

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

Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté de Technologie
Département des Mines et géologie

Memoire de Fin d'Etudes

En vue de l'obtention du Diplôme de Master
Filière : Génie Minier
Option : Exploitation des Mines

Présenté par AOUZELLAG ALLAL
BENCHALLAL MOHAMMED AKRAM

Thème

Étude de stabilité d'un massif rocheux lors d'une excavation souterraine : Modélisation et Instrumentation

Soutenu le 14 / 07 / 2022 devant le jury composé de :

Président	Mme TAHRI.T	MCB	U.A.M.Bejaia
Encadrant	Mr AKDIM.A	MAA	U.A.M.Bejaia
Co-encadrant	MEDJBAR. H	Ingénieur	Algérienne des Autoroutes
Examineur	Mr SAADOUN.A	MCB	U.A.M.Bejaia

Promotion : 2021-2022

Remerciement

Nous rendons grâce à dieu le tout puissant de nous avoir accordé le courage pour la réalisation de ce travail.

Nous souhaitons avant tout remercier notre encadreur de mémoire, Mr AKDYM Abdelghani, pour le temps qu'il a consacré et pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter notre réflexion.

On tien a remercié en particulier MEDJBAR Hayat, pour nous avoir donné l'occasion extraordinaire de réaliser notre travail de terrain.

Nous remercions le président du jury, Mme TARRI Terkia, Notre examinateur et enseignant Monsieur SAADOUN Abderrazak d'avoir accepté de juger notre modeste travail. A tous ceux et celles qui ont collaboré de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Merci

Dédicaces

À mes parents.

À mes amis.

Allal

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à ma chère mère et mon cher père et à mes amis.

AKRAM

TABLE DES MATIERES	I
LISTE DES TABLEAUX.....	III
LISTE DES FIGURES	IV
LISTE DES ABREVIATIONS.....	VI
INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I : PARTIE 1 : GENERALITES SUR LES MASSIFS ROCHEUX	
I.1. DESCRIPTION DES MASSIFS ROCHEUX.....	2
I.2. STRUCTURE DES MASSIFS ROCHEUX.....	2
<i>I.2.1. Matrice rocheuse.....</i>	<i>2</i>
<i>I.2.2. Description pétrographique.....</i>	<i>3</i>
<i>I.2.3. Les propriétés physiques.....</i>	<i>3</i>
<i>I.2.4. Propriétés mécaniques.....</i>	<i>4</i>
I.3. LES DISCONTINUITES.....	10
<i>I.3.1. Types des discontinuités.....</i>	<i>10</i>
<i>I.3.2. Les paramètres caractérisant les discontinuités.....</i>	<i>12</i>
<i>I.3.3. Etude structurale des discontinuités (la projection stéréographique).....</i>	<i>13</i>
I.4. CLASSIFICATION DES MASSIFS ROCHEUX.....	15
<i>I.4.1. RMR système.....</i>	<i>15</i>
<i>I.4.2. Indice de BARTON Q système.....</i>	<i>16</i>
PARTIE II : GÉNÉRALITÉS SUR LES TUNNELS	
I.5. DEFINITION DES TUNNELS.....	18
I.6. METHODES DE CREUSEMENT DES TUNNELS.....	19
<i>I.6.1. Méthode traditionnelle à l'explosif.....</i>	<i>19</i>
<i>I.6.2. Creusement mécanique.....</i>	<i>20</i>
I.7. TECHNIQUE DE CREUSEMENT.....	21
<i>I.7.1. Excavation à pleine section et demi-section.....</i>	<i>22</i>
<i>I.7.2. Excavation par section divisée.....</i>	<i>22</i>
I.8. LA NOUVELLE METHODE AUTRICHIENNE.....	23
I.9. LE PRE-SOUTÈNEMENT.....	24
<i>I.9.1. Voûte parapluie.....</i>	<i>24</i>
<i>I.9.2. Soutènement par cintres.....</i>	<i>25</i>
<i>I.9.3. Béton projeté.....</i>	<i>27</i>
<i>I.9.4. Boulon d'ancrage.....</i>	<i>28</i>
<i>I.9.5. Étanchéité et drainage des tunnels.....</i>	<i>29</i>
<i>I.9.6. Étanchéité.....</i>	<i>29</i>
<i>I.9.7. Drainage.....</i>	<i>29</i>
<i>I.9.8. Choix du système d'étanchéité.....</i>	<i>30</i>
<i>I.9.9. Type de produits d'étanchéité.....</i>	<i>30</i>
I.10. REVÈTEMENT DEFINITIF.....	31
<i>I.10.1. Les différents types de revêtements.....</i>	<i>31</i>
CHAPITRE II : DESCRIPTION ET CLASSIFICATION DU TRONÇON ÉTUDIÉ	
II.1. PRESENTATION DU SITE.....	33
II.2. DESCRIPTION DU SITE.....	34
<i>II.2.1. Topographie et géomorphologie.....</i>	<i>34</i>
<i>II.2.2. Climat et météorologie.....</i>	<i>35</i>

Table des matières

II.2.3.	Hydrologie et hydrogéologie	35
II.2.4.	Géologie régionale.....	37
II.2.5.	Tectonique	39
II.2.6.	Reconnaissance géologique de surface de la région traversée par le tunnel	41
II.2.7.	Lithologie	45
II.3.	DESCRIPTION DU TRONÇON DU TUNNEL ETUDIE	46
II.3.1.	Essais géotechnique effectués dans la zone du tunnel.....	48
II.4.	LES DISCONTINUITES	54
II.5.	CLASSIFICATION RMR DE LA ROCHE DU TRONÇON ETUDIEE	55
II.5.1.	Choix du schéma-type de soutènement selon RMR.....	56

CHAPITRE III : MODÉLISATION DU TRONÇON DU TUNNEL AVEC PLAXIS 3D

III.1.	PRESENTATION DU LOGICIEL (PLAXIS 3D TUNNEL).....	60
III.1.1.	Principe de la modélisation par Plaxis 3D tunnel	60
III.2.	APERÇU SUR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS (MEF)	60
III.2.1.	Concepts de base : Techniques de résolution.....	61
III.2.2.	L'utilisation de la MEF pour les tunnels.....	61
III.3.	PRESENTATION DE LA PROCEDURE DE SIMULATION.....	62
III.3.1.	Caractéristiques géométriques du massif.....	62
III.3.2.	Caractéristiques géotechniques du massif	63
III.3.3.	Conditions aux limites.....	65
III.3.4.	Génération du maillage	65
III.3.5.	Conditions initiales.....	66
III.3.6.	Exécution de l'excavation du tunnel.....	68
III.4.	CALCUL DES DEFORMATIONS (DEPLACEMENTS) DUS AU CREUSEMENT DU TUNNEL	69
III.5.	CALCUL DES DEFORMATIONS AU NIVEAU DE LA VOUTE	82
III.5.1.	Calcul des déplacements verticaux de la voûte.....	88
III.5.2.	Calcul des déplacements horizontaux au niveau du stross (naissance de la voûte).....	89

Conclusion générale

Références bibliographiques

Annexes

RESUME

ABSTRACT

Chapitre I

TABLEAU I. 1 ECHELLE DE DURETE DE MOHS	4
TABLEAU I. 2 CLASSIFICATION DES ROCHES EN FONCTION DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION.....	5
TABLEAU I. 3 CLASSIFICATION RMR DES MASSIFS ROCHEUX DE Z. BIANIAWSKI	16
TABLEAU I. 4 CLASSIFICATION DE MASSIF EN FONCTION DE LA VALEUR Q.	17

Chapitre II

TABLEAU II. 1 LA GEOMETRIE DU TUNNEL	33
TABLEAU II. 2 RESUME DES RESULTATS DU SONDAGE CAROTTE AU NIVEAU DU TRONÇON	48
TABLEAU II. 3 RESULTATS DU POMPAGE	49
TABLEAU II. 4 RESULTATS DES ANALYSES CHIMIQUES	50
TABLEAU II. 5 TENEUR EN CARBONATE $CaCO_3$	50
TABLEAU II. 6 RESULTATS DES ANALYSES MINERALOGIQUES	51
TABLEAU II. 7 RESULTATS DES ESSAIS DE GONFLEMENT	51
TABLEAU II. 8 RESULTATS DE L'ESSAI A LA COMPRESSION	52
TABLEAU II. 9 CARACTERISTIQUES PHYSIQUES PRINCIPALES DE LA COUCHE (2-1).....	53
TABLEAU II. 10 CARACTERISTIQUE DE RESISTANCE AU CISAILLEMENT	53
TABLEAU II. 11 PARAMETRES DES SOLS ET DES ROCHES	54
TABLEAU II. 12 STRATIGRAPHIE ET CARACTERISTIQUES DE DIACLASES ET DE FISSURES.....	54
TABLEAU II. 13 CLASSIFICATION RMR DES ROCHES ET LEURS PONDERATIONS	56
TABLEAU II. 14 PARAMETRES DU SOUTÈNEMENT TYPE IV.....	57
TABLEAU II. 15 PARAMÈTRE DU SOUTÈNEMENT TYPE VI.....	59

Chapitre III

TABLEAU III. 1 CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES SOLS	63
TABLEAU III. 2 GEOMETRIE DES TRANCHES DU TUNNEL.....	64
TABLEAU III. 3 PARAMETRES DU SOUTÈNEMENT	64
TABLEAU III. 4 RESULTATS DES DEPLACEMENTS ET CONTRAINTES DUS AU CREUSEMENT DU TUNNEL.....	70

CHAPITRE 1

FIGURE I. 1 ESSAI DE TRACTION DIRECTE	6
FIGURE I. 2 ESSAI DE LA TRACTION INDIRECTE.....	6
FIGURE I. 3 CISAILLEMENT DIRECT A LA BOITE DE CASAGRANDE	7
FIGURE I. 4 PRINCIPE DU CISAILLEMENT SIMPLE	8
FIGURE I. 5 PRINCIPE DE L'ESSAI TRIAXIAL	8
FIGURE I. 6 DIAGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATION.....	9
FIGURE I. 7 DIACLASES	11
FIGURE I. 8 FAILLES	11
FIGURE I. 9 JOINTS SEDIMENTAIRES.....	12
FIGURE I. 10 REPRESENTATIONS STEREOGRAPHIQUES D'UNE DISCONTINUITÉ PAR LA METHODE DE LAMBERT	15
FIGURE I. 11 COUPE TRANSVERSALE ET LONGITUDINALE D'UN TUNNEL AU VOISINAGE DU FRONT DE TAILLE.....	19
FIGURE I. 12 ILLUSTRATION DU CYCLE CLASSIQUE DE CREUSEMENT A L'EXPLOSIF	20
FIGURE I. 13 MACHINES A ATTAQUE PONCTUELLE (EXTRAIT DE LA BROCHURE DE WIRTH).	20
FIGURE I. 14 VUE GENERALE D'UN TUNNELIER (TBM).	21
FIGURE I. 15 IMAGES D'EXCAVATIONS PAR PLEINE ET DEMI SECTION.....	22
FIGURE I. 16 EXCAVATIONS PAR SECTION DIVISEE	23
FIGURE I. 17 LA DIVISION DE LA SECTION EN FONCTION DU TERRAIN SELON NATM.	24
FIGURE I. 18 CINTRE RETICULES	30
FIGURE I. 19 SOUTÈNEMENT PAR BLINDAGE.....	26
FIGURE I. 20 CINTRE COULISSANT TYPE V ET H	27
FIGURE I. 21 SOUTÈNEMENT PAR BETON PROJÈTE	28
FIGURE I. 22 SOUTÈNEMENT PAR BOULONS D'ANCRAGE	28
FIGURE I. 23 MISE EN PLACE DU DISPOSITIF D'ÉTANCHEITÉ	30
FIGURE I. 24 VOUSSOIRS PREFABRIQUES	32

Chapitre II

FIGURE II. 1 PLAN SYNOPTIQUE DU PROJET.....	34
FIGURE II. 2 LOCALISATION DE LA ZONE DU TUNNEL	35

FIGURE II. 3 BASSINS HYDROGRAPHIQUES DE L'ALGERIE NORD ET POSITION DE LA ZONE D'ETUDE.....	36
FIGURE II. 4 SCHEMA STRUCTURAL DE L'EST DE LA GRANDE KABYLIE	39
FIGURE II. 5 FLYSCHGRESO-ARGILEUX, CRETACE, TRES FRACTURES DANS LA ZONE D'ETUDE.	42
FIGURE II. 6 SCHISTES BLANCHES ET MARNO-CALCAIRES CRETACES.....	43
FIGURE II. 7 SCHISTES BLANCHES ET MARNO-CALCAIRE CRETACES	44
FIGURE II. 8 SCHISTES FORTEMENT ALTEREES	44
FIGURE II. 9 ARGILE PEU PLASTIQUE, DURE	45
FIGURE II. 10 COUPE LONGITUDINAL DU TRONÇON ETUDIE	46
FIGURE II. 11 MARNE TOTALEMENT ALTEREE.....	47
FIGURE II. 12 MARNE FAIBLEMENT ALTEREE.....	47
FIGURE II. 13 MARNE INTENSEMENT ALTEREE.....	47
FIGURE II. 14 L'EBOULEMENT VUE DU COTE SUD.....	58
FIGURE II. 15 L'EBOULEMENT VUE DU COTE NORD.....	58

CHAPITRE III

FIGURE III. 1 COUPE TRANSVERSAL DU MASSIF.....	63
FIGURE III. 2 GENERATION DES CONDITIONS AUX LIMITES. [BOITE DE DIALOGUE DE PLAXIS 3D TUNNEL].....	65
FIGURE III. 3 GENERATION DU MAILLAGE EN 2D PUIS EN 3D.....	66
FIGURE III. 4 CONDITIONS HYDRAULIQUES. [BOITE DE DIALOGUE PLAXIS 3D TUNNEL].....	67
FIGURE III. 5 CHAMPS DES CONTRAINTES EFFECTIVES. [BOITE DE DIALOGUE PLAXIS 3D TUNNEL].....	67
FIGURE III. 6 PHASES DE CALCUL. [BOITE DE DIALOGUES PLAXIS 3D TUNNEL].....	69
FIGURE III. 7: DEFINITION DES POINTS POUR LES COURBES. [BOITE DIALOGUE PLAXIS 3D TUNNEL].....	70
FIGURE III. 8 COURBE DES DEPLACEMENTS VERTICAUX DE LA VOUTE DANS LA PHASE 1	88
FIGURE III. 9 COURBE DES DEPLACEMENTS VERTICAUX DE LA VOUTE DANS LA PHASE 4.....	88
FIGURE III. 10 COURBE DES DEPLACEMENTS VERTICAUX DE LA VOUTE DANS LA PHASE 1	89
FIGURE III. 11 COURBE DES DEPLACEMENTS VERTICAUX DE LA VOUTE DANS LA PHASE 4.....	90

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

CFMR-MMR : Centre Français de Mécanique des Roches – Manuel de Mécanique de Roche.

GSI: Geological Strength Index.

ISRM: International Society for Rock Mechanics

MEF: Méthode des Eléments Finis.

N.A.T.M.: New Austrian Tunneling Method où Nouvelle Méthode Autrichienne.

RMR: Rock Mass Rating.

RQD: Rock Quality Designation.

SRF: Stress Reduction Factor.

Introduction

générale

Introduction générale

L'étude de stabilité d'un massif rocheux lors d'une excavation souterraine revêt une importance capitale dans la conception et la construction des tunnels. La modélisation numérique est devenue une méthode largement utilisée pour évaluer le comportement du sol et de la roche environnante lors de ces opérations.

Dans le cas spécifique du tunnel de Sidi Aiche, il est essentiel de comprendre les contraintes géotechniques auxquelles le massif rocheux est soumis. Une analyse approfondie de la stabilité permettra de minimiser les risques associés à l'excavation et de garantir la sécurité et la durabilité du tunnel.

L'outil de modélisation utilisé dans cette étude est PLAXIS 3D Tunnel. Il s'agit d'un logiciel de calcul géotechnique qui permet de simuler le comportement du sol et de la roche dans des conditions complexes. Grâce à cette modélisation, il est possible de prédire les déformations, les contraintes et les déplacements du massif rocheux pendant l'excavation.

L'objectif de cette étude est d'évaluer la stabilité du massif rocheux du tunnel de Sidi Aiche en utilisant PLAXIS 3D Tunnel. Pour cela, des données géotechniques et géologiques spécifiques au site seront collectées et analysées. Ces données serviront de base pour la création du modèle numérique qui représentera fidèlement les conditions réelles du site.

Une fois le modèle créé, différentes simulations seront effectuées pour évaluer les réactions du massif rocheux face aux charges induites par l'excavation du tunnel. Les résultats obtenus permettront d'identifier les zones de risque potentiel, de proposer des mesures de soutènement appropriées et de prendre les décisions nécessaires pour garantir la stabilité du tunnel.

En conclusion, l'étude de stabilité du massif rocheux lors de l'excavation souterraine du tunnel de Sidi Aiche constitue une étape cruciale dans le processus de conception et de construction. La modélisation avec PLAXIS 3D Tunnel offre une approche puissante pour évaluer les réactions du massif rocheux et prendre des décisions éclairées concernant le soutènement et la sécurité du tunnel.

Chapitre 9

Généralités

PARTIE I : Généralités sur les massifs rocheux

Introduction

Dans ce chapitre, nous explorerons en profondeur les caractéristiques géologiques des massifs rocheux, comprenant leur composition, leur structure et leur comportement mécanique. Nous plongerons également dans l'univers complexe des tunnels, des ouvrages d'ingénierie fascinants qui permettent de surmonter des obstacles naturels en créant des voies de communication essentielles.

I.1. Description des massifs rocheux

Les massifs rocheux sont des structures très complexes. Ils sont assimilés à un assemblage de blocs appelés matrices rocheuses lesquels sont délimités par des discontinuités constituées de fissures, de fractures ou de failles ou encore de limites stratigraphiques. Pour un ensemble de massifs rocheux, les discontinuités constituent une superposition de différentes familles de fractures. [1]

I.2. Structure des massifs rocheux

La roche a une structure continue ou discontinue. Elle peut être assimilée à un milieu composé d'éléments continus plus ou moins homogènes, de formes géométriques quelconques, la matrice rocheuse à de fines zones situées entre ses éléments continus, qualifiées de discontinuités. En mécanique des roches, le terme discontinuité désigne toute interruption des propriétés mécanique, minéralogique ou physique dans la matrice rocheuse. Il s'agit souvent d'une dégradation des propriétés mécaniques sur des zones de très faible épaisseur. L'étude d'un massif rocheux fracturé nécessite donc une caractérisation de la matrice rocheuse, ainsi que celle des discontinuités. [2]

I.2.1. Matrice rocheuse

La matrice rocheuse est définie comme un volume de roche intacte qui possède des propriétés homogènes et non coupées par des discontinuités discrètes et isolées. La matrice rocheuse fait ainsi référence aux blocs non-fracturés situés entre les discontinuités structurales. En fonction des caractéristiques du massif rocheux et de son histoire géologique, la taille de ces blocs peut varier de quelques millimètres à plusieurs mètres. Les géologues distinguent trois grandes catégories de roches en fonction de leur origine. [3]

I.2.2. Description pétrographique

La description pétrographique consiste à déterminer la nature des différents minéraux, leur abondance relative, degré d'altération, la taille et l'agencement ainsi que les pores. [4]

I.2.3. Les propriétés physiques

Une roche s'identifie par les propriétés physiques suivantes :

a) La porosité (P)

La porosité se définit par la présence de vide (interstices) capable de stocker un fluide (air, eau) appelée 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 : [5]

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

La porosité diffère d'une roche à une autre elle atteint les 40% dans une roche sédimentaire et elle ne dépasse pas les 1% dans une roche magmatique. Des études ont démontré la classification suivante : [6]

- 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 : $p > 20 \%$.

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). [5]

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

c) La teneur en eau

C'est le rapport de la masse d'eau noté M_w , à la masse du solide sec noté M_s . [7]

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

Où :

- M_w : La masse d'eau (g) ;
- M_s : La masse sèche des grains solides (g).

d) Le degré de saturation (S_r)

C'est le rapport du volume de l'eau contenue dans l'échantillon au volume des vides [7].

$$S_r = V_w / V_v \times 100 \quad (I.4)$$

- V_w : Volume de l'eau dans l'échantillon (cm³) ;
- V_v : Volume des vides (cm³).

e) La dureté

La dureté d'un minéral est due à la structure du cristal lui-même, c'est le mode d'organisation des atomes à l'échelle microscopique, la dureté du minérale est cependant proportionnelle à la force de liaison de ses atomes. Cette propriété permet la reconnaissance de ces minéraux.

Selon, Friedrich Mohs, sur une échelle de 10 à 1 en classe les minéraux du plus tendre au plus dure par rapport à d'autre minéraux de référence. (Voir tableau I.1) [7]

Tableau I. 1 Echelle de dureté de Mohs. [7]

Minéral	Dureté	Minéral	Dureté
Talc	1	Orthose	6
Gypse	2	Quartz	7
Calcite	3	Topaze	8
Fluorine	4	Corindon	9
Apatite	5	Diamant	10

I.2.4. Propriétés mécaniques

Les propriétés mécaniques sont d'une importance capitale elles permettent de désignée l'utilisation et l'utilité de la roche en question :

a) La résistance à la compression

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. Conformément a la norme française NFP 94 077, donnée par la formule suivante : [8]

$$\sigma_c = F/S \tag{I.5}$$

- F : Effort (charge) maximal atteinte (juste avant la rupture) (N) ;
- S : Section ou surface sur laquelle on applique l'effort F (m²) ;
- σ_c : La résistance à la compression (Mpa).

Tableau I. 2 Classification des roches en fonction de la résistance à la compression. [7]

Roche	Faiblement résistantes	Moyennes	Résistantes	Très résistantes
σ_c (MPa)	20	40	60	>100

b) La résistance à la traction

Toutes roches présentent une résistance à la traction dépendant de ses caractéristiques intrinsèques et du mode d'agencement de ses particules, Selon la norme française NF P 94-422 on distingue deux sorts de traction :

- **Traction directe**

En soumettant une éprouvette cylindrique à une traction uni-axiale, la résistance à la traction simple est égale à la contrainte limite de traction qui produit la décohésion des échantillons des roches massives, la résistance est calculée selon la loi [7] :

$$\sigma_t = P_{max}/A_0 \tag{I.6}$$

Tel que :

P_{max} : Valeur finale atteinte par l'effort appliqué (N) ;

A_0 : Surface transversale (m²) ;

σ_t : La résistance à la traction (Mpa).

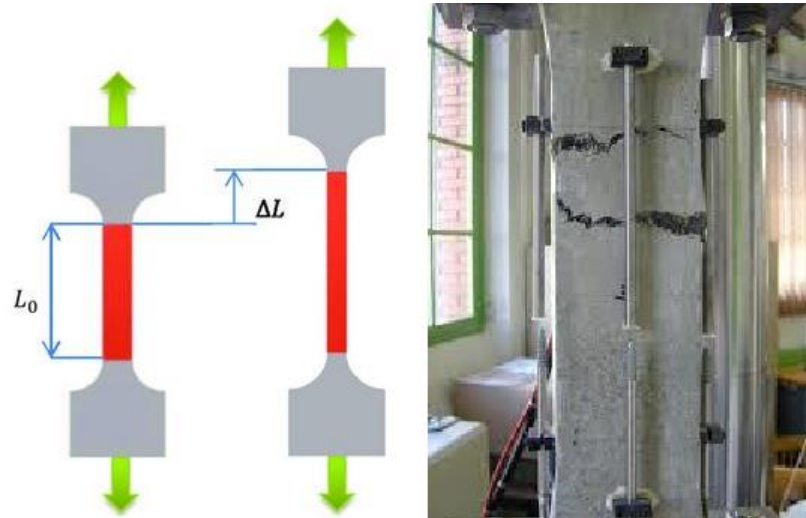


Figure I. 1 Essai de traction directe. [7]

- **Traction indirecte**

L'essai de résistance à la traction indirecte, appelée essai brésilien, est réalisé en comprimant entre les plateaux de la presse une éprouvette cylindrique le long de deux génératrices opposées. La rupture est obtenue par traction au centre de l'éprouvette. On évite ainsi les difficultés de collage des têtes nécessaires dans les essais de traction directe. Si la force (F) est l'effort fourni par la presse au moment de la rupture, le diamètre (D) de l'éprouvette et sa longueur (L), la résistance à la traction indirecte est donnée dans ce cas par la formule suivante : [7]

$$\sigma_t = 2 F_{max} / \pi DL \quad (I.7)$$

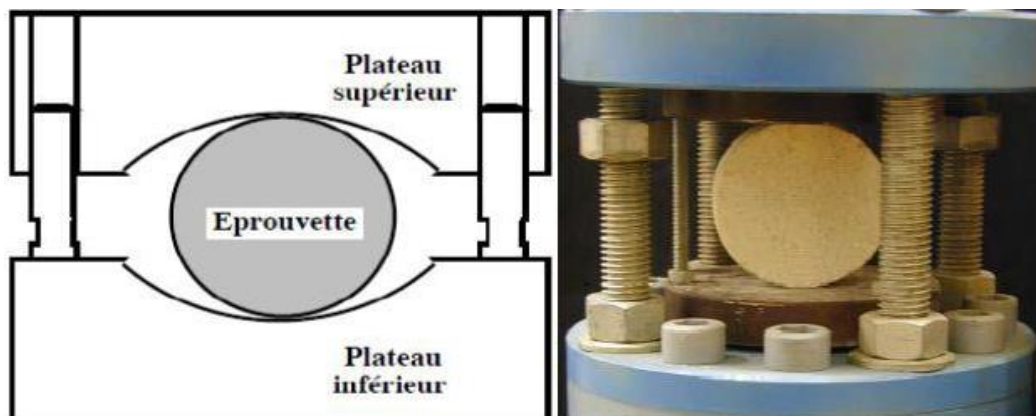


Figure I. 2 Essai de la Traction indirecte. [7]

c) La résistance au cisaillement

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. Selon la norme française NF P 94-071, Elle représente la contrainte tangentielle limite avant la rupture dans un essai de cisaillement. [8]

On distingue trois types d'essais au cisaillement :

- **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 cisailier 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, l'éprouvette est ainsi 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. (Voir figure I.3) [7]

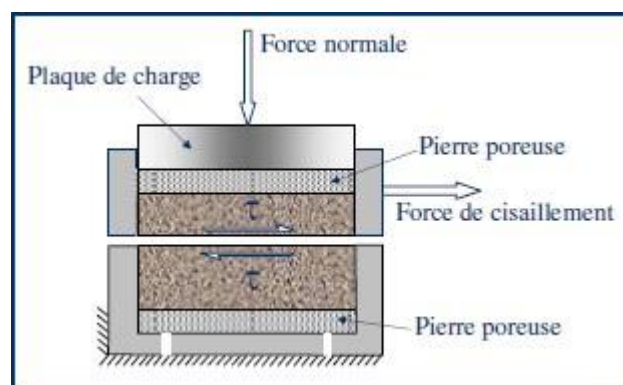


Figure I. 3 Cisaillement direct à la boîte de Casagrande. [7]

- **Cisaillement simple**

La résistance au cisaillement notée τ est définie par la relation suivante : [7]

$$\tau = P_{max}/S \tag{I.8}$$

Avec :

- P_{max} : Effort tangentielle entraînant la rupture (N) ;
- S : Surface sur laquelle on applique l'effort P (m²) ;

- τ : La résistance au cisaillement (MPa).

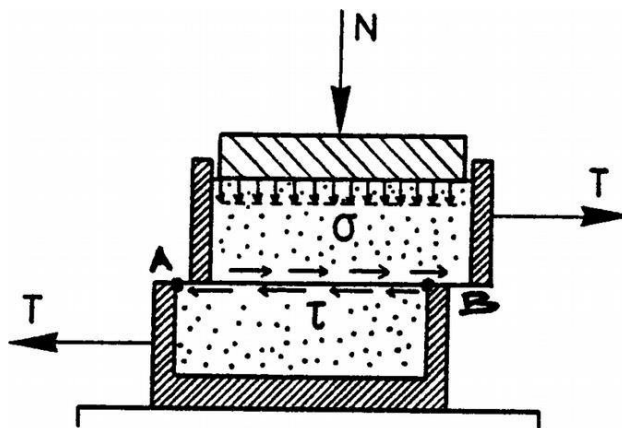


Figure I. 4 Principe du cisaillement simple. [7]

- **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. (Voir Figure I.5) [8]

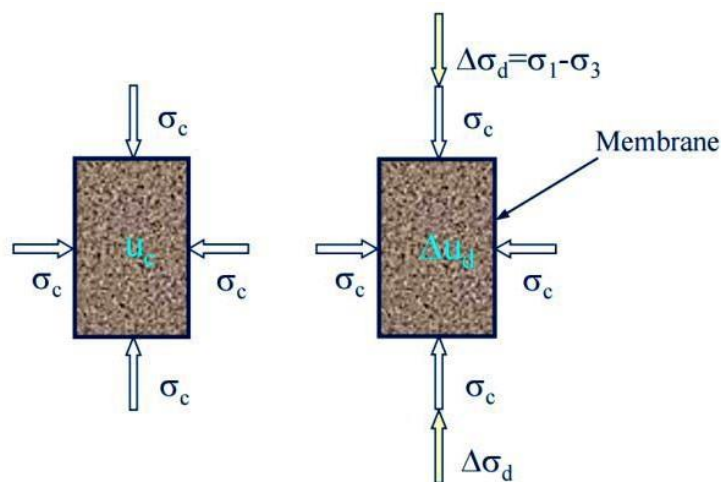


Figure I. 5 Principe de l'essai Triaxial. [8]

d) Module de Young :

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

La loi d'élasticité notée est la loi de Hooke :

$$\sigma = E \times \varepsilon \quad (I.9)$$

Où :

- σ : La contrainte (Pa) ;
- E : Le module de Young (Pa) ;
- ε : L'allongement relatif, ou déformation (adimensionnel).
- Re : la limite d'élasticité apparente.
- Rm : correspond à la charge maximale et correspond à la résistance mécanique du matériau.
- A : Représente l'allongement de l'éprouvette sur la longueur.

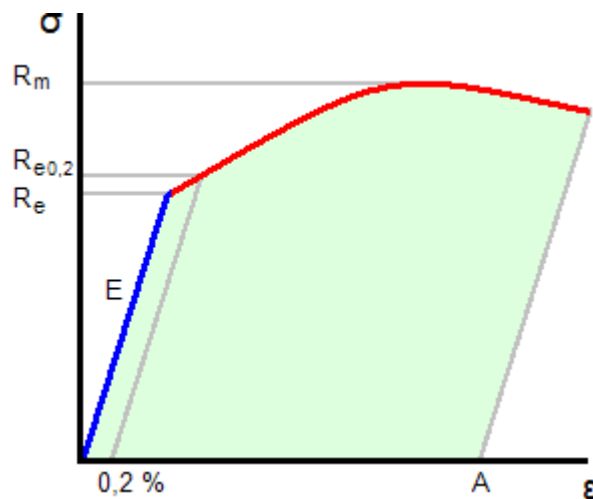


Figure I. 6 Diagramme contrainte-déformation. [9]

La cohésion et l'angle de frottement interne d'un échantillon est en fonction des résistances à la compression et à la traction. [8]

La cohésion d'un échantillon notée $Cech$ est donnée par la relation suivante :

$$Cech = \frac{(Rc * Rt)}{(2\sqrt{Rc * Rt} - 3Rt)} \quad (I.10)$$

L'angle de frottement interne noté Φech est donné par la relation :

$$\Phi ech = \arcsin\left(\frac{(Rc - 4Rt)}{(Rc - 2Rt)}\right) \quad (I.11)$$

I.3. Les discontinuités

Le mot "discontinuité" désigne toute séparation dans le milieu continu rocheux ayant une résistance à la traction effectivement nulle et il est utilisé sans aucune connotation génétique.

Le matériau constituant la roche intacte est naturel a été soumis dans la plupart des cas à des millions d'années d'actions mécaniques, thermiques et chimiques. Au cours de ces processus, les discontinuités ont été introduites dans la roche par des événements géologiques, à différents états de contraintes. Très souvent, le processus par lequel une discontinuité s'est formée (par exemple un joint qui a été ouvert par traction ou une faille qui a été cisailée) peut avoir des implications sur ses propriétés géométriques et mécaniques, et il est donc toujours important de comprendre la formation des discontinuités en utilisant les principes de la géologie structurale.

Dans le contexte de l'ingénierie, les discontinuités peuvent être le facteur le plus important qui influence la déformabilité, la résistance et la perméabilité de la masse rocheuse. De plus, une discontinuité particulièrement grande et persistante peut affecter de manière critique la stabilité de toutes excavations de surface ou souterraine. Pour ces raisons, il est nécessaire d'acquérir une compréhension approfondie des propriétés géométriques, mécaniques et hydrologiques des discontinuités et de la manière dont elles sont gérées les discontinuités et de la manière dont elles affectent la mécanique des roches. [10]

I.3.1. Types des discontinuités

Du point de vue géologique on identifie les discontinuités suivantes :

a) Les diaclases

Ce sont des fractures de la roche, issues d'une rupture par compression, traction ou cisaillement liées aux mouvements tectoniques. Les deux parties de la roche constituées reste immobile. [10]



Figure I. 7 Diaclases. [10]

b) Les failles

D'origine tectonique, elles sont caractérisées par le déplacement de leurs épontes avec les roches environnantes. Laissant place à un vide apparent, Il existe trois catégories de failles, la normale, l'inverse et de décrochement. [11]



Figure I. 8 Failles. [11]

c) Les fentes ou fractures d'extension

Formées sous l'effet d'une traction qu'a subi le massif au cours des mouvements tectoniques. Elles sont souvent remplies de cristallisation de calcite ou de quartz. [11]

d) La schistosité

Elle se caractérise par la création de minces couches parallèles séparées par de petites discontinuités. Le plan de ces discontinuités est perpendiculaire au plan des forces de compression ou des contraintes qui leur ont donné naissance. Ce type de discontinuités est fréquent dans les roches métamorphiques.

e) Les joints sédimentaires

Souvent observés dans les formations sédimentaires, leurs directions sont plus ou moins parallèles à la direction des couches dans le massif rocheux. Elles se retrouvent à la limite de séparation des couches distinctes (par leurs âges géologiques, leurs natures ou compositions chimiques et minéralogiques). [11]



Figure I. 9 Joints sédimentaires. [11]

I.3.2. Les paramètres caractérisant les discontinuités

Lors de l'étude des caractéristiques des discontinuités, appelée "levé structural", par soucis de représentativité, ...certains paramètres doivent être mesurés ou analysés sur le terrain, de sorte à recouvrir un maximum de discontinuités par les lignes de mesure.

L'étude des discontinuités s'articule autour des points suivant :

a) L'orientation

Elle détermine la forme des blocs individuels existants dans un massif rocheux. Elle est représentée par la direction de la ligne d'intersection du plan de discontinuité et du plan horizontal, et par le sens et l'angle de pendage de la ligne de la plus grande pente. En décrivant l'orientation d'une discontinuité, on parlera souvent de direction (ou de direction de pendage qui est perpendiculaire à la direction) et de pendage. [11]

b) L'espacement

C'est la distance moyenne qui sépare les épontes de deux discontinuités consécutives mesurée perpendiculairement à celles-ci.

c) L'ouverture

C'est la distance moyenne séparant deux épontes d'une discontinuité mesurée perpendiculairement à la surface des épontes.

d) L'extension

C'est la longueur continue visible d'une discontinuité mesurée à partir des traces observées sur les affleurements lors du lever structural. Néanmoins, l'extension d'une discontinuité peut être plus grande que ce que nous mesurons en surface lorsque celle-ci s'étend de l'intérieur de la roche.

Elle contrôle les glissements de grandes échelles, rupture de pente en marche d'escalier, fondation et barrage et excavation de tunnel. [12]

e) Le remplissage

C'est le matériau contenu dans l'ouverture des discontinuités. Le remplissage peut être solide (sable, argile, etc.) ou liquide (eau) ou gazeux (vide).

f) La densité

Elle est liée au nombre de fractures rencontrées dans une surface ou dans une grandeur de roche donnée. On parle donc de densité volumique, surfacique et linéique. Cette dernière est définie comme étant l'inverse de l'espacement ou le nombre d'intersection entre les discontinuités et la ligne d'échantillonnage. [12]

I.3.3. Etude structurale des discontinuités (la projection stéréographique)

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

La représentation fait appel à une partie d'une sphère (plus particulièrement l'hémisphère sud pour les discontinuités) et la projection se fera sur le plan équatorial de la demi-sphère considérée. [12]

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

La représentation des discontinuités et généralement représenté graphiquement selon le canevas de Wulff ou le canevas de Schmidt ou de Lambert (le plus utilisé) pour effectuer la projection sur le papier, sinon numériquement via les logiciels Dips, ou Stéréonet.

La trace du joint sera représentée dans l'hémisphère sud et son plan passera par le centre de la demi-sphère. Ensuite on fera une projection vers le pôle nord (zénith) de la ligne d'intersection entre le plan de la discontinuité et la circonférence de la demi-sphère. La trace laissée par la projection sur le plan équatorial est la représentation géométrique qu'on verra sur le canevas. [12]

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

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

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

- β_n et β_d représentent respectivement le pendage du pôle et le pendage de la discontinuité ;
- α_n et α_d représentent respectivement la direction du pôle et la direction de la discontinuité. [12]

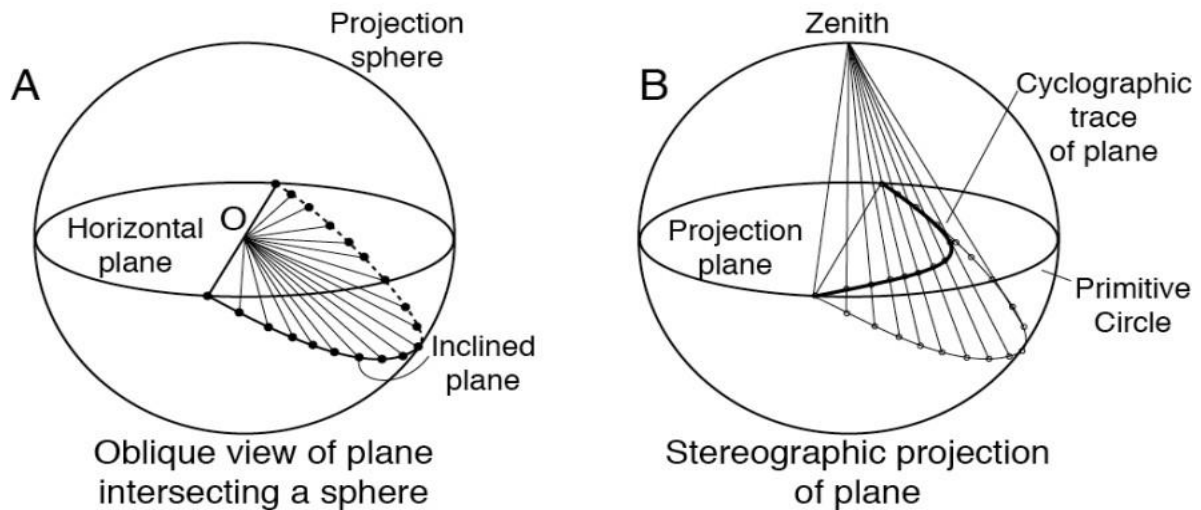


Figure I. 10 Représentations stéréographiques d'une discontinuité par la méthode de Lambert. [4]

I.4. Classification des massifs rocheux

Dans la littérature 16 méthodes de classification des massifs rocheux ont été citées, néanmoins conventionnellement parlant deux d'entre elle sont les plus utilisés :

I.4.1. RMR système

Le RMR (Rock Mass Rating System) a été développé par Bieniawski durant l'année 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 :

- La résistance à la compression simple de la roche saine ;
- L'indice RQD du massif rocheux ;
- L'espacement moyen des discontinuités ;
- L'état général des discontinuités (ouverture, persistance, rugosité...) ;
- Les conditions hydrogéologiques du massif rocheux ;
- L'orientation des discontinuités par rapport aux directions représentatives du problème traité. [13]

Tableau I. 3 Classification RMR des massifs rocheux de Z. BIANIAWSKI. [8]

1	Paramètre		Intervalle						
	Résistance de la roche (matrice)	Indice de franklin Is	>10 Mpa	4-10 Mpa	2-4 Mpa	1-2 Mpa	Pour les faibles valeurs de Is utiliser la résistance à la compression		
Resis compres Rc		>250 Mpa	100-250 Mpa	50-100 Mpa	25-50 Mpa	5-25 Mpa	1-5 Mpa	<1 Mpa	
Notation		15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%		
	Notation		20	17	13	8	3		
3	Espacement des discontinuités		>2m	0.6m-2m	200mm-600mm	60mm-200mm	<60mm		
	Notation		20	15	10	8	5		
4	Nature des discontinuités		Surface très rugueuse Non continues Epointe en contact	Surfaces légèrement rugueuse Epaisseur <1 mm Epointes faiblement altérée	Surfaces légèrement rugueuse épaisseur <1 mm épointes fortement altérée	Surfaces lustrées où Remplissage < 5mm Où Epaisseur de 1 à 5 mm	Remplissage mou > 5mm Où Epaisseur > 5 mm Joint continu		
	Notation		30	25	20	10	0		
5	Eau	Débit sur 10m de longueur du tunnel (l/min)	Aucun	<10 l/min	10 à 25 l/min	25 à 125 l/min	>125 l/min		
		Ration : pression eau/contr.princ σ_1	0	< 0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5		
		Conditions générales	Complètement sec	humide	mouillé	suintant	débitant		
	Notation		15	10	7	4	0		

La somme des points est la cote totale de la masse rocheuse est désignée comme valeur RMR. La valeur RMR peut être consultée dans plusieurs estimations empiriques. [13]

I.4.2. Indice de BARTON Q système

Le système Q de Barton a été introduit en 1974 en Norvège et tient compte des 6 critères suivants :

- Indice RQD ;
- Nombre de familles de joints (Jn) ;
- Indice de rugosité des joints (Jr) ;
- Indice de l'altération des joints (Ja) ;

- Facteur de réduction pour la présence d'eau (J_w) ;
- Facteur de réduction pour les contraintes in-situ (SRF).

L'indice Q est obtenu comme suit :

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (I.14)$$

Dans cette équation le terme RQD/J_n représente la taille du bloc, le terme J_r/J_a représente la résistance au cisaillement des discontinuités, les valeurs typiques de ces paramètres sont indiquée dans le tableau, la relation entre le Q-système et le RMR est donnée comme suite : [13]

$$RMR \approx 9 \ln Q + (26 - 42)^{16} \quad (I.15)$$

Tableau I. 4 Classification de massif en fonction de la valeur Q.[16]

Indice Q	Qualité de la masse rocheuse
0,001 – 0,01	Exceptionnellement médiocre
0,01 – 0,1	Extrêmement médiocre
0,1 – 1	Très médiocre
1 – 4	Mediocre
4 – 10	Moyenne
10 – 40	Bonne
40 – 100	Très bonne
100 – 400	Extrêmement bonne
400 – 1000	Exceptionnellement bonne

PARTIE II : généralités sur les tunnels

I.5. Définition des tunnels

Un tunnel est une structure architecturale en forme de voûte qui se trouve généralement sous terre, sous l'eau, ou à travers d'une infrastructure. Les tunnels permettent le passage des voies de communication, que ce soit pour les chemins de fer, les routes, ou les chemins piétonniers. Ils sont similaires aux tunnels en termes de construction, les grands ouvrages hydrauliques souterrains tels que les aqueducs, les collecteurs et les émissaires. Ces ouvrages sont conçus soit pour acheminer, soit pour évacuer les eaux des zones urbaines, et parfois pour accueillir des canalisations en relation avec les barrages et les centrales hydro-électriques. [14]

La classification globale des tunnels selon sept critères distingue :

- Selon le positionnement du tunnel par rapport à la surface du terrain ;
- Le fonctionnement de l'ouvrage ;
- La forme de la section ;
- La topographie adjacente et selon les emplacements dont le tunnel relie ; [15]
- La forme circulaire ;
- La forme fer à cheval. (Tunnel vouté) ;
- La forme elliptique.

Techniquement parlant le tunnel vouté étant l'ouvrage d'art le plus utilisé et le plus recommandé, de par son adaptation à tous types de reliefs sa technologie est maîtrisée et vérifiée, la (figure I.11) illustre un schéma représentatif de l'ouvrage d'un tunnel en voûte.

La figure I.11 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. [16]

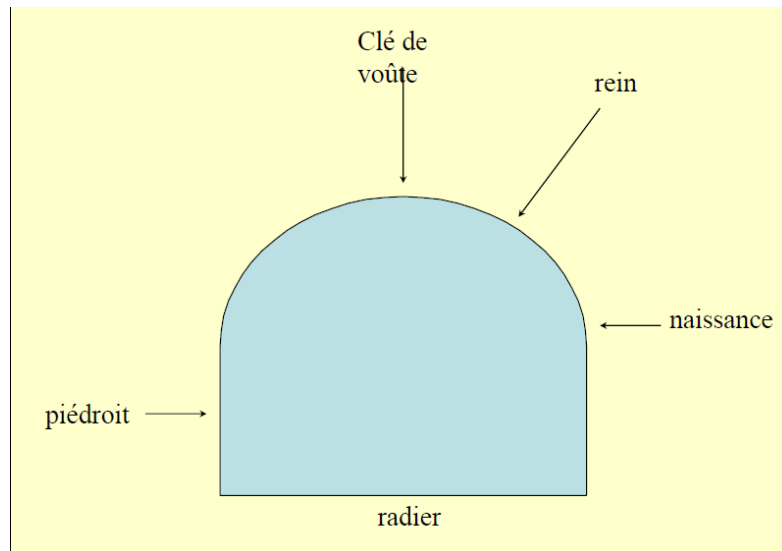


Figure I. 11 Coupe transversale et longitudinale d'un tunnel au voisinage du front de taille.

[16]

I.6. Méthodes de creusement des tunnels

Quatre principales méthodes de réalisation de 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 ont permis de réaliser des ouvrages dans tous les types de terrain. [14]

I.6.1. Méthode traditionnelle à l'explosif

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

La technique d'abattage s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique dont la longueur varie suivant le type de la roche (1 à 5 m) d'avancement, elle peut être en pleine section (on excave toute la section du tunnel) ou par section divisées (au maximum deux sections dites calotte et stross).[14]

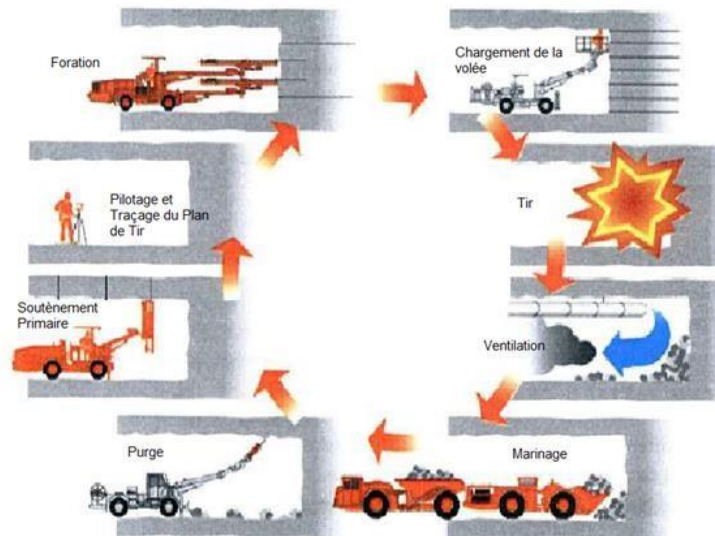


Figure I. 12 Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif. [14]

I.6.2. Creusement mécanique

L'abattage mécanique des tunnels aux roches, désigne l'abattage sans utilisation des explosifs, s'est développé principalement à partir de 1950. [17]

a) Le creusement mécanique d'attaque ponctuelle

Le creusement mécanique utilisant des machines d'attaques ponctuelles est employé pour des tunnels de différentes sections complètes ou divisées. Cette technique est généralement consacrée aux travaux souterrains dans des roches moins dures. Les méthodes mécanisées peuvent être également utilisées dans presque toutes les natures de terrains à condition qu'ils soient relativement homogènes. [16]



Figure I. 13 Machines à attaque ponctuelle (Extrait de la brochure de Wirth). [17]

b) Le creusement mécanique d'attaque globale (Tunnel Boring machine TBM)

Cette méthode convient particulièrement au creusement de tunnels en zones urbaines et pour des tunnels de grande longueur. Dans les terrains meubles on utilise des foreuses rotatives qui creusent en pleine section circulaire équipées d'une tête de foration et pourvues d'un poste de guidage.

Elle permet de creuser des tunnels de diamètre compris entre 2 et 15 mètres. Il est particulièrement adapté pour le creusement de terrains meubles sur de grandes longueurs (du fait de son coût d'investissement). Sa vitesse d'avancement est de l'ordre de 10 à 50 mètres par jour. [17]

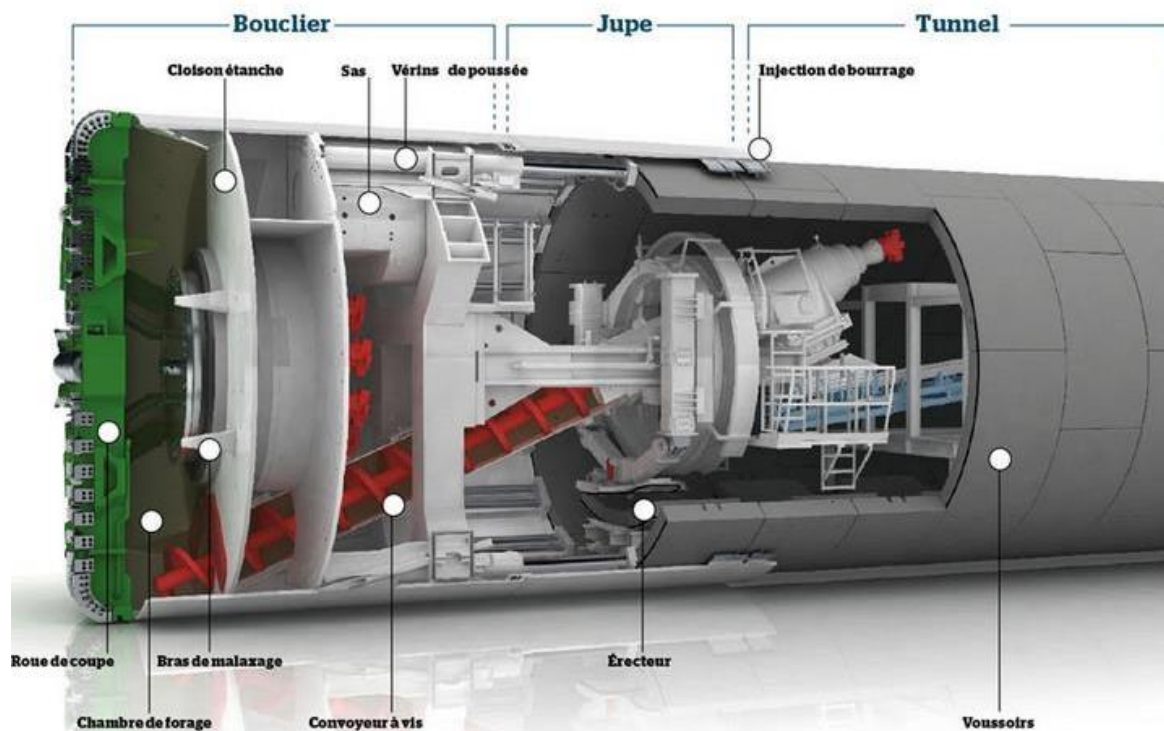


Figure I. 14 Vue générale d'un tunnelier (TBM). [17]

I.7. Technique 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.

I.7.1. Excavation à pleine section et demi-section

Par méthode de creusement à pleine section, il convient de comprendre les techniques d'avancement donnant lieu à un dégagement complet de la section principale de l'ouvrage en une seule fois [18].

L'emploi du creusement à pleine section nécessite l'emploi d'un matériel important (grande hauteur de l'excavation, importance des volumes de marouflage à chaque volée). [18]

Cette technique est bien adaptée pour des longueurs importantes de tunnels (exemple : le tunnel sous la manche longue de 50 km) et dont les terrains sont homogènes avec l'usage d'une méthode uniforme de soutènement (pose de voussoir, usage de boulonnage et de béton projeté) sur toute la longueur du tunnel.

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

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



Figure I. 15 Images d'excavations par pleine et demi section. [18]

I.7.2. Excavation par section divisée

Cette technique d'excavation permet de limiter les risques d'instabilité des parois et surtout du front de taille du fait des grandes dimensions et de l'absence auparavant de techniques fiables de stabilisation de ce dernier. Elle permet également dans le cas où les caractéristiques des terrains ne sont pas connues de faire des avancées de petites sections et

d'en profiter pour évaluer la qualité du rocher et mettre en place un système de soutènement efficace.

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

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

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

Les figures ci-après montrent des exemples de techniques d'excavation par section divisée avec les numéros indiquant les ordres d'excavation. [18]

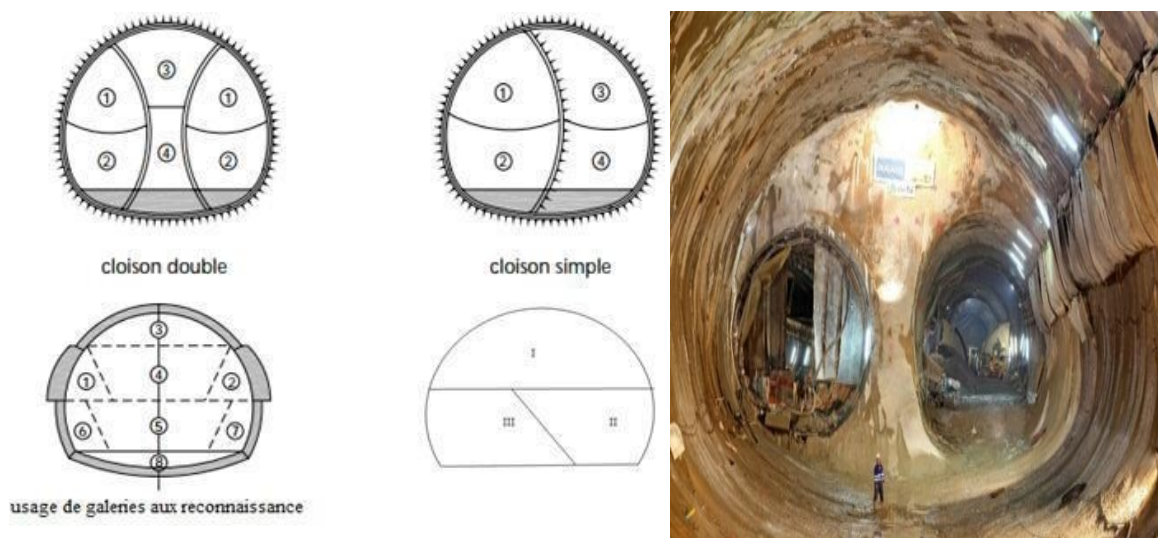


Figure I. 16 Excavations par section divisée. [18]

I.8. La nouvelle méthode autrichienne

L'idée de base de la nouvelle méthode autrichienne est de tirer profit au maximum des propriétés mécaniques de la roche encaissante, si faible soient-elles, pour soutenir et stabiliser une cavité artificielle. Le revêtement du tunnel n'est conçu que comme un traitement de la roche, qui améliore ses caractéristiques et ne lui laisse ni le temps ni la possibilité de se décompresser. Il ne s'agit plus de construire comme à l'air libre un ouvrage d'art à l'intérieure creusé au préalable. C'est pourquoi la nouvelle méthode autrichienne, en fin de compte, est plus

économique que les techniques classiques puisqu'elles font 'payer' par la roche elle-même l'essentiel du travail de soutènement.

Le but de ce soutènement est de garantir la stabilité de l'excavation en créant un anneau porteur, constitué par le terrain armé. L'excavation se fait à pleine ou à demi section et parfois en section divisée dans le but de mettre le soutènement en place rapidement. Les ancrages scellés (mortier ou résine) créent dans le terrain une voûte armée, une coque mince de béton projeté (15 à 30 cm), généralement armé de treillis soudés, protège le terrain contre l'altération, crée une continuité entre les éléments du terrain et apporte une pression radiale de confinement et répartit les efforts rapportés aux têtes des ancrages. Éventuellement, des cintres légers coulissants renforcent la coque du béton projeté. [19]

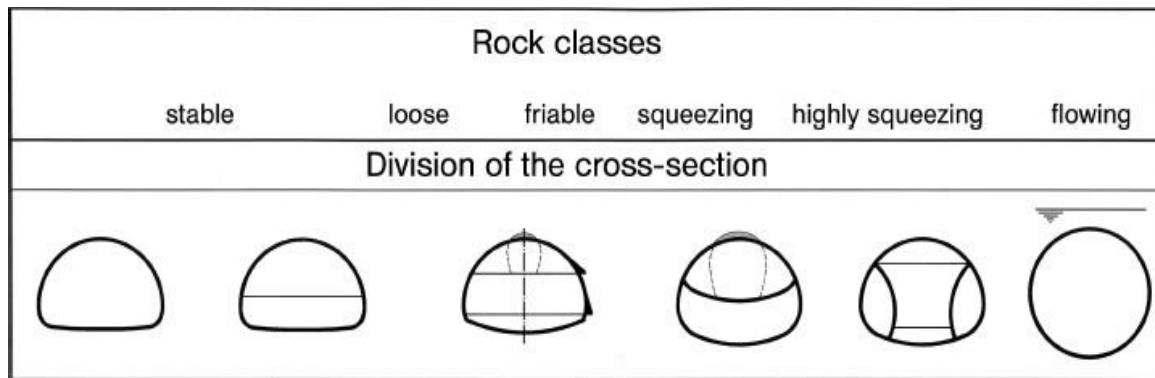


Figure I. 17 la division de la section en fonction du terrain selon NATM. [19]

I.9. Le Pré-soutènement

I.9.1. Voûte parapluie

La réalisation d'un tunnel en terrain meuble requiert souvent la mise en place d'une voûte parapluie pour assurer, en présence d'une faible couverture, la maîtrise des tassements de surface. Le procédé consiste en la mise, en place, préalablement au creusement de l'ouvrage, d'une pré-voûte située immédiatement au contact de son extrados futur. Cette dernière, constituée de tubes métalliques disposés en couronne subhorizontale suivant le contour de la section qui sera excavée, dont l'objectif est d'assurer la stabilité de la traversée en cours d'excavation et même de remplacer le soutènement provisoire, d'améliorer la stabilité du front par réduction des contraintes agissant en avant de celui-ci et de limiter les tassements. [20]

I.9.2. Soutènement par cintres

a) Cintre réticulé

Dans certaines circonstances, notamment pour les mauvais terrains, les grandes sections et les sections divisées, il peut s'avérer nécessaire de renforcer le béton projeté-boulonné par des armatures beaucoup plus résistantes qu'un simple treillis soudé. Le cintre réticulé est constitué de 3 aciers reliés entre eux par des aciers de plus faible section constituant une "réticulation" et facilement cintrables à la forme de l'excavation.

Une fois placés contre le terrain, ces cintres réticulés sont recouverts de béton projeté pour former une coque solidaire. Les cintres réticulés présentent les deux avantages de facilité de mise en œuvre et de très bonne compatibilité avec le béton projeté. Ils sont déconseillés lorsque des fortes sollicitations sont prévisibles avant que le béton projeté puisse remplir son rôle. [20]

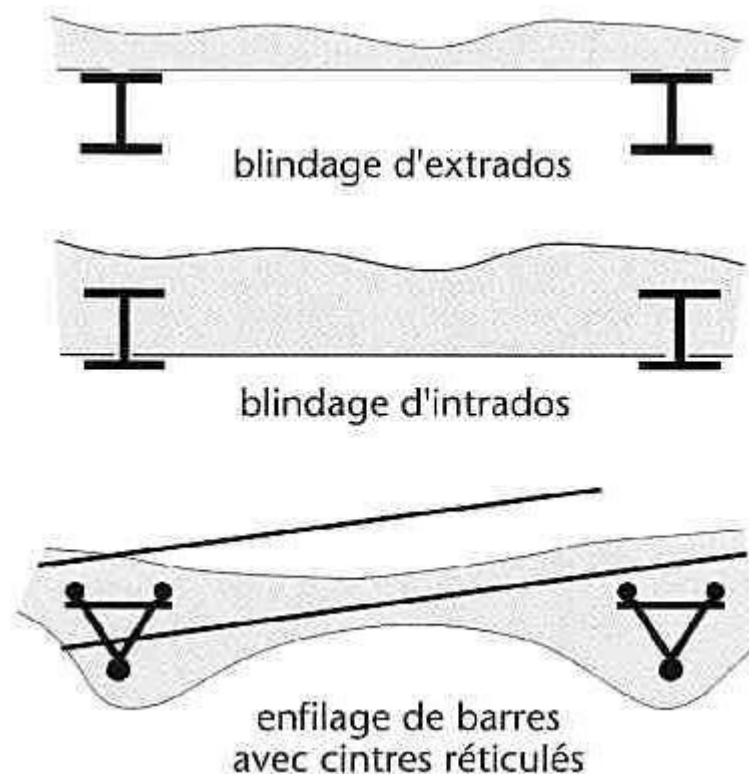


Figure I.I8 Cintre réticulés. [25]

b) Cintres lourds et blindage

Pour les terrains poussant (de mauvaise qualité), ou lorsqu'on traverse une zone plus difficile que prévue, les soutènements "classiques" présentés ci-avant, utilisant pleinement les propriétés de déformabilité du rocher trouvent leurs limites. On choisit alors des techniques de soutènements lourds plus rigides, qui se déforment moins et qui doivent par conséquent reprendre plus de charges. Ces soutènements sont toujours constitués de profils normalisés cintrés suivant le rayon de courbure du tunnel. Ces cintres sont assemblés près du front puis placés contre la paroi au moyen d'un érecteur (pelle équipée spécialement pour cet usage). [21]

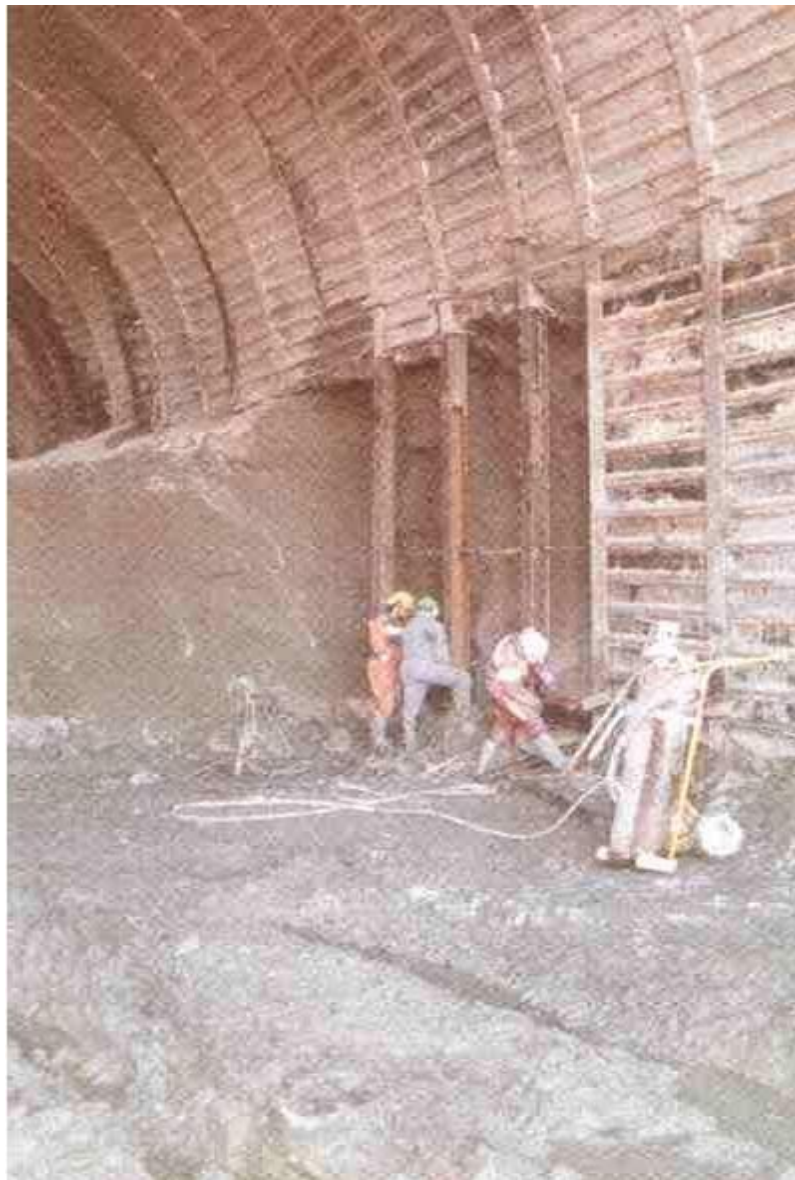


Figure I.19 Soutènement par blindage. [25]

c) Cintres coulissants

Lorsque les efforts qui transitent dans le soutènement sont trop importants dans des terrains de faible tenue on a recours à une technologie de cintres métalliques. Plutôt que de réaliser un cintre monolithique (constitué d'un assemblage encasté et rigide de plusieurs morceaux de cintre), il est possible d'assembler entre eux plusieurs éléments qui coulisent les uns sur les autres. Par ce biais, lorsque les efforts de chargement dépassent un certain seuil – le seuil de coulissement – les morceaux glissent les uns sur les autres par frottement. Pour augmenter l'efficacité de ce principe et faciliter le coulissement, ces cintres ont un profil spécial en forme de "v". [22]

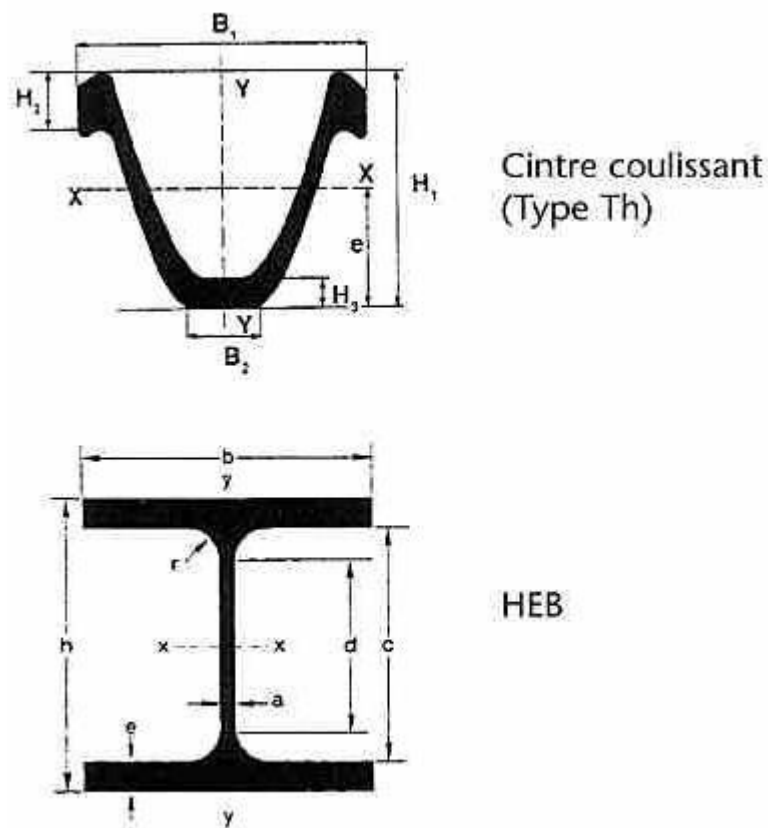


Figure II.9.20 Cintre coulissant type v et H. [25]

I.9.3. Béton projeté

L'utilisation de béton projeté comme mode de soutènement en souterrain s'est considérablement développée au cours des dernières années. Utilisé près du front, seul ou en association avec le boulonnage et/ou les cintres légers, il constitue ce que l'on a appelé la méthode de construction avec soutènement immédiat par béton projeté et boulonnage et qui est également connue sous le nom de nouvelle méthode autrichienne (NATM).

Le béton projeté est mis en œuvre au niveau de la partie avancée où le cintre réticulé et le treillis soudé est mis en place conformément aux plans d'exécution. Au niveau de la partie avancée qui est prêt à recevoir du béton projeté, il ne doit exister aucun élément pointu gênant ou dépassant le gabarit du béton projeté. Après la vérification de la ligne interne et externe du béton projeté, il est procédé à l'application de béton projeté par plusieurs couches successives de 5 à 10 cm d'épaisseur. [23]



Figure I.21 Soutènement par béton projeté. [25]

I.9.4. Boulon d'ancrage

La technique du boulonnage consiste à ancrer à l'intérieur du terrain une barre de matériau résistant qui apporte une résistance à la traction et, en confinant le matériau du terrain, permet de tirer profit des caractéristiques résistantes propres des terrains de manière à assurer ainsi leur soutènement. [23]

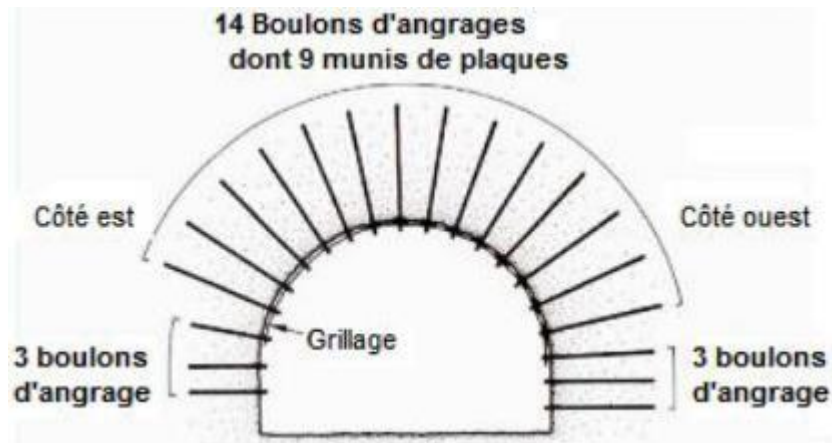


Figure I.22 Soutènement par boulons d'ancrage. [25]

I.9.5. Étanchéité et drainage des tunnels

L'étanchéité est la fonction qui fait qu'un produit ou un ensemble de produits s'oppose aux infiltrations 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. [23]

I.9.6. 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]

I.9.7. 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 ce fait à la fonction étanchéité de l'ouvrage. [23]

I.9.8. 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. [23]

I.9.9. 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, nous avons :

- Géo membranes synthétiques ;
- Géotextiles ;
- Géo composites ;
- Géo membranes bitumineux. [23]



Figure I. 23 Mise en place du dispositif d'étanchéité. [23]

I.10. 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 un 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]

I.10.1. Les différents types de revêtements

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 "grimant" à l'horizontale, sur roues et pliable pour le faire avancer, qui est élaboré spécialement pour le tunnel en construction. [19]

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

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. [19]

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. [25]

d) Revêtement en voussoirs préfabriqué

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. [16], voir [figure I.19].

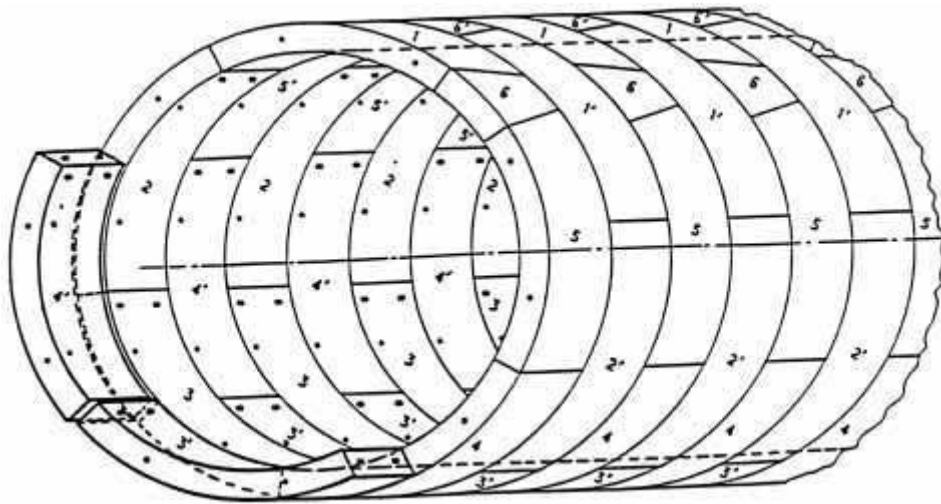


Figure I. 24 Voussoirs préfabriqués. [16]

Conclusion

En conclusion de ce chapitre consacré aux massifs rocheux et aux tunnels, nous pouvons constater que ces deux éléments sont étroitement liés dans le domaine de l'ingénierie et de la construction. Les massifs rocheux, avec leur histoire géologique fascinante, offrent un terrain de jeu complexe où les ingénieurs doivent relever des défis considérables pour créer des tunnels fiables et sécurisés.

Chapitre 99

*Description et
classification du
tronçon étudié*

Introduction

Dans ce chapitre consacré à la description et à la classification du tronçon étudié du tunnel de Sidi Aïche à Bejaia. Le tunnel de Sidi Aïche est une infrastructure vitale qui revêt une grande importance dans la région de Bejaia, tant sur le plan économique que logistique. Dans ce chapitre, nous allons plonger dans une exploration approfondie de ce tunnel, en commençant par une description détaillée de ses caractéristiques physiques, de sa structure et de son emplacement géographique après nous allons également examiner la classification de ce tronçon.

II.1. Présentation du site

Administrativement parlant la zone d'étude relève de la circonscription de la daïra de Sidi Aïche, wilaya de BEJAIA, versant Sud-Est en amont de l'Oued Soummam.

Dans son identification le projet est une réalisation d'un tunnel en bi-tube gauche et droite distant de 20m à 45m dont les caractéristiques sont récapitulées dans le tableau :

Tableau II. 1 La géométrie du tunnel

Etat	PK (début)	PK (fin)	Longueur (m)	Hauteur (m)	Largeur (m)	Couverture maximale (m)
Tube	PK 40+146	PK41+774	1628	8.2	16	105.566
Tube	LK40+130	LK41+821	1691	8.2	16	115.898

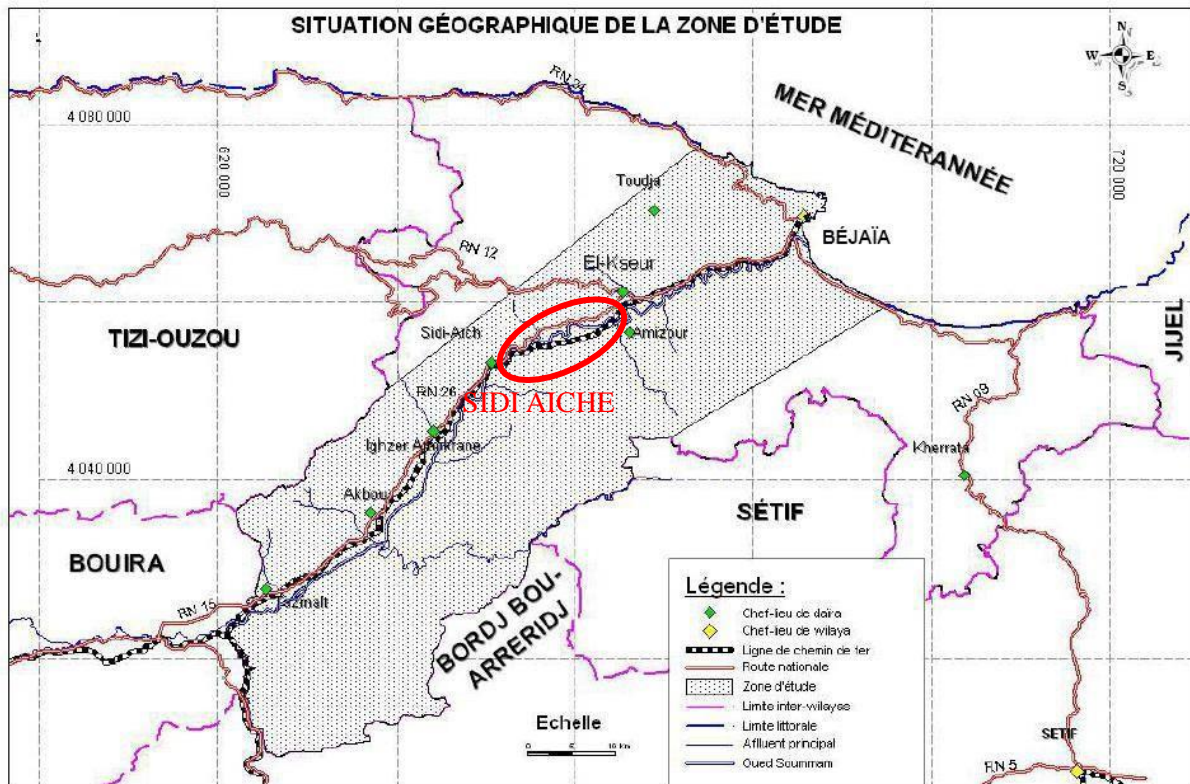


Figure II. 1 Plan synoptique du projet. [26]

II.2. Description du site

II.2.1. Topographie et géomorphologie

Le projet se situe dans une zone de pente raide entre la rive droite de la Soummam et le Nord de la montagne de Sidi Ayad, traversée par le tunnel dans la zone de Maala dont une densité démographique importante. Il s'agit de la géomorphologie basse montagne de colline dont le terrain est accidenté et l'écartement relatif est de 200m environ. [26]

La tête Nord du tunnel se situe sur la pente 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 du tunnel se situe sur la pente de montagne au Sud de Maala, la pente naturelle est de 13°, la cote du point le plus bas est de 141,8m.

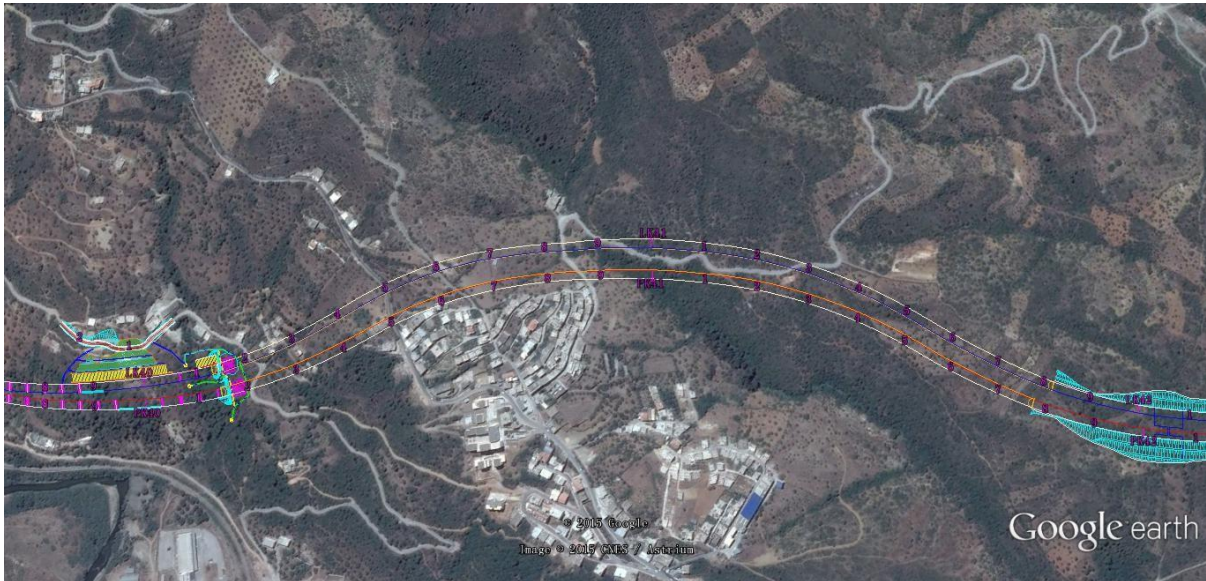


Figure II. 2 Localisation de la zone du tunnel. [26]

II.2.2. Climat et météorologie

Le territoire de la vallée de la Soummam est caractérisé 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. [26]

II.2.3. Hydrologie et hydrogéologie

a) 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°).

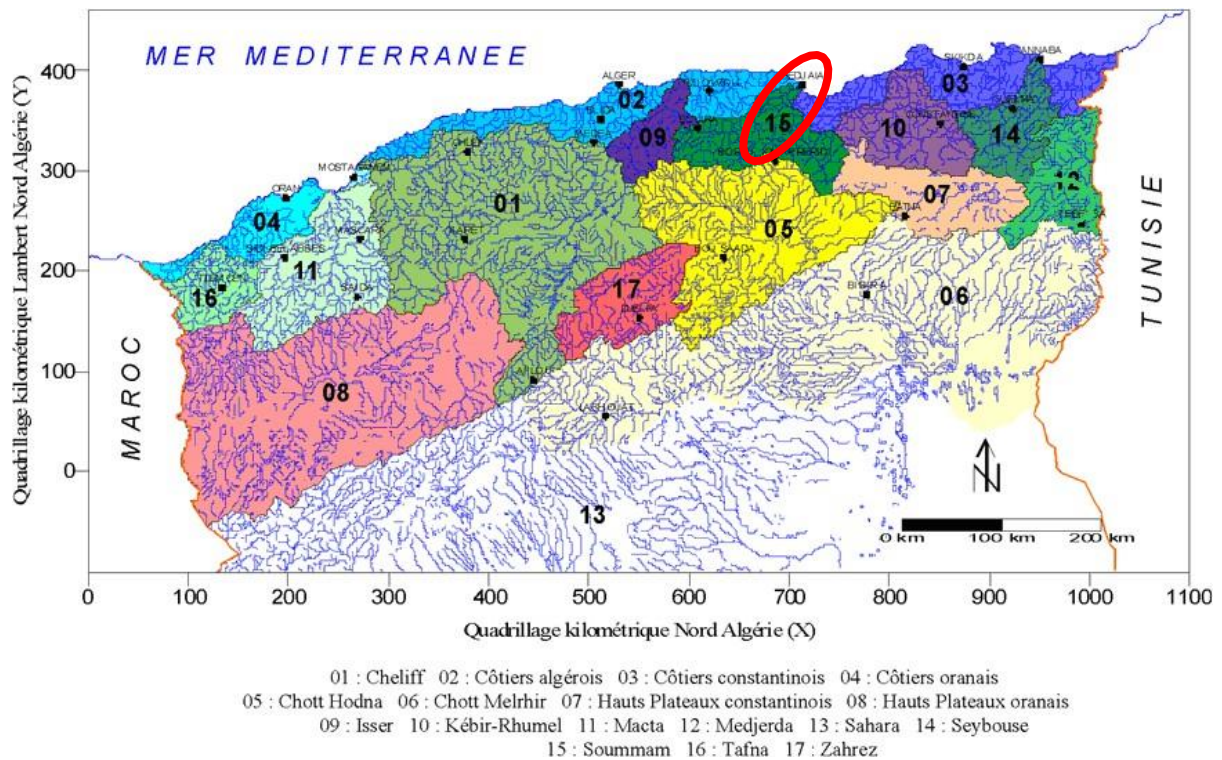


Figure II. 3 Bassins hydrographiques de l’Algérie Nord et position de la zone d’étude. [26]

Le principal cours d’eau est l’Oued Soummam qui vient de l’appellation kabyle « acif assemmam ». Ses principaux affluents sont d’Ouest en Est :

- **En rive gauche**

Oued Tikseridene, Oued Béni-Mellikeuch, Oued Illoula, Oued Tifrit, Ighzer Tisyar, Ighzer Amokrane, Ighzer Maâkel, Oued Roumila, Ighzer Ouchekroune 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 Soummam draine un bassin versant d’une superficie de 9 200 Km² réparti 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. [26]

b) 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 ; Viziterov, 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. Donnant naissance à une haute et une basse Soummam. [26]

II.2.4. Géologie régionale

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. [26]

c) 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 ; [26]
- 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. [26]

d) La zone des flyschs

Formée de dépôts turbiditiques dont l'âge va du Jurassique supérieur à l'Aquitainien.

On y reconnaît :

- Un « flysch maurétanien » d'âge Jurassique-Oligocène ;
- Un « flysch massylien » crétacé ;
- Un « flysch numidien » oligocène. [26]

e) Les zones externes

Elles sont formées par les chaînes des Bibans, de l'Ouarsenis, de Béni Chougrane, de Béni Snassene, des chaînons littoraux de Dahra-Bou Maad, de Blida, des Babors et du nord constantinois. Distinguent :

Des unités allochtones telliennes :

- Nappes ultra-telliennes, Formées de sédiments de teinte claire d'âge Néocomien à Éocène. 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 épitelliennes, 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 ; [26]
- Nappes sud-telliennes, Formées de marnes argileuses du Crétacé, des marnes et calcaires de l'Éocène et un Oligocène marno-gréseux.

Autochtone relatif 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 payspré-atlasique ;
- Comme le reste du domaine tellien, la vallée de la Soummam a connu une intense activitégéologique tout au long de l'orogène alpin.

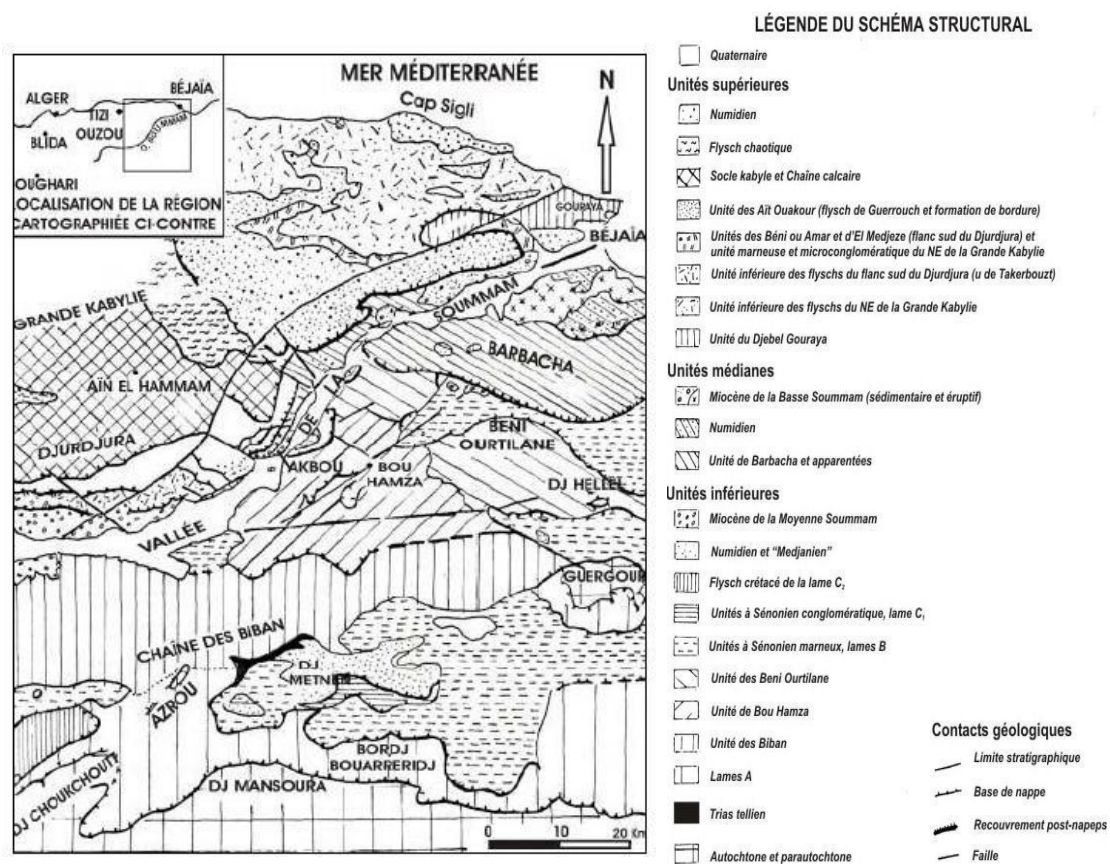


Figure II. 4 Schéma structural de l'est de la grande Kabylie. [26]

II.2.5. Tectonique

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

Les phases tectoniques principales suivantes peuvent être décrites comme suit :

- 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. [26]

a) 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 distensive. [26]

b) 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, les différentes nappes se mettent en place les unes après les autres. [26]

c) 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. [26]

II.2.6. 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 Béjaïa-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 tracé fait surface à la sortie du tunnel vers le Sud-Ouest du massif dont l'altitude décroît progressivement jusqu'à l'oued Tassift, un affluent situé en rive droite de la Soummam.

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. [26]

a) 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 II.5). Il existe aussi des encroûtements blanchâtres (Figure II.5), dont les épaisseurs varient de quelques mètres à près de 10 m.



Figure II. 5 Flyschgrésos-argileux, crétacé, très fracturés dans la zone d'étude. [26]

b) Les marnes grises schisteuses, crétacées.

Elles forment les terrains les plus répandus sur le versant nord de TassiftImoula. 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. (Figure II.6) 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 II.7).



Figure II. 6 Schistes blanches et marno-calcaires crétacés. [26]

c) Les schistes blanches et marno-calcaires en plaquettes

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

(Figure II.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. [26]



Figure II. 7 Schistes blanches et marno-calcaire crétacés. [26]

d) Les schistes noirs

Cette couche se situe au niveau de l'entrée du tunnel (Figure II.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 d'un angle 205° ayant une direction 62° . Une partie des interfaces des diaclases sont remplis d'argile. [26]



Figure II. 8 Schistes fortement altérées. [26]

e) Les colluvions, quaternaires

Ces formations quaternaires (Figure II.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 dominance limoneuses. [26]

II.2.7. Lithologie

L'argile peu plastique brunâtre et rougeâtre est repartie sur le terrain superficiel, hétérogène, avec des graviers anguleux, ferme, dure, humide, sous laquelle on distingue des marnes totalement, fortement altérées, fortement concassées, en forme du sol avec des graviers, intercalant des roches fortement altérées, roche molle et s'amollit facilement à l'eau. [26]



Figure II. 9 Argile peu plastique, dure. [26]

PARTIE II : Classification du tronçon étudiée

II.3. Description du tronçon du tunnel étudiée

Le tronçon du tunnel étudié est la galerie de communication pour véhicule N1, reliant les deux tubes du tunnel Est et Ouest, permettant l'évacuation des usagers automobilistes bloqués à l'intérieur du tunnel en cas d'urgence. Le tronçon est situé entre le PK40+425,5 et le PK40+ 425 » respectivement du tube Est au tube Ouest, faisant ainsi une longueur de 45m, sur une largeur de 4,7m et une hauteur de 3,5m.

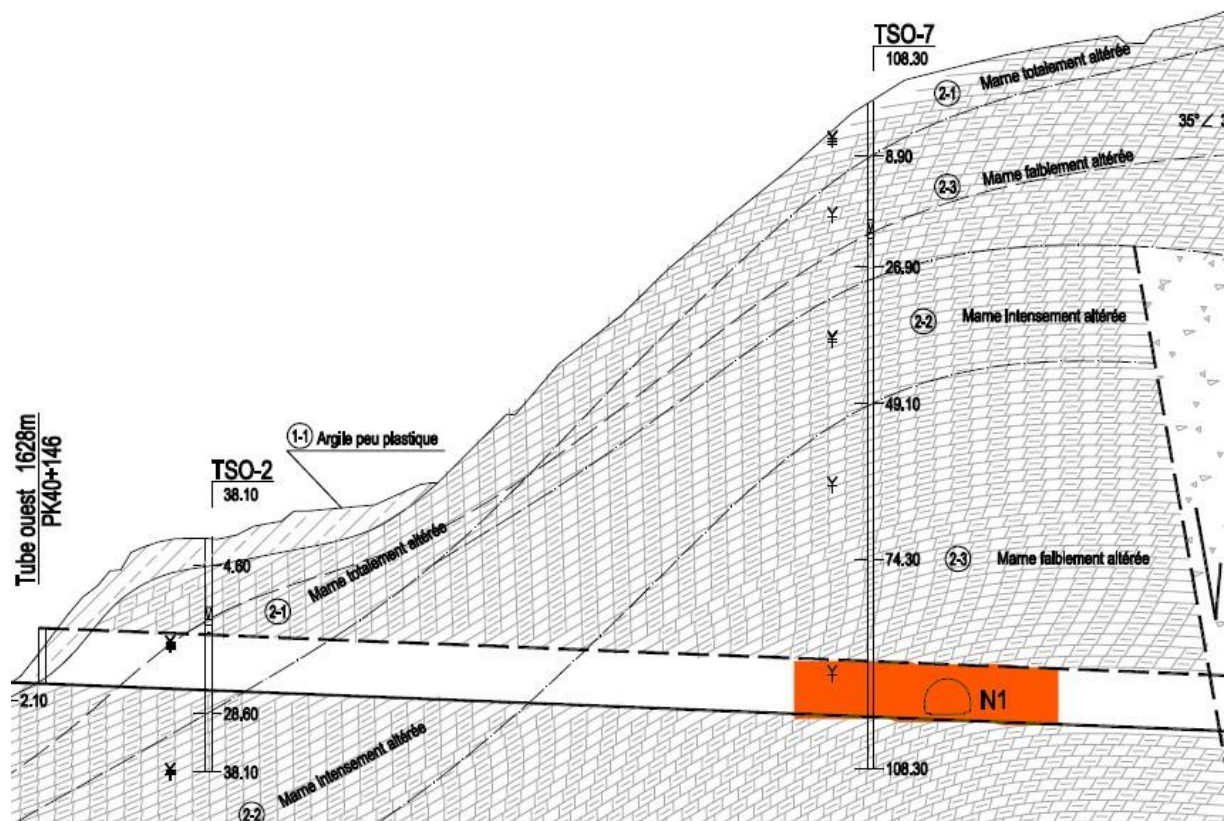


Figure II. 10 Coupe longitudinale du tronçon étudié.

Voici quelques photos du carottage des sondages au niveau du tronçon :



Figure II.11 Marne totalement altérée.

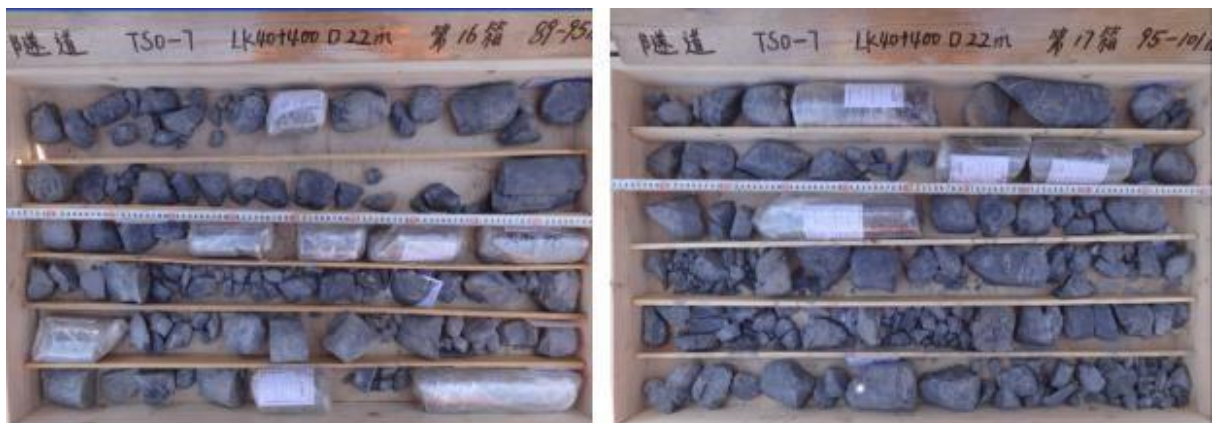


Figure II.12 Marne faiblement altérée



Figure II.13 Marne intensément altérée

II.3.1. Essais géotechnique effectués dans la zone du tunnel

a) Essai In-situ

- Sondages carottés

Les sondages permettent d'effectuer des observations et des mesures in situ très utiles à la reconnaissance géotechnique.

Les résultats de sondage TSO-7 montrent que le tronçon étudié sera excavé dans un site comportant quatre couches géologiques, de haut vers le bas, Marne totalement altérée, Marne faiblement altérée et Marne intensément altérée et Marne faiblement altérée.

Tableau II. 2 Résumé des résultats du sondage carotté au niveau du tronçon.

N Sondage	Distance et PK	Profondeur Du sondage (m)	N de couche	Nom géographique	Épaisseur (m)	Couleur	Statut
TSO-7	PK40+425	108.3	2-1	Marne totalement altérée	21.0-29.6	Jaune-brune	Molle
			2-2	Marne intensément altérée	Non exposé	Livide	Molle
			2-3	Marne faiblement altérée	Non exposé	Gris foncé	Molle

- Essais simples de pompage

On a fait des essais simples de pompage aux sondages TSO-7 pour obtenir le coefficient de perméabilité de la roche K. Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II. 3 Résultats du pompage.

N sondage	TSO-7
Profondeur de sondage (m)	108.3
Niveau statique (m)	42.52
H1 (m)	108.30-42.52 = 65.78
Q (m ³ /j)	31.88
Sw (m)	56.95-42.52 = 14.43
R (m)	46.59
Diamètre (mm)	91
rw (m)	0.0635
K (m/j)	0.04

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

$$K = \frac{0.732 \times Q \times (1gR - 1grw)}{(2H1 - Sw) \times Sw}$$

$$R = 2sw\sqrt{H1K}$$

- K= Coefficient de perméabilité (m/j) ;
- Q= Débit (m³/j) ;
- R= Rayon d'influence (m) ;
- rw= Rayon de forage (m) ;

- Sw= Surface de dépression de l'essai de pompage (m) ;
- Hl= I 'épaisseur de la couche aquifère (m) .

b) Résultats des essais de laboratoire :

- Analyses chimiques de l'eau

Tableau II. 4 Résultats des analyses chimiques.

Désignation Position	PH	CO ₂ Agressif (Mg/L)	SO ₄ 2- (Mg/L)	Mg ⁺⁺ (Mg/L)	NH ₄ + (Mg/L)	Echelon de L'agressivité	Grade de Protection
TSO-7 Eau souterraine	7.62	5.6	164.3	57.9	--	A1	1

Selon les résultats des essais chimiques, l'eau souterraine du site a un degré de mordacité A1, avec une faible classe d'environnement et un degré de protection 1.

- Teneur en carbonate CaCO₃

Tableau II. 5 Teneur en carbonate CaCO₃

N° Sondage	Nom Géographique	Profondeur	CaCO ₃ (%)	Désignation
TSO-7	(2-3)	89.5-89.6	30.77	Marne
		101.0-101.1	46.15	Marne
		77.7-77.8	23.85	Marno-calcaires

- Teneur en composition minérale

Tableau II. 6 Résultats des analyses minéralogiques.

Position	Profondeur (m)	Composition minéralogique en (%)					
		Quartz	Albite	Illite	Kaolinite	Chlorite	Autre
TSO-7	88.0-88.2	29	10	16	16	08	08

- Essai de gonflement

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

Tableau II. 7 Résultats des essais de gonflement.

N° Sondage	Profondeur (m)	Rg	δ_g (KPa)	Classe de gonflement
TSO-7	68.80-68.90	—	38.0	Faible gonflement

Selon l'essai de gonflement des roches, l'effort de gonflement $\delta_g=38.0$ Kpa.

Conformément au classement de gonflement du sol support présenté dans le manuel français

« Cour pratique de mécanique des sols, 1981 », la marne et le schiste dans la zone de tunnel font partie de la roche de faible gonflement.

- Résistance à la compression :

Les résultats des essais sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II. 8 Résultats de l'essai à la compression.

Paramètre	(2-3) Marne faiblement altérée			
	Ph (g/cm ³)	Rc (nature) (MPa)	Rc (saturé) (MPa)	Rc (séché) (MPa)
Valeur proposée	2.60	13.97	17.03	25.08

Selon la classification de l'AFTES, la résistance à la compression simple Rc sèche et saturée est comprise entre 25-50 Mpa donc la résistance à la compression est moyenne.

- Résultats des essais physiques

Pour répondre aux besoins de l'étude concernant la stabilité du tronçon au niveau du tunnel de sidi aiche, des mesures de laboratoire ont été effectuée pour déterminer :

- La teneur en eau : $w = \frac{Pe}{Ps} \times 100$;
- L'indice des vides : $e = \frac{n}{1-n}$;
- Le poids volumique humide : $\gamma_h = \frac{Ph}{Vt}$;
- Le poids volumique solide : $\gamma_s = \frac{Ps}{Vs}$;
- Le poids volumique humide : $\gamma_d = \frac{Ps}{Vt}$

La limite d'Atterberg (Wl, Wp, Ip, Ic), ont pour but de définir les états d'humidité correspondant aux limites entre ces trois états :

- La limite de liquidité Wl traduit le passage entre l'état liquide et plastique ;
- La limite de plasticité Wp correspondant au passage entre l'état plastique et l'état solide ;

- L'indice de plasticité I_p il marque l'étendue du domaine plastique, $I_p = Wl - Wp$;
- L'indice de consistance I_c elle n'est utile que pour des cas très particuliers examinés plus loin (sols gonflants), $I_c = \frac{Wl - W}{I_p}$.

Tableau II. 9 Caractéristiques physiques principales de la couche (2-1)

Paramètre	W (%)	y _h	y _d	Y _s	E	Wl (%)	Wp (%)	I _p (%)	I _c
Nombre de valeurs N	2	2	2	8	2	8	8	8	2
Valeur max, x _{max}	12.2	2.21	1.98	2.72	0.446	34.2	21.2	14.3	1.32
valeur min, x _{min}	11.7	2.11	1.88	2.69	0.375	28.1	14.6	10.6	1.22
Valeur moyen, x _{moy}	12	2.16	1.93	2.70	0.411	30.9	18.1	12.8	1.27

D'après les résultats du tableau. On a :

$$12 < I_p = 12,8 < 25.$$

Dance, il s'agit d'un sol peu plastique.

- Essai de la résistance au cisaillement :

Les résultats de l'essai de cisaillement sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II. 10 Caractéristique de résistance au cisaillement.

Paramètre	(2-1) Marne			
	C _{uu} Kn/m ²	Φ _{uu} , °	C _{cd} , Kn/m ²	Φ _{cd} , °
Nombre de valeur, N	-	-	2	2
Valeur max, x _{max}	-	-	37.3	24.7
Valeur min, x _{min}	-	-	34.3	21.4

Valeur moyenne, x _{moy}	-	-	35.8	23.0
Valeur proposée	-	-	35	23

- Paramètres mécaniques des sols et roches :

Les paramètres principaux des sols et roches sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II. 11 paramètres des sols et des roches.

Désignation	γ (Kn/m ²)	C (Kpa)	Φ (°)	C'(Kpa)	Φ' (°)
Marne totalement altérée	21.6	45	23	35	23
Marne intensément altérée	22	80	24	85	22
Marne faiblement altérée	26	-	-	160	28

II.4. Les discontinuités

Tableau II. 12 Stratigraphie et caractéristiques de diaclases et de fissures.

N°	Point km	Symbole lithologique	Direction et pendage des couches	Fracture
1	LK40+140	Ma	85° ∠ 35°	265° ∠ 65°
2	LK40+235	Ma	130° ∠ 30°	165° ∠ 60°, 155° ∠ 70° 30° ∠ 75°, 310° ∠ 70°
3	LK40+700	Ma	0° ∠ 40°	120° ∠ 43° 155° ∠ 70°, 290° ∠ 42°

II.5. Classification RMR de la roche du tronçon étudiée

Classification RMR des roches au niveau du tronçon est déterminée sur la base des résultats de reconnaissance in-situ et en se référant aux valeurs de la résistance à la compression et celle du RQD. Les différents résultats sont résumés dans le tableau, Le RMR représente la somme des notes de pondération des six (6) paramètres considérés, il est calculé comme suite :

Pour la marne faiblement altérée :

$$RMR = \sum A_i = A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 + A_6$$

$$RMR_{89} = 4 + 3 + 8 + 12 + 4 - 2 = 29$$

Pour la marne intensément altérée :

$$RMR_{Base} = 1 + 3 + 5 + 4 = 13$$

Pour la marne totalement altérée :

$$RMR_{Base} = 5 + 4 = 9$$

Après l'addition des notes obtenues pour les six paramètres principaux, nous utilisons le tableau de classification de Z. BIENIAWSKI pour classer notre roche, la note globale est de 29 pour la 1^{ère} roche=> la roche est classée dans la classe IV, c'est une roche médiocre, et le temps pendant laquelle une excavation est stable sans soutènement est de 10h pour une portée de 2,5m. Pour ce qu'il est des deux roches restantes leurs notes globales <20 => la roche est classée dans la classe V, c'est une roche très médiocre, et le temps pendant laquelle une excavation est stable sans soutènement est de 30mn pour 1m de portée.

Tableau II. 13 Classification RMR des roches et leurs pondérations.

Formation géologique	Marne faiblement altérée	Marne intensément altéré	Marne totalement altérée
Compression uniaxial	25,08	4,5	<1
Pondération	A1=4	A1=1	A1=0
RQD (%)	<25%	<25%	0
Pondération	A2=3	A2=3	A2=0
Espacement des discontinuités (mm)	60mm-200mm	<60mm	<60mm
Pondération	A3=8	A3=5	A3=5
Séparation entre les joints	1-5 mm	<5mm	<5mm
Pondération	A4=12	A4=0	A4=0
Débit d'eau sur 10m	Suintant	Suintant	Suintant
Pondération	A5=4	A5=4	A5=4
L'orientation de l'ouvrage	Favorable	-	-
Pondération	A6=-2	-	-
RMR	29	13	9

II.5.1. Choix du schéma-type de soutènement selon RMR

Sur la base des résultats de reconnaissances géotechnique, le type et la quantité de soutènement est déterminé à travers la classification de qualité de la roche.

Le tableau (I.14) indique le mode et l'application du soutènement selon la méthode de RMR, du tronçon étudié :

Tableau II. 14 Paramètres du soutènement type IV.

Indice RMR		21-40		
Type de soutènement		IV		
Domaine d'application		Applicable au terrain de classe IV		
Soutènement	Béton projeté RN30		29cm	
	Cintre métallique	Type	HEB180	
		Espacement (m)	0.80m±0.25m	
	Soutènement de voute parapluie	Type	Boulon d'encrage $\varnothing 32$	
		Longueur (m)	4m	
		Espacement (m)	Transversal : 0.40m Longitudinal : 1.60m (réglable)	
	Boulon systématique (optionnelle)	Type	HA 32, L=4.0m	
		Espacement	Transversal : 1.20m Longitudinal : 0.80m (réglable)	
	Plan d'excavation		7cm	

Remarque

Un éboulement de terrain a été survenu lors de l'excavation de la galerie pour véhicule N1 au PK40+425,5 (voir la figure II.10 ; II.11), causé par un changement brusque des conditions géologiques. Et l'excavation a été reprise par un soutènement de type V1 (le plus lourd et le plus renforcé).



Figure II. 14 L'éboulement vue du côté sud.



Figure II.15 L'éboulement vue du côté nord.

Tableau II. 15 Paramètre du soutènement type V1.

Type de soutènement		V1	
Domaine d'application		Applicable au terrain de classe V	
soutènement	Béton projeté RN30		33cm
	Cintre métallique	Type	HEB220
		Espacement (m)	0.62m±0.25m
		S'il y a le radier	Oui
	Soutènement de voute parapluie	Type	Tube d'injection ø 114
		Longueur (m)	15m
		Espacement (m)	Transversal : 0.40m Longitudinal : 7.50m
	Boulon systématique (optionnelle)	Type	-
		Espacement	-

Conclusion

Notre ouvrage se situe dans un sol meuble donc le soutènement peut être composé de cintres avec blindage et ou de béton projeté avec des boulons d'ancrage.

Chapitre 999

*Modélisation du
tronçon du tunnel
avec PLAXIS 3D
TUNNEL*

Introduction

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreuses méthodes d'éléments finis. Dans ce chapitre on va faire un modèle approché sur le creusement d'un tunnel grâce au logiciel PLAXIS 3D qui se base sur le déconfinement du sol, pour faciliter le calcul on va se baser sur des mesures in situ pour estimer le déconfinement à chaque phase de calcul.

III.1. Présentation du logiciel (plaxis 3D tunnel)

Le code calcul « Plaxis » est un programme conçu pour analyser les déformations et la stabilité des ouvrages et du massif. Il permet d'analyser des problèmes « élasto - plastique », «élasto-visco- plastique » en 2D et en 3D. Dont les modèles réels peuvent être représentés par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique permettant de générer un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basé sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. L'interface d'utilisation de Plaxis se compose de quatre sous-programmes :

- Input ;
- Calcul ;
- Output ;
- Curves.

III.1.1.Principe de la modélisation par Plaxis 3D tunnel

La modélisation par Plaxis 3D consiste à subdiviser le modèle en éléments polygonaux (mailles) et de faire ensuite des calculs itératifs entre plusieurs phases à partir des données introduites par l'utilisateur. L'influence des contraintes agissant sur le modèle sera observée à partir de la modification de la géométrie des mailles.

Dans Plaxis 3D tunnel, on travaille avec la méthode des éléments finis. Par principe, le logiciel considère le milieu (massif rocheux) comme étant continu, mais les massifs rocheux sont toujours constitués de discontinuités. Ce qui conduit donc, en réalité à travailler dans un milieu équivalent où les discontinuités seront prises en compte, mais dissimulées à travers les paramètres géotechniques (C et ϕ) caractéristiques du massif.

III.2. Aperçu sur la méthode des éléments finis (MEF)

La MEF est une méthode numérique décrivant les phénomènes physiques réels de l'ingénierie par des équations différentielles [18]. Elle nécessite un grand nombre de calculs, la raison pour laquelle on s'adapte à la programmation numérique (Logiciel) pour la résolution de ces équations ; parmi les logiciels existants, on a opté pour PLAXIS 3D Tunnel (voir Annexe 1).

L'analyse par la MEF consiste à diviser la structure physique à étudier, en composants distincts, appelés éléments finis, qui constituent le 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 que ces éléments modélisent le comportement global réel de la structure, en tant qu'objet continu.

III.2.1. Concepts de base : Techniques de résolution

Le principe de base de la MEF est que le milieu est considéré bi ou tridimensionnel. [27]

La MEF est basée sur deux principes fondamentaux :

- La discrétisation ;
- L'interpolation.

III.2.2. L'utilisation de la MEF pour les tunnels

Pour les tunnels, la MEF s'avère très efficace. Cette méthode donne satisfaction pour vérifier le dimensionnement des ouvrages, vis-à-vis de leur résistance à la rupture. Elle permet de prendre en compte des géométries quelconques des couches de terrain.

Elle ne fait pas d'hypothèse a priori sur la cinématique de l'ouvrage de soutènement. Elle permet de représenter les interactions du soutènement avec d'autres composants de l'ouvrage ou avec des ouvrages avoisinants.

Pour la modélisation des problèmes géotechniques complexes, la MEF 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, ...etc

- Les caractéristiques mécaniques des ouvrages et des éléments d'interface et de soutènement et revêtement pour introduire l'interaction sol-structure ;
- Les conditions hydrauliques ;
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles. [27]

III.3. Présentation de la procédure de simulation

III.3.1. 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 80 m de largeur sur 115 m de hauteur. Ce modèle est présenté sur la figure III.1.

La géologie du site est composée de cinq couches du bas au haut :

- Une couche de marne faiblement altérée : 39 m de profondeur ;
- Une couche de marne intensément altérée de 21 m d'épaisseur ;
- Une couche de marne totalement altérée de 8 m d'épaisseur ;
- Une couche de marne faiblement altérée de 15 m d'épaisseur ;
- Enfin d'une couche de marne totalement altérée de 9 m d'épaisseur.

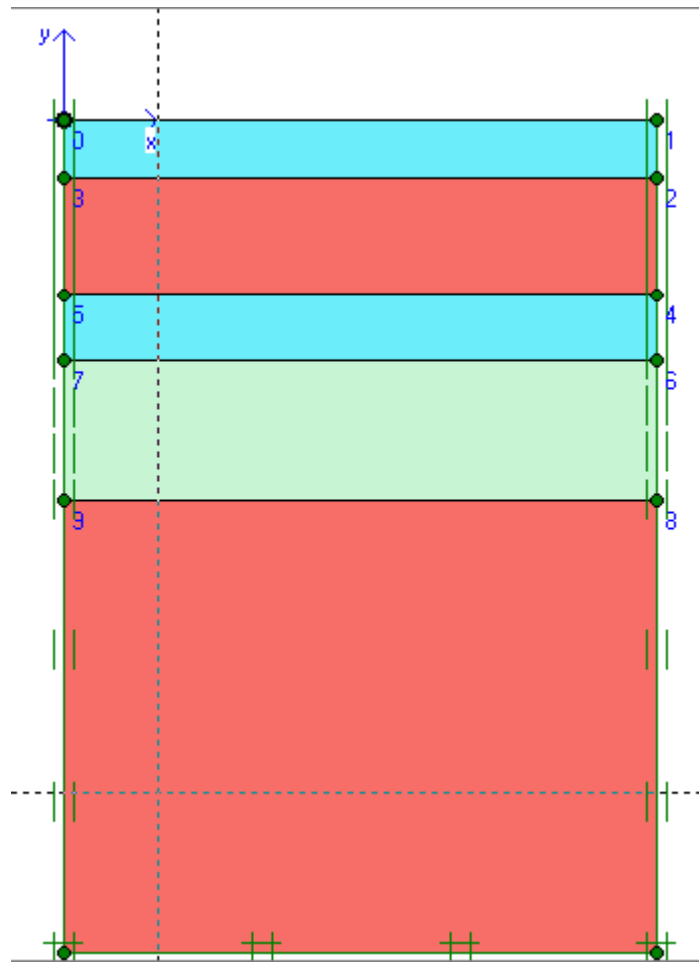


Figure III. 1 Coupe transversal du massif.

III.3.2. Caractéristiques géotechniques du massif

Nous considérons les caractéristiques géotechniques moyennes de chaque couche pour cette section du tunnel. Les caractéristiques prises en compte pour les différentes formations pour ce cas précis sont présentées sur le tableau III.1 :

Tableau III. 1 Caractéristiques mécaniques des sols

Paramètre du sol	Désignation	Marne Totalemment Altérée	Marne Intensément Altérée	Marne Faiblement Altérée
Poids volumiques Apparent	γ_{unsat} (kN/m ³)	21,6	22	22
Poids volumique saturée	γ_{sat} (Kn/m ³)	23	23.5	23

Module de Young	E (Mpa)	540	690	2000
Coefficient de poisson	ν	0,35	0,32	0,30
Cohésion	C [kN/m ²]	45	80	160
Angle de frottement	φ (°)	23	22	30

La coupe transversale du tunnel, tel qu'elle était établie, 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 III. 2 Géométrie des tranches du tunnel

Tranche	Rayon	Angle
Calotte (arc)	7,85 m	45°
Stross	8,38 m	55,55°
Corner (arc)	2,2 m	64,95°
Radier	24m	16,14°

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

Tableau III. 3 Paramètres du soutènement

Soutènement	Paramètre
Béton RN 30+ cintres HEB220	$E_A=7560$
	$E_I = 2,52 * 10^4$
	$W = 25$
Béton RN30+ cintres HEB220	$E_A=7560$
	$E_I = 2,52 * 10^4$
	$W = 25$
Boulons d'ancrages	$E_A = 1,608 * 10^8$
Tube d'acier + cintre	$E_A = 7540 * 10^4$
Ciment	$E_A = 1 * 10^6$

III.3.3. 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 et Z), en utilisant la fonction « Standard Fixities ».

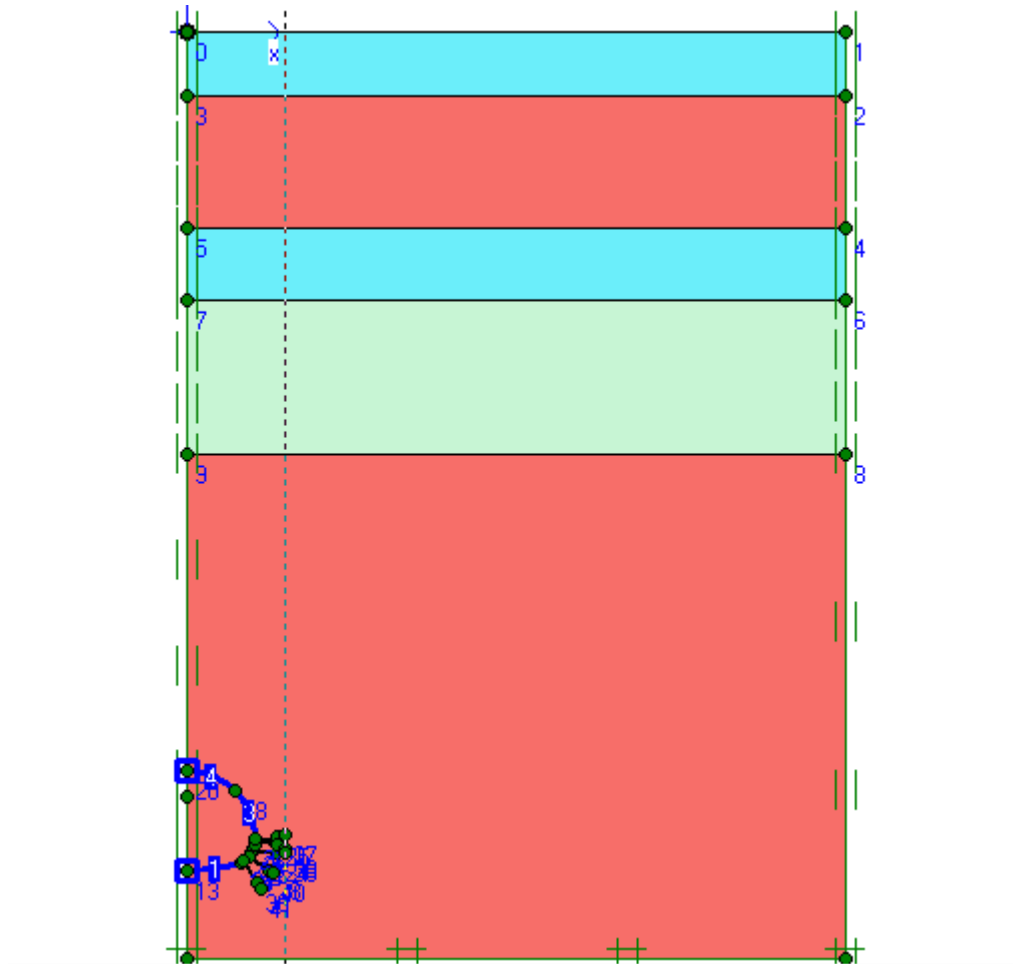


Figure III. 2 Génération des conditions aux limites. [Boite de dialogue de PLAXIS 3D Tunnel]

III.3.4. Génération du maillage

Le maillage est généré en 2D (plan (OXY), puis en 3D suivant l'axe OZ. Le maillage se fait par des éléments à 15 nœuds. Le maillage de notre ensemble massif + structure est constitué de 2 370 éléments et de 6 756 nœuds. Le logiciel effectue les calculs des contraintes sur 14 220 points.

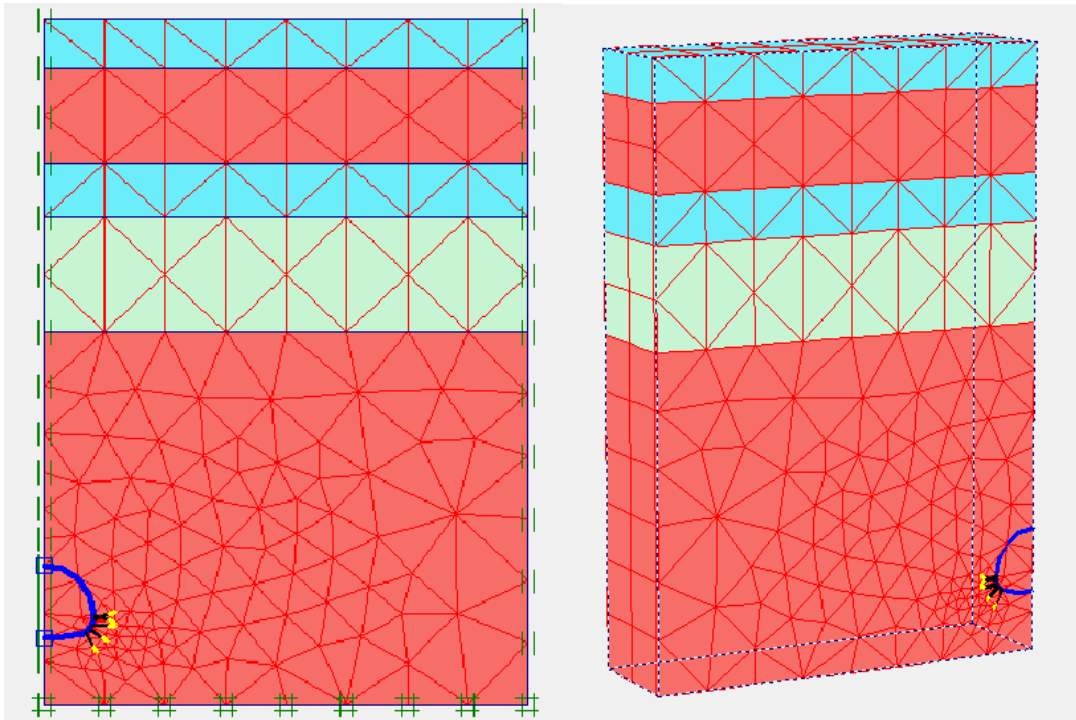


Figure III. 3 Génération du maillage en 2D puis en 3D.

III.3.5. Conditions initiales

On doit spécifier les conditions initiales constituées de deux modes différents :

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

Le niveau de la nappe phréatique = 0 m ;

Le poids volumique de l'eau : $W_{water} = 10 \text{ kN/m}^3$, ce paramètre permet de distinguer les contraintes effectives et pressions interstitielles.

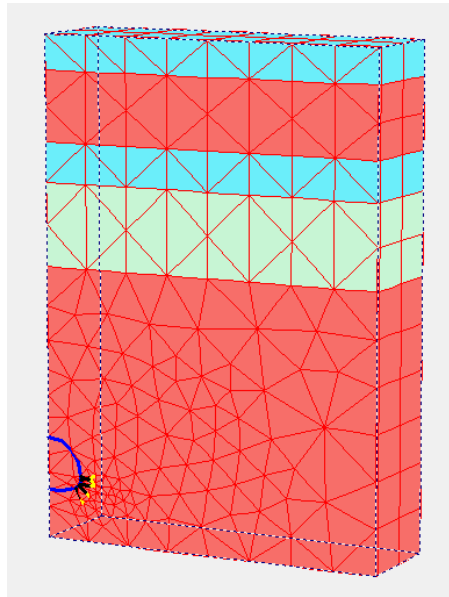


Figure III. 4 Conditions hydrauliques. [Boite de dialogue PLAXIS 3D Tunnel]

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

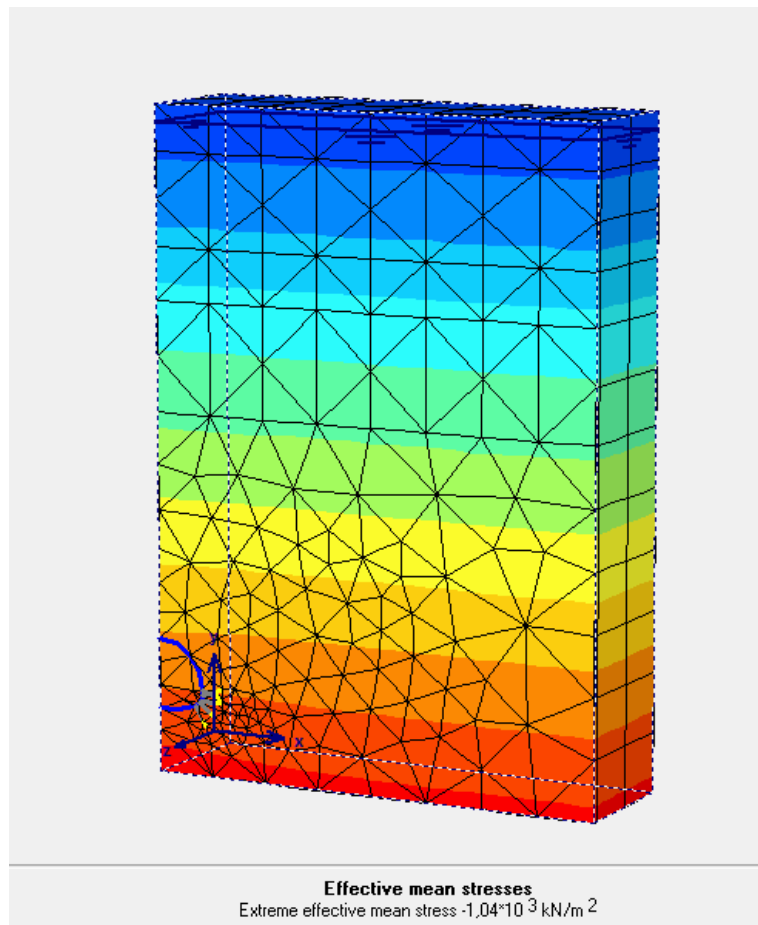


Figure III. 5 Champs des contraintes effectives. [Boite de dialogue PLAXIS 3D Tunnel]

La contrainte effective maximale : $\sigma_{eff} = - 1040 \text{ kN/m}^2$.

III.3.6. Exécution de l'excavation du tunnel

Après avoir introduit tous les paramètres de l'ensemble du massif + structure, on lance l'application des calculs « Calculation » : les calculs se font de manière incrémentale, selon huit (8) phases, chacune représentant un pas d'avancement :

Section 1 :

- Phase 1 : Etat initial ;
- Phase 2 : Excavation d'un mètre et vingt-quatre centimètres (1,24 m) ;
- Phase 3 : Soutènement de la phase 2, excavation et soutènement d'un mètre et vingt-quatre centimètres (1,24m) ;

Section 2 :

- Phase 4 : Excavation de d'un mètre et vingt-quatre centimètres (1,24m) ; activation du soutènement provisoire et de boulons d'ancrages pour la section 1
- Phase 5 : Soutènement de la phase 5, excavation et soutènement de 1,24m ; activation du soutènement provisoire et de boulons d'ancrages pour la section 1 ;

Section 3 :

- Phase 6 : Excavation de d'un mètre et vingt-quatre centimètres (1,24m), activation de boulons d'ancrage pour les deux sections (1 et 3) ;
- Phase 7 : Excavation et soutènement d'un mètre et vingt-quatre centimètres (1,24m) activation de boulons d'ancrage pour les deux sections (1 et 3) ;

Section 4 :

- Phase 8 : Excavation et soutènement pour l'ensemble du tronçon en deux étapes successives, activation de boulons d'ancrage pour les deux sections (1 et 3).

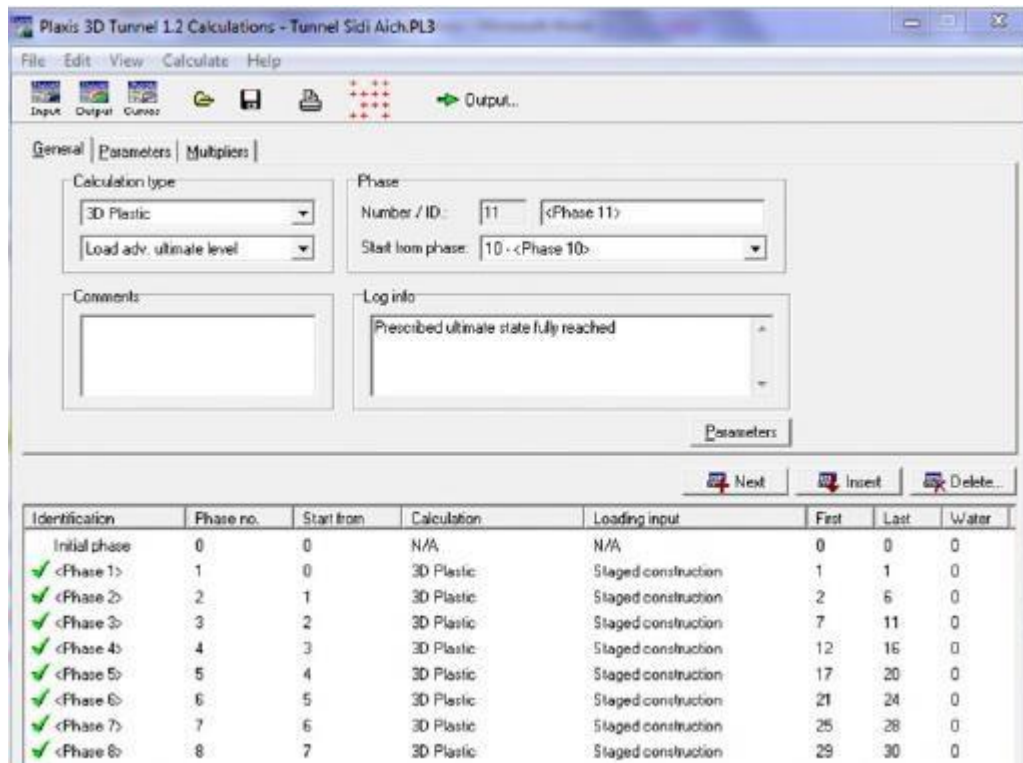


Figure III. 6 Phases de calcul. [Boite de dialogues PLAXIS 3D Tunnel]

III.4. Calcul des déformations (déplacements) 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 obtienne enfin la valeur du déplacement total du massif, et celles des contraintes effectives et réelles.

Nous nous intéressons à interpréter les résultats obtenus pour les phases 1, 4 et 8, afin de décrire les mouvements horizontaux (O_x , O_z) et verticaux (O_y) dans les parties suivantes du tunnel : points A et L sont choisis comme référence. Le point A est pris dans le plan A. le point L est situé dans le front de travail, situé à 1,24 m du front ; les deux points étant projetés sur le même niveau suivant (O_y).

- Au niveau du stress, l'étude des déplacements horizontaux s'effectue pour le côté droit (B et K à droite), plus précisément au point de la naissance de la voûte.

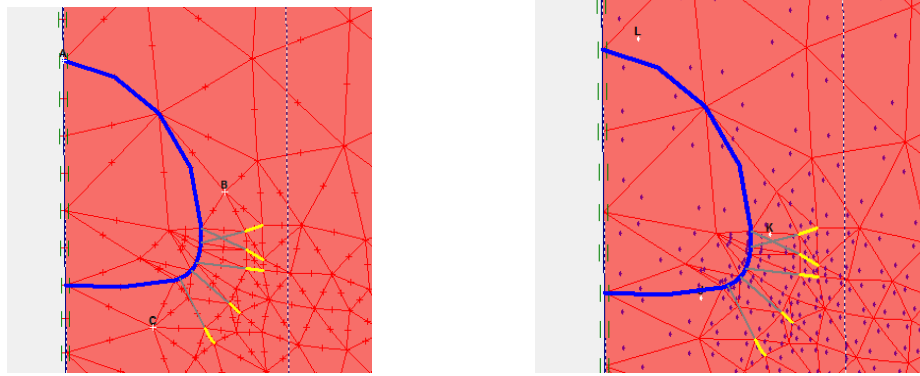


Figure III. 7: Définition des points pour les courbes. [Boîte dialogue PLAXIS 3D Tunnel]

Le tableau suivant résume les valeurs des déformations, suivant les trois axes des trois phases citées (1, 4 et 8).

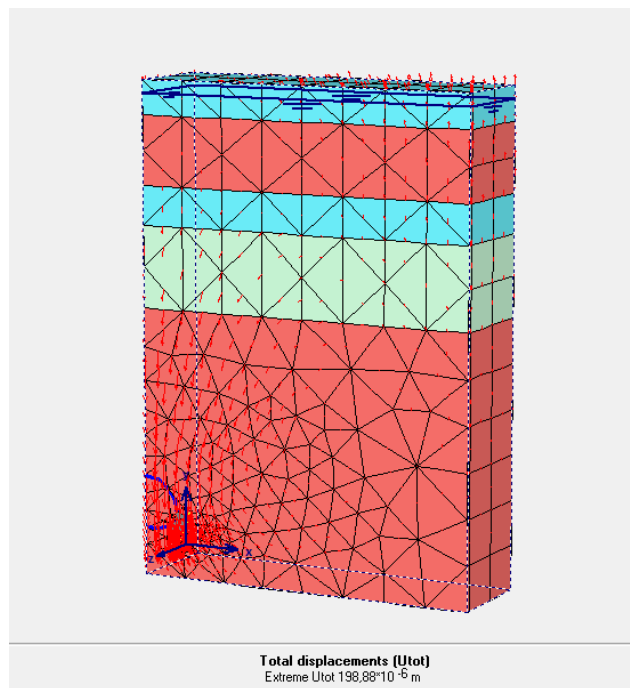
Tableau III. 4 Résultats des déplacements et contraintes dus au creusement du tunnel.

	Désignation (unités)	Phase 1	Phase 4	Phase 8
Déplacement horizontal	Ux	$3,514 * 10^{-5}$	$2,09 * 10^{-3}$	$1,351 * 10^{-1}$
	Uz	0	$9,21 * 10^{-3}$	$5,95 * 10^{-6}$
Déplacement vertical	Uy	$1,988 * 10^{-4}$	$4,16 * 10^{-3}$	$3,812 * 10^{-1}$
Déplacement total	Utot	$1,988 * 10^{-4}$	$9,28 * 10^{-3}$	$3,812 * 10^{-1}$
Incrément horizontale	dUx	$3,514 * 10^{-5}$	$5,52 * 10^{-3}$	$8,889 * 10^{-4}$
Incrément horizontale	dUz	0	$5,41 * 10^{-3}$	$1,785 * 10^{-4}$
Incrément verticale	dUy	$1,988 * 10^{-4}$	$5,67 * 10^{-3}$	$5,95 * 10^{-4}$
Incrément totale	dUtot	$1,988 * 10^{-4}$	$8,668 * 10^{-4}$	$2,054 * 10^{-2}$

Contrainte effectif maximal	$\delta_{eff} (kN/m^2)$	$-1,04 * 10^3$	$-1,48 * 10^3$	$-1,2 * 10^3$
Contraintes totales maximales	$\delta_{tot} (kN/m^2)$	$-2,15 * 10^3$	$-2,45 * 10^3$	$-2,31 * 10^3$

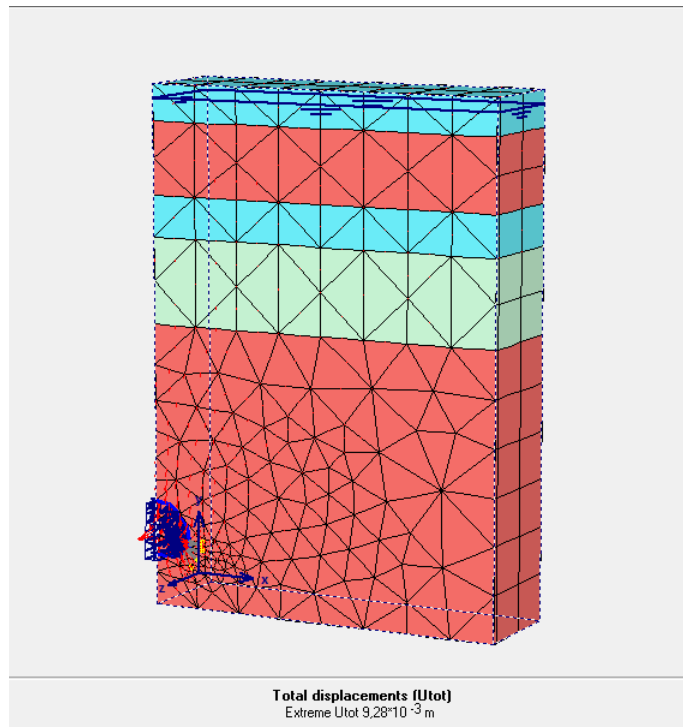
Calcul et comparaison des déplacements totaux (Utot) entre les phases choisies

Phase 1



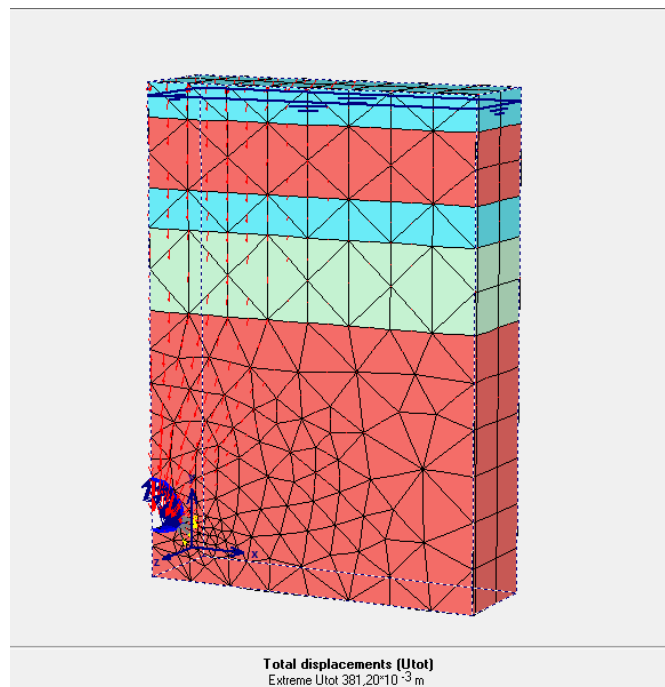
$$U_{total} = 1,9888 * 10^{-4} m$$

Phase 4



$$U_{\text{total}} = 9,28 * 10^{-3} \text{ m}$$

Phase 8



$$U_{\text{total}} = 3,812 * 10^{-1} \text{ m}$$

Bien que l'excavation n'a pas encore commencé dans la première phase, on remarque un certain déplacement qui, certes, reste insignifiant, mais reflète aussi l'état médiocre de notre massif.

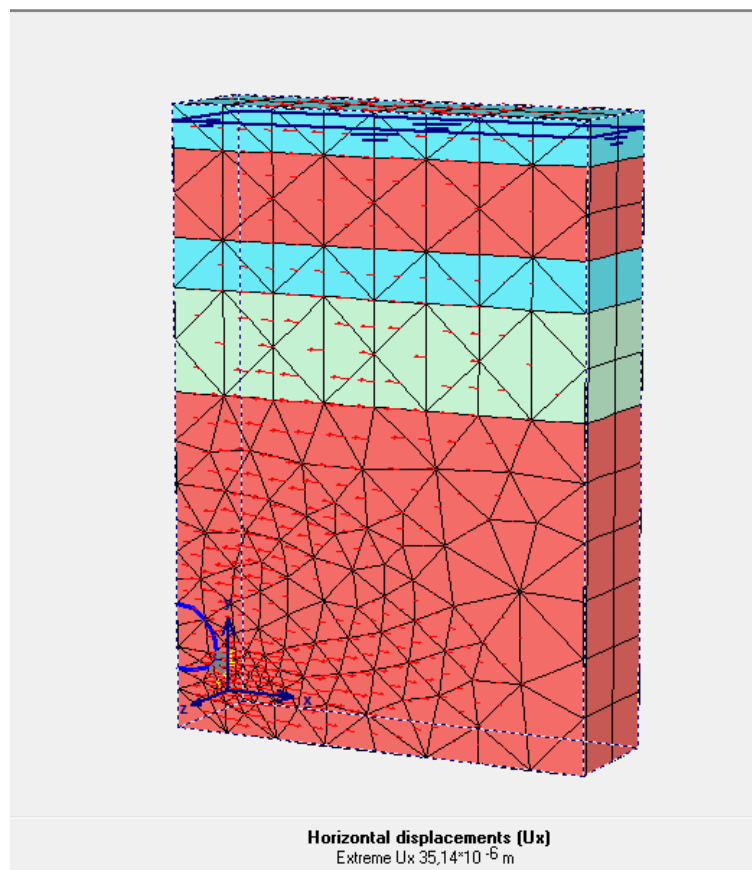
Selon le tableau III.4, les déplacements augmentent au fur et à mesure de l'avancement des travaux d'excavation. Cela est dû, comme le montre le même tableau, à l'augmentation des contraintes : les deux augmentant en parallèle, pour atteindre, dans la phase 11 (c'est-à-dire au niveau du front de taille, où les travaux d'excavation doivent être en cours) leurs valeurs maximales :

Déplacements totaux maximaux : $U_{tot(max)} = 3,812 * 10^{-1} m$

Contrainte totale maximale : $\sigma_{tot} = -1200 kN/m^2$

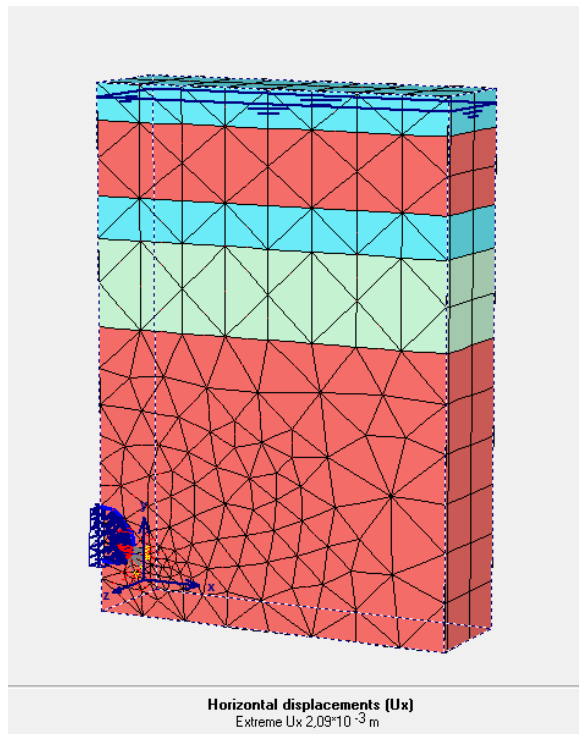
Calcul et comparaison des déplacements horizontaux (U_x)

Phase 1



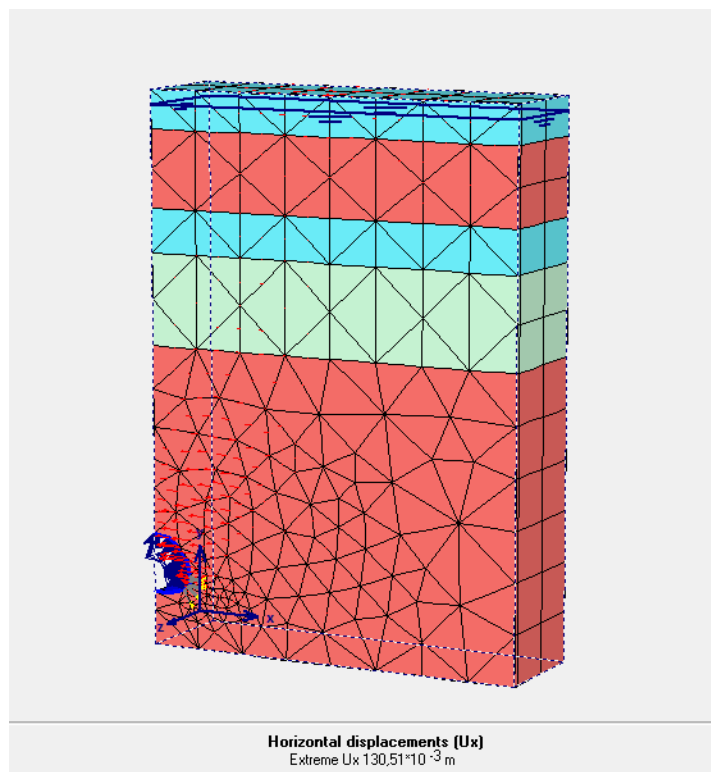
$$U_x = 35,14 * 10^{-6} m$$

Phase 4



$$U_x = 2,09 * 10^{-3} \text{ m}$$

Phase 8

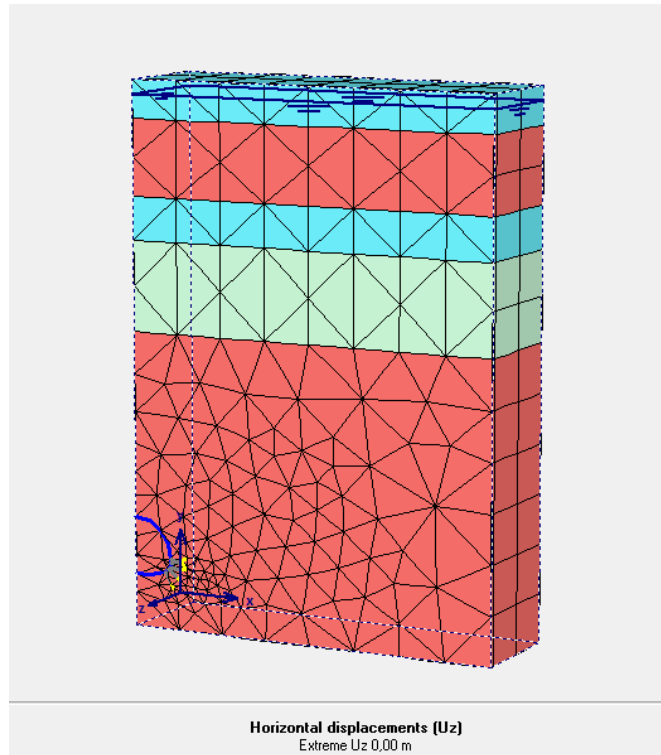


$$U_x = 130,51 * 10^{-3} \text{ m}$$

On remarque, que les déplacements horizontaux suivant (Ox) augmentent au fur d'avancement. Mais ce déplacement reste dans la fourchette de déformation petite.

Calcul des déplacements horizontaux (U_z)

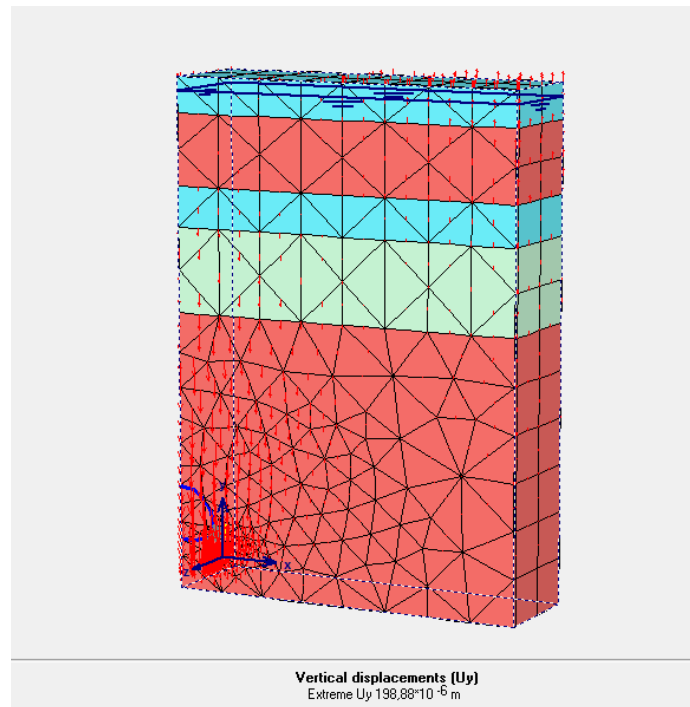
Phase 1, 4, 8



$$U_z = 0 \text{ m}$$

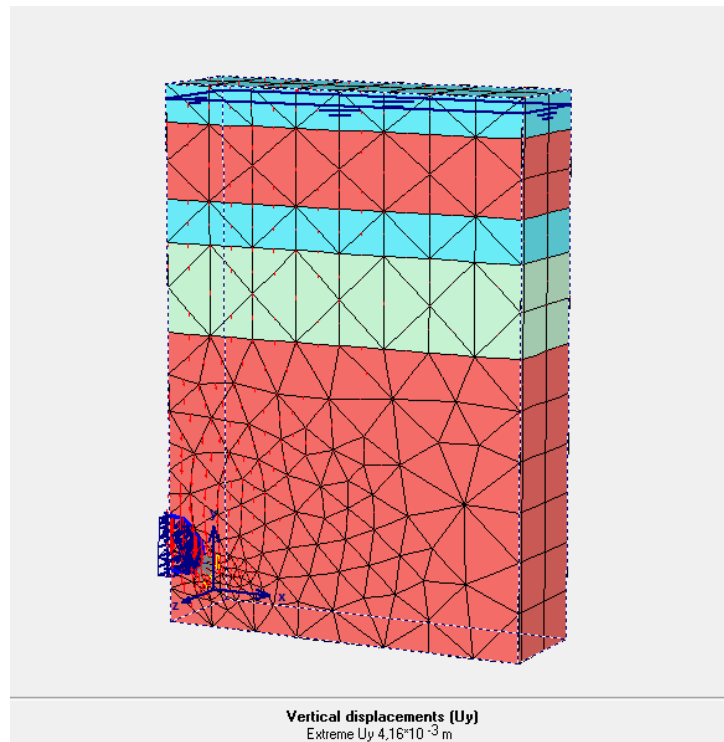
Les déplacements horizontaux selon l'axe de l'avancement (Oz) du creusement sont nuls.

Calcul et comparaison des déplacements verticaux (U_y)



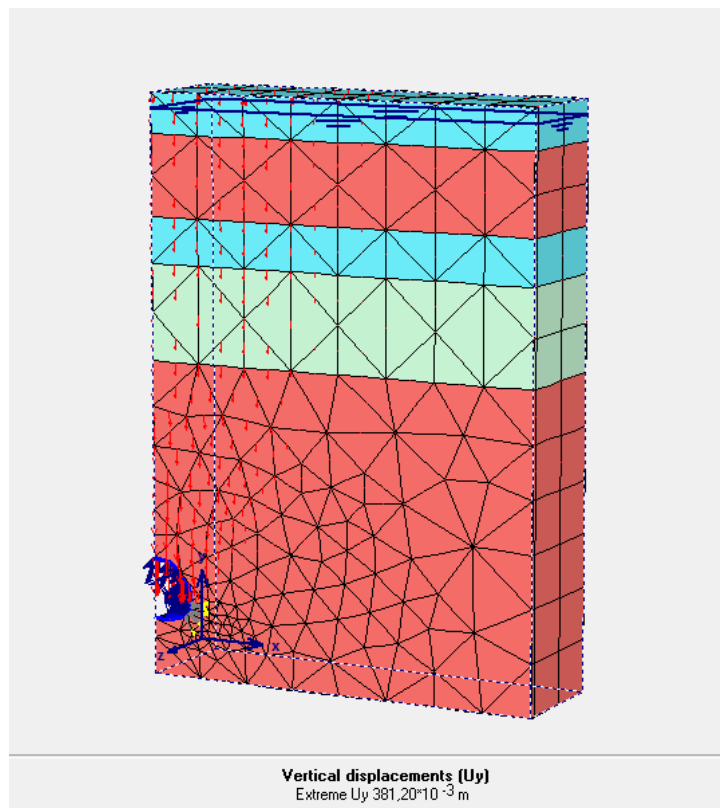
$$U_y = 198,8 * 10^{-6} \text{ m}$$

Phase 4



$$U_y = 4,16 * 10^{-3} \text{ m}$$

Phase 8

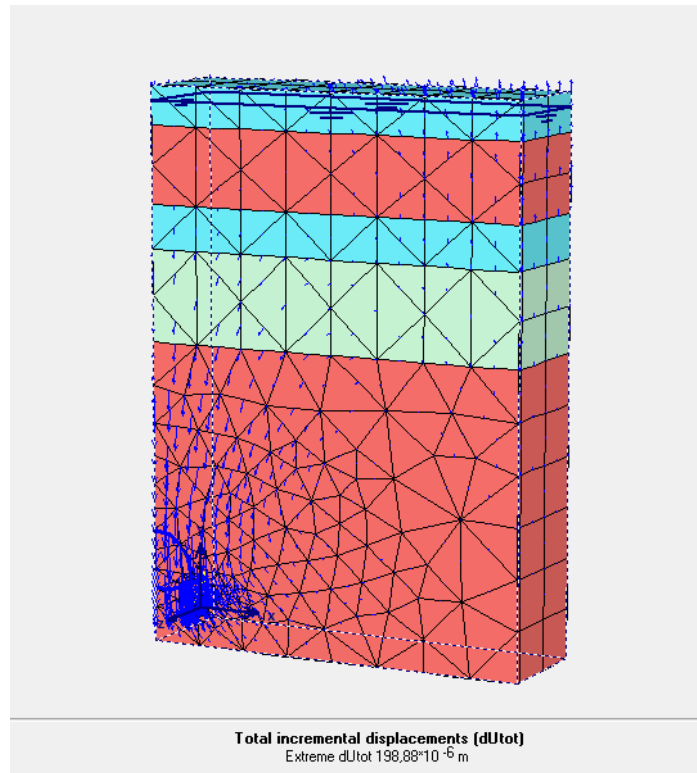


$$U_y = 381,20 * 10^{-3} \text{ m}$$

On remarque, que les déplacements verticaux suivant (Oy) augmentent au fur d'avancement. Mais ce déplacement reste dans la fourchette de déformation petite.

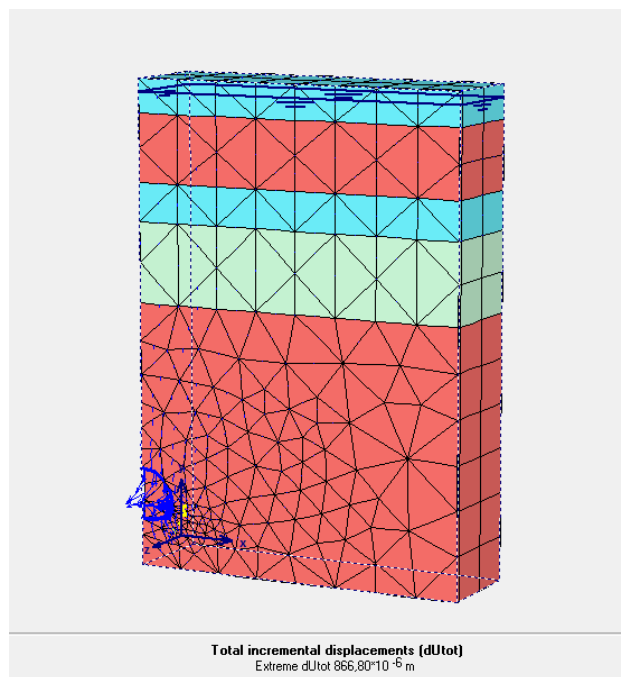
Calcul des incréments totaux (dUtot)

Phase 1



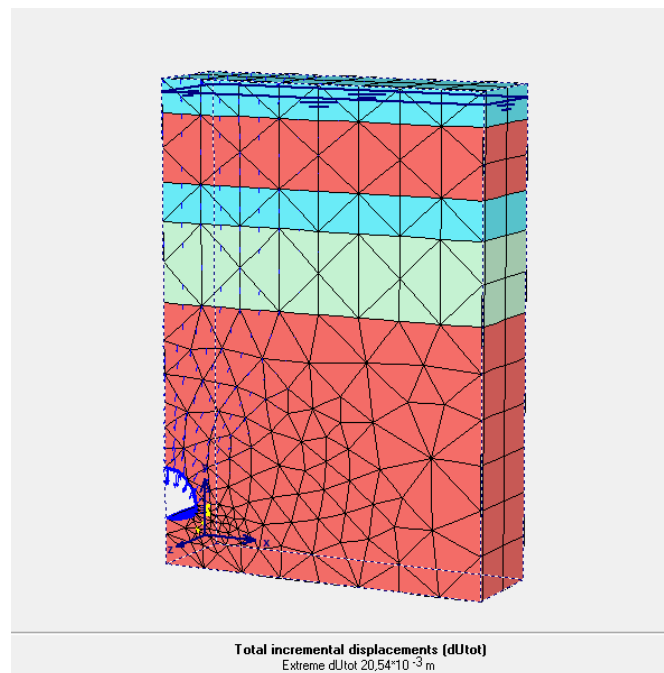
$$U_{tot} = 198,88 * 10^{-6} \text{ m}$$

Phase 4



$$dU_{tot} = 866,8 * 10^{-6} \text{ m}$$

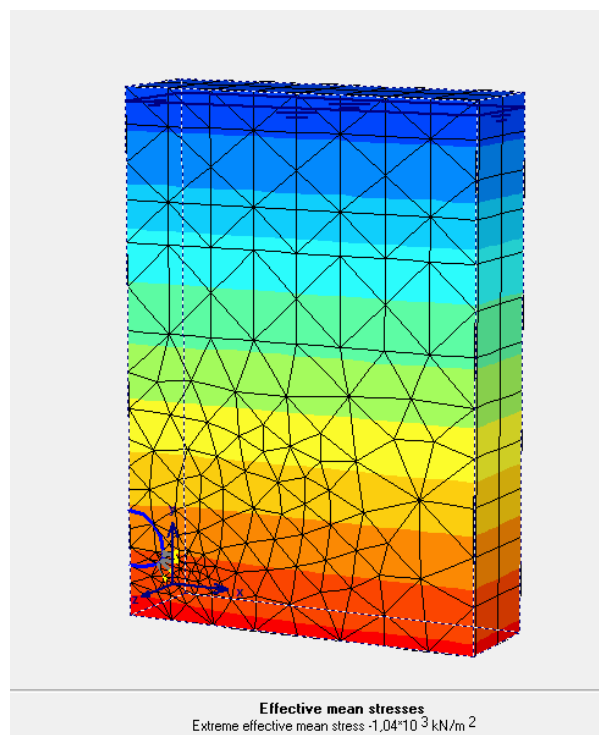
Phase 8



$$dU_{tot} = 20,54 * 10^{-3} \text{ m}$$

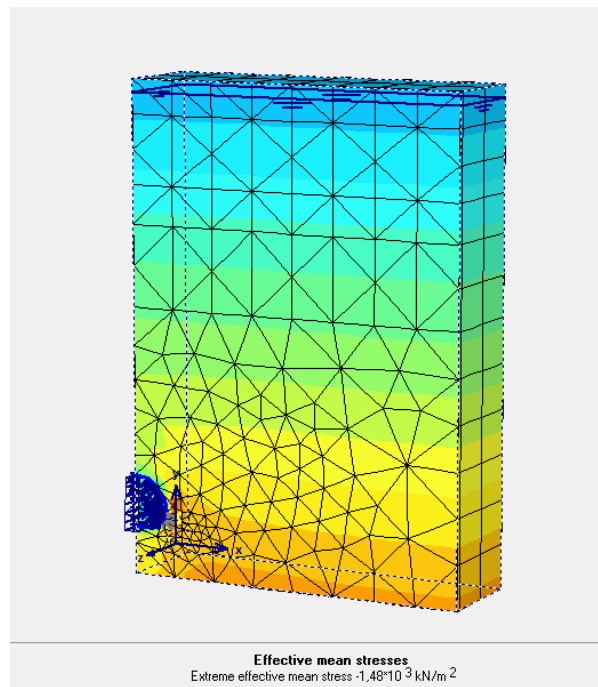
Calcul des contraintes effectives (σ_{eff})

Phase 1



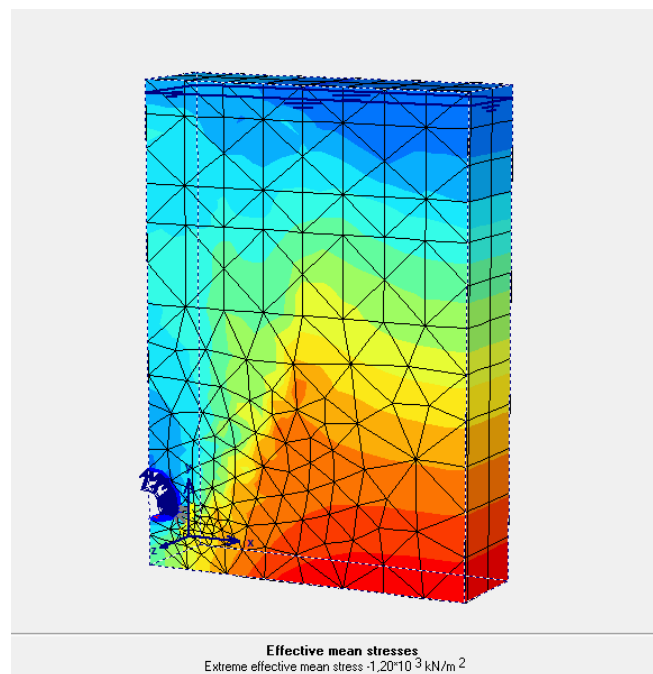
$$\sigma_{eff} = -1,04 * 10^3 \text{ kN/m}^2$$

Phase 4



$$\sigma_{eff} = -1,48 * 10^3 \text{ kN/m}^2$$

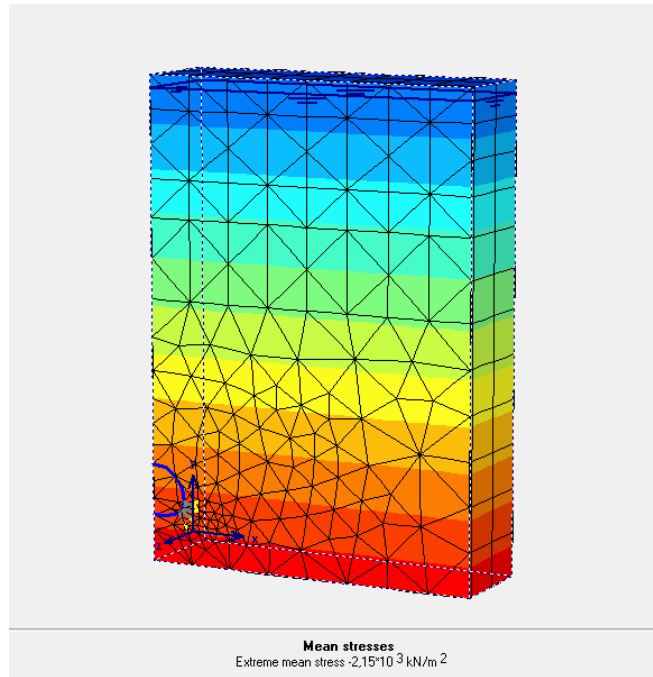
Phase 8



$$\sigma_{eff} = -1,2 * 10^3 \text{ kN/m}^2$$

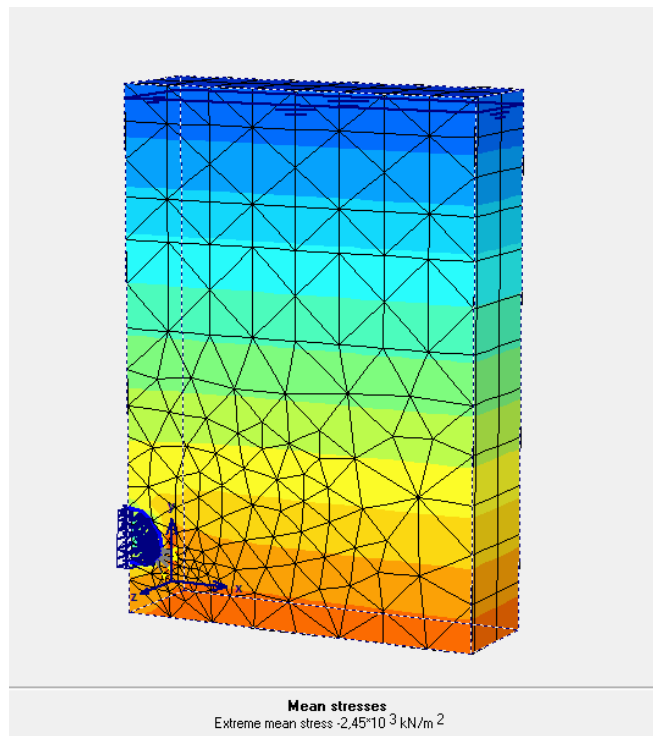
Calcul des contraintes maximales totales

Phase 1



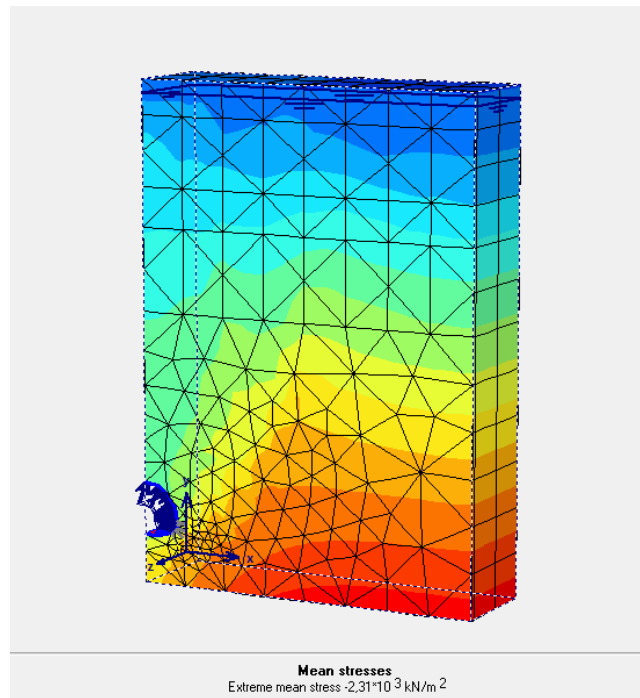
$$\sigma_{tot} = -2,15 * 10^3 \text{ kN/m}^2$$

Phase 4



$$\sigma_{tot} = -2,45 * 10^3 \text{ kN/m}^2$$

Phase 8

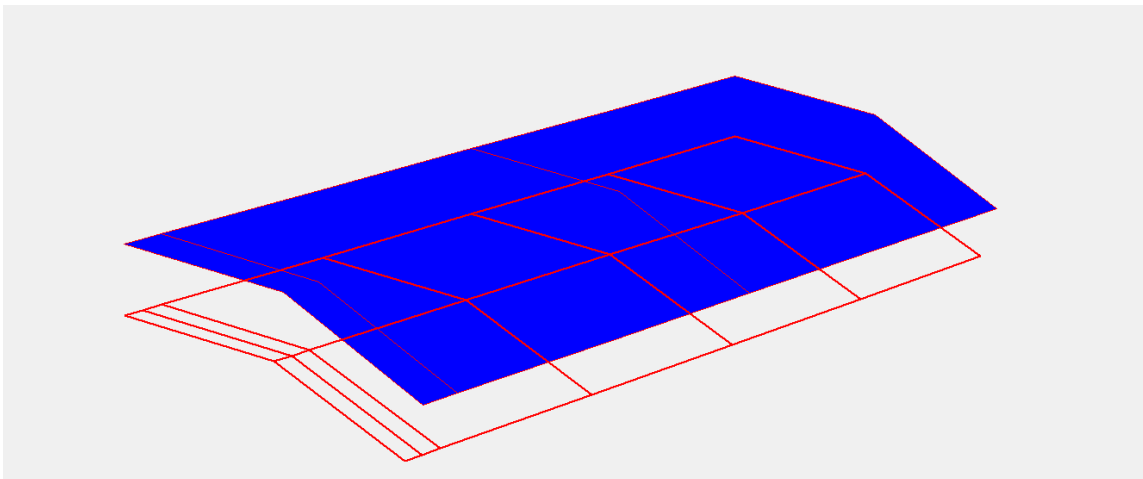


$$\sigma_{tot} = -2,31 * 10^3 \text{ kN/m}^2$$

III.5. Calcul des déformations au niveau de la voûte

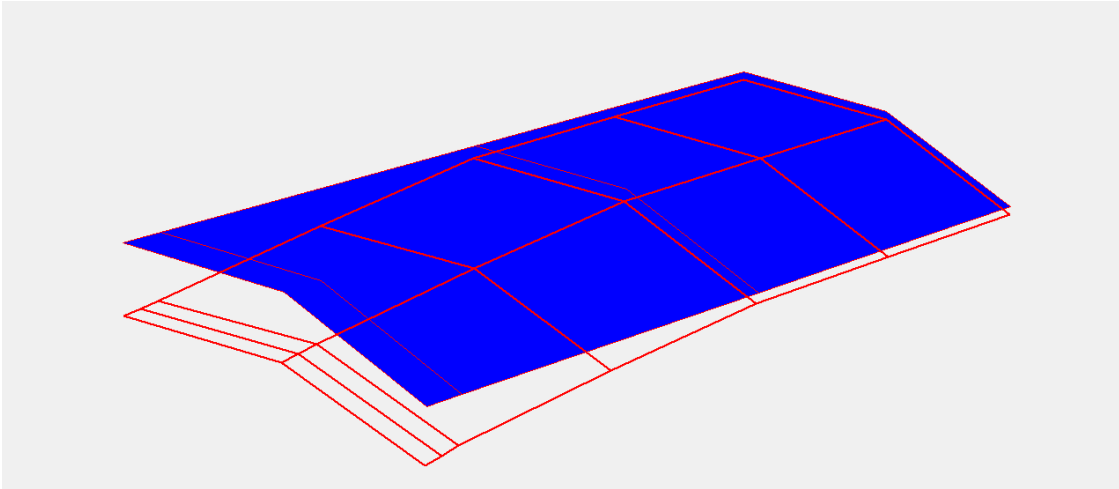
Calcul et comparaison des déplacements totaux du soutènement

Phase 4



$$U_{tot} = 3,812 * 10^{-3} \text{ m}$$

Phase 8

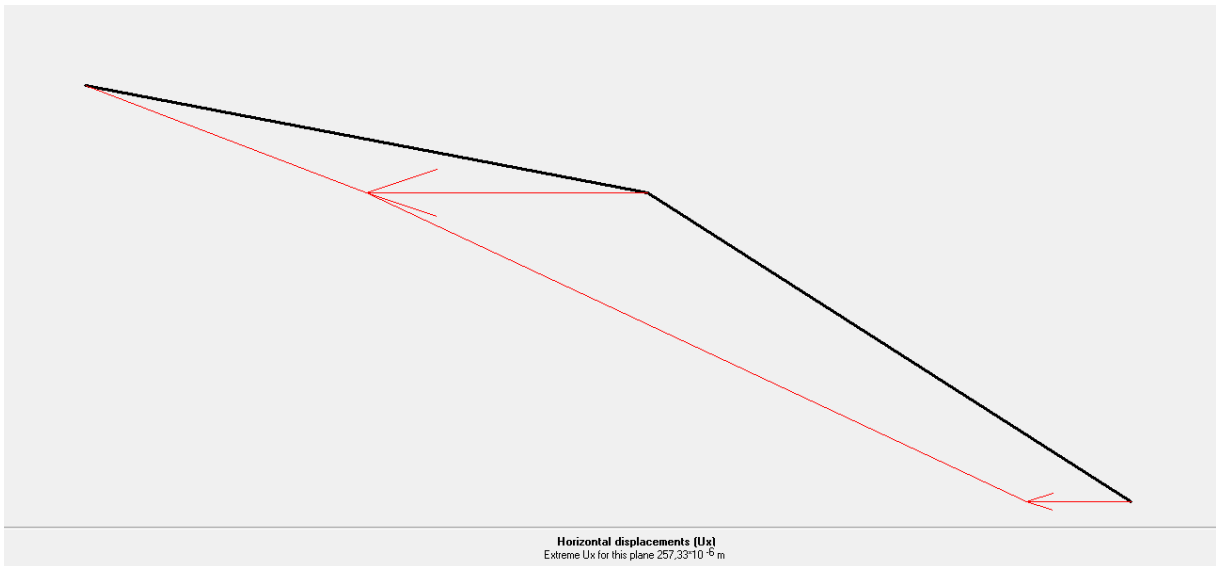


$$U_{\text{tot}} = 4,16 * 10^{-3} \text{ m}$$

L'avancement des travaux a provoqué un petit déplacement entre la phase 4 et phase 8 de $3,48 * 10^{-2} \text{ m}$

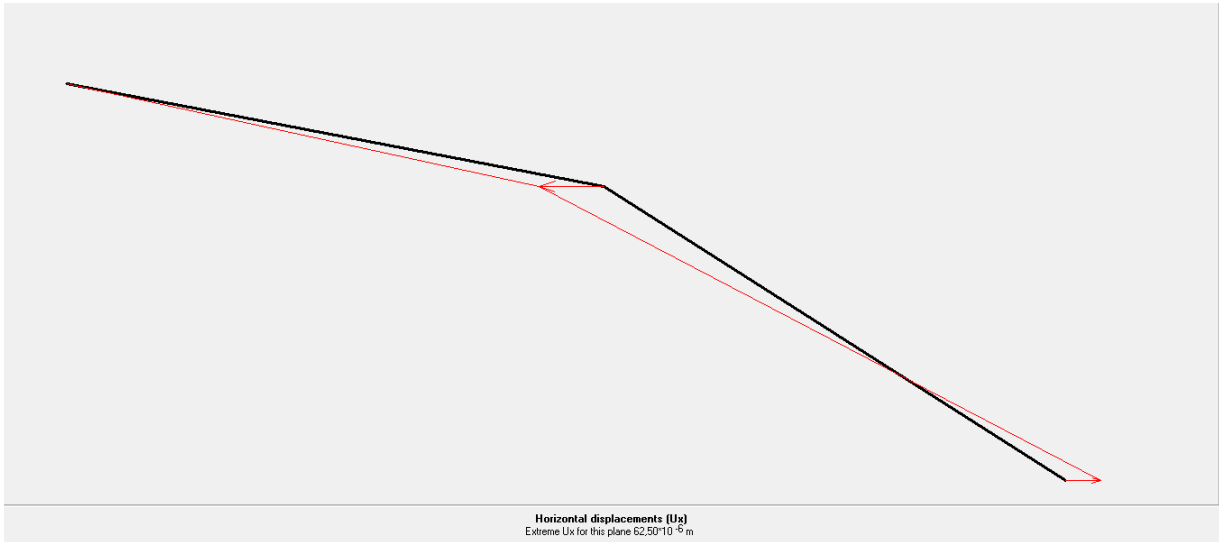
Comparaison du développement des déplacements au fur de l'avancement du creusement

Plan A



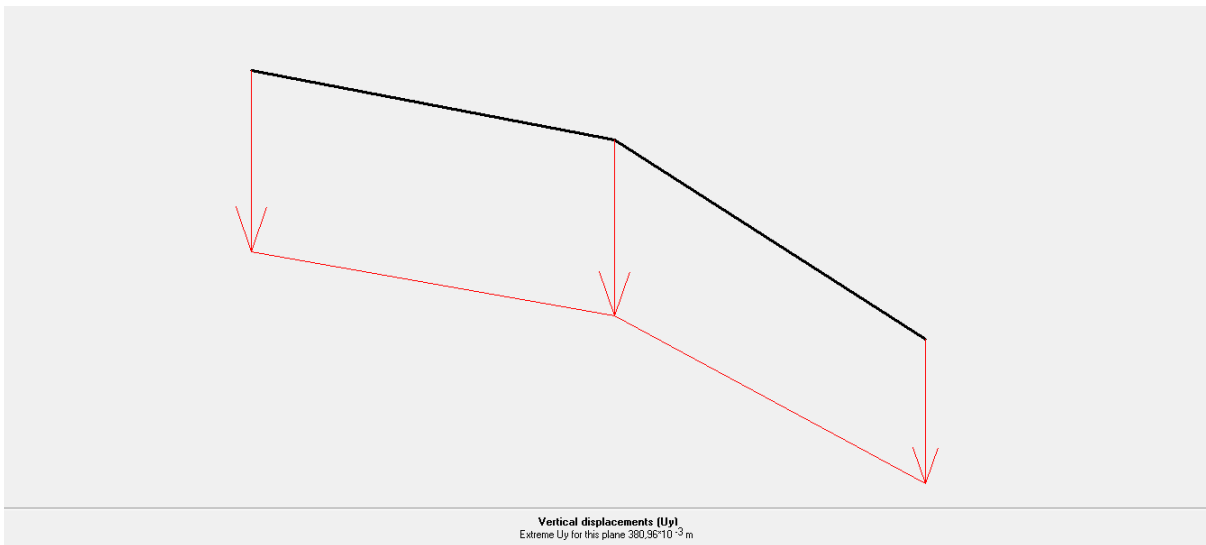
$$U_x = 2,5733 * 10^{-4} \text{ m}$$

Plan B



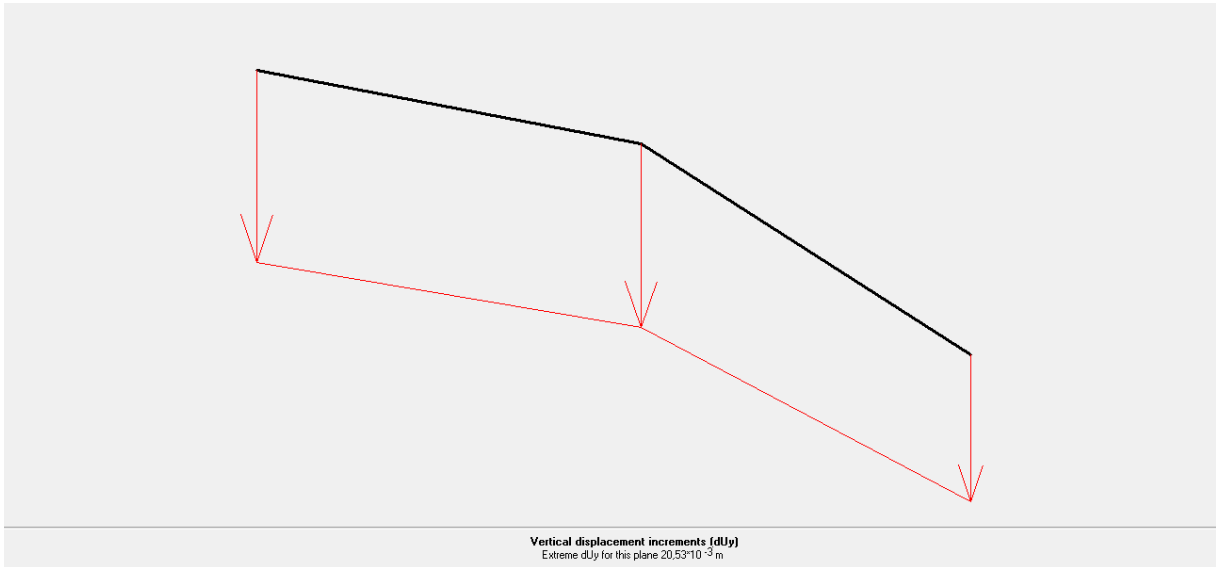
$$U_x = 6,2 * 10^{-5} \text{ m}$$

Plan A

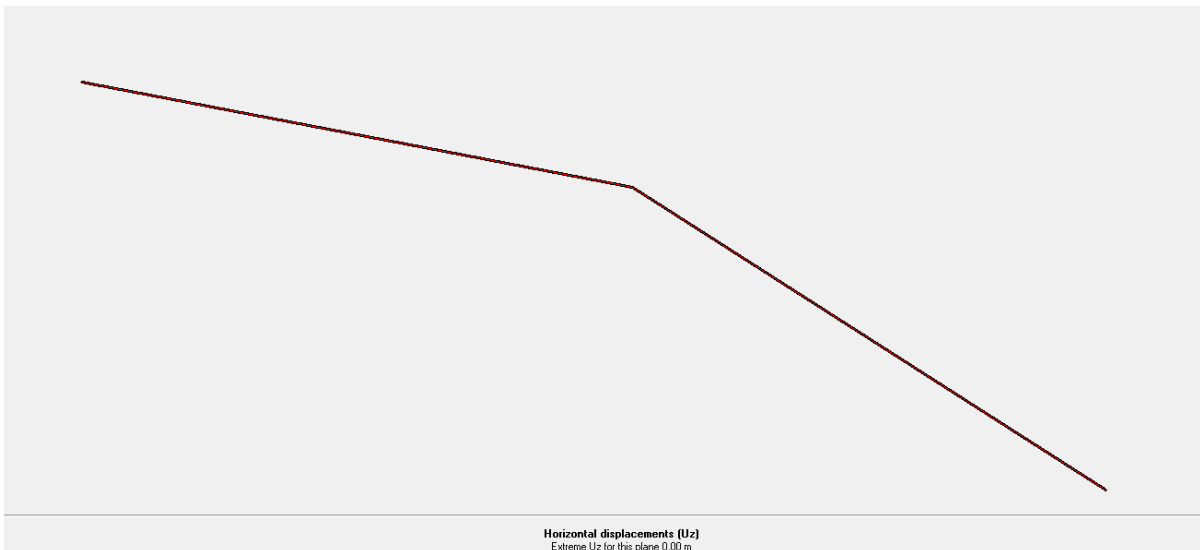


$$U_y = 3,8096 * 10^{-1} \text{ m}$$

Plan B



$$U_y = 20,53 * 10^{-3} \text{ m}$$



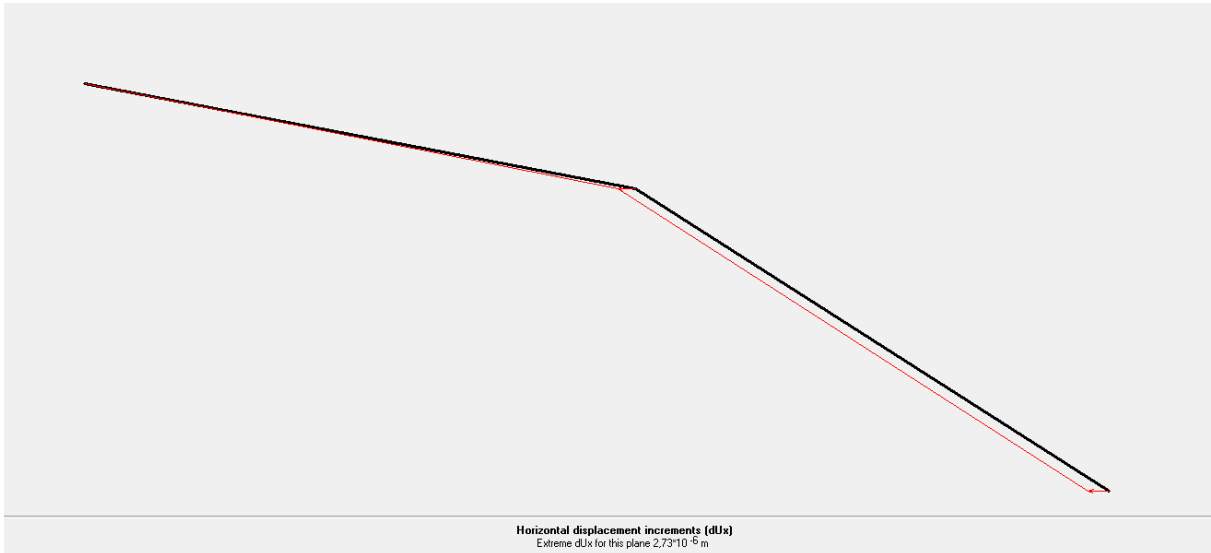
$$U_z = 0 \text{ m}$$

Remarque :

On note que les déplacements horizontaux (Ox) et verticaux (Oy), au niveau du soutènement (voûte), diminues. Mais suivant l'horizontal (Oz) sont complètement nul.

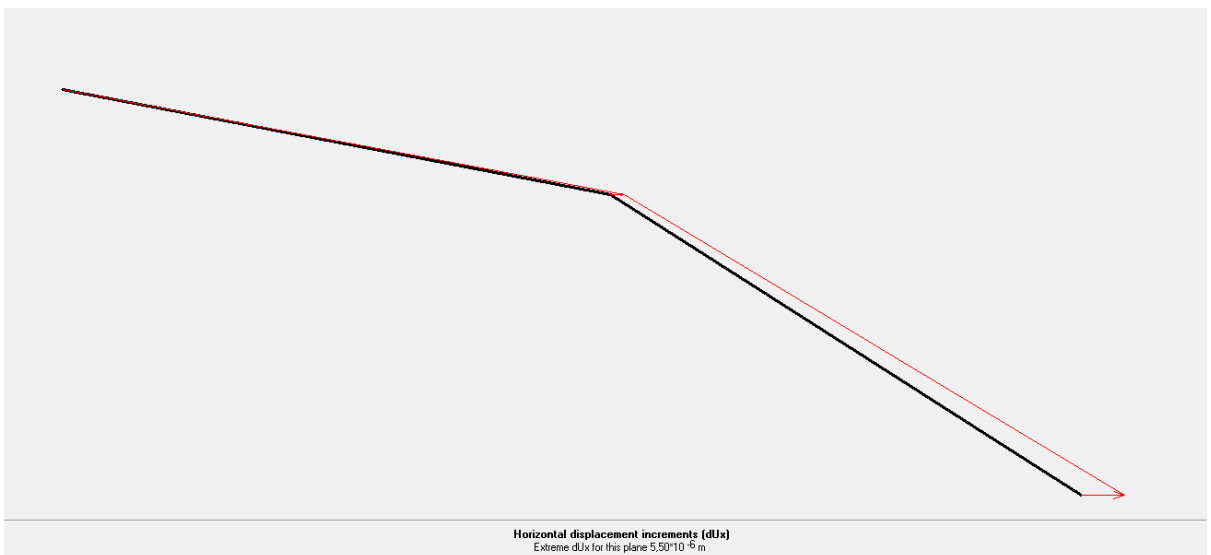
Comparaison du développement des incréments horizontaux du soutènement

Plan A



$$dU_x = 2,73 * 10^{-6}$$

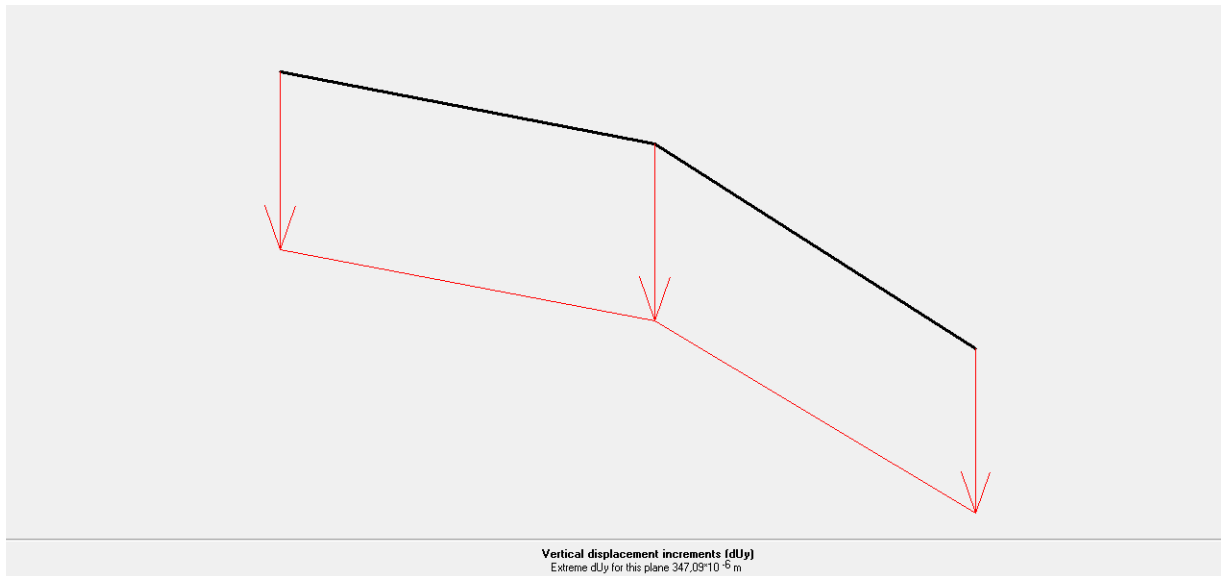
Plan B



$$dU_x = 5,5 * 10^{-6} \text{ m}$$

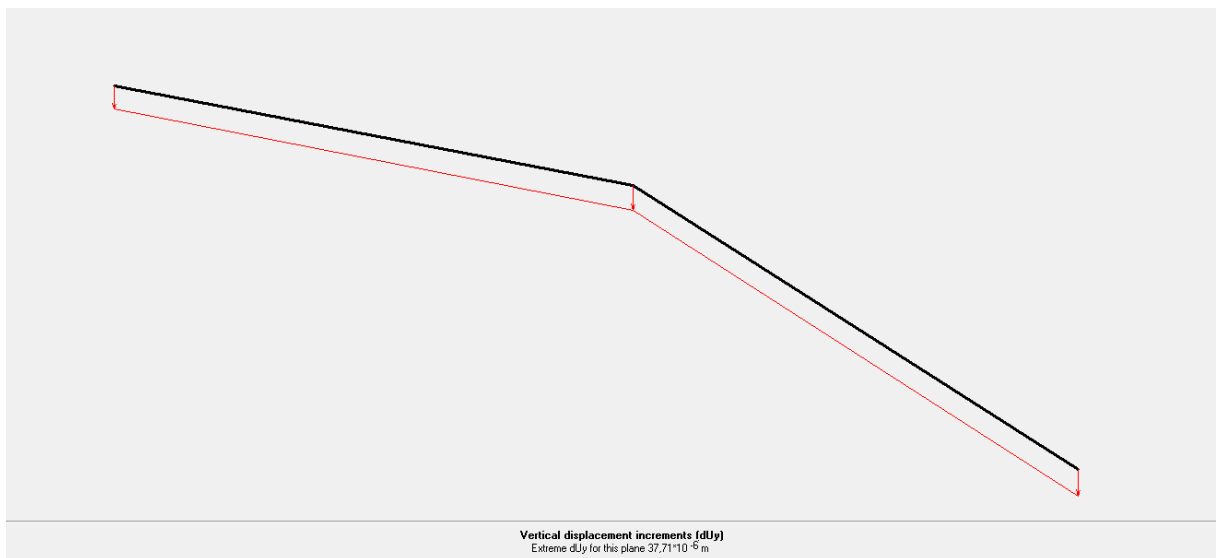
Développement des incréments verticaux en fonction de l'avancement

Plan A



$$dU_y = 347,09 * 10^{-6} \text{ m}$$

Plan B



$$dU_y = 37,71 * 10^{-6} \text{ m}$$

III.5.1. Calcul des déplacements verticaux de la voûte

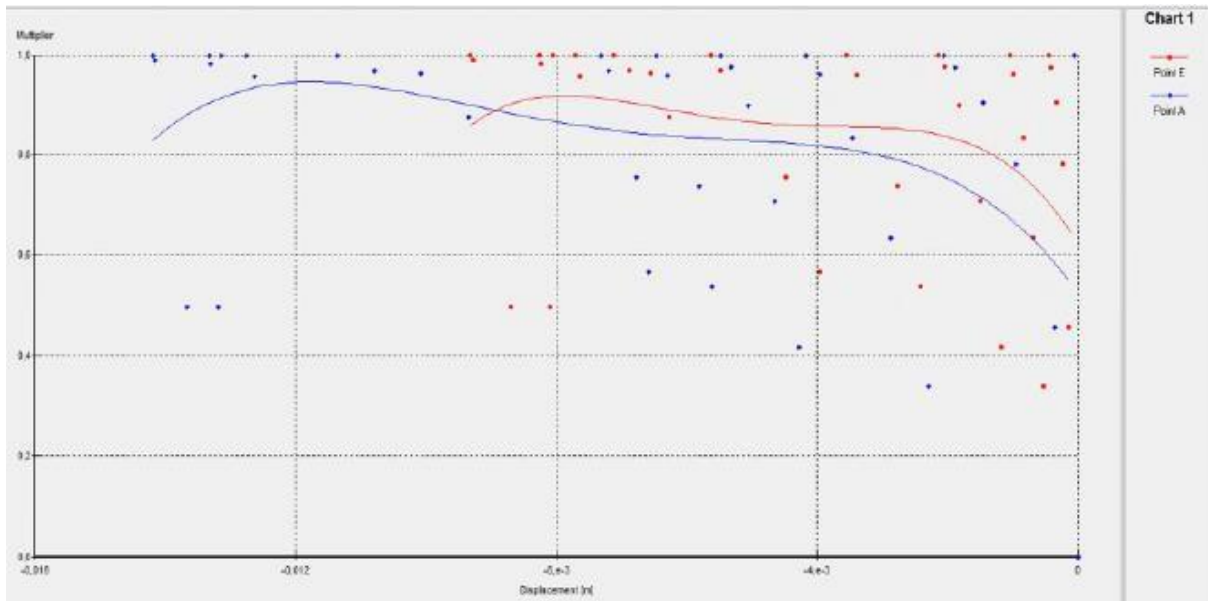


Figure III. 8 Courbe des déplacements verticaux de la voûte dans la phase 1
 Comparaison entre les deux points A et L.

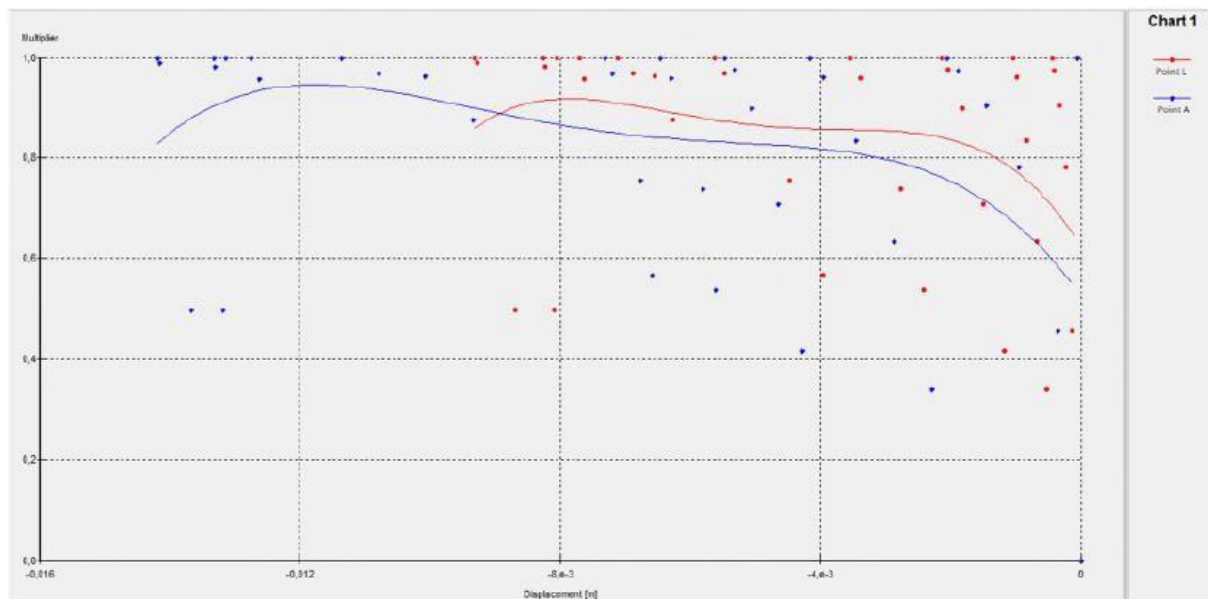


Figure III. 9 Courbe des déplacements verticaux de la voûte dans la phase 4
 Comparaison entre les deux points A et L.

On a remarqué des déplacements verticaux tendant à être nuls (entre 0.004 m et 0 m) pour un chargement variant entre 0.58 et 0.82 pour le point A, et entre 0 m et $9 \cdot 10^{-3}$ m pour un chargement variant entre 0.7 et 0.9 pour le point L.

Nous pouvons estimer que les déplacements au niveau de la voûte sont nuls. En outre, si on compare les deux courbes, on trouve que les charges au niveau du point E sont supérieures à ceux du niveau du point A, on constate l'effet de la charge qui augmente avec l'augmentation de la hauteur des couches sus-jacentes, suivant la longueur du tunnel. Or, l'augmentation de la charge n'influe pas sur le taux des déplacements au niveau du point sur les un mètre et vingt-quatre (1,24) mètres creusés : la marge des déplacements reste la même bien que la charge augmente. En comparant les trois graphes, les valeurs des déplacements en fonction de la charge restent identiques, de là on déduit que la voûte reste stable durant les phases de l'excavation.

III.5.2.Calcul des déplacements horizontaux au niveau du stross (naissance de la voûte)

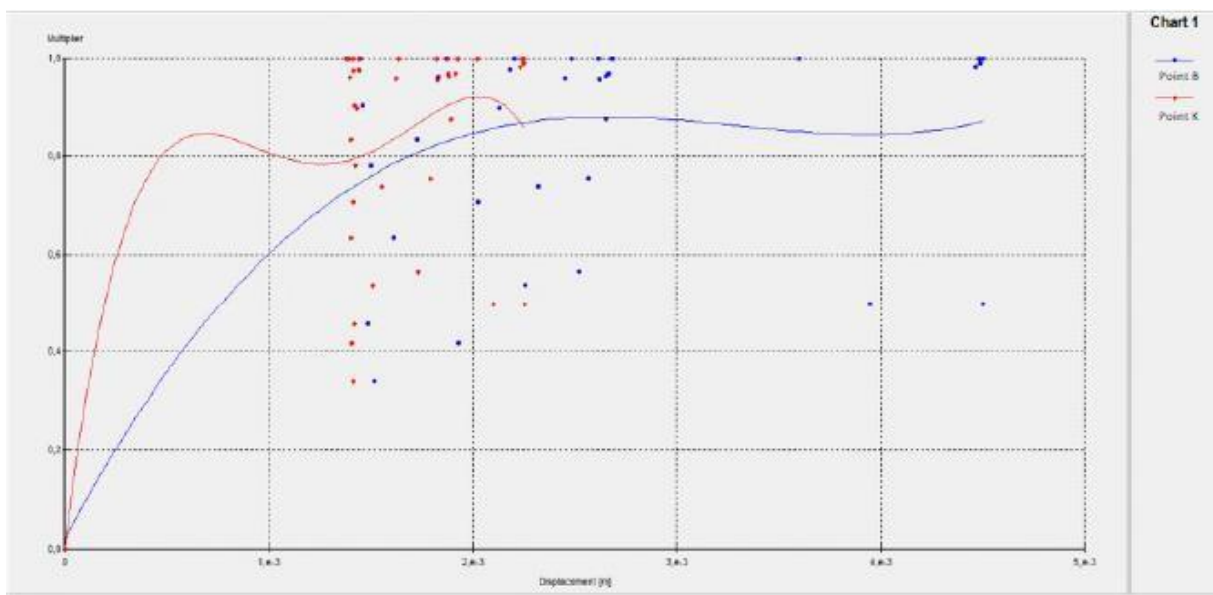


Figure III. 10 Courbe des déplacements verticaux de la voûte dans la phase 1
 Comparaison entre les deux points B et K.

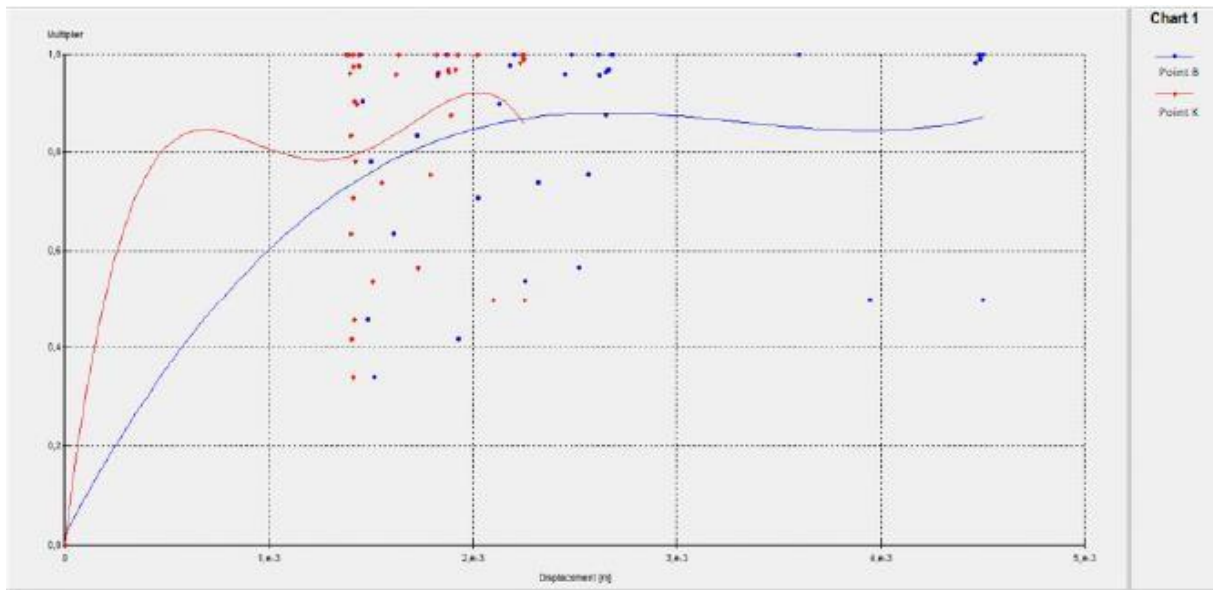


Figure III. 11 Courbe des déplacements verticaux de la voûte dans la phase 4

Comparaison entre les deux points B et K

On a remarqué des déplacements horizontaux tendant à être nuls (entre 1.5×10^{-3} m et 2.7×10^{-3} m) pour un chargement variant entre 0.75 et 0.85 pour le point B, et (entre 1.5×10^{-3} m et 2.3×10^{-3} m) pour un chargement variant entre 0.8 et 0.9 pour le point K. On remarque que les déplacements ne sont pas significatifs.

En comparant les graphes des différentes phases, on peut constater que l'ensemble reste stable à travers les étapes d'excavation du tunnel.

Conclusion

Cette modélisation a donné un déplacement vertical de 381mm et un déplacement horizontal de 130 mm dont le déplacement total est de 4 mm. Ces résultats sont très proche des résultats mesurés sur site.

L'analyse bidimensionnelle montre que le taux de déconfinement a une forte influence sur les résultats numériques. Sa détermination nécessite un calage sur les mesures in situ.

Ainsi seule une modélisation en 3D permettra d'éliminer ce paramètre. Cependant, cette modélisation tridimensionnelle reste difficile et longue à mettre en œuvre

Conclusion générale

Ce mémoire a abordé le problème de la stabilité des excavations souterraines, en mettant l'accent sur l'étude d'un tronçon spécifique du tunnel de Sidi Aich. Pour assurer la sécurité de l'ensemble tunnel-massif, il est essentiel de réaliser des études approfondies et de prendre en compte plusieurs facteurs clés.

Dans un premier temps, une bonne connaissance du massif rocheux est essentielle. La classification du massif selon le système RMR (Rock Mass Rating) a permis de déterminer la qualité très mauvaise du terrain traversé par le tunnel.

Ensuite, le choix de la méthode d'excavation appropriée revêt une grande importance. Dans ce cas, la méthode d'excavation en section divisée basée sur la classification RMR a été choisie, en l'occurrence la méthode de la Nouvelle méthode autrichienne (NATM).

Pour évaluer les déformations dues au creusement du tunnel et prédire le comportement du terrain, la modélisation numérique par éléments finis (MEF) a été utilisée. Le logiciel Plaxis 3D Tunnel a permis de générer un modèle tridimensionnel précis, facilitant ainsi l'étude des mouvements du massif.

Les résultats obtenus ont démontré la stabilité du tronçon modèle du tunnel de Sidi Aich malgré les conditions difficiles du site. Cela confirme l'efficacité de la méthode d'excavation NATM choisie et du soutènement appliqué, garantissant ainsi la sécurité de l'ouvrage.

En conclusion, cette étude souligne l'importance de la connaissance du massif rocheux, du choix adéquat de la méthode d'excavation et de l'utilisation de la modélisation numérique pour assurer la stabilité des tunnels. Les résultats obtenus fournissent des informations précieuses pour les futurs projets d'excavation souterraine, contribuant ainsi à une meilleure gestion des risques et à la sécurité des ouvrages.

Références bibliographiques

- [1]. **DEER, D. U, (1998)**, « The Rock Quality Designation (RQD) index in practice », in rock classification systems for engineering purpose, edition Kirkaldie L, Philadelphia.
- [2]. **AFTES, (2003)**, “Caractérisation des massifs rocheux utile à l’étude et à la réalisation des ouvrages souterrains.”
- [3]. **ThiThanNHAN HOANG, (2010)**, « Étude du comportement d’un milieu rocheux fracturé : application à la réalisation du tunnel de St-Béat, France.», Thèse de doctorat de l’université Paris-Est, France.
- [4]. **Jean-Louis DURVILLE et Hubert HÉRAUT, (1995)**, « Description des roches et des massifs rocheux. », Document C 352, Édition technique de l’ingénieur, 249, rue de Crimée 75019 Paris, France.
- [5]. **M. LAVASSEUR, (2003)**, « Contribution des systèmes d’information géographique a l’analyse quantitative de l’aléa du glissement de terrain exemple d’application au secteur de Ville de La Baie, Québec. », Mémoire de maitrise de l’université du Québec INRS.E.T.
- [6]. **Publication de la compagnie militaire géotechnique de Canada, (1998)**, « Propriétés des roches. », B-GL-361-011/FP-002.
- [7]. **AFTES, (1993)**, « Recommandation relatives à la caractérisation des massifs rocheux utile à l’étude. »
- [8]. « Cours structures géologiques. » Licence science de la terre et environnement, université Josef Fourier, Grenoble, 2009.
- [9]. **SAROUT. J, (2006)**, « Propriétés physiques et anisotropie des roches argileuse, modélisation micromécanique et expérience triaxiales. », thèse de doctorat de l’université Paris XI ORSAY.
- [10]. **MARTE.S, (2010)**, « Spherical projection », cours GG303, université de Hawai.
- [11]. **MARTIN. F et SAITA. A, (2012)**, « Mécanique des roches et travaux souterraines. », manuel de cours et exercices corrigés, 8^{ème} édition.
- [12]. **ZHAO.J, (2008)**, « Propriétés des discontinuités. », 3^{ème} partie, cours de mécanique des roches, école polytechnique fédérale de Lausanne.
- [13]. **HUDSON.J. A, (1997)**, « Engineering rock mechanics: an introduction to the principles. ».

- [14]. **BOUSBIA.Nawel, (2016)**, « Interaction entre ouvrages souterrains. », thèse de doctorat en géotechnique, université de 20 aout 1955, Skikda, faculté de technologie, département de génie civil.
- [15]. **BEKKARI.Hadda, (2013)**, « Retro-analyse tridimensionnelle d'un tunnel instrumenté à faible profondeur. », mémoire de fin d'étude master, université Mohamed KHIDER, faculté des sciences et de technologie, département de génie civil et hydraulique, Biskra.
- [16]. **MARTIN François et BONARD. Garden et all, (2012)**, « Cours de travaux souterrains et de mécanique des roches. » 8^{ème} édition, CACHAN .
- [17]. **BOUVARD. A et LECOANET, (1992)**, « Ouvrages souterrains : conception réalisation entretien. », 1^{er} et 2^{ème} édition, presse de l'école des ponts et chaussées.
- [18]. **C.E.T (Centre d'étude des tunnels), (1998)**, « Dossier pilote des tunnels génie civil (procédés de creusement et de soutènement). »
- [19]. **TAHIRI. A, (1992)**, « Modélisation des massifs rocheux fissurés par la méthode des éléments distincts. », thèse de doctorat, école nationale des ponts et chaussées
- [20]. **IDRIS. J, (2007)**, « Accidents géotechnique des tunnels et des ouvrages souterrains, méthodes analytiques pour le retour d'expérience et la modélisation numérique. », thèse de doctorat de l'INPL, (Institut national polytechnique de Lorraine, NANCY.
- [21]. **Melle S. AMRANI, (2011)**, « Étude de stabilité des talus de la carrière de Meftah, Blida. » Mémoire de fin d'étude d'école nationale polytechnique, Alger.
- [22]. **LUNARDI. P, (1999)**, « Conception et exécution des tunnels d'après l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols : proposition d'une nouvelle approche, revue française de géotechnique.
- [23]. **K. M'ZOUGHEM et W. CHENAF, (2006)**, « Étude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière d'Ain EL Kebira, Sétif. » Mémoire de fin d'étude d'ingénieur d'état en géologie.
- [24]. **A. FAUCAULT et J.F. RAOULT (1988)**, « Dictionnaire de géologie, 3^{ème} édition, Masson. »
- [25]. **Dossier pilote des tunnels génie civil section 5, (1998)**, « Étanchement et revêtement. »

Références bibliographiques

[26]. **Groupement KYONGDONG-SAMAN, (2013)**, « Rapport des reconnaissances géotechniques du tunnel de SIDI AICHE. », document inédit.

[27]. **MEDJEBAR. Hayet, (2015)**, « Modélisation numérique tridimensionnelle de la stabilité d'un ouvrage souterrain, cas d'un tronçon du tunnel de SIDI AICHE, BEJAIA. », mémoire de fin d'études d'université de BEJAIA.

Annexe A

La Méthode des Éléments finis (MEF)

La méthode des éléments finis, sommairement décrite dans le paragraphe III.2, se base sur la discrétisation d'un milieu considéré comme continu. Mais dans la réalité, les massifs rocheux sont des milieux discontinus car ils renferment toujours des discontinuités

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

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

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

1. Présentation de Plaxis 3D

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

Le logiciel comprend 4 interfaces :

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

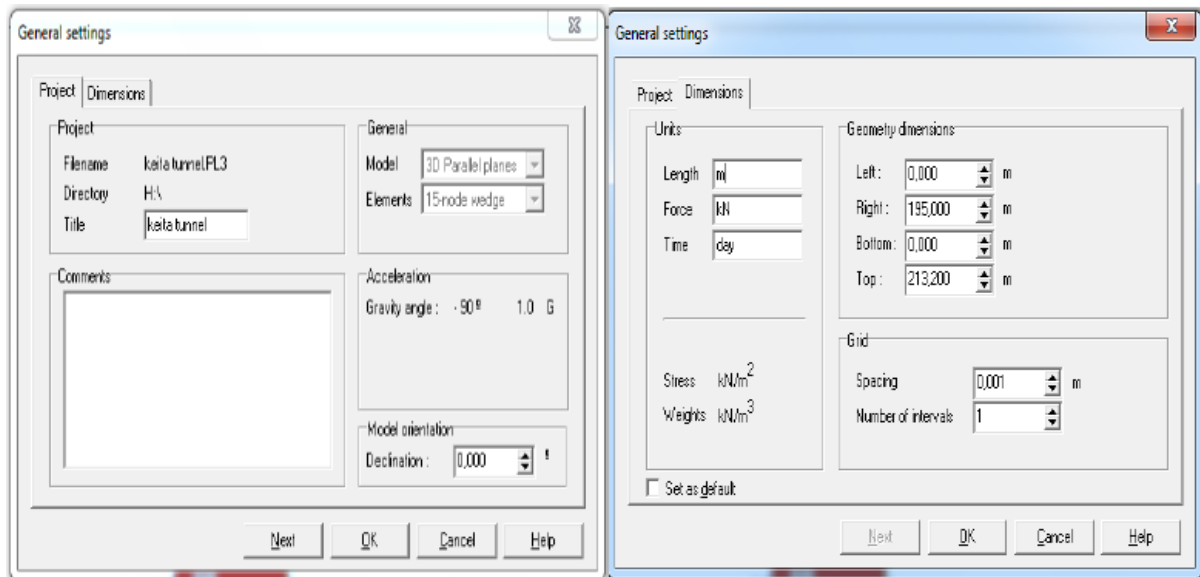


Figure 1 : Fenêtres de dimensionnement du modèle dans Input (Plaxis 3D Tunnel 8.2).

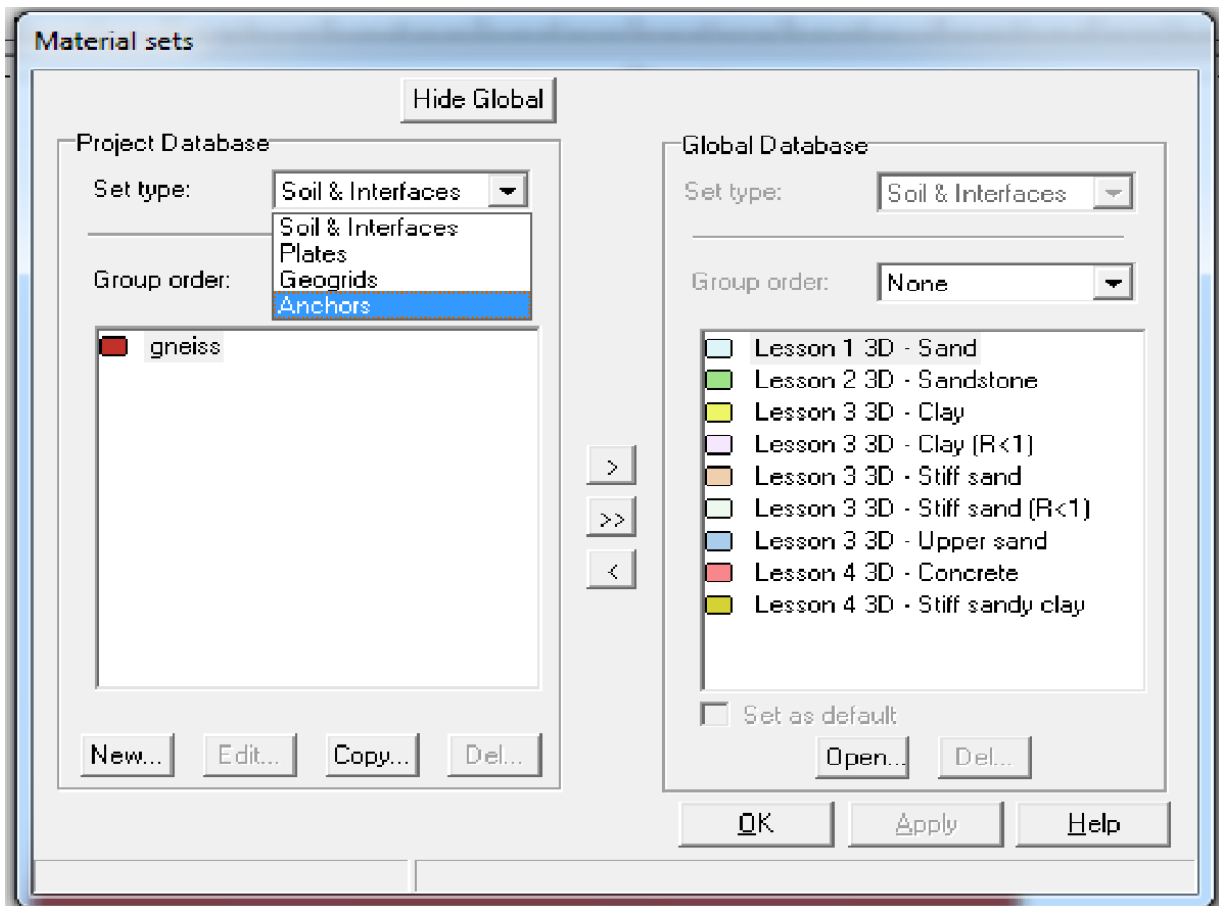


Figure 2 : Fenêtres d'introduction des propriétés des matériaux dans Input (Plaxis 3D Tunnel 8.2).

-Calculation : dans cette interface, les données introduites sont traitées par le logiciel.

La durée de cette opération varie en fonction du maillage choisi. Plus le maillage sera raffiné, plus le temps de calcul sera long, et par conséquent des résultats plus précis.

-Output : permet de visualiser les résultats des calculs effectués par Plaxis sur la base des informations introduites ou choisies dans l'interface "Input".

-Curves : permet de faire représentations graphiques à partir des résultats obtenus des calculs.

2. Modèles de comportements utilisés dans Plaxis 3D

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

2.1. Modèle élastique linéaire

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

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

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

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

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

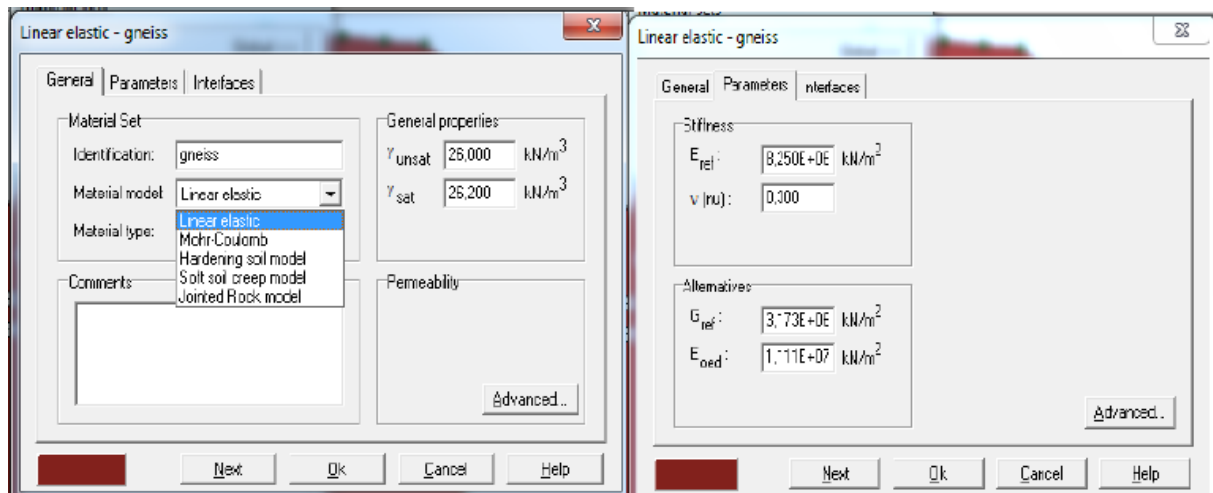


Figure 3 : Fenêtres des paramètres du modèle élastique linéaire (Plaxis 3D Tunnel 8.2).

2.2. Modèle de Mohr-Coulomb

Ce modèle utilise cinq paramètres mécaniques qui sont : le module de Young (E) et le coefficient de poisson (ν) qui sont des paramètres élastiques, la cohésion (C), l'angle de frottement (φ) et la dilatance (ψ) qui sont des paramètres géotechniques propres au matériau. Le modèle de Mohr-Coulomb est très utilisé en géotechnique car il donne de bons résultats dans les calculs. Il permet entre autres, de décrire de façon approchée le comportement des sols pulvérulents (sable), des sols cohérents à long terme (argile, grès, limons), de simuler le comportement des roches fortement fissurés ou schisteuses.

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

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

- Module de Young (E)

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

- Coefficient de Poisson (ν)

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

- La cohésion (C)

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

- Angle de dilatance (ψ)

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

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

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

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

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

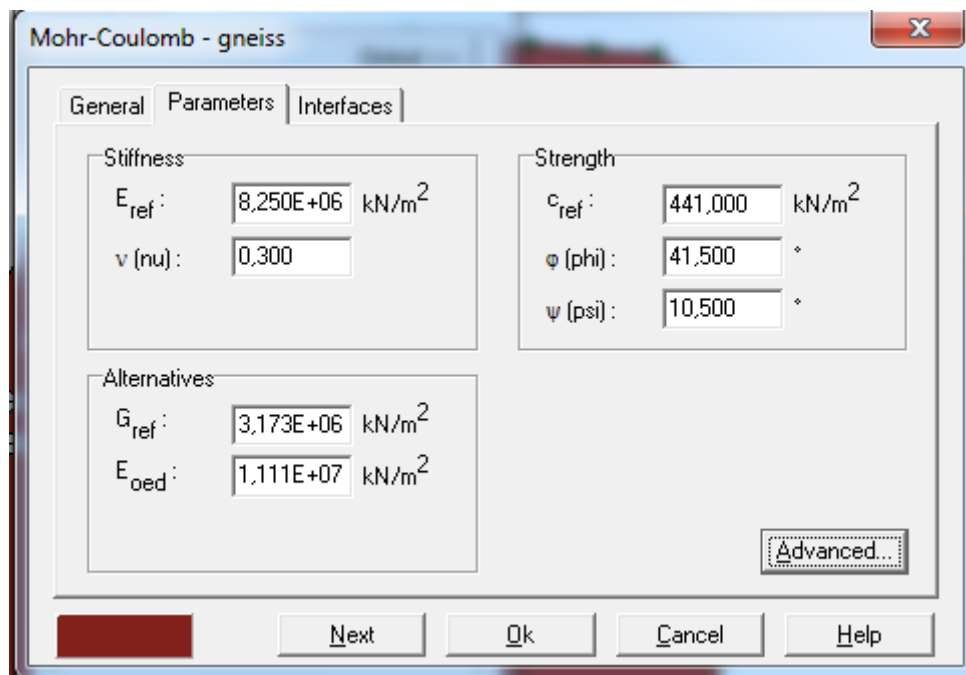


Figure 4 : Fenêtre des paramètres du modèle Mohr-Coulomb (Plaxis 3D Tunnel 8.2).

2.3. Modèle pour les roches fracturées

Lorsque de degré de fracturation, de stratification ou de schistosité de la roche est important, ce modèle est celui qui convient pour représenter le comportement du matériau.

C'est un modèle élasto-plastique anisotrope. La présence de discontinuités limite le nombre de directions possibles pour les essais de cisaillement car les discontinuités sont des zones de faiblesse.

2.4. Modèle de sol avec écoulement

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

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

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

2.5. Modèle pour les sols mous

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

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

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

3. Processus de modélisation du tunnel

La modélisation sur plaxis se fera en plusieurs étapes

-Étape 1 : Entrée des données géométriques et géomécaniques disponibles

- **Dimensionnement du champ de dessin** : le champ de dessin dans lequel le travail sera effectué doit avoir entre 3 et 5 fois les dimensions du modèle ou de la coupe à modéliser.

- **Choix du modèle de comportement et attribution des propriétés géomécaniques**

du sol : sélectionner le bouton



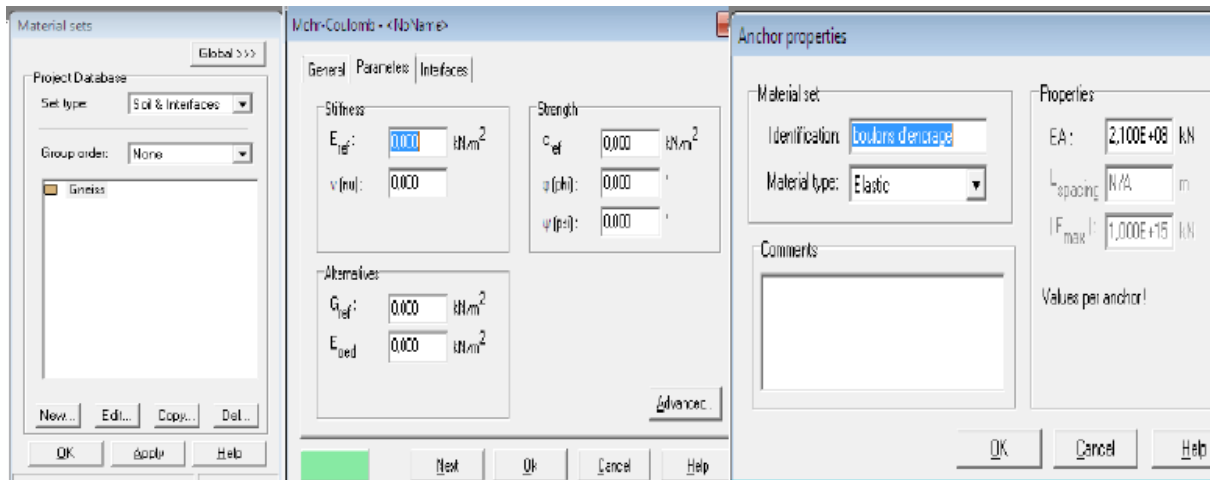


Figure 5 : Fenêtres des paramètres du sol, des boulons d'encrage (Plaxis 3D Tunnel 8.2)

• Attributions des dimensions des sections du tunnel

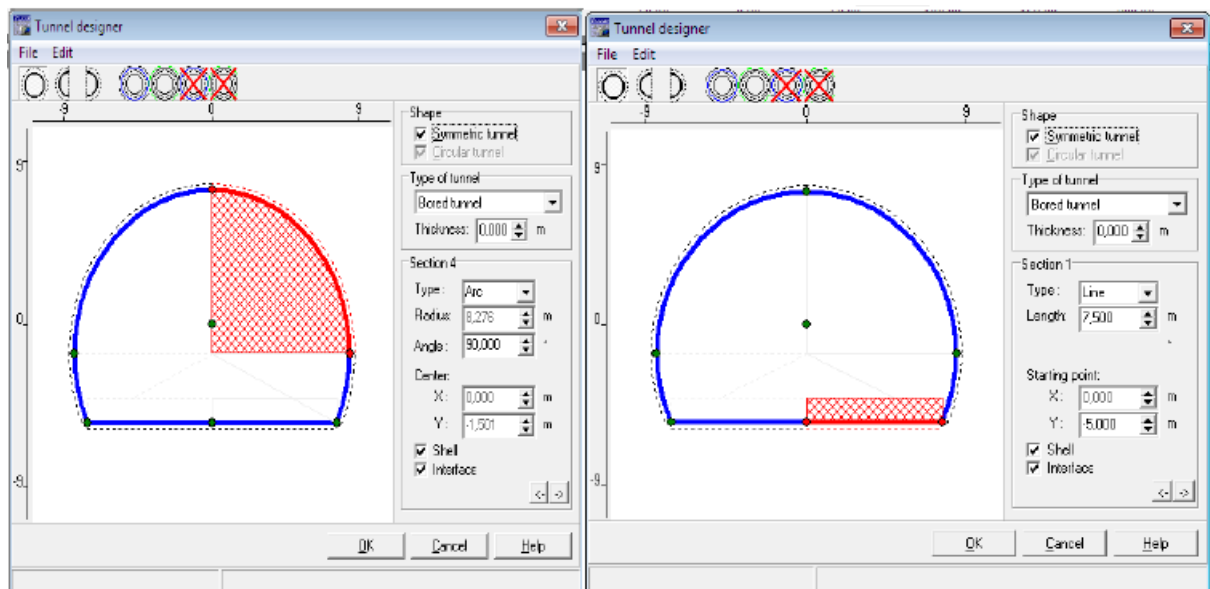


Figure 6 : Fenêtres de dimensionnement du tunnel (Plaxis 3D Tunnel 8.2)

• Attributions des caractéristiques des éléments de soutènement



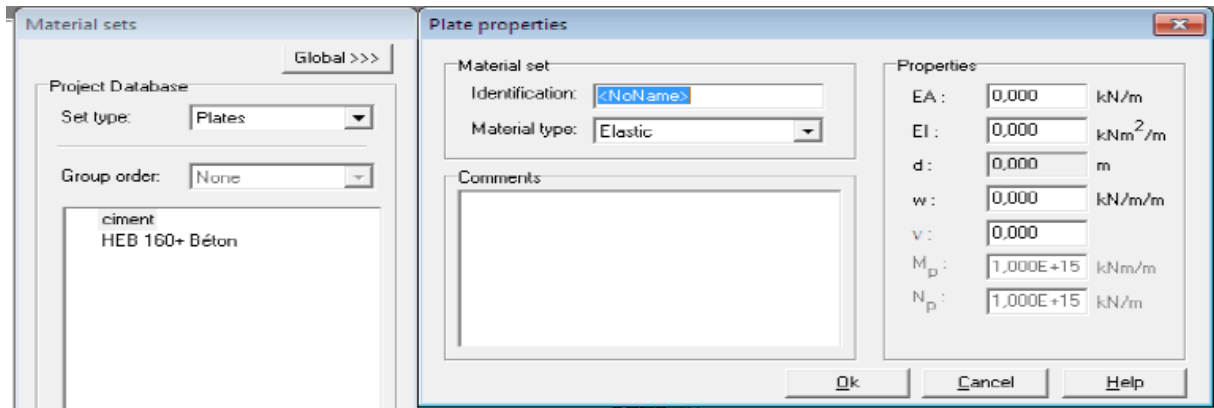


Figure 7 : Fenêtres de dimensionnement des plaques de soutènement (Plaxis 3D Tunnel 8.2)

- **Conditions aux limites :** sélectionner le bouton "standard fixities"
- **Génération du maillage :** sélectionner les boutons

Plaxis utilise deux types de maillages : 6 nœuds et 15 nœuds. Dans le cas de notre modélisation en 3D, le maillage sera de type triangulaire (forme par défaut adoptée dans le logiciel) à 15 nœuds. Le maillage se fait d'abord en 2D puis en 3D tout en tenant compte du pas d'avancement des travaux d'excavation.

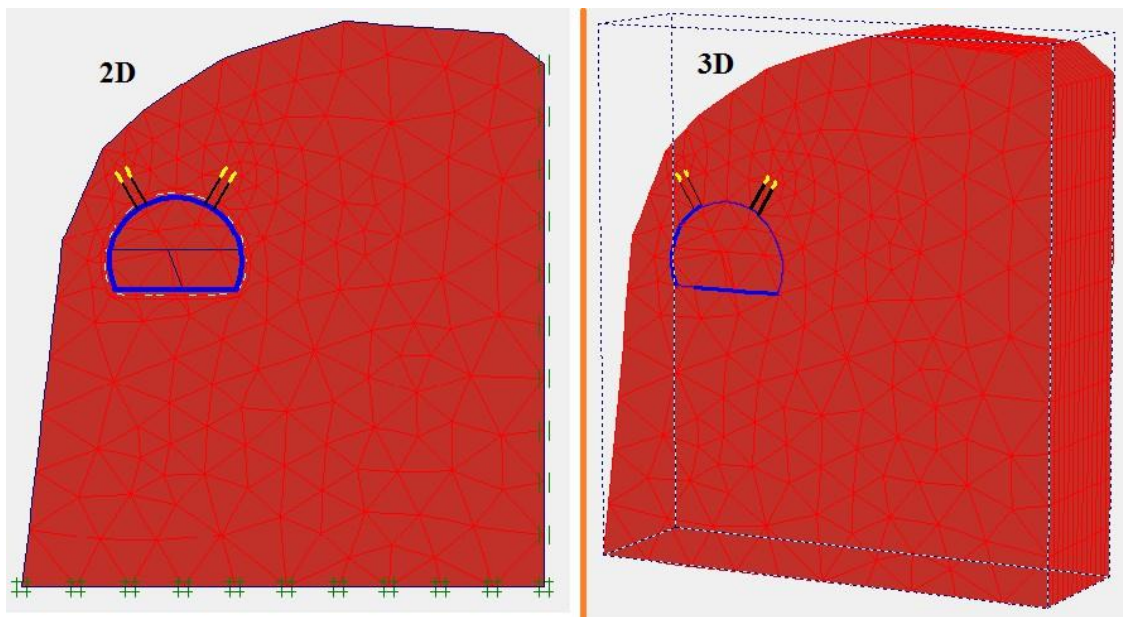


Figure 8 : Génération du maillage 2D et 3D (Plaxis 3D Tunnel 8.2)

- **Conditions initiales :** sélectionner le bouton

Avant d'amorcer l'étude sur le comportement du modèle et les probables changements qui seront observées suites aux états de contraintes qui lui sont affectées, nous devons d'abord identifier les conditions initiales. Ces conditions sont :

- les pressions interstitielles dues à la présence d'eau (conditions hydrauliques). On doit localiser le niveau aquifère par rapport au modèle

Les pressions interstitielles se calculent par la relation suivante :

$$\sigma_e = \gamma_e \times h_e; [\text{KN/m}^2]$$

Avec : σ_e = contraintes dues à la présence de l'eau ;

γ_e = poids volumique de l'eau (10 KN/m³) ;

h_e = hauteur de la couche (nappe) d'eau.

- les contraintes effectives (σ_{eff}) naturellement présentes et dépendant de la densité des roches au-dessus de l'ouvrage.

$$\sigma' = \sum \gamma_i \times h_i; [\text{KN/m}^2]$$

- Avec : σ' = contraintes dans le sol;

γ_i = poids volumique d'une couche de terrain drainée;

h_i = hauteur d'une couche de terrain drainée.

-Etape 2 : Phase de calcul

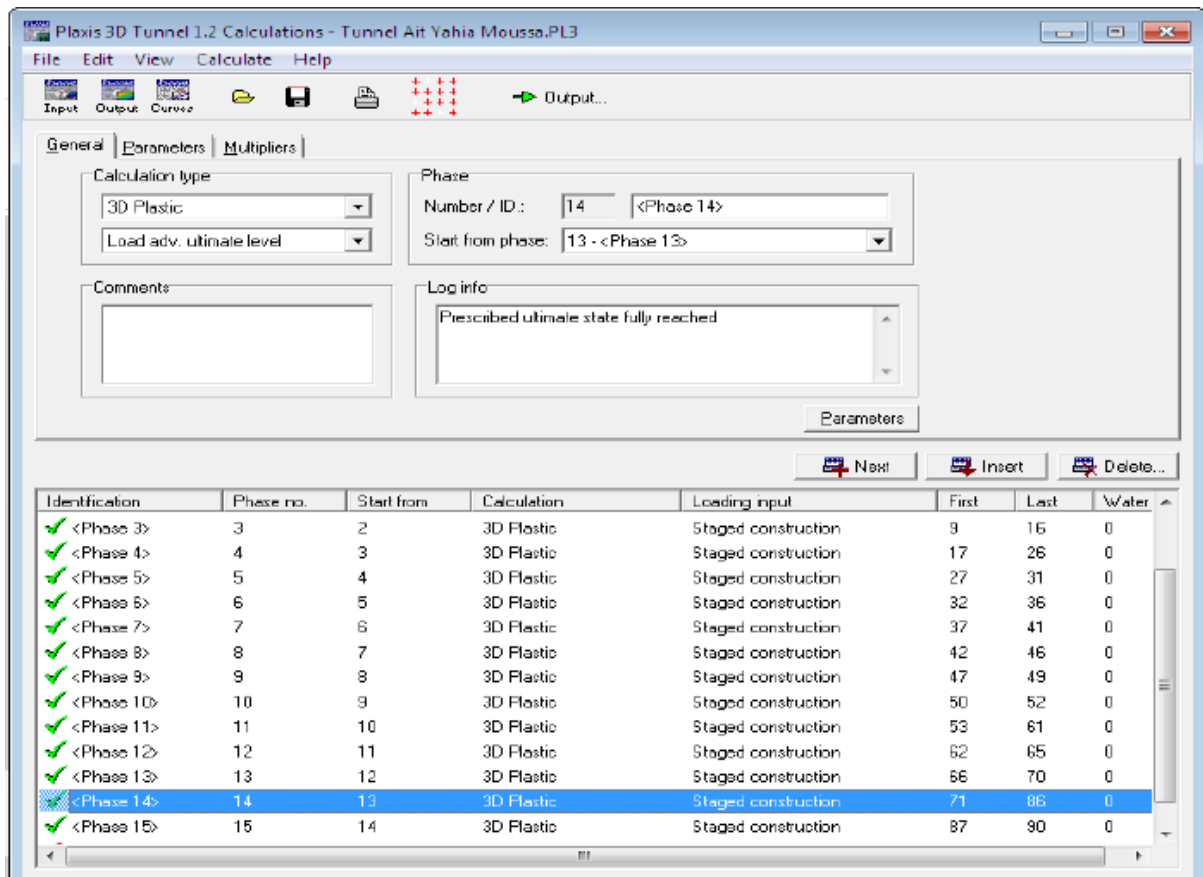


Figure 9 : Fenêtre illustrant des phases de calcul effectués (Plaxis 3D Tunnel 8.2).

3.1 Phase des calculs « calculation »

Après avoir effectué l'ensemble des paramétrages précédents, on accède aux calculs par le bouton-poussoir « calculation ». L'interface « input » de PLAXIS se ferme et laisse la place à une nouvelle interface « calculation ». Cette interface permet de définir le phasage de la modélisation de la construction, une phase 0 sera déjà calculée qui correspond à l'état initial de la structure et de nouvelles phases de calcul peuvent être créées basées sur une phase existante.

Une fois le phasage de l'étude est terminé, des points caractéristiques peuvent être placés.

Dont les courbes de résultats de PLAXIS seront calculées en ces points. Après avoir appuyé sur « Calculate » les calculs se lancent. Et les résultats sont visionnables grâce à la touche « Output ».

Ce programme de calcul permet des analyses en déformation menées par un calcul plastique. Une procédure de résolution itérative efficace et robuste permet de résoudre les systèmes d'équation dans un délai court.

Remarque

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

-Les calculs effectués à l'aide de l'outil « Staged construction » qui permet de visualiser le sol après l'avoir laissé se consolider pendant un intervalle de temps donné fixé par l'utilisateur.

-Les calculs effectués à l'aide de l'outil « minimum pores pressure » qui 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.

4. Analyse des résultats

Après la phase calcul, PLAXIS donne les résultats suivants : les déplacements (verticaux, horizontaux, totaux), les déformations, les contraintes totales et les contraintes effectives, ...

4.1. Out Put

Le post-processeur PLAXIS a des fonctions graphiques avancées pour restituer les résultats du calcul. Les valeurs précises des déplacements, forces et contraintes sont accessibles dans les tableaux de résultats.

4.2. Courbes effort-déplacement et chemins de contraintes

Un outil spécifique permet de représenter les résultats obtenus sous forme graphique, par exemple les courbes charge-déplacement, chemins de contraintes et courbes effort déformation pour des points présélectionnés du modèle.

Résumé

Les excavations souterraines, comme les tunnels, peuvent affecter la stabilité du terrain. Il est donc important de réaliser des études pour assurer la sécurité de l'ensemble tunnel-terrain. Ce mémoire vise à classifier le massif rocheux traversé par le tunnel de Sidi Aich et à prévoir les déformations du terrain à partir d'une analyse numérique en utilisant le logiciel Plaxis 3D Tunnel.

Notre étude expérimentale a permis de classifier le massif rocheux de très mauvaise qualité et de choisir la méthode d'excavation NATM et le type de soutènement adéquat pour assurer la stabilité du tunnel. Nous avons utilisé la méthode numérique MEF avec le logiciel Plaxis 3D Tunnel pour étudier les mouvements du massif. Les résultats ont montré que le tronçon modèle reste stable malgré les conditions difficiles du site.

Mots clés : massif rocheux, tunnel, méthode NATM, modélisation numérique, méthode des éléments finis, Plaxis 3D Tunnel, stabilité.

Abstract

Underground excavations, such as tunnels, can affect the stability of the ground. It is therefore important to carry out studies to ensure the safety of the tunnel-ground complex. This thesis aims to classify the rock mass crossed by the Sidi Aich tunnel and to predict the deformations of the terrain from a numerical analysis using the Plaxis 3D Tunnel software.

Our experimental study made it possible to classify the rock mass as very poor quality and to choose the NATM excavation method and the type of support adapted to ensure the stability of the tunnel. We used the FEM numerical method with the Plaxis 3D Tunnel software to study the movements of the rock mass. The results showed that the model section remains stable despite the difficult site conditions.

Keywords: rock mass, tunnel, NATM method, numerical modeling, finite element method, Plaxis 3D Tunnel, stability.