



UNIVERSITE ABDERRAHMANE MIRA - BEJAIA

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DES MINES ET GEOLOGIE

Mémoire de fin d'études

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

Option : Exploitation Minière

Présenté par

Mr. BOUZIANE Mohammed.

Mr. BECH Yacine

Thème

**Etude de la stabilité lors du creusement d'un tunnel dans un
massif rocheux à partir de la méthode des éléments finis
- Cas du tronçon du tunnel de Sidi Aich -**

Soutenu le 20 /06 /2017 devant le jury composé de :

Président : M^{me}. K.KHICHER

Encadreur : Mr. R.BOULKRAM

Examineur : Mr. M.MAZARI

Année Universitaire : 2016-2017



Remerciement

On remercie avant tout dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage et la volonté pour faire ce travail.

Le grand remerciement à nos parents de nous avoir donné tout ce qu'un fils désire dans la vie.

Nous remercions notre encadreur Mr. BOULKRAM pour tous ces conseils et de nous avoir guidé et orienté.

Les membres du jury qui auront la bienveillance d'évaluer et critiquer ce travail.

Tous les responsables et les travailleurs de Tunnel de Sidi Aich de Bejaia.

Enfin, sans oublier tous ce qui ont contribués de près ou de loin pour la réalisation de ce travail.

Yacine et Mohamed

Dédicace

*C'est tout plein de joie que je dédie ce modeste travail à
ceux qui m'ont été une source d'inspiration et de volonté,
ma très chère mère Zohra et mon très cher père Abd
Elkader pour leur encouragement durant toute la période
de mes études.*

*Je dédie également à mon frère Ahmed et mes sœurs
Asma, Hanane et kawther, et toute la famille BOUZIANE.*

Sans oublier tous mes amis de près ou de loin.

*Aussi à tous les enseignants de l'université de Bejaia
et le département des mines et géologie.*

BOUZIANE Mohamed



Dédicace

*C'est tout plein de joie que je dédie ce modeste travail
à ceux qui m'ont été une source d'inspiration et de volonté,
ma très chère mère Malika et mon très cher père Mohamed
ainsi que mon grand-père, ma grande mère et mes Oncles,
mes Tantes pour leur encouragement durant toute la
période de mes études.*

*Je dédie également à mes frères Abd Errahmane,
Bilal et mes sœurs Sabah, Imen et toute la famille BECH,
et ma future marie Zineb.*

*Sans oublier tous mes amis de près ou de loin.
Aussi à tous les enseignants de l'université de Bejaia
et le département des mines et géologie.*

BECHYacine

Tables des matières

Liste des tableaux.....	I
Liste des figures	II
Liste d'abréviations.....	III
Liste des symboles.....	IV

Chapitre I : Structure et comportement mécanique d'un massif rocheux

I.1. Introduction	2
I.2. Définition d'un massif rocheux.....	2
I.3. Structure d'un massif rocheux	2
I.3.1. Genèse d'un massif rocheux	3
I.3.2. Matrice rocheuse	3
I.3.2.1. Définition.....	3
I.3.2.2. Description pétrographique de la matrice rocheuse	3
I.3.2.3. Propriétés physiques :.....	4
I.3.2.4. Propriétés mécaniques :.....	7
I.3.3. Description des discontinuités.....	12
I.3.3.1. Définition et types des discontinuités.....	12
I.3.3.2. Paramètres géométriques des discontinuités	15
I.3.3.3. Comportement mécanique des discontinuités	16
I.3.3.4. Organisation des discontinuités en familles directionnelles	17
I.4. Classification des massifs rocheux et dimensionnement des ouvrages souterrains	18
I.4.1. Introduction	18
I.4.2. Historique des méthodes empiriques de dimensionnement.....	18
I.4.3. Méthodes de classification d'un massif rocheux	19
I.4.3.1. Le RMR (Rock Mass Rating System)	19
I.4.3.2. (Rock Tunneling Quality Index, Q)	22
I.4.3.3. Recommandations de l'AFTES	23
I.5. Conclusion	24

Chapitre II : Généralités sur les tunnels

II.1. Introduction.....	25
II.2. Ouvrages souterrains	25
II.2.1. Importance des ouvrages souterrains	25
II.2.2. Définition et classification des tunnels	25
II.3. Conception et réalisation d'un tunnel.....	26
II.3.1. Méthodes de creusement d'un tunnel	27
II.3.1.1. Tunnel dans le rocher	27
II.3.1.2. Tunnel en terrain difficile.....	28
II.3.2 Techniques de creusement	29
II.3.2.1. Creusement en pleine section	29
II.3.2.2. Creusement en demi-section.....	30
II.3.2.3. Creusement en section divisée.....	31
II.3.3. Mouvements de sol lors du creusement d'un tunnel	31
II.3.3.1. Description générale des mouvements de sol.....	32
II.3.3.2. Principaux phénomènes d'instabilité	32
II.3.3.3. Mécanismes de déformation de tunnels	33
II.4. Purge et marinage.....	35
II.5. Soutènement.....	36
II.5.1. Les différents types de soutènement	36
II.6. Revêtement définitif	43
II.6.1. Les différents types de revêtement	43
II.7. Étanchéité et drainage des tunnels	44
II.7.1. Étanchéité	45
II.7.2. Drainage	45
II.7.3. Choix du système d'étanchéité	45
II.7.4. Type de produits d'étanchéité	45
II.8. Méthode de dimensionnement du soutènement.....	46
II.9. Conclusion	48

Tables des matières

Chapitre III : Description général du site

III.1. Introduction	49
III.2. Présentation du projet.....	49
III.3. Description du site	50
III.3.1. Topographie et géomorphologie	50
III.3.2. Climat et météorologie	50
III.3.3. Hydrologie et hydrogéologie.....	51
III.3.4. Géologie régionale.....	52
III.3.5. Tectonique.....	54
III.3.6. Reconnaissance géologique de surface de la région traversée par le tunnel.....	55
III.3.7. Lithologie	58
III.4. Description du tronçon du tunnel étudié	60
III.4.1 Essais géotechniques effectués dans la zone du tunnel	61
III.5. Conclusion	65

Chapitre IV : Classification du tronçon du tunnel étudié

IV.1. Introduction	66
IV.2. Classification de la zone d'étude	66
IV.3. Critères de classification d'AFTES pour le choix d'un soutènement de la zone étudiée	67
IV.4. Etude comparative entre le choix de type de soutènement obtenus par L'AFTES et le RMR	68
IV.5. Recommandation du choix de type de soutènement par logiciel RocSupport	69
IV.5.1.Présentation de RocSupport.....	69
IV.5.2. Analyses réalisées par le programme RocSupport et systèmes de soutènement	69
IV.5.1. Informations tirées à partir de RocSupport.....	71
IV.5.2.Interprétation des résultats	73
IV.6. Exécution des travaux	73
IV.6.1. Excavation	73
IV.6.2. Les éléments utilisés dans le système de soutènement.....	73
IV.7.Conclusion.....	75

Chapitre V : Modélisation avec la méthode des éléments finis (PLAXIS 3 D Tunnel)

V.1. Introduction	76
V.2. Présentation de la procédure de simulation	76
V.2.1. Caractéristiques géométriques du massif	76
V.2.2. Caractéristiques géotechniques du massif	77
V.2.3. Géométrie des sections du tunnel	77
V.2.4. Conditions aux limites	79
V.2.5. Génération du maillage	79
V.2.6. Conditions initiales	80
V.2.7. Exécution de l'excavation du tunnel	82
V.3. Calcul des déformations (déplacement) dus au creusement du tunnel	83
V.4. Etude comparative entre les phases de calcul 1,7 et 21	85
V.6. Conclusion	98
Conclusion générale	99
Référence bibliographique.	
Annexes	

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I. 1 : Perméabilité.....	5
Tableau I. 2 : Classification des discontinuités en fonction d'ID (d'après B.R.G.M- Guide de prospection des matériaux de carrière)	6
Tableau I. 3 : Classification des roches en fonction de leurs V_p^*	6
Tableau I. 4 : Classification des en fonction de la résistance à la compression	8
Tableau I. 5 : Classification des roches en fonction de leur résistance à la traction proposée par l'IRSM.....	8
Tableau I. 6 : Classification du massif selon le RMR ; Bieniawski 1989.....	20
Tableau I. 7 : Classification du rocher en fonction du RQD (d'après D.DEERE 1964).	21
Tableau I. 8 : Classification du massif rocheux selon le NGI, Read et Stacey 2009.....	22

Chapitre III

Tableau III. 1 : Installation du tunnel.	49
Tableau III. 2 : Résultats des sondages.	61
Tableau III. 3 : Paramètres de l'essai d'injection.	62
Tableau III. 4 : Résultats de la prospection géophysique.....	63
Tableau III. 5 : Essai de gonflement.	63
Tableau III. 6 : Caractéristiques de résistance à pression.....	63
Tableau III. 7 : Caractéristiques de résistance au cisaillement.	64
Tableau III. 8 : Paramètres du tronçon étudié.....	64

Chapitre IV

Tableau IV. 1 : Utilisation de la classification AFTES pour le choix d'un soutènement de la zone de schiste légèrement altérée.	67
Tableau IV. 2 : Paramètres du soutènement du tronçon du tunnel.	68
Tableau IV. 3 : Paramètres du Sol.	69
Tableau IV. 4 : Paramètres de tunnel et de soutien.....	69

Chapitre V

Tableau V. 1 : Caractéristiques géotechniques du massif.	77
Tableau V. 2 : Géométrie des sections du tunnel.....	77
Tableau V. 3 : Paramètres du soutènement.	78
Tableau V. 4 : Résultats des déplacements et contraintes dus au creusement du tunnel.	96

Liste des figures

Chapitre I

Figure I. 1 : Structure géométrique d'un massif rocheux.	2
Figure I. 2 : Photographie de lame mince de basalte au microscope polarisant.	4
Figure I. 3 : Essais de traction directe.	8
Figure I. 4 : Cisaillement direct à la boîte de Casagrande.	9
Figure I. 5 : Principe du cisaillement simple.	10
Figure I. 6 : Principe de l'essai Triaxial.	10
Figure I. 7 : Diagramme contrainte-déformation.	11
Figure I. 8 : Joints stratigraphiques.	12
Figure I. 9 : Diaclase.	13
Figure I. 10 : Faille.	13
Figure I. 11 : Pli.	14
Figure I. 12 : Schistosité.	14
Figure I. 13 : Orientation d'un plan de discontinuité.	15
Figure I. 14 : Classification de Z.Bieniawski ; tenue de l'excavation selon la classe de rocher	20
Figure I. 15 : Type de soutènement du RQD et de la portée du tunnel.	21

Chapitre II

Figure II. 1 : Coupe transversale et longitudinale d'un tunnel au voisinage du front de taille.	26
Figure II. 2 : Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif.	27
Figure II. 3 : Machine à attaque ponctuelle.	28
Figure II. 4 : Machine de pré-découpage.	28
Figure II. 5 : Vue générale d'un tunnelier.	29
Figure II. 6 : Creusement en pleine section.	30
Figure II. 7 : Creusement en demi-section.	30
Figure II. 8 : Creusement en section divisée.	31
Figure II. 9 : Déformation due aux forces horizontales asymétriques.	33
Figure II. 10 : Déformation due au manque de pression passive horizontale.	34
Figure II. 11 : Déformation due aux pressions latérales excessives.	34
Figure II. 12 : Déformation due aux pressions verticales excessives.	35
Figure II. 13 : Purge et marinage.	35
Figure II. 14 : Cintres en profilés métalliques HEB ou TH.	37

Liste des figures

Figure II. 15 : Voutes parapluie emboîtées. Figure II. 16 : Enfilage en calotte.....	38
Figure II. 17 : Différents types de boulons d'ancrage.	40
Figure II. 18 : Boulons à ancrage réparti.	41
Figure II. 19 : Boulons à friction.	41
Figure II. 20 : Voussoirs préfabriqués.....	44
Figure II. 21 : Mise en place du dispositif d'étanchéité.....	46
Figure II. 22 : Graphique confinement-convergence.	46
Figure II. 23 : Schéma classique d'un modèle aux réactions hyperstatiques, avec les forces actives et passives.	47

Chapitre III

Figure III. 1 : Plan synoptique de projet.....	49
Figure III. 2 : Topographie et géomorphologie de la zone du tunnel.	50
Figure III. 3 : Bassin hydrographique de l'Algérie Nord et position de la zone d'étude.....	51
Figure III. 4 : Géologie régionale de Soummam.	54
Figure III. 5 : Colluvions limoneuses rouge.	56
Figure III. 6 : Marnes schisteuses altérées.....	56
Figure III. 7 : schistes blanches et marno-calcaire crétacés.	57
Figure III. 8 : Schistes intensément altérées.	57
Figure III. 9 : Argile peu plastique, dure.	58
Figure III. 10 : Marne (faiblement, totalement) altérée.....	59
Figure III. 11 : Schiste altérée.....	59
Figure III. 12 : Schiste intensément altérée en graviers.	60
Figure III. 13 : Coupe longitudinale du tronçon du tunnel étudié (PK41+358 - PK41+420).	60

Chapitre IV

Figure IV. 1 : Coupe longitudinale du tronçon du tunnel étudié (LK41+358 – LK41+420). 66	66
Figure IV. 2 : Courbe d'Interaction de Soutien du Sol.	70
Figure IV. 3 : Section du tunnel.	71
Figure IV. 4 : Plan de soutènement et dimensions de la section du tunnel.	74

Chapitre V

Figure V. 1 : Coupe transversale du massif [Boîte dialogue PLAXIS 3D Tunnel]	76
Figure V. 2 : Coupe de la géométrie de section du tunnel.	78
Figure V. 3 : Génération des conditions aux limites [Boîte de dialogue de PLAXIS 3D Tunnel]	79

Liste des figures

Figure V. 4 : Génération du maillage en 2D.....	80
Figure V. 5 : Génération du maillage en 3D.....	80
Figure V. 6 : conditions hydrauliques [Boite de dialogue PLAXIS 3D Tunnel].....	81
Figure V. 7 : contraintes effectives initiales 2010 KN/m ²	81
Figure V. 8 : Phases de calcul [Boite de dialogue PLAXIS 3D Tunnel].	83
Figure V. 9 : Définition des points pour le plan A. [Boite de dialogue PLAXIS 3D Tunnel].	84
Figure V. 10 : Déplacements totaux ; phase 1.	85
Figure V. 11 : Déplacements totaux ; phase 7.	85
Figure V. 12 : Déplacements totaux ; phase 21.	86
Figure V. 13 : Déplacements horizontaux (U _x) : Phase 1.....	87
Figure V. 14 : Déplacements horizontaux (U _x) : Phase 7.....	87
Figure V. 15 : Déplacements horizontaux (U _x) : Phase 21.....	88
Figure V. 16 : Déplacements horizontaux (U _z) : Phase 1.	89
Figure V. 17 : Déplacements horizontaux (U _z) : Phase 7.	89
Figure V. 18 : Déplacements horizontaux (U _z) : Phase 21.	90
Figure V. 19 : Déplacements verticaux (U _y) : Phase 1.....	91
Figure V. 20 : Déplacements verticaux (U _y) : Phase7.....	91
Figure V. 21 : Déplacements verticaux (U _y) : Phase 21.....	92
Figure V. 22 : Incréments totaux (dU _{tot}), phase 1.....	93
Figure V. 23 : Incréments totaux (dU _{tot}), phase 7.....	93
Figure V. 24 : Incréments totaux (dU _{tot}), phase 21.....	94
Figure V. 25 : Contraintes maximales totales (σ_{tot}), phase 1.	94
Figure V. 26 : Contraintes maximales totales (σ_{tot}), phase 7.	95
Figure V. 27 : Contraintes maximales totales (σ_{tot}), phase 21.....	95
Figure V. 28 : Graphe des déplacements par rapport à des charges (phase 1).	97
Figure V. 29 : Graphe des déplacements par rapport à des charges (phase21).	97

Liste d'abréviation

AFTES : Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain.

D.M.R.A : Direction des Moyens et des Ressources Alluviales.

GSI : Geological Strenght Index.

MEF : Méthode des Eléments Finis

MR : Mssif Rocheux.

NATM ou **NMA** : New Austrian Tunneling Method ou Nouvelle Méthode Autrichienne.**PK** : Piquetage.

RMR: Rock Masss Rating.

RQD: Rock Quality Designation

SIMR : Société Internationale de la Mécanique des Roches.

SRF : Stress Reduction Factor

Mots clés

Blindage : enfilage de plaques métalliques ou de planches en bois entre les cintres de soutènement. Le blindage sert souvent de coffrage perdu lorsqu'il est accompagné d'un remplissage béton, il a également un rôle structurel de maintien.

Bouclier : système de protection et de soutènement d'un tunnelier constitué le plus souvent d'un tube métallique épais à peu près du diamètre de la section excavée.

Calotte : partie supérieure d'un tunnel dans une excavation par demi-sections (section supérieure).

Cintre : profilé métallique normalisé (IPE, HEA, HEB...) cintré selon la géométrie du tunnel et qui sert à soutenir le terrain.

Confinement : application d'une pression sur les parois d'un tunnel, par le biais d'un soutènement principalement, dans le but de limiter les convergences et le déconfinement du terrain.

Convergence : rétrécissement diamétral d'une section de tunnel.

Débouillage : venue d'eau et/ou de matériaux meubles violente et inattendue suite à l'excavation du front de taille.

Déconfinement : réorganisation des contraintes autour du tunnel, de part et d'autre du front de taille. On dit que le terrain est entièrement déconfiné lorsqu'il a atteint son équilibre final.

Décousu : zone de terrain proche du front de taille non soutenue.

Exhaure : évacuation des eaux qui s'infiltreraient naturellement dans le tunnel ou qui sont utilisées pour les besoins du chantier.

Front de taille : zone où l'excavation se réalise, fin provisoire du tunnel en creusement. Souvent le terme désigne la paroi verticale de terrain.

Fontis : cloche formée par l'effondrement des terrains de proche en proche verticalement. Dans le pire des cas les fontis peuvent se propager jusqu'en surface.

Injection : terme générique désignant les techniques de substitution et de comblement des vides dans les terrains par un coulis durcissant. Les injections ont deux utilités : augmenter la résistance et/ou étancher.

Marinage : évacuation des marins issus de l'excavation.

Marins : déblais formés par l'excavation d'un pas d'avancement.

Pas d'avancement : longueur de terrain excavée en une seule phase.

Rameau : galerie reliant deux ouvrages souterrains.

Stross : partie inférieure d'un tunnel dans une excavation par demi-sections (section inférieure).

Mots clés

Tunnelier : machine à pleine section destinée à réaliser des tunnels, pouvant aller du creusement à la pose du revêtement final. On parle aussi de TBM (Tunnel Boring Machine).

Voussoir : écaille de béton armé préfabriquée. Plusieurs voussoirs forment un anneau, et plusieurs anneaux forment le revêtement de certains tunnels.

Liste des symboles

ρ_s : La masse volumique des grains solides	[kg/m ³], [t/m ³]
ρ_d : La masse volumique sèche.	[kg/m ³], [t/m ³]
(w) : La teneur en eau	[%]
k : La perméabilité.	[m/s]
H : Charge hydraulique	[m]
n : La porosité.	[%]
Sr : Le degré de saturation.	[%]
Rc : La résistance à la compression	[MPa]
Rt : La résistance à la compression triaxiale.	[MPa]
σ_t : La résistance à la traction indirecte.	[MPa]
τ : La résistance au cisaillement.	[MPa]
φ : Angle de frottement.	[°]
C : Cohésion.	[MPa]
α : Azimut.	[°]
β : Pendage.	[°]
λ : Fréquence des joints.	[m ⁻¹]
S _j : Espacement des joints.	[m]
Is : Indice de franklin.	[MPa]
E : Module de Young.	[KPa]
Ψ : Dilatance.	[°]
ID : l'indice de discontinuité du massif rocheux.	[%]
j _n : Nombre de famille de discontinuités	/
j _r : Paramètre de rugosité des joints	/
J _a : Degré d'altération des joints	/
j _w : Paramètres de réduction hydraulique	/
De : Dimension équivalente de l'ouvrage	[m]
H _t : Hauteur du tunnel	[m]
B : Largeur du tunnel	[m]
H : Hauteur de la couverture des terrains	[m]
γ : Poids volumique	[KN/m ³]
V _p : Vitesse de propagation primaire	[m/s]
V _s : Vitesse de propagation secondaire	[m/s]
ρ : Résistivité	[Ω m]

Liste des symboles

e_0 : Indice des vides	[%]
P_c : Pression de compression	[KPa]
ν : Coefficient de poisson	/
E_A : Rigidité à la compression	[KN/m]
E_I : Rigidité flexionnelle	[KN. m ² /m]
$E_{A\text{éq}}$: Rigidité à la compression équivalente	[MPa]
Φ : Diamètre	[m]
e : Epaisseur de tube en acier	[m]
H : Hauteur HEB	[m]
L : Longueur	[m]
B : Largeur	[m]
D : Diamètre de forage	[m]
γ_{unsat} : Poids volumique apparent	[KN/m ³]
γ_{sat} : Poids volumique saturé	[KN/m ³]
P : Pression interstitielle maximale	[KN/m ²]
σ_v : Contrainte effective maximale	[KN/m ²]
U_x : Déplacement horizontale	[m]
U_y : Déplacement verticale	[m]
dU_x : Incrément horizontal	/
dU_y : Incrément vertical	/
dU_{tot} : Incrément total	[m]
σ_{tot} : Contrainte totale	[KN/m ²]
F_s : le coefficient de sécurité.	/

Introduction générale

Introduction générale

Le présent travail étudie empiriquement le massif rocheux traversé par le tunnel de Sidi Aich qui assure une liaison autoroutière entre Bejaia et l'autoroute Est-Ouest au niveau d'Ahnif. A partir de là on cherche à justifier l'efficacité du soutènement proposé par les recommandations empiriques avant l'exécution des travaux

L'aspect de notre étude consiste à prévoir les déformations et les déplacements du terrain traversant le tunnel à partir d'une analyse numérique en utilisant un modèle d'éléments finis à l'aide du logiciel Plaxis 3D Tunnel.

Pour atteindre l'objectif visé, notre travail est organisé suivant le plan suivant :

Le premier chapitre, traite la structure et le comportement mécanique d'un massif rocheux, puis les systèmes de classifications de ce dernier tout en se basant sur les recommandations d'AFTES présentées dans l'annexe A.

Le second chapitre présente les aspects généraux de la construction souterraine « tunnel », les différentes techniques et méthodes de creusement, ainsi que leurs conditions d'applications. Ensuite on a cité les différents mouvements des terrains engendrés par le creusement d'un tunnel et les différents types de soutènement et de revêtement ainsi que leurs méthodes de dimensionnement nécessaires pour tout projet de réalisation d'ouvrage souterrain.

Le troisième chapitre est destiné à la description générale de la pénétrante Bejaia- Ahnif et du tunnel de Sidi Aich, ainsi qu'une présentation des travaux de reconnaissances du site.

Le cas d'étude vise à la description du tronçon étudié et les différents résultats d'essais effectués dans ce dernier. On a projeté les recommandations d'AFTES sur notre site d'étude afin de déduire les éléments de soutènement utilisés. Ensuite on a utilisé le logiciel RocSupport présenté dans l'annexe B, pour estimer analytiquement le système de soutènement avec leurs paramètres et dimensions.

On termine par une modélisation du tronçon du tunnel limité par le LK 41+410 m et le LK41+420 m, par le biais du logiciel Plaxis 3D Tunnel pour valider l'efficacité des recommandations précédentes et assurer la stabilité du tunnel.

CHAPITRE 1

Structure et comportement mécanique d'un massif rocheux

I. Structure et comportement mécanique d'un massif rocheux

I.1. Introduction

Le comportement mécanique d'un massif rocheux dépend, d'une part, du matériau rocheux (ou matrice rocheuse) qui le constitue, d'autre part, des discontinuités qui le découpent. La description des différents matériaux rocheux relève de la pétrographie et l'étude de leur comportement mécanique constitue un domaine important de la mécanique des roches.

L'analyse structurale (ou tectonique) d'un massif consiste à décrire les caractéristiques et l'organisation des discontinuités qui le découpent, et à expliquer leur genèse en relation avec l'histoire tectonique du massif. L'eau souterraine contenue dans les discontinuités et dans la matrice influence fortement le comportement mécanique du massif. La connaissance des conditions hydrogéologiques est donc nécessaire à toute étude d'ingénierie des roches.

I.2. Définition d'un massif rocheux

Formés d'une juxtaposition de matériaux hétérogènes, les massifs rocheux sont des structures très complexes. Ils sont assimilés à un assemblage de blocs appelés matrices rocheuses qui sont délimités par des discontinuités constituées de fissures, fractures ou de failles ou encore de limites stratigraphiques [1]

I.3. Structure d'un massif rocheux

Un massif rocheux contient des blocs de roches intactes de tailles variées, et des discontinuités qui coupe le massif sous forme de fractures, joints, failles, plans de stratification [Figure I.1].

Massif rocheux = Matrice rocheuse + Discontinuités



Figure I.1: Structure géométrique d'un massif rocheux.

I. Structure et comportement mécanique d'un massif rocheux

I.3.1. Genèse d'un massif rocheux

Un massif rocheux passe par plusieurs phases durant sa longue histoire géologique à savoir : [2]

- ✓ une phase de formation du matériau (dépôt et consolidation dans le cas d'une roche sédimentaire, cristallisation dans le cas d'une roche magmatique, etc.),
- ✓ une ou plusieurs phases de déformations tectoniques (avec formation de plis et de failles) et de transformations métamorphiques (foliation, recristallisation).
- ✓ enfin une période d'altération météorique pour les parties proches de la surface.

I.3.2. Matrice rocheuse

I.3.2.1. Définition

Une roche est un assemblage de minéraux qui ont acquis des liaisons plus ou moins fortes au cours de leur histoire géologique.

Les géologues distinguent trois grandes catégories de roches en fonction de leur origine :

- les roches magmatiques (ou éruptives) résultent du refroidissement de magmas en fusion.
- les roches sédimentaires se sont déposées dans les mers ou les lacs et sont formées par accumulation de particules détritiques (résultant de la désagrégation des roches par l'érosion) ou biogènes (formées grâce à l'activité d'organismes).
- les roches métamorphiques sont le produit de la transformation à l'état solide d'une roche préexistante, avec modifications structurales et en général apparition de nouveaux minéraux, sous l'influence de la pression et de la température.

La très grande variété des espèces minéralogiques et des roches a conduit les géologues à diverses classifications, faisant appel à de nombreux termes pétrographiques [3].

I.3.2.2. Description pétrographique de la matrice rocheuse

La description pétrographique consiste à déterminer la nature des différents minéraux, leur abondance relative, leur degré d'altération, leur taille et leur agencement, ainsi que l'existence éventuelle de pores.

La figure 2 présente un exemple de roche observée en lame mince au microscope optique.

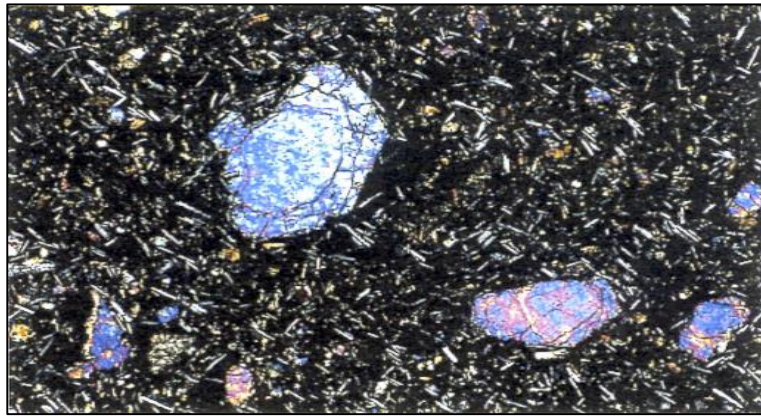


Figure I. 2 : Photographie de lame mince de basalte (LPA) [3].

I.3.2.3. Propriétés physiques :

a) La porosité (P) :

La porosité traduit la faculté d'une roche à stocker un fluide (air, eau) dans ses interstices, également appelés pores. Elle ne dépend pas essentiellement de la taille des grains mais surtout de leur agencement. C'est le rapport du volume des vides (V_v) de la roche au volume total (V_t). La détermination de la porosité se donne par la formule suivante : [4]

$$P = \frac{V_v}{V_t} \times 100 \quad (I.1)$$

La porosité varie de quelque % à plus de 40 % dans les roches sédimentaires, elle est plus faible, dans les roches magmatiques, souvent inférieure à 1 %.

Les essais géotechniques au laboratoire militaire de Canada ont porté une classification des roches selon leur porosité comme suivant :

- Roches de faible porosité : $0 < p < 5 \%$.
- Roches de porosité moyenne : $5 < p < 10 \%$.
- Roches de porosité élevée : $10 < p < 20 \%$.
- Roches de grande porosité : $p > 20 \%$. [5]

b) La masse volumique :

C'est la masse de l'unité de volume de la roche, y compris les vides éventuels. Elle s'exprime en (g/cm^3), ou (Kg/m^3) [4].

$$\rho = \frac{M}{V} \quad (I.2)$$

I. Structure et comportement mécanique d'un massif rocheux

- c) **La teneur en eau (w)** : C'est le rapport de la masse d'eau M_w , à la masse du solide sec M_s [3].

$$W = \frac{M_w}{M_s} = \frac{M_t - M_s}{M_s} \quad (I.3)$$

Où :

M_w : la masse d'eau ; (g)

M_t : la masse totale de l'échantillon ; (g)

M_s : la masse sèche des grains solides ; (g)

- d) **Le degré de saturation (Sr)** : C'est le rapport du volume de l'eau contenue dans l'échantillon au volume des vides [4].

$$Sr = \frac{V_w}{V_v} \times 100\% \quad (I.4)$$

V_w : volume de l'eau dans l'échantillon ; cm^3

V_v : volume des vides ; cm^3

- e) **Densité (NF P 94-252)** : C'est le rapport de la masse volumique à la masse d'un égal volume d'eau. C'est un nombre sans dimension.
- f) **Perméabilité (NF P 94-252)** : c'est la vitesse de percolation de l'eau à travers un massif d'une épaisseur de 1 m. Caractérisé par le coefficient de perméabilité K [m/s].

Tableau I. 1 : Perméabilité.

$K=10^{-2}$ m/s	Matériau très perméable : cas des graviers
$K=10^{-13}$ m/s	Matériau très imperméable : cas d'argiles

- g) **Le degré de fissuration des roches** : La présence des fissures a une importance considérable (à l'échelle du joint de grains). L'indice de fissuration est égal à la distance moyenne entre les fissures

$$ID = \frac{L}{n} \quad (I.5)$$

L : longueur de la partie étudiée massif (en m).

n : nombre de fissures sur la partie mesurée.

I. Structure et comportement mécanique d'un massif rocheux

Tableau I. 2 : Classification des discontinuités en fonction d'ID [6].

Classe	Intervalle moyen entre discontinuités ID (cm)	Densité des discontinuités
ID1	> 200	Très faible
ID2	600-200	Faible
ID3	20-60	Moyenne
ID4	6-20	Forte
ID5	< 6	Très forte

h) L'indice de continuité I_C :

C'est le rapport de la vitesse des ondes V_P mesurée dans l'échantillon à la vitesse des ondes V_p^* calculée à partir de la composition minéralogique.

Où :

V_p^* : est la moyenne arithmétique pondérée des vitesses des ondes V_i , de chaque minéral constitutif de la roche, les coefficients de pondération étant les teneurs C_i , de la roche en chaque minéral. [7]

$$IC(\%) = \frac{V_p}{V_P^*} \times 100 \quad (I.6)$$

$$\text{Avec :} \quad V_p^* = \sum C_i \times V_i$$

Tableau I. 3 : Valeurs de V_p^* pour différents types de roches [14]

Type de roche	$V_p^*(m/s)$
Granites et rhyolites	6000
Diorites	6500
Gneiss	6000
Amphibolites	6500
Calcaires	6500
Roches siliceuses	6000

I. Structure et comportement mécanique d'un massif rocheux

i) Transmissivité (T)

Paramètre régissant le débit d'eau qui s'écoule par unité de largeur de la zone saturée d'un aquifère continu (mesurée selon une direction orthogonale à celle de l'écoulement) et par unité de gradient hydraulique. Elle représente la capacité d'un aquifère à mobiliser l'eau qu'il contient, et se détermine lors de pompages d'essai En (m^2/s). [13]

j) Charge hydraulique (H)

Définie comme la somme des énergies potentielles de pression et de gravité, rapportée à l'unité de poids de liquide :

Avec $H = h + z$

H : charge hydraulique [m], (la pression exprimée en hauteur d'eau équivalente, soit la pression exercée par une colonne d'eau verticale de même hauteur) ;

h : charge de pression [m], (la pression effective de l'eau du sol, en hauteur d'eau, par rapport à la pression atmosphérique) ;

z : charge de gravité [m], (la hauteur de l'eau au-dessus du plan de référence). [13]

a) L'altérabilité

On appelle altérabilité la sensibilité d'une roche aux modifications du milieu environnant. L'altération physico-chimique traduit la capacité de gonflement, de délitage ou de dissolution d'une roche. [12]

I.3.2.4. Propriétés mécaniques :

Elles se déterminent par des essais en laboratoire.

a) La résistance à la compression (σ_c) (NF P 94-077) :

On appelle résistance à la compression (notée σ_c) la contrainte maximale supportée par l'échantillon avant la rupture lors d'un essai de compression. Elle est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_c = \frac{F}{S} \quad ; \text{ (MPa)} \quad (I.7)$$

F : effort (charge) maximale atteinte (juste avant la rupture) ;

S : section ou surface sur laquelle on applique l'effort F ;

σ_c : la résistance à la compression.

I. Structure et comportement mécanique d'un massif rocheux

Tableau I. 4 : Classification des roches en fonction de la résistance à la compression. [8]

roche	Faiblement résistantes	moyennes	résistantes	Très résistantes
σ_c (MPa)	20	40	60	> 100

b) La résistance à la traction (NF P 94-074) :

En soumettant une éprouvette cylindrique à une traction uniaxiale, la résistance à la traction simple (R_t) est égale à la contrainte limite de traction qui produit la décohésion des échantillons des roches massives [Figure I. 3].

$$R_t = \frac{P_{\max}}{A_0} \quad ; \text{MPa} \quad (\text{I. 8})$$

P_{\max} : valeur finale atteinte par l'effort appliqué.

A_0 : surface transversale

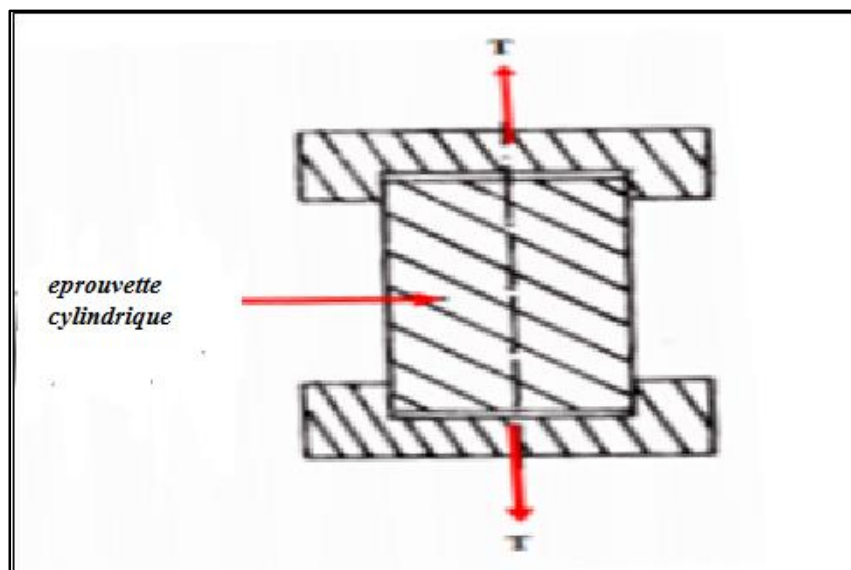


Figure I. 3 : Essais de traction directe.

Tableau I. 5 : Classification des roches en fonction de leur résistance à la traction proposée par l'SIMR [8].

Roches	Faiblement résistantes	moyennes	résistantes	Très résistantes
σ_t (MPa)	0.40	1.50	4.00	> 20

I. Structure et comportement mécanique d'un massif rocheux

c) La résistance au cisaillement (NF P 94-071) :

La résistance au cisaillement d'un sol est la résistance interne par unité de surface qu'un sol peut offrir pour résister à une rupture ou à un cisaillement le long d'un plan. Elle représente la contrainte tangentielle limite avant la rupture dans un essai de cisaillement [8].

On distingue :

• Cisaillement direct :

En mécanique des sols, les premiers types d'essai sont historiquement les essais de cisaillement direct (Coulomb en 1776). L'appareillage nécessaire pour effectuer cet essai est la boîte de Casagrande. Le principe consiste à cisailer une éprouvette suivant un plan déterminé à l'avance en exerçant un effort normal constant et un effort tangentiel croissant. Les contraintes appliquées sont totales au départ.

Ensuite, l'éprouvette est progressivement cisailée. La boîte de Casagrande comprend deux boîtes qui viennent coiffer l'éprouvette à tester en laissant libre une zone centrale de faible épaisseur. [21] [voir Figure I. 4].

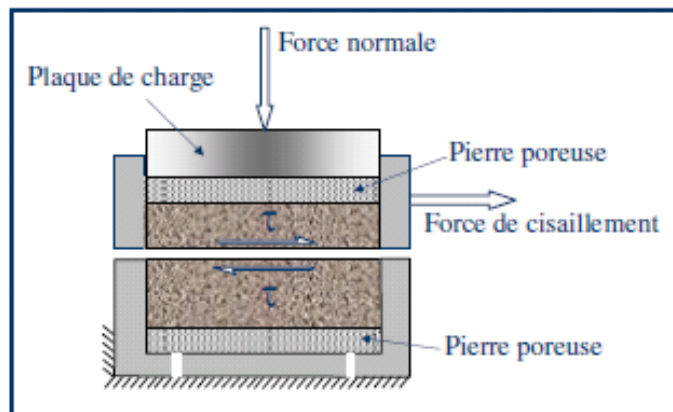


Figure I. 4 : Cisaillement direct à la boîte de Casagrande. [21]

• Cisaillement simple :

La résistance au cisaillement est définie par la relation suivante :

$$\tau = \frac{P_{\max}}{S} ; \text{MPa}$$

Avec :

P_{\max} : effort tangentielle entraînant la rupture ; (N)

S : Surface sur laquelle on applique l'effort P ; (m^2)

τ : La résistance au cisaillement ; MPa

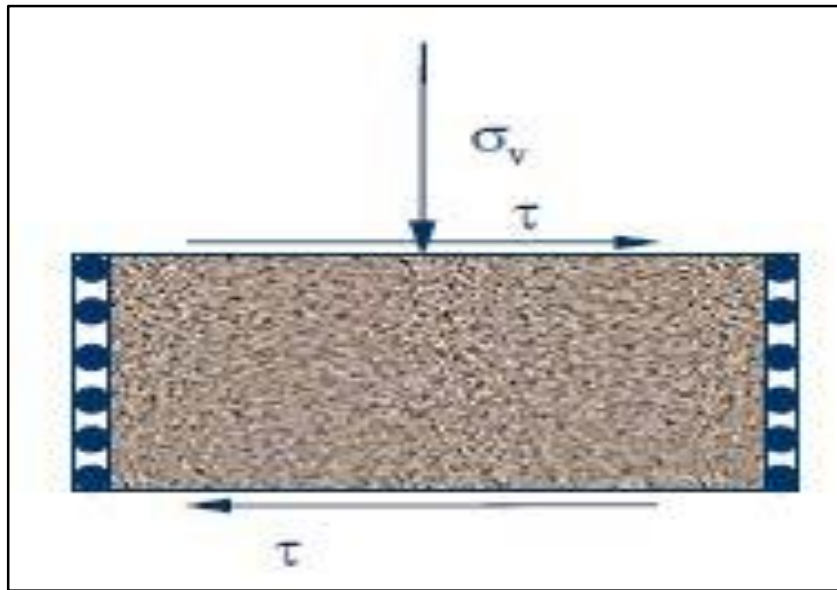


Figure I. 5 : Principe du cisaillement simple. [21]

- **Cisaillement triaxial :**

L'essai triaxial est un test standard de laboratoire en mécanique des sols. L'appareil triaxial classique permettant d'effectuer cet essai a été conçu initialement par Bishop & Henkel. Cet essai triaxial permet de contrôler les contraintes principales [22] , [Figure I.6].

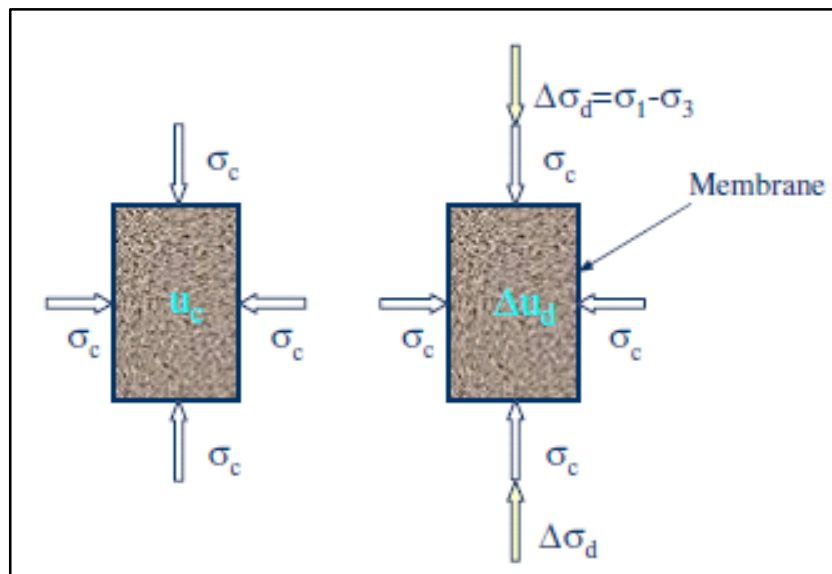


Figure I. 6: Principe de l'essai Triaxial. [22]

I. Structure et comportement mécanique d'un massif rocheux

d) Module de Young :

Le module de Young est la contrainte mécanique qui engendrerait un allongement de 100 % de la longueur initiale d'un matériau. [9].

La loi d'élasticité est la loi de Hooke : $\sigma = E \times \varepsilon$ (I.9)

Où :

σ : la contrainte (en unité de pression).

E : le module de Young (en unité de pression).

ε : l'allongement relatif, ou déformation (adimensionnel).

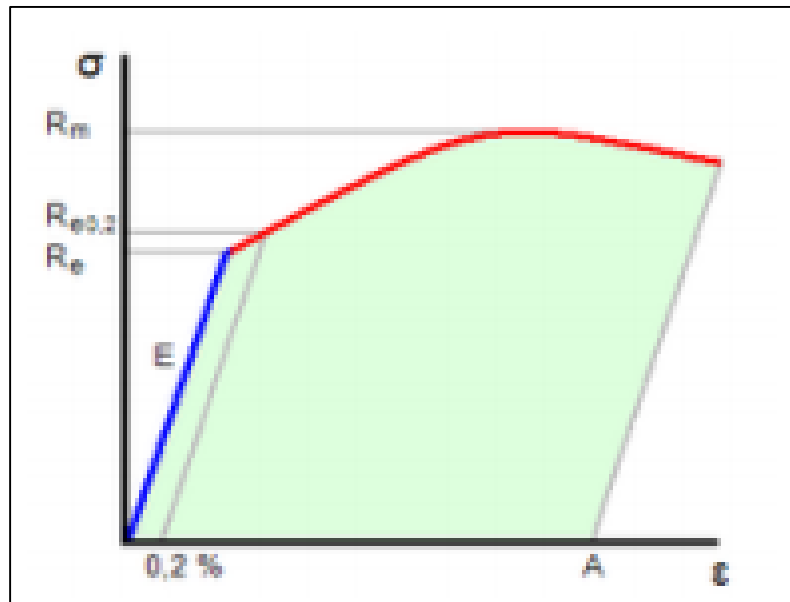


Figure I. 7 : Diagramme contrainte-déformation. [9].

La cohésion et l'angle de frottement interne d'un échantillon sont en fonction des résistances à la compression et à la traction. [10]

La cohésion d'un échantillon est donnée par la relation suivante [10] :

$$C_{ech} = \frac{R_c \cdot R_t}{2\sqrt{R_c \cdot R_t - 3R_t^2}} \quad (I.10)$$

L'angle de frottement interne est donné par la relation [10] :

$$\Phi_{ech} = \arcsin\left(\frac{R_c - 4R_t}{R_c - 2R_t}\right) \quad (I.11)$$

I.3.3. Description des discontinuités

L'étude des discontinuités dans un massif rocheux nécessite une analyse statistique, pour pouvoir différencier toutes les familles de discontinuités qui affectent le massif. Chaque famille est alors analysée à part pour déterminer la distribution de ces différents paramètres géométriques.

En plus de l'analyse géométrique, une étude mécanique est entreprise afin de dégager la nature du comportement et les caractéristiques mécaniques des différentes discontinuités, ou familles de discontinuités du massif.

I.3.3.1. Définition et types de discontinuités

On définit une discontinuité dans un massif rocheux par une surface qui interrompe la continuité physique du milieu sain. Les discontinuités peuvent être de divers types. Généralement on distingue :

- **Les joints stratigraphiques** : Ce sont des surfaces généralement planes, de très grande extension, qui séparent deux bancs de même nature ou de nature différente. [1] voir [Figure I.8].



Figure I. 8 : Joints stratigraphiques.

- **Les diaclases** : elles sont souvent perpendiculaires ou obliques aux joints de stratifications ou à la schistosité. Elles ne présentent pas de trace de mouvement et elles ont une extension limitée. [1], voir [Figure I. 9].



Figure I. 9 : Diaclase. [1]

- **Les fentes ou fractures d'extension** : elles sont 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.
- **Les failles** : elles résultent de la rupture d'une zone du massif qui a subi un grand effort de cisaillement. Elles représentent ainsi des discontinuités séparant deux grandes entités du massif. Elles sont caractérisées par une grande extension et un remplissage de matériau broyé et altéré, parfois des recristallisations. [11]

Voir [Figure I. 10].



Figure I. 10 : Faille. [11]

- **Les plis** : Le pli est le résultat de la flexion d'une strate rocheuse sous l'effet d'une force tectonique ou d'un mouvement. Les plis ne sont généralement pas considérés comme éléments du massif rocheux. Ils sont souvent associés à un haut degré de fracturation et à des roches relativement faibles et tendres. [2]. Voir [Figure I. 11].



Figure I. 11 : Pli. [2]

On distingue aussi toutes les petites fractures qui accompagnent la formation des discontinuités citées ci-dessus et qui sont groupées d'une manière complexe avec des extensions et orientation variées.

- **Fracture** : terme général désignant toute cassure dans la roche
- **Fissure** : discontinuité ne traversant pas complètement l'objet considéré Bande de cisaillement,
- **couloir de fracturation** : zone fracturée résultant d'un mouvement de cisaillement entre deux compartiments plus compacts (peut être considérée comme une faille à une échelle plus grande).
- **Schistosité** : feuilletage plus ou moins serré, acquis sous l'influence de contraintes tectoniques (exemple : l'ardoise).voir [Figure I. 12].



Figure I. 12 : Schistosité. [2]

I. Structure et comportement mécanique d'un massif rocheux

- **Foliation** : différenciation pétrographique entre des lits formant ainsi des feuillets généralement soudés les uns aux autres, mais pouvant engendrer des fractures (Exemple : gneiss à lits quartzo-feldspathiques et lits micacés) [7].

I.3.3.2. Paramètres géométriques des discontinuités

Pour mener une étude du système de fracturation d'un massif rocheux, des levés systématiques des discontinuités sont à réaliser, sur des stations d'observation, suivant des lignes de mesure recouvrant le plus possible la zone d'étude pour avoir une bonne représentativité de toutes les discontinuités affectant le massif.

Toutes les discontinuités rencontrées sont relevées afin de mesurer la variabilité de chacun de leurs paramètres. [11]

On définit pour une discontinuité ou une famille de discontinuités les paramètres géométriques suivants :

- ✓ **Orientation** : La position du plan de discontinuité est décrite par son orientation dans l'espace muni d'un repère ayant un axe parallèle au Nord magnétique (fig. I.13).

L'orientation 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.

On représente aussi une discontinuité par :

- le vecteur pendage : qui matérialise la ligne de plus grande pente du plan de discontinuité. Il est défini par l'azimut de sa trace sur le plan horizontal et son pendage.
- le vecteur perpendiculaire au plan de discontinuité. [11]

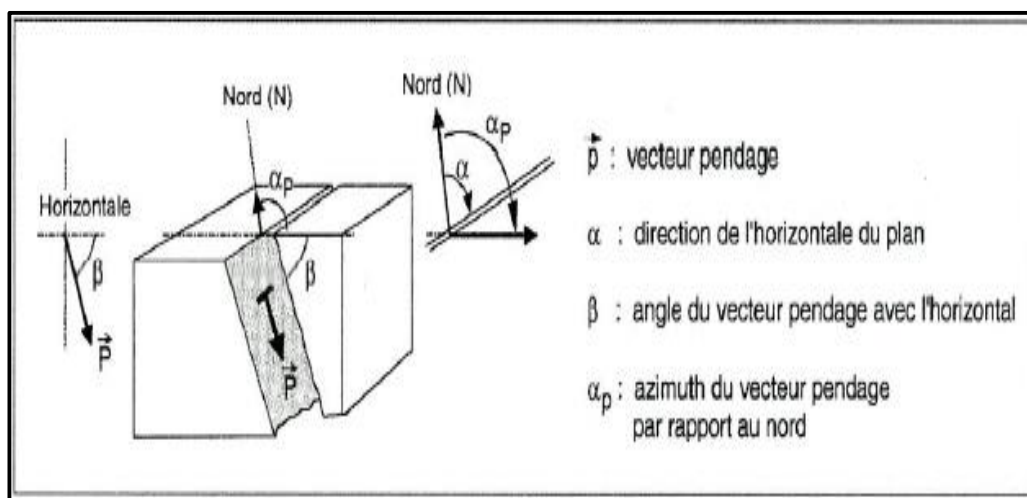


Figure I. 13 : Orientation d'un plan de discontinuité [7].

I. Structure et comportement mécanique d'un massif rocheux

✓ **Extension** : L'extension caractérise la dimension de la discontinuité dans l'espace. Ce paramètre est difficile à évaluer car sur le terrain on n'observe pas la totalité de la discontinuité mais uniquement sa trace sur un parement.

L'extension peut être estimée à partir de la distribution de la longueur de trace de la discontinuité (Warburton 1980). [11]

✓ **Espacement et densité** : L'espacement représente la distance moyenne séparant deux discontinuités d'une même famille. La densité définit le nombre de discontinuités, d'une même famille, par unité de volume ou de surface ou de longueur.

Ces paramètres sont liés et souvent, la densité est estimée à partir de l'espacement puisque ce dernier est facile à mesurer en pratique.

Ces paramètres sont essentiels car ils donnent une idée de la fracturation moyenne du massif et de la blocométrie in-situ du massif. [11]

✓ **Ouverture** : C'est la distance qui sépare les deux lèvres d'une discontinuité. Elle est très difficile à évaluer à cause du remplissage de la discontinuité et de sa rugosité.

Elle est déterminante pour l'écoulement et le comportement mécanique des fissures. [11].

✓ **Rugosité** : La rugosité représente le taux d'ondulation de la surface de contact du joint. Elle est difficile à quantifier et elle est fonction de l'échelle d'analyse. En mécanique des roches la rugosité est souvent représentée par le coefficient de rugosité du joint JRC (Joint Roughness Coefficient). [11]

I.3.3.3. Comportement mécanique des discontinuités

Le comportement mécanique des discontinuités peut s'analyser en soumettant une éprouvette incluant une discontinuité soit à un essai de cisaillement soit à un essai de compression simple.

a) **Action normale** : sous un effort de compression, une discontinuité a tendance à se refermer : on observe que sa raideur augmente avec la contrainte. Un déchargement laisse apparaître, en général, un déplacement résiduel. La résistance en traction d'une discontinuité doit être considérée comme quasi nulle. [20]

b) **Action tangentielle** : Le cisaillement d'une discontinuité sous contrainte normale constante, tel que pratiqué dans une boîte de cisaillement, permet de définir les caractéristiques de résistance de pic : cohésion et frottement. Un angle de frottement résiduel peut aussi être défini. Par ailleurs, le cisaillement s'accompagne d'une ouverture de la discontinuité, appelée dilatance. [20]

I. Structure et comportement mécanique d'un massif rocheux

c) **Dilatance** : La dilatance représente la variation de la déformation normale qui accompagne la déformation tangentielle. Elle est due aux glissements des aspérités du joint les unes sur les autres. Elle est souvent exprimée par l'angle de dilatance ψ dont la valeur maximale est obtenue quand la résistance de pic est mobilisée. [11].

I.3.3.4. Organisation des discontinuités en familles directionnelles

Les discontinuités d'un massif rocheux sont liées aux phénomènes intervenant lors de sa formation et aux états de contrainte qu'il a subis au cours de son histoire géologique. Il est donc normal qu'elles ne soient pas orientées de manière aléatoire, mais qu'elles s'organisent en familles de même orientation et de mêmes caractéristiques

a) Densité de fractures du massif

L'indice ID (intervalle entre discontinuités) est la moyenne des intervalles découpés par les discontinuités successives le long d'une ligne de mesure (axe d'un forage ou ligne de mesure sur affleurement). Il est nécessaire de réaliser des mesures dans plusieurs directions, choisies en fonction des directions des discontinuités. L'inverse d'ID est une densité linéique de fractures appelée aussi fréquence. [7].

b) Fréquence d'une famille de discontinuités

La fréquence moyenne d'une famille de discontinuités est le nombre de discontinuités recoupées par une ligne de mesure perpendiculaire au plan moyen de la famille, divisé par la longueur de cette ligne ($\lambda=N/L$).

L'espacement moyen « Es » est la moyenne des intervalles découpés par les discontinuités le long de cette ligne. C'est l'inverse de la fréquence. Une famille comportant un petit nombre de joints de grande extension peut avoir la même fréquence qu'une autre comportant un grand nombre de joints de faible extension. Pour mieux décrire la géométrie d'une famille de fractures, la détermination de la fréquence doit être complétée par la connaissance des extensions. [7]

c) Extensions d'une famille de discontinuités

Si toutes les discontinuités sont entièrement visibles sur un affleurement, leur extension moyenne peut se calculer directement.

Si certaines discontinuités sont visibles partiellement (une seule extrémité visible) mais qu'aucune ne traverse entièrement l'affleurement, on peut calculer l'extension moyenne à partir d'un nombre de discontinuités équivalent n , donné par la formule suivante :

I. Structure et comportement mécanique d'un massif rocheux

$$n = (n_0 + n_1)/2$$

n_0 et n_1 étant respectivement les nombres de discontinuités dont 2 extrémités et une extrémité sont visibles. La longueur de trace moyenne s'obtient alors en divisant la longueur totale des discontinuités observées sur l'affleurement par le nombre n . [7]

I.4. Classification des massifs rocheux et dimensionnement des ouvrages souterrains

I.4.1. Introduction

Au stade des études préliminaires, on dimensionne fréquemment les ouvrages souterrains à partir des classifications des massifs rocheux ; ces méthodes sont en effet rapides d'emploi.

Il existe de nombreuses méthodes de classification se basant sur différents paramètres géotechniques. C'est le choix de ces paramètres et la façon de les utiliser pour le dimensionnement de l'ouvrage qui font la différence d'une méthode à l'autre.

I.4.2. Historique des méthodes empiriques de dimensionnement

Les premières méthodes de dimensionnement des tunnels considéraient que le soutènement ou le revêtement définitif devait supporter le poids d'un volume de terrain décomprimé situé à l'intérieur d'une zone en forme de cloche. Les dimensions de cette Cloche étaient déterminées par des formules empiriques basées sur l'expérience acquise. Le soutènement ou le revêtement était ensuite calculé généralement par la méthode des réactions hyperstatiques.

Ces méthodes sont quelque peu dépassées actuellement car les techniques d'exécution ont beaucoup diminué les effets de décompression. De plus à grande profondeur les effets de décompression élastiques prédominent et ce type de méthode n'est pas applicable. [14]

I. Structure et comportement mécanique d'un massif rocheux

I.4.3.Méthodes de classification d'un massif rocheux

Les méthodes actuellement les plus utilisées sont :

- la classification de Z. BIENIAWSKI (RMR) ;
- la classification de N. BARTON ;

Aucune méthode ne peut garantir les recommandations de soutènement auxquelles elle aboutit. Aussi doivent-elles être utilisées avec prudence, l'idéal étant d'appliquer simultanément plusieurs méthodes et d'en confronter les résultats.

I.4.3.1. Le RMR (Rock Mass Rating System)

Le RMR (Rock Mass Rating System) a été développé par Bieniawski dans les années 1973. Le système initial a reçu de nombreuses modifications et extensions depuis 1989. Ce système repose sur l'attribution d'une note à 6 paramètres :

1. La résistance à la compression simple de la roche saine (A_1) ;
2. L'indice RQD du massif rocheux (A_2) ;
3. L'espacement moyen des discontinuités (A_3) ;
4. L'état général des discontinuités (ouverture, persistance, rugosité...) (A_4) ;
5. Les conditions hydrogéologiques du massif rocheux (A_5) ;
6. L'orientation des discontinuités par rapport aux directions représentatives du problème traité (A_6).

Les notes (A_1), (A_2) et (A_5) correspondant aux paramètres 1, 2 et 5 sont établies pour l'ensemble du massif rocheux, alors que (A_3), (A_4) et (A_6) sont évaluées pour chaque famille de discontinuités. [15]

A partir de ces 6 notes, 3 Indices RMR peuvent être calculés :

$$RMR_{\text{sec}} = (A_1) + (A_2) + (A_3) + (A_4)$$

$$RMR_{\text{base}} = RMR_{\text{sec}} + (A_5)$$

$$RMR_{\text{modifié}} = RMR_{\text{base}} + (A_6)$$

La somme de ces notes attribue une valeur comprise entre 0 et 100 au massif. Cette valeur utilise à plus de 70% la fracturation et elle accorde 15% d'influence aux propriétés de la matrice rocheuse et 15% à la présence d'eau. [16]

Après addition des notes obtenues pour les cinq paramètres principaux, et ajustement pour tenir compte de l'orientation de la fracturation, on utilise le tableau I.6 pour connaître :

1. la classe du rocher (de très bon à très médiocre).
2. le temps pendant lequel une excavation est stable sans soutènement. On peut également utiliser la figure I.14.

I. Structure et comportement mécanique d'un massif rocheux

3. La cohésion du massif.
4. L'angle de frottement interne du massif.

Tableau I. 6 : Classification du massif selon le RMR ; Bieniawski 1989. [15]

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

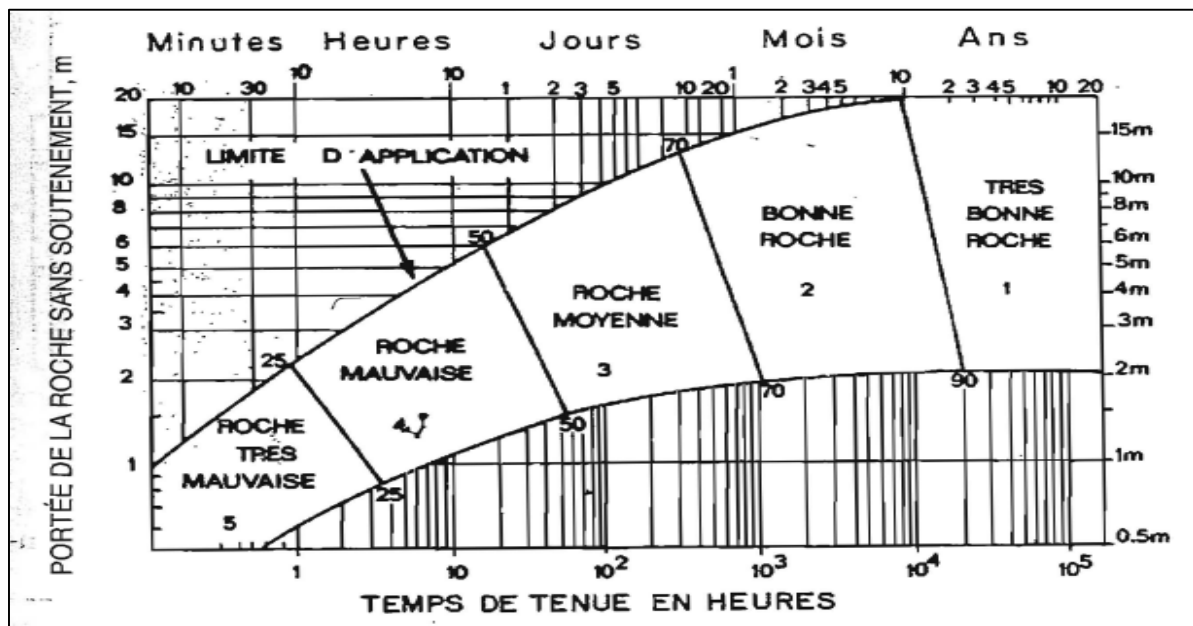


Figure I. 14 : Classification de Z. Bieniawski ; tenue de l'excavation selon la classe de rocher. [15]

I. Structure et comportement mécanique d'un massif rocheux

➤ Indice de qualité de la roche (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 [Tableau I. 7].

$$RQD = \frac{100 * \text{longueur totale des morceaux} > 10\text{cm}}{\text{longueur de la passe de carottage}}$$

Tableau I. 7 : Classification du rocher en fonction du RQD (d'après D.DEERE 1964).

R.Q.D.	Qualité de la roche
0 - 25	Très médiocre
25 - 50	Médiocre
50 - 75	Moyen
75 - 90	Bon
90 - 100	Excellent

D. DEERE (1964, et al, 1966, 1970) et d'autres comme A. MERRITT (1968) basaient leur méthode de classification des ouvrages souterrains principalement sur ce paramètre (Figure I.15).

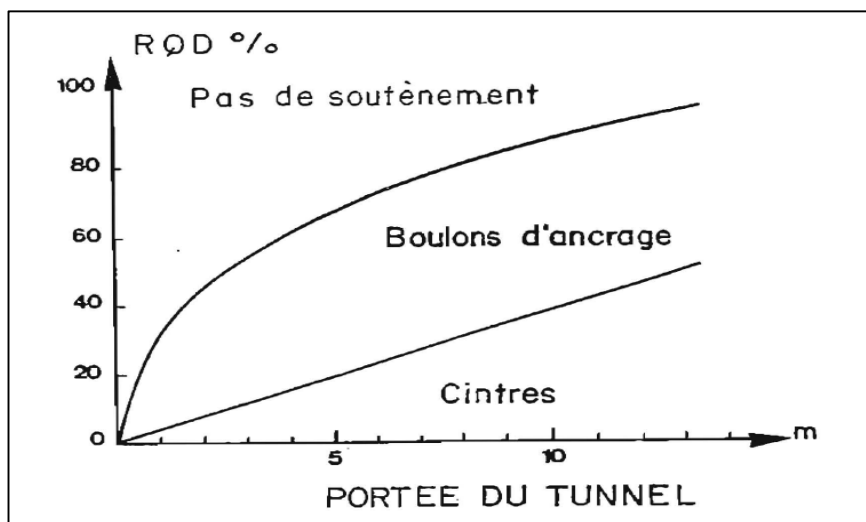


Figure I. 15 : Type de soutènement du RQD et de la portée du tunnel.

I. Structure et comportement mécanique d'un massif rocheux

I.4.3.2. Rock Tunneling Quality Index, Q

Sur la base d'une évaluation d'un grand nombre de cas d'excavation, Barton et al (1974) de l'Institut de Géotechnique de Norvège a proposé le Tunneling Quality Index (Q) pour déterminer les caractéristiques des massifs et le soutènement nécessaire des tunnels. La valeur numérique de l'index Q varie suivant l'échelle logarithmique de 0.001 à un maximum de 1000 et calculé à partir de six paramètres géotechniques combinés de la façon suivante :

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

RQD : « Rock Quality Designation », caractérise la qualité de la roche.

J_n : représente le nombre de familles de discontinuités : (5 ≤ J_n ≤ 20) ;

J_r : représente la rugosité des joints les plus faibles (1 ≤ J_r ≤ 4) ;

J_a : représente le degré d'altération des joints (des caractéristiques du matériau de remplissage) ; (0,75 ≤ J_a ≤ 20) ;

J_w : représente les conditions hydrogéologiques (0,05 ≤ J_w ≤ 1) ;

SRF : (Stress Reduction Factor) représente l'état de contraintes dans le massif (0,5 ≤ SRF ≤ 20). [14]

Pour déterminer les valeurs de Q. Barton et al (1974) explique ce qui suit :

- Le premier quotient (RQD/ J_n) caractérise la taille des blocs.
- Le second quotient ($\frac{J_r}{J_a}$) caractérise la résistance au cisaillement entre blocs
- Le troisième quotient ($\frac{J_w}{SRF}$) représente les contraintes actives.

Tableau I. 8 : Classification du massif rocheux selon le NGI, Read et Stacey 2009. [17]

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

I.4.3.3. Recommandations de l'AFTES

L'AFTES a établi en 1978 un texte de recommandations pour la description des massifs rocheux en s'inspirant des définitions proposées par la SIMR. Ainsi qu'un texte de recommandations portant sur « le choix d'un type de soutènement en galerie » à partir de la description du massif rocheux (1974, 1982).

Pour chaque critère de classification et pour tous les types de soutènement un tableau indique en fonction de la valeur du paramètre qui caractérise le critère en question, si le soutènement considéré est particulièrement recommandé, possible, mal adapté ou en principe impossible (voir l'annexe A).

En général, les campagnes de reconnaissances démarrent au début de l'étude d'avant-projet sommaire pour se terminer au début de l'étude d'avant-projet détaillé. Cela permet d'utiliser les premiers résultats des levés de terrain, de la géophysique, des sondages et éventuellement des galeries de reconnaissances pour arrêter les options essentielles du projet lors des études d'avant-projet sommaire.[14]

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.

I.5. Conclusion

Les massifs rocheux sont traversés par des discontinuités telles que les failles, fractures et joints qui affectent fortement leur stabilité et plus généralement leur comportement mécanique. C'est à cet objectif, en particulier, qu'une reconnaissance d'un massif rocheux est nécessaire. Pour cela de nombreuses essais ont été effectuées sur site et au laboratoire afin d'obtenir les propriétés physiques, mécaniques et géométriques de la roche constituant le massif rocheux. Il existe plusieurs méthodes de classification d'un massif rocheux qui se basent sur les paramètres précédentes qui orientent le choix du type de soutènement. Il est possible d'adopter plusieurs méthodes dans le même projet, si les conditions du terrain l'exigent.

CHAPITRE 2

Généralités sur les tunnels

II.1. Introduction

Les ouvrages souterrains regroupent un grand nombre d'ouvrages comme des puits et des galeries pour l'exploitation minière et pétrolière, des conduites, des canalisations et des collecteurs d'assainissement, des parkings, des réservoirs souterrains, des usines et des gares souterraines, des tunnels autoroutiers et ferroviaires, des galeries de métro etc. Ces ouvrages souterrains présentent la particularité d'être entièrement construits dans un massif de sol ou de roche.

II.2. Ouvrages souterrains

II.2.1. Importance des ouvrages souterrains

Les ouvrages souterrains constituent la solution la mieux adaptée à la création de nouvelles infrastructures en zone urbaine et au franchissement des zones montagneuses. En zone urbaine, le sous-sol devient une alternative quasi incontournable aux problèmes d'occupation et d'encombrement de surface.

La réalisation des travaux en souterrain permet de s'affranchir des obstacles, d'utiliser au maximum l'espace souterrain quasi illimité et de libérer la surface au sol. [23]

II.2.2. Définition et classification des tunnels

Un tunnel est un ouvrage d'art souterrain livrant passage à une voie de communication (chemin de fer, route, chemin piétonnier). Sont apparentés aux tunnels par leur mode de construction les grands ouvrages hydrauliques souterrains, tels que les aqueducs, collecteurs et émissaires destinés soit à l'amenée, soit à l'évacuation des eaux des grands centres et certaines conduites établies en liaison avec les barrages et usines hydro-électriques. [23]

La classification globale des tunnels selon quatre critères. Selon le positionnement du tunnel par rapport à la surface du terrain, le fonctionnement de l'ouvrage, la forme de la section, la topographie adjacent et selon les emplacements dont le tunnel relie. [25]

Si l'on se réfère à leur forme, on peut trouver 3 formes :

- La forme circulaire.
- La forme fer à cheval. (Tunnel voûté)
- La forme elliptique.

Sur la section d'un tunnel voûté (figure II.1), on distingue les éléments suivants :

- Calotte : Partie supérieure et centrale de la voûte ;
- Clé (de voûte) : Section de la voûte située dans son plan de symétrie ;
- Piédroits : Parties verticales de la section transversale du tunnel, elles sont comprises entre la voûte et le sol de fondation de l'ouvrage. Par extension, parties latérales de la section transversale d'un tunnel.
- Radier : Partie inférieure du tunnel qui est située entre les deux piédroits. Le radier peut être laissé brut ou être constitué par une dalle ou un arc en béton.
- Rein : Partie de la voûte, elle est comprise entre la calotte et les piédroits.

La figure II.1 présente les termes couramment associés à l'excavation d'un puits ou d'un tunnel. Le terrain se déforme à deux endroits : au front de taille on parle d'extrusion et en parois on parle de convergence. [24]

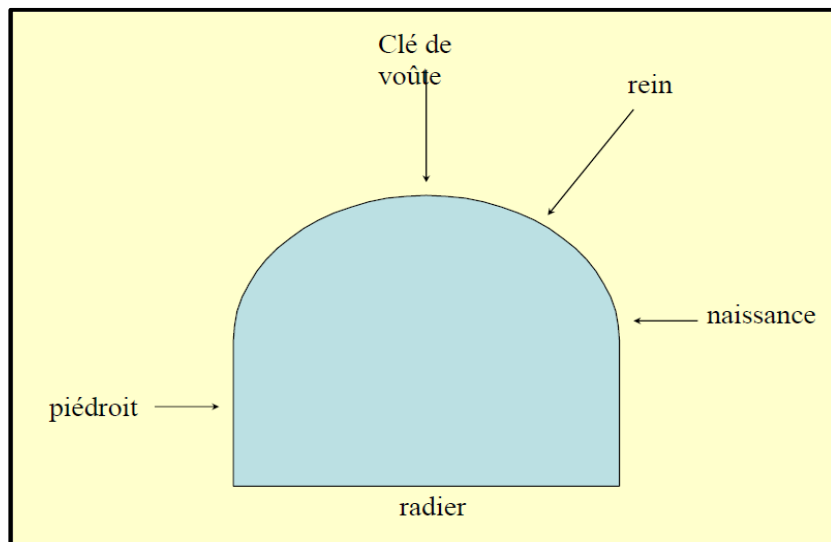


Figure II. 1 : Coupe transversale et longitudinale d'un tunnel au voisinage du front de taille.

II.3. Conception et réalisation d'un tunnel

Les tunnels peuvent être creusés dans différents types de matériaux, depuis l'agile jusqu'aux roches les plus dures, et les techniques d'excavation dépendent de la nature du terrain. Quelques notions de base sont nécessaires avant de parler à proprement dit des techniques de constructions des tunnels. Toute construction dépend du lieu où elle va être réalisée. Pour les tunnels, il faut donc prendre en compte diverses données, comme le type de sol, la stabilité de celui-ci, la profondeur à laquelle on souhaite arriver, etc. C'est ainsi que les techniques de construction doivent tenir compte de l'hydrologie et la géologie du sol. Pour déterminer les caractéristiques du sol. [23]

II.3.1. Méthodes de creusement d'un tunnel

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

Les progrès de ces dernières années dans les techniques de creusement, soutènement et de revêtements permettent maintenant de réaliser des ouvrages dans tous les types de terrain. [23]

II.3.1.1. Tunnel dans le rocher

a) Méthode traditionnelle à l'explosif

L'usage des explosifs serait nécessaire si le terrain rencontré est dur et compact.

Cette méthode est adaptée à une roche saine et homogène aux caractéristiques géotechniques élevées. L'abattage à l'explosif nécessite la perforation préalable de trous de mine (constituant la volée) à l'aide de marteaux perforateurs. [23] voir [figure II.2]

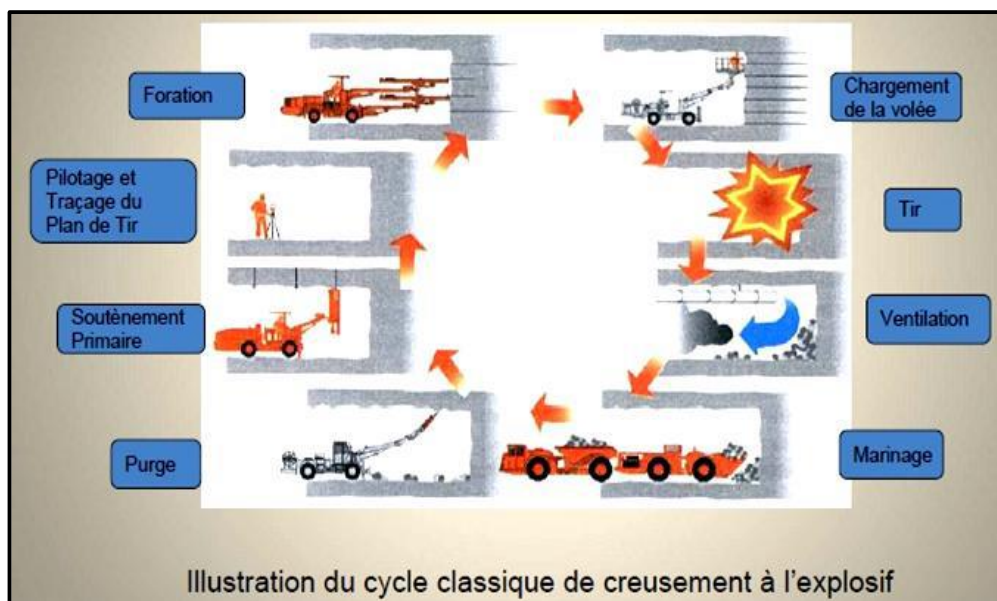


Figure II. 2 : Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif. [23]

b) Méthode par attaque ponctuelle

Si la roche est friable, l'excavation est exécutée par une machine qui attaque ponctuellement et progressivement le sol (machine à attaque ponctuelle). Voir [figure II.3]



Figure II. 3 : Machine à attaque ponctuelle. [23]

II.3.1.2. Tunnel en terrain difficile

a) Méthode par pré-découpage mécanique

Cette méthode consiste à réaliser une succession de saignées d'épaisseur 15 à 30 cm et de 3 à 5m de longueur dont le tracé suit le profil théorique de l'extrados de la voûte à réaliser, à l'aide d'une haveuse (machine de pré-découpage constituée d'un bâti support rigide auquel est fixé un chariot mobile pouvant se déplacer sur le contour de la section à excaver et équipé d'une scie spéciale).

La saignée est remplie de béton à prise rapide, mis en place par projection (béton projeté par voie sèche et éventuellement armé de fibres métalliques), afin de constituer une voûte porteuse dans le massif encaissant. [23], voir [figure II.4].

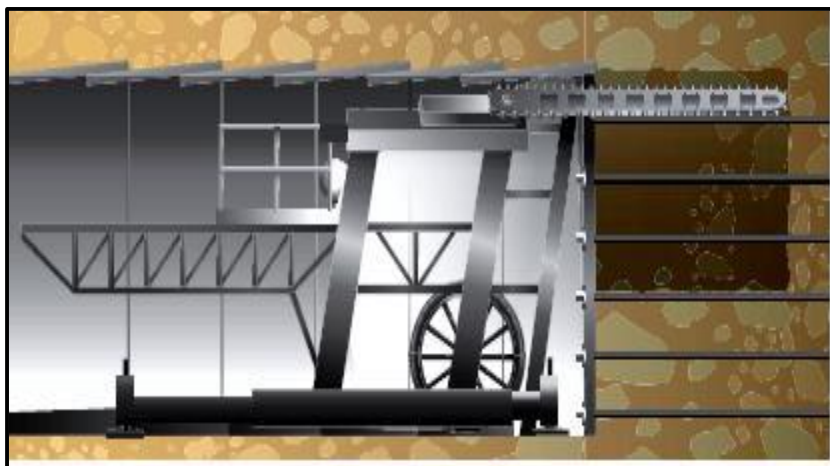


Figure II. 4 : Machine de pré-découpage. [23]

b) Méthode de creusement mécanique d'attaque globale (Tunnelier)

Le creusement mécanisé des tunnels a connu des développements importants durant les vingt dernières années, en particulier grâce à l'apparition et aux évolutions technologiques des tunneliers. Ils ont permis d'élargir le domaine de réalisation des tunnels dans des conditions géologiques délicates, pour une grande gamme de diamètres et de terrains (sols meubles, roches tendres, argiles molles, terrains instables ou aquifères, etc.) en améliorant considérablement la productivité des chantiers. [23], voir [figure II.5].



Figure II. 5 : Vue générale d'un tunnelier.

II.3.2 Techniques de creusement

Le choix de la méthode de creusement est un point décisif du projet d'un point de vue financier et planification. Les différents procédés d'excavation peuvent se faire suivant différents modes d'attaque, en fonction de la qualité du terrain rencontré.

II.3.2.1. Creusement en pleine section

Le creusement en pleine section est bien adapté aux terrains homogènes, ne nécessitant pas l'utilisation d'un autre soutènement que le boulonnage et le béton projeté, 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. Voir [figure II.6].



Figure II. 6 : Creusement en pleine section. [23]

II.3.2.2. Creusement en demi-section

Le creusement par demi-section est beaucoup plus indiqué dans des terrains hétérogènes nécessitant l'emploi d'un soutènement important. Elle peut alors être utilisée très largement en faisant varier la longueur de l'avancement unitaire. Dans certains terrains difficiles, il est possible de réaliser très rapidement la pose du soutènement en mettant celui-ci en place dans une excavation périphérique et en le bétonnant provisoirement sur le merlon central. [23] voir [figure II.7].



Figure II. 7 : Creusement en demi-section. [23]

II.3.2.3. Creusement en section divisée

Ce type de creusement a surtout été utilisé alors que les procédés de pré- soutènement et de renforcement du front de taille n'étaient pas encore bien développés. Il consiste en l'ouverture préalable d'une ou de plusieurs galeries de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement final. Voir [figure II.8].

Plusieurs manières de diviser la section sont possibles :

- On l'utilise quand les caractéristiques du terrain sont insuffisantes pour assurer un soutènement du front de taille dans une ouverture en pleine ou demi-section.
- Cette méthode a pour conséquence importante de retarder le moment où toute la section du tunnel sera exécutée. Chaque étape du creusement doit être parfaitement contrôlée de façon à maîtriser l'évolution du terrain.



Figure II. 8 : Creusement en section divisée. [23]

II.3.3. Mouvements de sol lors du creusement d'un tunnel

La construction des tunnels est un procédé complexe générant de nombreux événements dans le sol. Au fur et à mesure de l'avancement du tunnel, la mise en place d'une structure rigide permet de limiter les mouvements dans le massif et en surface. Ces mouvements peuvent être très importants si le front de taille n'est pas suffisamment stable ou si le tunnel a une forte interaction avec des ouvrages existants. Tous ces procédés demandent une analyse très profonde et sophistiquée. [23]

II.3.3.1. Description générale des mouvements de sol

Les mouvements de surface apparaissent en fait comme des événements liés à une série de phénomènes qui se produisent en même temps dans le court terme :

- Perte de sol au front de taille.
- Déplacement de sol vers le vide laissé, soit par le bouclier lors de sa progression, soit la distance de pose du soutènement en arrière du front de taille.
- Déplacement de sol vers les vides latéraux créés par le bouclier (en cas de trajectoire courbe par exemple).
- Déformation du soutènement du tunnel qui vient d'être exécuté suite à sa mise en charge. [23]

II.3.3.2. Principaux phénomènes d'instabilité

Les premières analyses des accidents et des incidents répertoriés ont permis d'identifier cinq phénomènes principaux d'instabilité. Il s'agit des phénomènes suivants :

a) Effondrement : un effondrement correspond à une rupture structurale, partielle ou totale, du tunnel. La rupture du recouvrement se propage parfois jusqu'en surface du sol formant une cuvette d'effondrement ou un cratère (fontis). [30]

On parle d'un effondrement localisé lorsque cette rupture ne concerne qu'une zone d'extension limitée (les effondrements localisés peuvent être le résultat de la rupture du toit du tunnel) et d'un effondrement en masse ou généralisé lorsqu'il concerne, au contraire, une zone étendue en surface [30]

b) Désordres locaux

Ils incluent plusieurs formes d'instabilité locale dans les ouvrages souterrains, comme les chutes de blocs, la fissuration, l'infiltration faible d'eau, les dommages apparaissant aux parois et au toit de l'ouvrage, le soulèvement de radier, etc. Les désordres ne remettent pas toujours en cause l'utilisation du tunnel, mais imposent une réparation importante. [30]

c) Inondation

C'est une conséquence de l'envahissement d'un ouvrage souterrain par une grande quantité d'eau souterraine ou de pluie, ces phénomènes entraînent des pertes matérielles importantes et des arrêts de travaux dans les ouvrages souterrains affectés. [30]

d) Tassement en surface ou tassement différentiel

Le creusement des ouvrages souterrains urbains dans de terrains meubles engendre, souvent, un tassement du sol au-dessus du tunnel, pouvant endommager les infrastructures

situées en surface. Le tassement différentiel s'exprime par des déformations dues à la différence des valeurs des tassements des deux éléments structuraux successifs du tunnel. [30]

e) Fortes déformations (convergence extrême)

Il s'agit de la réduction de section associée aux fortes convergences qui compromet l'utilisation de l'ouvrage dans des conditions de sécurité optimale. La forte déformation peut résulter de plusieurs facteurs comme le gonflement, le fluage, les déformations plastiques, les contraintes tectoniques. Les conséquences de la convergence sont la fermeture de la section, la destruction du soutènement. Parfois, ce phénomène nécessite la ré-excavation de l'ouvrage souterrain. [30]

II.3.3.3. Mécanismes de déformation de tunnels

Les tunnels subissent plusieurs déformations dues à différents modes de changement de la distribution du champ de contraintes autour du tunnel.

a) Déformation due aux forces horizontales asymétriques

Dans le cas des tunnels situés à proximité d'une vallée, une modification de la pente par la construction d'un autre ouvrage (une route par exemple) ou par un éboulement important peut engendrer une déformation du tunnel, la déformation est souvent due aux forces horizontales asymétriques. Les forces horizontales sont clairement plus grandes du côté amont que du côté de vallée, la distribution des contraintes provoque la déformation du tunnel, souvent aggravée par un pivotement général dû au tassement des fondations du côté le plus bas, figure II.9 [30]

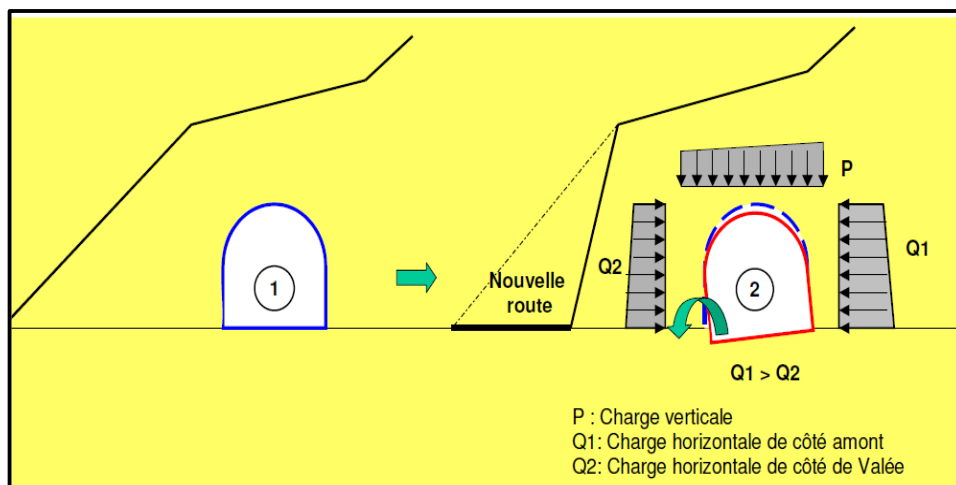


Figure II. 9 : Déformation due aux forces horizontales asymétriques. [30]

b) Déformation due au manque de pression passive horizontale

Ce type de déformation se produit dans les tunnels et les ouvrages souterrains creusés dans des sols et des terrains meubles. Les terrains encaissants subissent des altérations importantes souvent dues à une charge supplémentaire au-dessus du tunnel, par exemple à l'implantation de nouveaux ouvrages, un remblai etc., figure II.10. [30]

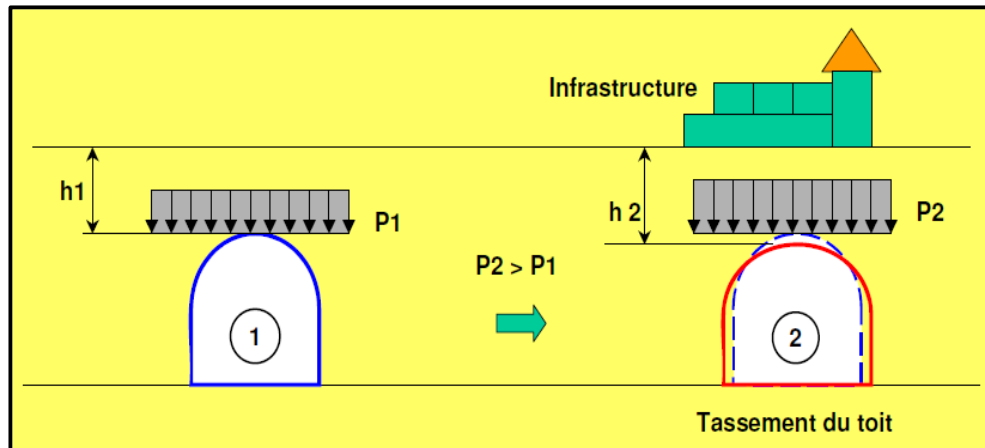


Figure II. 10 : Déformation due au manque de pression passive horizontale. [30]

c) Déformation due aux pressions horizontales (latérales) et verticales excessives

Ce cas est un exemple typique d'un terrain encaissant gonflant, les conséquences sont l'élévation de voûte et le soulèvement de radier, figures II.11, II.12. [30]

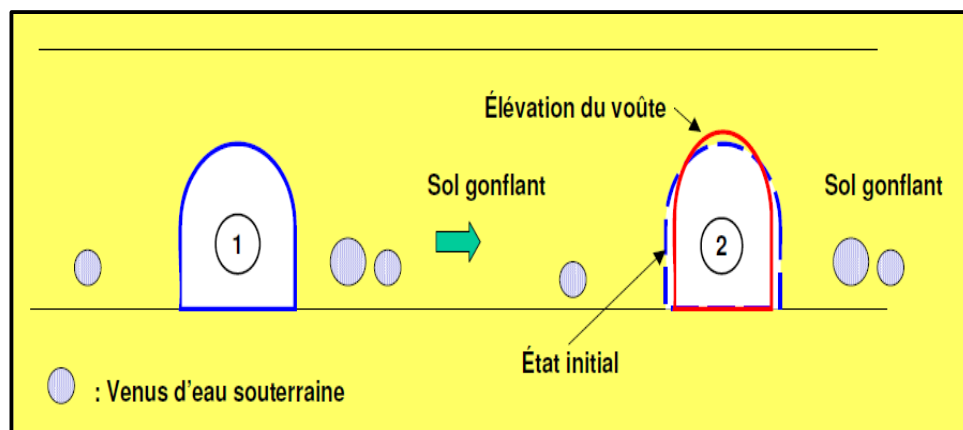


Figure II. 11 : Déformation due aux pressions latérales excessives. [30]

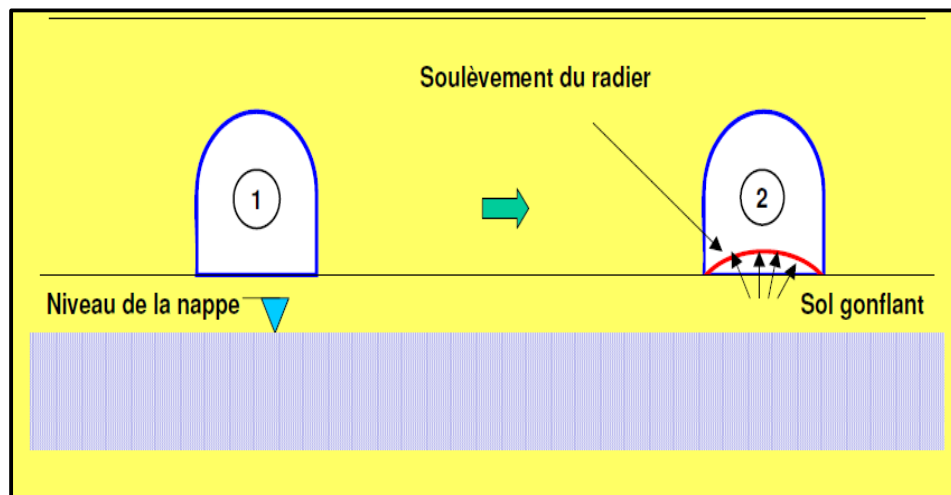


Figure II. 12 : Déformation due aux pressions verticales excessives. [30]

II.4. Purge et marinage

L'opération de purge est assez délicate, car elle consiste à faire tomber de la voûte et du front les blocs et les écailles non stables. Elle se fait à l'aide d'un pic manuel spécialement conçu pour cet usage, la pince à purger. L'autre opération simultanée ou venante juste après, qui consiste à charger et évacuer les déblais, s'appelle le marinage. Il est réalisé à l'aide d'une pelle classique et d'un camion benne (dumper). Lorsque la distance l'impose, on peut être amené à utiliser une locomotive tractant des berlines ou un convoyeur à bande. Dans ce dernier cas, il convient de prévoir un concasseur pour réduire la taille des blocs transportés. [24], voir [figure II.13].

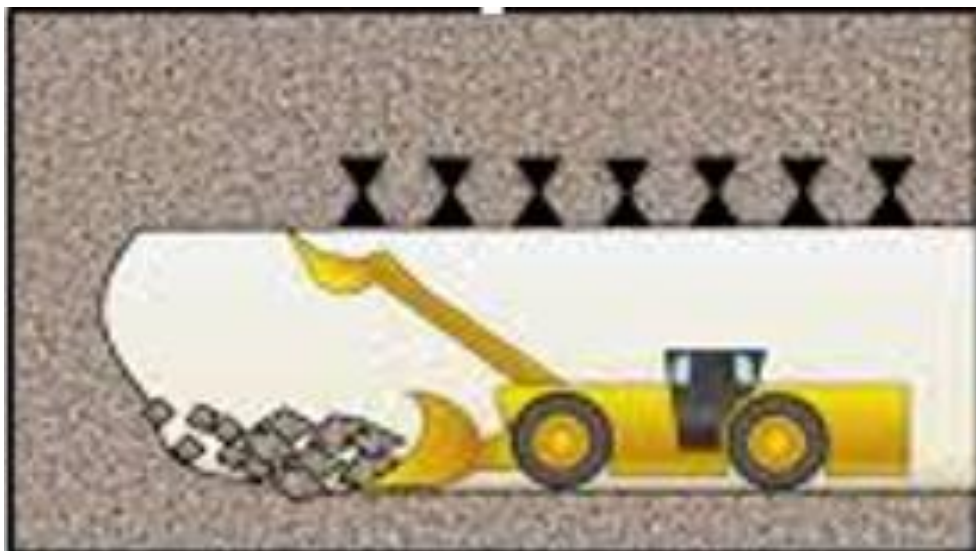


Figure II. 13 : Purge et marinage. [24]

II.5. Soutènement

Le soutènement est un système de protection et d'assurance de la stabilité de l'ouvrage contre tous les incidents d'instabilité survenue pendant l'exécution des travaux en exerçant une certaine pression contre le terrain et en supportant le poids du toit de la galerie creusée.

Le rôle du soutènement est permettre l'établissement de cet état d'équilibre dans de bonnes conditions, en limitant l'extension du volume de terrain décomprimé autour de la cavité. [25]

Parmi les problèmes majeurs liés à la construction des ouvrages souterrains on distingue :

- La stabilité de terrain pendant les travaux notamment au front de taille ;
- Le choix de type de soutènement et de revêtement à mettre en œuvre pour assurer la tenue des parois à court terme, puis à long terme ;
- La maîtrise des mouvements engendrés en surface par le creusement particulier lorsque l'ouvrage est construit à une faible profondeur ou à proximité d'autres structures (en site urbain) ;
- Maîtrise les problèmes hydrauliques (présence d'une nappe phréatique). [23]

II.5.1. Les différents types de soutènement

Le choix du soutènement est lié aux exigences du terrain et à la fonction de protection du personnel puis de celui des usagers. Selon leur mode de fonctionnement, les soutènements sont généralement classés en quatre catégories principales. [25]

A) Soutènements agissant par supportage

a) Les cintres

Les cintres peuvent être définis comme des ossatures le plus souvent métalliques en forme d'arcs ou de portiques disposés dans la section transversale de l'ouvrage et dont les membrures sont placées le long des parois où elles sont calées, soit directement, soit par l'intermédiaire d'une peau de blindage. Il s'agit d'une structure rigide de caractère discontinu, qui n'est pas liée de façon intangible au terrain. Les cintres les plus utilisés en travaux souterrains sont les cintres en profilés métalliques HEB ou TH.

Suivant le rôle qu'ils assurent, les cintres peuvent être des éléments de :

- protection (contre la chute des blocs isolés sans chercher à s'opposer aux déformations d'ensemble) ;
- soutènement (pour ralentir la convergence des parois) ;
- renforcement, s'il s'agit de consolider un ouvrage ancien. [28]

Du point de vue de la façon dont ils sont constitués, il existe différents modèles de cintres :

- **Les cintres en bois** : sont de plus en plus rarement utilisés en raison notamment du fait qu'ils nécessitent une main-d'œuvre très qualifiée pour la mise en œuvre ; ils sont réservés aux petits ouvrages ou aux ouvrages de section irrégulière. [28]
- **Les cintres métalliques lourds** : constitués de profilés de forte inertie cintrés ou assemblés de façon rigide sont capables d'agir comme de véritables soutènements dans la mesure où la section du souterrain n'est pas trop importante. Suivant leur mode d'assemblage, il peut s'agir de profilés simples, accouplés ou à treillis. Les profils les plus fréquemment utilisés vont de l'H 140 à l'H 260. On peut aussi classer dans cette catégorie les cintres mobiles ou télécopiables que l'on déplace au fur et à mesure de l'avancement du front. [28]
- **Les cintres métalliques légers et coulissants** : sont constitués de profilés spéciaux généralement en forme de U, dont le dispositif d'assemblage permet le coulisement contrôlé des éléments d'un même cintre les uns par rapport aux autres. Leur capacité de portance est ainsi limitée à l'effort nécessaire pour provoquer le glissement de l'assemblage. [28], voir [figure II.14].

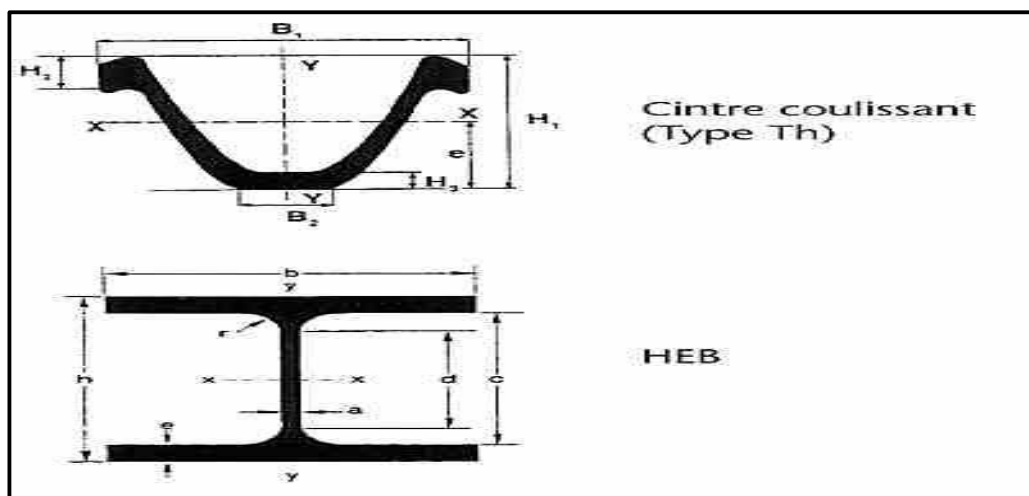


Figure II. 14 : Cintres en profilés métalliques HEB ou TH.

b) Plaques métalliques assemblées : Pour être efficace, le cintre doit être utilisé concurremment avec certains éléments complémentaires destinés à assurer l'interaction intime entre les déformations du cintre et celles du terrain, tels que des plaques métalliques cintrées assemblées par clavetage qui constituent un véritable cuvelage et qui peuvent être renforcées ou non par des cintres. [28]

c) Pré-soutènement avec Tubes perforés : consistant à limiter le déconfinement en avant du front de taille. La voûte parapluie fait partie de cette catégorie. Elle est constituée d'une série de tubes métalliques (\varnothing 30 à 90 mm) placés en auréole tout autour du front de

taille et reposants sur les derniers cintres. On excave ainsi sous une voûte protectrice assurant un report des charges sur les cintres que l'on place à mesure de l'avancement de l'excavation. On peut également rencontrer la technique de la pré-voûte, où une coque de béton est projetée dans une saignée en avant du front sur tout le profil du tunnel (découpage puis bétonnage). [24]

On distingue trois types de voûte parapluie :

- **l'enfilage en calotte** : consiste à mettre en place des barres ou des plaques d'acier longitudinales, à la périphérie du front de taille, le plus souvent sur le tiers ou le quart supérieur de la circonférence. L'objectif de l'enfilage est d'assurer la sécurité immédiate de l'excavation avant la pose du soutènement. [27]
- **voûtes-parapluie emboîtées** : peut être considéré comme une extension du précédent, avec un objectif plus large, créer une véritable structure de soutènement, constituée de tubes métalliques (ou plus généralement de pieux) disposés en couronne subhorizontale suivant le contour de la section qui sera excavée et prenant appui sur des cintres posés au fur et à mesure de l'avancement. [27]
- **structures plus rigides** : constituées de tubes métalliques de forte inertie (\varnothing 500 mm ou davantage) mis en place horizontalement par rotation ou par poussée à partir d'une chambre d'attaque ou de la tête du tunnel. Si nécessaire la structure peut être renforcée par tubes remplis de béton, jointifs, connectés. On peut aller jusqu'à la création d'un arc porteur. Des structures de ce type peuvent atteindre plusieurs dizaines de mètres de longueur. [27]

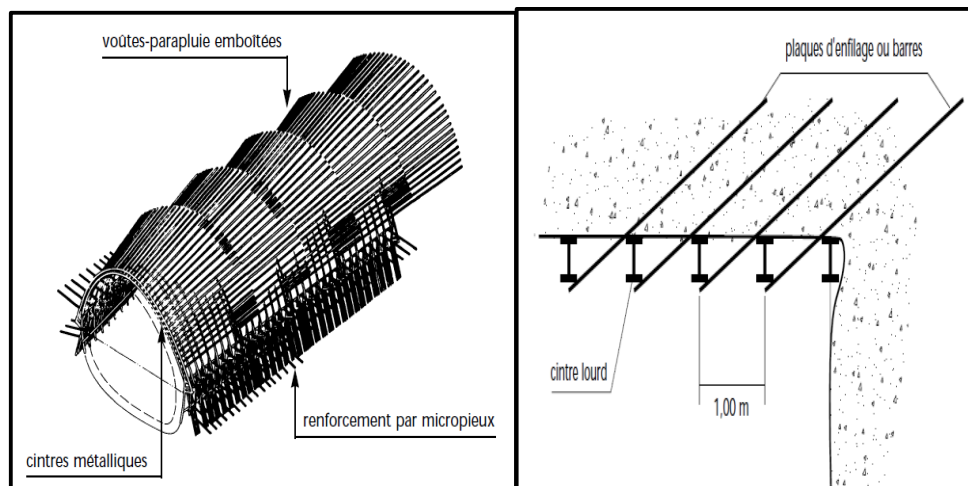


Figure II. 15 : Voutes parapluie emboîtées **.Figure II. 16 :** Enfilage en calotte.

d) Voussoirs en béton : Les voussoirs sont mis en place par anneaux cylindriques successifs et servent d'appui longitudinal pour la progression du bouclier au moyen de vérins hydrauliques dont les patins reposent sur la face avant du dernier anneau posé.

Il existe, bien entendu, de nombreux types de voussoirs en béton que l'on peut classer en deux catégories principales :

- **les voussoirs alvéolaires** qui comportent des nervures longitudinales et transversales au travers desquelles il est possible d'enfiler des boulons qui permettent l'assemblage et la transmission de certains efforts de flexion d'un voussoir à l'autre. Ces voussoirs, directement dérivés des voussoirs métalliques, présentent toutefois l'inconvénient, à inertie égale, d'un plus fort encombrement que les voussoirs pleins, donc nécessitent un volume d'excavation plus important ;

- **les voussoirs pleins** qui sont des éléments de coques d'épaisseur constante et qui peuvent, par exemple, être articulés les uns sur les autres le long de leurs faces latérales courbes. [28]

e) Bouclier : Le bouclier est également un procédé de soutènement. Il est réservé aux terrains meubles dont la cohésion est insuffisante pour garantir la stabilité, ne serait-ce que pendant le court laps de temps nécessaire à la mise en place d'un soutènement fixe. Il s'agit en fait d'un soutènement mobile qui progresse en même temps que le front. C'est aussi un soutènement total puisqu'il comporte généralement une paroi continue pleine qui assure un blindage complet de la paroi du tunnel.

Il existe différents types de boucliers, qu'ils soient monolithes ou composés de lances qu'il est possible d'avancer séparément pour mieux s'adapter à la progression du terrassement (terrains hétérogènes). Par la définition même du terrain auquel il est destiné, on voit que le bouclier mobile nécessite la mise en place d'un revêtement définitif qui se substitue à lui pour assurer la stabilité des parois du tunnel avant qu'il ne les ait dégagées. Comme ce revêtement doit pouvoir agir efficacement dès sa mise en place, il s'agit très généralement d'éléments préfabriqués (voussoirs en béton armé) ou métalliques (fonte, acier...). [28]

B) Soutènements agissant à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant

Il s'agit du boulonnage sous diverses formes, qu'il soit ou non associé au béton projeté, aux cintres légers ou aux deux dispositifs simultanément [25] :

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

- **Boulons à ancrage ponctuel (à coquille ou à la résine)** : Le boulon à ancrage ponctuel, plus rapidement mis en place et moins coûteux, nécessite un terrain suffisamment résistant au niveau de l'ancrage. [27], voir [figure II.17].

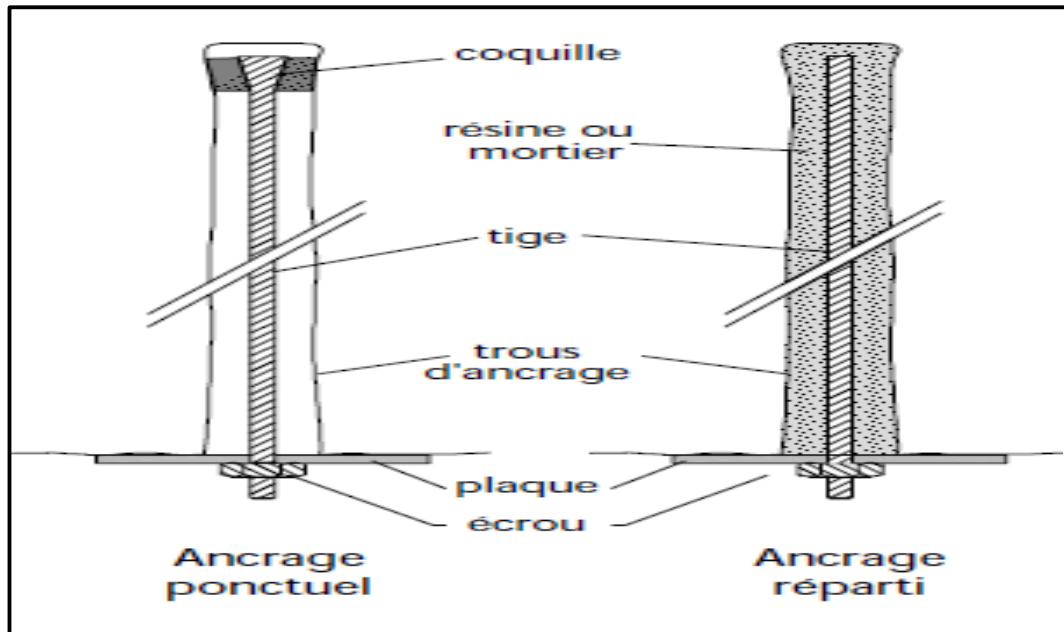


Figure II. 17 : Différents types de boulons d'ancrage.

- **Boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier)** : Le boulonnage à scellement réparti est constitué à la paroi, d'une plaque métallique servant d'appui et d'un système de serrage par écrou. Le contact à l'intérieur du trou est assuré par une gaine de scellement sur toute la longueur du boulon. Le produit de scellement est soit du mortier de ciment, soit de la résine. La longueur de ces boulons est comprise entre 1 et 8 m.

On utilise assez souvent un premier boulonnage immédiat et un deuxième boulonnage en dehors du cycle d'avancement. [27].

Ce type de boulons englobe les boulons d'ancrage à tête fixe qu'on va utiliser dans notre cas. voir [figure II.18].

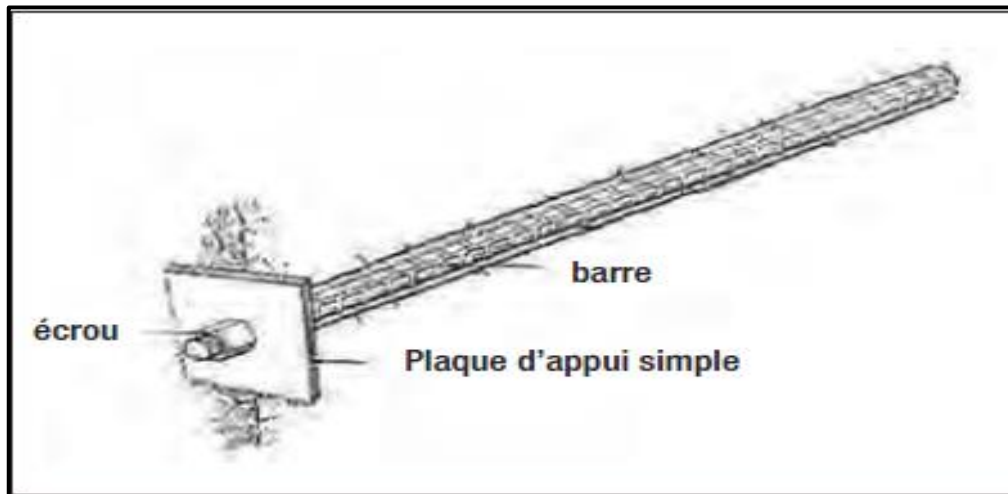


Figure II. 18 : Boulons à ancrage réparti.

• **Boulons à friction** : ils n'ont pas besoin de scellement et sont directement au contact des parois du forage par un emmanchement à force (tube fendu) ou par hydro-gonflage (dépliage d'un tube). Ces boulons, particulièrement adaptés aux roches tendres, ont maintenant pratiquement remplacé leurs aînés à ancrage ponctuel car ils sont très rapides à mettre en place et agissent immédiatement. [24], voir [figure II.19].

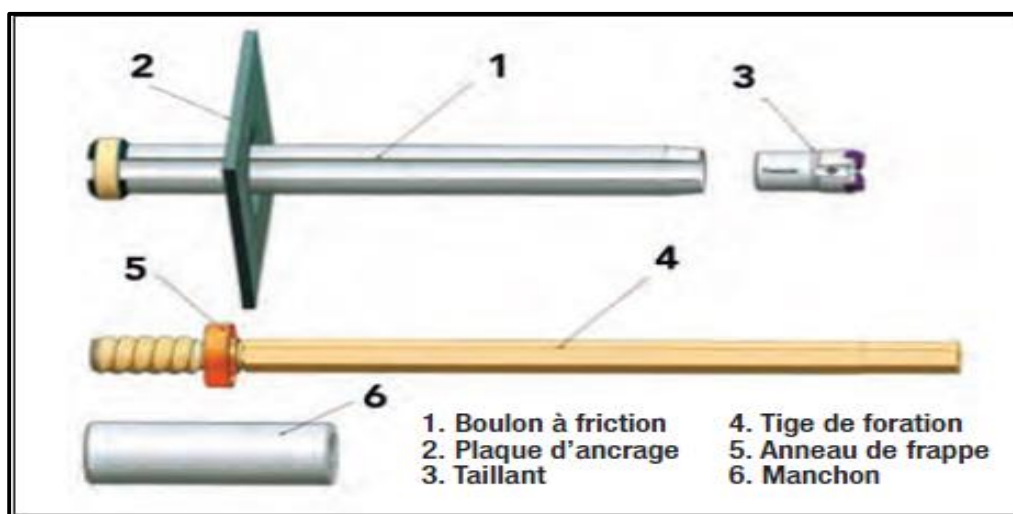


Figure II. 19 : Boulons à friction.

- b) **Boulons actifs** : sont précontraints. La tige pleine ou le câble de torons sont scellés loin de la paroi par injection d'un coulis de ciment. Ces inclusions sont utilisées pour le soutènement des grandes cavités. [24]

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

Les diamètres des tiges des boulons varient généralement de 16 à 32 mm et leur longueur de 2 à 5 m. La qualité de l'acier dépend des conditions d'utilisation : sous faible couverture et s'il s'agit de limiter strictement les déformations, on pourra utiliser des aciers relativement durs ; sous forte couverture où il peut être nécessaire « d'accompagner » la déformation de la roche, on aura avantage à utiliser les aciers à fort allongement.

Les têtes des boulons sont généralement filetées, munies d'une plaque d'appui déformable (éventuellement à rotule), d'une contreplaque et d'un boulon. [28]

C) Soutènements agissant par confinement du terrain encaissant

a) **Béton projeté seul** : Le béton projeté présente l'avantage de constituer une peau continue de 10 à 25 cm d'épaisseur qui protège le terrain des altérations dues à l'air et à l'humidité, et qui obture les interstices. Le confinement généralisé qu'il procure permet de limiter la déformation et d'éviter la chute des caractéristiques mécaniques du terrain qui résulte obligatoirement d'un desserrage trop important. Comme le boulonnage auquel il est souvent associé, il est également efficace dans le cas de grandes portées. La projection peut se faire par voie sèche ou par voie humide

Plusieurs conditions cependant doivent être remplies pour permettre l'emploi du béton projeté :

- le découpage du rocher doit être assez précis pour que la coque de béton projeté présente une surface à peu près régulière ;
- le terrain doit être exempt de venues d'eau importantes qui compromettent la qualité de l'exécution et risquent de créer des sous-pressions locales incompatibles avec la résistance de la coque en béton ;
- le terrain doit présenter une cohésion minimale telle que la cavité demeure stable pendant la durée nécessaire à la projection du béton. [28]

b) Nouvelle méthode autrichienne (New Austrian Tunnelling Method)

La Nouvelle Méthode Autrichienne est une méthode de renommée internationale. Leur principe est d'installer un soutènement provisoire flexible en béton projeté et de le renforcer, là où c'est nécessaire, par des treillis soudés, des cintres métalliques ou réticulés et des boulons

d'ancrage, en permettant quelques déformations du terrain autour de la cavité, avec une combinaison optimale de soutènement, et par suite la stabilité du terrain est obtenue. [23]

D) Les soutènements agissant par consolidation du terrain et modification de ses caractéristiques géotechniques ou hydrologiques

- a) **Injections de consolidation** : Un traitement par injections consiste à faire pénétrer dans le terrain un coulis liquide qui se solidifie dans le temps. On peut ainsi soit simplement réduire la perméabilité du sol ou de la roche fissurée (injection d'étanchement), soit chercher également à améliorer sa résistance mécanique (injection de consolidation). [29]
- b) **Congélation** : congeler un sol, c'est transformer en glace l'eau contenue dans ce sol. Cette technique ne s'applique donc que dans les terrains aquifères. Elle permet de former autour de la future excavation une paroi gelée dure et imperméable. [29]

II.6. Revêtement définitif

L'exécution du revêtement définitif est une étape très importante dans les différentes étapes d'exécution des tunnels. L'excavation d'un tunnel produit une perturbation dans l'état du terrain en entraînant des mouvements de la masse du terrain vers l'intérieur et nouvel état de contrainte ; ces mouvements et ces nouvelles contraintes seront repris aussitôt par le soutènement provisoire (instantanément ou à court terme), mais, après un revêtement définitif (retard ou à long terme).

Le revêtement permet de :

- Assurer la fonctionnalité de l'ouvrage ou optimiser certaines caractéristiques de la conception ;
- Abriter, du moins en partie, les installations d'exploitation ou participer à l'esthétique de l'ouvrage ;
- Rôle mécanique ; Imperméabilisation ; Esthétique ; Fonctionnelle (éclairage, ventilation,...). [23]

II.6.1. Les différents types de revêtement

a) Revêtement en béton coffré non-armé, sans radier

Le revêtement est exécuté indépendamment des opérations d'excavation et de soutènement. Il s'agit d'un atelier de coffrage type "grimpeur" à l'horizontale, sur roues et pliable pour le faire avancer, qui est élaboré spécialement pour le tunnel en construction. [24]

b) Revêtement en béton coffré armé, avec radier contre-vouté

Dans certaines circonstances cependant, les effets à long terme sont tellement importants (gonflement ou fluage) qu'il faut fermer le revêtement en réalisant un radier contre-voûté. Ce radier, souvent très ferrailé, agit véritablement comme une voûte de tunnel : il clave le profil et permet de "circulariser" la section pour bénéficier au maximum de l'effet de voûte. [24]

c) Revêtement en béton projeté

Le revêtement définitif des tunnels neufs en béton projeté ne constitue une solution susceptible d'être retenue que dans des cas particuliers où ne se pose aucun problème lié à la stabilité de l'ouvrage, à son étanchéité ou à son confort d'utilisation. Pour les tunnels routiers, il ne peut donc s'agir que d'ouvrages assez peu circulés, réalisés dans un rocher de bonne qualité. [26]

d) Revêtement en voussoirs préfabriqués

Un voussoir est une écaille de béton armé (anciennement de fonte) qui arrive sur le chantier déjà fabriquée et prête à poser. Par un assemblage précis, plusieurs voussoirs forment un anneau. Ce sont ces anneaux qui, mirent bout à bout, constituent le revêtement du tunnel. [26], voir [figure II.20].

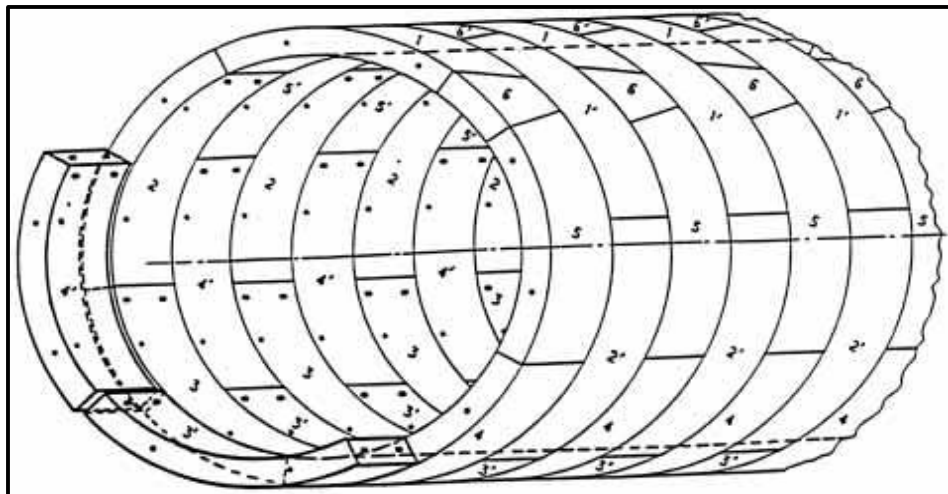


Figure II. 20 : Voussoirs préfabriqués.

II.7. Etanchéité et drainage des tunnels

L'étanchéité est la fonction qui fait qu'un produit ou un ensemble de produits s'oppose au franchissement par un liquide tel que l'eau. On peut rendre un ouvrage étanche en mettant en œuvre au contact ou à l'intérieur de sa structure un ensemble de produits d'étanchéité, cet ensemble est appelé système d'étanchéité.

L'étanchéité et le drainage des ouvrages souterrains font référence à des complexes, ou systèmes associant plusieurs matériaux de nature et fonction parfois très différentes, mais avec le même but, celui-là de maintenir l'eau hors de l'ouvrage.

II.7.1. Étanchéité

- L'étanchéité peut être partielle, du type « parapluie » par exemple pour une voûte de tunnel, et dans ce cas elle est hors pression hydrostatique (dans ce cas la pression n'est pas totale mais elle n'est pas forcément nulle).
- l'étanchéité peut être totale, c'est à dire envelopper complètement l'ouvrage, et dans ce cas elle est sous pression hydrostatique. [23]

II.7.2. Drainage

Captage ponctuel ou surfacique d'arrivées d'eau dans un ouvrage souterrain. Cette eau est ensuite collectée et rejetée à l'extérieur par le réseau d'assainissement de l'ouvrage. Le drainage peut être provisoire, pour permettre par exemple la mise en place dans de bonnes conditions du complexe d'étanchéité, ou définitif et contribue de fait à la fonction étanchéité de l'ouvrage. [23]

II.7.3. Choix du système d'étanchéité

Le choix du système d'étanchéité dépend des critères suivants :

- Nature et épaisseur de la couche de couverture de l'ouvrage.
- Nature et caractéristiques mécaniques du support recevant le système d'étanchéité.
- Application du système d'étanchéité en continu ou par phasage.
- Possibilités de raccordement du système d'étanchéité avec ouvrages de surface ou avec d'autres systèmes d'étanchéité existants.
- Accessibilité à l'ouvrage à étancher.

II.7.4. Type de produits d'étanchéité

L'étanchéité des ouvrages souterrains peut être réalisée avec l'utilisation de plusieurs matériaux de différents types. Chacun de ces types a des applications différentes, situations et fonctions déterminées et modes d'emploi spéciaux, on a ;

- Géo membranes synthétiques ;
- Géotextiles ;
- Géo composites ;
- Géo membranes bitumineux.



Figure II. 21 : Mise en place du dispositif d'étanchéité.

II.8. Méthode de dimensionnement du soutènement

a) Méthode de confinement-convergence

Peut fournir des résultats de pré-dimensionnement intéressants, en tenant compte d'un comportement élasto-plastique du terrain. L'interaction entre le terrain et le soutènement peut être représentée sur la graphique pression de confinement-convergence. Le comportement du terrain est représenté par la courbe de convergence A, E, D ; celui du soutènement par la courbe de confinement C, E, F ; la valeur de C_0 correspondant à la convergence qui se produit avant que le soutènement soit effectivement sollicité. L'équilibre est réalisé à l'intersection des deux courbes en E [31]. voir [figure II.22].

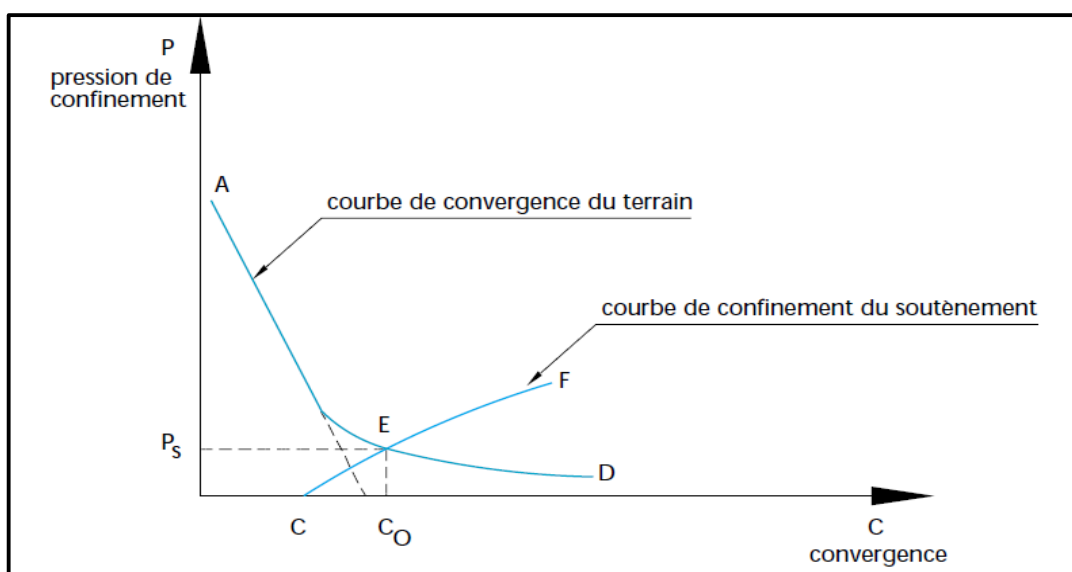


Figure II. 22 : Graphique confinement-convergence. [32]

b) Les méthodes aux réactions hyperstatiques

Dans lesquelles est étudié l'équilibre de la structure de soutènement sous l'effet de forces extérieures fixes pour certaines charges "actives" résultant d'actions extérieures indépendantes de la déformation de la structure), et variables pour d'autres en fonction du déplacement de la structure (charges "passives" constituées par les réactions du terrain). De telles méthodes fournissent les sollicitations dans la structure quelle que soit sa forme, mais ne prennent en compte que de façon extrêmement simplifiée le rôle du terrain encaissant. [31], voir [figure II.23].

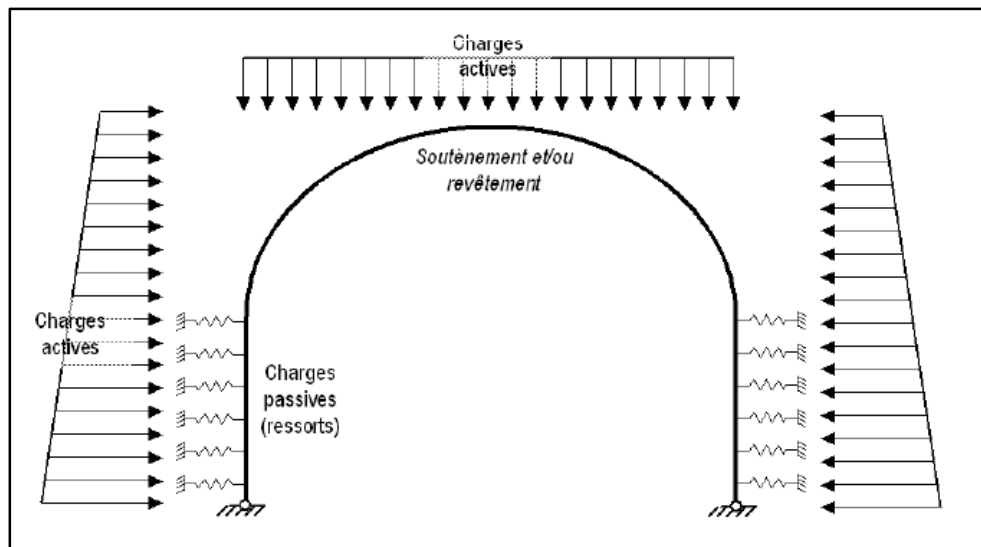


Figure II. 23 : Schéma classique d'un modèle aux réactions hyperstatiques, avec les forces actives et passives. [31]

c) Les méthodes du solide composite

Dans lesquelles à la fois le terrain et les structures sont modélisées. Les principales approches de ce type reposent sur l'utilisation de calculs aux éléments finis ou aux différences définies. [31]

d) Les méthodes analytiques

Elles importent un certain nombre de simplifications dans la forme du soutènement, les modèles de comportement et les types de chargement donnent directement des résultats en termes de déplacements et d'efforts sont beaucoup moins utilisées maintenant compte tenu du développement des méthodes de résolution numérique. [31]

II.9. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté une étude générale concernant les ouvrages souterrains et leurs fonctionnements, leurs importances et les aspects généraux de construction de ces ouvrages souterrains, avec les différents types de ces ouvrages, comme on a cité les problèmes majeurs liés à la construction de ces ouvrages. Puis on a essayé d'exposer une partie de l'état de l'art dans le domaine de la conception des tunnels en général.

Également on a cité quelques méthodes de creusement des tunnels, avec les différentes techniques ainsi que des conditions dans lesquelles ces méthodes sont applicables ; ensuite on a récapitulé les différents types de soutènements ; revêtements, étanchéités de ces ouvrages souterrains.

CHAPITRE 3

Description générale du site

III.1. Introduction

La construction d'ouvrages souterrains dans des régions urbanisées a connu un essor important dans les dernières décennies. La demande croissante dans les domaines des transports (aussi bien routiers que ferroviaires) a nécessité la réalisation d'infrastructures souterraines conséquentes. C'est le cas du tunnel objet d'implantation à Sidi Aich pour des raisons tant économiques que fonctionnelles. En général l'un des problèmes majeur lié à la construction de ce type d'ouvrage est constitué par les mouvements engendrés par l'excavation en surface, ces mouvements pouvant endommager les structures déjà existantes.

III.2. Présentation du projet

Le tunnel se situe au sud de la commune de SIDI AICH dans la wilaya de BEJAIA et il est adopté la variante d'étude du tunnel en deux tubes (gauche et droit), dont la distance entre les deux axes des tubes est de 20m en minimum et 45m en maximum. L'installation du tunnel est présentée dans le tableau III.1.

Tableau III. 1 : Installation du tunnel.

Etat	PK (début)	PK (fin)	Longueur (m)	Largeur(m)	Couverture maximale(m)
Tube droit	PK40+146	PK41+774	1628	16	105.566
Tube gauche	LK40+130	LK41+821	1691	16	115.898

Le plan synoptique de projet est présenté sur la figure III.1.



Figure III. 1 : Plan synoptique de projet.

III.3. Description du site

III.3.1. Localisation de la zone du tunnel

Le projet se situe dans la zone de pente raide entre la rive droite de Soummam et le Nord de la montagne Sidi Ayad, qui est traversée par le tunnel dans la zone de Maala. Il s'agit de la géomorphologie basse-montagne de colline dont le terrain est accidenté et l'écartement relatif est de 200 m environ.

La tête Nord de tunnel se situe sur la pente de montagne au nord de Maala, la pente naturelle est de 20° environ, la cote du point le plus bas est de 166.5m. La tête sud de tunnel se situe sur la pente de montagne au sud de Maala, la pente naturelle est de 13° environ, la cote du point le plus bas est de 141.8m.

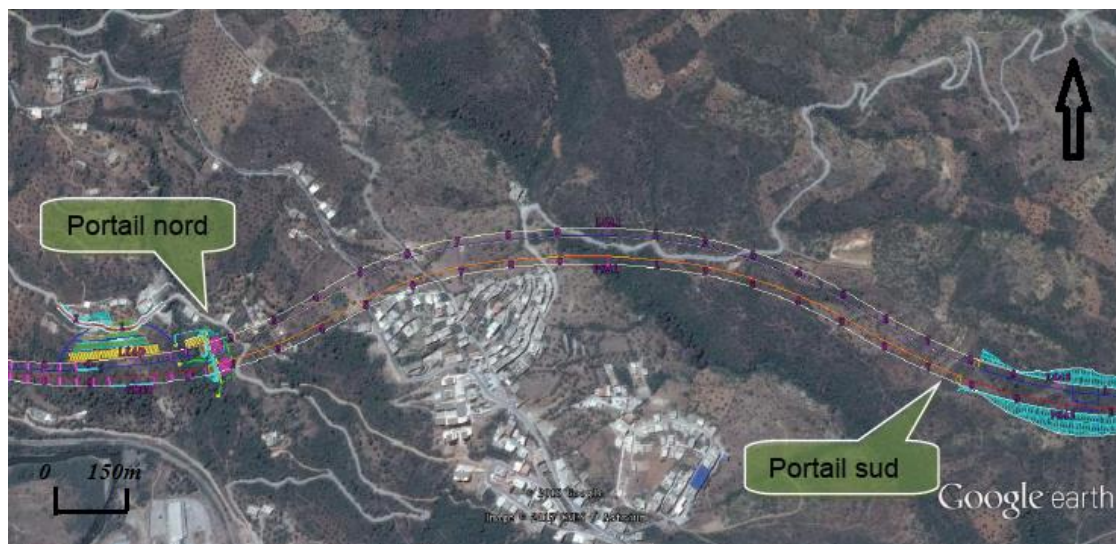


Figure III. 2 : Localisation de la zone du tunnel.

III.3.2. Climat et météorologie

La vallée de la Soummam est caractérisée par un climat de type méditerranéen. Du littoral vers l'intérieur des terres, trois étages bioclimatiques ont été distingués (Benhamiche, 1997) :

- Etage humide, sur le bassin versant nord avec des précipitations supérieures à 900 mm par an,
- Etage sub-humide entre El Kseur et Sidi Aich, avec une pluviométrie moyenne de 600 à 900 mm par an,
- Etage semi-aride, le long de la vallée de Sidi Aich à Tazmalt, avec une pluviométrie relativement faible allant de 400 à 600 mm par an et des températures légèrement plus élevées allant de 26 à 30°C.

III.3.3. Hydrologie et hydrogéologie.

III.3.3.1. Hydrologie

La vallée de l'oued Soummam est drainée par un réseau hydrographique dense, composé de nombreux cours d'eau permanents et intermittents dont l'oued Soummam représente le collecteur principal.

Le tracé du tunnel recoupe le bassin hydrographique de la Soummam (N°15).

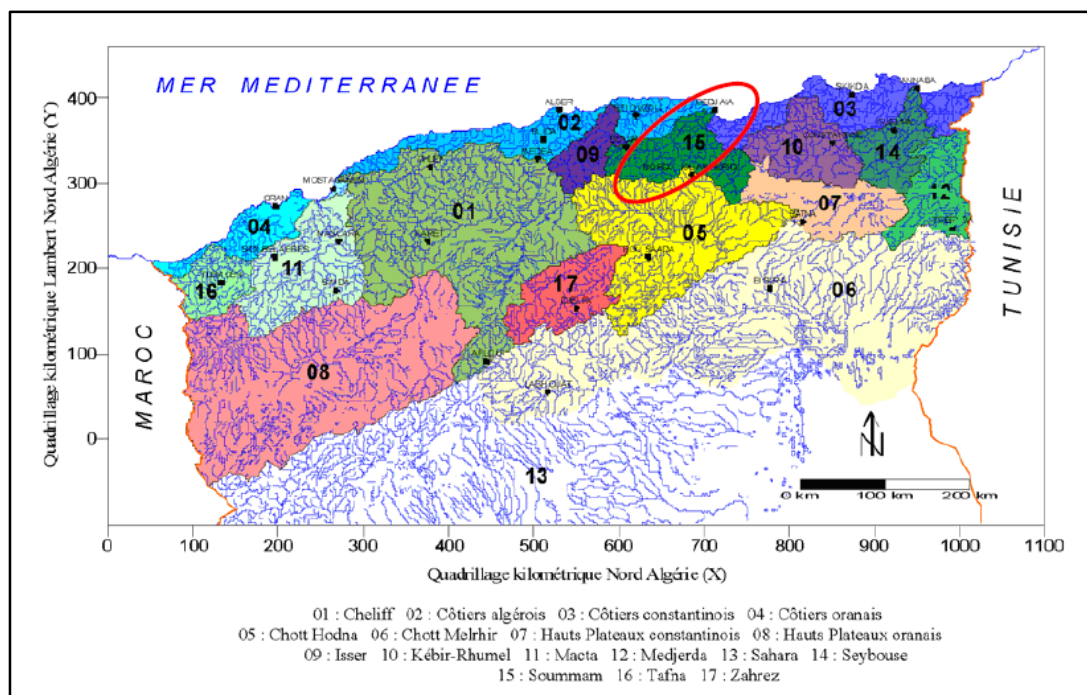


Figure III. 3 : Bassin hydrographique de l'Algérie Nord et position de la zone d'étude.

Le principal cours d'eau est l'oued Soummam qui vient de l'appellation kabyle « acifassemmam ». Ses principaux affluents sont d'Ouest en Est :

- **En rive gauche :** Oued Tikseridene, Oued Béni-Mellikeuch, Oued Illoula, Oued Tifrit, IghzerTisyar, Ighzer Amokrane, IghzerMaâkel, Oued Roumila, IghzerOuchekroune et Oued Ghir
- **En rive droite :** Oued Bou-Sellam, Oued Seddouk, Oued Imoula, Oued Amassine, Oued Amizour et Oued Tiachich. Excepté peut être l'Oued Bou-Sellam qui est le principal affluent, tous les autres cours sont à régime intermittent.

L'Oued de Soummam draine un bassin versant d'une superficie de 9 200 Km²réparti comme suit :

- bassin de l'Oued Sahel de Sour El-Ghozlane (wilaya de Bouira) à Akbou : 3 750 Km² ;
- bassin de l'Oued Bou-Sellam de Aïn-Oulmane (wilaya de Sétif) à Akbou : 4 500 Km² ;
- bassin de l'Oued Soummam, au sens strict, d'Akbou jusqu'à la mer : 950 Km².

III.3.3.2 Hydrogéologie

Du point de vue hydrogéologique, des aquifères ont été distingués dans la région de la Soummam, notamment au niveau des alluvions en fond de vallée, des remplissages des cônes de déjection en piémont de la rive gauche, des formations calcaires karstiques du jurassique, des conglomérats du Miocène et des grès du Secondaire et du Tertiaire (Bennabi, 1985 ; Vizitery, 1987). Par ailleurs, une étude menée par la Direction des Moyens et des Ressources Alluviales (D.M.R.A.), a mis en évidence l'existence d'une nappe phréatique s'étalant de Cheurfa (Bouira) à Oued Ghir (Béjaia), divisée en deux parties par le seuil géologique de Sidi Aich, qui constitue une sorte de barrière hydraulique.

III.3.4. Géologie régionale

Toutes les données de ce chapitre sont tirées à partir du rapport géotechnique du tunnel. Du point de vue régional, la vallée de la Soummam est située dans le domaine des Maghrébides qui, à son tour, fait partie d'un ensemble beaucoup plus grand, l'orogène alpin périméditerranéen. Les Maghrébides se raccordent à l'Ouest au domaine du Rif au Maroc et à la chaîne betico-baléare en Espagne via l'arc de Gibraltar et à l'Est à la chaîne de l'Apennin par l'intermédiaire du système sicilocalabrais. Ce domaine a connu des phases de déformation méso-cénozoïques aboutissant à la mise en place de nappes de glissement. Ainsi, en allant du Nord au Sud, nous distinguons les trois grands ensembles structuraux suivants :

- les zones internes ou Tell septentrional ;
- la zone (domaine) des flyschs ;
- les zones externes ou Tell méridional.

II.3.4.1. Les zones internes

Localisées dans les massifs du Chenoua, d'Alger, de Grande et de Petite Kabylie. Ces massifs sont formés de bas en haut par :

- un socle cristallophyllien métamorphique formé de gneiss avec injections de granitoïdes et parfois des intercalations de marbre.
- une couverture sédimentaire paléozoïque dont l'âge des formations va du Cambrien au Carbonifère.
- une couverture méso-cénozoïque reposant en discordance sur le paléozoïque, appelée « chaîne calcaire » et « chaîne kabyle ».
- Ces massifs diffèrent notablement des massifs formant les zones externes.

III.3.4.2. La zone des flyschs

Formée de dépôts turbiditiques dont l'âge va du Jurassique supérieur à l'Aquitaniens. On y reconnaît :

- un «flysch maurétanien» d'âge Jurassique-Oligocène ;
- un «flysch massylien» crétacé ;
- un «flysch numidien» oligocène.

III.3.4.3. Les zones externes

Elles sont formées par les chaînes des Bibans, de l'Ouarsenis, de Béni Chougrane, de BéniSnassene, des chaînons littoraux de Dahra-Bou Maad, de Blida, des Babors et du nord constantinois. A. CAIRE (1957), M. DURAND-DELGA (1965) et M. LEIKINE (1974) y distinguent :

✓ des unités allochtones telliennes :

- nappes ultra-telliennes : Formées de sédiments de teinte claire d'âge Néocomien à Eocène. Ces nappes se retrouvent dans la région de Batna près de la frontière avec la Tunisie et on les retrouve charriées en paquets isolés dans les Babors et sur l'unité des Béni-Ourtilane.
- nappes épi telliennes : La partie méridionale des Babors pourrait correspondre à certaines de ces nappes. De bas en haut on distingue un Trias, des marnes du Crétacé inférieur, des marnes « à boules jaunes » d'épaisseur kilométrique du Crétacé supérieur et des marnes noires « à boules jaunes » de l'Éocène.
- nappes sud-telliennes : Formées de marnes argileuses du Crétacé, des marnes et calcaires de l'Éocène et un Oligocène marno-gréseux.

✓ Une unité autochtone relative ou parautochtone tellien :

- Parautochtone des Babors.
- Parautochtone des Bibans : Il forme un large anticlinal au Sud-ouest des Babors et il est séparé de ces derniers par un contact anormal plongeant vers le Nord. Il est formé d'un Crétacé inférieur calcaire et détritique de faciès néritique et d'un Crétacé supérieur et d'un Éocène marneux décollés et charriés vers le Sud au cours du Miocène inférieur.
- avant fosse miocène : dite aussi « avant fosse sud-tellienne », c'est un bassin mollassique synorogénique du Miocène recevant le front de nappes telliennes chevauchant l'avant pays pré-atlasique.

Comme le reste du domaine tellien, la vallée de la Soummam a connu une intense activité géologique tout au long de l'orogénie alpine. Voir [figure III.4].

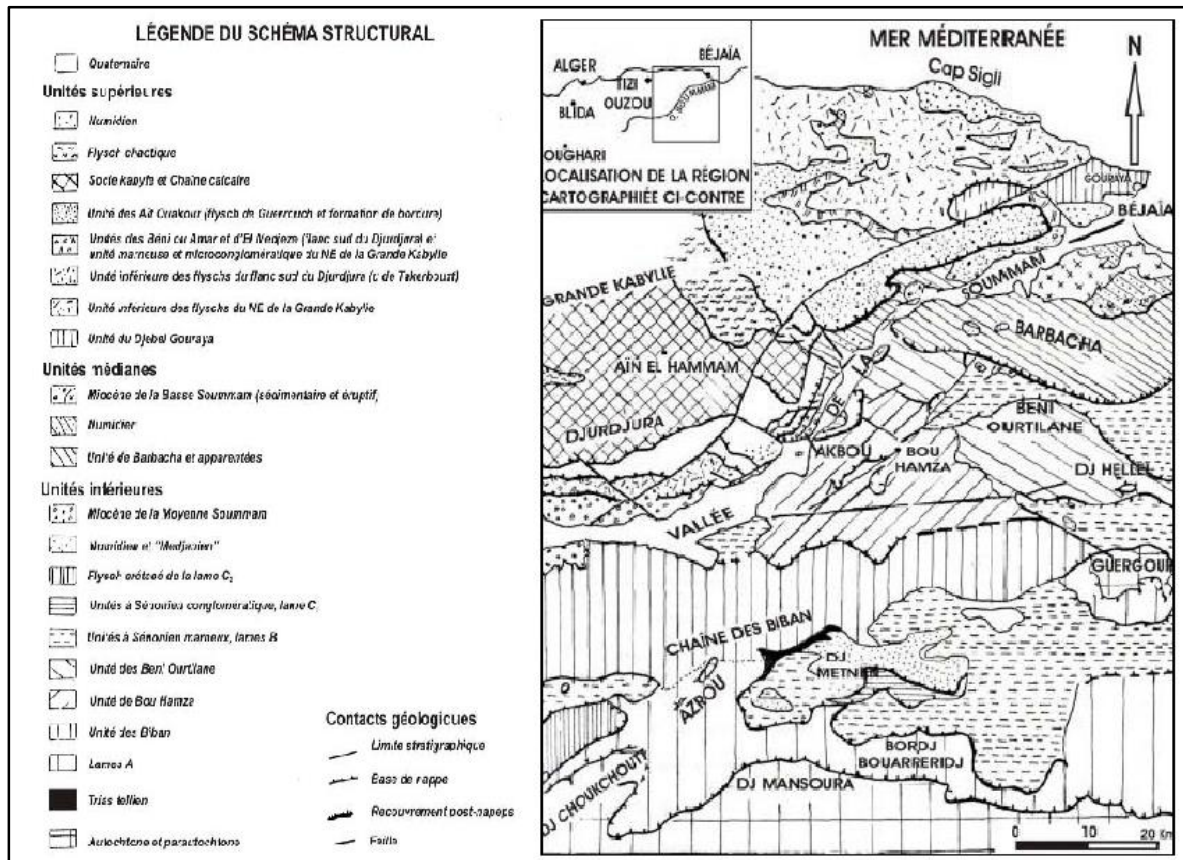


Figure III. 4 : Géologie régionale de Soummam.

III.3.5. Tectonique

La vallée de la Soummam a connu une histoire tectonique très complexe, durant laquelle se sont succédé plusieurs phases mais nous ne présenterons ici que les traits majeurs de cette histoire.

Les phases tectoniques principales suivantes peuvent être décrites :

- une phase anté-nappes allant du Jurassique au Crétacé ;
- une phase tangentielle de mise en place des nappes, au Miocène inférieur ;
- une phase Miocène post-nappes.

III.3.5.1. Tectonique anté-nappes

Durant cette période, allant du Jurassique au Crétacé, on note une paléogéographie marquée par :

- un bassin interne où se déposèrent les formations qui ont donné les flyschs internes ;

- un haut fond (le haut fond kabyle) qui a accueilli les matériaux ayant formé la chaîne calcaire ;
- un bassin externe où se constituèrent les formations du sillon tellien. Cette période est caractérisée par une tectonique cassante intensive.

III.3.5.2.Tectonique tangentielle

Au Miocène inférieur se succédèrent les phases suivantes :

- déplacement vers le sud du soubassement jurassique dur des Babors d'Akbou ;
- la nappe sénonienne d'Arbala-Seddouk vient chevaucher le Crétacé supérieur ;
- le soubassement jurassique se déplace vers le Sud-est (Adrar Gueldemène) et vers le Sud (Timezrit). La nappe d'Arbala-Seddouk se trouve ainsi en partie engagée sous l'axe chevauchant de Timezrit ;
- le Jurassique, le Crétacé et la nappe sénonienne subissent l'attaque de l'érosion qui les nivelle ;
- venant du Nord, Ces nappes se mettent en place les unes après les autres.

III.3.5. 3.Tectonique post-nappes

Après le dépôt du Miocène post-nappes, l'ensemble de l'édifice précédemment construit est réajusté et on assiste à la formation de failles verticales, de décrochements et parfois de remises en mouvement de nappes.

III.3.6. Reconnaissance géologique de surface de la région traversée par le tunnel

Le massif de Tassift Imoula constitue le principal obstacle au passage de la pénétrante Bejaïa-Ahnif, et se situe à la périphérie sud de la ville de Sidi Aïch. Ce massif est orienté Nord-est, Sud-ouest et culmine à près de 900m au sud du village de Sidi Ayad (Maala). Le tracé longe le pied de ce massif, à proximité de la rive droite de la Soummam. Elle le franchit ensuite par un tunnel dans la partie médiane du massif.

Le massif de Tassift Imoula est formé par une diversité de roches dont les plus importantes correspondent aux flyschs, marnes schisteuses et marno-calcaires crétacés. Ces formations sont largement recouvertes superficiellement par des colluvions hétérogènes d'épaisseur variable.

III.3.6.1. Les flyschs grés-argileux, crétacés.

Cette formation est localisée au voisinage des portails du tunnel et au droit du viaduc. On peut les observer le long des talus de « la route du gaz ». Ils sont représentés par une alternance de bancs gréseux et argileux d'épaisseur variable. Ils se distinguent par une fracturation et un plissement intenses (Figure III.5).



Figure III. 5 : Colluvions limoneuses rouge.

III.3.6.2. Les marnes grises schisteuses, crétacée

Elles forment les terrains les plus répandus sur le versant nord de Tassift Imoula. Elles sont d'âge crétacé inférieur d'après la carte géologique de Sidi Aïch au 1/ 50 000. On les observe le long des talus du chemin de wilaya qui mène vers Sidi Ayad. Elles sont très fracturées. Le sommet de la formation que l'on peut observer à Maala (quartier sud de Sidi Aïch), est plus altéré et se débite en esquilles (Figure III.6).



Figure III. 6 : Marnes schisteuses altérées.

III.3.6.3. Les schistes blanches et marno-calcaires en plaquettes

Cette formation affleure sur les talus de la route qui mène de Maala à Seddouk.

(Figure III.7).

Les niveaux marneux sont très friables, poudreux, et favorisent les écroulements de blocs plus durs que l'on observe à la base des talus de la route.



Figure III. 7 : schistes blanches et marno-calcaire crétacés.

III.3.6.4. Les schistes noirs

Cette couche se situe au niveau de l'entrée du tunnel (Figure III.8) avec un bon affleurement de la roche soubassement sur la surface de la pente. La formation feuilletée de couche moyenne-mince avec un pendage $205^{\circ} \angle 62^{\circ}$. Une partie des interfaces des diaclases sont remplis d'argile.



Figure III. 8 : Schistes intensément altérées.

III.3.6.5. Les colluvions, quaternaires

Ces formations quaternaires (Figure III.9) recouvrent une grande partie du substratum crétacé qui constitue le massif de Tassift Imoula. Elles sont particulièrement épaisses au-dessus de flyschs, dans la partie nord de la section étudiée. Elles sont de nature prédominante limoneuse à blocs. Vers la partie médiane et la partie sud de cette section, elles sont réduites à quelques mètres d'épaisseur et sont à dominante limoneuses.

III.3.7. Lithologie

Sur le terrain superficiel se répartit L'argile peu plastique brunâtre et rougeâtre, inhomogène, avec des graviers anguleux, ferme, dure et humide.



Figure III. 9: Carottage d'échantillon d'argile peu plastique, dure.



Figure III. 10 : Marne faiblement altérée

La section au milieu du tunnel traverse la vallée en forme V avec une couverture faible de 40-45m., la zone fracturée est d'environ 200m de largeur. Voir [figure III.11]



Figure III. 11 : Schiste altérée.

- La section à la fin du tunnel contient du schiste de soubassement, de la cimentation argilacée et structure stratifiée d'une épaisseur moyenne dont les diaclases et les fissures sont peu développées.
- Au niveau de la tête sud du tunnel se trouve principalement le schiste intensément altéré.



Figure III. 12 : Schiste intensément altérée en graviers.

III.4. Description du tronçon du tunnel étudié

Le tronçon du tunnel étudié est situé dans le portail Sud, tube Est. Le piquetage du départ est LK41+358 et celui du point final est LK41+420, faisant ainsi 62 m de longueur et 16 m de largeur sur 13 m de hauteur creusée. Ce tronçon est découpé par des schistes légèrement altérées. La couverture du terrain encaissant au-dessus de ce tronçon du tunnel est de 77.5 m, dont le niveau de la nappe phréatique est pris à 65 m de profondeur. (Voir la figure III.13).

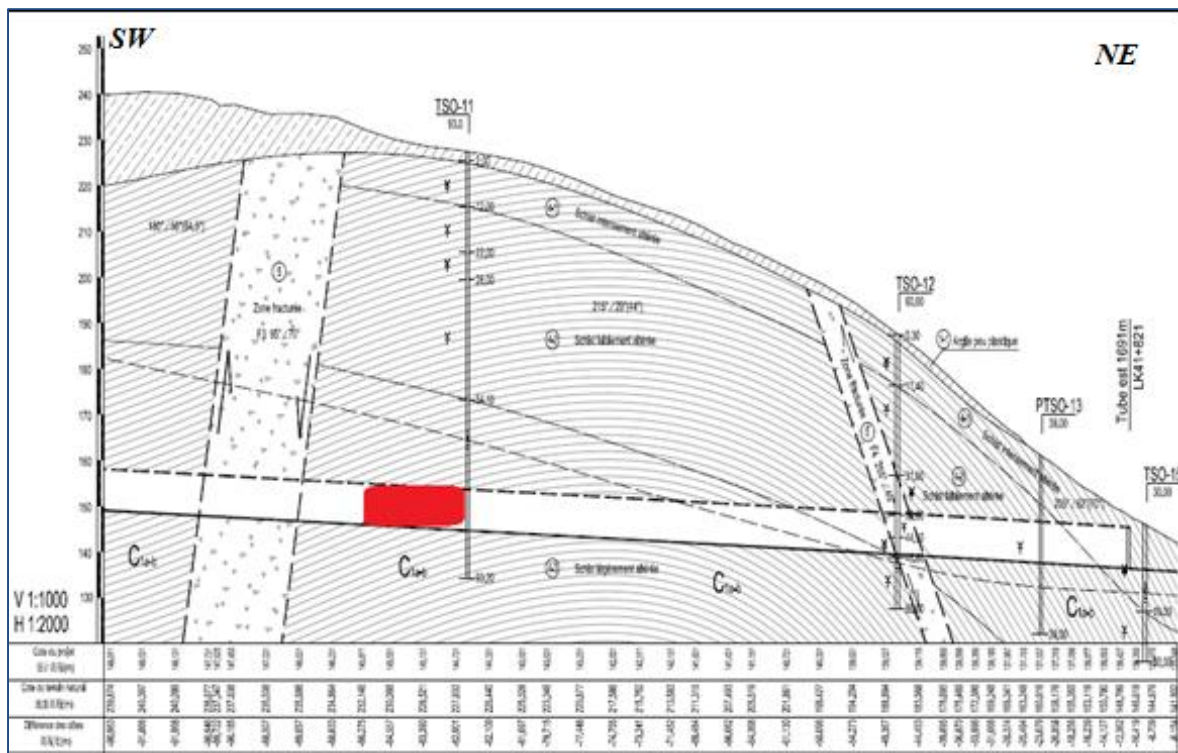


Figure III. 13 : Coupe longitudinale du tronçon du tunnel étudié (PK41+358 - PK41+420).

III.4.1 Essais géotechniques effectués dans la zone du tunnel

L'investigation géotechnique qui a été faite consiste en 13 sondages dont 4 sondages pressiométriques et un puits de prospection géophysique.

III.4.1.1 Essai In-Situ

a) Sondages carottés

Les sondages, quel que soit leur type, vont permettre d'effectuer des observations et des mesures in situ très utile à la reconnaissance géotechnique. Les résultats de sondage TSO-11 montrent que le tronçon étudié sera excavé dans un site comportant quatre couches géologiques, de haut vers le bas, d'argile peu plastique ; de Schiste intensément altérée ; de Schiste faiblement altérée et de Schiste légèrement altérée. Ceux qui permettent la confirmation des hypothèses concernant la structure du massif faites à partir du levé de surface et l'étalonnage de la géophysique, ainsi que la détermination de la nature du sol ou de la roche et le degré de fissuration de notre tronçon étudié. Voir [tableau III.2].

Tableau III. 2 : Résultats des sondages.

N° sondage	Distance et PK	Lithologie	Epaisseur (m)	Couleur	Etat
TSO-11	LK41+420	argile peu plastique	0 -2	Brunâtre et Rougeâtre	Consolidé
		Schiste intensément altérée	2.0-12 22-28	Blanc-gris blanc	Friable
		Schiste faiblement altérée	12.0-20 28-54	Livide	Friable
		Schiste très altérée	54.0-93.2	Livide	Friable

b) Essais d'injection

On calcule les paramètres des essais d'injection en utilisant la formule suivante :

$$K = \frac{0.366Q}{l \times S} \times \lg \frac{2l}{r}$$

Où : l : longueur de la planche d'essai ou du filtre (m) ;

Q : Quantité d'eau injectée stable (m³/j) ;

S : élévation de chute d'eau dans le forage (m) ;

r : diamètre de forage ou de filtre (m) .

K : la perméabilité (m/j) ;

Tableau III. 3 : Paramètres de l'essai d'injection.

N° sondage	TSO-11
Profondeur de sondage (m)	93.20
Niveau statique (m)	62.95
S (m)	62.95-26.83 = 36.12
L (m)	93.20-62.95 = 30.25
Q (m ³ / j)	14.69
r (m)	0.055
K (m/j)	0.015

c) Prospection géophysique

Les méthodes sismiques sont des techniques d'imagerie basées sur l'étude de la propagation des ondes sismiques. Les ondes sismiques sont de nature mécanique. On peut dire d'une onde que c'est une perturbation du milieu, qui se propage dans l'espace ; la propagation est en fonction des propriétés physiques du milieu. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III. 4 : Résultats de la prospection géophysique.

Lithologie	V_p (m/s)	V_m (m/s)	ρ (Ωm)	v_d	E_d (GPa)
Argile peu plastique	<1000	300-450	5-20	0.35	0.1
Schiste intensément altérée	1700-2500	880	30-100	0.32	0.81
Schiste faiblement altérée	2600-3600	1190	100-300	0.30	1.55
Schiste légèrement altérée	>3600	1510	300-500	0.28	2.00

III.4.1.2 Essai au laboratoire**a) Essai de gonflement**

Afin de déterminer les caractéristiques de gonflement, des échantillons de schiste ont fait l'objet de l'essai Huder-Amberg. Les résultats des essais sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III. 5 : Essai de gonflement.

N° Sondage	Profondeur (m)	Lithologie	δ_g (KPa)	Classe de gonflement
TSO-11	67.00-67.25	Schiste	75.0	faible gonflement
TSO-11	85.00-85.30		42.5	

b) Résistance à pression

Les résultats des essais sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III. 6 : Caractéristiques de résistance à pression.

Paramètre	Schiste légèrement altérée		
	h (g/cm ³)	R_c (saturé) (MPa)	R_c (séché) (MPa)
Valeur proposée	2.60	9.10	15.47

c) Résistance au cisaillement

Les paramètres de résistance au cisaillement de l'échantillon de schiste sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III. 7 : Caractéristiques de résistance au cisaillement.

Lithologie	Rc (Mpa)	C (KPa)	Φ (°)	ρ (g/cm ³)
Schiste légèrement altérée	9	145	27.9	2.6

d) Paramètres du tronçon étudié

Les résultats des essais réalisés sur notre tronçon étudié sont résumés dans le tableau suivant :

N° sondage	TSO-11
Lithologie	Schiste légèrement altéré
Profondeur (m)	54.1 à 93.2
Compression uniaxiale (Mpa)	5-25
RQD(%)	50%
Espacements discontinuités (cm)	<20
Séparation entre les joints (mm)	1-5
Longueur(m)	3-10
Rugosité	un peu rugueuse
Épaisseur des Remplissages (mm)	Durs <5mm
RMR	37
Classe de roche	IV

Tableau III. 8 : Paramètres du tronçon étudié.

III.5. Conclusion

Vue la complexité de la condition géologique et hydrogéologique du tunnel, il est proposé de renforcer l'anticipation géologique et l'observation de la déformation lors de l'exécution, afin de trouver à temps le changement de la condition géologique et hydrogéologique, ainsi changer activement les paramètres de soutènement pour l'étude et assurer la sécurité de la réalisation. La stabilité globale du terrain de tunnel est mauvaise, pour notre tronçon étudié (LK 358+420) qui traverse la zone des schistes légèrement altérées donc il faut prendre une forte mesure de soutènement lors de l'excavation de tunnel.

CHAPITRE 4

Classification du tronçon du tunnel étudié

IV.3. Critères de classification d'AFTES pour le choix d'un soutènement de la zone étudiée

1. L'état d'altération du massif rocheux : massif légèrement altéré, classe AM2, (voir l'annexe A, tableau I.9),
2. L'intervalle entre les discontinuités < 20, classe ID4 (voir le tableau III.8 et l'annexe A, tableau I.12),
3. L'intervalle entre les discontinuités de chaque famille : S4, E4 (voir le tableau III.8 et l'annexe A, tableau I.11)
4. Hydrologie : perméabilité : K4 (voir le tableau III.3 et l'annexe A, tableau I.14)
5. L'indice de continuité : Ic3 (voir le tableau III.8 et l'annexe A, tableau I.15)
6. La résistance à la compression simple : R4 (voir le tableau III.6 et l'annexe A, tableau I.16)
7. L'état de contraintes naturelles : CN2 ($\frac{R_c}{\sigma_0} = 4.1$ avec $\sigma_0 = 2.19$ voir le tableau III.6 et l'annexe A, tableau I.17)
8. La couverture : 77.5 m
9. L'environnement : construction proche.

Tableau IV. 1 : Utilisation de la classification AFTES pour le choix d'un soutènement de la zone de schiste légèrement altérée.

Zone de schiste légèrement altéré		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoir		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
				Ancrage ponctuel	Ancrage réparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaque métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
Critères	Classes														
Comportement mécanique	R4	X	•	X			•	•							
Discontinuités	S4, E4		•	• Gr ou BP	• Gr ou BP	X	•					X		X	X
Altérabilité	AM2	X	•					•	•	•					
Hydrologie	K4		X			X	•						•		
Couverture	R4, CN2	X				X						X			
Environnement	Construction proche	X	Gr Pm	Bp	Bp	Bp	Act	X	Enf	Bcl		Inj			
Synthèse		X	X	X	• Gr Bp Bo	X	• Gr Bo Act	X	• Enf	• Bcl		X	•	X	X

Conclusion :

Après l'analyse de ces résultats, le soutènement qu'on a proposé suivant les recommandations d'AFTES été :

- ❖ boulons à ancrage réparti avec grillage ou béton projeté.
- ❖ Cintres lourds
- ❖ voussoir à Plaques métalliques assemblées avec enfilage et voussoirs en béton.
- ❖ Procédé d'injection.

IV.4. Etude comparative entre le choix de type de soutènement obtenus par

L'AFTES et le RMR

Le type de soutènement est déterminé en fonction de la condition géologique du tunnel et de la méthode d'excavation (en sections divisées). Le soutènement obtenu par RMR est composé de boulons, de béton projeté et de cintres, les paramètres du soutènement sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 2 : Paramètres du soutènement du tronçon du tunnel.

Domaine d'application			Applicable aux terrains de la zone de schiste légèrement altérée
Soutènement	Béton projeté RN30		29cm
	Cintre métallique	Type	HEB 180
		Espacement(m)	0.8m±0.25m
		S'il y a le radier	Oui
	Soutènement de voûte parapluie	Type	Boulons d'ancrage $\phi 32$
		longueur(m)	4m
		Espacement(m)	Transversal : 0.40m Longitudinal : 1.6m (réglable)
	Boulon Systématique (Optionnelle)	Type	HA 32, L=4.0m
		Espacement(m)	Transversal : 1.20m Longitudinal : 0.80m (réglable)
	Treillis soudés 6/6 10cm×10cm		Bicouche ou couche simple
Revêtement	RN40 Béton	Epaisseur (cm)	50~85.6
	Acier	Dimension (mm)	$\Phi 20$
		Espacement(m)	0.2

Chapitre IV Classification du tronçon du tunnel étudié

Les résultats des recommandations de l'AFTES cités précédemment et celles de RMR sont pareils sauf que la proposition d'ajouter des voussoirs à Plaques métalliques assemblées avec enfilage et voussoirs en béton proposés par l'AFTES vu la nature de terrain assez mauvaise.

IV.5. Recommandation du choix de type de soutènement par logiciel

RocSupport

IV.5.1. Présentation de RocSupport

RocSupport est un programme qui surveille la déformation des tunnels circulaires dans un milieu de rocher faible et son interaction avec les divers systèmes de soutien. Le programme peut montrer également les déformations survenues dans le front de taille du tunnel.

IV.5.2. Analyses réalisées par le programme RocSupport et systèmes de soutènement

Les soutènements prévus pour l'utilisation dans les analyses dans cette partie du tunnel et les caractéristiques du tunnel figurent ci-dessous :

Tableau IV. 3 : Paramètres du Sol.

Pression Uni axiale (MPa)	9
Taux de Poisson (%)	0.3
Module de Déformation (Mpa)	711
Poids unitaire γ_n , (MN/m ³)	0.027
Hauteur active de rocher H, (m)	77.5
Cohésion C, (MPa)	0.76
Angle de frottement interne ϕ , (°)	27.67

Tableau IV. 4 : Paramètres de tunnel et de soutien.

Rayon du tunnel (m)	6.5
Pression In-Situ (MPa)	$P_0 = 77.5 * 0.027 = 2.0925 \text{ MPa}$
Soutènement en acier	HEB 160
Béton projeté (RN30)	30 cm
Boulon de rocher (25 mm)	10 m (1x1 m)

Pour examiner la conception de soutien et trouver les faiblesses, les courbes d'interaction de soutien de sol sont dessinées avec le programme «RocSupport» en utilisant les solutions

Chapitre IV Classification du tronçon du tunnel étudié

Duncan Fama. Le logiciel calcule la réaction d'appui par deux paramètres : la pression maximale de soutien (MPa) et la déformation moyenne maximale (%). Il suppose que le système de soutien doit donner la pression maximale qui est linéairement proportionnel à la déformation.

Il permet de déterminer le moment d'installation du soutien selon la distance à partir de la face (m), en fonction de la convergence du tunnel (%) ou en fonction du déplacement de la paroi (mm). Voir [figure IV.2] .

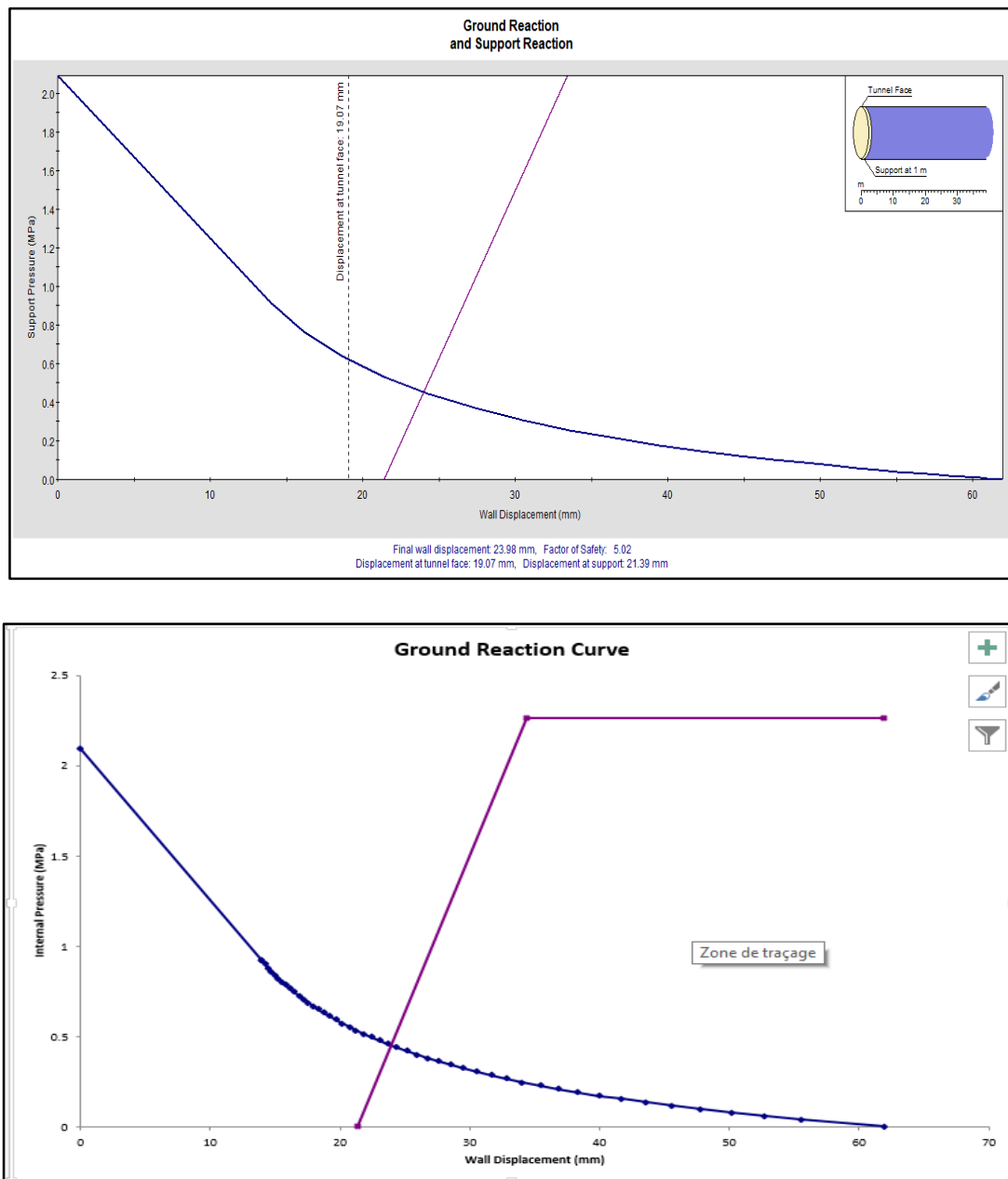


Figure IV. 2 : Courbe d'Interaction de Soutien du Sol.

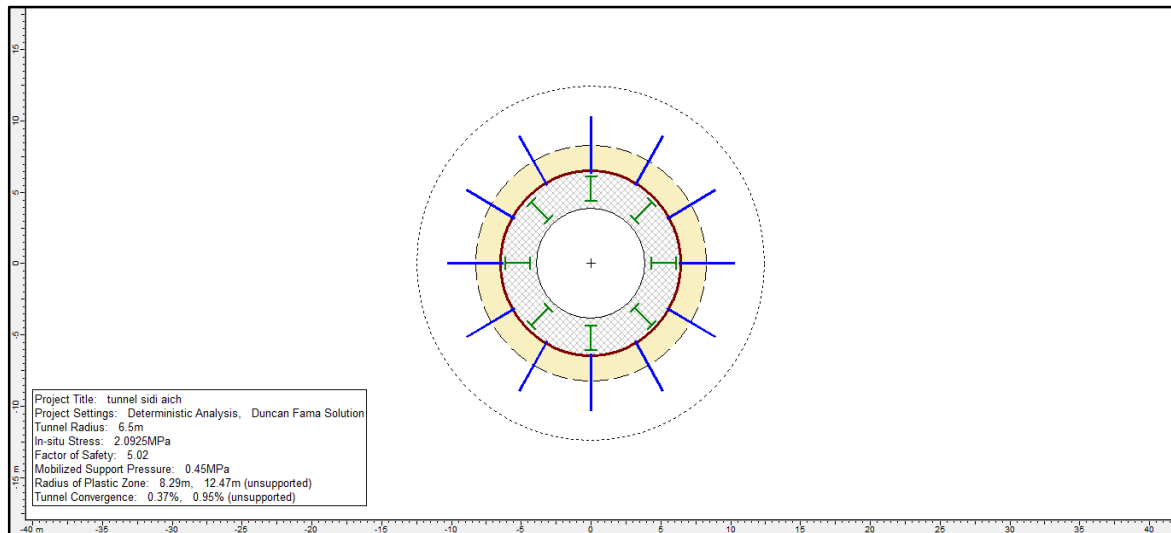


Figure IV. 3 : Section du tunnel.

IV.5.1. Informations tirées à partir de RocSupport

➤ Paramètres de projet :

Titre de projet : tunnel **sidi aich**

Méthode de Solution : Duncan Fama solution

Type d'analyse : Déterministe

Module de la méthode : Hoek, Carranza-Torres, Corkum (2002)

➤ Résultat d'analyse :

Facteur de sécurité : **5.02**

Pression de soutien mobilisée : **0.45 MPa**

- Avec support installé :

Rayon de la zone plastique r_p : **8.29 m**

Déplacement de la paroi u_p : **23.98 mm**

Convergence du tunnel : **0.37 %**

- Sans support installé :

Rayon de la zone plastique r_p : **12.47m**

Déplacement de la paroi u_p : **61.97 mm**

Convergence du tunnel : **0.95 %**

Déformation au front de taille du tunnel :

Déplacement de la paroi u_p : **19.07 mm**

Convergence du tunnel : **0.29 %**

Pression critique P_{cr} : **0.92MPa**

➤ **Paramètres du tunnel et rocher :**

Rayon du tunnel (r_o): **6.5** m

Stress in-situ (p_o): **2.0925** MPa

Module de Young de la masse rocheuse(E): **711** MPa

Coefficient de Poisson (ν): **0.3**

Résistance à la compression de la masse rocheuse R_c : **0.76** MPa

Friction Angle de frottement interne(ϕ) : **27.67°**

➤ **Paramètres de soutènement :**

- **Combinaison totale :**

Pression maximale de soutien : **2.264**MPa

Souche moyenne maximale : **0.2** %

Distance d'installation à partir le front de taille du tunnel : 1 m

Convergence Initiale du tunnel : **0.33** %

Déplacement initial de la paroi : **21.39** mm

- **Boulons d'ancrage :**

Type : **25** mm

Pression maximale de soutien : **0.267** MPa

Souche moyenne maximale : **0.2** %

Espacement des motifs carrés de boulon d'ancrage : **1 x 1** m²

- **Cintres en acier :**

Type : wide flange rib

Propriétés : Largeur = **160**mm, profondeur de la section =160mm, poids = **37** kg/m

Pression maximale de soutien : **0.193** MPa

Souche moyenne maximale : **0.3** %

Hors espacement du front de taille : **1**m

- **Béton projeté :**

Propriétés : Epaisseur = **300** mm, âge = **28** jours, R_c = **35** MPa

Pression maximale de soutien : **1.804** MPa

Souche moyenne maximale : **0.1** %

IV.5.2. Interprétation des résultats

Comme il est indiqué dans la figure IV.3, une déformation totale de 23.98 mm est constituée avec la fermeture du tunnel. En outre une déformation de 19.07 mm est constituée dans le front de taille du tunnel. Le facteur de sécurité est calculé en 5.02. Comme l'indiquent les analyses effectuées, les systèmes de soutien prévus dans cette partie du tunnel étant conformes, les analyses numériques détaillées seront effectuées dans la partie suivante avec le programme PLAXIS 3D Tunnel.

IV.6. Exécution des travaux

On explique surtout les détails qui doivent être notés au cours d'excavation, y compris le soutènement en parapluie.

IV.6.1. Excavation

Le tunnel sera excavé par des gradins et chaque gradin est morcelé afin d'éviter que la surface de soutènement trop grande qui n'est pas à temps engendre l'instabilité. L'avancement de chaque creusement dans le tunnel est de 2 m.

IV.6.2. Les éléments utilisés dans le système de soutènement

Les éléments du système de soutien sont constitués suivant leurs diverses combinaisons en fonction de la classe de roche ou des conditions géologiques rencontrées. On distingue :

a. Béton projeté

Un béton projeté de première couche sera appliqué dans tous les systèmes de soutien après l'excavation contre le risque de rupture et de chute des couches. La classe du béton projeté utilisé sera RN30. (Épaisseur = 300 mm, âge = 28 jours, $R_c = 35$ MPa)

b. Treillis en acier

Un treillis en acier sera appliqué entre les couches de béton afin de constituer l'armature statique et constructive du revêtement en béton. (Treillis soudés 6/6, 10cm×10cm en bicouche ou couche simple).

c. Soutènement en acier

Le soutènement en acier constitue également un soutien pour les pieux forés et assure une confiance mentale pour les employés. Des profilés HEB 160 sont utilisés dans ce projet.

d. soutènement en parapluie

Le soutènement en forme parapluie est constitué de boulons d'ancrage tête fixe de diamètre $\phi = 25$ mm et de 10 m de longueur. L'angle d'élévation des boulons est de 20° , le nombre total est de 12 boulons. L'espacement des auréoles des boulons est de 2.5m et l'espacement longitudinal est de 2 m.

Ce type de boulon, durable dans le temps est particulièrement efficace dans les roches tendres ou terrains meubles type sols indurés dotés d'une certaine cohésion. Une plaque est fréquemment utilisée pour éviter l'absorption de la tige par les terrains déformables conduisant à l'inefficacité du système près de la paroi.

La longueur des boulons d'ancrage à tête fixe est choisie de sorte qu'ils dépassent au moins 2 m la zone en plastique formée autour du tunnel ($L = 10$ m). Les boulons seront installés en position radiale sur les parois du tunnel. Voir [figure IV.4].

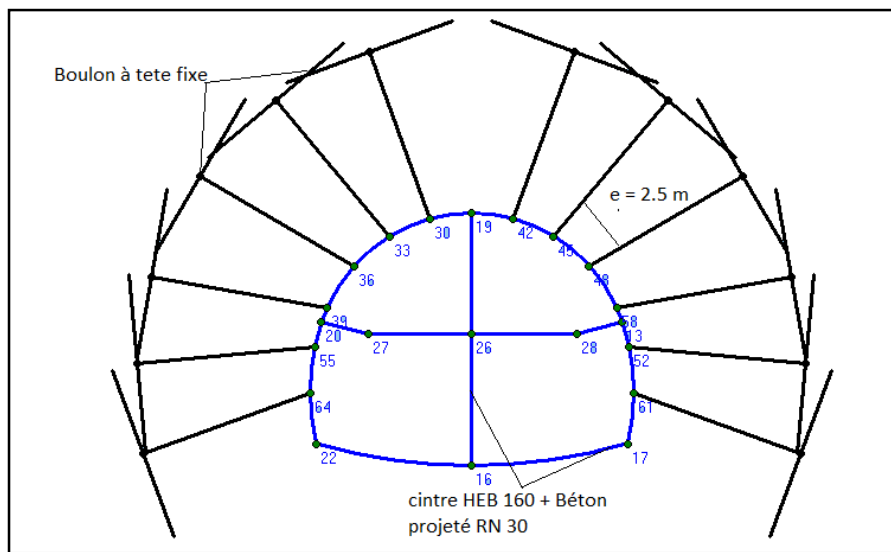


Figure IV. 4 : Plan de soutènement et dimensions de la section du tunnel.

IV.7.Conclusion

Dans ce chapitre, on a traité le tronçon du tunnel étudié à partir de recommandations de l'AFTES, basée sur des considérations empiriques qui permettent d'orienter le choix du type de soutènement. Ensuite on a comparé les résultats de recommandations de l'AFTES cités précédemment et celles de RMR effectués par l'entreprise.

Enfin on a réalisé des calculs analytiques par le biais du logiciel RocSupport pour examiner l'interaction entre la convergence de sol et le confinement de soutènement convenable qui permet l'exécution des travaux en toute sécurité.

CHAPITRE 5

Modélisation avec la méthode des éléments finis (plaxis 3d tunnel)

V.1. Introduction

Dans cette partie de notre travail, nous allons modéliser la section du tunnel (définie dans le chapitre IV), en utilisant le logiciel PLAXIS 3D Tunnel ; La méthode selon laquelle le logiciel fonctionne est la MEF. Pour qu'on puisse faire tous les calculs, on doit introduire toutes les données du projet présentées ci-dessous.

V.2. Présentation de la procédure de simulation

V.2.1. Caractéristiques géométriques du massif

Le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb a été choisi pour la simulation de notre projet. Il sera modélisé par un modèle géométrique 3D. Il mesure 110 m de large sur 115 m de hauteur. Ce modèle est représenté sur la figure V.1.

La géologie du site est composée de quatre couches du haut vers le bas :

- Une couche d'argile peu plastique : 6.25 m d'épaisseur ;
- Une couche de schiste intensément altérée : 10 m d'épaisseur ;
- Une couche de schiste faiblement altérée : 43.75 m d'épaisseur ;
- Une couche de schiste légèrement altérée : 55 m d'épaisseur

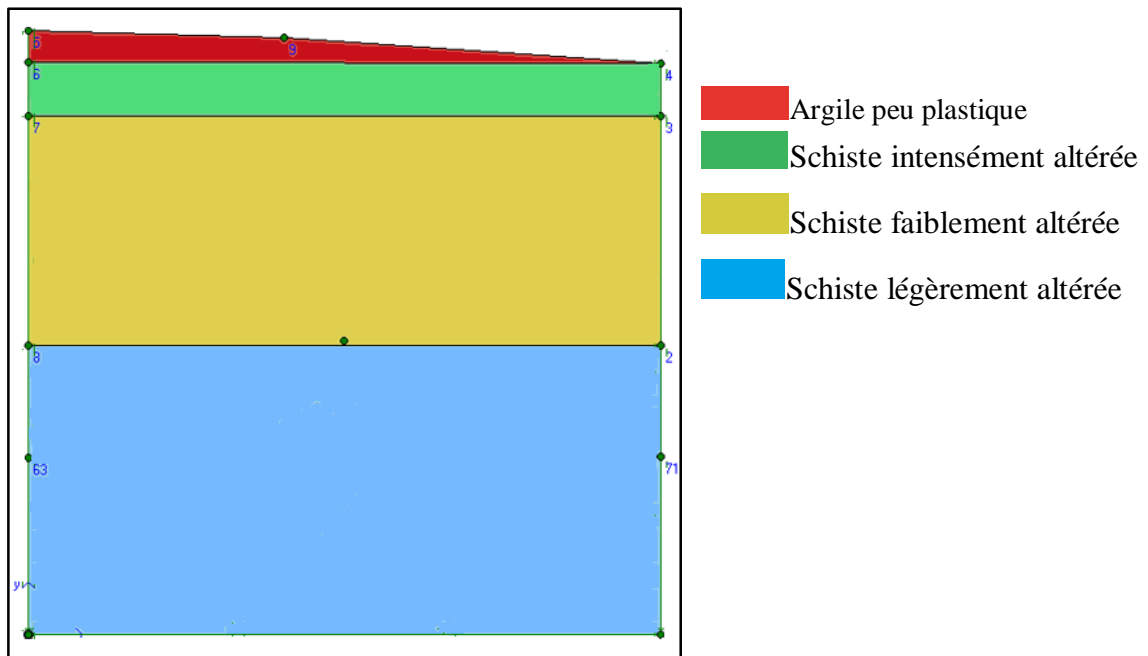


Figure V. 1 : Coupe transversale du massif [Boîte dialogue PLAXIS 3D Tunnel]

V.2.2. Caractéristiques géotechniques du massif

Les Caractéristiques géotechniques de chaque couche pour cette section du tunnel sont données dans le tableau suivant :

Tableau V. 1 :Caractéristiques géotechniques du massif.

Couches	γ_{unsat} [KN/m ³]	γ_{sat} [KN/m ³]	$E_{\text{réf}}$ [MPa]	ν	Court terme	
					C [KN/m ²]	$\Phi(^{\circ})$
argile peu plastique	19.5	27.3	100	0.35	20	22
schiste intensément altérée	24	25	810	0.32	110	26
schiste faiblement altérée	26	27	1550	0.30	130	28
schiste légèrement altérée	26	27	2000	0.28	145	27.5

V.2.3. Géométrie des sections du tunnel

La coupe transversale du tunnel, tel qu'elle était établit, est divisée en tranches, afin de le dessiner la section dans PLAXIS 3D Tunnel. Les dimensions de chacune sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau V. 2 :Géométrie des sections du tunnel.

Tranches	Rayon (m)	Angle (°)
Calotte (arc)	8.409	71.66
Stross (arc)	11.90	31.59
Corner	-	60.75
Radier (arc)	30	16

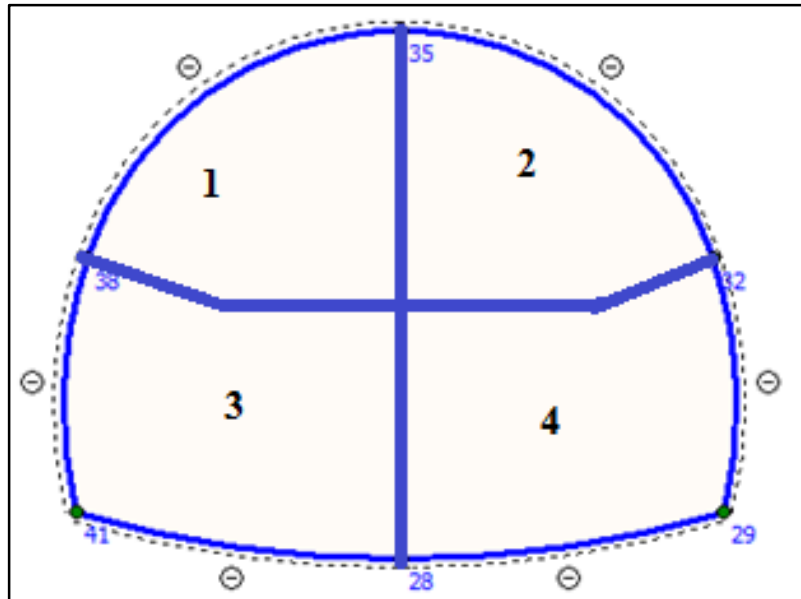


Figure V. 2 :Coupe de la géométrie de section du tunnel.

Les caractéristiques retenues pour le soutènement de ce tronçon du tunnel sont décrites dans le tableau suivant :

Tableau V. 3 :Paramètres du soutènement.

Soutènement	Paramètres
Béton RN 30 +Cintre HEB 160	$E_A = 8.7 \cdot 10^6 \text{ KN/m}$
	$E_I = 6.7 \cdot 10^6 \text{ KN/m}$
	$w = 7.5$
Boulons d'ancrage	$E_A = 1.608 \cdot 10^8 \text{ KN/m}$
Tube d'acier+ ciment	$E_A = 7.540 \cdot 10^7 \text{ KN/m}$
Ciment	$E_A = 10^6 \text{ KN/m}$

➤ **La rigiditééquivalente :**

Le calcul de la rigidité équivalente est mentionné dans l'annexe D.

$$EA_{eq} = E_b A_b + \left(\frac{E_{cin}}{E_b} - 1 \right) E_b \frac{A_{cin}}{d}$$

$$EI_{eq} = E_b I_b + \left(\frac{E_{cin}}{E_b} - 1 \right) E_b \frac{I_{cin}}{d}$$

V.2.4. Conditions aux limites

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

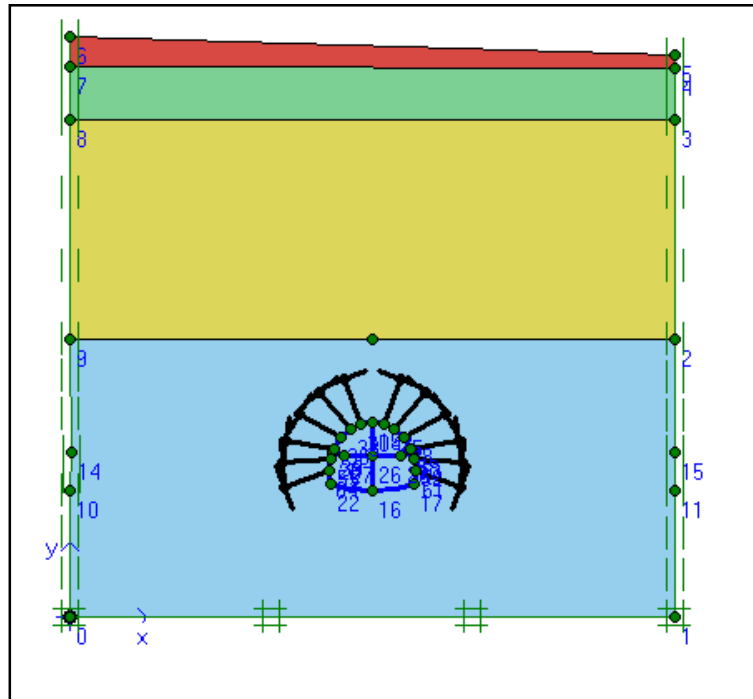


Figure V. 3 : Génération des conditions aux limites [Boîte de dialogue de PLAXIS 3D Tunnel]

V.2.5. Génération du maillage

Le maillage est généré en 2D, puis en 3D. Le maillage se fait par des éléments à 15 nœuds. Le maillage de notre ensemble massif + structure est constitué de 1680 éléments et de 5240 nœuds. Le logiciel effectue les calculs des contraintes sur 10080 points.

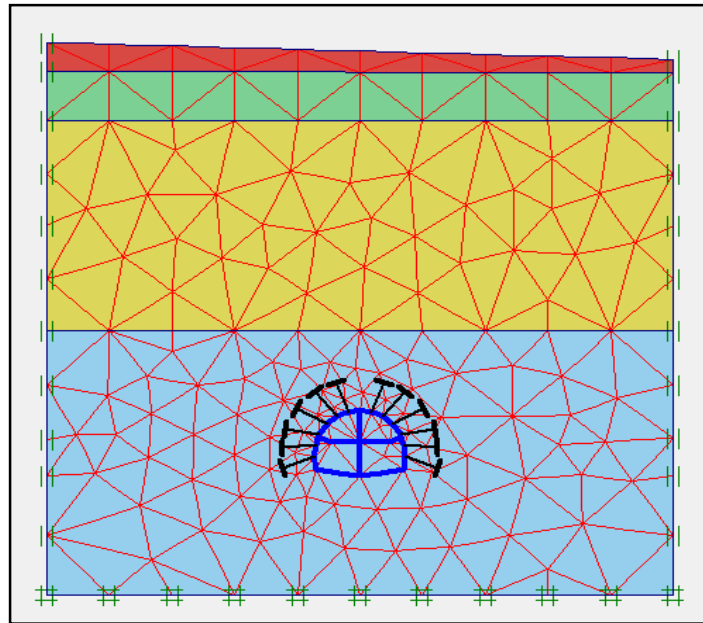


Figure V. 4 :Génération du maillage en 2D.

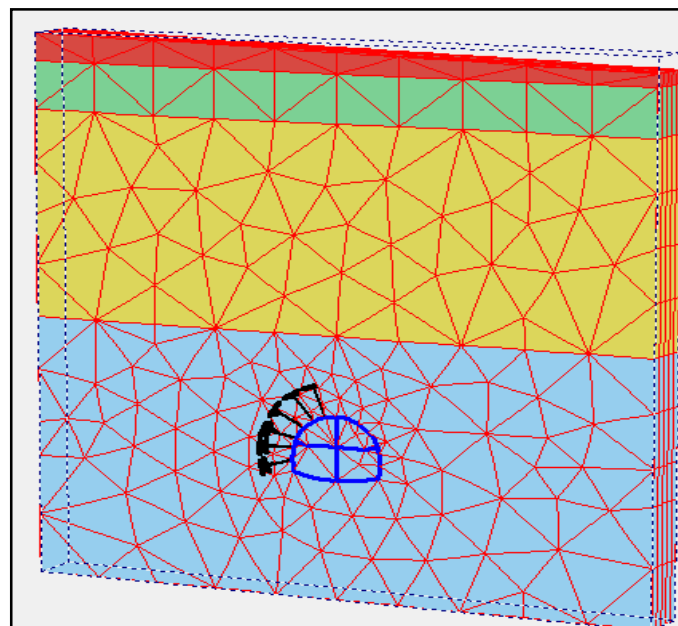


Figure V. 5 :Génération du maillage en 3D.

V.2.6. Conditions initiales

On doit spécifier les conditions initiales de deux modes différents :

- L'un pour générer les pressions interstitielles initiales (conditions hydrauliques)

Comme on ne va pas prendre en considération les pressions interstitielles, le niveau de la nappe phréatique initiale est égal à 0.

- L'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales.

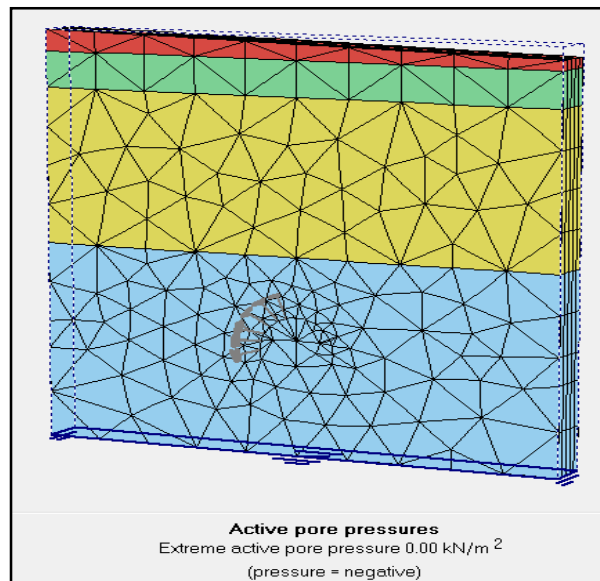


Figure V. 6 :conditions hydrauliques [Boîte de dialogue PLAXIS 3D Tunnel].

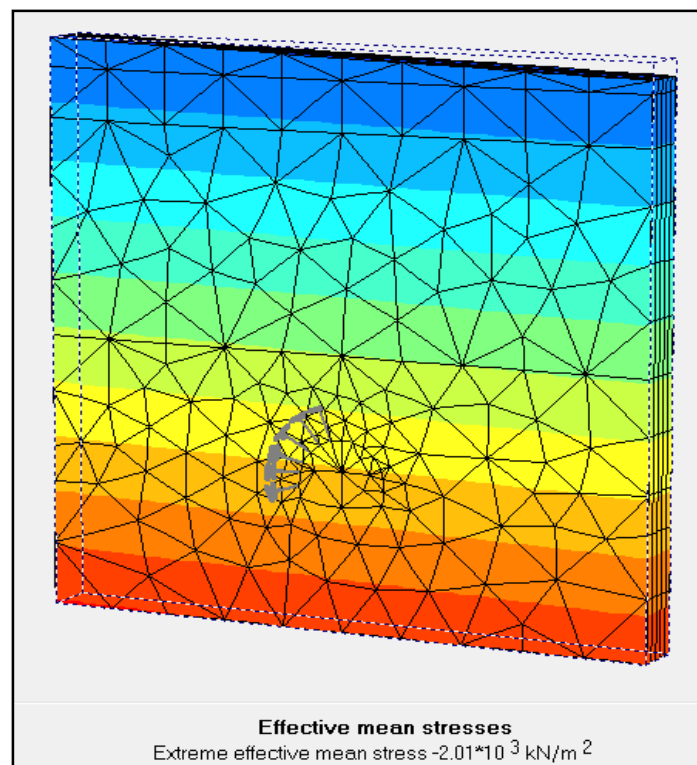


Figure V. 7 :contraintes effectives initiales 2010 KN/m².

V.2.7.Exécution de l'excavation du tunnel

Après avoir introduit tous les paramètres de l'ensemble massif + structure, on lance l'application des calculs « Calculations » : les calculs se font d'une manière incrémentale, selon 21 phases, chacune représentant un pas d'avancement (2 m), jusqu'à atteindre 10 m.

➤ **Section 1 :**

Phase 1 : état initiale ;

Phase 2 : Excavation, soutènement de 2 m et l'activation de boulons d'ancrage et du soutènement provisoire ;

Phase 3 : Excavation, soutènement de 2 m et l'activation de boulons d'ancrage et du soutènement provisoire ;

➤ **Section 2 :**

Phase 4 : Excavation, soutènement de 2 m et l'activation de boulons d'ancrage et du soutènement provisoire ;

Phase 5 : Excavation, soutènement de 2 m et l'activation de boulons d'ancrage et du soutènement provisoire ;

➤ **Section 3 :**

Phase 6 : Excavation, soutènement de 2 m et l'activation de boulons d'ancrage et désactivation du soutènement provisoire horizontale du front de taille ;

Phase 7 : Excavation, soutènement de 2 m et l'activation de boulons d'ancrage et désactivation du soutènement provisoire horizontale duplanA ;

➤ **Section 4 :**

Phase 8 : Excavation, soutènement de 2 m et l'activation de boulons d'ancrage et du soutènement provisoire horizontale du front de taille ;

Phase 9 : Excavation, soutènement de 2 m et l'activation de boulons d'ancrage et désactivation du soutènement provisoire horizontale duplan A ;

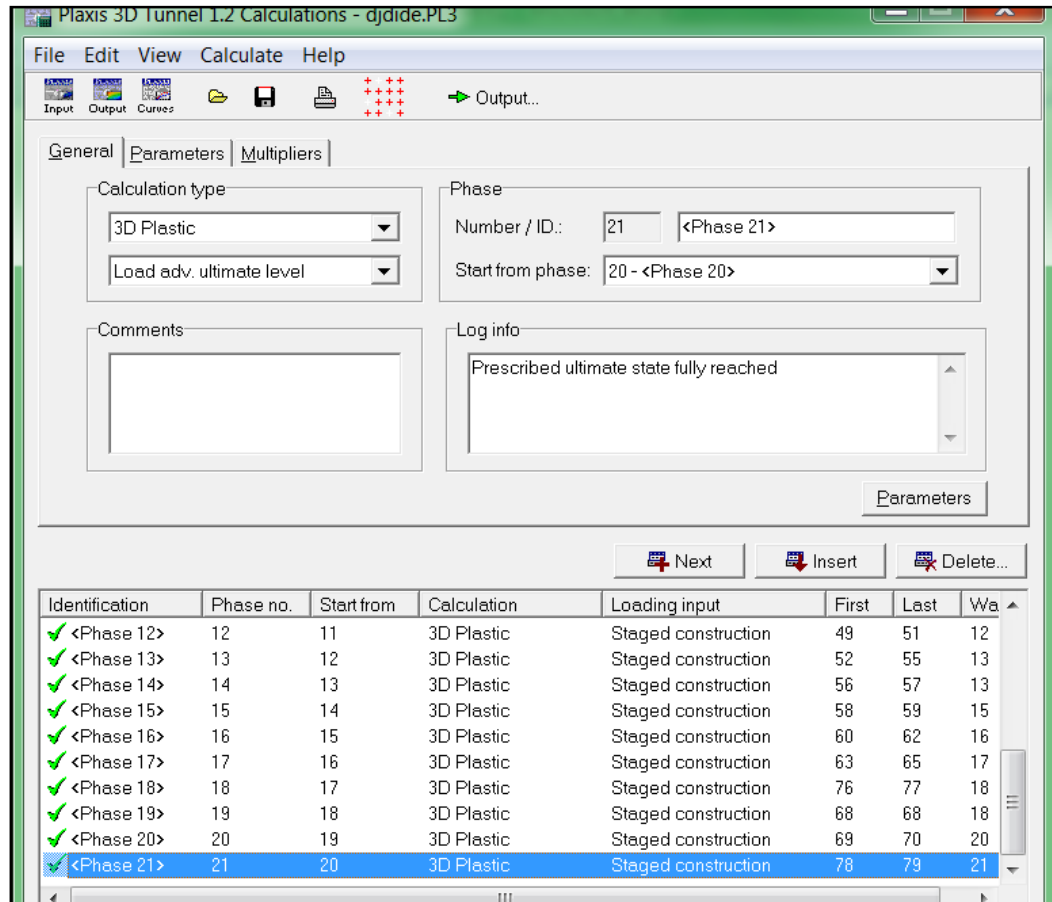


Figure V. 8 :Phases de calcul [Boîte de dialogue PLAXIS 3D Tunnel].

V.3. Calcul des déformations (déplacement) dus au creusement du tunnel

Le calcul des déformations se fait d'une manière itérative pour chaque pas d'avancement et suivant les trois axes (O_x , O_y , O_z) ; pour qu'on puisse obtenir à la fin la valeur du déplacement total du sol et celles des contraintes effectives et réelles.

Dans notre étude, nous nous intéressons à interpréter les résultats obtenus pour les phases 1,7 et 21, car ces phases montrent les marges des mouvements horizontaux (O_x , O_z) et verticaux (O_y).

On note que :

Phase 1 : représente l'état initial avant l'exécution des travaux.

Phase 7 : état intermédiaire dont la variation des valeurs de déformations est claire.

Phase 21 : état final dont on atteint 10 m de creusement.

Pour suivre l'évolution des déplacements verticaux ; on choisit le point A comme référence au niveau de la voute et le point D au niveau du radier. Ces deux points sont pris dans le plan A et situés à 2 m du front de taille.

Au niveau de stross, l'étude des déplacements horizontaux s'effectue pour les deux cotés (le point B à gauche, le point C à droite), plus précisément au point de la naissance de la voute.

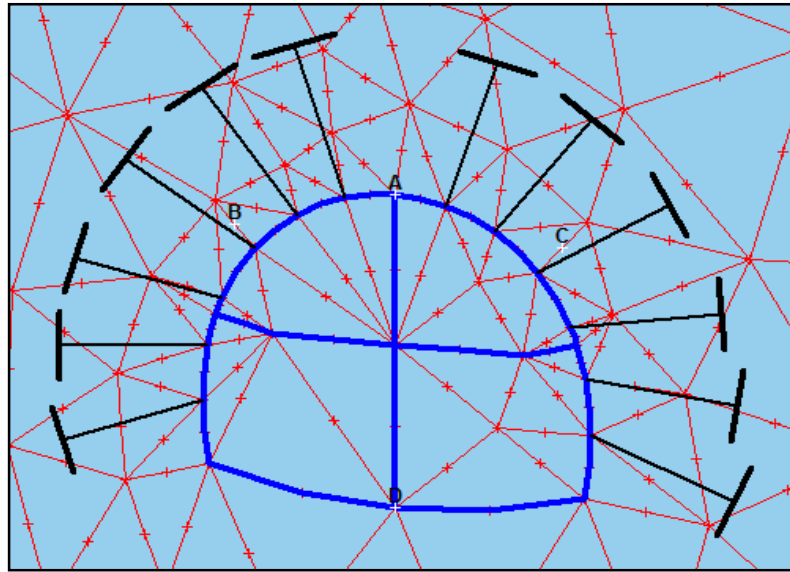


Figure V. 9 : Définition des points pour le plan A. [Boîte de dialogue PLAXIS 3D Tunnel].

V.4. Etude comparative entre les phases de calcul 1,7 et 21

- Calcul et comparaison des déplacements totaux (U_{tot}) entre les phases choisies :

Phase 1

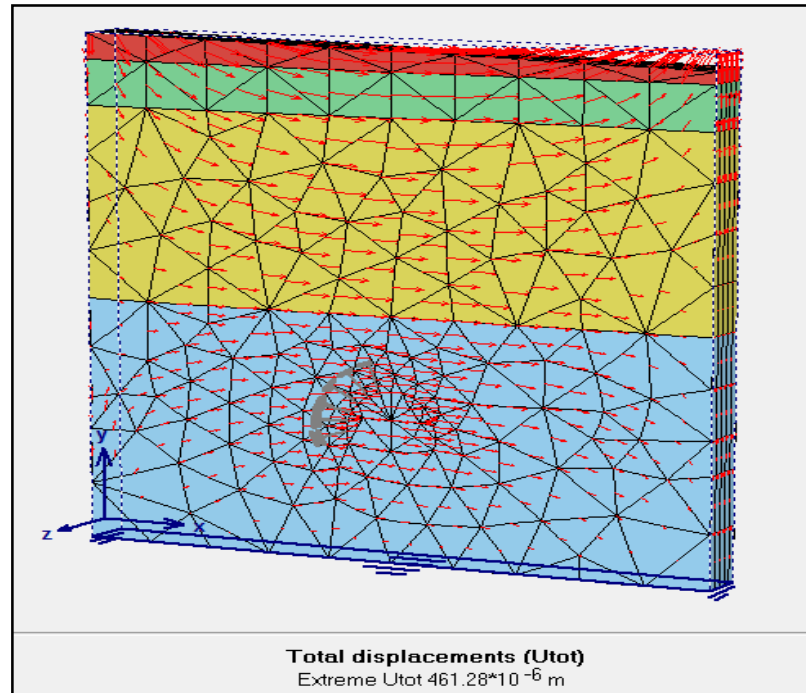


Figure V. 10 :Déplacements totaux ; phase 1.

Phase 7

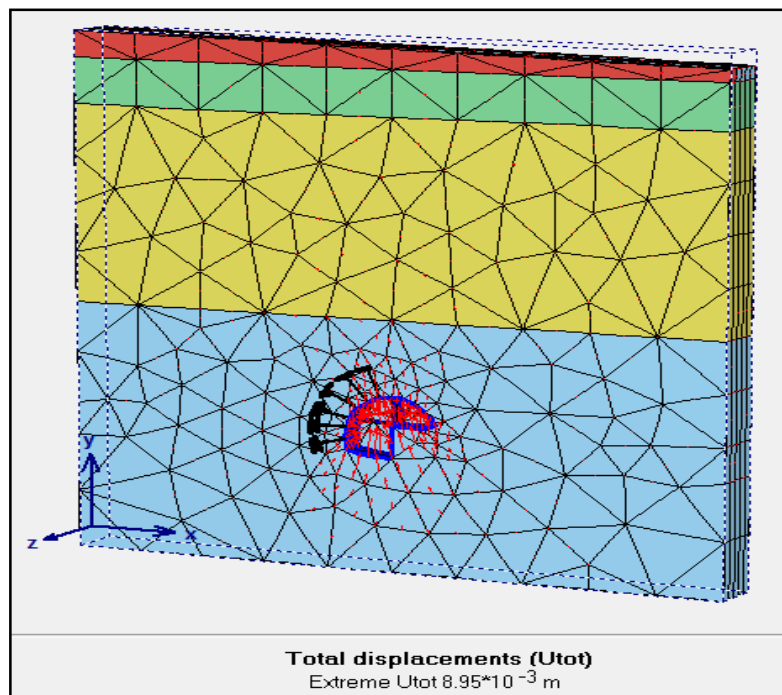
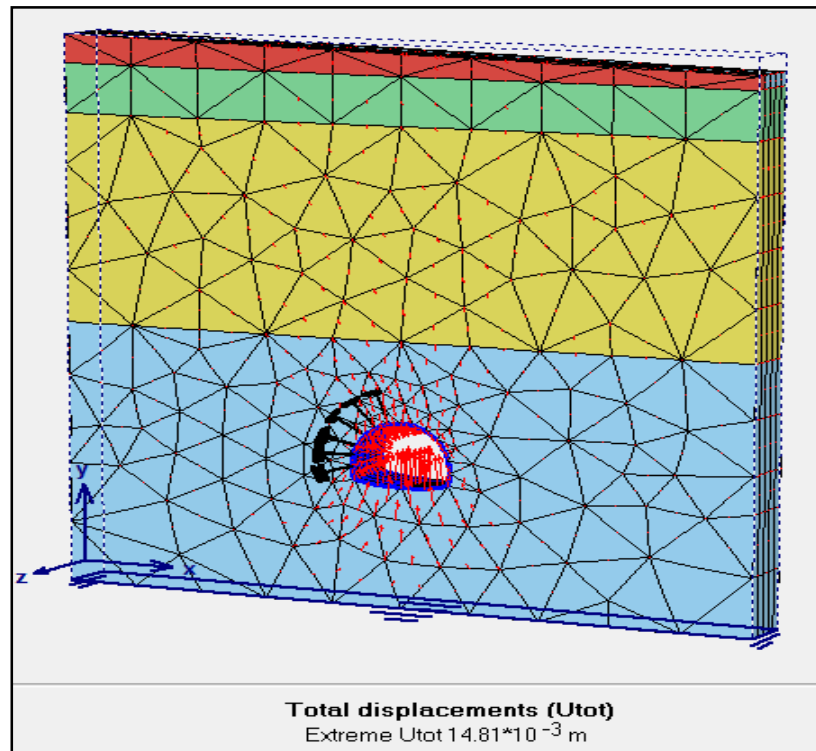


Figure V. 11 :Déplacements totaux ; phase 7.

Phase 21

**Figure V. 12 :**Déplacements totaux ; phase 21.

- ✚ Bien que l'excavation n'a pas encore commencé dans la première phase et d'après les résultats obtenus, on remarque que les déplacements totaux sont petits, mais ils augmentent au fur et mesure de l'avancement des travaux jusqu'ils atteignent une valeur maximale de : $U_{\text{tot}} = 14.81 \cdot 10^{-3} \text{ m}$.

- Calcul et comparaison des déplacements horizontaux (U_x) :

Phase 1

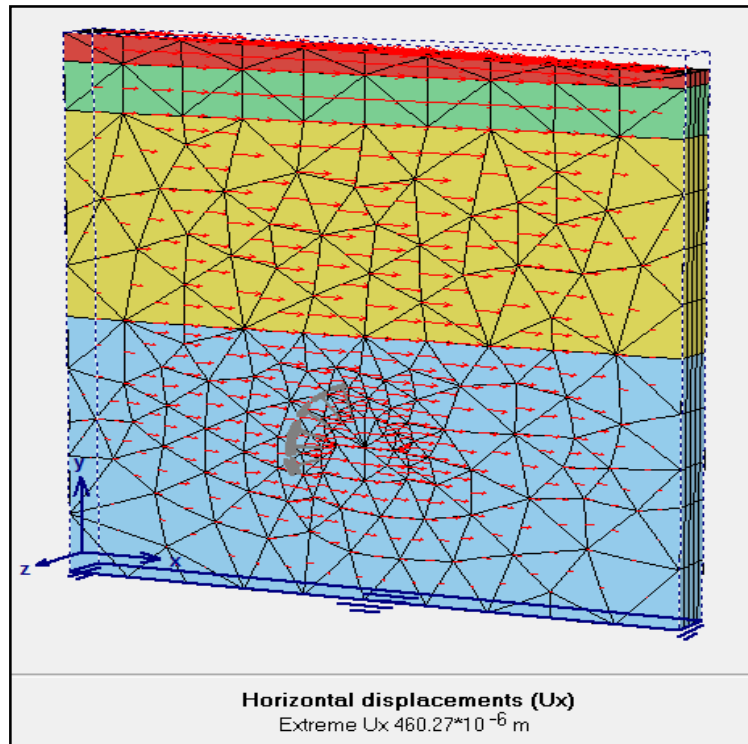


Figure V. 13 :Déplacements horizontaux (U_x) : Phase 1.

Phase 7

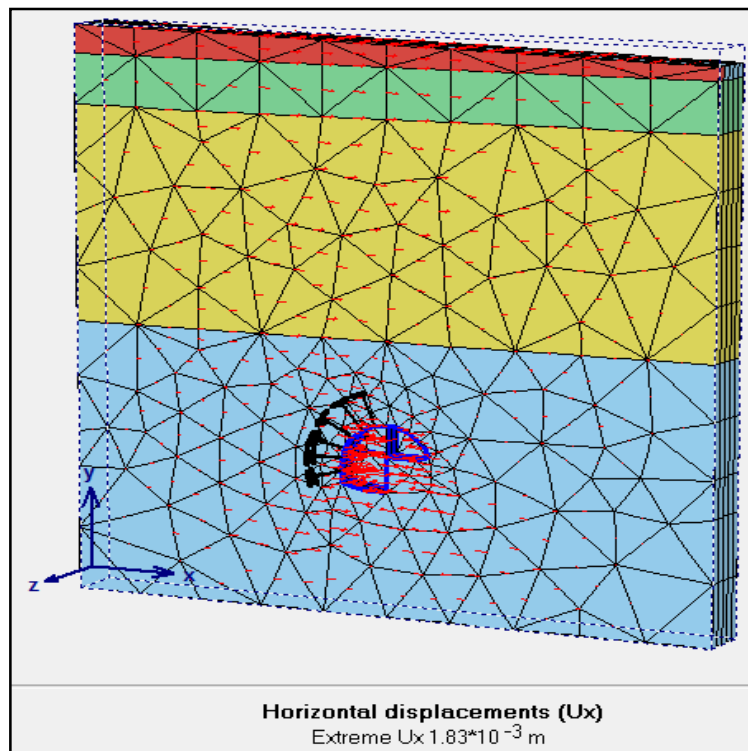


Figure V. 14 :Déplacements horizontaux (U_x) : Phase 7

Phase 21

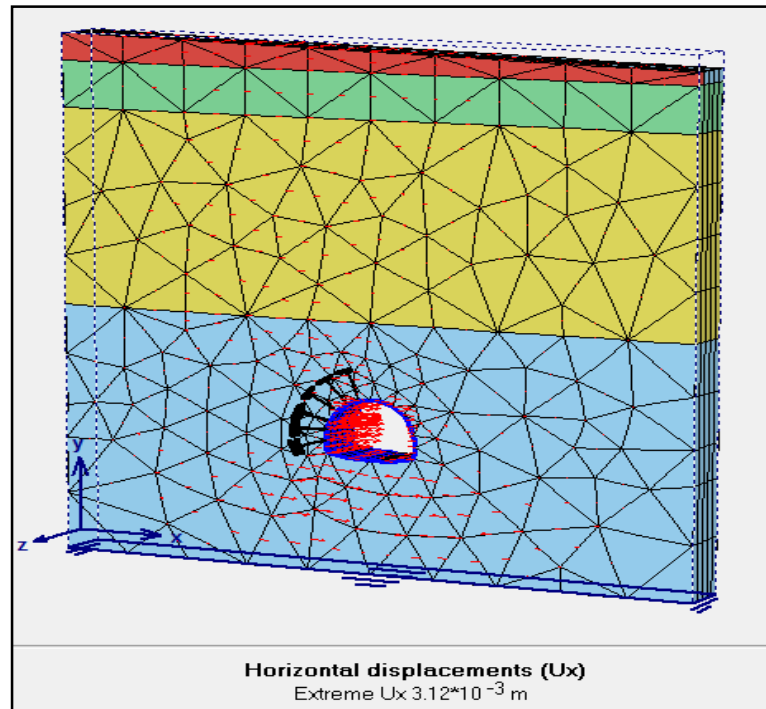


Figure V. 15 :Déplacements horizontaux (Ux) : Phase 21.

- ✚ On remarque que les déplacements horizontaux suivant l'axe (Ox) sont presque nuls dans la première phase. Ils augmentent au fur et mesure de l'avancement des travaux dans les phases 7 et 21, mais ils restent toujours petits.

- Calcul et comparaison des déplacements horizontaux (U_z) :

Phase 1

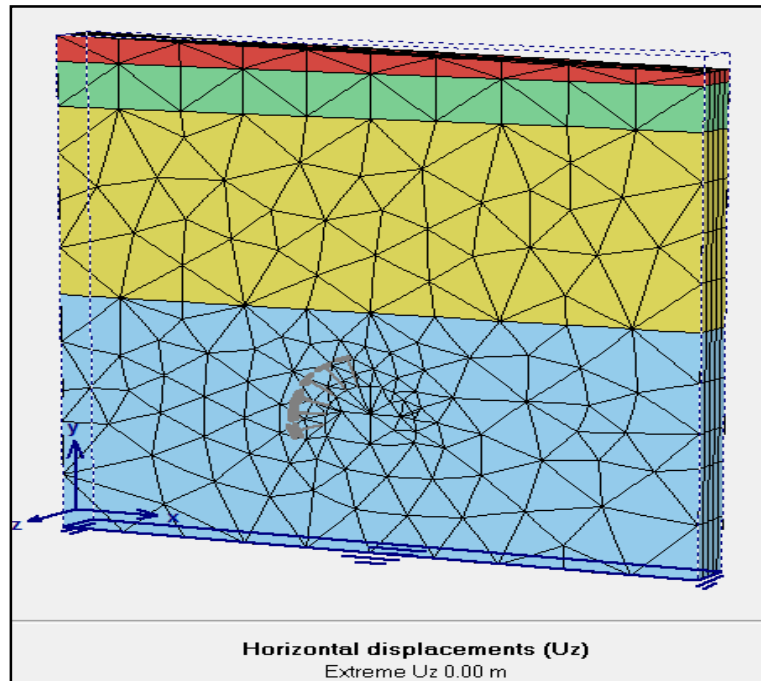


Figure V. 16 :Déplacements horizontaux (U_z) : Phase 1.

Phase 7

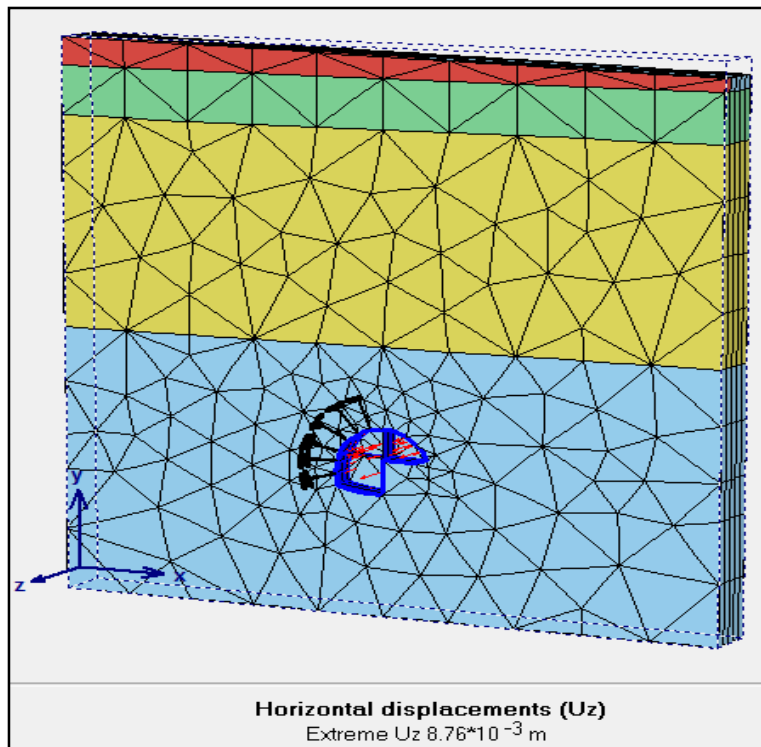
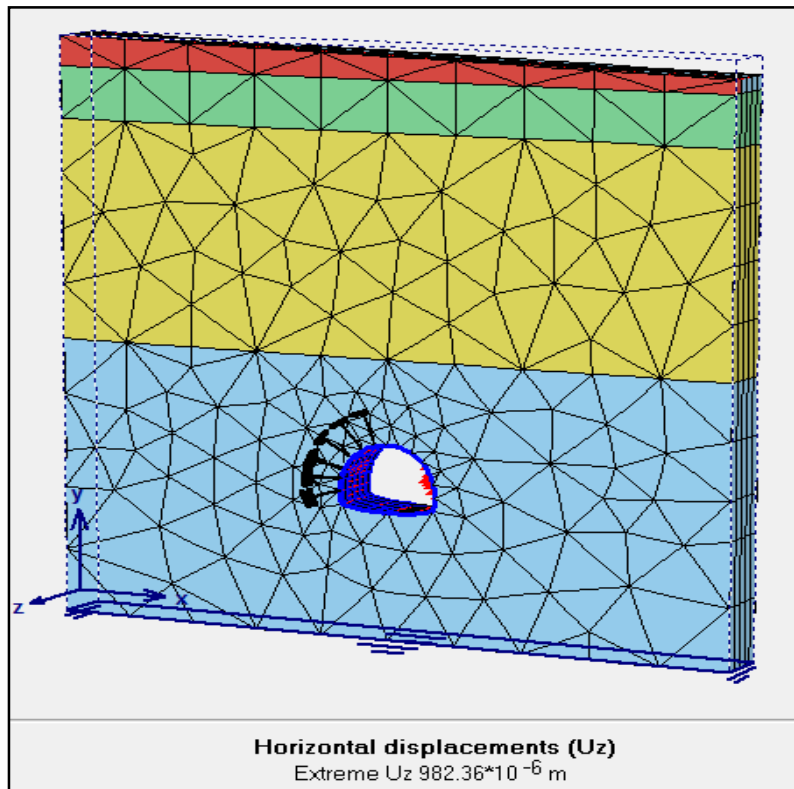


Figure V. 17 :Déplacements horizontaux (U_z) : Phase 7.

Phase 21

**Figure V. 18 :**Déplacements horizontaux (Uz) : Phase 21.

- On remarque que les déplacements horizontaux suivant l'axe (Oz) sont nuls dans la première phase, puis ils augmentent en atteignant la valeur $U_z = 8.76 \cdot 10^{-3}$ m dans la phase 7 et presque nuls dans la phase 21.

- Calcul et comparaison des déplacements verticaux (U_y) :

Phase 1

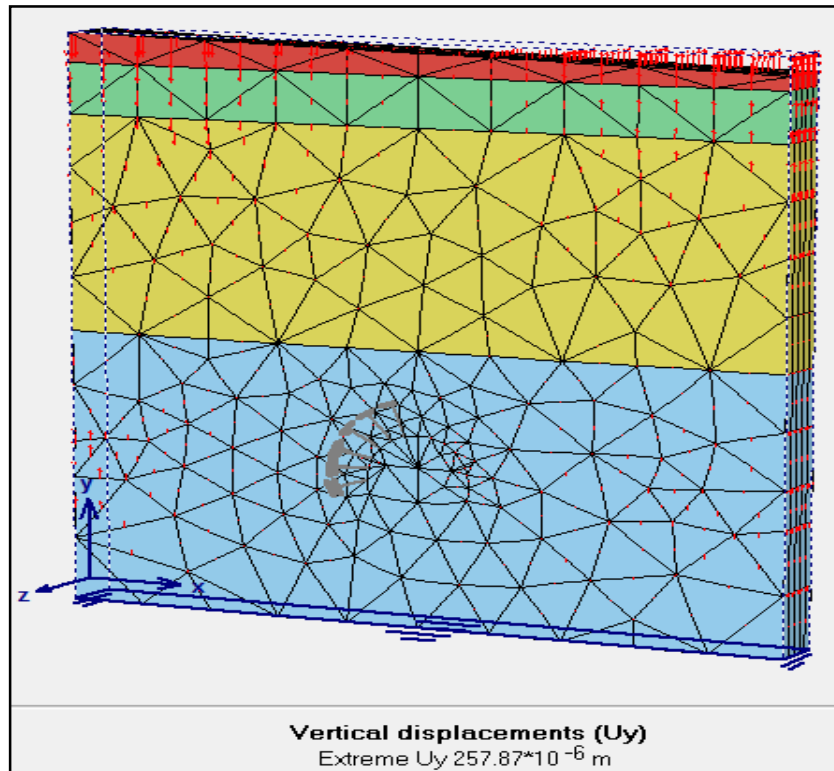


Figure V. 19 :Déplacements verticaux (U_y) : Phase 1.

Phase 7

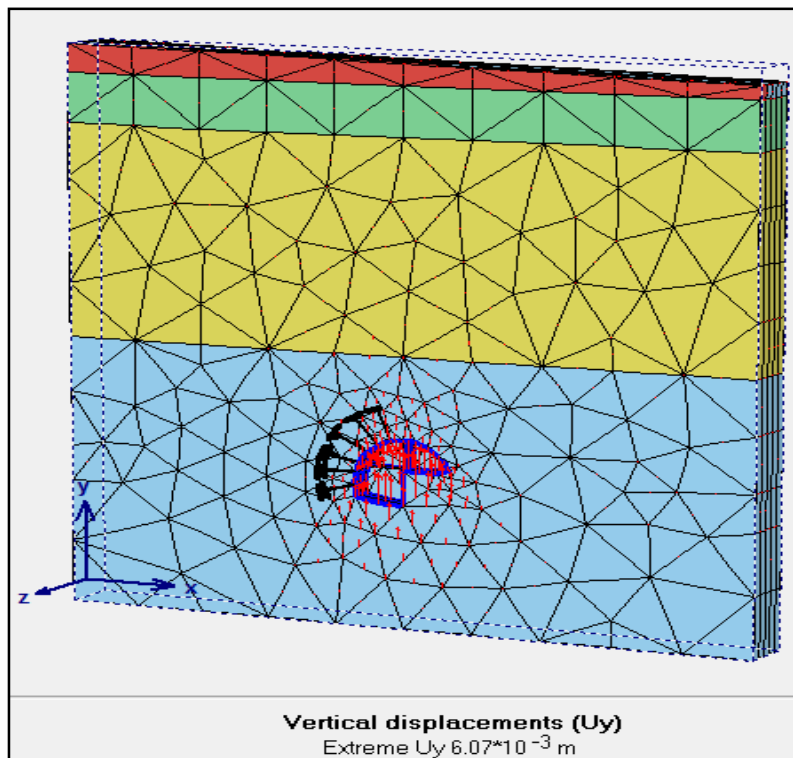


Figure V. 20 :Déplacements verticaux (U_y) : Phase7.

Phase 21

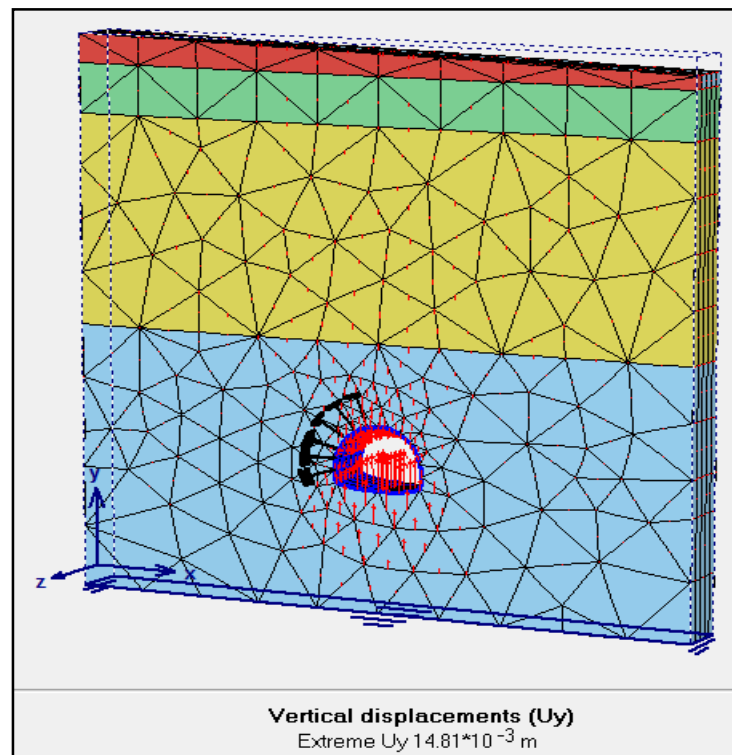


Figure V. 21 :Déplacements verticaux (Uy) : Phase 21.

- On remarque que les déplacements dans la première phase sont petits, mais avec l'avancement des travaux au niveau du stross et au radier, ces déplacements augmentent en atteignant la valeur $U_y = 14.81 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ dans la phase 21. Ces déplacements restent dans la fourchette des déformations acceptables.

- Calcul des incréments totaux (dU_{tot}) :

Phase 1

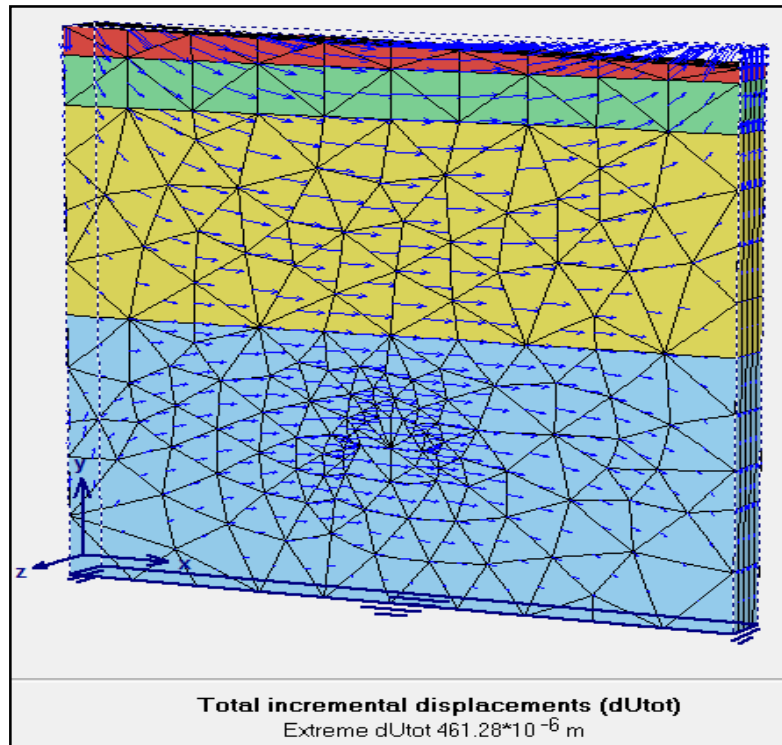


Figure V. 22 :Incréments totaux (dU_{tot}), phase 1.

Phase 7

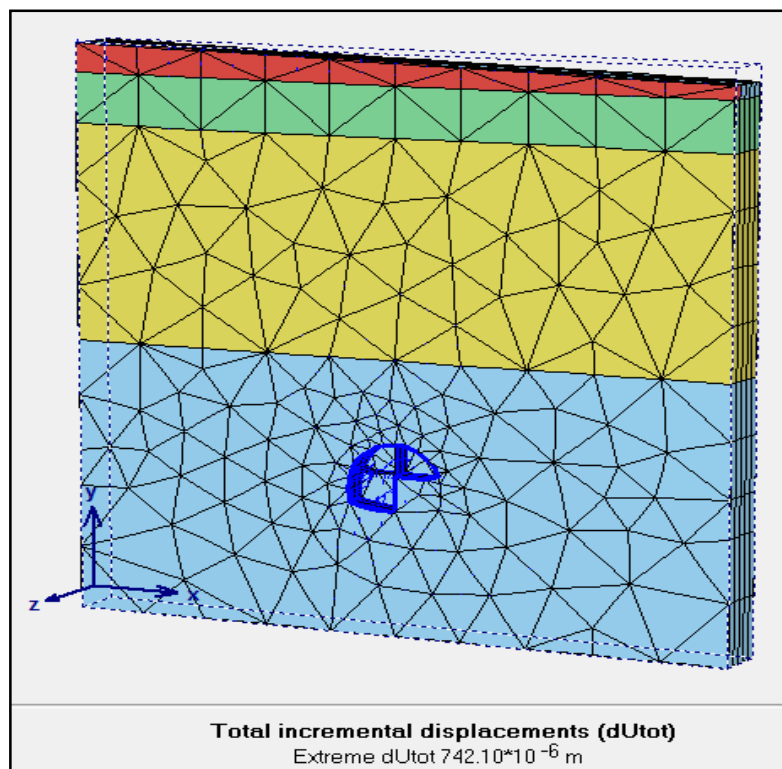


Figure V. 23 :Incréments totaux (dU_{tot}), phase 7.

Phase 21

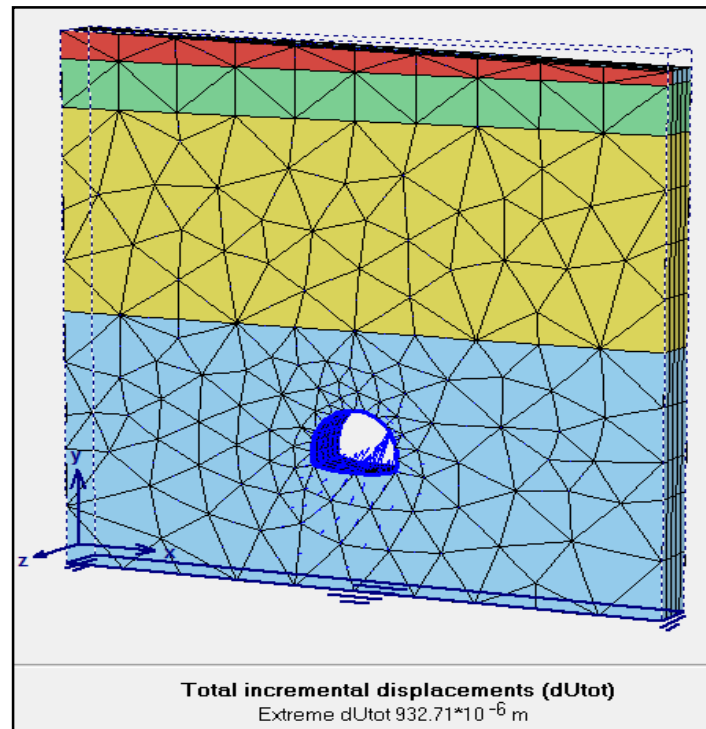
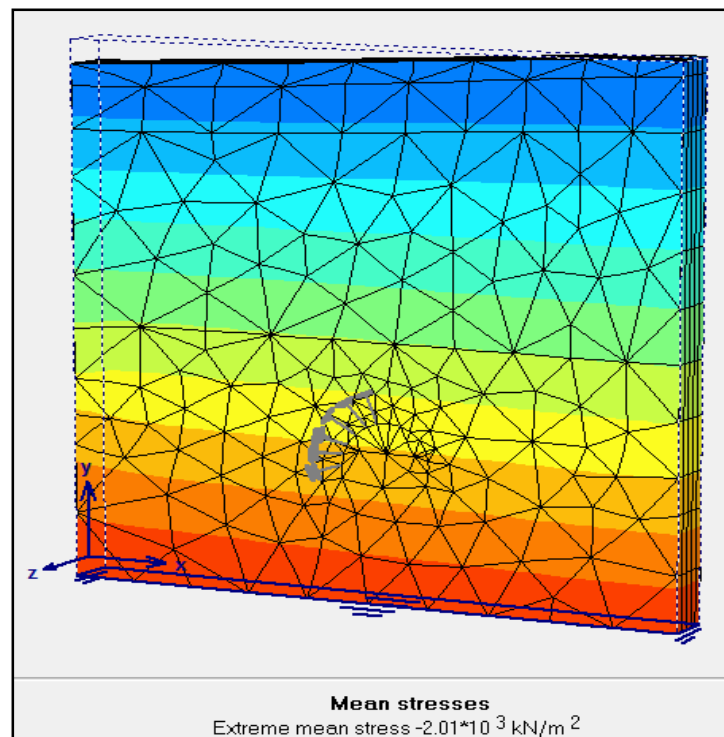


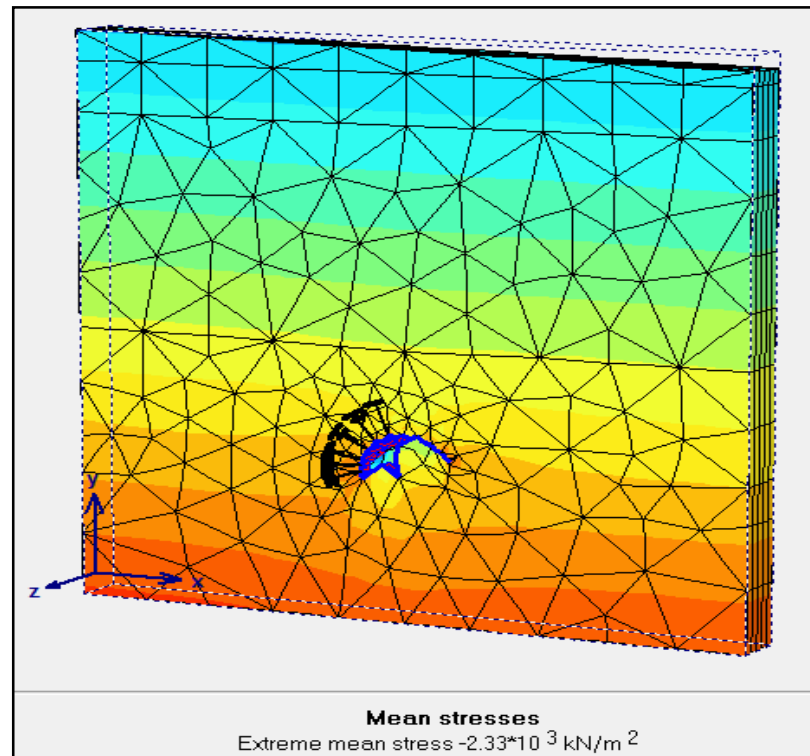
Figure V. 24 :Incréments totaux (dUtot), phase 21.

➤ Calcul des contraintes maximales totales (σ_{tot})

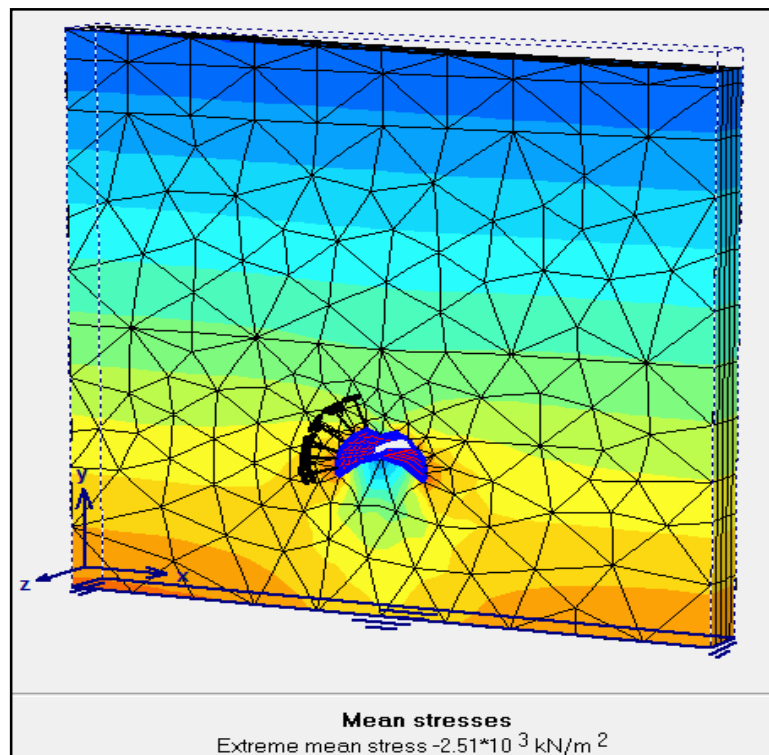
Phase 1

Figure V. 25 : Contraintes maximales totales (σ_{tot}), phase 1.

Phase 7

Figure V. 26 : Contraintes maximales totales (σ_{tot}), phase 7.

Phase 21

Figure V. 27 : Contraintes maximales totales (σ_{tot}), phase 21.

Le tableau suivant résume les valeurs des déformations, suivant les trois axes des trois phases citées (1,7et 21).

	Désignation (unité)	Phase 1	Phase 7	Phase 21
Déplacements horizontaux	U _x (m)	$461.28 \cdot 10^{-6}$	$1.83 \cdot 10^{-3}$	$3.12 \cdot 10^{-3}$
	U _z (m)	0	$8.76 \cdot 10^{-3}$	$982.36 \cdot 10^{-6}$
Déplacements Verticaux	U _y (m)	$257.87 \cdot 10^{-6}$	$6.07 \cdot 10^{-3}$	$14.81 \cdot 10^{-3}$
Déplacements totaux	U _{tot} (m)	$461.28 \cdot 10^{-6}$	$8.95 \cdot 10^{-3}$	$14.81 \cdot 10^{-3}$
Incrément horizontal	dU _x	$460.27 \cdot 10^{-6}$	$110.87 \cdot 10^{-6}$	$339.89 \cdot 10^{-6}$
Incrément horizontal	dU _z	0	$732.98 \cdot 10^{-6}$	$81.15 \cdot 10^{-6}$
Incrément vertical	dU _y	$257.87 \cdot 10^{-6}$	$206.40 \cdot 10^{-6}$	$914.80 \cdot 10^{-6}$
Incrément total	d U _{tot}	$461.28 \cdot 10^{-6}$	$742.10 \cdot 10^{-6}$	$932.71 \cdot 10^{-6}$
Contrainte effective maximale	σ_{eff} (KN/m ²)	$2.01 \cdot 10^3$	$2.33 \cdot 10^3$	$2.51 \cdot 10^3$
Contrainte totale maximale	σ_{tot} (KN/m ²)	$2.01 \cdot 10^3$	$2.33 \cdot 10^3$	$2.51 \cdot 10^3$

Tableau V. 4 : Résultats des déplacements et contraintes dus au creusement du tunnel.

➤ Représentation graphique des déplacements en plan A

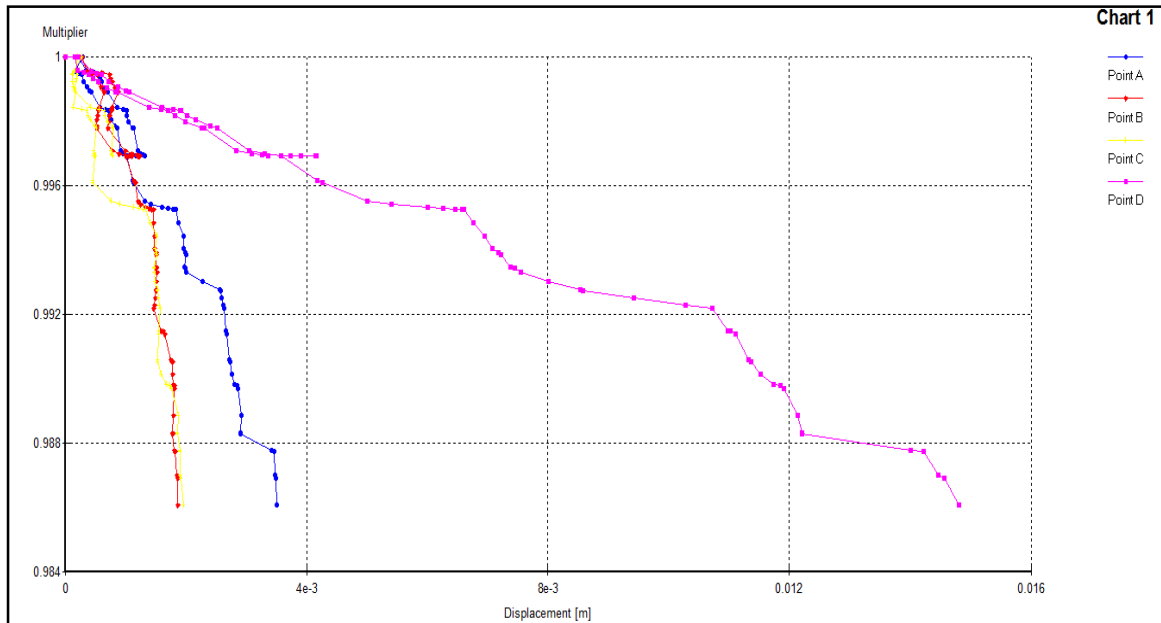


Figure V. 28 : Graphe des déplacements par rapport à des charges (phase 1).

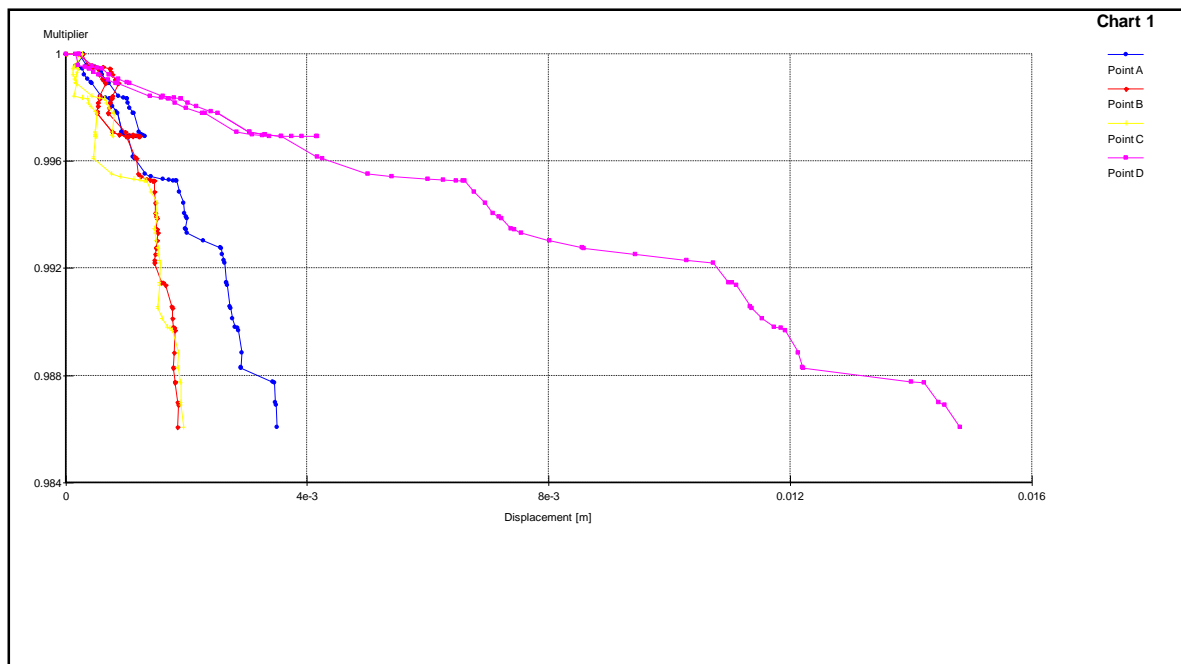


Figure V. 29 : Graphe des déplacements par rapport à des charges (phase 21).

✚ D'après la représentation graphique on remarque que les déplacements sont constants dans toutes les phases de creusement que ce soit au niveau de la voute (point A), la naissance de la voute (point B) et le coté latérale (point C), ainsi qu'au niveau du radier (point D).

V.6. Conclusion

Dans ce chapitre on a élaboré une simulation numérique tridimensionnelle d'un tronçon du tunnel de 10 m de longueur à l'aide de logiciel des éléments finis « Plaxis 3D Tunnel ». A partir des paramètres géotechniques ainsi que les résultats obtenus, on a constaté que les déplacements au niveau de la voute et les tassements au niveau du radier sont négligeables. A cet effet on conclut que les éléments de soutènement utilisés pour la stabilité de l'ouvrage sont convenables. Alors on peut valider qu'on a pu modéliser le tronçon du tunnel étudié.

Conclusion générale

Conclusion générale

Le travail présenté dans ce mémoire constitue une contribution dans le domaine des excavations souterraines, particulièrement dans les terrains de mauvaise qualité et dans le cas d'ouvrages de grandes dimensions (tunnel).

Notre travail vise à étudier la stabilité d'un tronçon du tunnel de Sidi Aich du projet de la liaison autoroutière reliant le port de Bejaia à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'Ahnif.

Pour mieux cerner le sujet, une synthèse bibliographique nous a permis de comprendre :

- Les différentes méthodes de classification d'un massif rocheux permettant de classer notre site étudié et d'orienter le choix du type de soutènement convenable ;
- Les méthodes d'analyse et les techniques de réalisation des tunnels et les risques liés à ce type d'ouvrages, ainsi que les différents types de soutènement et de revêtement ;
- la modélisation numérique du comportement des tunnels en présentant la variation des déplacements du sol et de la paroi ainsi que les sollicitations développées dans la paroi du tunnel.

Afin d'atteindre notre objectif on a planifié les étapes suivantes :

On a recommandé le type de soutènement à appliquer en se basant sur plusieurs critères dictés par les recommandations de l'AFTES.

Selon ces recommandations on a déduit le type de soutènement qui est fonction de la condition géologique du tunnel et de la méthode d'excavation (en sections divisées). Le soutènement est composé de boulons, de béton projeté et de cintres.

On a réalisé également des calculs analytiques par le biais du logiciel RocSupport pour examiner l'interaction entre la convergence de sol et le confinement de soutènement.

Vu que les méthodes empiriques et analytiques ne sont pas suffisantes pour choisir et décider le type de soutènement à appliquer, on a eu recours à une modélisation numérique par un calcul en éléments finis au moyen du code de calcul Plaxis-3D-Tunnel, en adoptant un modèle géométrique tridimensionnel pour permettre de décrire le comportement de l'ouvrage dans les trois directions et bien modéliser l'effet de l'avancement du creusement dans le cas du tunnel.

Les résultats des calculs obtenus nous montrent que le tronçon étudié reste stable, d'où on conclut que le choix de phasage d'avancement, ainsi que le soutènement appliqué était correct, et permettra la stabilité de l'ouvrage.

Référence bibliographique

- [1] **Jaques Fine**, « Le soutènement des galeries minières », Ecole des Mines de Paris., [1998]
- [2] **ZHAO Jian EPFL–ENAC–LMR**, « Mécanique des roches et massifs rocheux » Course Lectures 2007 1ère partie –
- [3] **FOUCAULT (A.) et RAOULT (J.-F.)** – Dictionnaire de géologie. 3e édition, Masson, 351 p. (1988).
- [4] Mémoire De fin d'étude D'Ingénieur d'Etat en Géologie « Etude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière d'Ain El Kebira (Sétif) », (p 2-3).
- [5] Publication de la campagne militaire géotechnique de Canada « propriétés des roches » ; B-GL-361-011/FP-002 ; 1998.
- [6] **PHILIPPONAT, G** ; « Fondations et ouvrages en terre » ; Edition Eyrolles, Paris ; 402 pages ; 1979.
- [7] **D. Hantz** « STRUCTURE DU MASSIF » Ecole Polytechnique de l'Université de Grenoble.
- [8] **LAVASSEUR, M** ; « Contribution des systèmes d'information géographique à l'analyse quantitative de l'aléa 'glissement de terrain' Exemple d'application au secteur de Ville de La Baie, Québec », Mémoire de maîtrise de l'université du Québec INRS.E.T ; 213 pages ; 2003.
- [9] **SAROUT, J** ; « Propriétés physiques et anisotropie des roches argileuses : Modélisation Micromécanique et Expériences Triaxiales ». Thèse de doctorat de l'université Paris XI ORSAY ; 241 pages ; 2006.
- [10] **Ed.Sahli et al** ; Actes du 13ème Congrès Régional Africain de la géotechnique, Marrakech, Maroc. 2003.
- [11] **ABDELOUAHED TAHIRI** ; Doctorat en géologie de l'ingénieur « modélisation des massifs rocheux fissures par la méthode des éléments distincts » ; école nationale des ponts et chaussées ; soutenue le 20 mai 1992.
- [12] **Mlle S. AMRANI**, mémoire d'Ingénieur d'Etat en Génie Minier, « Etude de Stabilité des Talus de la Carrière de Meftah(Blida) » ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE DEPARTEMENT DE GENIE MINIER Promotion Juin 2011.
- [13] <http://echo2.epfl.ch/e-drologie/chapitres/chapitre6/chapitre6.html#charge> hydraulique.
- [14] **A.Bouvard LECOANET ; G.COLOMBET et F.ESTEULLE**, [1992], « Ouvrage souterrains, Conception- Réalisation-Entretien », 1^{er} et 2^{eme} édition, Presses de l'Ecole des ponts et chaussées.

Référence bibliographique

- [15] **Bieniawski Z.T.** Engineering Rock Mass Classifications. J. Wiley, New York, 1989.
- [16] AFTES(2003) « recommandations relatives à la caractérisation des massif rocheux utile à l'étude et la réalisation des ouvrages souterrains », Tunnel et ouvrages souterrains revue bimestrielle n°177-mai/juin2003, pp, 138-186.
- [17] **Fethi KITCHAH**, « Etude numérique de la stabilité d'une section du tunnel T4 de l'autoroute Est-Ouest », Mémoire Magister de l'université El Hadj Lakhdar-Batna.[28 Juin 2012],
- [18] Methodes_de_classification_des_terrains_et_utilisation_dans_la_conception_des _projets P28-40.
- [19] **H.LE BISSONNAIS** Module 4 « Conception et justification » Caractérisation du massif–Recommandations du GT1 AFTES. [2011-2012]
- [20] **Jean-Louis DURVILLE et Hubert HERAUD**, « Description des roches et des massifs rocheux », Document C 352, Techniques de l'ingénieur.
- [21] **TERZAGHI, K ; PECK, B.R ; MESRI, G** ; «Soil Mechanics in Engineering Practice» ; 3th JOHN WILEY & SONS, INC ; 665pages ; 1996.
- [22] « Cours structures géologiques »Licence science de la terre et environnement, université joseph Fourier, Grenoble, 2009.
- [23]**BOUSBIA Nawel** « interaction entre ouvrages souterrains », thèse doctorat en géotechnique, université de 20 août 1955 Skikda faculté de technologie département de génie civil [7/03/2016].
- [24] **François MARTIN ; Bonard .Gardel et all**, « Cours de travaux souterrains et de mécanique des roches » Huitième édition, CACHAN.Janvier 2012
- [25] **bekkari hadda** « Retro-analyse tridimensionnelle d'un tunnel instrumente à faible profondeur » Mémoire de fin d'études Master Université Mohamed khider Faculté des sciences et de la technologie Département de génie civil et hydraulique Biskra [juin 2013].
- [26] **dossier pilote des tunnels génie civil section 5**, « étanchement et revêtement » [Juillet 1998].
- [27]**dossier pilote des tunnels, génie civil section 4**, « procédés de creusement et de soutènement » [Juillet 1998].
- [28] **Pierre GESTA** « Travaux souterrains » Ingénieur de l'École Centrale de Paris
Président du Comité technique de l'Association Française des Travaux en Souterrains (AFTES). Doc. C 5 565

Référence bibliographique

- [29] **A.Bouvard LECOANET ; G.COLOMBET et F.ESTEULLE**, « Ouvrage souterrains, Conception- Réalisation-Entretien », 1^{er} et 2eme édition, Presses de l'Ecole des ponts et chaussées, [1992]
- [30] **Jamal IDRIS**, « Accidents géotechniques des tunnels et des ouvrages souterrains – Méthodes analytiques pour le retour d'expérience et la modélisation numérique », thèse de doctorat de l'université NANCY-INPL.[23 Octobre 2007]
- [31] **dossier pilote des tunnels génie civil section 3**, « conception et dimensionnement » Juillet 1998.
- [32] calcul des tunnels par la méthode convergence - confinement, Presses de l'ENPC, Paris, 1995.
- [33] **GROUPEMENT Kyongdong-Saman**, « Rapport des reconnaissances géotechniques du tunnel de Sidi Aich », document inédit.(Mars 2013)

Annexe A

A. Recommandation pour la description d'un massif rocheux

A.1 Reconnaissances géologiques :

A.1.1 Objectifs

Les reconnaissances et études géologiques doivent donner au concepteur du tunnel les éléments suivants :

- géologie régionale, histoire géologique et tectonique du massif ;
- structure du massif ;
- inventaire et localisation des accidents (failles, zones fracturées, zones broyées, ...) ;
- description des terrains rencontrés selon leur nature pétrographique et *minéralogique*, selon leurs qualités, selon leurs discontinuités. [14]

Les classifications proposées par l'AFTES portent sur les paramètres (l'état d'altération du massif rocheux, l'intervalle entre les discontinuités, l'orientation des discontinuités, le nombre de familles de discontinuités, l'intervalle entre les discontinuités de chaque famille) qui sont données dans les tableaux suivants :

❖ Classification A.F. T.E.S. selon l'état d'altération du massif rocheux

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

Tableau I. 8 : Classification AFTES selon l'état d'altération du massif rocheux. [14]

Annexe A

Note 1 : Dans le cas de roches altérées contenant un fort pourcentage de minéraux argileux, le matériau peut présenter de la plasticité plutôt que de la friabilité.

Note 2 : Lorsque cela est possible, on précisera s'il s'agit d'une altération essentiellement météorique ou d'une altération d'origine profonde, hydrothermale.

❖ Classification A.F. T.E.S. selon l'orientation des discontinuités

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

Tableau I. 9 : Classification AFTES selon l'orientation des discontinuités. [14]

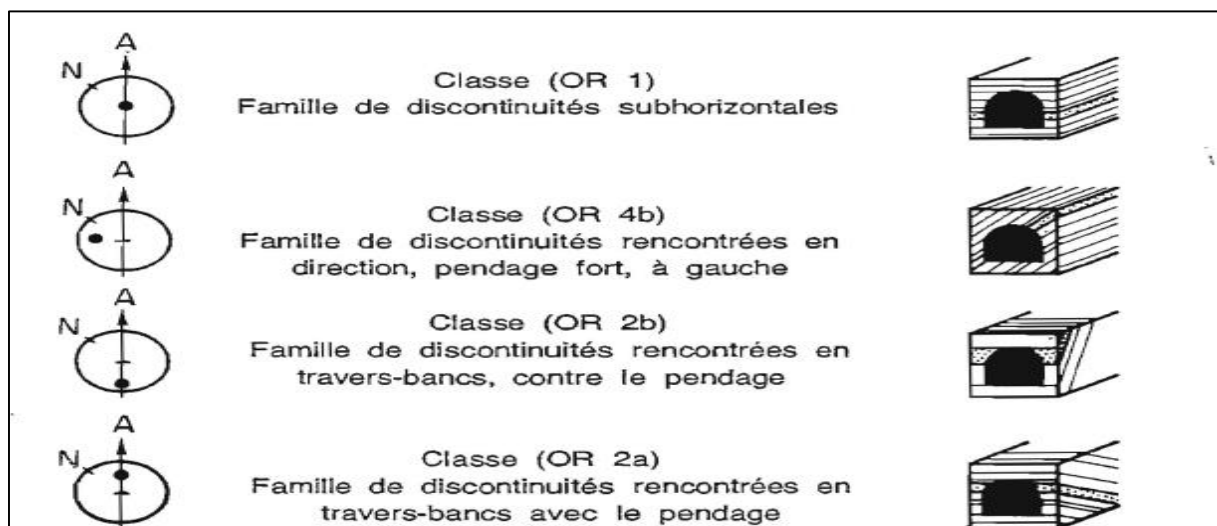


Figure I.13 : Illustration schématique de quelques classes d'orientation (OR), (tableau I.9)

❖ **Classification selon l'espacement des discontinuités (S) et dans des massifs stratifiés selon l'épaisseur des bancs (E).**

Espacement	Epaisseur	(S) ou (E) en cm	Espacement des discontinuités d'une famille	Epaisseur des bancs
S 1	E 1	>200 cm	discontinuités très espacées	bancs très épais
S 2	E 2	60 à 200 cm	discontinuités espacées	bancs épais
S 3	E 3	20 à 60 cm	discontinuités espacées	bancs moyennement épais
S 4	E 4	6 à 20 cm	discontinuités rapprochées	bancs minces
S 5	E 5	<6 cm	Discontinuités très rapprochées	bancs très minces

Tableau I. 10 :Classification AFTES selon l'intervalle entre les discontinuités de chaque famille.

Annexe A

Le comportement mécanique des discontinuités est déterminé par la morphologie des épontes et la nature du remplissage comme le montre la (figure I.14), mais aussi par des facteurs extérieurs tels que l'état des contraintes initiales dans le massif, la présence d'eau, etc...

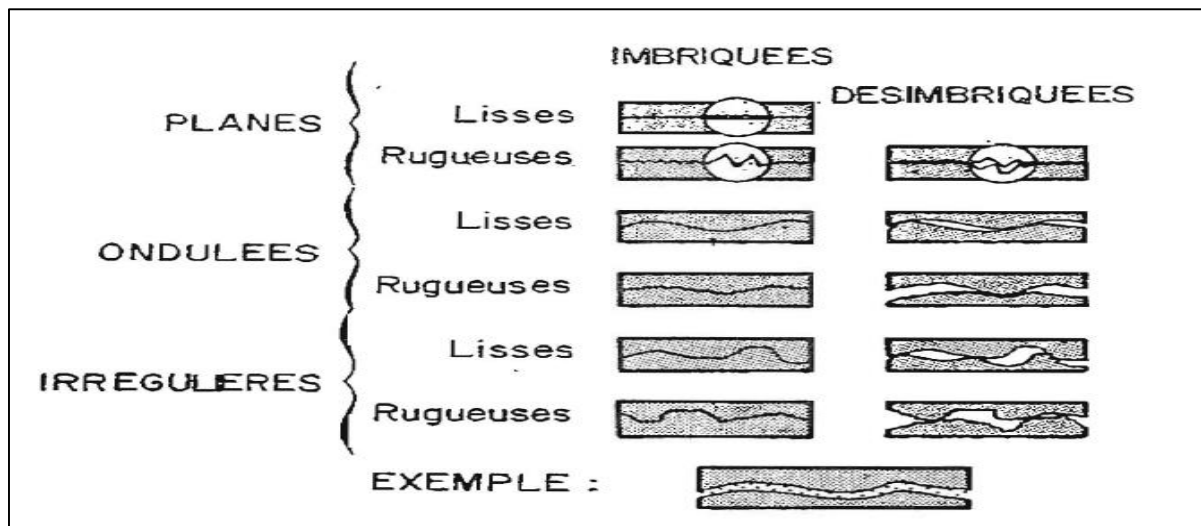


Figure I.14 : Morphologie des épontes des discontinuités Exemple : discontinuité lisse avec remplissage.

❖ Classification A.F. T.E.S. selon l'intervalle entre les discontinuités

Classe	Intervalle entre de discontinuités	Densité les discontinuités dans le massif rocheux
ID 1	>200 cm	très faible
ID 2	60 à 200 cm	faible
ID 3	20 à 60 cm	moyenne
ID 4	6 à 20 cm	forte
ID 5	<6cm	très forte

Tableau I. 11 : Classification AFTES selon l'intervalle entre les discontinuités. [14]

A.1.2. Moyens de reconnaissances géologiques

Ces moyens sont nombreux. Ils ne sont pas exclusifs aux reconnaissances géologiques pour l'étude d'un ouvrage souterrain. . [14]

- **Inventaire des données géologiques existantes** (cartes géologiques – photographies aériennes, documents et études géologiques, reconnaissance par télédétection, documents climatiques et météorologiques, relevés de carrières souterraines).
- **Levé géologique de surface** (levé des affleurements, l'inventaire des éléments concernant la tectonique, l'étude des discontinuités).
- **Géophysique**
Elle nous donne une image globale sur (la prévision de l'épaisseur des zones altérées, la structure du massif, l'appréciation de la qualité du rocher en profondeur, la détermination et la géométrie d'un accident).
- **Télédétection**
Son but est la recherche, d'une manière générale, de toutes les informations de caractère structural telles que (failles anciennes ou actives, anomalies mécaniques, cavités souterraines naturelles).
- **Sondages**
Les sondages sont directement utilisés pour déterminer : (la nature du sol ou de la roche, le degré de fissuration des roches, relevé détaillé des carottes, détermination du RQD).

A.2. Reconnaissances hydrogéologiques

A.2.1. Objectifs

Les reconnaissances et les études hydrogéologiques doivent être effectuées en même temps que les reconnaissances et études géologiques et elles ont pour but de déterminer :

- les formations aquifères et les terrains imperméables ;
- le régime hydraulique (nappes, circulations souterraines, ...)
- la perméabilité des terrains ;
- les réseaux karstiques éventuels.

Ces renseignements pénètrent de définir :

- la nature des venues d'eau possibles le long du tracé, leur charge, leur débit, la composition chimique et minéralogique des eaux ;
- les traitements envisageables (rabattement, drainage, étanchement, ...).

Annexe A

Comme pour la géologie, on rappelle les classifications AFTES concernant les conditions hydrogéologiques. . [14]

❖ Classification A.F. T.E.S. selon la charge hydraulique

Classe	Charge hydraulique H en m au-dessus du radier de l'ouvrage souterrain	Terme descriptif
H 1	< 10 m	Faible
H 2	de 10 à 100 m	moyenne
H 3	> 100 m	forte

Tableau I. 12 : Classification AFTES selon la charge hydraulique.

❖ Classification A.F. T.E.S. selon la perméabilité

Classe	Perméabilité K en m/s	Terme descriptif
K 1	$< 10^{-8} m/s$	très faible à faible
K 2	$10^{-8} \text{ à } 10^{-6} m/s$	faible à moyenne
K 3	$10^{-6} \text{ à } 10^{-4} m/s$	moyenne à forte
K4	$> 10^{-4} m/s$	forte à très forte

Tableau I. 13 : Classification AFTES selon la perméabilité.

Selon les cas, on retient la perméabilité de la matrice ou la perméabilité due aux discontinuités comme la plus représentative du massif.

A.2.2. Moyens de reconnaissances hydrogéologiques

- **Inventaire des données existantes** (documents et études donnant des indications sur les nappes et les caractéristiques hydrauliques des terrains dans la zone concernée, documents climatiques et météorologiques...). [14]

- **Levé hydrogéologique de surface**

Il est effectué en même temps que le levé géologique et peut comprendre (le relevé des sources, puits, le relevé des zones d'infiltration, les mesures de débit des sources et puits ...).

- **Géophysique**

La méthode de résistivité électrique (voir tableau 2.7) peut servir pour la recherche des nappes, profondeur et de la continuité d'un horizon étanche (argileux ou marneux) sous une formation perméable (Calcaire ou gréseuse par exemple). L'interprétation des données électriques est délicate, elles doivent être étalonnées par sondages.

- **Sondages**

Permettre d'effectuer des observations et des mesures in situ très utiles à la compréhension de l'environnement hydrogéologique de l'ouvrage projeté comme (pertes partielles ou totales du fluide de forage, venues d'eau dans le forage, traces de circulation d'eau repérées sur les carottes, les niveaux de la ou des nappes, quantifier les caractéristiques des terrains perméabilité et de la nappe (extension, coefficient d'emmagasinement, transmissivité).

A.3. Reconnaissances géotechniques

A.3.1. Objectifs

Les reconnaissances et études géotechniques complètent celles réalisées par la géologie et l'hydrogéologie.

Elles doivent permettre de préciser la description des terrains traversés, leur état de contraintes in situ et de prévoir leur comportement pendant l'exécution puis l'exploitation de l'ouvrage, enfin, de définir les méthodes d'exécution, le dimensionnement des ouvrages, les précautions particulières et/ou les traitements spéciaux à envisager pendant la construction.

On rappelle ci-dessous les classifications AFTES concernant les caractéristiques mécaniques des roches. . [14]

Annexe A

❖ Classification A.F. T.E.S. selon l'indice de qualité Ic

Classe	Indice de continuité de la roche Ic % (1)	Densité de fissures, pores et minéraux altérés	Qualité
Ic 1	100 à 90	Nulle	très haute
Ic 2	90 à 75	faible	haute
Ic 3	75 à 50	moyenne	moyenne
Ic 4	50 à 25	élevée	basse
Ic 5	25 à 0	très élevée	très basse

Tableau I. 14 : Classification AFTES selon l'indice de qualité Ic.

❖ Classification A.F. T.E.S. selon la résistance à la compression simple

Classe	Résistance R_c en M_{Pa}	Description
R 1	> 200	Résistance très élevée
R 2a	200 à 120	Résistance élevée
R2b	120 à 60	
R 3a	60 à 40	Résistance moyenne
R 3b	40 à 20	
R 4	20 à 6	Résistance faible
R 5a	6 à 0.5	Résistance très faible
R 5b	< 0.5	
R 6a	-	Sols plastiques ou peu consolidés
R 6b	-	

Tableau I. 15 : Classification AFTES selon la résistance à la compression simple[19].

Annexe A

❖ Classification A.F. T.E.S. selon l'état des contraintes naturelles en fonction du rapport $\frac{R_c}{\sigma_0}$

Classe	Rapport $\frac{R_c}{\sigma_0}$	Description de l'état des contraintes naturelles
CN 1	> 4	faible
CN 2	4 à 2	moyen
CN 3	< 2	fort

Tableau I. 16 : Classification AFTES selon l'état des contraintes naturelles en fonction du rapport $\frac{R_c}{\sigma_0}$

R_c : étant la résistance à la compression uniaxiale de la roche

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

❖ Classification A.F.T.E.S. selon le module de déformabilité

Classe	Module $E(t)$ en M_{Pa}	Description
DM 1	$> 30\,000$	Très faible déformabilité
DM 2	30 000 à 10 000	Faible déformabilité
DM 3	10 000 à 3 000	Moyenne déformabilité
DM 4	3 000 à 1 000	Forte déformabilité
DM 5	$< 1\,000$	Très forte déformabilité

Tableau I. 17 : Classification A.F.T.E.S. selon le module de déformabilité.

$E(t)$ est déterminé par un essai à la plaque. Il correspond à la tangente à la courbe enveloppe des courbes effort-déplacement établies au cours de cycles de chargement successifs croissants.

A.3.2. Moyens de reconnaissances géotechniques

- **Inventaire des données existantes** (documents et études donnant des indications sur les caractéristiques mécaniques des sols et des roches, archives de construction d'ouvrages souterrains situés à proximité ou dans des massifs similaires).
- **Géophysique** (les modules dynamiques sont reliés aux vitesses sismiques des ondes longitudinales et transversales. Ils peuvent être déterminés par des essais sismiques simples à l'échelle de la dizaine de mètres). [14]
- **Sondages**

Ils vont permettre d'effectuer des mesures in situ et, éventuellement, des prélèvements d'échantillons (cas des sondages carottés) pour des essais de laboratoire (l'établissement du RQD, les essais sismiques, les mesures de contraintes in situ soit par sur carottage, soit par fracturation hydraulique, les paramètres physiques des terrains).

- **Essais de laboratoire**

Ce sont les essais les plus utilisés dans le cadre des reconnaissances des ouvrages souterrains qui sont liés aux sols (masse volumique, teneur en eau naturelle, indice des vides....) et aux roches (densité, porosité,...).

A.4. Galerie de reconnaissance

A.4.1. Objet d'une galerie de reconnaissance

La galerie de reconnaissance permet d'obtenir toutes les données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques nécessaires à l'établissement d'un projet d'exécution détaillé

- L'observation visuelle du terrain et l'établissement d'un relevé géologique détaillé ;
- L'observation des conditions hydrogéologiques (mesures de perméabilité, de pression et de débit). [14]

A.4.2. Conditions d'utilisation d'une galerie de reconnaissance

Une galerie de reconnaissance n'est généralement utilisée que dans le cadre de certains tunnels :

- les grandes cavités souterraines (par exemple usine hydroélectrique souterraine) dans des terrains de qualité moyenne à mauvaise ;
- les tunnels autoroutiers ou galeries hydrauliques de grande section dans des terrains de qualité médiocre à mauvaise ;
- les tunnels de plus petite section dans des terrains de mauvaise qualité.

Annexe A

- les sondages sont préférables pour les tunnels peu profonds, où il est important de connaître la nature des terrains de couverture ; il s'agit également de la solution la plus économique.
- La galerie est préférable pour les tunnels au rocher sous très forte couverture, avec de nombreuses incertitudes, où les sondages carottés sont très coûteux.

B. Recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du soutènement

❖ En fonction de du Comportement mécanique de massif. [18]

Couverture Roche/sols	Pas de soutènement		Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoir		Tube perforée	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
				Ancrage ponctuel	Ancrage réparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissons	Plaque métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
R1	•			•		X			X	X	X	X		X	X
R2a	•			•		X			X	X	X	X		X	X
R2b			•	•	•	X			X	X	X	X		X	X
R3a			•	•	•	X		•	X	X	X	X		X	
R3b			•		•	X		•		X	X	X			
R4	X		•	X			•	•							
R5a	X		•	X			•	•							
R5b	X			X	X		•	•	•	•	•	•	•		
R6a	X		X	X	X	X	Euf	Euf	Euf	Bcl		•	•		
R6b	X		X	X	X	X	Euf Blf	Euf Blf	Euf Blf	Euf Blf	Blf	Blf	•		•

Tableau I. 18 : critère relatif au comportement mécanique de massif.

Annexe A

❖ En fonction de l'environnement

Environnement	Pas de soutènement		Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoir		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
				Ancrage ponctuel	Ancrage réparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissons	Plaque métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
Sensibilité à l'établissement (Construction proche)	X		GrPm	Bp	Bp	Bp	Act	X	Enf	Bcl		Inj			

Tableau I. 19 : critère relatif à l'environnement. [18]

❖ En fonction de la valeur des paramètres décrivant les discontinuités

Discontinuité (cas où l'excavation est faite à l'explosif avec découpage) I-Matériaux rocheux (R1 à R4)			Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoir		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
Nombre de familles	Orientation	Espacement (1)			Ancrage ponctuel	Ancrage réparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissons	Plaque métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
N1																
N2	Or2 ou Or3	S1 à S3														
N2 N3 Ou N4	Quelconque	S1														
		S2														
		S3														
		S4														
		S5														
N5																

Tableau I. 20 : critère relatif aux discontinuités.

- Sols (R5 et R6) sans objet.

Note : (1) pour la famille la plus dense.

(2) scellement au mortier de préférence à la résine lorsque les fissures sont ouvertes.

Annexe A

❖ En fonction de la valeur des paramètres décrivant les discontinuités

Discontinuité (cas où l'excavation est faite à l'explosif avec découpage) 1-Matériaux rocheux (R1 à R4)			Pas de soutènement		Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoir			Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
Nombre de familles	Orientation	Espacement (1)															
Quelconque N1 à N4	Quelconque	S1				•	•	X		•	X	X	X	X	X	X	X
		S2			Gr	Gr		X		•	X	X	X	X	X	X	X
		S3	X		•	Gr	Gr	X	Bl	Bl		X	X	X		X	X
		S4 ou S5	X		•	X	BO	X	Bl ou Bp	Bl ou Bp			X	X		X	X
N5			X		•	X	BO	X	Bl ou BO	Bl ou BO	•		X	X		X	X

Tableau I. 21 : critère relatif aux discontinués.

- Sols (R5 et R6) sans objet.

Note : (1) pour la famille la plus dense.

(2) scellement au mortier de préférence à la résine lorsque les fissures sont ouvertes.

❖ En fonction de dimension de la galerie

Dimension de la galerie	Pas de soutènement		Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoir		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
				Ancre pontuel	Ancre réparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissons	Plaque métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
D<2.50m			X	X	X	X		•	•			•			
2.5m<D<10m												(1)			
D>10m			• Bo	•	•		X	Bp Rev				X (1)			

Tableau I. 22 : critère relatif aux dimensions de la galerie. [18]

Annexe A

❖ En fonction de la valeur des paramètres décrivant les discontinuités

Discontinuité (cas de l'excavation mécanique) 1-roche (R1àR4)			Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoir		Tube perforée	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
					Ancrage ponctuel	Ancrage réparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissons	Plaque métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
Nombre de familles	Orientation	Espacement (1)														
N1			•													
N2	Or2 ou Or3	S1 à S3														
N2 N3 Ou N4		S1 S2			•											
		S3			•	•			•							
		S4		•	•	•			•							
		S5	X	•	•	•		•	•	•						
N5			X	•		•		•	•	•						

Tableau I. 23 : critère relatif aux discontinuités.

❖ En fonction de l'altérabilité

ALTERABILITE	Pas de soutènement		Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoir		Tube perforée	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
				Ancrage ponctuel	Ancrage réparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissons	Plaque métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
Terraine susceptible de délaitage	X		•					•	•	•					
Terraine susceptible de ⁽¹⁾ dissolution	X		•	X	X	X	•	•	•	•					•
Terraine gonflant	X		• (2)	X	Bo	Bo	Bl ou Bd			•					
Autre terrain															

Tableau I. 24 : critère relatif à la climatologie et gonflement. [18]

Annexe A

Note : (1) s'il existe un risque effectif (écoulement d'eau).

(2) le béton est recommandé uniquement s'il n'y a pas écoulement d'eau.

❖ En fonction de l'hydrologie

Hydrogéologie					Pas de soutènement		Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoir			Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
								Ancrage ponctuel	Ancrage réparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissons	Plaque métal assemblées	béton	Tubes perforés		Injection	Air comprimé	Congélation
Sec																			
Roches R1 à R4	C h a r a c t é r i s t i q u e	H1 Ou H2 Ou H3	p e r m é a b i l i t é	K1 k2 Ou k3			Dr	•	•	×	•	•					×		
				K4			×	•		×	•	•					•		
				K1 ou k2			Dr	•	•	×	•	•					×		
				K3 ou K4			×			×	•	•					•		
Sols R5 Et R6	g e n é r a l i t é	H1 H2 Ou H3	i l l i t é	K1 ou k2	×	×	Dr	×	×	×	•	•	•	•			×		
				K3	×	×	×	×	×	×	Enf	Enf	Enf	Bo	•	•	•	•	•
				K4	×	×	×	×	×	×	Enf Bif	Enf Bif	Enf Bif	Bo Bif	Bif	Bif	•		•

Tableau I. 25 : critère relatif à l'hydrologie. [18]





Note : (1) Ou bentonite (préférable avec très grande perméabilité).

❖ En fonction de la couverture de roche/sols

Couverture Roche/sols		Pas de soutènement		Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoir			Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
					Ancrage ponctuel	Ancrage réparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissons	Plaque métal assemblées	béton	Tubes perforés		Injection	Air comprimé	Congélation
Roches R1 à R4	Couverture < D	×			×	×	×	•	•				×		×	
	CN1	•					×						×			
	CN2	×					×						×			
	CN3	×		×	Sf	Sf	×	×	Sf	Sf	Sf	Sf	×			
Sols R5 et R6	Couverture < 1.5 D	×		×	×	×	×	•	•	•	•	•	•	•		
	S ₀ modéré	×		×	×											
	S ₀ > 10 MPa	×		×	×	Sf	Sf	Sf	Sf	Sf	•	Sf	Sf	•		

Tableau I. 26 : critère relatif aux couvertures de roches/sols.

Annexe A

LEGENDE	
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Gr ▪ Enf ▪ Blf ▪ Bcl ▪ Sf ▪ Bo ▪ Rev ▪ Ci ▪ Pm ▪ Bp ▪ Act ▪ Bcl ▪ Inj ▪ BL ▪ DR ▪ BP ▪ BCL ▪ ENF ▪ INJ 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Avec grillage continu ▪ Avec enfilage ▪ Blindage de front ▪ Avec bouclier ▪ Avec soutènement du front ▪ Avec boulonnage obligatoire ▪ Avec mise en place rapprochée du revêtement définitif ▪ Avec cintres ▪ Mechanical pre-splitting (for R2b to R5q ground) ▪ Avec béton projeté ▪ Active ribs (with jacks) (and if necessary expanding chocks) ▪ Avec bouclier ▪ Avec injection de bourrage ▪ Avec blindage bois ou métallique ▪ Drainage ▪ Béton projeté ▪ Bouclier ▪ Enfilage ▪ Injection
<div style="display: flex; flex-direction: column; align-items: center; gap: 10px;"> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> </div>	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Nettement favorable ▪ Plutôt favorable ▪ Plutôt défavorable ▪ Nettement défavorable

Annexe B

B.1. Présentation de RocSupport

RocSupport est un programme qui surveille la déformation des tunnels circulaires dans un milieu de rocher faible et son interaction avec les divers systèmes de soutien. Le programme peut montrer également les déformations survenues dans le front de taille du tunnel.

B.2. Acceptations principales de la méthode d'analyse

- Le tunnel est circulaire,
- La pression est stable dans tous les sens (hydrostatique),
- Le système de soutien est élastique-plastique,
- Le système de soutien est uniforme et circulaire.
- La masse de rocher est homogène et isotrope.
- La pression de l'eau interstitielle n'est pas tenue en compte.

Les problèmes risqués avec la transformation proposée dans ce système (%) et la relation entre les propositions de soutien sont résumés dans le Tableau suivant :

Transformation (%) (Clôture de tunnel / Diamètre de tunnel*100) (Convergence)	Propositions de Soutien
<1	Conditions de tunnel simple. Béton projeté et boulons de rocher pour le soutien.
1~2.5	Problèmes insignifiants résolus avec le béton projeté et les boulons. Soutènement en acier léger parfois pour une sécurité supplémentaire.
2.5~5	Problèmes sérieux qui nécessitent l'installation rapide du soutien et le contrôle soigneux de la qualité de la construction. Soutènement en acier lourd encastré dans le béton projeté.
5~10	Problèmes très sérieux et problèmes de stabilité dans le front de taille. Soutien de pré-

Annexe B

	soutènement et de front de taille avec soutènement en acier lourd encastré dans le béton projeté.
>10	Problèmes extrêmement sérieux. Soutien de pré-soutènement et de front de taille. Peut nécessiter d'un soutien pliable et flexible.

Tableau 1 : Résumé de clôture de tunnel et proposition de soutien.

B.3. Interaction entre le rocher et le soutien

Un certain temps passe avec le propre soutien du rocher jusqu'à l'installation du soutien.

B.3.1. Courbe de Réaction du Sol

La courbe de réaction du sol qui indique la relation entre les déformations du sol avec la pression du soutien, figure ci-dessous.

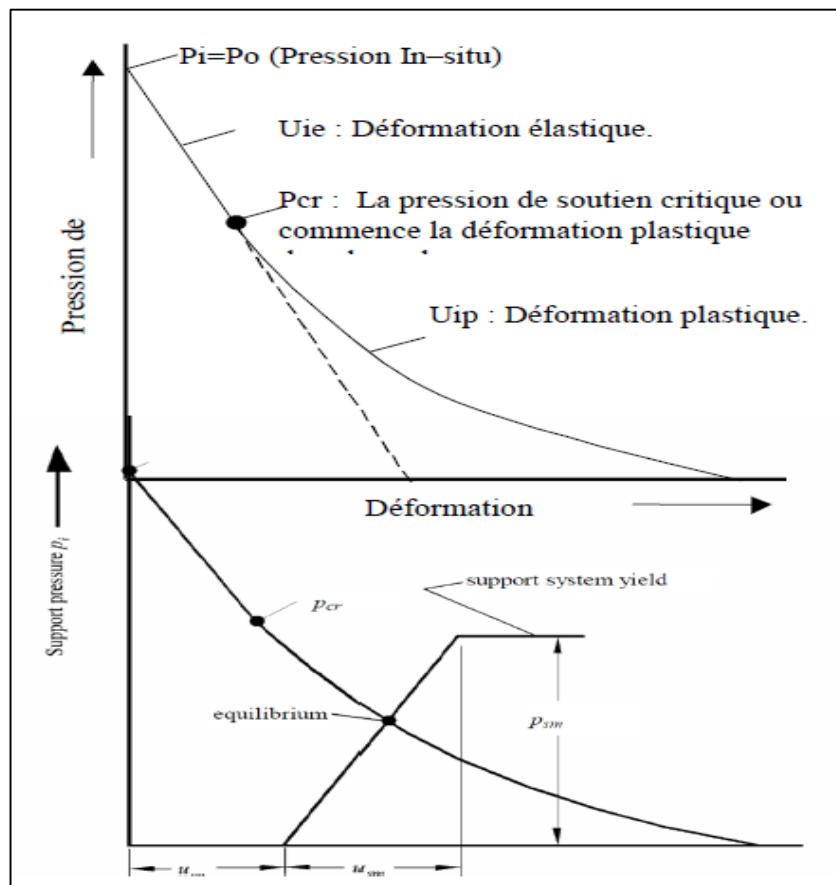


Figure 1 : Courbe de réaction du sol.

Comme il est indiqué par la courbe, le déplacement devient 0 lorsque $P_i = P_o$, les déplacements cessent lorsque $P_o > P_i > P_{cr}$ et les déplacements plastiques se réalisent lorsque $P_i < P_{cr}$.

B.3.2. Réaction de soutien et facteur de sécurité

Il s'agit d'une déformation constituée avant l'activation du système de soutien U_{so} . U_{sm} indique la déformation élastique susceptible de se constituer avant l'effondrement du système de soutien.

En conséquence le Facteur de sécurité est indiqué par la formule $FS = \frac{P_{sm}}{P_{eq}}$.

B.4. Analyses effectuées avec le programme RocSupport

Le logiciel RocSupport utilise les solutions Duncan Fama ou Carranza-Torres pour tracer la courbe d'interaction de soutien. La solution Duncan Fama est basée sur le critère de rupture de Mohr-Coulomb de la roche tandis que la solution Carranza-Torres est basée sur le critère de Hoek-Brown.

Le logiciel calcule la réaction d'appui par deux paramètres : la pression maximale de soutien (MPa) et déformation moyenne maximale (%). Il suppose que le système de soutien doit donner la pression maximum de soutien à une déformation moyenne maximale et la pression de soutien est linéairement proportionnel à la déformation. Il permet de déterminer le moment d'installation du soutien selon la distance à partir de la face (m), en fonction de la convergence du tunnel (%) ou en fonction du déplacement de la paroi (mm). Étant donné que le système de soutien est modélisé comme une pression interne uniforme équivalente, la longueur des boulons n'est pas prise en tant que paramètre d'analyse. Le logiciel considère que les boulons d'ancrage sont assez longs pour atteindre l'extérieur de la zone plastique. (Si la longueur totale des boulons d'ancrage tombe dans la zone plastique, ils ne pourront pas agir comme un soutien).

A la fin de l'analyse lorsque l'étendue de la zone plastique est calculée, le logiciel détermine les longueurs de boulon en étendant les boulons 2,0 m au-delà de la zone plastique.

RocSupport calcule le facteur de sécurité en tant qu'indice de la pression maximale disponible de soutien par rapport le soutien utilisé à l'équilibre. Même si cette approche semble correcte, chaque élément du système de soutien ne suffit pas individuellement.

Annexe B

Le système de soutien ne pourra jamais atteindre la pression maximale de soutien disponible. Par conséquent, si la capacité de support est suffisamment élevée, la conception de soutien avec trop fortes déformations peut donner de bons facteurs de sécurité.

Annexe C

C. Description du code de calcul Plaxis de la méthode des éléments finis

C.1. Introduction

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes de projection et des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : aérospatiale, nucléaire, génie civil, construction navale, mécanique, technique off-shore, ... etc.

C.2. Méthode des éléments finis (MEF)

La méthode des éléments finis est devenue un outil puissant pour la simulation numérique d'un grand nombre de problèmes d'ingénierie. Ses applications vont de l'analyse des déformations et des contraintes dans les structures mécaniques telles que les ponts, les immeubles, les avions ; aux problèmes de conduction thermique, d'écoulement des fluides, de flux gazeux ou magnétiques etc. Son principe consiste à discrétiser une région continue complexe en éléments géométriques simples, appelés « éléments finis. »

C.2.1. Disciplines de base de la méthode des éléments finis

La méthode éléments finis est une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

- La mécanique des structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, ... etc.
- L'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres, ... etc...
- L'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

C.2.2. Concepts de base

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un « maillage ». Ces éléments sont liés entre eux

par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité du déplacement réel de la structure en tant qu'objet continu, ce qu'on l'appelle « interpolation ».

La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées.

Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

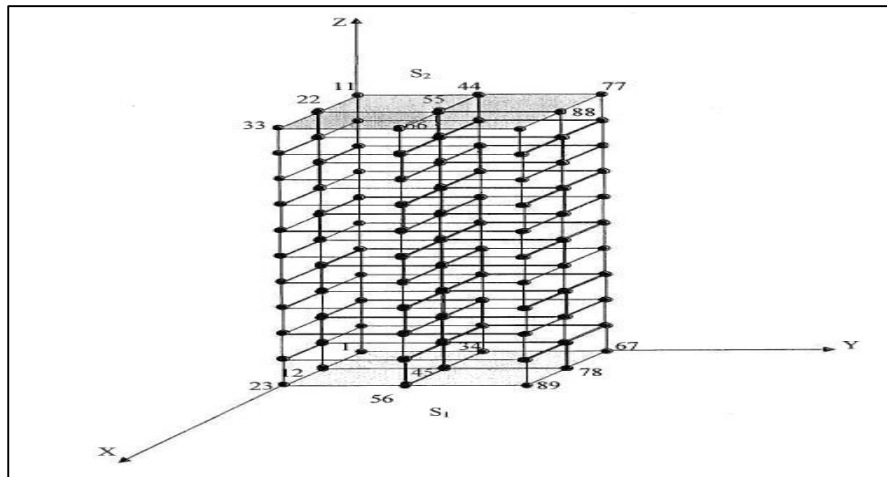


Figure 2 : Maillage par MEF 3D.

C.2.3. Calculs par la MEF

La méthode des éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes.

❖ Elle nécessite :

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influencent pas sur les résultats.
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Duncan, Cam-Clay, ... etc...
- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques.
- Les caractéristiques des boulons ou des tirants d'ancrage.
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

❖ Elle permet :

- D'effectuer les calculs d'écoulement ;
- De simuler toutes les phases de travaux ;

- De prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain et des lits de butons ou de tirants ;
- De calculer un coefficient de sécurité.

C.3. Les modèles de comportements

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettent de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol.

C.3.1. Modèle élastique linéaire :

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol.

Le modèle comporte trois paramètres de rigidité élastique, le module d'Young (le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé), le coefficient de Poisson ν et le module de cisaillement G (l'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau).

Les relations entre le module d'Young E et les autres modules sont données par les équations :

$$E_{oed} = \frac{(1 - \nu)E}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)} .$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} ;$$

Le modèle élastique linéaire de *PLAXIS* peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la figure 2 :

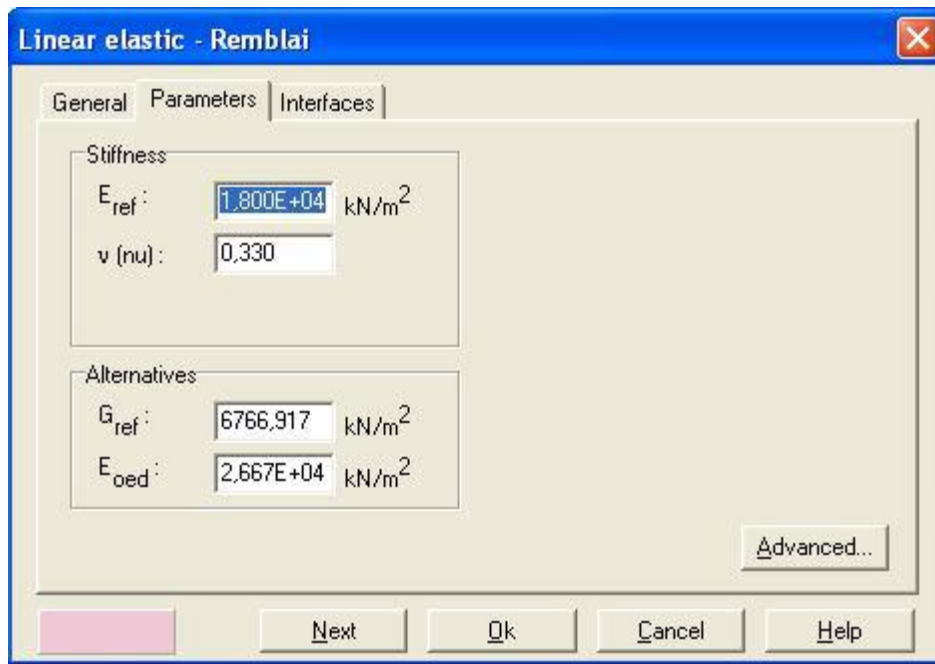


Figure 3 : fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

Les paramètres avancés sont reliés par l'équation :

$$E_{actua} = E_{ref} + (y_{ref} - y) E_{increment}$$

Avec $y < y_{ref}$.

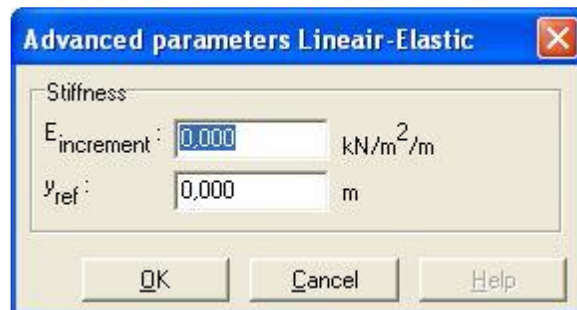


Figure 4 : fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.

C.3.2. Modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres : le module d'Young, E , le coefficient de Poisson ν , la cohésion c , l'angle de frottement φ et l'angle de dilatance ψ .

Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan \phi + c$$

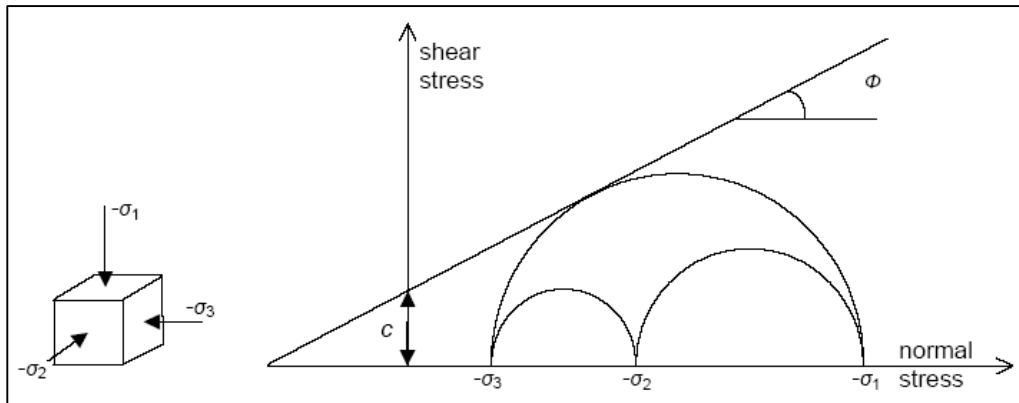


Figure 5 : Courbe intrinsèque du modèle de mohr-Coulomb.

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (figure 5) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

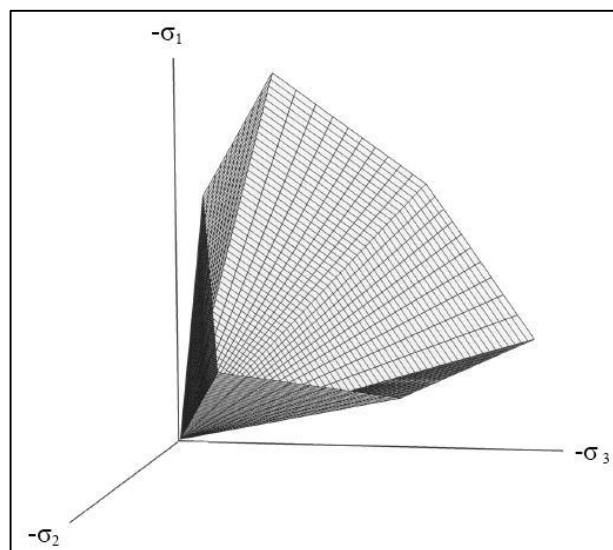


Figure 6 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour C=0.

C.3.2.1. Les paramètres de Mohr-Coulomb

a- Module d'Young(E)

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture (figure 6).

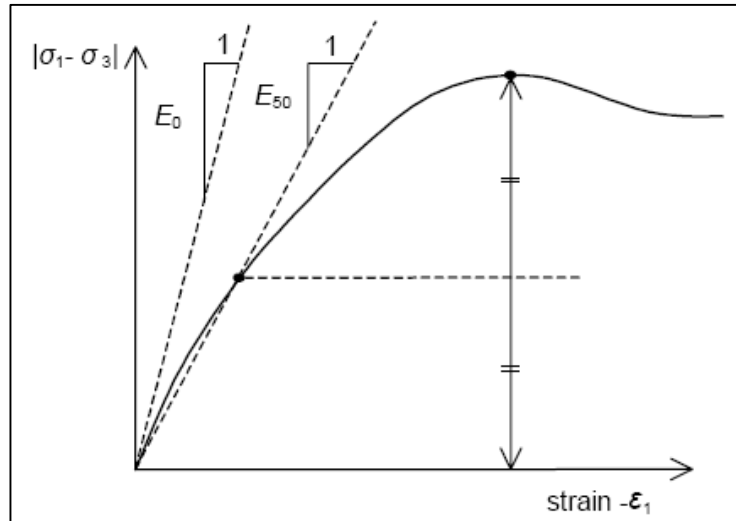


Figure 7 : Définition du modèle à 50 % de la rupture.

b- Coefficient de Poisson(ν)

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

c- Angle de frottement(ϕ)

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier.

En peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb (figure 4).

d- Cohésion(c)

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion ($c = 0$), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé aux utilisateurs peu expérimentés d'entrer au moins une valeur faible (prendre $c > 0.2$ kPa).

e- Angle de dilatance(ψ)

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle suivante :

$$\psi = \phi - 30^\circ \text{ pour } \phi > 30^\circ.$$

$$\psi = 0^\circ \quad \text{pour} \quad \phi < 30^\circ.$$

- Le cas où $\psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches.
- $\Psi = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique. Ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

C.4. Présentation de PLAXIS

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows.

C.4.1. Les sous-programmes de PLAXIS

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves).

- **PLAXIS-Input** : ce sous-programme contient des options nécessaires à la création et la modification d'un modèle géométrique, à la génération du maillage des éléments finis et aux définitions des conditions initiales.
- **PLAXIS-calculation** : contient les facilités utiles à la définition des phases et la procédure de calcul des éléments finis.
- **PLAXIS-Output** : sert à la visualisation des résultats de la phase de calcul (les déplacements, les contraintes).
- **PLAXIS-curves** : permet de représenter les résultats sous forme des courbes, par exemple : des courbes de chargement-déplacement.

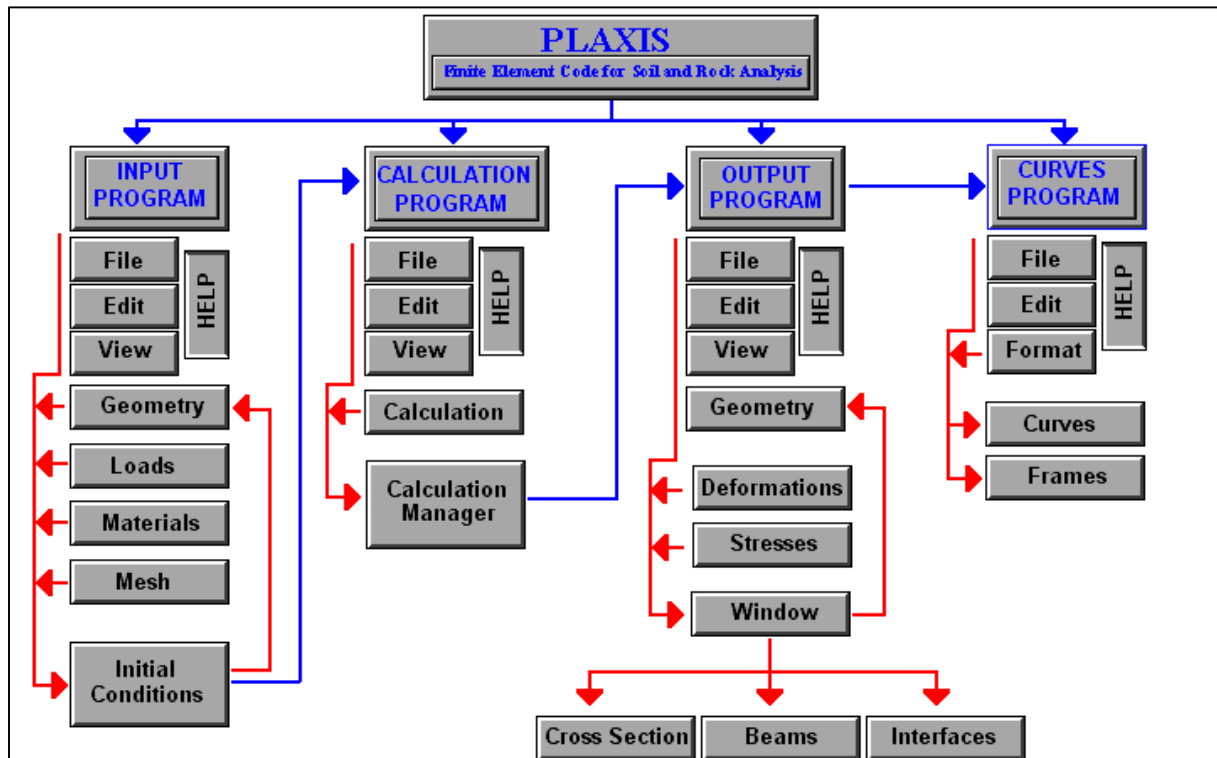


Figure 8 : Organigramme de la structure du Plaxis code .

C.4.2. Le code PLAXIS 3D Tunnel

PLAXIS 3DTunnel est un logiciel géotechnique aux éléments finis spécialement destinés à l'analyse en trois dimensions des déformations et de la stabilité des projets de tunnel, galerie,...etc. D'où les applications géotechniques nécessitent des lois de comportement complexe pour la simulation du comportement des sols et des roches, qui est non linéaire, anisotropie et dépend du temps. De même, il est nécessaire de prendre en compte les pressions interstitielles, qu'elles soient hydrostatique ou non.

Le logiciel est doté de fonctionnalité qui permet la modélisation de la structure et traiter toutes les interactions entre l'ouvrage et le sol.

C.4.3. Processus de modélisation avec PLAXIS 3D Tunnel

Les principales étapes d'un calcul sous PLAXIS 3D Tunnel sont les suivantes :

C.4.3. 1.Règlages généraux

Cette fenêtre contient : le nom du projet, une description, le type de projet et les données d'accélération, les unités fondamentales de longueur, de force et de temps et les dimensions de la table à dessin.

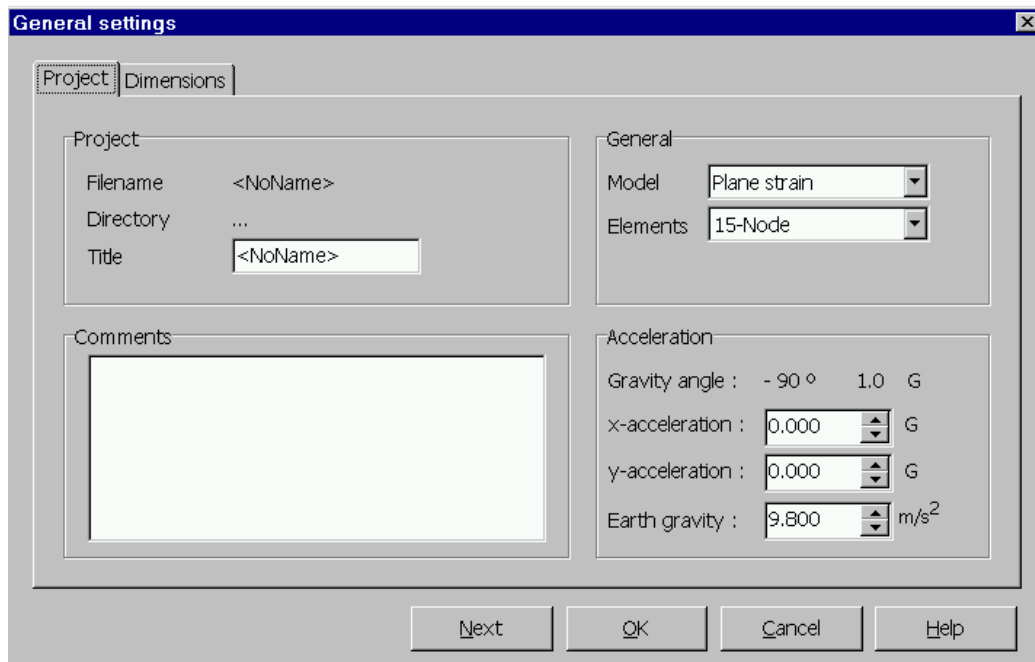


Figure 9 : Réglages généraux.

C.4.3.2. le menu d'entrée des données (INPUT)

Le menu principal du programme d'entrée des données contient des menus déroulant relatifs à la plupart des options pour manipuler des fichiers, transférer des données, afficher des graphiques, créer un modèle géométrique, générer des maillages d'éléments finis et entrer des données en général.

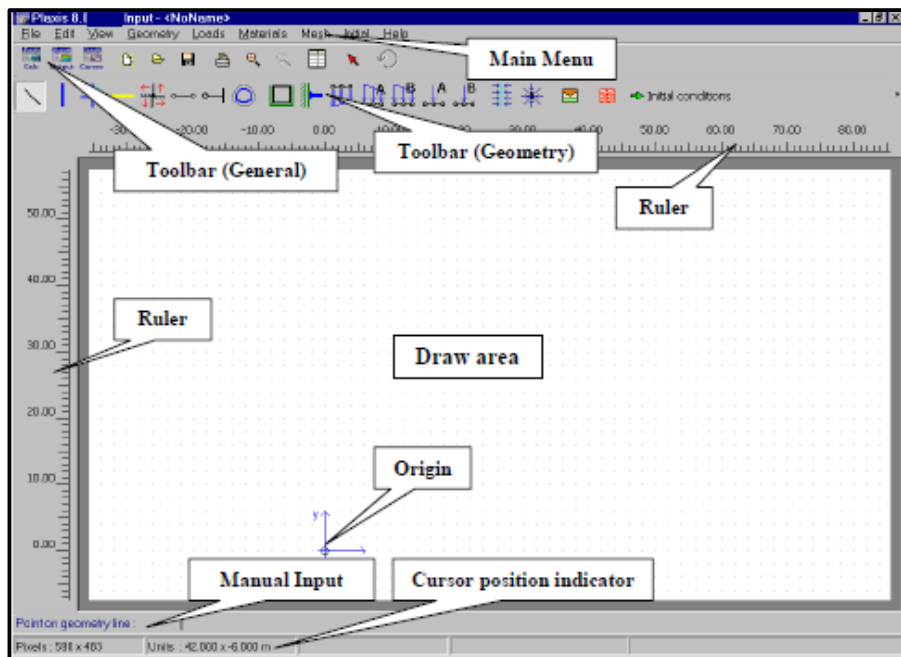


Figure 10 : Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input) (mode de création géométrique).

a) La géométrie du modèle

La génération du modèle d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique, qui est la représentation du problème réel à étudier.

b) Tunnels



L'option tunnels permet de créer des sections de tunnel circulaires ou non, à intégrer dans le modèle géométrique. Une section de tunnel est composée d'arcs et de lignes, auxquels on peut ajouter un soutènement et une interface. On distingue deux types des tunnels :

- **Bored tunnel**

Cette option pour créer un tunnel circulaire incluant un revêtement homogène (composé d'une coque circulaire) et une interface à l'extérieur. La forme du tunnel est composée de différentes portions définies par des arcs. Il est possible de créer un revêtement épais composé d'éléments volumiques.

- **NATM tunnel**

Cette option pour créer un tunnel incluant un revêtement (composé de plaques) et une interface extérieure. Le contour du tunnel est constitué de différentes portions pouvant être définies par des arcs. Il est formé de deux lignes si l'on définit une valeur positive pour le paramètre d'épaisseur. Ainsi, il est possible de créer un revêtement épais composé d'éléments volumiques.

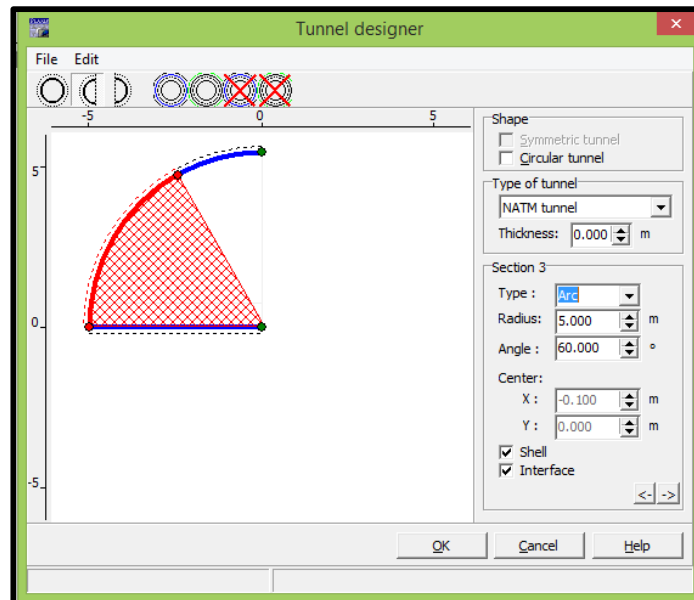


Figure 11 : Assistance tunnels pour une forme de tunnel NATM.

Chargements et conditions limite (Blocages standards)



PLAXIS impose automatiquement un réglage standard des conditions aux limites générales du modèle géométrique. Les blocages standards constituent une solution pratique et rapide pour la saisie des conditions aux limites de beaucoup d'applications.

c) Coques (plaques)



Les plaques sont des éléments de structure utilisés pour modéliser des structures élancées placées dans le sol et ayant une rigidité de flexion et une raideur normale significatives.

d) Ancrages



Sont des éléments élastiques utilisés pour modéliser des liaisons entre deux points.

e)) Géogrilles (géotextiles)



Les géogrilles sont des éléments élancés possédant une rigidité normale mais aucune rigidité de flexion. Les géotextiles ne peuvent résister qu'à des efforts de traction et non à des efforts de compression. Ces éléments sont principalement utilisés pour modéliser des renforcements de sol.

f) Propriétés des matériaux



Dans PLAXIS, les propriétés du sol et les propriétés des matériaux des structures sont toutes stockées dans une base de données. Les propriétés de chaque jeu de données sont présentées en trois onglets : General, Paramètres et Interfaces.

- ✓ L'onglet General contient le type de modèle du sol (sol et interfaces par exemple), le type de comportement du sol (élastique, Mohr-Coulomb, sol avec écrouissage, les sols mous, mous avec fluage, les roches fracturées) et des propriétés générales comme les poids volumiques, ainsi que le comportement hydraulique (drainé ou non drainé)
- ✓ L'onglet Paramètres contient les paramètres définissant la raideur et la résistance du modèle de sol choisi.
- ✓ Enfin, l'onglet Interfaces contient les paramètres qui relient les propriétés de l'interface aux propriétés du sol (la rigidité du matériau).

Ainsi on définit tous les paramètres de soutènement ou de revêtement utilisé.

Figure 12 : Fenêtres des propriétés des matériaux

g) Génération du maillage

Lorsqu'un modèle géométrique est entièrement défini et que les propriétés des matériaux sont assignées à toutes les couches et à tous les éléments de structure, la géométrie doit être divisée en éléments finis afin de réaliser le calcul par éléments finis. Une composition d'éléments finis s'appelle un maillage d'éléments finis. Les éléments fondamentaux sont des éléments triangulaires à 15 nœuds ou des éléments triangulaires à 6 nœuds.

I) Conditions initiales Initial conditions

Une fois le modèle géométrique créé et le maillage d'éléments finis généré, l'état de contraintes initiales et la configuration initiale doivent être spécifiés. Cela se fait dans la partie traitant des conditions initiales du programme d'entrée des données.

Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents :

- a) l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques).

- b) l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique).

Cette procédure nous permet de définir le coefficient des terres au repos (K_0).



Figure 13 : Fenêtre des conditions initiales.

C.4.3.2. CALCULS (Calculation)



Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués.

La phase initiale est le point de départ pour les calculs ultérieurs. Elle représente la situation initiale du projet telle que définie par les conditions initiales du programme Input.

Le processus de calcul de PLAXIS est divisé en étapes de calcul (L'activation d'un cas de charge prédéfini, la simulation d'étapes de construction, l'introduction d'une période de consolidation, le calcul d'un coefficient de sécurité sont des exemples de phases de calcul).

Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type des calculs à réaliser (plastique, consolidation, Phi-c réduction) permettent en option de prendre en compte les effets des grands déplacements, ainsi que les cas de chargement ou les étapes de construction qui seront à appliquer.

Quand tous les paramètres ont été définis, l'utilisateur peut choisir de définir une autre phase de calcul ou de lancer le processus de calcul grâce à la touche « calculate ».

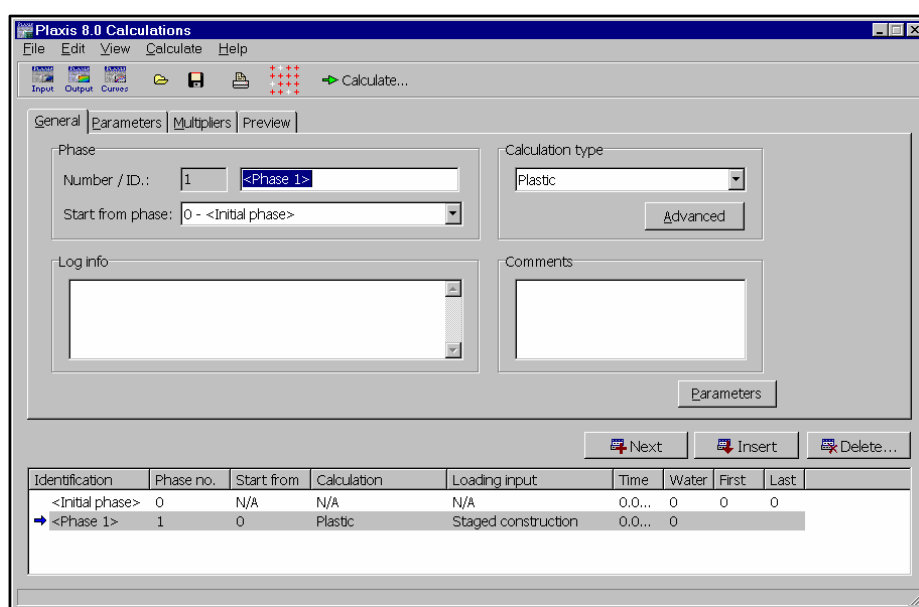


Figure 14 : Fenêtre principale du programme de calcul.

N.B : PLAXIS permet d'effectuer deux types de calculs en consolidation :

- Staged construction : permet de visualiser le sol après l'avoir laissé se consolider pendant un intervalle de temps donné fixe par l'utilisateur.
- Minimum pore pressure : consiste à déterminer le temps et l'état du sol après l'avoir laissé se consolider pendant un intervalle de temps suffisamment long pour que la pression interstitielle soit partout inférieure à la valeur fixée par l'opérateur.

C.4.3.3. Résultats

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les déplacements aux nœuds et les contraintes aux points de contraintes.

- **Le programme de résultats (output)**



Cette icône représente le programme de résultats (Output). Celui-ci contient tous les éléments qui permettent de visualiser les résultats des calculs aux éléments finis. Au lancement du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul approprié ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés.

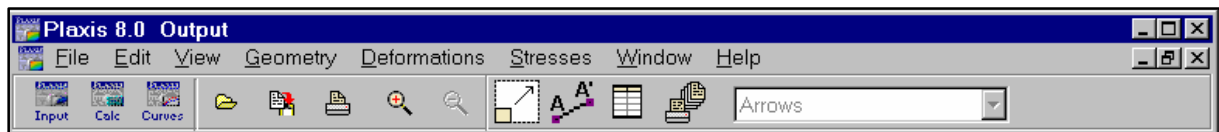


Figure 15 : Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Output.

- **Le programme courbe (curves)**



Cette icône représente le programme Curves. Ce programme contient toutes les options nécessaires pour générer des courbes charge-déplacement, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations.

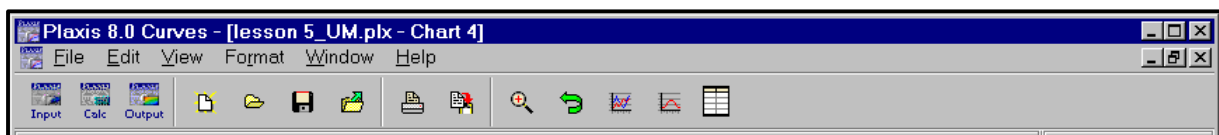


Figure 16 : Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Curves.

C.5. Conclusion

L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique.

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans PLAXIS n'est pas différente d'un choix de paramètre de calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain.

Certains des paramètres sont différents dans leurs expression, mais toujours reliés à des paramètres géotechnique classiques. Le paramètre le moins courant est vraisemblablement l'angle de dilatance.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, glissement de terrain, fondation sur sol en pente, tunnel : quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique.

Annexe D

Annexe D

Cintre HEB 160: béton projeté

E	210000
As	54.30
e	1,00 m
R	5,10 m
σe	240 MPa
Kc	203,63 2MPa

Eb	10000
e	0,3
v	0,2
Kb	451,33 MPa

Rigidité des cintres métallique :

➤ A la compression

$$E_s A'_s = \frac{A_s E_s}{a}$$

Tel que :

$A_s E_s$: Rigidité des cintres à la compression avant mise en place.

$E_s A'_s$: Rigidité des cintres à la compression après mise en place.

a : Distance entre les cintres.

E_s : Module d'élasticité des aciers.

A_s : Section de profil en acier.

➤ A la flexion

$$E_s I'_s = \frac{E_s I_s}{a}$$

$E_s I_s$: Régidités des cintres a la flexion avant mise en place.

$E_s I'_s$: Rigidité des cintres a la flexion après mise en place.

I_s : Moment d'inertie de profile.

Rigidité de béton projeté :

• A la compression :

$$E_b A'_b = \frac{E_b A_b}{a}$$

Annexe D

$E_b A_b$: Rigidité de béton projeté avant mise en place.

$E_b A'_b$: Rigidité de béton projeté après mise en place.

E_b : Module d'élasticité de béton projeté.

A_b : Section de béton projeté.

a : La distance entre le cintre.

$E = 11000 \times \sqrt{f_{cj}}$ (d'après BAEL)

- **A la flexion**

$$E_b I'_b = \frac{E_b I_b}{12}$$

$$I_b = \frac{ad^3}{12}$$

- **La rigidité d'équivalent :**

$$EA_{eq} = E_b A_b + \left(\frac{E_{cin}}{E_b} - 1 \right) E_b \frac{A_{cin}}{d}$$

$$EI_{eq} = E_b I_b + \left(\frac{E_{cin}}{E_b} - 1 \right) E_b \frac{I_{cin}}{d}$$

	E	A	EAeq	EIeq	U	deq
Béton projeté	10000	0.3	8.7*10 ⁶ KN/m	6.7*10 ⁴ KN/m	0.2	0.3 m
Cintre HEB160	210000	0.54*10 ⁻⁴				

Annexe E

Résumé

La prise en compte de problème de stabilité du tunnel de Sidi Aich creusé dans un terrain de mauvaise qualité constitue un élément très important dans l'étude de l'interaction de l'ensemble (ouvrage-massif). C'est dans ce cadre que s'inscrivent les travaux présentés dans ce mémoire.

On a fait également appel aux recommandations empiriques d'AFTES, à partir du quelles on a estimé les différents éléments constituant le système de soutènement du tunnel. Ensuite nous avons réalisé un calcul analytique par le biais du logiciel « RocSupport » afin d'estimer les dimensions et les paramètres des éléments du système de soutènements du tunnel.

Le comportement de l'ouvrage est déterminé par un calcul numérique en éléments finis « MEF », au moyen du code de calcul Plaxis-3D-Tunnel, dont nous avons choisir la méthode d'excavation « NATM » pour mieux visualiser les déplacements des terrains en question, ainsi que la vérification des résultats du calcul analytique qui a été effectué précédemment.

Mots clés : Stabilité, Tunnel, Interaction, Massif rocheux, AFTES, RocSupport, MEF, PLAXIS 3D Tunnel, NATM, Déplacements.

Abstract

Consideration of the stability problem of the Sidi Aich tunnel dug in poor quality terrain is a very important element in the study of the interaction of the whole (massive structure). It is within this framework that the work presented in this thesis takes place.

The empirical recommendations of AFTES were also used, on the basis of which the various elements constituting the tunnel support system were estimated. Then we performed an analytical calculation using the "RocSupport" software to estimate the dimensions and parameters of the elements of the tunnel support system.

The behavior of the structure is determined by a finite element numerical calculation "FEM", using the Plaxis-3D-Tunnel calculation code, whose excavation method "NATM" has been chosen to better visualize the displacements of the terrain In question, as well as the verification of the results of the analytical calculation which has been carried out previously.

Keywords : Stability, Tunnel, Interaction, Rock mass, AFTES, RocSupport, FEM, PLAXIS 3D Tunnel, NATM, Displacements.