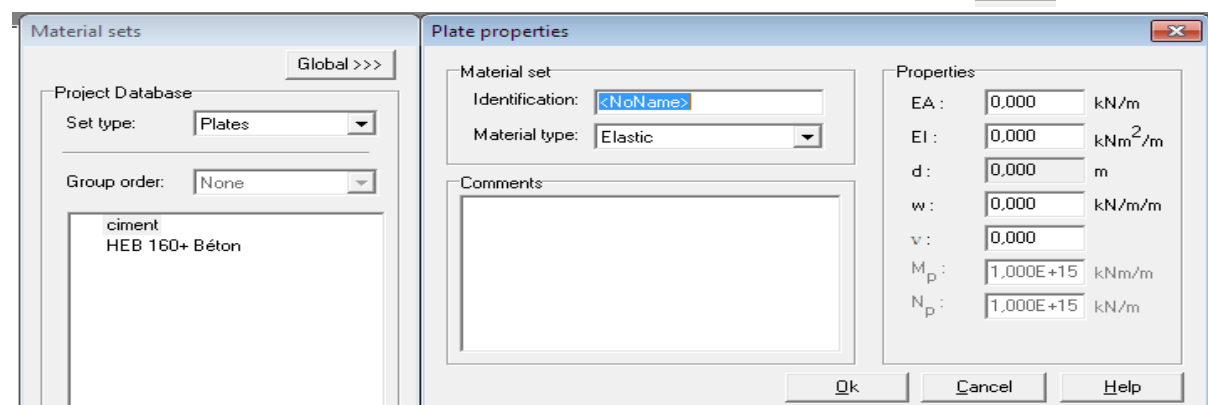
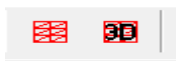


Figure 7 : Fenêtres de dimensionnement des plaques de soutènement (Plaxis 3D Tunnel 1.2)

- **Conditions aux limites** : sélectionner le bouton ‘‘standard fixities’’



- **Génération du maillage** : sélectionner les boutons



Plaxis utilise deux types de maillages : 6 nœuds et 15 nœuds. Dans le cas de notre modélisation en 3D, le maillage sera de type triangulaire (forme par défaut adoptée dans le logiciel) à 15 nœuds. Le maillage se fait d’abord en 2D puis en 3D tout en tenant compte du pas d’avancement des travaux d’excavation.

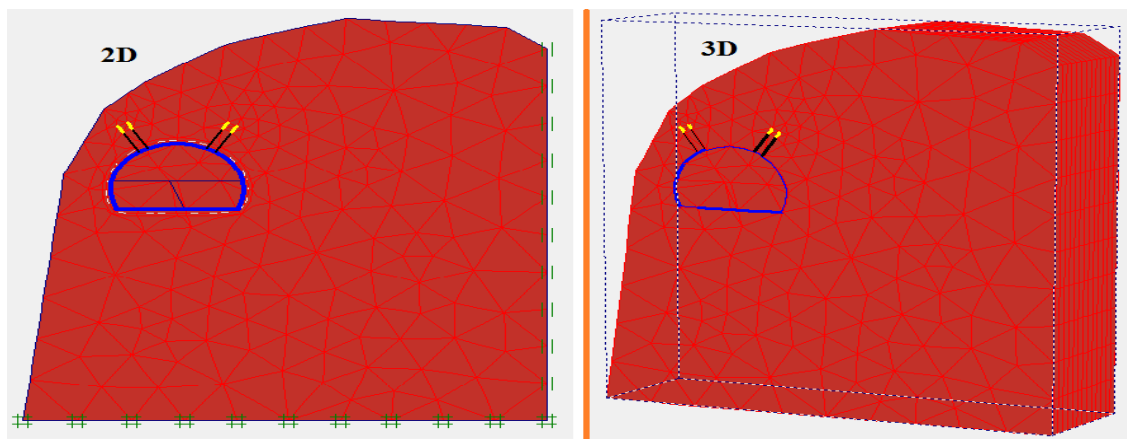
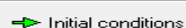


Figure 8 : Génération du maillage 2D et 3D (Plaxis 3D Tunnel 1.2)

- **Conditions initiales** : sélectionner le bouton



Avant d’amorcer l’étude sur le comportement du modèle et les probables changements qui seront observées suites aux états de contraintes qui lui sont affectées, nous devons d’abord identifier les conditions initiales. Ces conditions sont :

- les pressions interstitielles dues à la présence d’eau (conditions hydrauliques). On doit localiser le niveau aquifère par rapport au modèle

Les pressions interstitielles se calculent par la relation suivante :

$$\sigma_e = \gamma_e \times h_e \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

Avec : σ_e = contraintes dues à la présence de l’eau ;

γ_e = poids volumique de l’eau (10 KN/m³) ;

h_e = hauteur de la couche (nappe) d’eau.

- les contraintes effectives (σ_{eff}) naturellement présentes et dépendant de la densité des roches au-dessus de l’ouvrage.

$$\sigma' = \sum_1^n \gamma_i \times h_i \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

- Avec : σ' = contraintes dans le sol;

γ_i = poids volumique d’une couche de terrain drainée;

h_i = hauteur d’une couche de terrain drainée.

➤ Etape 2 : Phase de calcul

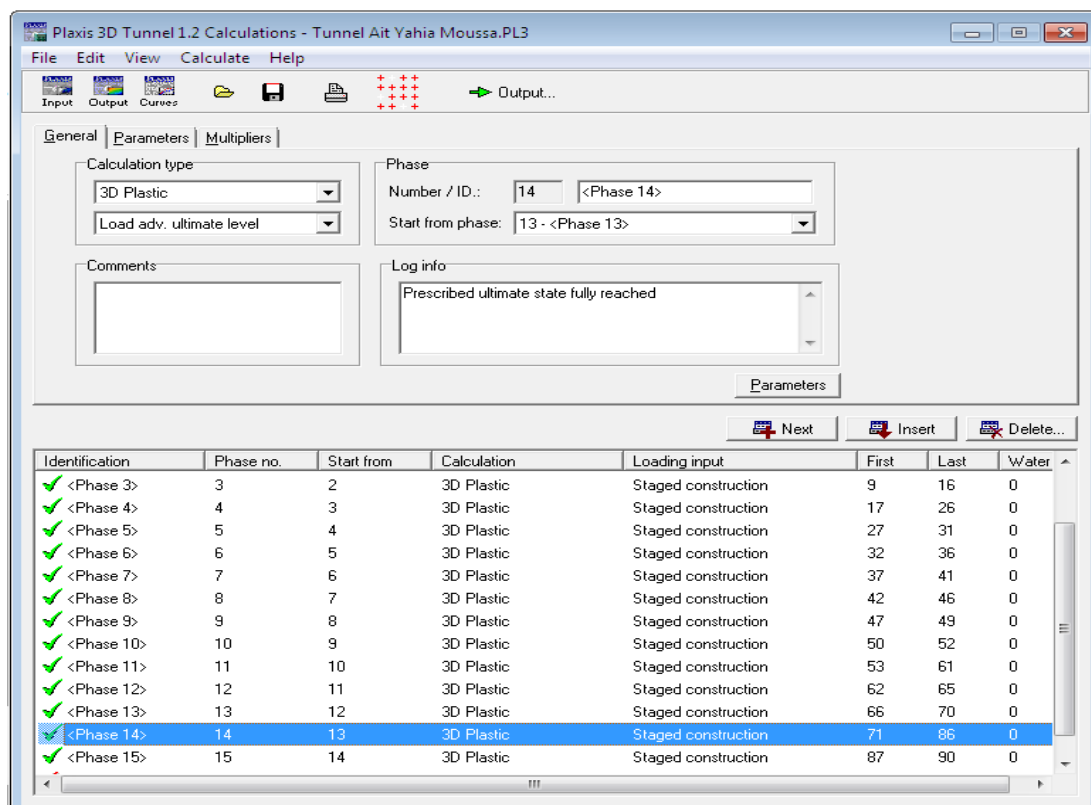


Figure 9 : Fenêtre illustrant des phases de calcul effectués (Plaxis 3D Tunnel 1.2)

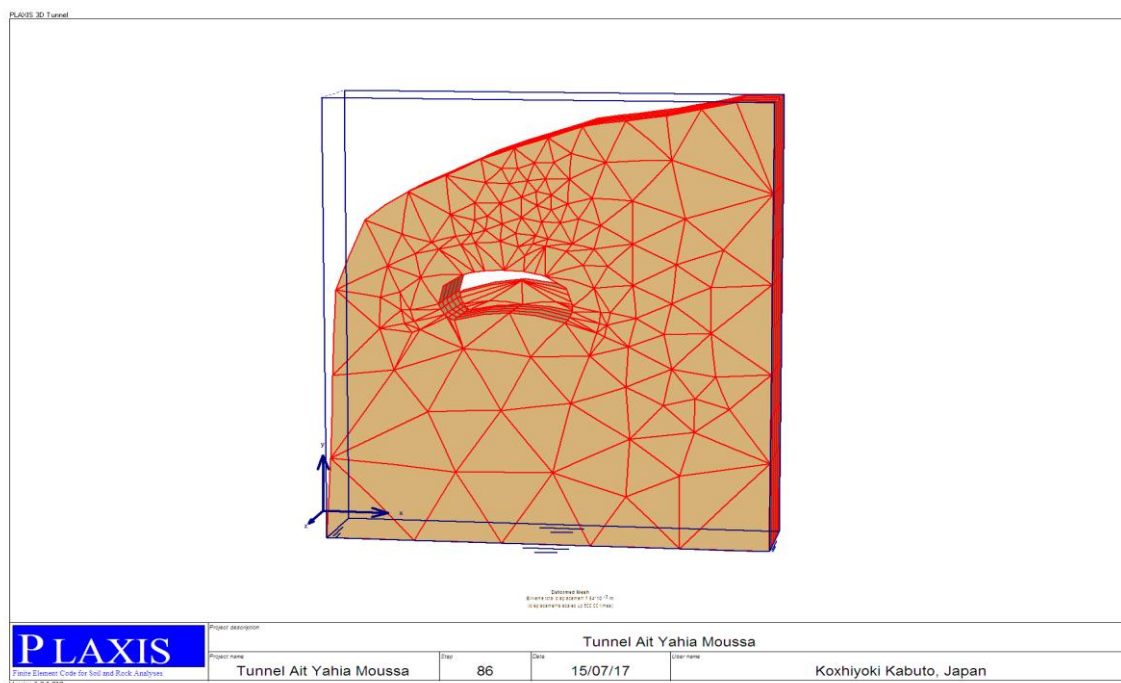


Figure 10 : Fenêtre illustrant des phases de calcul effectués (Plaxis 3D Tunnel 1.2)

Pour encore plus de détails sur le processus de modélisation par Plaxis 3D Tunnel, se référer au guide d'utilisation du logiciel.

Résumé

Le présent travail, réalisé au Tunnel d' Aït Yahia Moussa, a pour objectif d'étudier les conditions de stabilité de cet ouvrage prédimensionné à partir des méthodes semi-empiriques. Tout d'abord, une caractérisation du massif rocheux a été établie pour identifier la nature du rocher qui abritera l'ouvrage. Ensuite, à l'aide des systèmes de classification RMR et l'indice de Qualité (Q) de Barton, le prédimensionnement de l'ouvrage a été choisi. En fin, une analyse du comportement de l'ouvrage sous l'effet des travaux d'excavation et de soutènement a été réalisée à partir du logiciel Plaxis 3D Tunnel 1.2.

Mots-Clefs : Massifs rocheux, système de classification, prédimensionnement, stabilité, éléments finis.

Abstract

This work, completed at the Tunnel of Aït Yahia Moussa, aims to study the stability conditions of this work prédimensionné starting from the semi-empirical methods. First, a characterization of the rock solid mass was establishes to identify the nature of the rock which will shelter the work. Then, using the systems of classification RMR and the Q system, the predimensioning of the work was selected. Lastly, an analysis of the behavior of the work under the effect of work of excavation and supporting was carried out starting from the software Plaxis 3D Tunnel 1.2.

Keyword: Rock masses, system of classification, predimensioning, stability, finite elements.