



REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur 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

Option : Exploitation minière

Présenté par :

ABBAD LYSA

OUSMAIL KARIMA

Thème

*Modélisation tridimensionnelle d'un tunnel
ferroviaire reliant DJELFA- LAGHOUAT*

Soutenu le 24 / 06 /2015 devant le jury composé de:

Président: M^f Z.AIT HABIB

Encadreur: M^f R.BOUKARM

Examineur: M^f A.GUELMAMI

Année Universitaire: 2014-2015

Remerciements

Nous remercions en premier Dieu le tout puissant, qui nous a aidé et donné la force et la persévérance de mener à bien ce travail.

Nous exprimons notre profonde reconnaissance et nos sincères remerciements à **M^r R.BOUKARM**, enseignant à l'Université de BEJAIA pour nous avoir fait l'honneur de nous encadrer. Nous tenons à le remercier vivement pour l'aide qu'il nous a apporté, ses précieux conseils ont été très bénéfiques. Nous voulons lui exprimer notre sincère et profonde gratitude.

Nous remercions chaleureusement **M^r Z.AIT HABIB**, enseignant à l'Université de BEJAIA pour nous avoir fait l'honneur de présider notre jury.

Nous tenons à remercier vivement **M^r A.GUELMAMI** enseignant à l'Université de BEJAIA pour nous avoir fait l'honneur d'examiner notre mémoire.

Nous remercions également le personnel technique de:

- COSIDER de DJELFA
- ORGM de BOUMERDES
- Laboratoire de Mécanique des sols GEOMICA de BOUMERDES

Pour leur aide en matière de documents techniques et leurs collaborations.

Dédicaces

J'ai le plaisir de dédier ce modeste travail :

*A mes très chers parents qui m'ont tout donné pour
me permettre de réaliser mes rêves ;*

A ma grande mère adorée Yemanini ;

*A ma sœur DIHIA et son fiancé Mokrane, et mon frère
AZIZ qui m'ont toujours encouragé et souhaité la
réussite ;*

A mes chers amis(e)

*Youcef, djahida, samsouma, syn syn , fairouz, djidji,
wafia, lydia, katia, Adjila, , mehdi, moussa, arezki ;*

*A ma fidèle binôme et mon amie intime karima et sa
famille.*

A. Lisa

Dédicaces

J'ai le plaisir de dédier ce modeste travail :

*A mes très chers parents qui m'ont tout donné pour
me permettre de réaliser mes rêves ;*

*A mes sœurs Naima, Manel, Kahina et son époux Toufik
et leur princesse Anies ;*

*A mon frère Madjid
qui m'ont toujours encouragé et souhaité la
réussite ;*

*A mes chers amis(e)
Massi , Djahida, Samsouma, Fairouz, Djidji, Adjila
,Katia,Wafia, Cylia , youcef, Mehdi, Moussa, Arezki*

*A ma fidèle binôme et mon amie intime Lisa et sa
famille.*

O.karima

Liste des abréviations et notations

TBM: Tunnel Boring Machine.

BRH : Brise-Roche Hydraulique.

NATM: New Austrian Tunnelling Method.

TH : Toussaint-Heitzmann.

Q : L'indice de qualité.

R.Q.D: Rock Quality Designation

RMR: Rock Mass Rating.

Jv: Indice volumétrique de joints.

Jn : nombre de familles principales de discontinuités.

Jr : la rugosité des faces des joints.

Ja : le degré d'altération des joints.

Jw : spécifie les conditions hydrogéologiques.

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

AFTES : L'Association Française des Travaux en Souterrain.

HP : Hauteur du terrain décomprimé pesant sur le soutènement.

K : coefficient variable avec la nature et la texture du terrain.

K0 : coefficient de pression des terres au repos.

Pm : pression d'injection.

P : porosité.

V_v : volume des vides de la roche.

V_t : volume total.

V_s : le volume des grains après broyage.

V_w : volume de l'eau dans l'échantillon.

ρ_s : la masse volumique absolue ou masse volumique du solide.

ρ_h : la masse volumique naturelle.

ρ_d : la masse volumique sèche.

ρ_{sat} : la masse volumique saturée.

M_s : la masse du matériau sec

M_h : la masse naturelle.

M_{Sat} : la masse de l'échantillon saturée.

ρ_d : dépend de la porosité de la roche.

M_w : la masse d'eau.

Sr : degré de saturation.

Wl : La limite de liquidité.

wp : La limite de plasticité.

Ip : indice de plasticité.

Id : indice de densité.

IL : indice de liquidité.

σ_c : résistance a la compression.

σ_t : résistance a la traction.

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

A_0 : surface transversale.

Ci : Crétacique inferieur.

Ct : Crétacique moyen Marnes et calcaires.

Cn : Crétacique moyen Grès et argiles avec des épisodes carbonatés.

SO-NE : Sud Ouest-Nord Est.

ZG : zone géologique.

STI : Spécification Technique d'Interopérabilité.

GSI : Geological Strength Index.

Sommaire

Liste des tableaux	I
Liste des figures	II
Introduction générale	1
Chapitre I : généralités sur les tunnels	
I-1-Introduction	3
I-2-définition et domaine d'emploi	3
I-3-Forme des tunnels.....	3
I-4-Les différents éléments constitutifs d'un tunnel	3
I-5-Mode de creusement des tunnels.....	5
I-5-a-Attaque à l'explosif	5
I-5-b-Creusement mécanique	6
I-5-c-Terrassement mécanique dans les terrains meubles	9
I-6-Soutènement	10
I-6-1-les différents types de soutènement	10
I-6-1-1-La Nouvelle Méthode Autrichienne (NMA et NATM)	10
I-6-1-2-Cintres réticulés	13
I-6-1-3-Cintres lourds et blindage	13
I-6-1-4-Cintres coulissants	14
I-6-1-5-Soutènement au front de taille	15
I-6-1-6-La méthode convergence-confinement	15
I-7-Revêtement.....	16
I-7-1-Les différents types de revêtement	17
I-7-1-1-Revêtement en béton coffré sans radier.....	17
I-7-1-2-Revêtement en béton coffré avec radier contre-voute	17
I-7-1-3-Voussoirs préfabriqués	17
I-8-Ventilation.....	18

I-8-1-Les différents types de ventilation	18
I-8-1-1-La ventilation longitudinale.....	18
I-8-1-2-La ventilation transversale.....	19
I-9-Conclusion.....	20

Chapitre II : classification et reconnaissance géotechnique des massifs rocheux

II-1-introduction	21
II-A- Classification des massifs rocheux	21
II-A-1-Méthodes de Terzaghi	21
II-A-2-Classification de Bieniaweski	22
II-A-3-Classification de Barton	23
II-A-4-Recommandation de l’AFTES.....	24
II-A-5- Méthode de l’indice de résistance géologique GSI (Geological Strength Index)	25
II-B- Reconnaissance géotechniques	27
II-B-1-Essais in situ	27
II-B-1-1-Les sondages mécaniques.....	27
II-B-1-2-Les essais hydrauliques	28
II-B-2- Essais au laboratoire	30
II-B-2-1-Essais physiques	30
II-B-2-2-Essais mécaniques	33
II-2-Conclusion	36

Chapitre III : Méthode des éléments finis et les lois de comportement

III-1-Introduction	37
III-2-Définition de la méthode des éléments finis.....	37
III-3-Nœuds et éléments	37
III-4-Classification des problèmes d’analyse des contraintes	38
III-5-L’analyse par la MEF	39

III-6-Calculs par la MEF	39
III-7-Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS	40
III-7-1- Comportement élasto-plastique.....	40
III-7-2-Modèle élastique linéaire	42
III-7-3- Modèle de Mohr-Coulomb.....	42
III-7-3-1-Module d'Young	44
III-7-3-2-Coefficient de Poisson	45
III-7-3-3-Angle de frottement	45
III-7-3-4- Cohésion	45
III-7-3-5-Angle de dilatance.....	45
III-7-3-6- Les contraintes de traction	46
III-7-3-7-Les paramètres avancés.....	46
III-8-conclusion.....	46

Chapitre IV : Présentation du tunnel reliant Djelfa Laghouat

IV-1-Introduction	47
IV-2-Description générale du tunnel T2 de la wilaya de DJELFA	47
IV-3-Dimensionnement du tunnel	47
IV-4-Etude Géologique	48
IV-5-Etude géotechnique	51
IV-5-1-Essais in situ.....	51
IV-5-2- Essais au laboratoire.....	53
IV-6-Zonage géotechnique	53
IV-7-Classification géo-mécanique	55
IV-7-1-Indice de résistance géologique – Geological strength index (GSI)	55
IV-7-2-Classification de Bieniawski (RMR)	56
IV-8-Etude hydrogéologique.....	57
IV-9-Mode d'excavation	57

IV-10-Auscultation et Instrumentation	59
IV-10-1- Mesures de convergence	59
IV-11-Travaux de soutènement	60
IV-12-Imperméabilisation et drainage	61
IV-13-Revêtements	61
IV-14-Mesures de sécurité	61

Chapitre V : Modélisation tridimensionnelle d'une section du tunnel

V-1-Introduction	63
V-2-Définition des données	63
V-3-La géométrie du modèle	63
V-4-Caractéristiques géotechniques	64
V-5-Caractéristiques mécaniques de soutènement.....	64
V-6-Génération du maillage.....	65
V-7-Conditions hydrauliques	66
V-8-Contraintes initiales	66
V-9-Simulation des creusements	67
V-9-1-Phasage de calcul.....	67
V- 10-Résultat obtenus	70
V-10-1-Les déplacements totaux	70
V-10-2-Contraintes totales	70
V-10-2-1-Contraintes horizontales.....	71
V-10-2-2-Contraintes verticales	72
V-3-Déformations volumétrique	73
V-10-4-Les plans des déplacements horizontaux.....	74
V-10-5-Moment de flexion	76
V-10-6-Effort axial.....	77
V-10-7-Moments de torsion	78

V-11-Représentation graphique des déplacements totaux	79
V-12-Conclusion	80
Conclusion générale	81

Liste des tableaux

Tableau II.A.1 : Hauteur de terrain décomprimée au-dessus d'une cavité (d'après Terzaghi, 1946).	21
Tableau II .A.2 : Corrélation entre l'indice RQD et la qualité du massif rocheux.	22
Tableau II .A.3 : Soutènement suggéré d'après la méthode de l'A.F.T.E.S suivant la classe du terrain.	25
Tableau II.A.4: Estimation du GSI à partir d'une description géologique de la masse rocheuse, d'après Hoek et Brown (1995).	26
Tableau II.B.1 : Classification des roches en fonction de la résistance à la compression. ..	34
Tableau IV.1 : Aperçu des résultats des sondages de prospection.	52
Tableau IV.A.2 : Zonage géotechnique.	54
Tableau IV.3 : Corrélation entre les Zones Géotechniques et le GSI	55
Tableau V.1 : paramètres géotechniques du sol utilisés pour la modélisation	64
Tableau V.2 : caractéristiques du béton projeté	64
Tableau V.3 : Caractéristiques mécaniques des boulons d'ancrage	65

Listes des figures

Figure I.1 : découpage d'un profil en travers de tunnel.	4
Figure I.2 : Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif..	6
Figure I.3 : étape de creusement d'un tunnel en coupes longitudinale et transversale.	8
Figure I.4 : Machines à attaque ponctuelle.	9
Figure I.5 : (a) Application de la NATM (New Austrian Tunnelling Method) (b) Boulonnage du front.	10
Figure I.6 : Boulons à ancrage ponctuel et boulons à ancrage réparti.	11
Figure I.7 : Béton projeté.	12
Figure I.8 : (a) Voûtain de terrain entre deux cintres (b) Technique de l'enfilage.	14
Figure I.9 : cintres TH.	14
Figure I.10: Courbes de convergence, de confinement et assemblage.....	16
Figure 1.11 : Principe des anneaux universels.	18
Figure I.12: batterie d'accélérateurs.	19
Figure I.13 : principe du désenfumage en stratégie longitudinale.	19
Figure I.14 : gaines de ventilation entre la voûte et le faux plafond.	20
Figure I.15 : principe du désenfumage en stratégie transversale.	20
Figure II.A.1: Qualité du massif rocheux	24
Figure II.B.1 : cycle de recherche géotechnique	27
Figure II.B.2 : Principe de l'essai Lefranc	29
Figure II.B.3: Principe de Legeon	30
Figure.II.B.4 : Le principe des limites d'Atterberg	32
Figure II.B.5 : Essai de compression	33
Figure II.B.6 : Traction simple	34
Figure II.B.7 : Traction indirecte (Essai brésilien)	35

Figure III.1 : Discrétisation d'une structure en nœuds et éléments	38
Figure III.2 : Modèle monodimensionnel du comportement élasto-plastique.	41
Figure III.3 : Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.	41
Figure III.4: Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.	41
Figure III.5 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb	43
Figure III.6 : surface de rupture dans l'espace de Mohr-Coulomb	43
Figure III.7: Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.	44
Figure III.8 : Définition du module à 50 % de la rupture.	44
Figure III.9 : Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb	46
Figure IV.1 : la vue d'entrée du tunnel T2	47
Figure IV.2 : Tracé de la ligne de chemin de fer. Plan géologique de la zone d'implantation des tunnels (extrait de l'APS), Tunnel T2 du pk 232+575 au pk233+400.....	50
Figure IV.3 : carte tectonique de l'Algérie du Nord	51
Figure IV.4 : Profil longitudinal du tunnel au cours du creusement	60
Figure IV.5 : des cintres écartés entre eux de 1.5 m	58
Figure V.1 : représentation géométrique du modèle	63
Figure V.2 : représentation du maillage du projet	65
Figure V.3 : représentation du maillage du projet en 3D	66
Figure V.4 : Contraintes effectives initiales 376,89 KN/m	67
Figure V.5 : phase 1 montrant l'activation des tirants d'ancrage et le soutènement	68
Figure V.6 : phase finale de creusement	69
Figure V.7 : Phase finale de calcul	69
Figure V.8 : déplacements totaux maximaux	70
Figure V.9: contraintes principales totales	71
Figure V.10 : contraintes horizontales	72
Figure V.11 : contrainte verticales	73

Figure V.12 : Déformations volumétriques	74
Figure V.13 : Les déplacements horizontaux en Plan 3D	75
Figure V.14 : plan des déplacements horizontaux	75
Figure V.15 : moment de flexion en 3D	76
Figure V.16 : moment de flexion en 2D (plan A)	77
Figure V.17 : effort axial en 3D	77
Figure V.18: effort axial en 2D	78
Figure V.19 : moment de torsion en 3D	78
Figure V.20 : moment de torsion en 2D (Plan A)	79
Figure V.21 : graphe des déplacements par rapport à des charges (première phase)	79
Figure V.22 : graphe des déplacements par rapport à des charges (dernière phase)	80

Introduction générale

La préservation de la stabilité de l'ouvrage et le contrôle des déformations du massif présentent l'une des préoccupations majeures de l'ingénieur. Et grâce aux évolutions technologiques et aux moyens puissants de calcul, les méthodes de conception et de réalisation des ouvrages souterrains ont été beaucoup développées au cours de ces dernières années.

Néanmoins le risque fait toujours parti de chaque étape d'un projet souterrain. De ce fait la réalisation et l'exploitation des ouvrages souterrains font appel à des études géotechniques et des analyses approfondis pour assurer leur stabilité.

Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Parmi celles-ci, La méthode des éléments finis a été largement utilisée dans la conception des ouvrages géotechniques et le code numérique Plaxis 3D Tunnel est l'un des codes tridimensionnel qui permet de représenter avec précision les mouvements du terrain. Il est destiné à l'analyse en trois dimensions des déformations et de la stabilité des projets de tunnels. Il est doté de fonctionnalités pour traiter tous les aspects complexes.

Le modèle 3D est créé par extension linéaire du maillage dans la direction z. De cette façon, Plaxis génère un maillage 3D composé de milliers d'éléments volumiques à 15 nœuds qui relie les coins des éléments triangulaires 2D aux points correspondants du plan.

Et pour l'analyse des travaux d'excavation et les projets des grands ouvrages de soutènement, diverses techniques peuvent être associées telles que l'utilisation de la méthode NATM ou le renforcement du front de taille par boulonnage, afin de maintenir le front de s'écrouler et minimiser les tassements en surface.

Ce travail a pour but d'étudier le comportement du massif rocheux et modéliser les phases de l'excavation du tunnel ferroviaire reliant Djelfa- Laghouat à partir de la méthode des éléments finis avec le code PLAXIS 3D Tunnel et confirmer la faisabilité de cette modélisation tridimensionnelle en se basant sur les données recueillies de l'entreprise qui a réalisé et modélisé cet ouvrage avec le code bidimensionnel Phase II (voir annexe 4) .

Le présent mémoire est composé de cinq chapitres :

Le premier est consacré aux aspects généraux sur les constructions souterraines, aux Reconnaissances et aux différentes techniques de creusement ainsi que les conditions

dans lesquelles ces méthodes sont applicables. Ensuite on s'intéresse aux différents types de soutènement et revêtement nécessaires pour tout projet de réalisation d'ouvrage souterrain.

Le second chapitre présente les méthodes de classification et la reconnaissance géotechnique des massifs rocheux qui permettent d'entamer la conception de tout projet souterrain.

Le troisième chapitre est consacré pour la présentation de la méthode des éléments finis qu'on doit utiliser pour la simulation tridimensionnelle, ainsi la description des lois de comportement

Le quatrième chapitre présente une description générale du tunnel T2, ses conditions hydrogéologiques, géologiques et géotechniques, ses différentes techniques de réalisation et les paramètres d'auscultation requis pour suivre la stabilité du tunnel à court et à long terme.

Le cinquième chapitre énonce la modélisation numérique tridimensionnelle d'une section du tunnel T2 en utilisant le logiciel Plaxis 3D tunnel

Chapitre I : construction souterraine

I-1-Introduction

Pour toute construction souterraine, les responsables du projet suivent des étapes incontournables, y compris les projets de tunnels qui peuvent être différents par leurs profondeurs, leurs géométries, la nature du terrain, la méthode d'excavation.

Pour la connaissance du milieu dans lequel on opère, de l'action du creusement et de la réaction du massif on doit procéder dans ce chapitre aux différents modes de creusement, soutènement et revêtement qui sont nécessaires pour tout projet de réalisation d'un ouvrage souterrain.

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

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

-le domaine routier et ferroviaire : affranchissement d'un obstacle naturel imposé sur l'axe de la voie ou bien pour éviter des risques d'utilisation (chutes de pierres, glissement, étroitement en falaises ...).

-le domaine urbain : allègement de la circulation à la surface des grandes villes (métros, galeries, parking,).

- le domaine hydraulique : évacuation des crues, connexion d'une rivière éloigné à un barrage...

-le domaine industriel : stockage des déchets industriels dangereux (déchets nucléaires,...)

-le domaine naval : abris pour différents matériels naval.

-le domaine minier : mine souterraine (galerie). [1]

I-3-Forme des tunnels

Selon le but assigné au tunnel, la nature du terrain encaissant il existe :

- La forme circulaire.
- La forme fer a cheval.
- La forme elliptique. [1]

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

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

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

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

- **La section courante**: c'est l'intérieur du tube qui fait référence au Profil en travers prépondérant dans l'ouvrage.

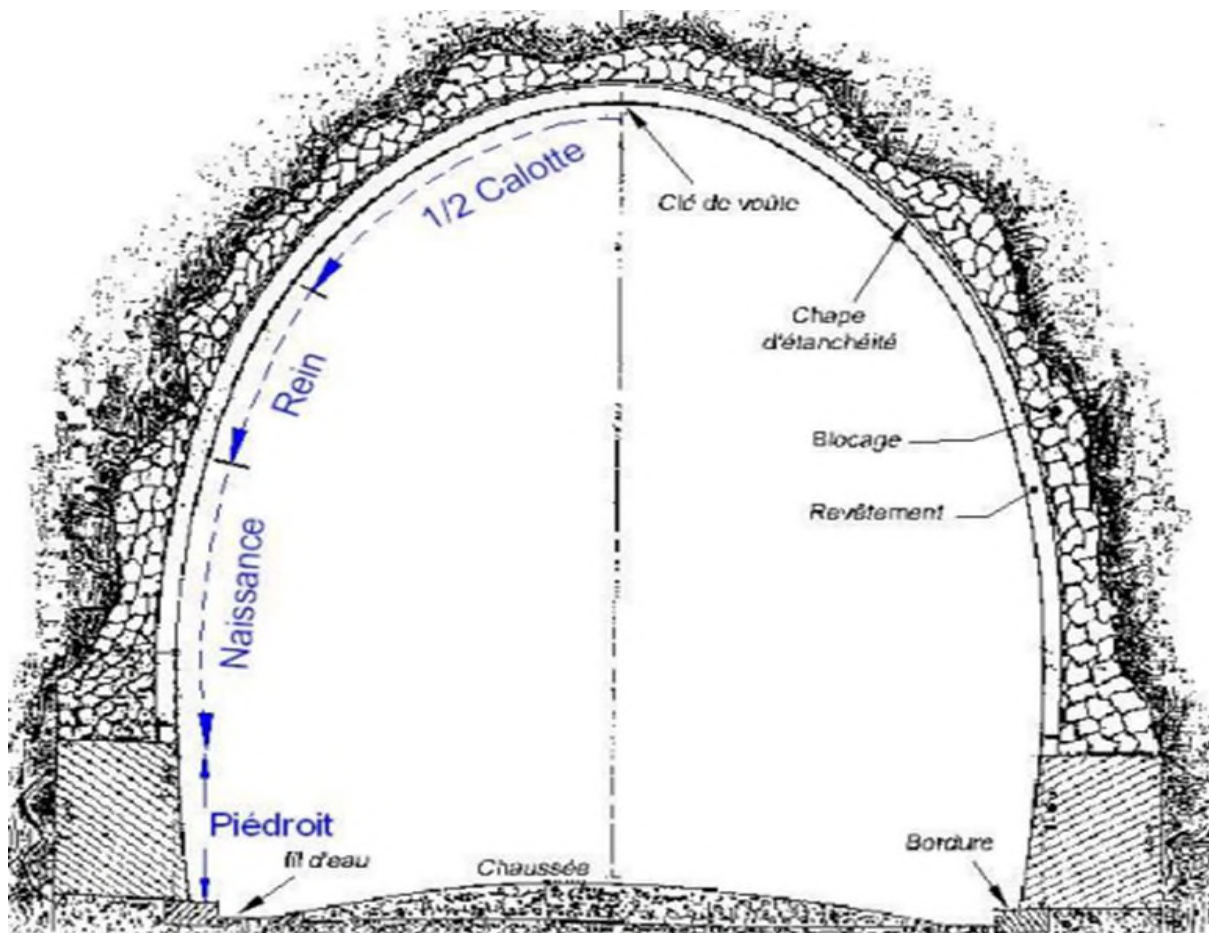


Figure I.1: découpage d'un profil en travers de tunnel [2]

- **Intrados** : c'est la surface composée de la face inférieure d'une voûte, et de la face interne des piédroits .c'est donc la face intérieure et visible du tube.
- **Extrados** : c'est la surface convexe extérieure du revêtement du tunnel, au contact direct avec les terrains encaissants.
- **voûte** : c'est la partie visible du revêtement située au dessus de la chaussée, elle se compose des piédroits, des reins (naissance) et de la calotte. La clé et le point le plus haut de la voûte.
- **calotte** : la calotte ou toit est la partie supérieure et centrale de la voûte.

- **naissance** : c'est la partie de la voûte comprise entre la calotte et la partie supérieure du piédroit.
- **piédroit** : c'est la partie latérale de la section du tube, comprise entre les reins et la chaussée de l'ouvrage. Ils peuvent être droits et verticaux, ou légèrement concave.
- **radier** : c'est la partie inférieure d'un tunnel parfois construite entre les deux piédroits. Il n'est plus visible après la mise en place de la chaussée. Il peut être constitué par une dalle ou un arc en béton (radier contre voûté).
- **Revêtement** : il peut être constitué d'une maçonnerie de briques ou de moellons de pierres, béton projeté, béton coffré en place ou préfabriqué.
- **Etanchéité** : c'est des dispositifs mis en place pour empêcher les eaux naturelles d'entrer en contact avec le revêtement.
- **Chaussée** : c'est l'ensemble des couches de matériaux mis en place sur le radier. [2]

I-5- Mode de creusement des tunnels

Il existe plusieurs méthodes de creusement qui dépendent de la nature du sol, la géométrie du tunnel, la zone d'implantation ainsi que le niveau de la nappe phréatique, on peut citer :

I-5-a-Attaque à l'explosif

La technique de l'excavation à l'explosif est très ancienne mais reste encore, la plus économique, elle est utilisée pour les terrains rocheux. La poudre noire (salpêtre + charbon + soufre) fut longtemps utilisée, avant que n'apparaissent des produits plus performants tels la dynamite ou les émulsions mais plus dangereux. En souterrain on utilise des explosifs brisants (vitesse de détonation > 4000 m/s) dont l'effet sur la roche est double :

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

Les explosifs actuels sont dits de sûreté car ils ne peuvent pas détoner sous l'action d'un simple choc ou d'une élévation de température. Ils détonnent sous l'action d'une onde de choc générée par l'un des quatre types de détonateurs :

1. à mèche (non-utilisés en tunnels) ;

2. électriques instantanés ou à retard (très utilisés en tunnel) ;
3. non-électriques ;
4. électroniques.

Les détonateurs électriques, surtout à faible intensité, sont sensibles aux courants vagabonds ; il est donc interdit de les utiliser par temps d'orage, dans les terrains chargés en électricité statique et les téléphones portables doivent être éteints dans la galerie en cours de chargement. C'est la raison pour laquelle on utilise essentiellement les HI(Haute-Intensité). [3]



Figure I.2 : Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif [3]

- ✓ **Pilotage et traçage du plan de tir :** L'abattage se fait par passes ou volées dont la longueur varie suivant le type de roches (1 à 5m). Il peut être pleine section (on excave toute la section du tunnel) ou par sections divisées. En général on réalise au maximum deux sections dites calotte et stross avec un décalage suffisant pour attendre la stabilisation des convergences. Le plan de tir est le plan d'implantation des forages où sont introduits les explosifs. Y figurent également les différents retards des détonateurs.
- ✓ **Foration :** Le repérage et le forage des trous sur le front de taille sont maintenant réalisés par des "Jumbos".
- ✓ **Chargement de la volée :** Il faut répartir les charges explosives et leurs retards de façon optimale pour obtenir le résultat escompté, le moins possible de hors-profils (Sur-excavation) ou d'en-profils (sous-excavation) et le minimum de vibrations. Au la

volée est le pas d'avancement d'un tunnel creusé à l'explosif. La volée correspond à la longueur de forage des trous pour les explosifs.

✓ **Tir** : Dès qu'une charge est mise à feu, elle va entraîner la roche brisée vers la surface libre la plus proche. Classiquement on retrouve :

- au centre, le bouchon. C'est lui qui sera abattu en premier.

- tout autour du bouchon, une seule ligne de tirs en spirale ou plusieurs concentriques si le tir est séquentielle. Les roches sont successivement expulsées vers la cavité centrale qui s'élargit. Il s'agit de l'abattage ;

- près des bords de la section et du profil théorique, des trous plus rapprochés et moins chargés pour réaliser un post-découpage ou découpage soigné

✓ **Ventilation** : Après le tir, il faut ventiler et disperser les gaz toxiques (CO, CO₂, NO_x,...) pour les diluer. Une réglementation très stricte existe à ce sujet.

✓ **Marinage** : consiste à charger et évacuer les déblais, Il est réalisé à l'aide d'une pelle classique et d'un camion benne (dumper).

✓ **Purge** : elle consiste à faire tomber de la voûte et du front les blocs et les écailles non stables. Elle se fait à l'aide d'un pic manuel spécialement conçu pour cet usage, la pince à purger.

✓ **Soutènement primaire** : injecter du béton projeté pour une mesure de sécurité des ouvriers après le tir. [3]

• **Nuisances dues aux explosifs**

Suivant l'environnement, la géologie, la topographie et la densité d'habitations autour du tunnel, les nuisances causées par les tirs sont plus ou moins importantes : projections de blocs, bruits, vibrations, etc.

Les vibrations transmises au terrain peuvent engendrer des désordres sur les habitations voisines, à plusieurs centaines de mètres du front de taille. [1]

I-5-b-Creusement mécanique :

✓ **Creusement avec des machines à attaque globale :**

Les tunneliers ou TBM (Tunnel Boering Machines) sont des machines qui procèdent à une excavation mécanique à pleine section. La puissance, l'avancement journalier, l'aisance et la précision du pilotage, ainsi que l'adaptation à tous les types de terrains rencontrés sont autant d'atouts qui font l'objet d'amélioration continue. Chaque machine est un prototype, conçu pour un tunnel précis, mais qui peut être réutilisé sur un autre chantier.

Son coût de fabrication et de fonctionnement élevé le rend compétitif pour les gros projets ou les longues galeries dans des horizons géologiques assez homogènes. [3]

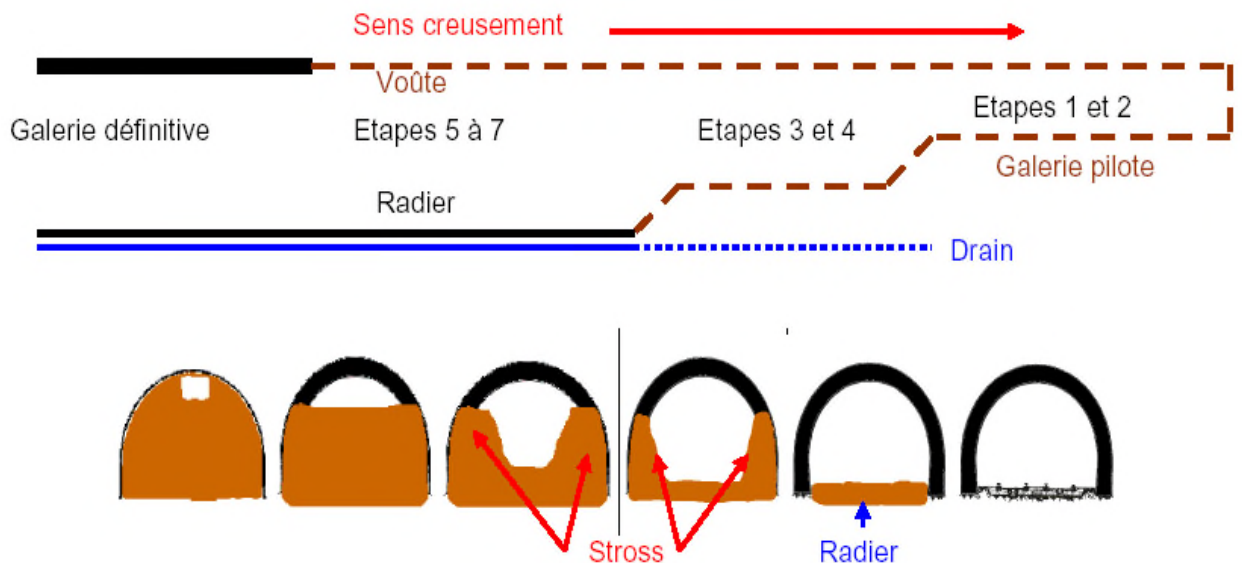


Figure I.3 : étapes de creusement d'un tunnel en coupes longitudinale et transversale [4]

✓ Creusement avec des machines à attaque ponctuelle :

L'emploi de machines à attaque ponctuelle a remplacé l'usage de l'explosif dans les roches tendres (craies, marnes, schistes altérés...). Elles s'inspirent directement du travail du mineur : un bras articulé vient "gratter" et abattre le terrain du front.

Progressivement l'engin excave la section entière par un cheminement adapté. Ces machines mobiles peuvent être une adaptation directe des haveuses à pics de l'industrie minière, un Brise-Roche Hydraulique (BRH) ou bien simplement une pelle retro de chantier. Lorsque le terrain s'y prête ($RC < 80\text{MPa}$), le rendement de cette méthode est bien meilleur que l'explosif. Même si ce procédé a des avantages a aussi des inconvénients tel que : bruits, poussières et chaleur dégagée difficiles à combattre dans un milieu confiné. [5]



Figure I.4 : Machines à attaque ponctuelle. [5]

I-5-c-Terrassement mécanique dans les terrains meubles :

Dans ce type de terrains les machines utilisées sont appelées 'boucliers' qui sont équipées d'un système de protection des parois de l'excavation entre le front de taille et le revêtement Parmi les types de boucliers conçus pour être adaptés au comportement mécanique du terrain et aux conditions hydrogéologiques (perméabilité du sol, niveau de la nappe phréatique) on peut distinguer :

- ❖ **Bouclier ouvert** : le front reste accessible et peut être attaqué par un outil d'abattage ou encore des interventions manuelles.
- ❖ **Bouclier a air comprimé** : l'air comprimé a pour rôle d'améliorer la stabilité du front de taille
- ❖ **Bouclier rotatif** : qui comporte une tête rotative, celle-ci exerce une pression sur le terrain qui participe dans la stabilité du front de taille.
- ❖ **Bouclier a bentonite** : cette bentonite, en pression, stabilise le front et assure le transport des déblais.
- ❖ **Bouclier à pression de boue** : Il s'agit d'un tunnelier équipé d'une tête à attaque globale. La pression de confinement qui équilibre la pression hydrostatique et la pression des terres, est utilisée par mise en pression d'un fluide de forage dans la chambre d'abattage.
- ❖ **Bouclier à pression des terres** : Il s'agit d'un tunnelier équipé d'une tête à attaque globale. Le confinement est réalisé par mise en pression dans la

chambre de coupe des matériaux excavés. Son domaine d'emploi dans les sols susceptible de présenter, après malaxage, une consistance favorable à la transmission des pressions dans la chambre d'abattage et à la création d'un bouchon dans la vis d'extraction des déblais : terrains argileux, silts, sables fins argileux, craie tendres. [1]

I-6-Soutènement

La détermination du soutènement constitue l'un des éléments essentiels du projet et de l'exécution des tunnels. Il s'agit là d'un problème particulièrement complexe en raison de l'influence de très nombreux paramètres. Le choix d'un type de soutènement doit donc toujours être à la charge d'un ingénieur expérimenté, que ce soit pendant les études ou pendant les travaux. [5]

I-6-1-Les différents types de soutènement

I-6-1-1- La Nouvelle Méthode Autrichienne (NMA ou NATM)

Apparue dans les années 60, la technique de soutènement combinant boulons et béton projeté s'est imposée sur presque tous les chantiers de tunnels, tant son efficacité est grande. Il s'agit avant tout d'une méthode, celle du soutènement léger accompagnant les déformations du terrain. [3]

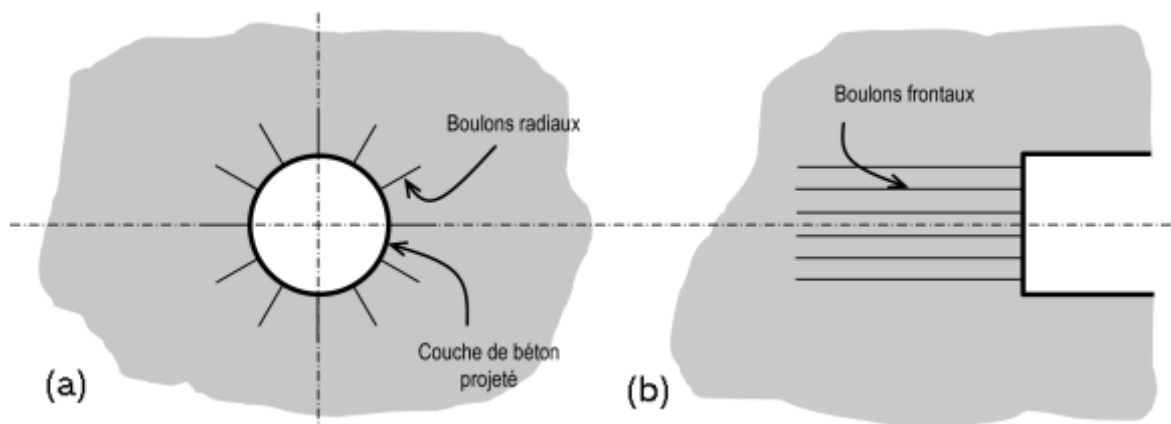


Figure I.5 : (a) Application de la NATM (New Austrian Tunnelling Method)

(b) Boulonnage du front. [3]

a- Les boulons d'ancrage radiaux

Les mineurs ont rapidement constaté que le terrain autour d'une cavité avait tendance à se déliter, s'ouvrir par endroits ou carrément se refermer. Les tiges en acier (tiges de béton armé) se sont avérées les plus efficaces, et la technologie s'est peu à peu adaptée au génie civil. On distingue deux grands types de boulons :

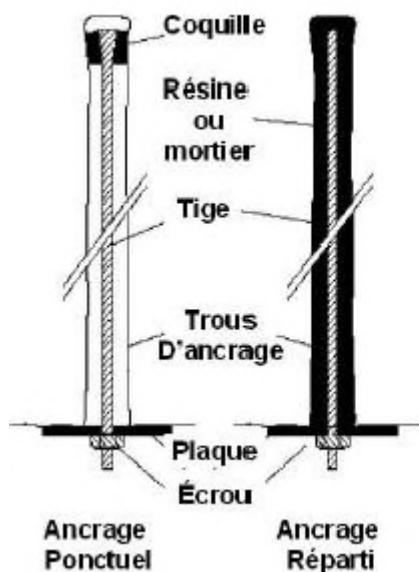
a-1- Les boulons passifs : ne sont sollicités que par le déplacement du terrain autour de la paroi. Il en existe deux familles qui ne fonctionnent pas de la même façon :

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

- **les boulons à ancrage réparti :** comme leur nom l'indique, ils sont scellés au terrain sur toute leur longueur. On distingue deux sous-familles technologiques :

– Les boulons scellés : le scellement peut-être du mortier ou de la résine synthétique.

– Les boulons à friction : ils n'ont pas besoin de scellement et sont directement au contact des parois du forage par un emmanchement à force (tube fendu) ou par hydro-gonflage (dépliage d'un tube). Ces boulons, particulièrement adaptés aux roches tendres, ont maintenant pratiquement remplacé leurs aînés à ancrage ponctuel car ils sont très rapides à mettre en place et agissent immédiatement.[5]



Ancrage Coulissant + Barre de Crochet

Figure I.6: Boulons à ancrage ponctuel et boulons à ancrage réparti.[3]

a-2- Les boulons actifs sont précontraints : La tige pleine ou le câble de torons sont scellés loin de la paroi par injection d'un coulis de ciment. Ces inclusions sont utilisées pour le soutènement des grandes cavités.

On peut facilement en poser deux ou trois boulons à un endroit, en prévention là où la roche risque de se rompre, ou les préconiser de façon systématique sur tout ou partie de la paroi du tunnel. On définit alors une densité de boulonnage (1,5 par m² par ex.), une longueur (environ un rayon de tunnel) et un diamètre (Ø 18 par ex.).[3]

b- Le béton projeté

Il ressemble à un mortier à prise rapide. Le gunitage consiste à projeter le béton sur les parois d'un tunnel à l'aide d'une lance. Le béton projeté a deux principaux usages, qui peuvent s'additionner :

- Pour de faibles épaisseurs ($< 5\text{cm}$) il a un rôle protecteur, et forme une coque mince épousant la géométrie du terrain. En cela il empêche les blocs de roche ou le sol de s'altérer et de se détacher de la paroi ;
- Il peut aussi avoir un véritable rôle structurant, et reprend les charges issues du terrain. Son épaisseur est alors variable selon la nature du terrain, de l'ordre d'une vingtaine de centimètres.

Seul, le béton projeté est de moins en moins utilisé. Il est souvent associé à des panneaux de treillis soudés ou, de plus en plus, à des fibres métalliques qui lui confèrent une certaine résistance en traction et en cisaillement. [5]



Béton projeté

Figure I.7 : Béton projeté. [5]

c-La combinaison magique

C'est la combinaison du béton projeté avec un boulonnage radial systématique, on s'est aperçu que dans la majorité des terrains rencontrés en tunnel, on obtenait des résultats intéressants

la NATM semble bien légère pour poser des soutènements très résistants. Mais au lieu de "supporter" simplement le terrain perturbé par le creusement, elle permet à celui-ci de se soutenir lui-même. En d'autres termes, c'est la roche elle-même qui participe au soutènement.

En autorisant une convergence contrôlée, le système boulons-gunite (et éventuellement treillis soudé ou fibres métalliques) crée une redistribution des contraintes dans le massif et un état d'équilibre stable. Cette technique, relativement peu onéreuse, est donc celle qui sera systématiquement proposée en profil-type de base pour le soutènement. De part sa conception optimisée et facilement ajustable, ce type de soutènement, plus que tout autre, doit être associé à une auscultation précise du tunnel. [3]

I-6-1-2 -Cintres réticulés

Dans 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. Il existe des cintres constitués de 3 aciers HA reliés entre eux par des aciers de plus faible section et facilement cintrables à la forme de l'excavation. Une fois placés contre le terrain, ces cintres réticulés sont recouverts de béton projeté pour former une coque solidaire. L'espacement entre les cintres est généralement inférieur au mètre, pour qu'il se crée une voûte de béton entre deux éléments (voûtains de béton). [5]

I-6-1-3- Cintres lourds et blindage

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

- pour éviter que le terrain ne s'éboule sous le voutain naturel (rôle protecteur)
- pour répartir les charges sur les éléments porteurs lorsque le terrain ne permet pas d'avoir un effet de voûte suffisant (blindage lourd) ;
- pour éviter un effet "domino" en cas d'effondrement au front de taille (rôle d'écartement et de maintien).

Le blindage est réalisé le plus souvent par un remplissage de béton (projeté ou coffré). Dans les puits ou les galeries de petites sections, on adopte souvent les tôles métalliques mais le bois est encore utilisé car il se prête bien à la technique minière de l'enfilage. Cette dernière consiste à enfiler les planches entre les cintres une à une, avec un blocage par un système de coins. [3]

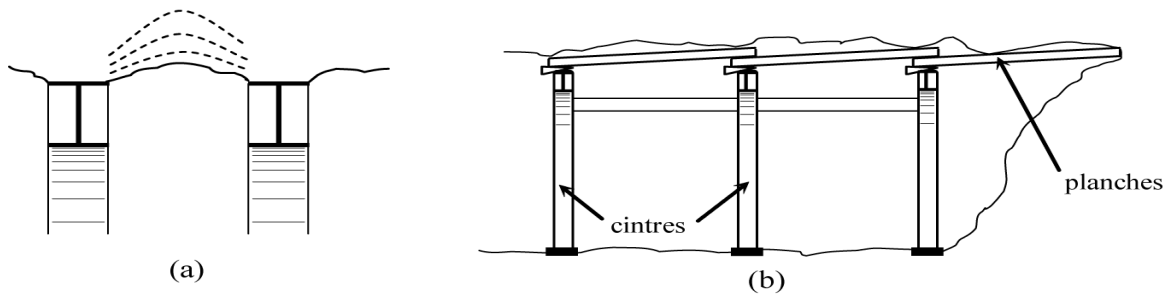


Figure I.8 : (a) Voûtain de terrain entre deux cintres (b) Technique de l'enfilage. [3]

I-6-1-4 -Cintres coulissants

Lorsque les efforts qui transitent dans le soutènement sont trop importants, on a recours à une technologie de cintres métalliques développée par l'industrie minière. Plutôt que de réaliser un cintre monolithique, ou éventuellement constitué d'un assemblage encasté et rigide de plusieurs morceaux de cintre, il est possible d'assembler entre eux plusieurs éléments qui coulissent les uns dans les autres. Lorsque les efforts de chargement dépassent un certain seuil (le seuil de coulissement) les morceaux glissent les uns sur les autres par frottement et évitent ainsi la plastification de l'ensemble. Pour augmenter l'efficacité de ce principe et faciliter le coulissement, ces cintres ont un profil spécial. On les appelle cintres TH du nom du premier fabricant qui a commercialisé ces profilés (Toussaint-Heitzmann).



Figure I.9: cintres TH [3]

Associés à un boulonnage radial et à du béton projeté. Les éléments TH sont assemblés par des éclisses de serrage. Le couple de serrage de ces éléments donne la valeur de

l'effort normal maximum que le cintre pourra supporter avant de coulisser. Le comportement en compression peut donc s'assimiler à de l'élasto-plasticité. Ce seuil atteint, le glissement se produit par "à coups" successifs. Les mineurs disent alors que le cintre chante. [3]

I-6-1-5 -Soutènement au front de taille

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

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

– un soutènement du front de taille le plus souvent assuré par un boulonnage longitudinal.

Ces boulons sont en fibre de verre car ils résistent très bien en traction et peu en cisaillement (excavation possible) ;

– un pré soutènement consistant à limiter le déconfinement en avant du front de taille. La voûte parapluie fait partie de cette catégorie. Elle est constituée d'une série de tubes métalliques (\varnothing 30 à 90 mm) placés en auréole tout autour du front de taille et reposants sur les derniers cintres. On excave ainsi sous une voûte protectrice assurant un report des charges sur les cintres que l'on place à mesure de l'avancement de l'excavation. On peut également rencontrer la technique de la pré-voûte, où une coque de béton est projetée dans une saignée en avant du front sur tout le profil du tunnel (découpage puis bétonnage). Le soutènement du front est à la base de la théorie de Lunardi, un ingénieur italien qui a développé une méthode de creusement et de soutènement autour de la stabilisation des extrusions. [3]

I-6-1-6-La méthode convergence-confinement

La méthode convergence-confinement est une méthode analytique. Les idées et théories qui sont liées à ces deux termes : convergence et confinement, sont reprises dans toutes les autres approches du dimensionnement.

La convergence est liée à un déplacement. Le confinement est la pression radiale qui s'applique sur le pourtour de l'excavation, en présence d'un soutènement. Il constitue en quelque sorte le chargement du soutènement. On parle aussi de déconfinement, mais pour le terrain il s'agit de la décompression causée par la présence du tunnel. Ce déconfinement s'amorce bien en avant du front (un diamètre environ). Pour situer le contexte, cette méthode est née suite au succès de la NATM dans les années 70. Sa conceptualisation complète remonte au tout début des années 80. [4]

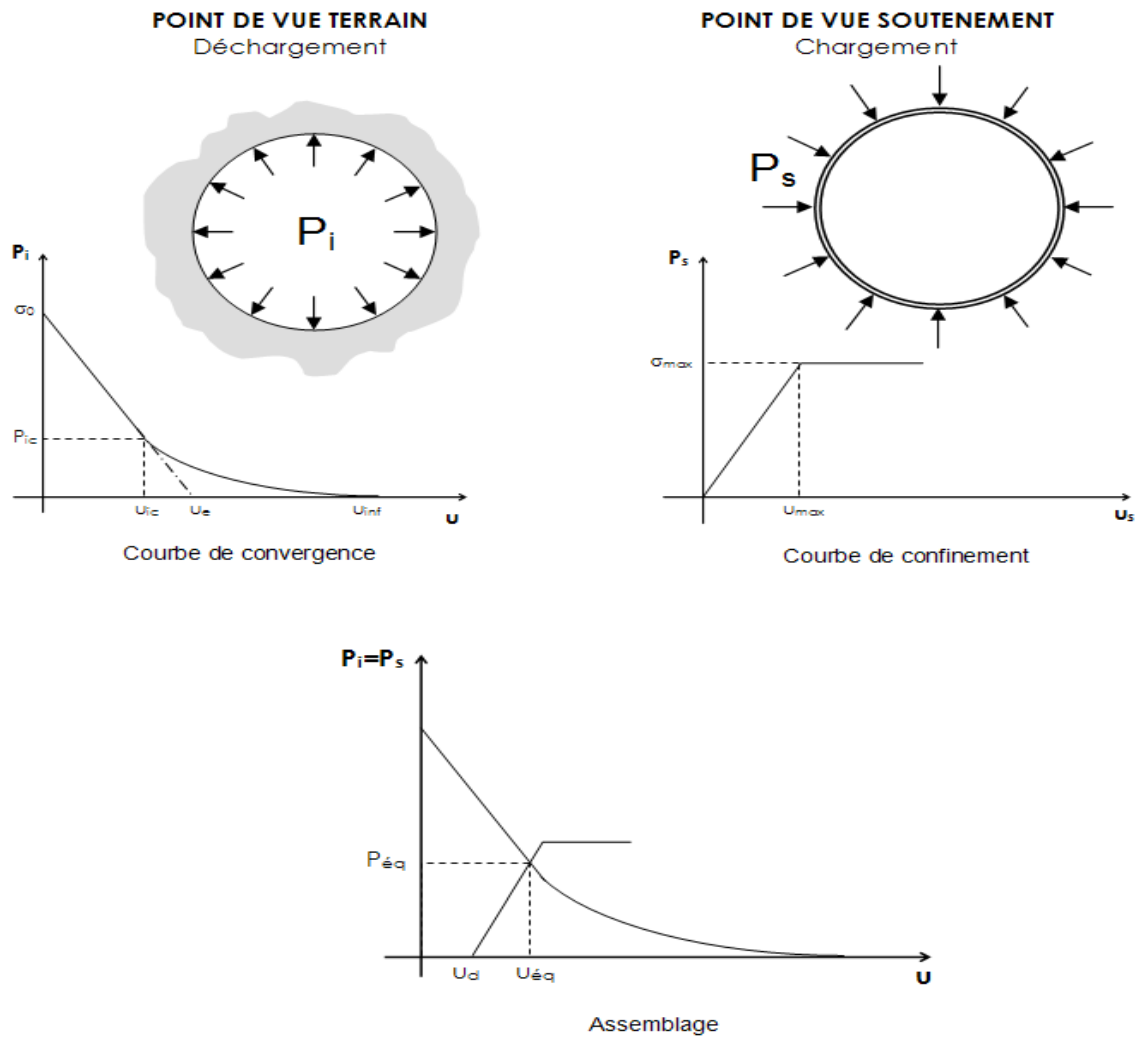


Figure I.10: Courbes de convergence, de confinement et assemblage. [5]

❖ Hypothèses

L'hypothèse forte est la considération unidimensionnelle du problème :

- Hypothèse des déformations planes ;
- Hypothèse d'isotropie des contraintes initiales ($K_0 = 1$) et d'isotropie du massif ;
- La cavité étudiée a une forme cylindrique. L'état initial est défini par l'état de contrainte isotrope. H est la hauteur de couverture et γ le poids volumique des terrains sus-jacents. La contrainte initiale dans le massif est donc : $\sigma_0 = \gamma H$. [5]

I-7- revêtement

Une fois que l'excavation a déjà été stabilisée par le soutènement, dans les terrains résistants et qui ne montre une réaction contre l'effet de creusement, la stabilité de l'ouvrage est assurée naturellement, un revêtement peut être mis en place afin d'assurer la fonctionnalité

de l'ouvrage et de recouvrir et de protéger les installations d'exploitation ou participer à l'esthétique de l'ouvrage. [6]

I-7-1-Les différents types de revêtement

I-7-1-1- Revêtement en béton coffré sans radier

Le revêtement est réalisé par le bétonnage par plots successifs, chaque levée de bétonnage pouvant atteindre une dizaine de mètres. Cette longueur est pilotée par des choix économiques et par la fissuration due au retrait. Le revêtement ne travaille pratiquement pas en tension, essentiellement en flexion composée. On tolère une petite partie fissurée sur l'épaisseur totale : il ne nécessite donc pas d'armatures en général. Certains endroits doivent tout de même résister en traction, il est alors tout à fait possible d'y loger une plaque de treillis soudé. L'épaisseur d'un revêtement de tunnel est de l'ordre d'une trentaine de centimètres minimum. Il est largement surdimensionné au vu des faibles sollicitations qu'il devra subir à terme, mais pas au moment du décoffrage. La tenue au feu est également un critère très important pour sa conception. [6]

I-7-1-2- Revêtement en béton coffré avec radier contre-voûté

Le revêtement précédent est celui que l'on rencontre dans la majeure partie des cas : la partie inférieure (le radier) n'est pas coffrée et la structure de chaussée est réalisée à le même terrain. Les sollicitations du revêtement sont alors relativement faibles.

Dans certaines circonstances cependant, les effets à long terme sont tellement importants (gonflement ou fluage) qu'il faut fermer le revêtement en réalisant un radier contre-voûté. Ce radier, souvent très 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. [6]

I-7-1-3- Voussoirs préfabriqués

Un voussoir est une écaille de béton armé (anciennement de fonte) qui arrive sur le chantier déjà fabriquée et prête à poser. Par un assemblage précis, plusieurs voussoirs forment un anneau. Ce sont ces anneaux qui, sont mis bout à bout, constituent le revêtement du tunnel. Sous le bouclier du tunnelier, on vient assembler les voussoirs selon un plan de calepinage conçu à l'avance. Le dernier voussoir, qui permet de claveter définitivement l'anneau, est appelé voussoir de clef. Pour pouvoir suivre le tracé théorique du tunnel, en long et en plan, on a mis au point le principe des anneaux universels (Fig. 1.10). La largeur longitudinale de

l'anneau n'est pas constante, ce qui permet de tourner à gauche, à droite, monter ou descendre selon l'agencement avec l'anneau précédent. [6]

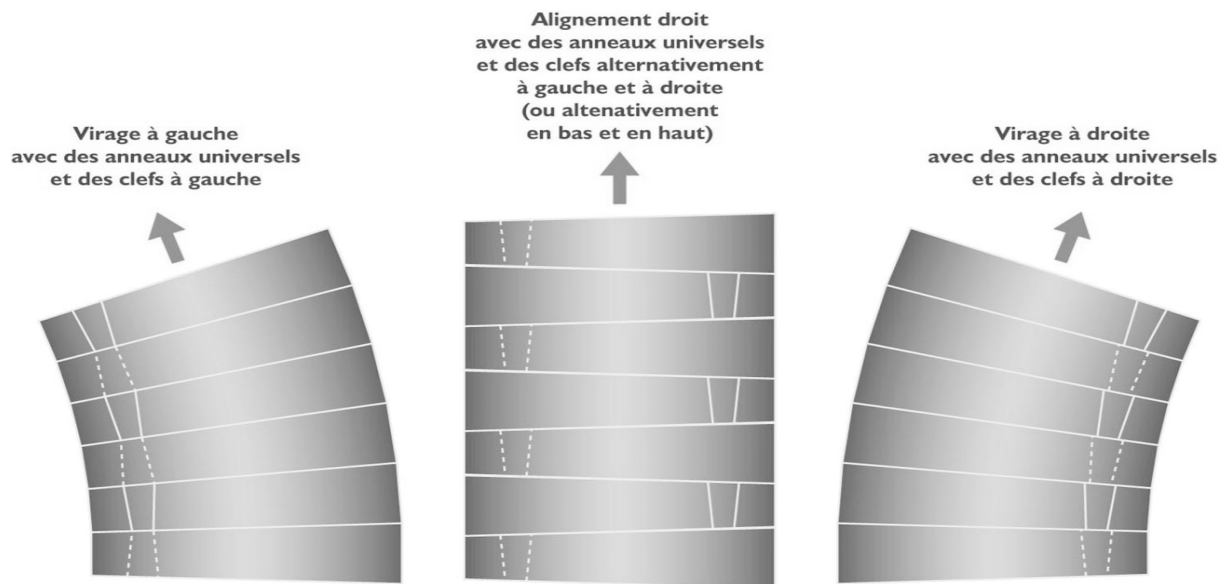


Figure 1.11 : Principe des anneaux universels. [3]

L'étanchéité est assurée par des joints posés sur chaque élément. Ils sont mis en compression par le chargement dû au massif environnant et la poussée du tunnelier. Entre le terrain et l'anneau de voussoir, un vide annulaire est laissé par le bouclier lors de son avancement. Pour le combler on vient injecter du mortier ou des graviers. Cette opération porte le nom d'injection de bourrage. [3]

I-8-Ventilation

Pendant la traversée d'un tunnel, les véhicules, équipés de moteurs thermiques, émettent des gaz Toxiques parmi lesquels l'oxyde de carbone est considéré comme le plus représentatif. Ils émettent aussi, lorsqu'il s'agit de moteurs Diesel, des suies et fumées qui opacifient l'atmosphère. Les usagers ne doivent pas absorber des teneurs irritantes ou nocives de polluant. Ce qui fait qu' il ya des moyens appropriés pour y parvenir. [2]

I-8-1-Les différents types de ventilation

Ils existent deux types de ventilation

I-8-1-1-La ventilation longitudinale

Le principe est de créer un courant d'air longitudinal dans le tunnel afin de faire entrer de l'air frais par une des têtes et de rejeter les polluants par l'autre tête. On utilise pour cela

des ventilateurs spéciaux appelés accélérateurs, généralement fixés sous la voûte du tunnel par batteries de deux ou trois Ventilateurs qui permettent de créer un courant d'air dans le tunnel. Ce système est particulièrement efficace dans les tunnels à circulation unidirectionnelle. [2]



Figure I.12: batterie d'accélérateurs

➤ **Stratégie longitudinale**

C'est de Pousser toutes les fumées du même côté du foyer de l'incendie en créant un courant d'air suffisamment fort. La stratégie longitudinale n'apporte pas de garanties de sécurité suffisantes, et en particulier dans les tunnels à 2 sens de circulation, ou les tunnels congestionnés

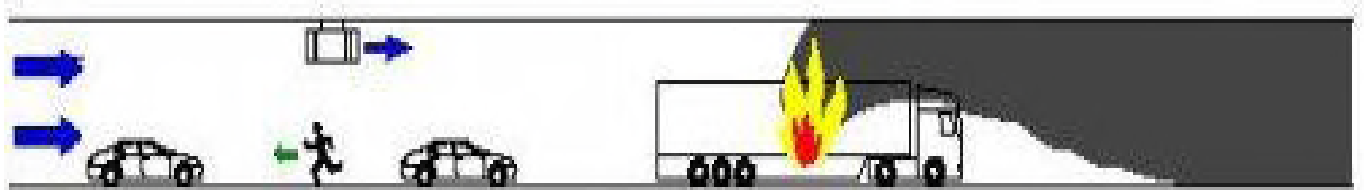


Figure I.13 : principe du désenfumage en stratégie longitudinale. [2]

I-8-1-2-La ventilation transversale

Cette technique consiste à insuffler de l'air frais sur toute la longueur du tunnel, généralement par des bouches situées en bas des piédroits (murs latéraux). Si les conditions l'exigent, on peut en même temps extraire l'air vicié. [2]



Figure I.14 : gaines de ventilation entre la voûte et le faux plafond. [2]

➤ **Stratégie transversale**

On extrait les fumées par des trappes de désenfumage situées en plafond elles consistent à favoriser la stratification naturelle des fumées.

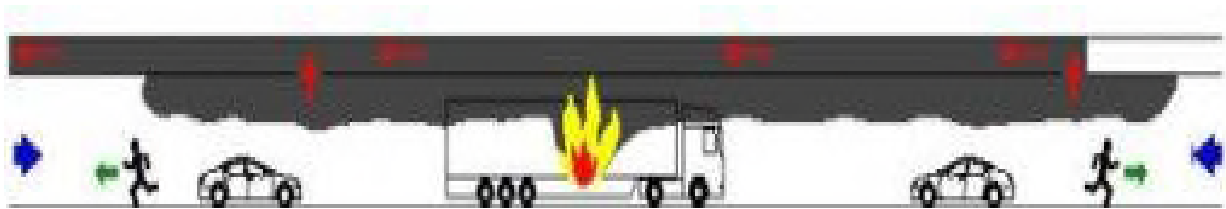


Figure I.15 : principe du désenfumage en stratégie transversale. [2]

I-9-Conclusion

Dans ce chapitre, on a présenté les modes de creusement, les différents types de soutènement, revêtement et de ventilation qu'il faudrait respecter dans les constructions souterraines, afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

Chapitre II : Classification et reconnaissance géotechnique des massifs rocheux

II-1-Introduction

Cette partie évoque les méthodes semi-empiriques principales de calcul des tunnels et leur développement. Qui ont pour objet d'évaluer les caractéristiques de soutènement et dimensionnement des tunnels.

Ainsi les différents essais géotechniques effectués sur place (sondage) et au niveau de laboratoire (essais mécaniques et physiques) des massifs rocheux

II-A-classification des massifs rocheux

II-A-1-Méthodes de THERZAGHI

La méthode la plus utilisée fut longtemps la méthode de k.Terzaghi (1946) qui classe les milieux rocheux en neuf catégories en fonction d'observation qualitatives. La Hauteur du terrain décomprimé pesant sur le soutènement est ensuite donnée par la formule suivante :

$$H_p = K (B + H_t)$$

-K : coefficient variable avec la nature et la texture du terrain.

Note : Cette méthode n'est théoriquement applicable qu'aux tunnels à moyenne profondeur pour lesquels la nature de couverture **H supérieure a 1.5 (B+H_t)**. [3]

Tableau II.A.1: Hauteur de terrain décomprimée au-dessus d'une cavité (Terzaghi, 1946). [9]

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

II-A-2-Classification de Bieniawski

L'indice RMR (BIENIAWSKI, 1989) permet de classer un massif rocheux en fonction de sa qualité géotechnique et par la suite, d'émettre des différentes recommandations pour la conception constructive des tunnels.

En fonction de cet indice, Bieniawski classe les massifs rocheux en cinq catégories. Le RMR (rang de 0 à 100) se calcule en accord avec les coefficients de Bieniawski, comme la somme des valeurs correspondant aux paramètres suivants:

- ✓ Résistance à la compression simple de la matrice rocheuse,
- ✓ L'indice R.Q.D s'obtient par l'application de la formule de Palmstrom (1975):

$$RQD = 115 - 3,3 \cdot J_v \quad (RQD \leq 100)$$

Où:

- J_v : Indice volumétrique de joints, obtenu comme suit: $J_v = \sum S_i$;

- S_i : est l'espacement moyen entre les familles de joints.

Cette valeur constitue le rapport en pourcentage entre la somme totale des fragments de plus de 10 cm et la longueur totale de la manœuvre.

$$RQD = \frac{\sum \text{fragment de témoin de longueur } > 10 \text{ cm}}{\text{longueur total de la manoeuvre}} \times 100\%$$

- ✓ Espacement des joints,
- ✓ Conditions des joints: rugosité, persistance, ouverture, météorisation et remplissages,
- ✓ Présence d'eau dans le massif rocheux. À prendre en compte les observations réalisées durant les différents sondages.

Tableau II .A.2 : Corrélation entre l'indice RQD et la qualité du massif rocheux. [7]

RQD (%)	Qualité du massif rocheux
<25	Très pauvre
25 - 50	Pauvre
50 - 75	Moyenne
75 - 90	Bonne
90-100	Excellent

À l'indice obtenu par la somme des valeurs assignées à chacun de ces cinq paramètres, appelé RMR de base, il faut soustraire le facteur d'ajustement, lequel se décide en fonction du type de structure à construire sur le massif rocheux et en fonction de l'orientation des discontinuités en relation avec celle des travaux projetés. A partir de cette classification, Bieniawski donne des informations :

- sur les propriétés globales attribuées au massif rocheux (le module, la cohésion et l'angle de frottement interne utiles lors de modélisations).
- sur la méthode d'excavation envisageable.
- sur le type de soutènement le mieux adapté. [7]

II-A-3-Classification de Barton

L'indice de qualité Q est le paramètre central d'une méthode, appelée Q-System, développée à partir de 1974 par le NGI (Norwegian Geotechnical Institute) pour caractériser la qualité d'un massif rocheux en vue du percement d'un tunnel et l'évaluation de sa stabilité. La méthode repose sur le même principe que le RMR de Bieniawski, c'est-à-dire qu'il s'agit de donner une note globale à la qualité d'un massif par l'intermédiaires de paramètres. Au lieu d'être une somme de notes, il est le produit de six paramètres.

Tel que :

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

- RQD : est le Rock Quality Designation de Deere.
- J_n : est l'expression du nombre de familles principales de discontinuités
- J_r : caractérise la rugosité des faces des joints.
- J_a : définit le degré d'altération des joints (épaisseur du joint et nature du matériau de remplissage).
- J_w : spécifie les conditions hydrogéologiques : importance des venues d'eau et pression.
- SRF : (Stress Reduction Factor) précise l'état des contraintes dans le massif.

La valeur de Q varie logarithmiquement de 0.001 à 1000 et définit 9 classes de rocher correspondant à la qualité du massif, depuis exceptionnellement mauvaise jusqu'à exceptionnellement bonne.

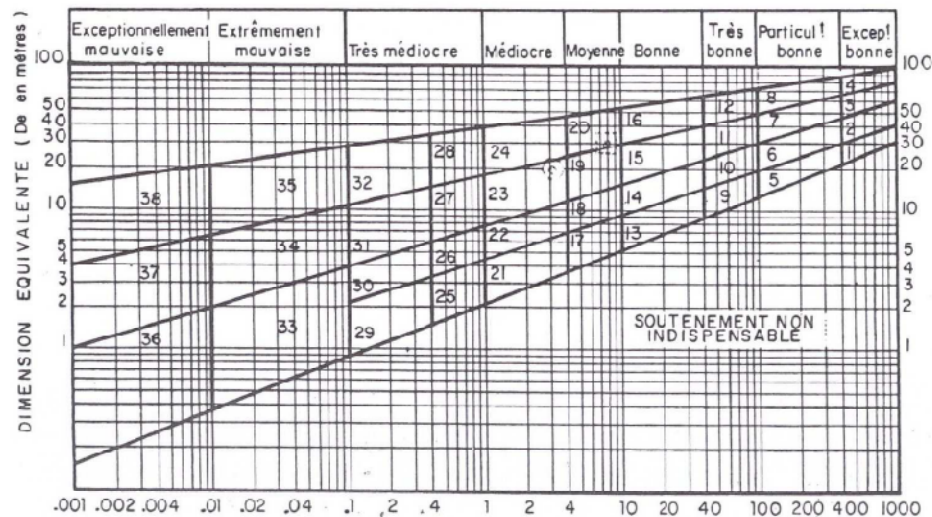


Figure II.A.1: Qualité du massif rocheux

II-A-4-Recommandations de l'AFTES

Plutôt que d'attribuer au massif une note globale déterminant les conditions de creusement d'un ouvrage, l'AFTES a préféré préciser clairement les divers facteurs qu'il faut s'efforcer de connaître pour la conception d'un projet souterrain dans un massif rocheux:

- 1) Les conditions géologiques générales.
- 2) Les conditions hydrogéologiques.
- 3) Les discontinuités du massif rocheux.
- 4) Les caractéristiques mécaniques du terrain.
- 5) Les contraintes naturelles et la hauteur de couverture de l'ouvrage.
- 6) La déformabilité du massif.

En plus de ces critères relatifs au massif rocheux, l'AFTES prend en considération:

a- Des critères relatifs à l'ouvrage et à son mode d'exécution

- Les dimensions et la forme de la cavité.
- Le procédé d'excavation, qui peut être soit à l'explosif en utilisant ou non la technique du prédécoupage, soit purement mécanique.

b- Des critères relatifs à l'environnement

- La sensibilité de l'environnement aux tassements.
- Les effets d'une modification de l'équilibre hydrologique.

Tableau II .A.3 : Soutènement suggéré d’après la méthode de l’A.F.T.E.S suivant la classe du terrain. [8]

Comportement mécanique	Pais de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
			à ancrage poncuel	à ancrage répart	barres foncées	lourds	légers coulissants	plaques métal esseniées	télon			injection	air comprimé	congélation
R1	•		•		×			×	×	×	×		×	×
R2a	•		•		×			×	×	×	×		×	×
R2b		•	•	•	×			×	×	×	×		×	×
R3a		•	•	•	×		•	×	×	×	×		×	
R3b		•		•	×		•		×	×	×			
R4	×	•	×			•	•							
R5a	×	•	×			•	•	•						
R5b	×		×	×		•	•	•	•	•	•	•		
R6a	×	×	×	×	×	Enf	Enf	Enf	Bcl	•	•	•		
R6b	×	×	×	×	×	Enf Bll	Enf Bll	Enf Bll	Bcl Bll	Bll	•	•		•

Légende Enf : avec enfilage Bll : avec blindage du front Bcl : avec bouclier

nettement favorable plutôt favorable plutôt défavorable nettement défavorable

II-A-5- Méthode de l’indice de résistance géologique GSI (Geological Strength Index)

Hoek a proposé un système nouveau pour classifer les massifs rocheux appelé « geological Strength Index, GSI » en remplaçant le RMR de Bieniawski pour éliminer les limitations découlant de l’utilisation de ce schéma de classification. Le système GSI semble être plus pratique que les autres systèmes de classification tels que Q et RMR lorsqu’il est utilisé dans le critère de rupture de Hoek-Brown.


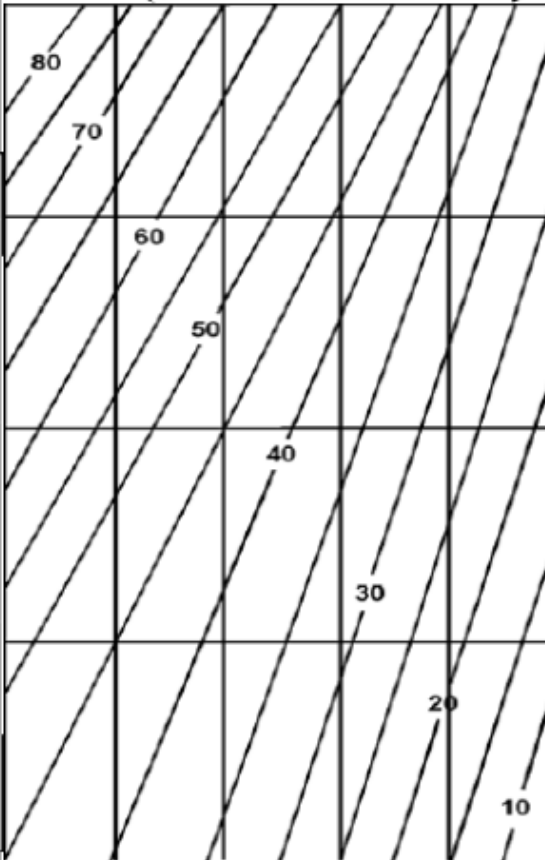



Par conséquent, la valeur GSI est un paramètre d’entrée le plus populaire pour le critère de Hoek-Brown pour estimer le module de résistance et de déformation des massifs rocheux fracturés. Donc, le GSI est un nombre sans dimension, déterminé empiriquement, qui varie entre 5 et 85, et qui peut être estimé à partir d’un examen de la qualité de la masse rocheuse in situ. La méthode GSI s’appuie donc sur une observation directe de la structure du massif rocheux. Ainsi :

- les valeurs proches de 5 correspondent à des matériaux de très mauvaise qualité,
- les valeurs proches de 85 décrivent des matériaux d’excellente qualité, (pour lesquels la résistance de la masse est égale à celle de la matrice rocheuse)

Cependant, en raison du manque de paramètres mesurables plus représentatifs, et de la largeur des intervalles permettant de décrire les conditions de surface des discontinuités, seules des gammes de valeurs peuvent être estimées à partir de la classification GSI.

Le tableau II.A.4. (d'après Hoek, 1995) présente les 20 codes qui permettent d'identifier chaque catégorie de masses rocheuses, et d'estimer la valeur du GSI à partir des conditions de surface des discontinuités et de leur structure.

Tableau II.A.4: Estimation du GSI à partir d'une description géologique de la masse rocheuse, d'après Hoek et Brown (1995).

<p>CARACTERISTIQUES DE LA MASSE ROCHEUSE POUR L'ESTIMATION DE LA RESISTANCE</p> <p>A partir de l'apparence de la roche, choisir la catégorie qui donne, selon vous, la meilleure description des conditions moyennes de structure in situ. [...] Le critère de Hoek-Brown devrait uniquement être appliqué à des masses rocheuses dont la taille des blocs individuels est petite devant celle de l'excavation.</p>	<p>CONDITIONS DE SURFACE</p> <p>TRES BONNES : Surfaces fraîches, non-altérées, très rugueuses</p> <p>BONNES : Surfaces couleur de fer, rugueuses et légèrement altérées</p> <p>MOYENNES : Surfaces lisses, altérées ou moyennement altérées</p> <p>PAUVRES : Surfaces aux contours lisses, fortement altérées avec enduit ou remplissage compact de fragments anguleux</p> <p>TRES PAUVRES : Surfaces aux contours lisses, fortement altérées avec enduit ou remplissage d'argile plastique</p>
<p>FRACTURÉE – masse rocheuse non perturbée, très bien assemblée, constituée de blocs cubiques formés par trois familles de discontinuités orthogonales</p> 	<p style="text-align: center;">QUALITÉ DÉCROISSANTE →</p> 
<p>TRÈS FRACTURÉE – masse rocheuse partiellement perturbée, bien assemblée, constituée de blocs anguleux à plusieurs facettes formés par au moins quatre familles de discontinuités orthogonales</p> 	
<p>FRACTURÉE/DESTRUCTURÉE – blocs anguleux formés par plusieurs familles de discontinuités entrecoupées, avec pliures et/ou failles</p> 	
<p>DÉSINTÉGRÉE – masse rocheuse fortement broyée, mal assemblée, avec un mélange de blocs rocheux anguleux et arrondis</p> 	

II-B-Reconnaissance géotechniques

La reconnaissance géotechnique a pour objectif de dégager rapidement les principaux problèmes qui sont rencontrés sur le site considéré. Elle doit donc fournir assez d'informations pour l'évaluation approximative :

- ✓ des amplitudes et vitesses des tassements à attendre,
- ✓ de la stabilité des ouvrages,
- ✓ des phases de construction et des techniques spéciales à prévoir (banquettes latérales, drains, etc.),

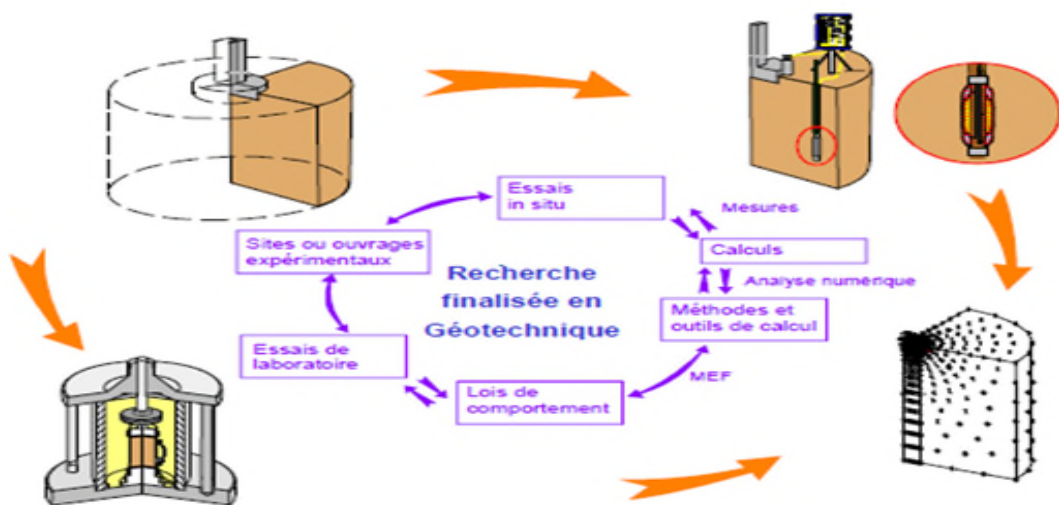


Figure II.B.1 : cycle de recherche géotechnique [10]

II-B-1-Essais in situ

II-B-1-1-Les sondages mécaniques

Ont pour but d'accéder au sous-sol pour le prélèvement d'échantillons intacts destinés au laboratoire et pour l'exécution d'essai in situ, hydrauliques ou mécaniques.

Selon les cas, la priorité peut être accordée à l'un ou l'autre des aspects précédents, et le mode de forage sera tantôt destructif ou non destructif avec prélèvement d'échantillons. Par ailleurs les modes de forage, l'échantillonnage et les types d'essais sont différents selon que l'on se trouve en terrain meuble peu cohérent ou dans le rocher. [11]

❖ **Le sondage en terrain meuble**

Les principales difficultés proviennent de la tenue des parois du sondage et de la remontée du terrain foré. Dans la plupart des cas, il faut opérer sous la protection d'un tubage continu ou employer une boue de forage qui, forme un cake sur la paroi du puit, retient celle-ci. Aucun des procédés de forage utilisés en terrain meuble ne peut vraiment être considéré comme non destructif. Le remaniement de l'échantillon est souvent considérable.

✓ **Tarières à main**

La tarière à main est un instrument idéal pour les reconnaissances à faible profondeur (jusqu'à 2 m) pouvant aller jusqu'à quatre à cinq mètres si les conditions sont favorables. Elle est inopérante sous la nappe, quel que soit le type de terrain

✓ **Tarières à moteur**

Montée sur camion, sont extrêmement efficaces pour la reconnaissance rapide de volumes importants de terrains meubles. Elles sont peu exploitables sous l'eau, et inopérants dans les formations à blocs.

✓ **Sondage par battage**

Cette méthode est la plus courante en terrain meuble, sec ou saturé. Un tubage métallique est enfoncé dans le sol par battage à l'aide d'un mouton, la colonne de sédiment ainsi isolée à l'intérieur du tube est extraite à l'aide d'un outil adapté.

❖ **Le sondage en terrain rocheux**

Il existe deux méthodes de sondage

✓ **Les méthodes destructives**

Tous les fragments de la roche, et les débris doivent être remontés à la surface par un fluide de forage (air comprimé, eau, boue)

✓ **Les méthodes non destructives (forages carottés)**

Leur but est de découper en continuité sur toute une colonne de terrain puis la remonter à la surface du sol pour un examen géologique ou essais de laboratoire. Dans la pratique, la carotte est découpée à l'aide d'une couronne abrasive solidaire d'un tube carottier qui permet sa protection et sa remontée. [11]

II-B-1-2-Les essais hydrauliques

Dans ce type d'essais on doit procéder à des essais en place intéressant un volume suffisant pour tenir compte de l'hétérogénéité du sol. Les principaux essais de perméabilité en place sont :

- L'essai de pompage.
- L'essai Lefranc.
- L'essai Lugeon.

❖ L'essai de Pompage

Le pompage dans un aquifère selon un mode opératoire rationnel permet d'en calculer la perméabilité. Ce type d'essai dure longtemps et réclame généralement une préparation importante (forage et tubage du puits, pose de piézomètres au voisinage). Il est surtout mis en œuvre en vue de l'exploitation des nappes. [11]

❖ L'essai Lefranc

Cet essai consiste à injecter ou à pomper de l'eau dans une cavité de forme invariable, appelée lanterne, réalisée en fond de forage après un léger relèvement du tubage et à observer les variations du niveau d'eau qui s'ensuivent. [11]

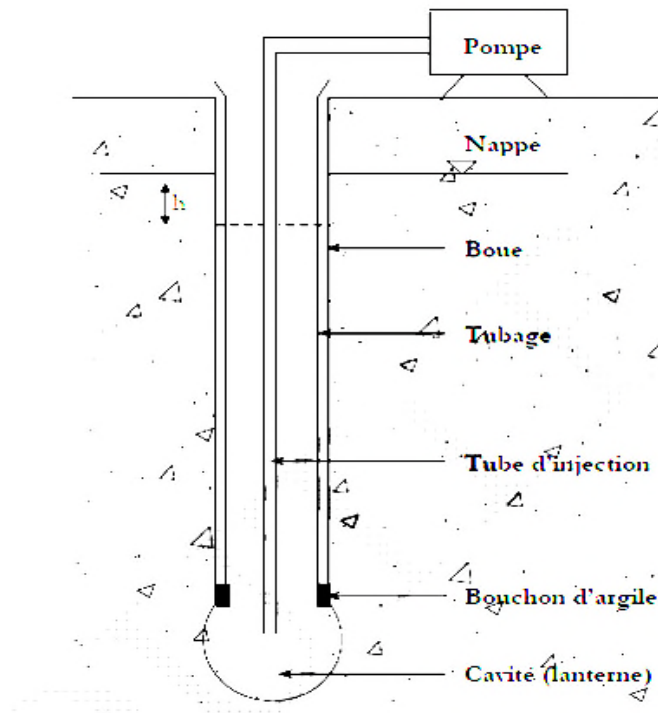


Figure II.B.2 : Principe de l'essai Lefranc [11]

❖ L'essai Lugeon

Il consiste à envoyer, dans une tranchée de forage de hauteur h isolée du reste par un obturateur, de l'eau sous charge constante. La pression d'injection P_m est contrôlée par un manomètre en tête de colonne et le débit Q correspondant mesuré au moyen d'un compteur. [11]

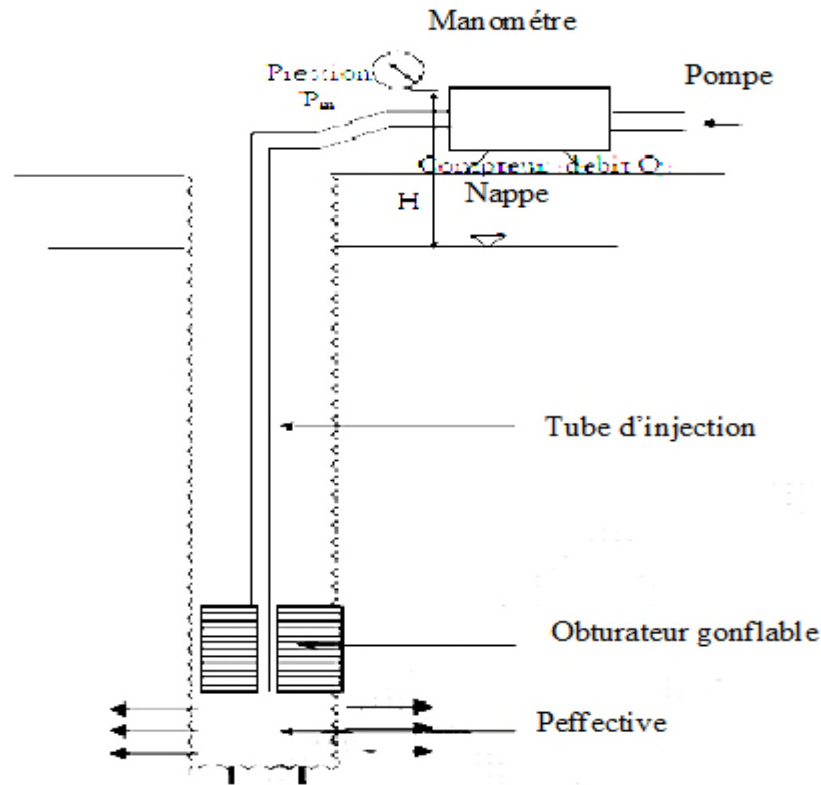


Figure II.B.3: Principe de Legeon [11]

II-B-2- Essais au laboratoire

Les essais en laboratoire s'articulent en essais physiques (teneur en eau, densité, porosité, analyse granulométrique.....), des essais mécaniques (essai de compression uniaxiale, essai Brésilien.) et des analyses chimiques du sol.

II-B-2-1-Essais physiques :

a. La porosité

C'est le rapport du volume des vides V_v de la roche au volume total V_t :

$$P = \frac{V_v}{V_t} \times 100$$

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

Selon la porosité, les roches sont classées en :

- 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 : $p > 20 \%$. [12]

b-La masse volumique

C'est la masse de l'unité de volume de la roche (g/cm^3). Suivant l'état du matériau, on définit :

- ρ_s la masse volumique absolue ou masse volumique du solide,

- ρ_h la masse volumique naturelle, ρ_d la masse volumique sèche et ρ_{sat} la masse volumique saturée.

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_s} \quad ; \quad \rho_d = \frac{M_s}{V_t} \quad ; \quad \rho_h = \frac{M_h}{V_t} \quad ; \quad \rho_{sat} = \frac{M_{sat}}{V_t}$$

Avec :

- M_s la masse du matériau sec ; g

- V_s le volume des grains après broyage ; cm^3

- V_t le volume de l'échantillon ; cm^3

- M_h la masse naturelle ; g

- M_{Sat} la masse de l'échantillon saturée ; g.

- ρ_d dépend de la porosité de la roche, par contre ρ_s ne dépend que de la minéralogie. [12]

c. La teneur en eau

C'est le rapport de la masse d'eau M_w , à la masse du solide sec. [12]

$$W = \frac{M_w}{M_s} = \frac{M_{Sat} - M_s}{M_s}$$

d. Le degré de saturation

C'est le rapport du volume de l'eau contenu dans l'échantillon au volume des vides.

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

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

- V_v : volume des vides, cm^3 . [12]

e. Les limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg sont des essais qui permettent de définir des indicateurs qualifiant la plasticité d'un sol, et plus précisément de prévoir le comportement des sols pendant les opérations de terrassement, en particulier sous l'action des variations de teneur en

eau. Notons que cet essai se fait uniquement sur les éléments fins du sol et il consiste à faire varier la teneur en eau de l'élément en observant sa consistance, ce qui permet de faire une classification du sol. [13]

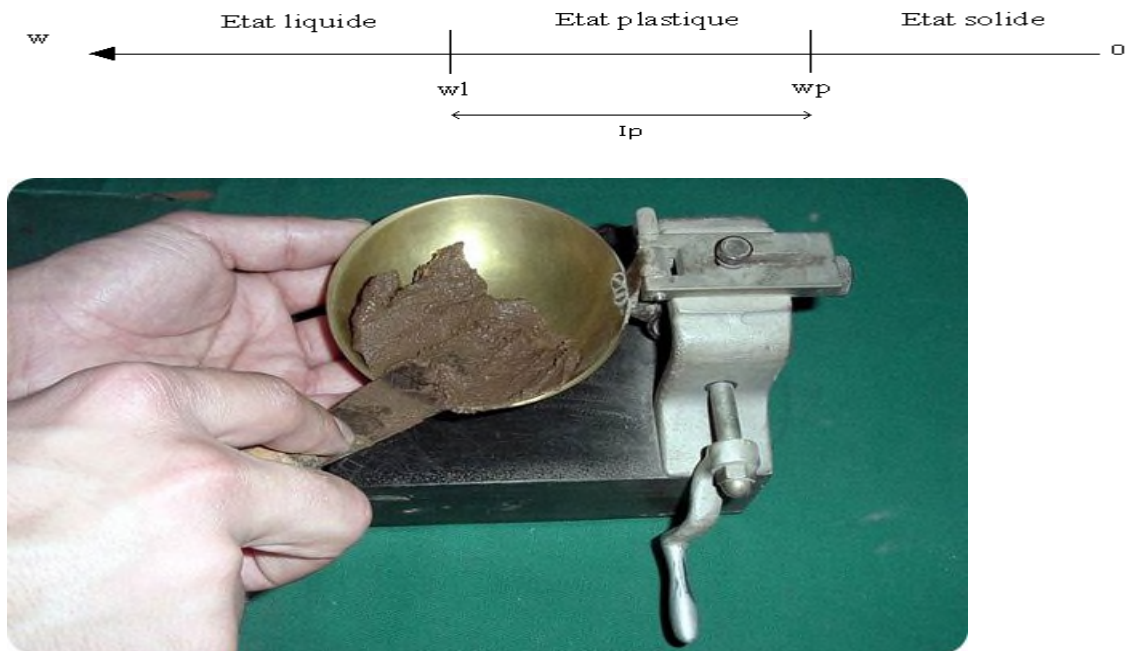


Figure.II.B.4 : Le principe des limites d'Atterberg.[13]

➤ Limite de liquidité

La limite de liquidité (w_l) caractérise la transition entre un état plastique et un état liquide. C'est la teneur en eau pondérale, exprimée en pourcentage, au-dessus de laquelle le sol s'écoule comme un liquide visqueux sous l'influence de son propre poids.

Formule de la teneur en eau pondérale: $\text{Masse d'eau (g)}/\text{Masse de sol sec (g)}$

➤ Limite de plasticité

La limite de plasticité (w_p) caractérise la transition entre un état solide et un état plastique. Cette limite indique la teneur en eau pondérale, en pourcentage, maximale pour travailler un sol et éviter la compaction. La limite de plasticité est déterminée par le modelage d'un petit fil avec la partie fine d'un sol sur une surface plane, non poreuse. Si le sol est plastique, ce petit fil conserve sa forme jusqu'à un diamètre très étroit. L'échantillon peut alors être reformulé et l'essai est répété. Comme la teneur en humidité diminue à cause de l'évaporation, le fil commence à se briser à grands diamètres. La limite de plasticité est définie comme étant la teneur en eau, où le fil se casse à un diamètre de 3 mm. Un sol est considéré

comme non-plastique, si un fil ne peut pas rouler jusqu'à 3 mm, quel que soit le taux d'humidité de la partie fine du sol. [13]

- **Indice de liquidité :**

$$I_l = \frac{W - W_p}{I_p}$$

- **Indice de densité :**

$$I_d = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$$

- **Indice de plasticité**

Il mesure l'étendue de la plage de teneur en eau dans laquelle le sol se trouve à l'état plastique :

$$I_p = w_l - w_p$$

II-B-2-2-Essais mécaniques

a- La résistance à la compression

Elle est déterminée lors des essais de compression simple. Dans cet essai, l'échantillon est pris sous la forme d'une carotte (éprouvette cylindrique), d'élancement L/D (L : hauteur, D : diamètre) compris entre 2 à 2,5 avec deux faces planes, lisses et parallèles obtenues par une rectification soignée. L'échantillon est ensuite placé entre les plateaux d'une presse. (selon la norme XP P 94-429).

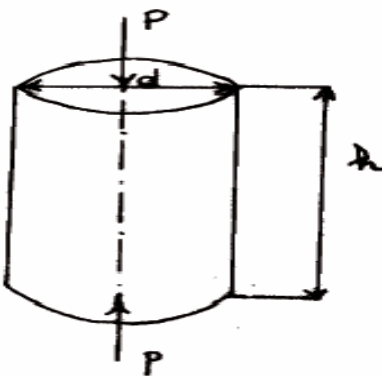


Figure II.B.5 : Essai de compression. [12]

On appelle résistance à la compression (notée σ_c) la contrainte maximale supportée par l'échantillon avant la rupture lors d'un essai de compression. Elle est donnée par la formule suivante [12] :

$$\sigma_c = \frac{F}{S} \quad ; \quad N$$

Tableau II.B.1 : Classification des roches en fonction de la résistance à la compression [12]

Roches	Faiblement résistantes	moyennes	résistantes	Très résistantes
σ_c (MPa)	< 5	20	60	> 100

b- La résistance à la traction

b-1-Traction simple

En soumettant une éprouvette cylindrique à une traction uniaxiale, la résistance à la traction simple est égale à la contrainte limite de traction qui produit la décohésion des échantillons des roches massives [12] :

$$R_t = \frac{P_{\max}}{A_0} \quad ; \quad N$$

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

- A_0 = surface transversale

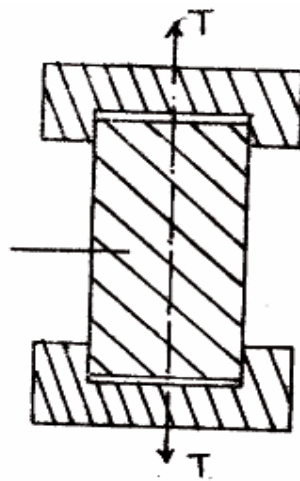


Figure II.B.6 : Traction simple. [12]

b-2-Essai brésilien

C'est l'essai de traction le plus commun pour les roches (essai à la traction indirecte). Pour réaliser cet essai, on utilise une éprouvette de longueur à peu près égale au diamètre. L'éprouvette est placée entre les plateaux de la presse puis elle est chargée. [12]

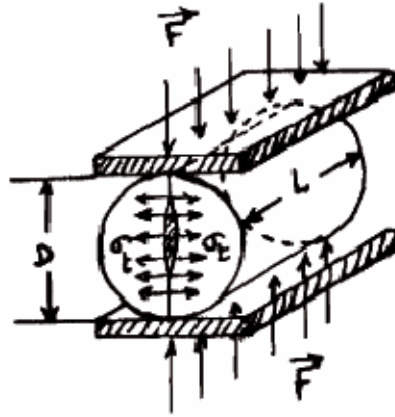


Figure II.B.7 : Traction indirecte (Essai brésilien) [12]

La contrainte de traction est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_t = \frac{2F_{\max}}{\pi DL} ; N$$

Avec :

- F_{\max} la charge maximale appliquée

-D et L : dimensions de l'éprouvette cylindrique.

Tableau II.B.2 : Classification des roches en fonction de la résistance à la traction [12]

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

c-La résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement représente la contrainte tangentielle limite avant la rupture dans un essai de cisaillement (selon la norme NF P94-071-1) On distingue :

- Cisaillement simple
- Cisaillement par torsion
- Cisaillement par compression [12].

II-2-Conclusion

Dans ce chapitre, on a abordé les méthodes principales du calcul et du dimensionnement des tunnels à partir de classifications des massifs rocheux, ces méthodes de calcul reposent sur des considérations théoriques, semi empiriques tel que la classification de l'AFTES, BIENIAWSKI, BARTON, GSI qui permettent de désigner la qualité des massifs rocheux et d'orienter le choix du type de soutènement, afin d'assurer la stabilité du tunnel. Ensuite on a présenté les propriétés physico-chimiques et mécaniques à partir des essais géotechniques que ce soit in situ et au laboratoire.

Chapitre III : méthode des éléments finis et les lois de comportement

III-1-Introduction

Comme dans tous les domaines, la méthode des éléments finis est souvent utilisée dans la géotechnique pour vérifier les différents comportements tels que, la stabilité et l'interaction avec l'environnement, et pour contrôler les valeurs de déplacements admissibles, et dimensionnement des structures. L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes d'éléments finis.

Les logiciels de modélisation et d'analyse par éléments finis (ex : Plaxis) nous permet le passage d'un projet réel complexe au model numérique et de faire l'étude paramétrique facilement et rapidement, il utilise plusieurs modèles de comportements qui dépendent de la nature du sol et du type d'ouvrage.

III-2-Définition de la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est une méthode de calcul numérique qui a un caractère plus physique qu'abstrait, elle a été inventée plutôt par les ingénieurs que par les mathématiciens.

Cette méthode a été appliquée pour la première fois dans des problèmes liés à l'analyse des contraintes et depuis, elle a été étendue dans d'autres problèmes liés au milieu continu.

Dans toutes les applications l'analyse recherche à calculer une quantité du champ. La méthode MEF représente une modalité d'obtenir une solution numérique correspondant à un problème spécifique. Cette méthode n'offre pas une formule pour une certaine solution et ne résout pas une classe de problèmes. C'est une méthode approximative à moins qu'un certain problème puisse être extrêmement simple conduisant ainsi à une formule exacte toujours valable [14]

III-3-Nœuds et éléments

Une description non-sophistiquée de la MEF pourrait être définie sous la forme suivante : la structure à analyser est divisée en plusieurs éléments, qui sont ensuite reconnectés par l'intermédiaire des nœuds.

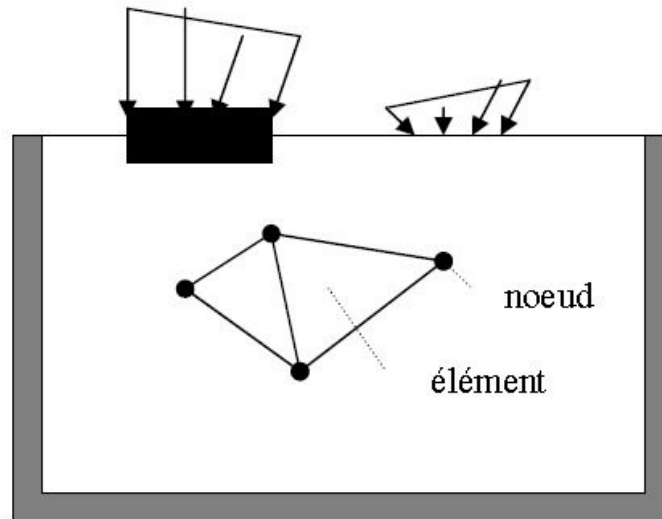


Figure III.1 : Discrétisation d'une structure en nœuds et éléments [4]

Le comportement de chaque élément est décrit par un set d'équations algébriques, dans l'analyse des contraintes ces équations sont des équations d'équilibre des nœuds. Du fait que le nombre des ces équations est très grand.

Dans un élément, une quantité de champ, (le champ de déplacement) est interpolé à partir des valeurs existantes dans les nœuds. En connectant les éléments ensemble, la quantité de champs devient interpolé sur l'entier de la structure. les meilleurs valeurs de la quantité du champ dans les nœuds sont celles qui minimisent certaines fonctions. Le processus de minimisation génère un set d'équations algébriques simultanées pour les différentes valeurs de la quantité de champ dans les nœuds.

Ce set d'équations est décrit sous forme matricielle par :

$$\{F\} = [K] \cdot \{ \delta \}$$

Où :

$\{ \delta \}$: Vecteur d'inconnues (ex : vecteur des déplacements)

$[K]$: matrice des constantes (ex : matrice de rigidité)

$\{F\}$: vecteur des chargements [14]

III-4-Classification des problèmes d'analyse des contraintes

Au cas où la variation du déplacement ou de la contrainte sont négligeables à l'axe z (la direction normale au plan d'analyse) on considère un problème plan. Si par contre les déplacements et les contraintes peuvent varier dans toutes les directions x, y, z la structure en cause peut être appelée (solide 3D). Un cas spécial de solide ayant une symétrie axiale

s'appelle de façon usuelle « solide de révolution ». Les chargements à leur tour peuvent ou non être distribués de façon axiale symétrique. Une plaque plane qui supporte des chargements dans son plan est un problème plan. Par contre, si la plaque est chargée par des forces qui n'agissent pas dans son plan, cela représente un problème de flexion de plaque

Les éléments finis peuvent être divisés en plusieurs catégories en fonction de la structure : éléments plans, éléments solides 3D, éléments solides à symétrie axiale...etc.

III-5-L'analyse par la MEF

Il est préférable de ne pas utiliser des éléments « déformés » ou des éléments grossiers pour représenter des variations considérables d'une certaine quantité de champ. A l'autre extrême un sur-raffinage pourra être une perte de temps pour l'analyste ainsi qu'à un surchargement de la mémoire de l'ordinateur.

Cependant, même si un grand nombre d'éléments finis est utilisé dans la discrétisation il ya une erreur dénommée erreur de discrétisation qui existe du fait que la structure physique et le modèle mathématique ont une infinité de degrés de liberté qui sont les déplacements pour une infinité de points de la structure, tandis que le modèle avec éléments finis a un nombre fini de degrés de liberté.

Les logiciels d'analyse par éléments finis sont devenus sur une large échelle des instruments de calcul facile à utiliser et peuvent afficher les résultats sous une forme très attractive et fiable.[14]

III-6-Calculs par la MEF

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

Elle nécessite :

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

Elle permet :

- D'effectuer les calculs d'écoulement.

- De simuler toutes les phases de travaux.
- De prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain

Les sorties fournissent pour les ouvrages sont :

- Les déplacements des ouvrages.
- Les sollicitations internes des ouvrages.

Et pour le sol :

- Les déplacements du sol.
- Les déformations du sol.
- Les contraintes totales et effectives dans le sol.
- Les pressions interstitielles.

Et donc la possibilité d'étudier l'interaction de l'exécution d'un écran sur des ouvrages existants. Les principaux logiciels les plus sont : CESAR (LCPC), Plaxis...etc. [15]

III-7-Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS

Les modèles de comportement sont très nombreux : depuis le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettent de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique.

La démarche suivie dans le développement du code PLAXIS est différente. Un des objectifs de PLAXIS est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant des modèles de comportement dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. [16]

III-7-1- Comportement élasto-plastique

Le comportement élasto-plastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 (Figure III.2).



Figure III.2 : Modèle monodimensionnel du comportement élasto-plastique [16]

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la (Figure III.3).

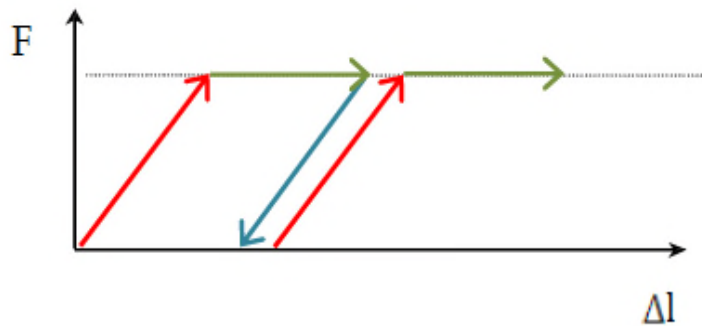


Figure III.3 : Représentation du comportement élastique parfaitement plastique. [16]

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est à priori indéterminée. Le type de comportement représenté par les figures (III.2) et (III.3) est un comportement élastique-plastique sans écrouissage. La figure (III.4.) représente un comportement élastique-plastique avec écrouissage. [16]

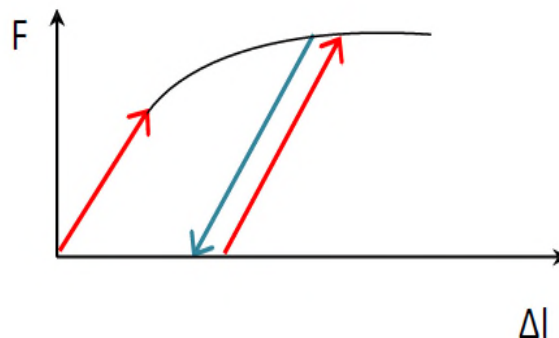


Figure III.4: Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage. [16]

III-7-2-Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique de Plaxis peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches. Le logiciel Plaxis demande de faire rentrer les données du module de cisaillement G et le coefficient de poisson ν . L'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau, ce qui n'est pas le cas des modules de Young (le module de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé).

On passe de G à E par les relations suivantes [16] :

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

$$K = \frac{E}{3(1 + \nu)}$$

$$E_{\text{oséd}} = \frac{(1 - \nu)E}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)}$$

III-7-3- Modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écoulement. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

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

Tel que :

- σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de cisaillement,
- c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (Figure III.5). [16]

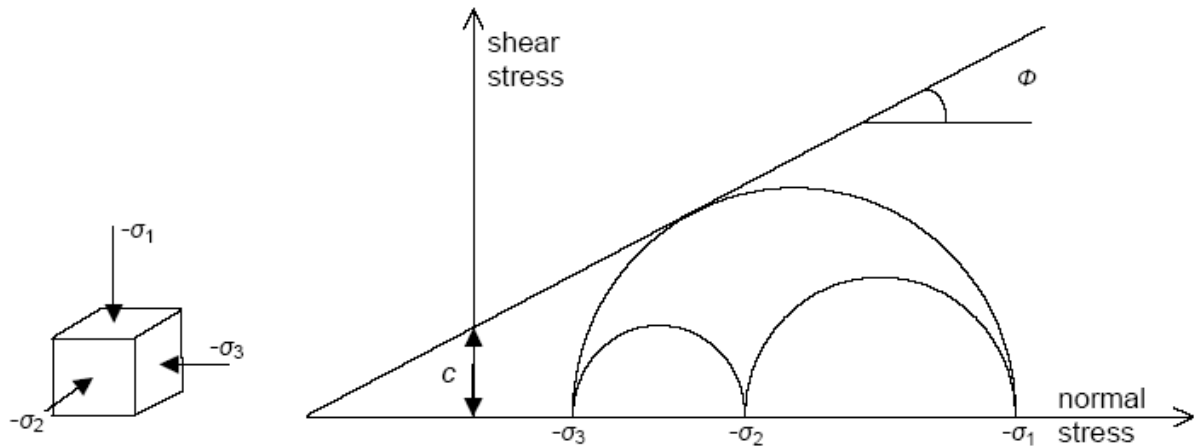


Figure III.5 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb [16]

Le critère de Mohr-Coulomb à trois dimensions, suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (Figure III.6) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

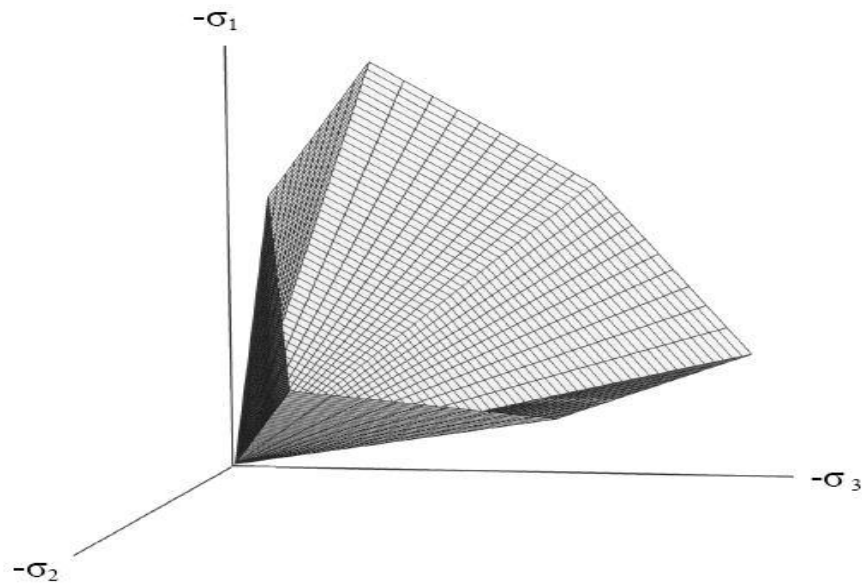


Figure III.6 : surface de rupture dans l'espace (Mohr-Coulomb) [16]

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (Figure III.7). Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ , respectivement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformations ou de stabilités.

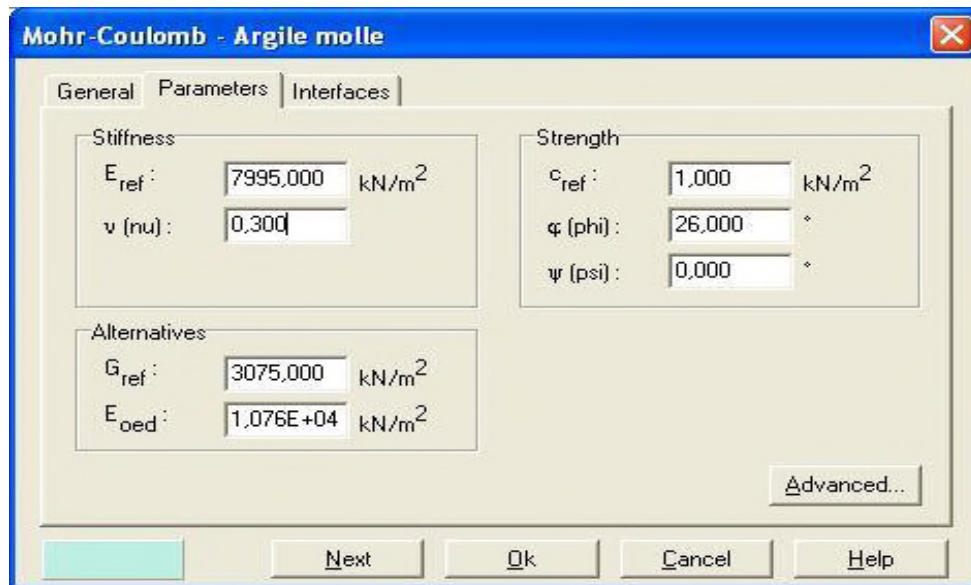


Figure III.7 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb [16]

III-7-3-1-Module d'Young

Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne, Il est l'un des problèmes les plus difficiles en géotechnique -NF P 94-425-. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture (Figure III.8). L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple.

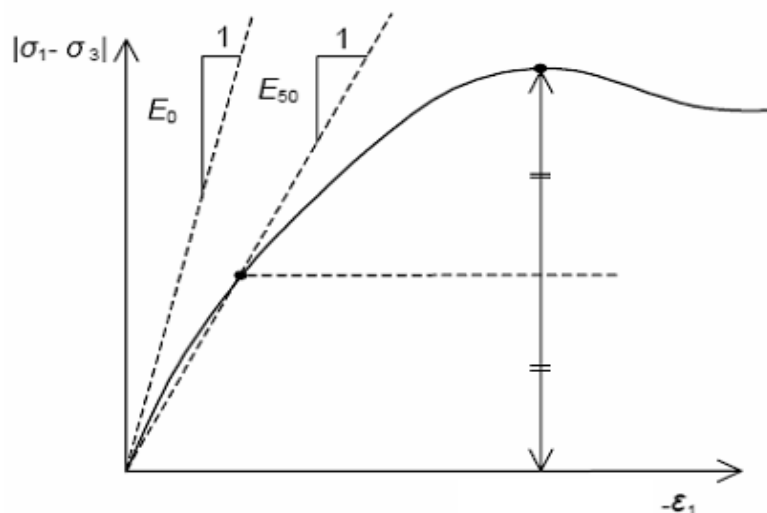


Figure III.8 : Définition du module à 50 % de la rupture [16]

III-7-3-2-Coefficient de Poisson

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson -NF P 94-425-. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure k_0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

III-7-3-3-Angle de frottement

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement φ , c_v (à volume constant.) En peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb (Figure III.5).

III-7-3-4- Cohésion

PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur, ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre c -depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problème (en kPa/m). Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec $\varphi_u = 0$.

III-7-3-5-Angle de dilatance

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

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

$$\Psi = 0^\circ ; \text{ pour } \varphi < 30^\circ$$

- $\Psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique).

- La valeur $\Psi = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes. [14]

III-7-3-6- Les contraintes de traction

La surface de rupture dans l'espace de Mohr-Coulomb permet de déterminer les contraintes de traction (figure III.6). Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de les diminuer. [14]

III-7-3-7- Les paramètres avancés

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés (Figure III.9). [16]

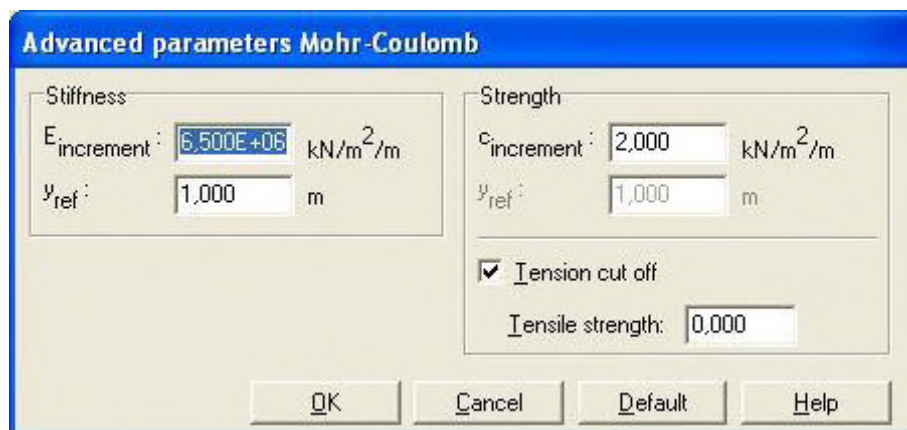


Figure III.9: Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb [16]

III-8-conclusion

La méthode des éléments finis est employée pour la modélisation des ouvrages avec le code PLAXIS, où on retrouve que le critère de Mohr- coulomb est le plus utilisé pour le calcul à partir des caractéristiques géotechniques, il est considéré comme étant un modèle simplifié et fiable. Toutefois il existe plusieurs autres modèles utilisés par Plaxis mais dont les paramètres sont très difficile à déterminer comme le soft soil creep modèle, jointed rock modèle, linear elastic.

Chapitre IV : Présentation du tunnel reliant Djelfa Laghouat

IV-1-Introduction

Dans ce chapitre on va aborder les études géologiques, hydrogéologiques et géotechniques du tunnel, ainsi les méthodes de classification qui ont été effectués en vue de caractériser le massif rocheux. Ensuite, avec ces éléments, on va effectuer la paramétrisation et le zonage géotechnique, afin de définir la méthodologie à adopter et les solutions constructives pour l'ouvrage.

IV-2-Description générale du tunnel T2 de la wilaya de DJELFA

Le tunnel T2 s'inscrit dans le cadre de la réalisation de la nouvelle ligne ferroviaire KHEMIS-DJELFA qui se situe sur les hauts plateaux et l'Atlas saharien. Ce tunnel est monotube pour double voie qui se projette entre les PPKK 232+600 et 233+400.



Figure IV.1 : la vue d'entrée du tunnel T2

IV-3-Dimensionnement du tunnel

La longueur totale de ce tunnel est d'environ 800 m, un diamètre de 13 m et une section libre de 75 m²

Dans les plans de projet, toutes les sections types sont incluses.

Les éléments de la section type du tunnel :

- Un rayon intérieur unique de 5,88, dont le centre est situé à 1,83 m au-dessus de la hauteur du rail.
- Les trottoirs respectent les normes de sécurité internationales, ils sont situés des deux côtés, avec un espace libre d'obstacle d'au moins 1,20 m par 2,25 m de hauteur. Les trottoirs sont situés à 0,55 m au-dessus de la hauteur du rail et, en fonction de la géométrie et si le tunnel est en alignement droit ou en courbe, on va l'adapter de manière à faciliter la descente des passagers à mobilité réduite.
- Les sections exécutées en mine disposent d'un revêtement final de 0,3 m d'épaisseur, au-dessus duquel se trouve l'imperméabilisation, qui est systématique dans tout le tunnel. Finalement, au-dessus de l'imperméabilisation, se trouve le soutènement, qui est adapté dans tout les cas aux conditions Géotechniques du massif
- Le ballast a une épaisseur de 0,35 m sous les traverses et au-dessous de celui-ci, on dispose une couche de béton de propreté. La section se termine soit par un berceau de 0,3 m d'épaisseur, soit par une contrevoûte de 0,5 m d'épaisseur, selon les conditions géotechniques.

Dans la figure suivante on peut apprécier une possible configuration géométrique de la section. [21]

IV-4-Etude Géologique

Le massif rocheux sur lequel s'envisage le tunnel se situe dans le domaine de l'Atlas Saharien. La formation des chaînes alpines méditerranéennes y compris le tronçon algérien de cette chaîne est liée à la rotation de l'Afrique par rapport à l'Eurasie. Cette rotation est une lente dérive des deux continents l'un vers l'autre. La tectonique est celle de la collision Afrique-Europe. La chaîne alpine algérienne, qui demeure adossée à la frange nord du bloc méridional, est née de cette collision. On a considéré que le Tunnel 2 traverse les quatre formations géologiques suivantes :

➤ **Triasique supérieur**

Faciès Keuper (Tk). Argiles, marnes gypsifères, gypses avec quelques intercalations de grès et de dolomies et de possibles intrusions ophilitiques.

Il est constitué par un ensemble d'argiles et de marnes bigarrées, de teintes diverses. Il s'agit d'une structure massive et chaotique où les argiles et les gypses s'intercalent dû au phénomène de diapirisme, qui cause l'intrusion de ces matériaux avec d'autres plus modernes. Cette formation constitue des reliefs isolés entre matériaux d'âges différents.

➤ **Crétacique inférieur(Ci)**

Grès et argiles avec des épisodes carbonatés. Il s'agit d'une alternance irrégulière de grès calcaires et de calcaires sablonneux, d'épaisseur décimétrique, de sables arkosiques, de conglomérats quartzitiques avec une matrice arkosique, de fanges argilo-boueuses ou lutites avec du sable dispersé et de teintes brunes-rougeâtres. Ils présentent une structure stratifiée en bancs avec des épaisseurs comprises entre les centimètres et les décimètres. Ils se trouvent pliés et déformés, à cause de l'orogénie alpine qui affecte l'Atlas Saharien.

➤ **Crétacique moyen (Cn) Marnes et calcaires**

Il est constitué par une alternance irrégulière de marnes dolomitiques, un peu sablonneuses, et d'argiles avec ciment carbonaté, de couleur brun clair et parfois blanchâtre. Les calcaires sont un peu dolomitiques, microcristallins et méso-cristallins.

➤ **Crétacique moyen (Ct) Grès et argiles avec des épisodes carbonatés**

Il est formé par une série plus ou moins rythmique, dans des faciès flysch, de grès et d'argiles. Les grès sont de teintes ocres, marrons, rosées et blanchâtres, et peuvent apparaître friables ou cimentés par carbonate. Les grès et argiles se trouvent en bancs de différentes épaisseurs. Cette unité se caractérise par de fréquentes failles et déformations des matériaux, étant affectée par l'orogénie alpine.

D'après les éléments disponibles dans la phase des études actuelles, le tunnel est surtout implanté dans des terrains sédimentaires du Crétacé. Il se situe dans le flanc Sud de l'anticlinal de DJELFA. [18]

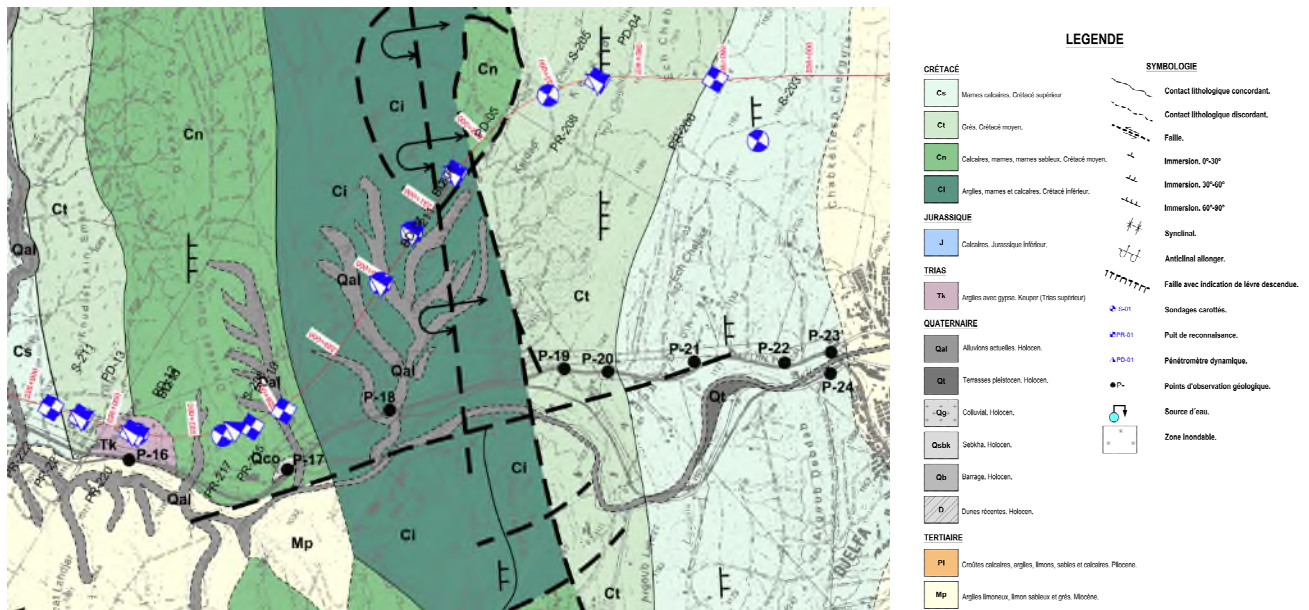


Figure IV.2 : Tracé de la ligne de chemin de fer. Plan géologique de la zone d'implantation des tunnels (extrait de l'APS), Tunnel T2 du pk 232+575 au pk233+400.

❖ Tectonique et sismicité

Le domaine dans lequel se situe le tunnel a été affecté par la tectonique compressive qui a eu lieu pendant le Crétacé. Cela a produit la formation des plissements, accompagnés des failles qui leur sont associées.

Dans la zone qui nous occupe, les couches sédimentaires se trouvent fortement affectées par cette tectonique, avec un anticlinal très plié (renversé) et où les strates présentent une inclinaison élevée (supérieure à 45°) et dans le même sens. Les plissements ont une orientation SO-NE, en accord avec la tendance générale dans la zone objet de l'étude.

À partir des reconnaissances géologiques effectuées, on conclut que le massif rocheux traversé par le tunnel se trouve déformé, en raison de la tectonique régionale dominante, en générant une série de familles de discontinuités.

La zone d'étude s'insère dans la zone sismique I, ce qui signifie qu'il s'agit d'une zone à risque faible et donc, du point de vue sismique, d'une zone stable. [18]

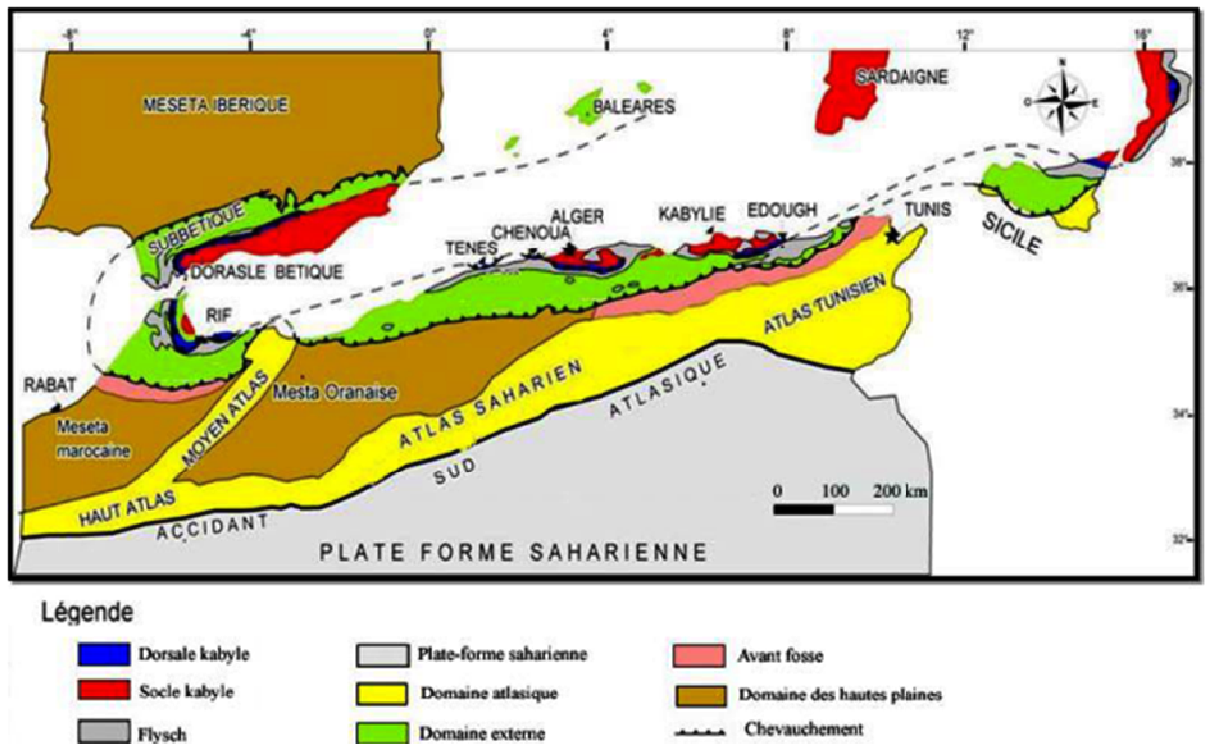


Figure IV.3 : carte tectonique de l'Algérie du Nord. [18]

IV-5-Etude géotechnique

Pour l'étude géotechnique du tunnel, une série des travaux et d'essais de reconnaissance ont été menés :

IV-5-1-Essais in situ

La campagne d'investigation est réalisée par GEOMAG Laboratoire et s'articule-en :

- ❖ Huit (8) sondages carottés de différentes profondeurs menés d'essais SPT.
- ❖ Des essais Lugeon et /ou Lefranc au niveau de quelques sondages carottés.

▪ Sondages carottés

Les sondages ont été réalisés afin de permettre l'identification de la nature des différents matériaux traversés, définir le profil géologique et obtenir des informations qui définiront la géométrie des talus. Au long de tous les sondages, le pourcentage de récupération a aussi été déterminé, ainsi que la valeur du RQD (Rock Quality Designation) et la mesure du niveau d'eau. Les résultats obtenus, pour chaque sondage, sont résumés dans le tableau IV.A.1. [20]

Tableau IV.1:Aperçu sur les résultats des sondages de prospection [21]

Sondage	Localisation approximative	Longueur (m)	Inclination avec l'horizontale	Niveau d'eau (m)	Unité Géologique
S201	Pk 232+600	23,3	90°	-	Ci
S202	Pk 232+625	30,0	90°	29,0*	Ci
S203	Pk 232+625	21,0	90°	-	Ci, Tk ?
S204	Pk 232+675	30,8	90°	10,0**	Ci
S206	Pk 232+832	49,3	60°NW	10,0**	Ct, Tk
S207	Pk 233+000	55,0	60°NW	27,0**	Ct
S205	Pk 233+107	30,0	90°	-	Ct
S208	Pk 233+357	31,1	90°	-	Ct

a-Essais de perméabilité LUGEON

D'après les résultats obtenus des essais Lugeon qu'on a exécuté dans les sondages S202, S203, S204, EES205, S207 et S208, on constate des valeurs élevées entre 7 et 35 U.L, aussi bien au-dessus qu'au niveau du tunnel. En termes d'écoulement, on observe un régime turbulent, qui caractérise le massif avec des fractures plus ou moins ouvertes, En ce qui concerne la dilatation, on constate une ouverture des fractures lorsqu'il y a une augmentation de pression mais lorsque la pression diminue de nouveau, celles-ci se referment. (Annexe 2). [18]

b-Essais de perméabilité LEFRANC

On a réalisé des essais Lefranc dans les formations argilo-sableuses compactes avec des concrétions gréseuses (unité Ct). Les résultats des essais de perméabilité indiquent que les formations argilo-sableuses du Ct sont perméables. Néanmoins, étant donné du fait qu'elles ont une forte composante argileuse, les valeurs attendues devraient indiquer une formation peu perméable. Ce résultat peut être dû au fait qu'il s'agit d'une zone très tectonisée, où il existe plusieurs discontinuités. (Annexe 2). [18]

IV-5-2- Essais au laboratoire

Des échantillons des sols et roches ont été prélevés, en vue de réaliser des essais de laboratoire qui caractérisent le massif. Le résumé des résultats est présenté dans le tableau (annexe1).

D'une façon générale, les essais de laboratoire réalisés sur des échantillons rocheux ou sols très compacts ont été les suivants: teneur en eau, W_n (%); densité, γ_d (t/m^3); porosité, n (%) et compression uni-axiale, R_c (MPa). Les essais en laboratoire s'articulent en des essais physiques (teneur en eau, densité, porosité, analyse granulométrique....), des essais mécaniques (essai de compression uniaxiale, essai Brésilien.) et des analyses chimiques du sol. [20]

IV-6-Zonage géotechnique

Pour l'établissement du zonage géotechnique du massif qui sera traversé par les excavations à réaliser pour l'exécution des ouvrages souterrains associés au Tunnel, on a tenu compte des caractéristiques lithologiques et structurales des formations présentes, ainsi que des caractéristiques mécaniques respectives, estimées en se basant sur l'expérience acquise dans la réalisation de projet et accompagnement d'ouvrages dans des massifs similaires. (Annexe 4)

De la sorte, 3 zones géotechniques ont été définies, ZG3, ZG2 et ZG1, dont les principales caractéristiques sont indiquées dans le tableau (IV.A.2).

➤ **ZG1 (massif de bonne qualité)**

Correspond essentiellement aux zones du massif rocheux dans lesquelles on rencontre les meilleures caractéristiques géotechniques, notamment à l'unité C_t et en concret aux couches de grès moins altérées. Il est probable que l'on rencontre ce type de massif dans la zone du portail de sortie. Du point de vue géotechnique, le massif qui constitue cette zone à des fractures moyennement éloignées à proches et l'indice de qualité RQD caractéristique est normalement supérieur à 30%, ce qui traduit la qualité relative du massif présent, avec un degré de fracturation significatif. Néanmoins, en termes d'altération, il possède une résistance de degré moyen à très élevé, avec des résultats d'essais de compression uni-axiale supérieurs à 25 MPa. On considère la valeur de RMR supérieure à 45.

➤ **ZG2 (massif de qualité intermédiaire)**

Cette zone correspond à une zone géotechnique de transition entre le massif aux faibles caractéristiques et les zones de meilleure qualité. On s'attend à ce que ce type de massif soit présent le long de tout le tunnel, excepté dans la zone de l'unité Tk, ayant de pires caractéristiques.

Il s'agit d'un massif à fracturation proche à très proche, avec indice de qualité RQD très variable, mais normalement supérieur à 10 %, étant considéré très fracturé. La résistance à la compression uni-axiale est très basse à basse, avec des valeurs supérieures à 2 MPa. La valeur de RMR se situe entre 35 et 45.

➤ **ZG3 (massif à faible qualité)**

Le massif considéré intègre les formations du Tk, Ci et avec un plus faible pourcentage du Ct. Ces lithologies (argiles gypseuses, argiles, marnes et grès très altérés) ont de grandes déformabilités et basses résistances et se trouvent parfois dans des zones tectoniquement affectées. On rencontre ces massifs ZG3, essentiellement, dans le portail et tête d'entrée.

La fracturation considérée pour cette zone géotechnique situe les diaclases comme proches à très proches, avec une valeur de RQD variable entre 0 et 50 % et résistance à la compression uni-axiale inférieure à 2 Mpa, classifiant le massif comme ayant une résistance de très à extrêmement basse. La valeur RMR qui caractérise cette zone géotechnique est inférieure à 35. [17]

Tableau IV.2 : Zonage géotechnique [17]

Zone Géotechnique	Formation	Degré de Fracturation (ISRM)	Pourcentage de Récupération (%)	RQD - "Rock Quality Designation" (%)	Résistance à la compression un-axiale - Rc (MPa)	RMR - "Rock Mass Rating"
ZG1	Ci, Cn, Ct	F ₃ à F ₄₋₅	100	> 30*	> 25	> 45
ZG2	Ci, Cn, Ct	F ₄₋₅	100	> 10	> 2	35 - 45
ZG3	Tk, Ci, Cn, Ct	F ₄₋₅	80-100	0 - 50	< 3	< 35

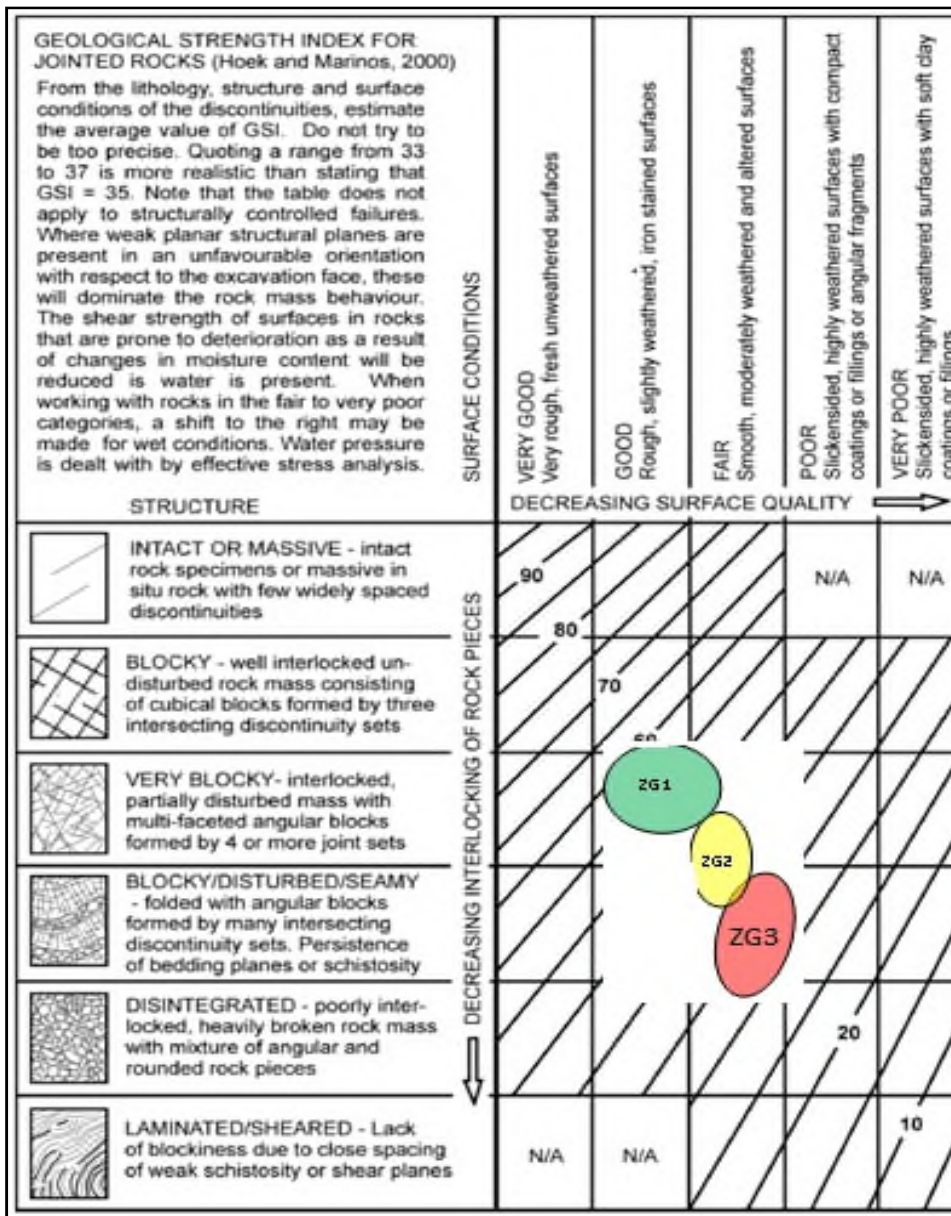
IV-7-Classification géo-mécanique

La classification géotechnique a tenu compte des classifications empiriques développées par Bieniawski (Rock Mass Rating – RMR) et Hoek (Geological Strength Index – GSI).

IV-7-1-Indice de résistance géologique – Geological strength index (GSI)

En appliquant la classification GSI de Hoek, 2002, on arrive à une valeur de GSI pour chaque zone géotechnique. ZG1 représente le massif moins altéré et fracturé avec un $GSI > 45$, ZG2 le massif de caractéristiques moyennes avec un GSI entre 30 et 40 et le ZG3 comprend les zones plus altérées classées avec un $GSI < 30$. [18]

Tableau IV.3 : Corrélation entre les Zones Géotechniques et le GSI. [18]



IV-7-2-Classification de Bieniawski (RMR)

Après l'analyse des éléments de la campagne géotechnique, notamment les sondages et les levés de surface, on a évalué la valeur du RMR (Rock Mass Rating) de Bieniawski, 1989, pour les trois zones géotechniques considérées.

Le système RMR est le plus utilisé dans la classification des massifs rocheux. En se basant sur la quantification de six paramètres géologiques et géotechniques, auxquels on donne des poids relatifs. Le résultat de l'indice RMR pour un massif déterminé peut varier entre 0 et 100 et il est obtenu par la somme algébrique des poids mentionnés. La classification de Bieniawski et ses recommandations sont conçues pour des tunnels de section fer à cheval de 10 m de diamètre, creusés par des explosifs et dans un état tensionnel avec $\sigma_v < 25 \text{ MPa}$.

ZG1, la valeur de RMR, Bieniawski 1989 = (4 à 7) + (8 à 13) + (5 à 10) + (18 à 21) + 15 - 5 = 45 à 61, correspond surtout à un massif de la classe III – rocher moyen.

ZG2, la valeur de RMR, Bieniawski 1989 = (1 à 4) + (3 à 8) + (5 à 8) + (10 à 18) + 15 - 5 = 29 à 37 correspond à un massif de la classe IV ou III – rocher faible a moyen.

ZG3, la valeur de RMR, Bieniawski 1989 = (0 à 1) + (3) + (5) + (5 à 9) + (10 à 15) + (- 2à - 5) = 18 à 31 correspond surtout à un massif de la classe IV – rocher faible.

Pour l'étude du tunnel, une série des travaux de reconnaissance qui se mentionnent à continuation ont été menés.

ZG1 : $Q = 1,1$

ZG2 : $Q = 0,2$

ZG3 : $Q = 0,02$

Pour la zone **ZG1**, on tombe dans les classes de soutènement 5 et 6, où est proposé le béton projeté renforcé avec 5 à 12 cm et des clouages écartés de 1,5 à 2 m. Dans la zone **ZG2**, la classe de soutènement 7, le soutènement recommandé est constitué par du béton projeté avec 12 à 15 cm et des boulons. Les boulons proposés sont de 3 m, écartés de 1,3 à 1,5 m. Pour la zone **ZG3** le béton projeté est proposé avec une épaisseur >15 cm et aussi des boulons. Les boulons proposés sont de 3 m, écartés de 1,0 à 1,3 m (voir figure II.A.1). [21]

IV-8-Etude hydrogéologique

En ce qui concerne les aspects hydrogéologiques, les facteurs locaux ayant une plus grande influence dans ce domaine sont, au-delà de la lithologie, les aspects d'ordre tectonique comme la structure anticlinale du massif, dans la zone de franchissement du tunnel et la présence de failles et zones à plus grande fracturation.

Tandis que la structure en anticlinal contribue à la diminution de la présence d'eau, en comparaison avec les systèmes synclinaux adjacents, la présence de failles pourra avoir une contribution inverse en modifiant les conditions locales et en créant des barrières qui permettent l'accumulation et/ou la conduction d'eau. En ce qui concerne la plus grande fracturation favorisée par les actions tectoniques, celle-ci, d'une façon générale, favorise une plus grande capacité d'infiltration et conduction des eaux.

Pour ce qui est de la lithologie, nous sommes en présence d'unités à priori très contrastées en ce qui concerne la perméabilité, celle-ci étant supérieure dans les unités plus grossières de sable et inférieure dans les unités avec plus grand pourcentage d'argiles. Quant aux éléments rocheux, à priori plus imperméables, la fracturation présente contribue à l'augmentation de la perméabilité. [16]

IV-9-Mode d'excavation

La méthode d'excavation utilisée dans notre cas est la suivante :

➤ Excavation avec perforation et tir d'explosifs

Les travaux d'excavation par forage et dynamitage nécessiteront d'une planification minutieuse des explosions, ainsi que le contrôle strict des charges explosives applicables. On recommande l'utilisation pour les travaux de forage des jumbos robotisés à deux bras, qui fourniront des pas larges d'excavation, avec une qualité élevée au niveau de l'étude de la disposition des perforeuses, ce qui provoquera des sur-excavations réduites.

De la même façon, il faudrait prévoir dans le plan d'excavation de cette zone, les risques de perforation et le besoin de maîtrise de la charge de forage et le dynamitage, la gestion de la charge des explosifs, les risques de projection de fragments et le risque d'évacuation de gaz après l'explosion, ainsi que le découlement d'eau pendant les travaux d'assainissement des bloc instables, après chaque passe d'excavation.[18]

➤ **Partition de la section et longueur de l'avancement**

On a prévu la division de la section pour la construction du tunnel en deux étapes, en avancement et en stross, qui à son tour est divisée en modules / tronçons. Cette division est prévue pour:

- Permettre l'emploi des machines conventionnelles,
- Faciliter la possibilité de réaction face à des difficultés éventuelles provenant des situations inattendues du terrain
- Diminuer les berceaux en superficie,
- Faciliter le suivi et le contrôle des berceaux sur les structures d'intérêt proches

L'avancement sera excavé et se soutiendra à l'aide de béton projeté, de boulons et des armatures métalliques, et ce dans les sections où il est prévu leur utilisation. Au cas où l'on traverse une structure spécialement sensible, cet avancement peut être divisé en deux sous-phases, l'une à côté de l'autre. La première occupera le 60% de la section, atteignant le plan de division entre l'avancement et le stross.

En principe, afin de faciliter la construction, il est prévu d'exécuter le stross après avoir complété l'avancement du tunnel. Toutefois, dans le cas des zones d'excavation en terrain de pire qualité, il sera nécessaire de mettre les deux chantiers proches l'un de l'autre afin de procéder à la fermeture rapide de la section, et évitant ainsi la nécessité de mettre en place des seuils intermédiaires ou des échafaudages.

Le pas d'excavation recommandée de roche oscillera, selon les zones, entre 2 et 4 m en avancement, et entre 4 et 10 m en stross, en fonction de la qualité du massif rocheux à chaque point. Dans les pires sections, le pas d'avancement considéré est d'environ 1 m, tandis que celui en stross est de 2 mètres.

Dans les zones de haute qualité géotechnique, dont l'indice RMR a des valeurs supérieures à 60 points, on pourrait envisager l'exécution de l'excavation de la section complète avec des pas d'excavation de plus de 5 mètres. Toutefois, en raison de la nécessité et de la possibilité d'exercer un contrôle adéquat sur les conditions de l'excavation,. Pour cela, on maintient donc comme un critère de projet, la partition de la section en avancement et stross dans ces circonstances.

Dans tous les cas, la durée d'avancement recommandée devra être ajustée en fonction du comportement du terrain parcouru dans le tunnel. Les soutènements applicables à tout

moment, dans les sections proposées, seront déterminés par la qualité géotechnique du massif excavé. [18]

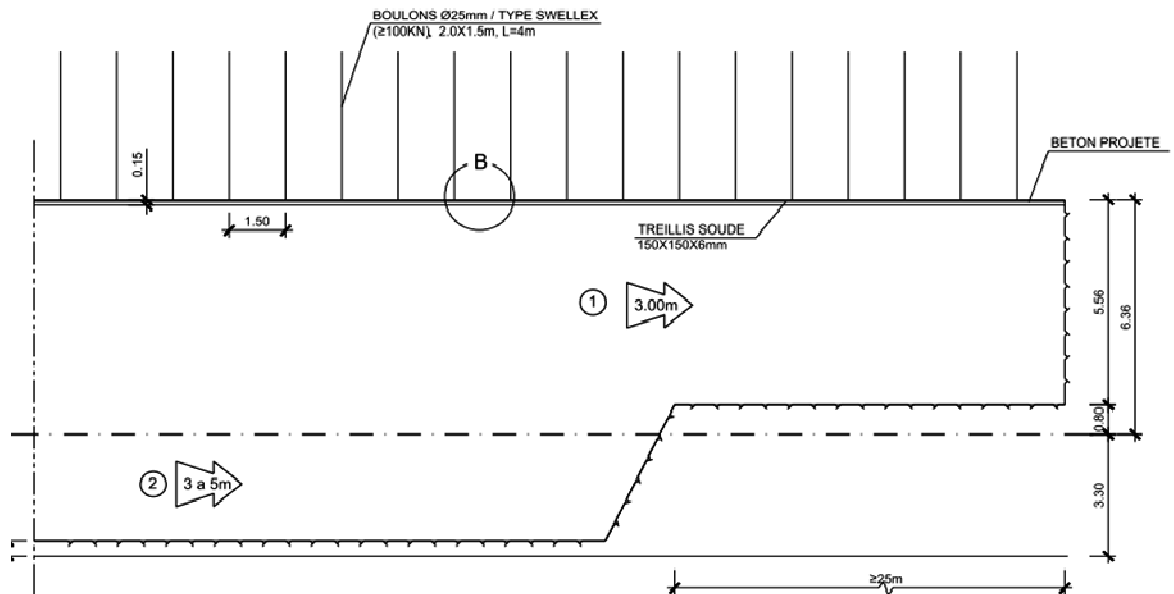


Figure IV.4: Profil longitudinal du tunnel au cours du creusement

IV-10-Auscultation et Instrumentation

IV-10-1- Mesures de convergence

Il est recommandé de mesurer la convergence dans les différentes sections du tunnel, au moyen de ruban extensométrique d'invar. Afin d'assurer un contrôle adéquat des déformations de l'ouvrage, il est estimé que la distance entre chaque section instrumentée ne doit pas être supérieure à 2,5 de diamètre. Ainsi, on procédera à la mise en place de cinq clous fixés au soutènement et situés en hauteur sur le profil longitudinal de demi-section en avancement et stross de l'ordre de 1 - 1,5 mètres. Au moyen d'une bande de précision visée à chaque paire de clous, on mesurera la séparation entre ceux-ci et par conséquent, on mesurera la convergence de la corde que l'on déduira des mesures successives de la convergence de corde.

La distance entre les clous en avancement et le nivellement du point clé, servira pour contrôler les déformations produites du fait de l'excavation, puis pour connaître l'effet produit par l'excavation du stross dans la demi-section supérieure, avant de passer au stross dans la

même section de mesure. La distance entre les clous situés en stross, permet de fournir de précieux renseignements sur la déformation dans la partie intérieure de la section du tunnel à la suite de cette excavation. [20]

IV-11-Travaux de soutènement

Avant le début des travaux souterrains d'excavation, il est nécessaire d'effectuer dans les deux têtes quelques tâches pour protéger les premiers mètres des tunnels. Ces zones sont spécialement sensibles puisque le terrain est plus altéré, l'excavation s'effectue avec un recouvrement minimal et parce qu'un effondrement ou une instabilité pourrait provoquer le glissement de la pente frontale.

Dans la pente frontale de la tête d'entrée, on recommande d'exécuter une visière pour protéger l'accès au tunnel des possibles décollements. Cette visière consiste généralement en des segments métalliques lourds en cintre et reliés entre eux au moyen de plaques d'acier assemblées, préférablement couvertes avec du béton projeté.

Sur les pentes frontales des têtes d'entrée provisoires, il est nécessaire de placer un appui consistant à une couche de béton projeté avec maille électrosoudée d'acier. En outre, dans ces pentes excavées en terrain rocheux, on doit disposer des boulons d'acier injectés avec coulis de ciment (Annexe 1). [17]



Figure IV.5 : des cintres écartés entre eux de 1.5 m

IV-12-Imperméabilisation et drainage

L'utilité de l'imperméabilisation et le drainage d'un tunnel est variée, d'une part sert à protéger le revêtement de l'action des eaux souterraines, et à éviter de possibles égouttements sur la plate-forme, et d'une autre, sert à réduire les pressions interstitielles sur l'appui. Pour ce motif on considère nécessaire l'imperméabilisation et le drainage dans toute la longueur des tunnels.

Le système est constitué par une lame poreuse de protection (géotextile) en contact avec l'appui, et une autre lame imperméable (normalement de polyéthylène) placée ensuite. Le géotextile sert à retenir les particules fines de l'infiltration à travers l'appui, et à drainer les eaux souterraines. De cette manière on réduit les pressions interstitielles que reçoit le revêtement, et on protège la lame imperméable face à des charges ponctuelles étant donné les irrégularités de l'appui. [20]

IV-13-Revêtements

Le revêtement n'exerce pas un rôle structurel à court terme, mais assure la stabilité de l'œuvre à long terme face à une dégradation éventuelle des caractéristiques mécaniques du terrain ou des éléments d'appui. Ces exigences doivent être compatibles avec les conditions d'utilisation du tunnel et avec un coût d'exécution raisonnable.

De même, l'épaisseur de revêtement apporte une résistance additionnelle pendant un possible incendie qui pourrait être déclaré pendant la phase d'exploitation du tunnel. On estime qu'il est nécessaire que le revêtement final doit être constitué par une couche de béton en masse situé dans les pignons et la voûte, exécuté par voiture de coffrage. Ce revêtement doit être effectué après l'exécution du soutènement. En outre, il est nécessaire de fermer l'anneau de revêtement par un plancher ou une contre voûte de béton armé, selon les cas. En accord avec les recommandations d'octobre de 2006 proposés par l'Association Internationale de Tunnels(ITA), on estime qu'un dosage minimal de 3kg de fibres de polypropylène est nécessaire par chaque mètre cube de béton de revêtement. [21]

IV-14-Mesures de sécurité

Les mesures de sécurité qui seront établis dans ce tunnel ont été étudiées conformément à la Spécification Technique d'Interopérabilité (STI) relative à la Sécurité dans

les Tunnels dans les Systèmes Ferroviaires Transeuropéens, qui a été prise comme référence pour les mesures à adopter.

En principe, les spécifications de la STI seraient uniquement d'application pour les tunnels de plus d'un kilomètre de longueur, étant nécessaire une recherche spéciale de sécurité pour les tunnels de plus de 20 km. Dans le cas qui nous occupe, compte tenu que la longueur de tunnel est de 800 mètres, car il n'y a pas lieu une recherche spéciale de sécurité, et à priori, les indications mentionnées dans ces spécifications ne seraient pas exigibles. Pourtant, il a été vérifié que le tunnel envisagé accomplit ces recommandations, de ce fait, la conception réalisée reste du côté de la sécurité.

Il est habituel d'analyser les risques dans les tranchées d'entrée (instabilité et érosion des talus). Selon l'analyse de la stabilité des talus dans les têtes d'entrée, les traitements spéciaux à en tenir compte sont les suivants :

- Comme traitement spécial, des tranchées couvertes ont été disposés tant à l'entrée comme à la sortie du tunnel, ce qui constitue une amélioration générale de la sécurité.
- Des calculs de stabilité des talus dans les têtes d'entrée ont été menés à bien, ayant disposé des renforcements dans les mêmes afin de garantir la stabilité.
- Aussi, en ce qui concerne le tracé, même si la STI ne mentionne pas des recommandations spécifiques, les suivantes recommandations sont normalement suivies :
- Il est à éviter les points bas dans le profil en long, afin d'empêcher l'accumulation des eaux ou de la fumée dans l'intérieur du tunnel. Le tracé n'a pas des points bas, donc il n'est pas nécessaire de prévoir des puits ou des stations de pompage. [21]

Chapitre V : Modélisation tridimensionnelle d'une section du tunnel

V-1-Introduction

Dans ce chapitre on va modéliser numériquement et en 3D une section de la zone géologique 1 qui est constitué d'une seule couche de grés, elle se trouve à la sortie du tunnel. La modélisation sera établie et calculée avec le logiciel PLAXIS 3D Tunnel. Et cela dans le but de valider et confirmer la stabilité de cet ouvrage, et d'observer les déplacements, les contraintes au niveau de la voute et de coté latérale et les tassements au niveau du radier

V-2-Définition des données

Pour les réglages généraux, on a choisi :

- Les déformations sont considérés planes
- Eléments à 15 nœuds pour le sol
- Unités : m(Mètre), KN (Kilo newton), s(Seconde)

V-3-La géométrie du modèle

A l'aide des éléments géométriques recueillis par l'entreprise, une section du tunnel T2 a été modélisée en axisymétrie avec une hauteur de 31 m, une largeur de 24m et un diamètre de 13m

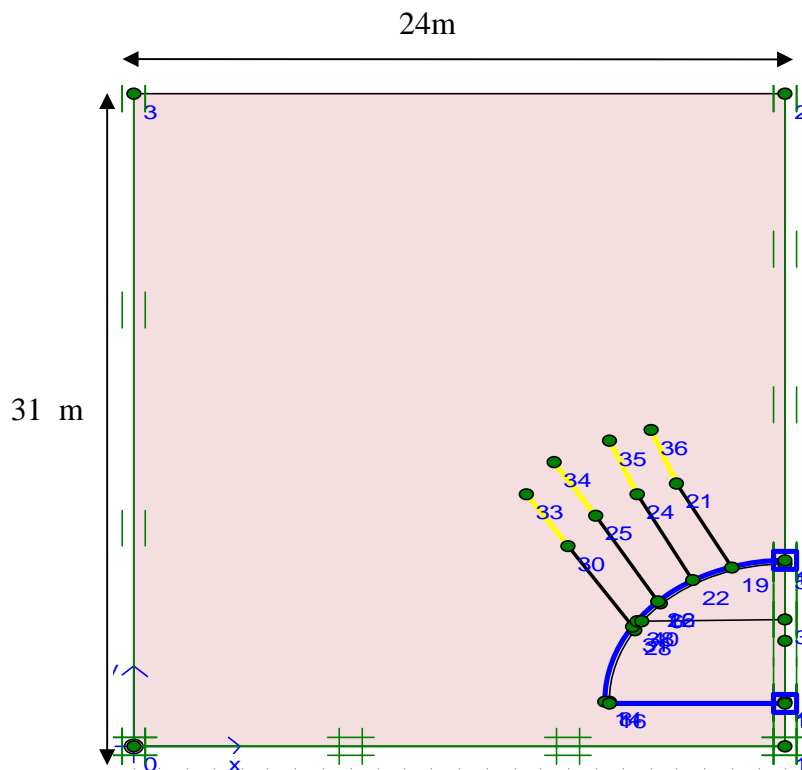


Figure V.1: représentation géométrique du modèle

▪ La méthode NATM

On a appliqué dans Cet ouvrage la méthode NATM dont on a utilisé un soutènement en béton projeté C30/37 d'une épaisseur de 0.10m renforcé par des fibres métalliques et treillis soudés occasionnels, des boulons de type swillex de 4 m de longueur écartés de 1,5 à 1,5x1,0 m et des cintres TH-21 occasionnels, et Pour la modélisation huit sondages ont été fait sur le terrain et on a choisi le sondage S208(Annexe 2) de 31 m de profondeur composé d'une seule couche de grés qui est effectué au niveau de la zone géologique 1. On a assimilé les boulons aux tirants d'ancrage (anchors) et coulis de ciment au géogrid (voir Tutorial plaxis 8.2)

V- 4- Caractéristiques géotechniques

Tableau V.1 : paramètres géotechniques du sol utilisés pour la modélisation

Loi de comportement utilisé			Mohr coulomb
module de Young	E	kN/m ²	1.10 ⁷
Coefficient de Poisson	v		0,22
Poids volumique saturé	γ_{sat}	KN/m ³	23
Poids volumique insaturé	γ_{unsat}	KN/m ³	23
Cohésion	C	KPa	450
Angle de frottement	ϕ	(en degrés)	45
Angle de dilatance	ψ	(en degrés)	15

V-5- Caractéristiques mécaniques de soutènement

Tableau V.2 : caractéristiques du béton projeté

Paramètres		valeurs	unités
Rigidité normale	EA	3.10 ⁶	KN/m
Rigidité de flexion	EI	2,25.10 ⁶	KNm ² /m
Epaisseur équivalente	d	3	m
Poids	w	8,4	KN/m/m
Coefficient de Poisson	v	0,15	

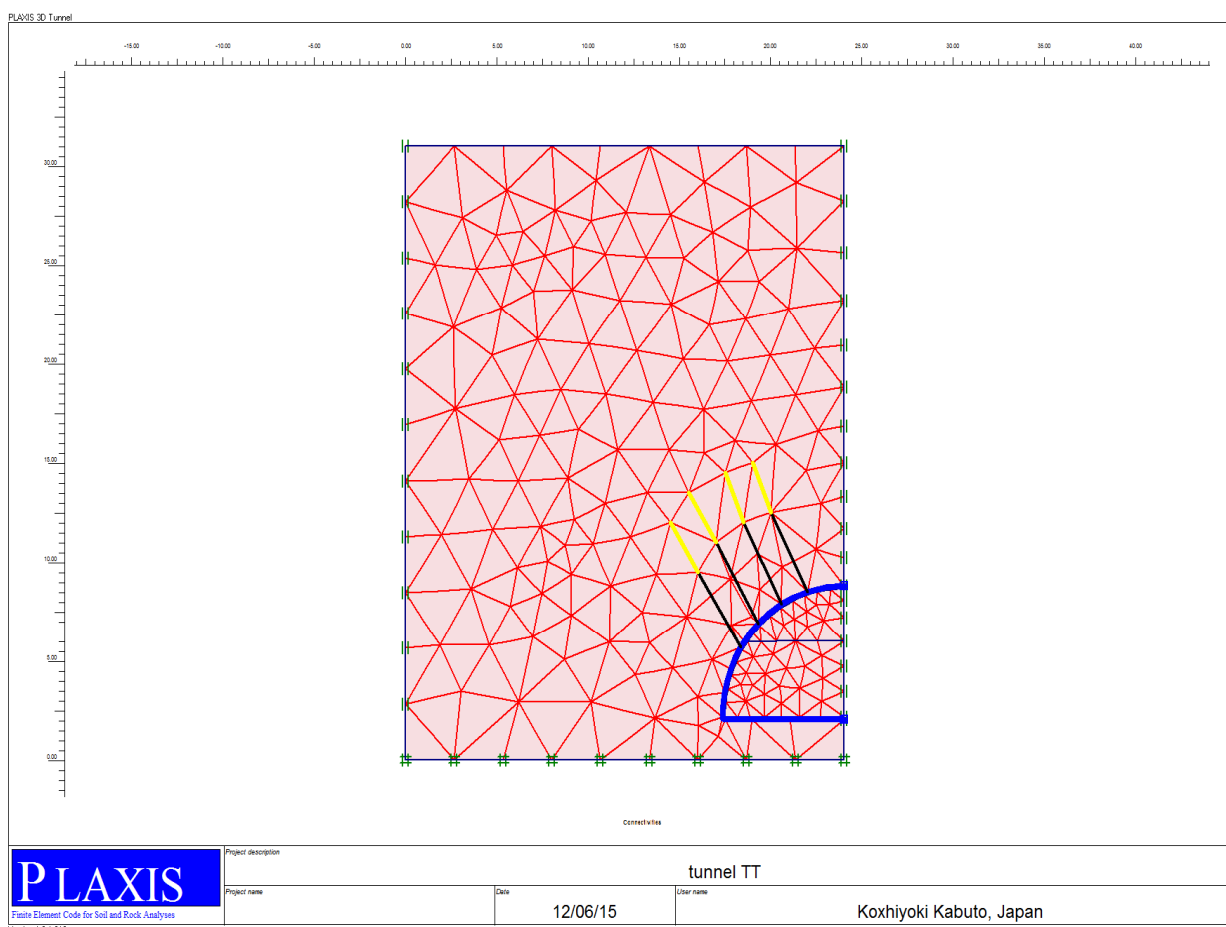
Tableau V.3 : Caractéristiques mécaniques des boulons d'ancrage

	EA (KN/M)	EA (KN)	L (m)
Tirant d'ancrage	1.10^5		4
Coulis de ciment		140	

V-6-Génération du maillage

Pour des raisons de symétrie un demi de la géométrie est modélisé. Pour tenir compte de l'évolution des déplacements avec la profondeur et, minimiser l'influence de la condition aux Limites.

Le terrain a été modélisé par des éléments triangulaires prismatiques à 15 nœuds comporte environ 2779 éléments et le maillage nécessite d'être raffiné dans les zones de forte variation des contraintes.

**Figure V.2** : représentation du maillage du projet en 2D

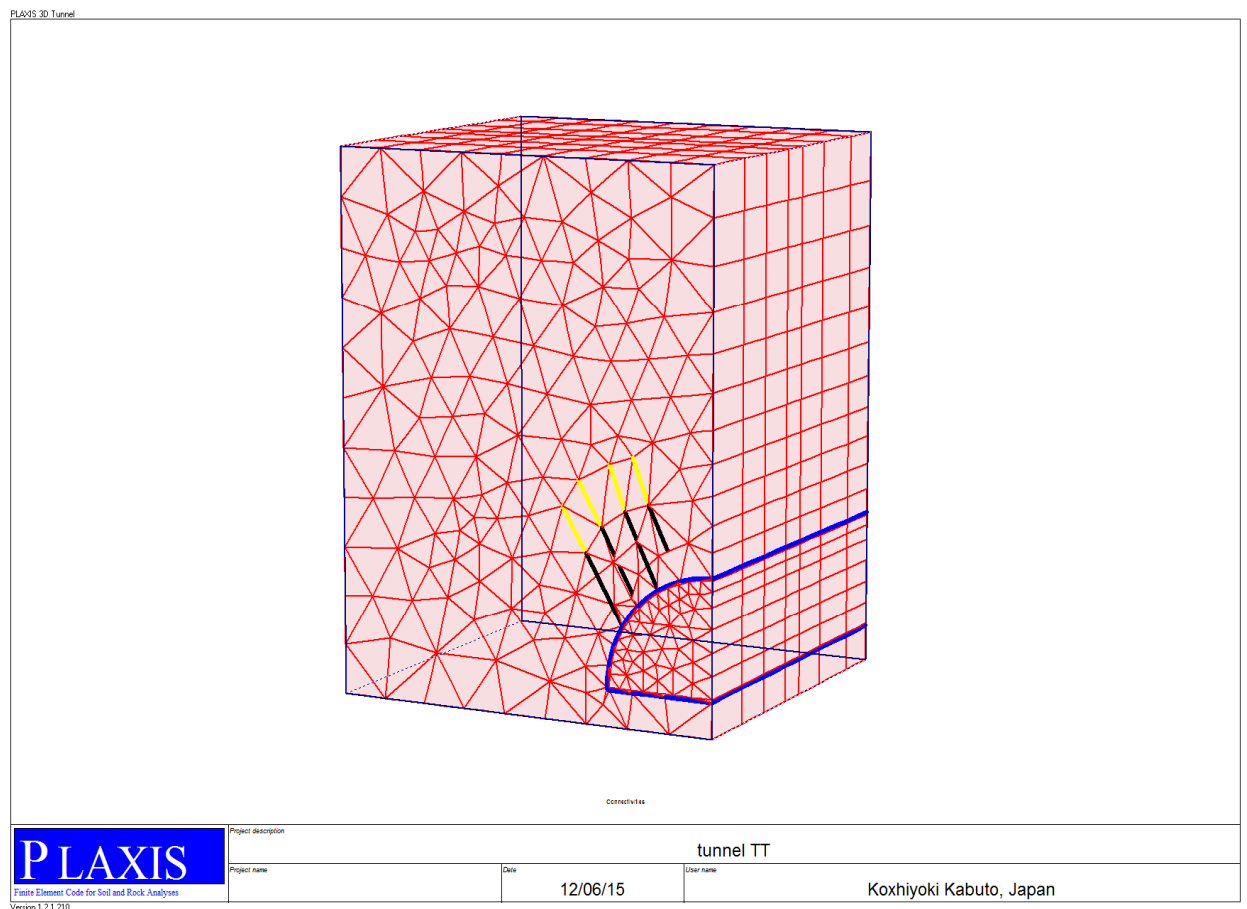


Figure V.3 : représentation du maillage du projet en 3D

V-7-Conditions hydrauliques

La fonction initiale conditions est utilisée pour définir le poids volumique de l'eau et une ligne phréatique générale. Comme on ne va pas prendre en considération les pressions interstitielles, le niveau de la nappe phréatique initiale est égal à 0

V-8-Contraintes initiales

On génère les contraintes initiales en prenant les valeurs de k_0 . La valeur de k_0 est calculée automatiquement d'après la formule de Jacky. On garde le poids du sol égale à **1**, ce qui correspond à une application totale de la gravité k_0

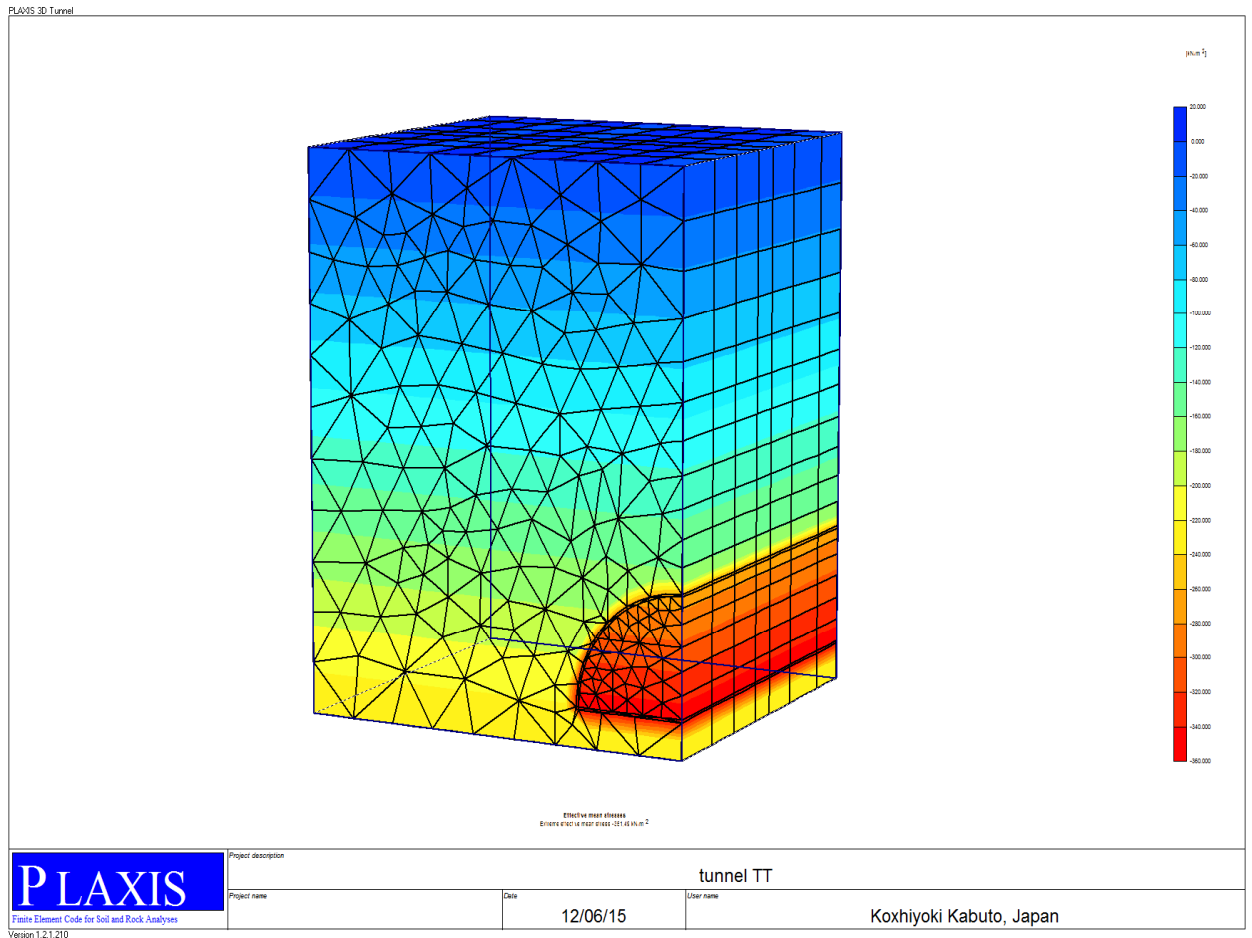


Figure V.4 : Contraintes effectives initiales 376,89 KN/m

D'après cette figure on constate que les contraintes sont plus importantes au niveau du côté latérale et le radier d'une valeur comprise entre 300 et 380 KN/m^2

V-9-Simulation des creusements

Le creusement a été réalisé avec l'activation des tirants d'ancrages et du soutènement en sections divisées, on avance de 3 m en phase 1 pour l'excavation de la calotte puis on procède à l'excavation du stross dans la phase 2 avec avancement jusqu'à 5m. On applique la méthode NATM (béton projeté + boulons d'ancrage) pour chaque phase d'excavation.

V-9-1-Phasage de calcul

Phase 1 : excavation de 3m de la calotte et le stross avec activation de soutènement et les tirants d'ancrage.

Phase 2 : excavation de 3m de la calotte avec activation de soutènement et les tirants d'ancrage.

Phase 3 : excavation de 3m du stross avec activation de soutènement et les tirants d'ancrage

Phase 4 : excavation de 4m de la calotte avec activation de soutènement et les tirants d'ancrage.

Phase 5 : excavation de 4m du stross avec activation de soutènement et les tirants d'ancrage

Phase 6 : excavations de 3m de la calotte avec activation de soutènement et les tirants d'ancrage.

Phase 7 : excavation de 3m du stross avec activation de soutènement et les tirants d'ancrage

Phase 8 : excavation de 2m de la calotte avec activation de soutènement et les tirants d'ancrage.

Phase 9 : excavation de 2m du stross avec activation de soutènement et les tirants d'ancrage

Phase 10 : excavation de 3m de la calotte avec activation de soutènement et les tirants d'ancrage.

Phase 11 : excavation de 3m de la calotte avec activation de soutènement et les tirants d'ancrage.

Phase 12 : excavation de 4m de la calotte avec activation de soutènement et les tirants d'ancrage.

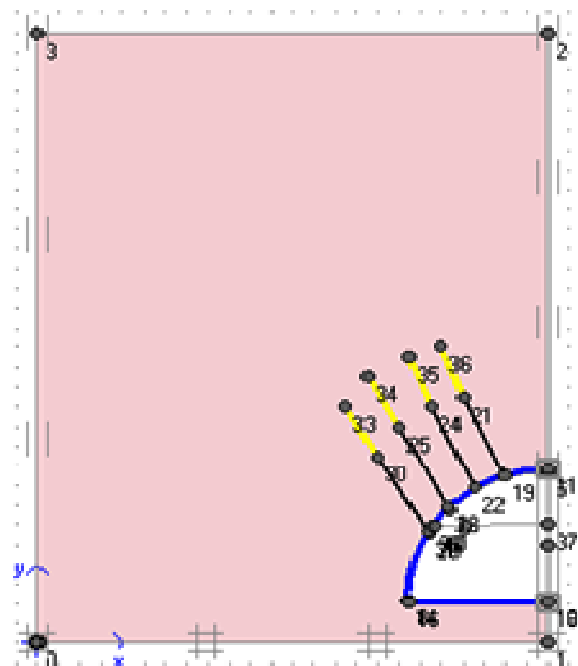


Figure V.5 : phase 1 montrant l'activation des tirants d'ancrage et le soutènement

V- 10-Résultat obtenus

V-10-1-Les déplacements totaux

Les déplacements totaux (Total displacements) représentent les déplacements cumulés absolus $|u|$, calculés à partir des composantes horizontales(x) et verticales (y) des déplacements à chaque nœud, cette figure montre le déplacement maximal est de $911,88.10^{-6}$ m et on remarque que les tassements au niveau du radier sont négligeables.

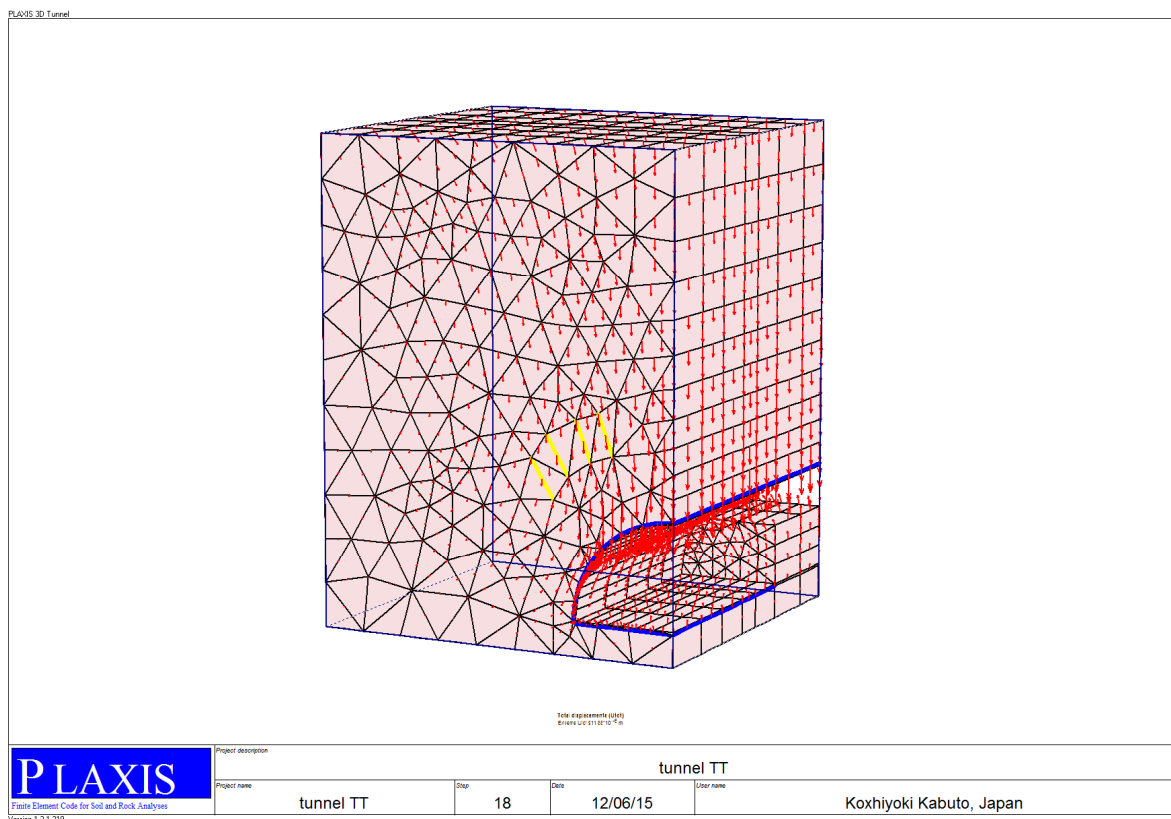


Figure V.8 : déplacements totaux maximaux

V-10-2-Les contraintes totales

Les contraintes totales (Total stresses) sont les contraintes totales S (contrainte effective + pression interstitielle).

Les contraintes totales (Total stresses) peuvent être représentées sous la forme des contraintes principales (Principal directions), des contraintes moyennes (Mean stresses) ou des contraintes de cisaillement relatif (Deviatoric stresses).

Les contraintes principales totales sont représentées par des croix au niveau des points de contrainte des éléments. La figure suivante montre que la contrainte principale maximale est de $2,73.10^3 \text{KN/m}^2$

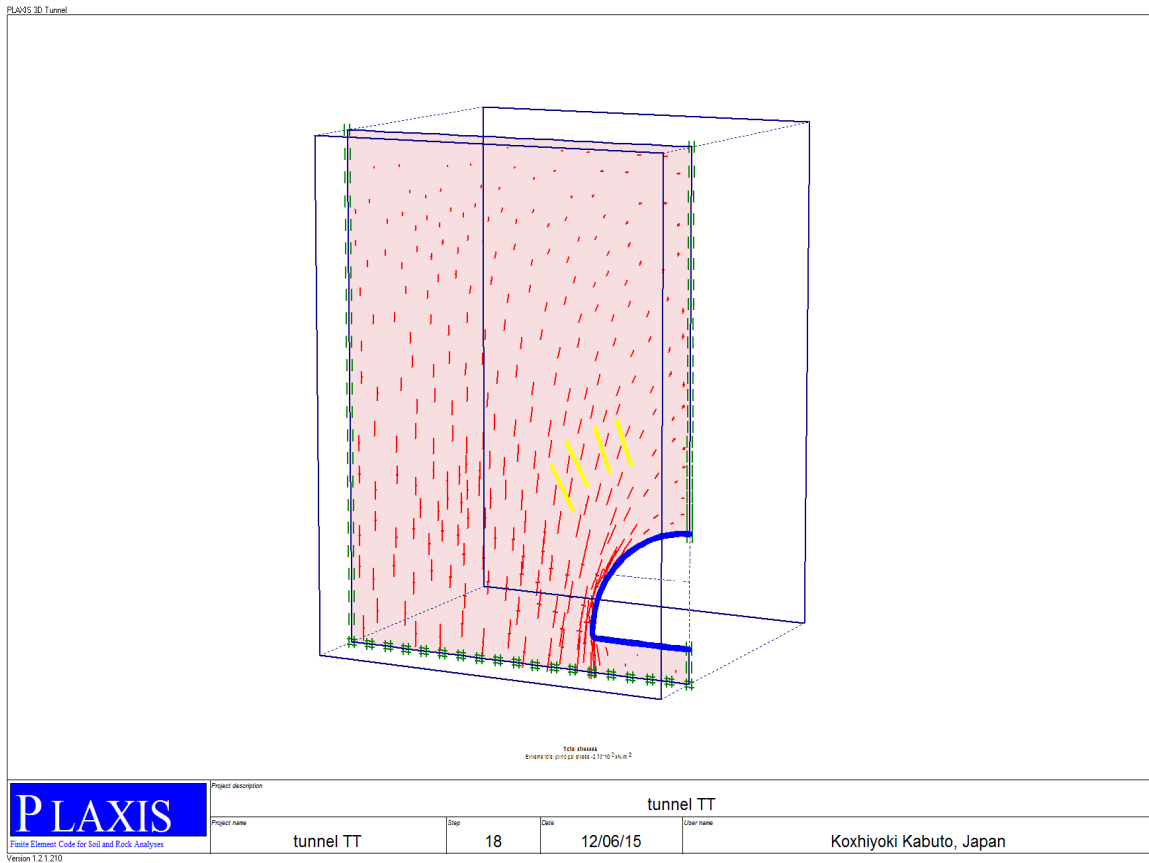


Figure V.9 : contraintes principales totales (plan A)

V-10-2-1-Contraintes horizontales

La figure suivante montre que la contrainte horizontale maximale est de $1,35.10^3 \text{KN/m}^2$

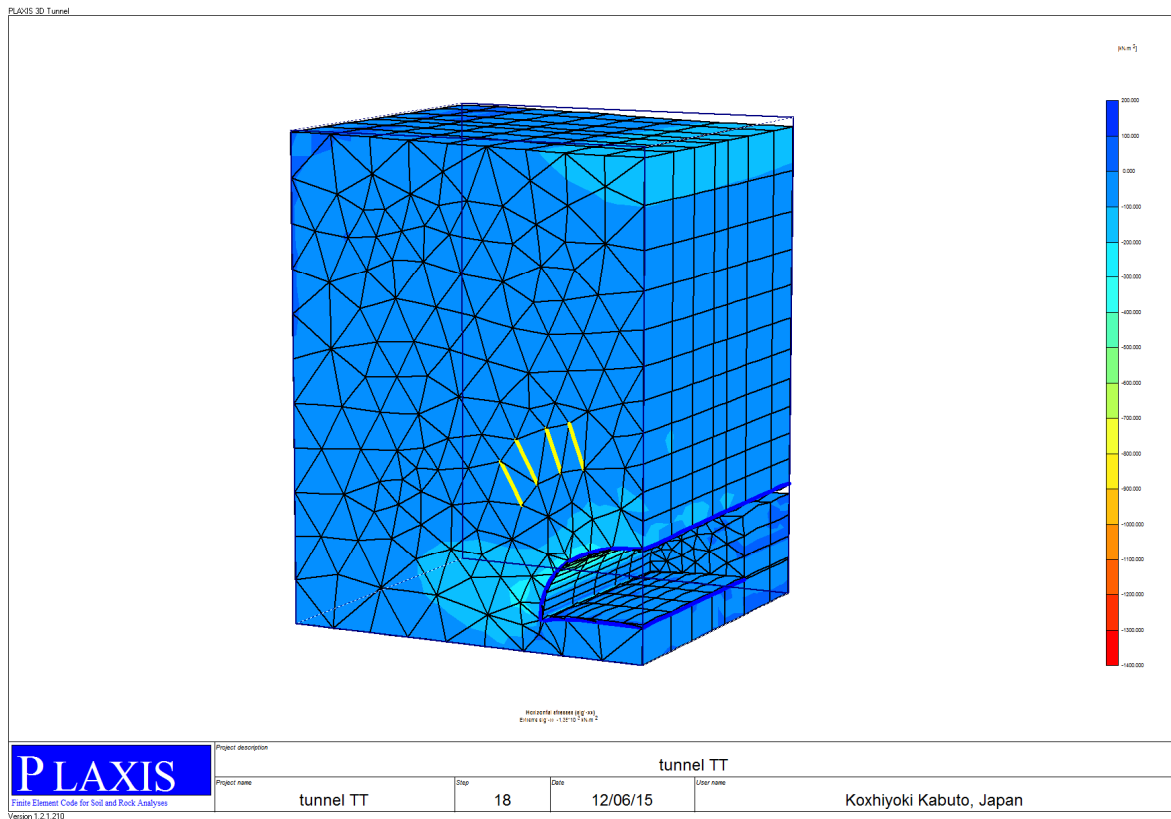


Figure V.10 : contraintes horizontales

V-10-2-2-Contraintes verticales

La figure suivante montre que la contrainte verticale horizontale maximale est de $2,51 \cdot 10^3 \text{KN/m}^2$. Les contraintes verticales sont moins importantes au niveau de la calotte creusée.

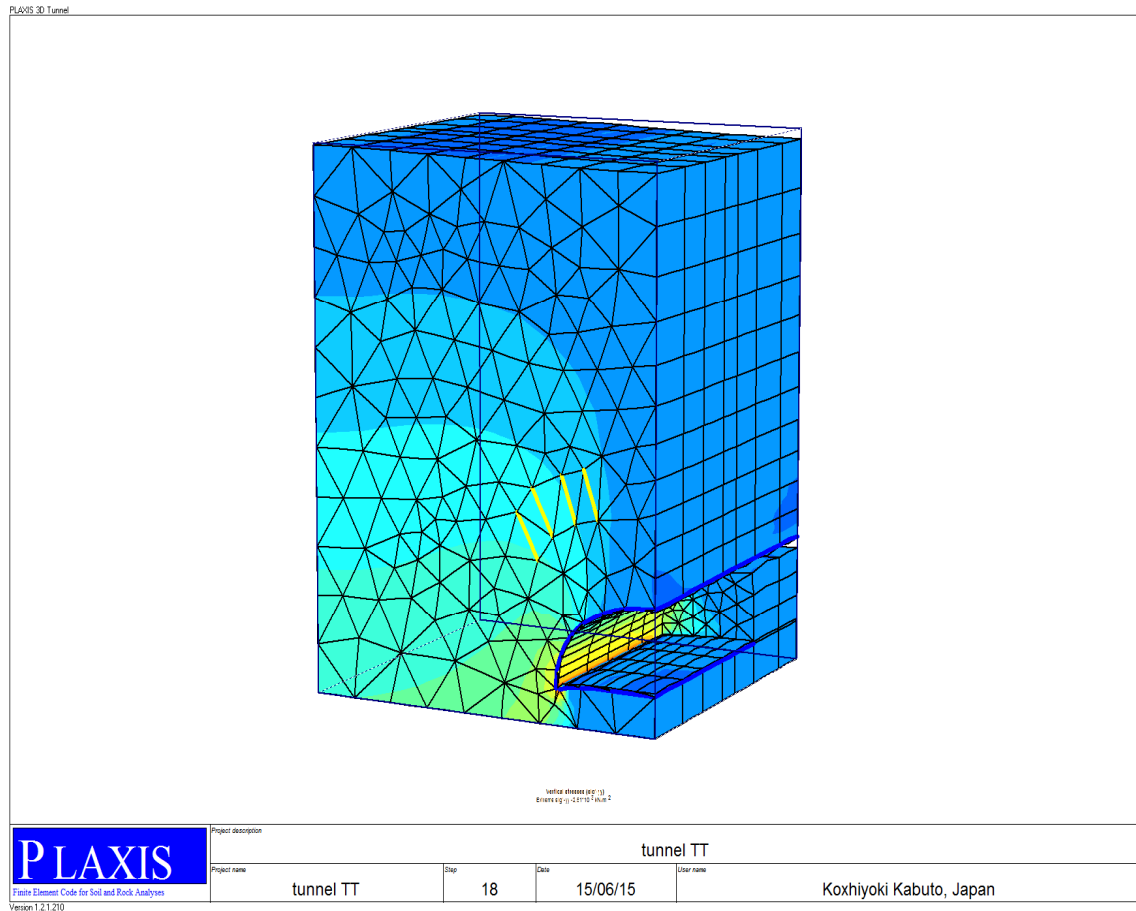


Figure V.11 : contrainte verticales

V-10-3-Déformations volumétrique

La figure suivante montre que la déformation volumétrique maximale est de $93,13 \cdot 10^{-3}\%$, alors on peut confirmer que cette zone n'est pas vraiment déformée malgré les effets de creusement à l'explosif.

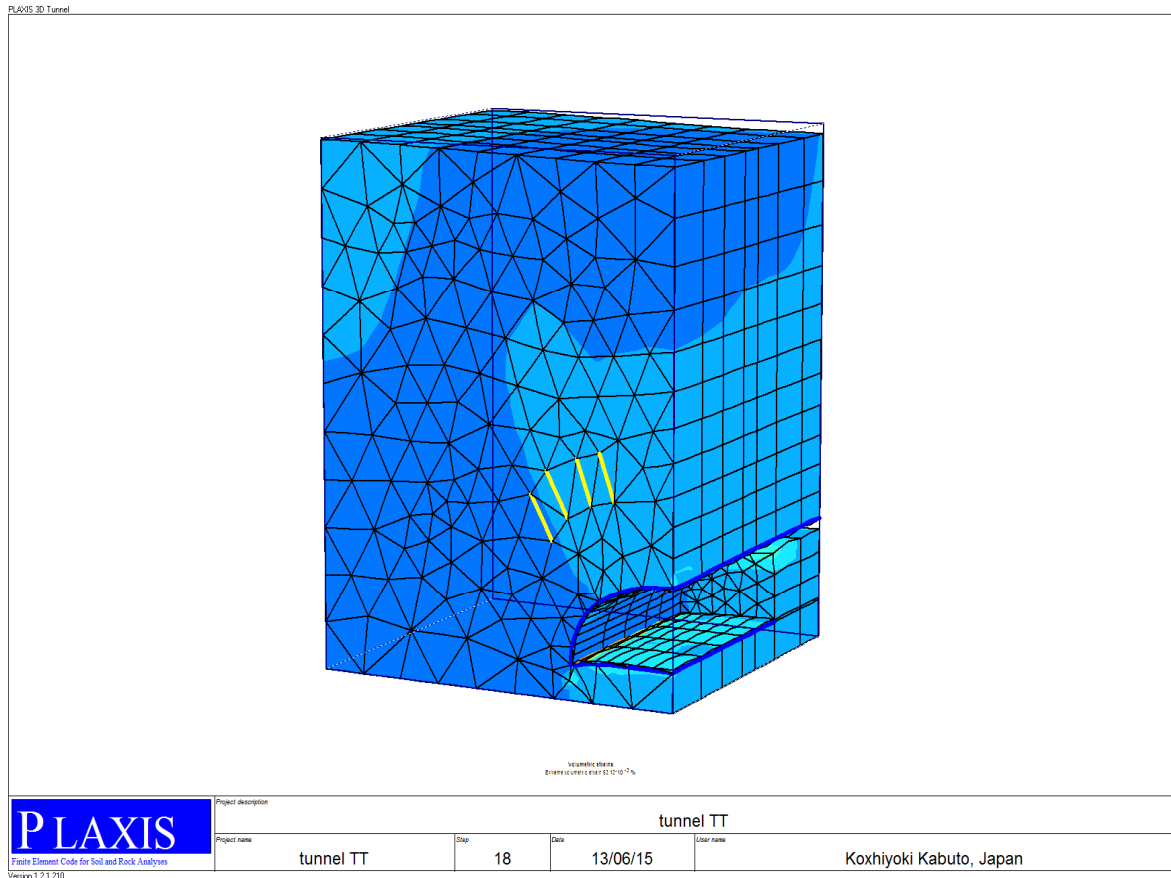


Figure V.12 : Déformations volumétriques

V-10-4-Les plans des déplacements horizontaux

Les figures suivantes présentent les plans des déplacements horizontaux au dessus de la voûte et au niveau du radier. Les valeurs maximales en 3D et en 2D sont respectivement : $123,33 \cdot 10^{-6} \text{m}$, $50,74 \cdot 10^{-6} \text{m}$.

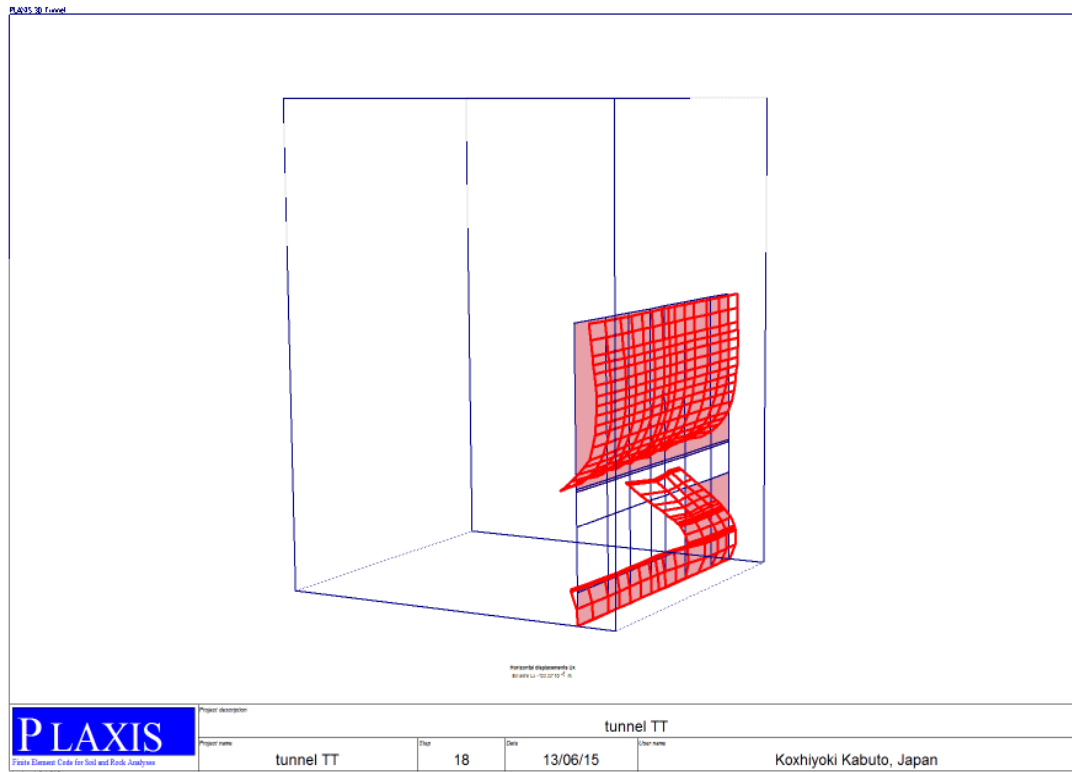


Figure V.13 : Plan des déplacements horizontaux en 3D

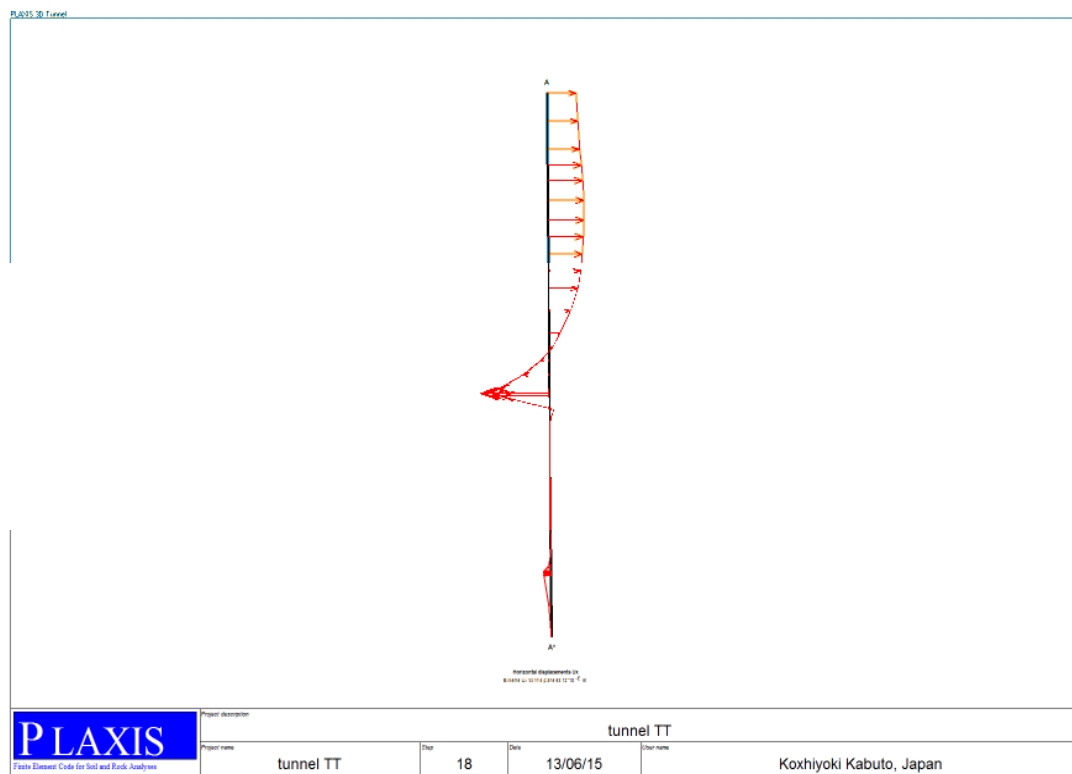


Figure V.14 : Plan des déplacements horizontaux en 2D (plan A)

V-10-5-Moment de flexion

Les figures ci-dessous montrent que le moment de flexion maximal au niveau de la voûte en 3D et en 2D (plan A) est respectivement : 77,94 KNm/m, 59,09 KNm/m. On remarque que le moment de flexion grandit en s'approchant de la voûte

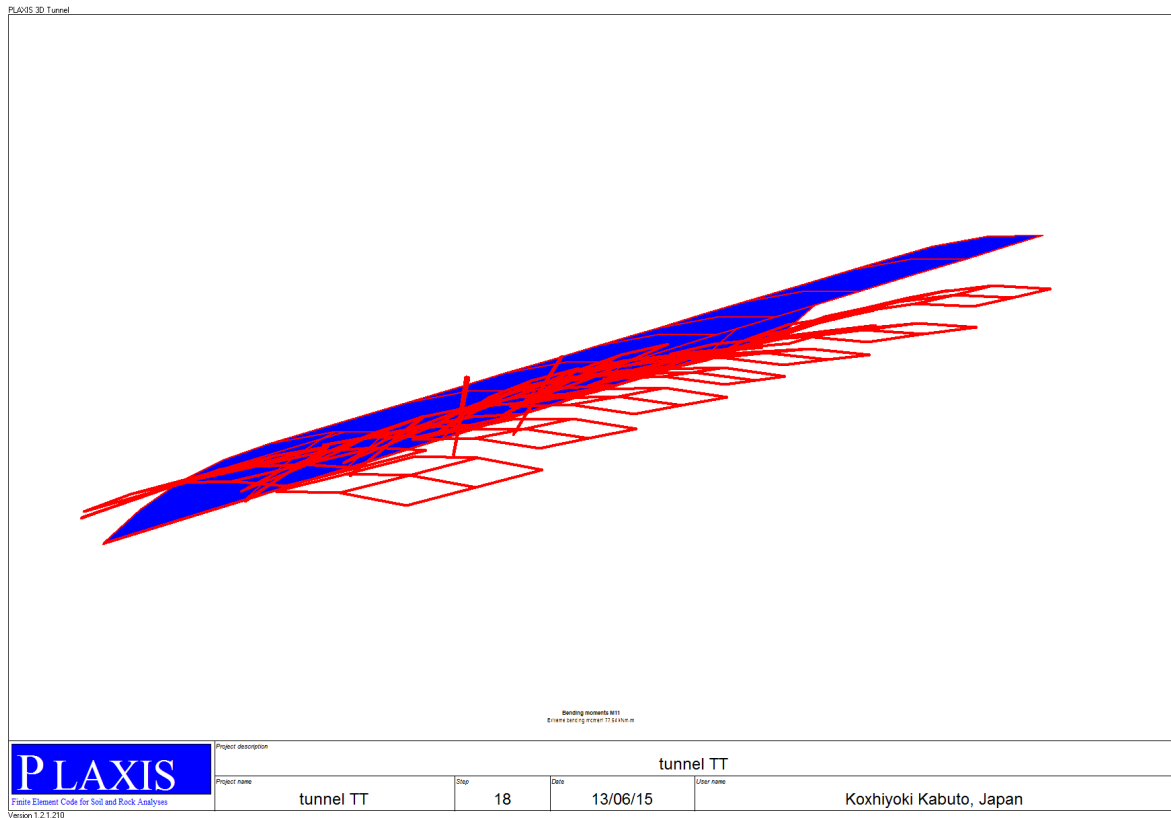


Figure V.15 : moment de flexion en 3D

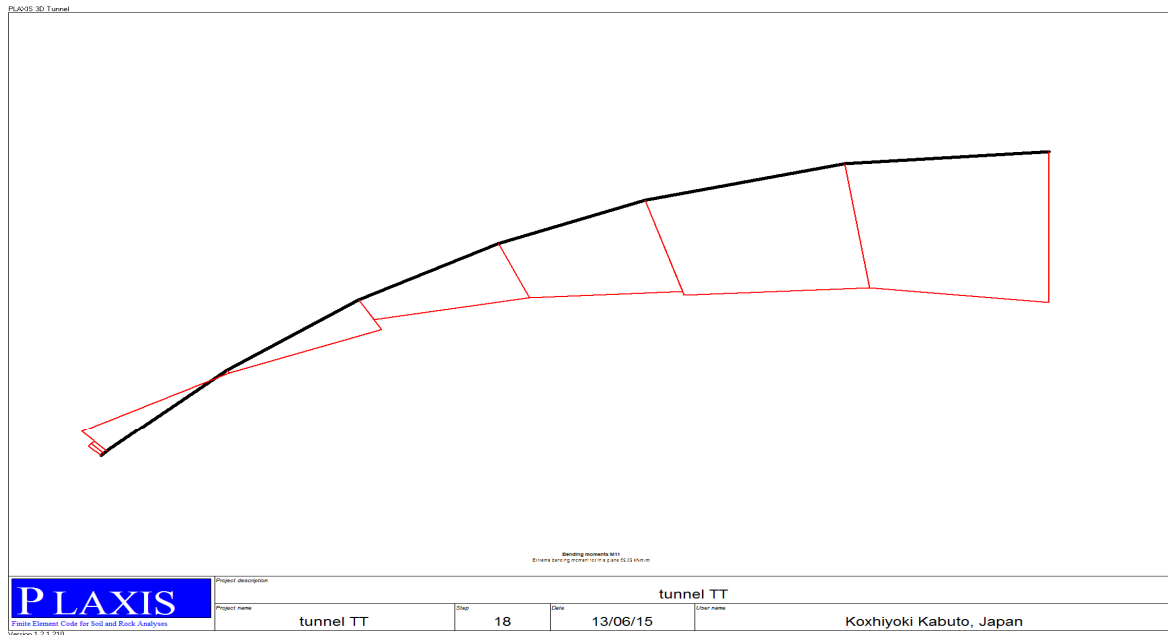


Figure V.16: moment de flexion en 2D (plan A)

V-10-6-Effort axial

Les figures ci-dessous montrent que l'effort axial maximal au niveau de la voûte en 3D et en 2D (plan A) est respectivement : 151,64KN/m, 100,31KN/m.

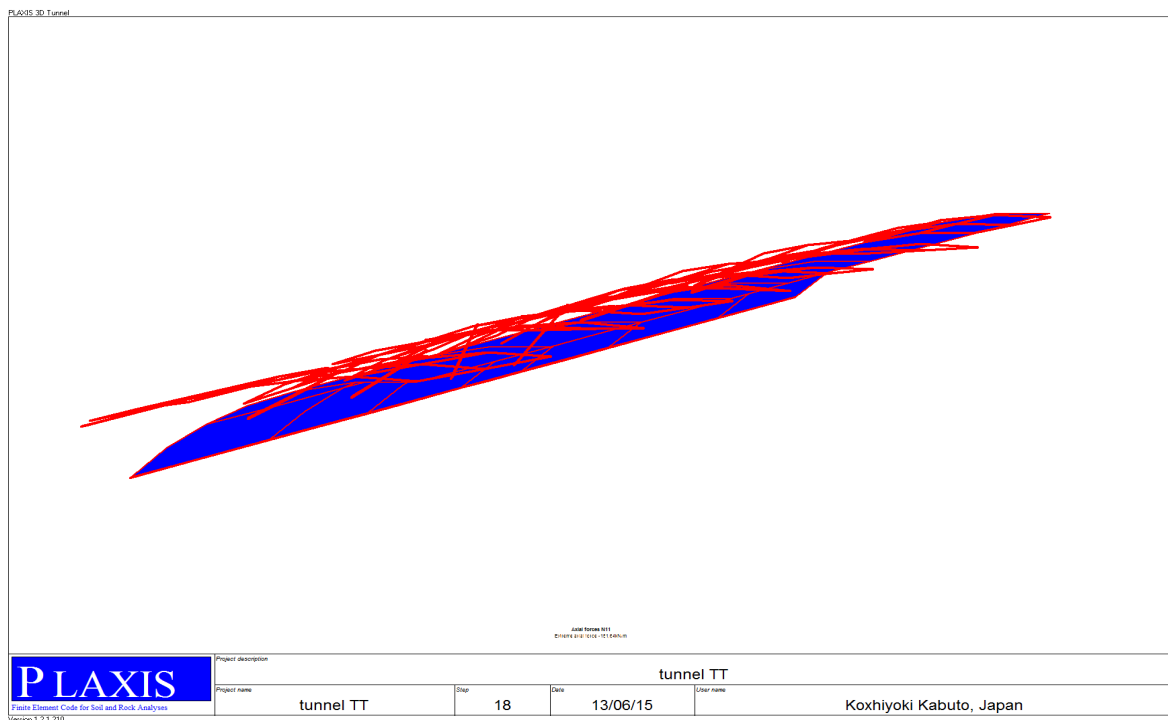


Figure V.17: effort axial en 3D

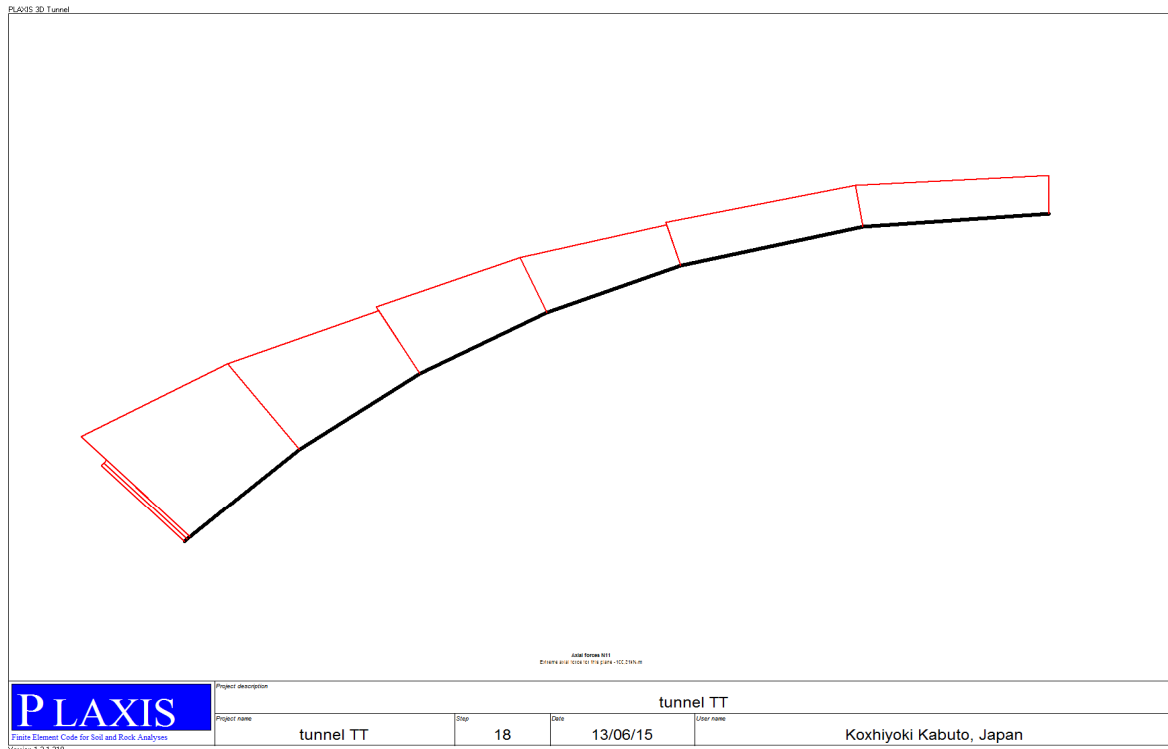


Figure V.18: effort axial en 2D

V-10-7-Moments de torsion

Les figures ci-dessous montrent que le moment de torsion maximal en 3D et en 2D (plan A) est respectivement : 44,50KNm/m, 33,40 KNm/m

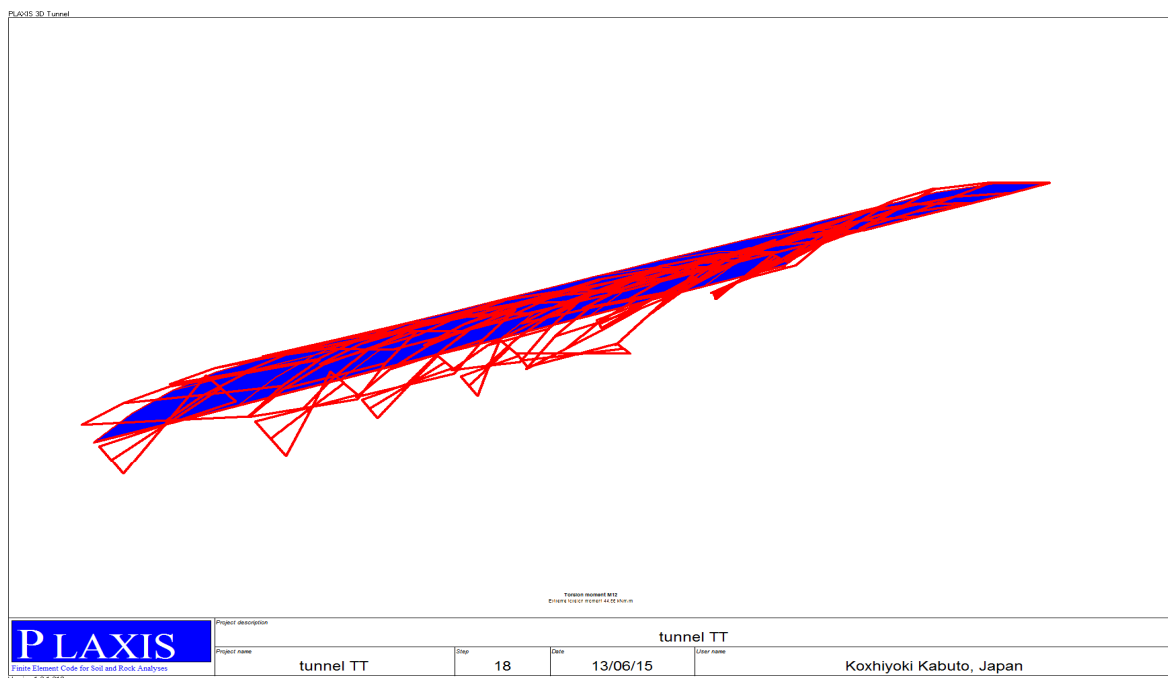


Figure V.19 : moment de torsion en 3D

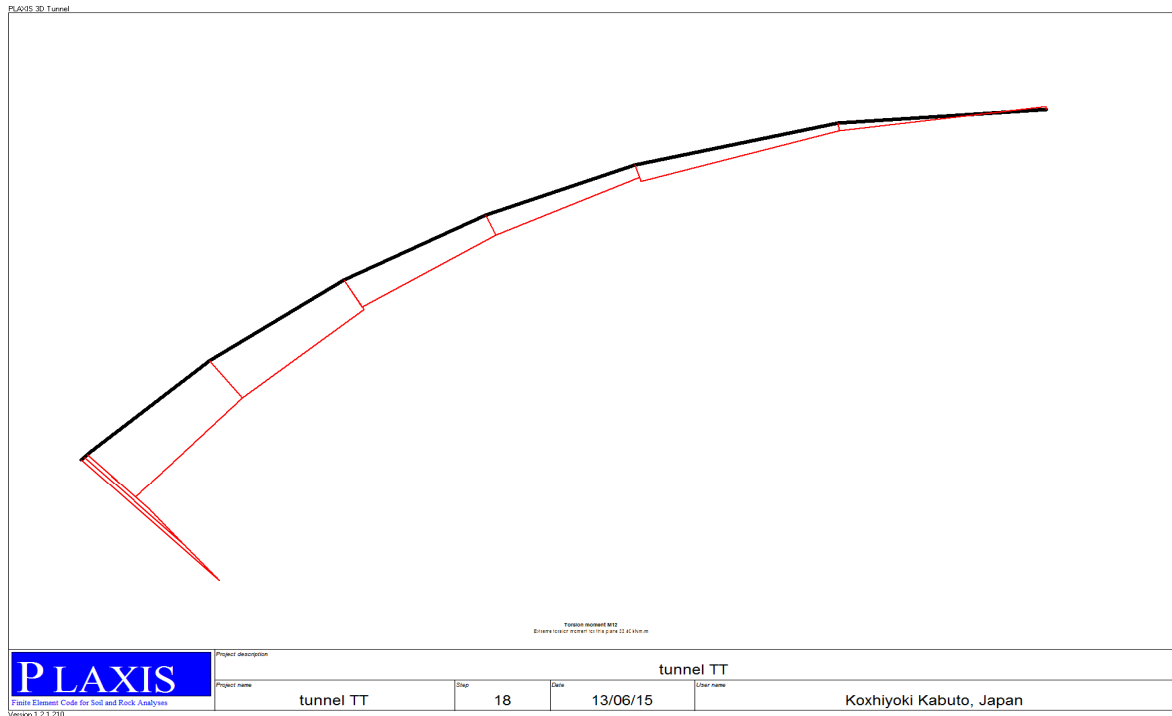


Figure V.20 : moment de torsion en 2D (Plan A)

V-11-représentation graphique des déplacements en plan A

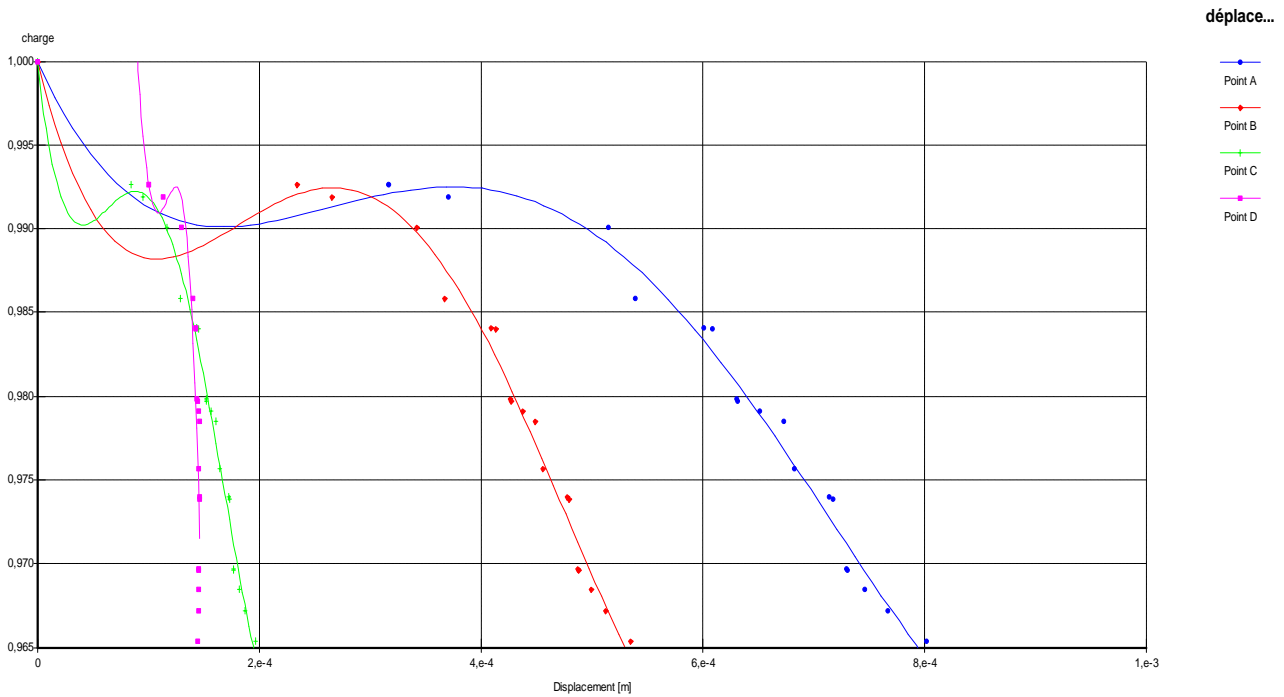


Figure V.21 : graphe des déplacements par rapport à des charges (1^{ère} phase)

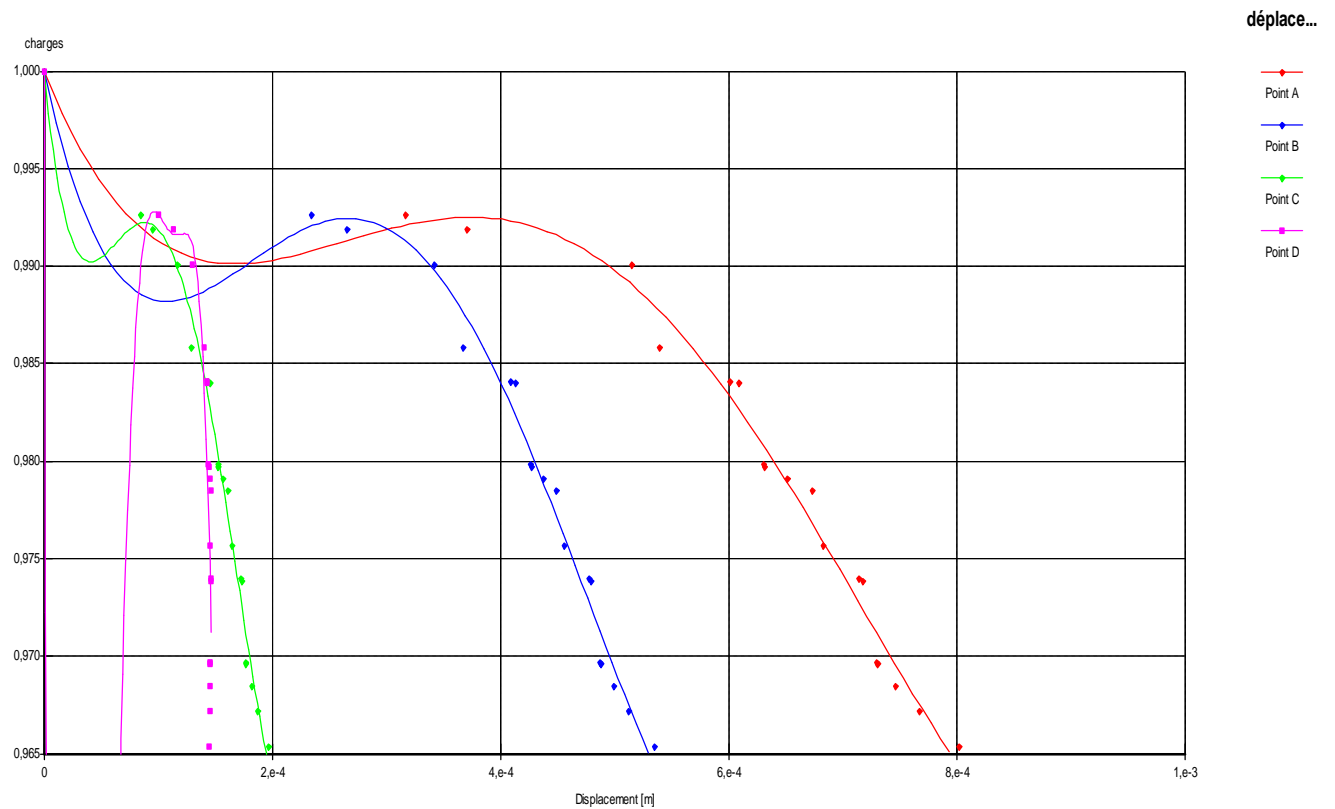


Figure V.22 : graphe des déplacements par rapport à des charges (dernière phase)

D'après la représentation graphique on remarque que les déplacements sont constants dans toutes les phases de creusement que se soit au niveau de la voûte (point A), la naissance de la voûte (point B) et le côté latérale (point C) cependant on remarque un petit changement au niveau du radier (point D) dans la dernière phase.

V-12-Conclusion

Dans ce chapitre on a élaboré une simulation numérique tridimensionnelle d'une section de la zone géologique 1 du tunnel, à partir des paramètres géotechniques et d'après les résultats obtenus, on a constaté que les déplacements au niveau de la voute et les tassements au niveau du radier sont négligeables. A cet effet on a confirmé que cette zone est stable.

Conclusion générale

Le modèle de comportement établie par le code de calcul PLAXIS 3D Tunnel est celui de Mohr-Coulomb, il est souvent utilisé pour sa simplicité de calcul et la facilité de la détermination de ces paramètres géotechniques. A cet effet on conclut que la méthode de soutènement NATM utilisé pour assurer la stabilité de l'ouvrage est convenable, vu que les déplacements et les tassements sont négligeables. Alors on peut valider que D'après les études Géologiques, géotechniques et selon les classifications des massifs rocheux utilisé pour établir le mode d'excavation du tunnel , et grâce a la méthode des éléments finis tridimensionnel on a pu modélisé le tunnel ferroviaire reliant DJELFA- LAGHOUAT.

Références bibliographiques

- [1] Hammadi Younes, Guenouche Mouloud, 2007, « Etude et calcul d'un tunnel routier », mémoire pour l'obtention de diplôme magister en Génie Civil université Abderrahmane Mira, p : 4- 23.
- [2] 2011, Guide de l'inspection du génie civil des tunnels routier du désordre a l'analyse, de l'analyse a la cotation, France, , p18.
- [3] FRANCOIS MARTIN, 2011, « Mécanique des Roches et Travaux Souterrains », P .13-17- 19.
- [4]TOUAMRIA SABRI, 2008, « modélisation numérique tridimensionnelle de l'effet du creusement d'un tunnel sur le comportement des superstructures sus-jacentes », mémoire pour l'obtention du diplôme magister, école doctoral en génie civil U-SKIKDA, p.12.
- [5] Kitchah Fethi, 2012, « Etude numérique de la stabilité d'une section du Tunnel T4 de l'autoroute Est-Ouest », mémoire pour l'obtention de diplôme de Magistère en Génie Civil Université El Hadj Lakhdar Batna, p : 28, 37.
- [6] JAMEL IDRIS, 2007, « accidents géotechniques des tunnels et des ouvrages souterrains méthodes analytiques pour le retour d'expérience et la modélisation numérique », thèses pour l'obtention du grade docteur de l'INPL, Ecole des mines de NANCY, p181.
- [7] Armatys Maciej, 2012, « Modification des classifications géotechniques pour les massifs rocheux schisteux » Ecole polytechnique de Montréal, mémoire pour l'obtention du diplôme de maîtrise des sciences appliquées (Génie Minéral) p 10.
- [8] NOUAMAN TAFRAOUTI, NOUZHA LAMDOUAR, RHALI BENAMAR, « Etude de stabilité d'un tunnel », Ecole Mohammedia d'Ingénieurs, P7.
- [9]PHILIPPE AUTUORI, MICHEL PRÉ, HERVE THIEBAULT, 2014, « calcul des tunnels », ENPC ouvrages souterrains, P.7.
- [10] PHILIPPE REIFFTECH, 2011, « Reconnaissances et essais géotechniques », LCPC Laboratoire Central des ponts et chaussées, Bilan 11J021 et 11P061, P3
- [11] D.HANTZ, 2011, « comportement des massifs rocheux », Polytech GRENOBLE département géotechnique.
- [12] Kamel M'zoughem, Walid Chenafa, 2006, « Etude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière de Ain El Kebira (Sétif), mémoire pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en géologie Université Ferhat Abbas Sétif, p : 3- 4-6- 8.

- [13] V.MERIEN SOUKATCHOFF, 2007, « géotechnique », Ecole des mines de NANCY, géo- minier, p.21.
- [14] DEBABI, 2015, « cours 1 Notions introductives méthodes des éléments finis », université Abdrrahman Mira BEJAIA, p2.
- [15] YAHIAOUI MOHAED, 2008, « contribution a l'analyse dynamiques des terrains en pentes sous seisme par logiciel PLAXIS »,mémoire de magister , université Abou Bekr Blkaid TLEMEN, p 37.
- [16] KEDDOURI AHMED, 2011, « Etude des pathologies de la digue de OUED KREIRECH wilaya de DJELFA », mémoire de magister, Université Abou Bekr Belkaid TLEMEN, p.86-87-85.
- [17] MAOUCHI MAHREZ, OURARI HAFID 2012, « Modélisation des tassements en surface induits par le creusement d'un tunnel peu profond a l'aide du tunnelier à front pressurisé cas du collecteur d'eau pointe pescade », mémoire pour l'obtention du diplôme master en génie civil, université ABD RAHMAN MIRA BEJAIA, p.63.
- [18] ALLOUL BELAID, JORGE BENTO, 2014, « Etude d'exécution dossier 202-hypothèses géotechniques –tunnel 2 », Tronçon 2 BOUGHEZOUL-DJELFA,.
- [19] D. LAGAB, 2014, « Etude APD et DCE de la ligne nouvelle électrifiée BOUMEDFAA-DJELFA », mission C4.2- Ouvrage d'art .tunnels, DJELFA.
- [20] SLIMANI.T, 2014, « Étude APD ET DCE de la nouvelle ligne électrifiée BOUMEDFAA – DJELFA (280 KM) », COSIDER avant projet détaillé Boughzoul – Djelfa, p.6-9-11.
- [21] M TEKFI, 2014 « Dossier 302 Dimensionnement du soutènement provisoire et réalisation des tunnels de la nouvelle ligne KHEMIS DJELFA ».

A. paramètres de classification et notations correspondantes									
Paramètres			Plages de valeurs						
1	Résistance de la roche	Indice Francklan Is	>10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Pour les faibles valeurs de la résistance a la compr.uniax		
		Résist.compr Uniax σ_t	>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	< 60 mm		
	Notation		20	15	10	8	5		
4	Nature des discontinuités (voir E)		-surafce Très rugueuse -non continue -Eponné en contact -Eponée non ahérées	-surface légèrement rugueuses -Epaisseur < 1 mm -Epontes Faiblement ahérées	-surface légèrement rugueuses -Epaisseur < 1 mm -Epontes Fortement ahérées	Surface lustré Ou remplissage < 5 mm Ou épaisseur de 1 a 5 mm joint continu	Remplissage mou >5 mm ou épaisseur > 5 mm Joint continu		
	Notation		30	25	20	10	0		

5	Eau	Débit sur 10 m de longueur de tunnel	aucun	< 10 v min	10 à 25 V min	25 à 125 vmin	>125 mm
		Ration pression eau contr. Princ σ_t	0	< 0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	> 0.5
		Condition générale	Très sec	humide	Mouillé	Suintant	débitant
	Natation		15	10	7	4	0
RMR = la somme des natations des paramètres de 1 à 5							

B. Ajustement de la valeur de RMR en fonction de l'orientation des discontinuités						
Direction et pondage		Très favorable	favorable	moyen	défavorable	Très défavorable
Notation	Tunnels	0	-2	-5	-10	-12
	Fondation	0	-2	-7	-10	-25
	Talus	0	-5	-25	-50	-60

C. classe de massif rocheux déterminé par le RMR					
Valeurs de RMR	100-81	80-61	60-41	40-21	<21
classe	I	II	III	IV	V
Description	Très bon rocher	Bon rocher	Rocher moyen	Rocher médiocre	Rocher très médiocre

D. Propriétés globales attribuées au massif rocheux en fonction des classes

Classes	I	II	III	IV	V
Temps de tenue sans soutènement	20 ans pour une portée de 15 m	1 an pour une portée de 10 m	1 semaine pour une portée de 5 m	10 h pour une portée de 2.5 m	30 min pour une portée de 1 m
Cohésion du massifs rocheux(KPa)	>400 KPa	300 à 400 KPa	200 à 300 KPa	100 à 200 KPa	< 100 KPa
Angle de frottement du massif rocheux (°)	>45 °	35° à 45°	25° à 35°	15° à 25°	< 15°

E. indication pour la notation « nature des discontinuités »

	< 1 m	De 1 à 3 m	De 3 à 10 m	De 10 à 20 m	>20 m
Longueur des discontinuités					
Notation	6	4	2	1	0
Ouvertures des Discontinuités	aucune	<0.1 m	De 0.1 à 1 mm	De 1 à 5 mm	>5 mm
Notation	6	5	4	1	0
Rugosité des épontes des discontinuités	Très rugueuse	rugueuse	Légèrement rugueuse	lisse	lustrée
Notation	6	5	3	1	0
Altération des épontes	Non altéré	Légèrement altéré	Moyennement altéré	Très altéré	decomposé

Annexe1

Notation	6	5	3	1	0
Matériau de remplissage des discontinuités	aucun	Remplissage dur < 5 mm	Remplissage dur > 5 mm	Remplissage mou < 5 mm	Remplissage > 5 mm
Notation	6	4	2	2	0

F. influence de l'orientation et du pendage des discontinuités pour la stabilité des tunnels			
Horizontale du plan de discontinuités perpendiculaire à L'axe longitudinal du tunnel (creusement en travers bancs)		Horizontale du plan de discontinuités parallèle à l'axe longitudinal du tunnel (creusement en direction)	
Creusement dans le sens du pendage		Pendage 45 ° à 90° : Très défavorable	Pendage 20° à 45° : moyen
Pendage 45° à 90° Très favorable	Pendage 20° à 45° Favorable		
Creusement contre le sens du pendage		Pendage 0 ° à 20° et orientation quelconque : moyen	
Pendage 45° à 90° moyen	Pendage 20° à 45° défavorable		

Tableau : Classification de Bieniawski

Sondage	Prof. de collecte de l'échantillon (m)	Lithologie (unité)	Limites d'Atterberg		γ_d (t/m ³)	Rc (Mpa)	Module de déformabilité, E (MPa)	Essai brésilien (MPa)
			LL (%)	IP (%)				
S201	9,4 – 9,7	Conglomérats (Ci)	-	-	2,3	1,6	-	-
	19,2 – 19,54	Brèche (Ci)	-	-	2,2	1,5	-	-
S202	6,9 – 7,3	Conglomérats (Ci)	-	-	2,4	-	-	-
	20,0 – 20,6	Conglomérats / grès (Ci)	-	-	2,3	4,0	-	-
	23,3 – 23,7	Conglomérats / grès (Ci)	-	-	2,2	3,8	-	-
	25,2 – 25,4	Conglomérats / grès (Ci)	-	-	2,7	-	-	-
	28,6 – 28,85	Conglomérats / grès (Ci)	-	-	2,1	-	-	3,9
	29,6 – 29,9	Conglomérats / grès (Ci)	-	-	-	11,0	-	-
S204	17,6 – 18,0	Grès (Ci)	-	-	2,1	1,6	-	0,4
	22,0 – 22,2	Grès (Ci)	-	-	1,9	-	-	< 0,1
S206	10,8 – 11,2	Argile sableuse (Ct)	47	20	1,8	0,6	47	-
	19,5 – 19,9	Argile sableuse (Ct)	71	40	1,8	0,7	58	-
	33,55 – 34,1	Argile gypseuse (Tk)	55	26	1,9	0,9	65	-
	44,0 – 44,4	Argile gypseuse (Tk)	-	-	2,0	2,0	217	-
S207	19,2 – 19,5	Grès (Ct)	-	-	2,2	63,0	-	-
	27,0 – 27,5	Argile (Ct)	-	-	2,2	3,1	-	-
	32,9 – 33,45	Grès (Ct)	-	-	2,3	4,7	-	-
EES205	14,2 – 14,7	Grès / marne (Ct)	-	-	2,3	1,8	-	-
	20,6 – 21,0	Grès / marne (Ct)	-	-	2,3	0,4	-	-
	29,0 – 29,43	Grès / marne (Ct)	-	-	2,2	2,1	-	-
	33,9 – 34,2	Grès (Ct)	-	-	2,3	-	-	-
	44,5 – 44,8	Grès (Ct)	-	-	2,2	-	-	9,9
S208	27,0 – 27,3	Grès (Ct)	-	-	2,2	101,3	-	5,0
	29,3 – 29,5	Grès (Ct)	-	-	2,3	65,3	-	-

Tableau: Aperçu des résultats des essais de laboratoire

RMR	CLASSE	SOUTÈNEMENT	MÉTHODE D'EXCAVATION	EXCAVATION			SOUTÈNEMENT				TRAITEMENTS SPÉCIAUX
				PHASES	LONGUEUR DE PASSE		BOULONS	BÉTON PROJETÉ	CINTRES MÉTALLIQUES		
					AVANCEMENT	STROSS			TYPE	ESPACEMENT	
50 - 46	IIIb Moyenne à mauvaise	ST - 2.1	Tir d'explosifs / Mécanique	Avancement et stross	3m	3m	Systematiquement en clef et parois latérales de l'avancement. Longueur du boulon 4m Espacement 1.0m T x 1.5m L	16 cm en clef et parois latérales avec maille d'acier. Nombre de couches: 2	TH-21	1.5m	--
45 - 41	IIIb Moyenne à mauvaise	ST - 2.2	Tir d'explosifs / Mécanique	Avancement et stross	3m	3m	Systematiquement en clef et parois latérales de l'avancement. Longueur du boulon 4m Espacement 1.0m T x 1.0m L	20 cm en clef et parois latérales avec maille d'acier. Nombre de couches: 3	TH-29	1.5m	--
40 - 30	IVa Mauvaise à moyenne	ST - 2.3	Mécanique	Avancement et stross / Galerie en avancement	1m	1m	--	24 cm en clef et parois latérales avec maille d'acier. Nombre de couches: 3	TH-29	1m	Parapluies de micro pieux Ø extérieur 89 mm Ø intérieur 75 mm Longueur 12 m Recouvrement minimum 4 m Espacement entre les tubes 0,40 m
				Contrevoûte	50 cm de HA -30						

Tableau :Soutènement Tunnel 2

ESTIMATION DE L'INDICE RMR		
PROPRIÉTÉ	INTERVALLE	COEFFICIENT
Resistance à compression simple	36-40 MPa	4
RQD	46-43 %	8
Séparation entre les joints	600-200 / 200 – 60 mm	10-8
État des joints:		
Continuité	3-10 / 10-20 m	2-1
Ouverture	0,1-1 / 1-5 mm	4-1
Rugosité	Rugueux	5-3
Remplissage	Doux < 5 mm	2
Météorisation	II-III	5-3
Flux d'eau entre les joints	Secs	15
	RMR de base	55 - 46
	Ajustement en fonction de l'orientation	Très favorable – Moyen 0 – (-5)
	RMR corrigé	50 - 41
	Classe	III (Moyenne) Temps de tenue (1 semaine pour une portée de 5m)

Tableau : Estimation de l'indice RMR. Grès et argiles.



Dossier :

PR GEO 2014

Site :

DJELFA

Forage : S208

Type : SONDAGE CAROTTE VERTICAL

Client : COSIDER ,T.P

Z:1160.930 m

Date début : 27/02/2014

Etude : Etude complémentaire pour deux tunnels
à Djelfa

X: 523475,17

Date fin : 06/03/2014

Remarque :

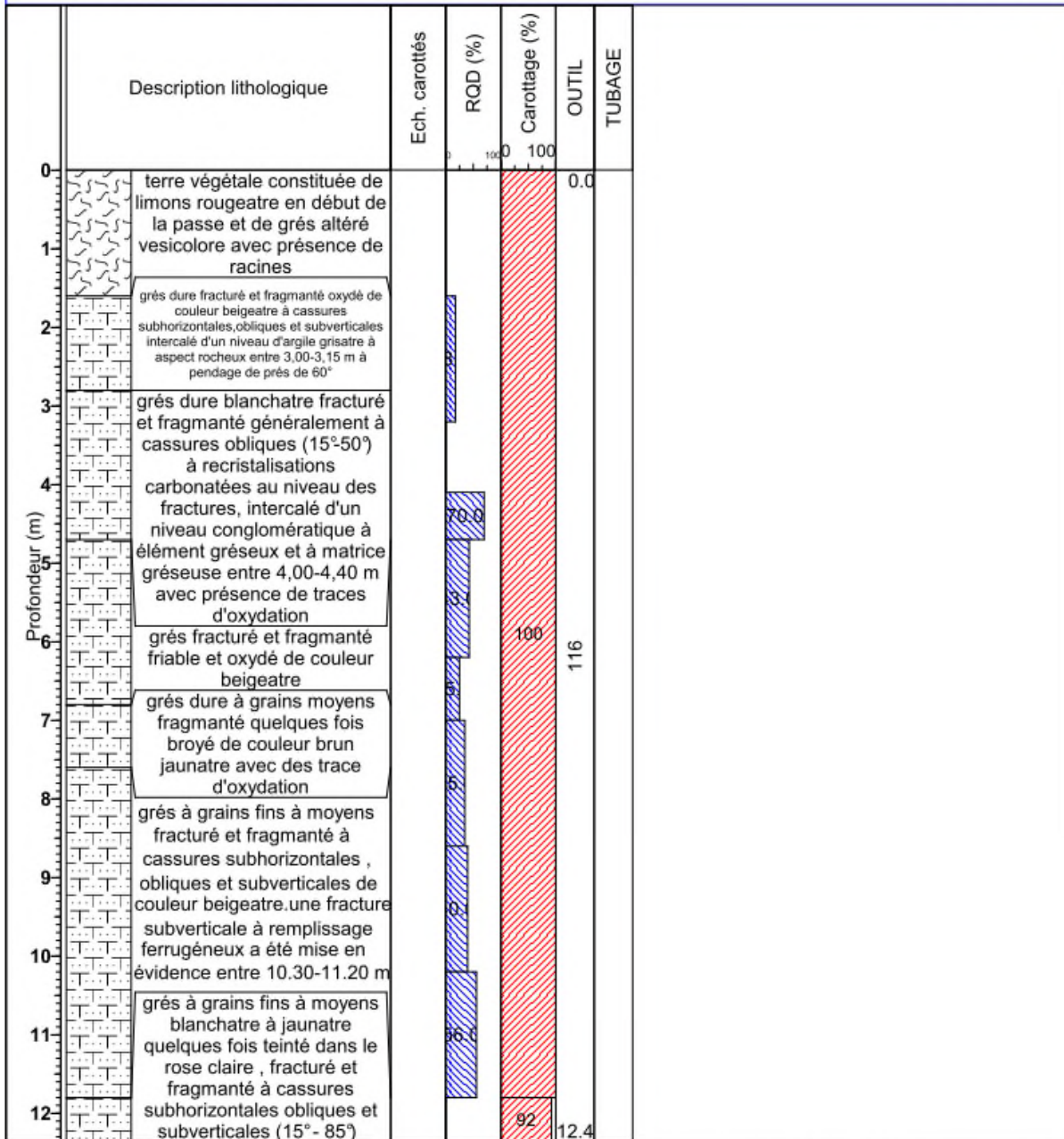
Y: 3842687,35

Profondeur : 31,10 m

Niveau d'eau: pas de présence d'eau

Echelle : 1 / 70

Page : 1 / 3



Observation :

Page : -1-

Pages : 1 / 3

Date d'impression :

dimanche 16 mars 2014

16/03/2014



Dossier: PR GEO 2014

Site: DJELFA

Forage : S208

Type : SONDAGE CAROTTE VERTICAL

Client : COSIDER ,T.P

Z:1160.930 m

Date début : 27/02/2014

Etude : Etude complémentaire pour deux tunnels à Djelfa

X: 523475,17

Date fin : 06/03/2014

Remarque :

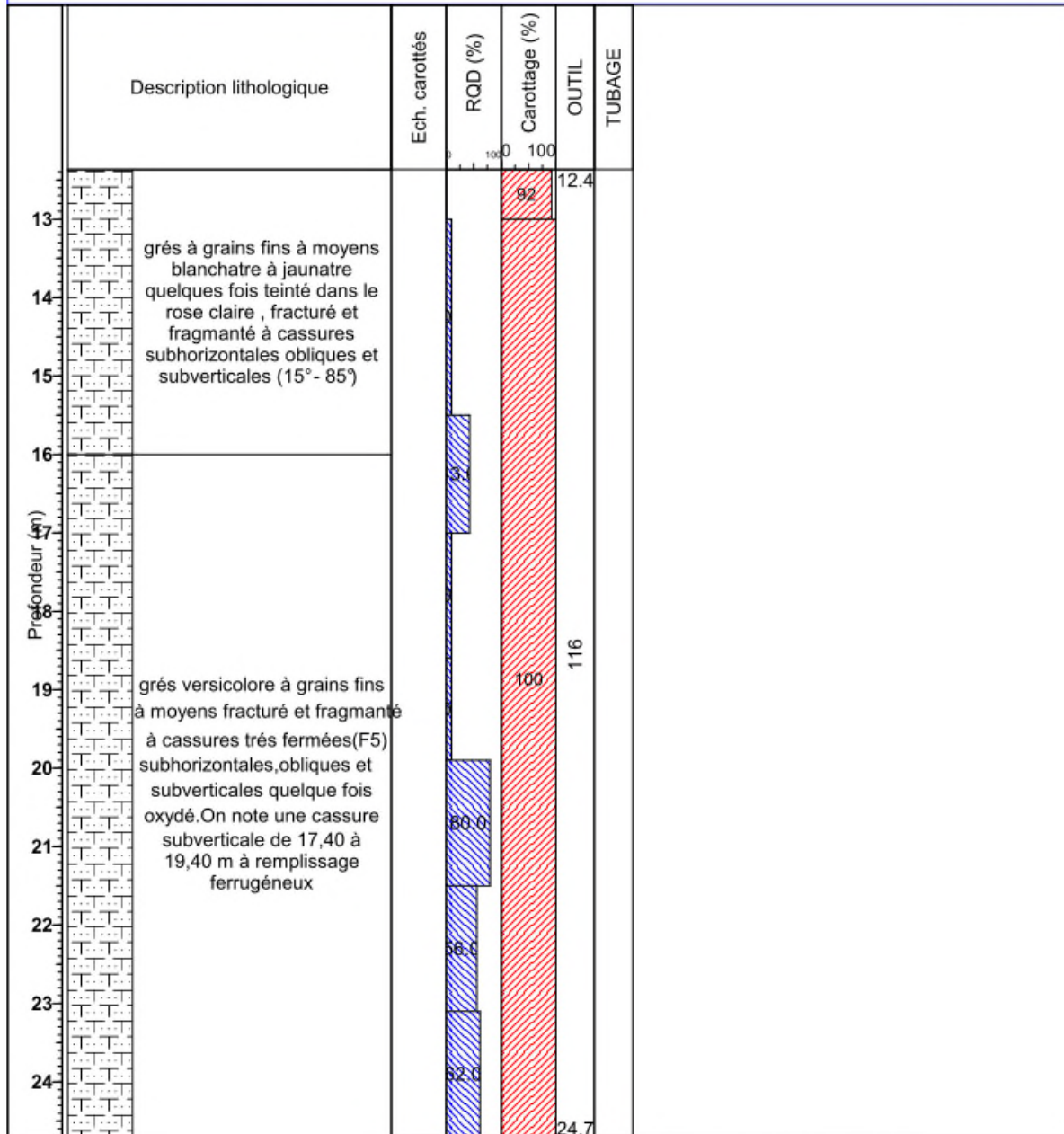
Y: 3842687,35

Profondeur : 31,10 m

Niveau d'eau : pas de présence d'eau

Echelle : 1 / 70

Page: 2 / 3



Observation :

Page : -2-

Pages : 2 / 3

Date d'impression :

dimanche 16 mars 2014

16/03/2014



Dossier: PR GEO 2014

Site : DJELFA

Forage : S208

Type : **SONDAGE CAROTTE VERTICAL**

Client : **COSIDER ,T.P**

Z:1160.930 m

Date début : 27/02/2014

Etude : **Etude complémentaire pour deux tunnels à Djelfa**

X: 523475,17

Date fin : 06/03/2014

Remarque :

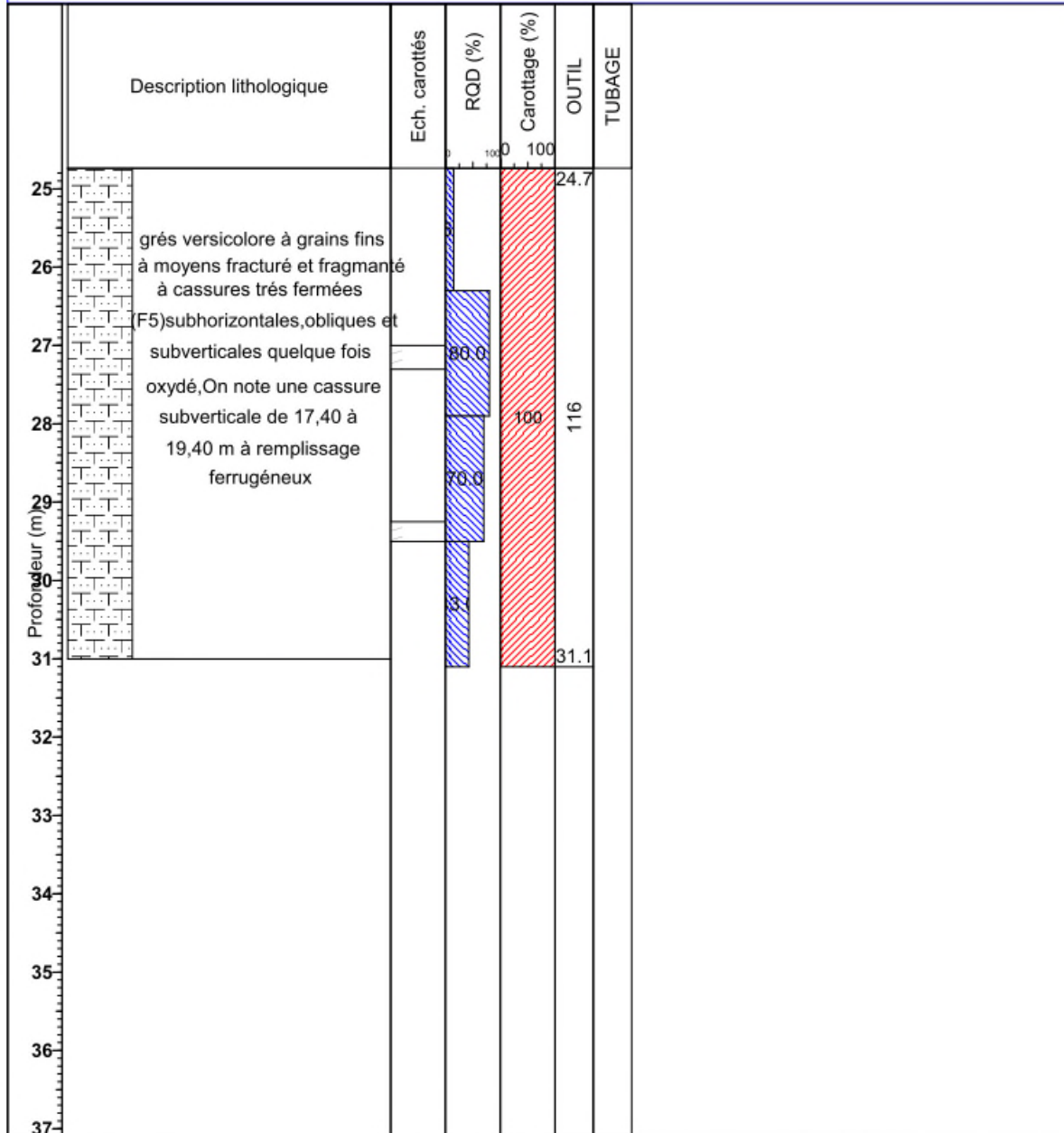
Y: 3842687,35

Profondeur : 31,10 m

Niveau d'eau: pas de présence d'eau

Echelle : 1 / 70

Page: 3 / 3



Observation :

Page : -3-

Pages : 3 / 3

Date d'impression :

dimanche 16 mars 2014

16/03/2014

Résultats de RQD pour le sondage S208

Prof(m)	RQD (%)
0.00-1.60	0
1.60-3.20	18
3.20-4.10	0
4.10-4.70	70
4.70-6.20	43
6.20-7.00	25
7.00-8.60	35
8.60-10.20	40
10.20-11.8	56
11.8-13.00	0
13.00-15.5	10
15.50-17.00	43
17.00-18.60	10
18.60-19.90	10
19.90-21.50	80
21.50-23.10	56
23.10-24.70	62
24.70-26.30	15
26.30-27.90	80
27.90-29.50	70
29.50-31.10	43

Résultats de Densité apparentes, teneur en eau et porosité

N° Sondage	Profondeur(m)	$\gamma_d(t/m^3)$	$\gamma_h(t/m^3)$	Wnat (%)	n (%)
S208	27.00-27.30	2.2	2.3	4.05	16.98
	29.25-29.50	2.3	2.3	5.64	13.21

Compression uniaxial

Formulaire			NF P 94 - 420		
	Résistance à la compression sur carottes cylindriques				
Dossier N° : 004/PR/GEO/2014 Projet : Réalisation de deux Tunnel Client : COSIDER.T.P		Provenance : Djelfa Sondage : S208 Profondeur : 27.00 - 27.30 m Réf		Date de l'essai : 19/03/2014 Opérateur : Vérification avant essai	
Surface (mm ²)	Longueur (mm)	Diamètre (mm)	Poids(g)	Charge(Kn)	RC(bars)
6361.72	180	90	2787	644.59	1013.24
					
Photographie de l'échantillon avant l'écrasement			Photographie de l'échantillon après l'écrasement		

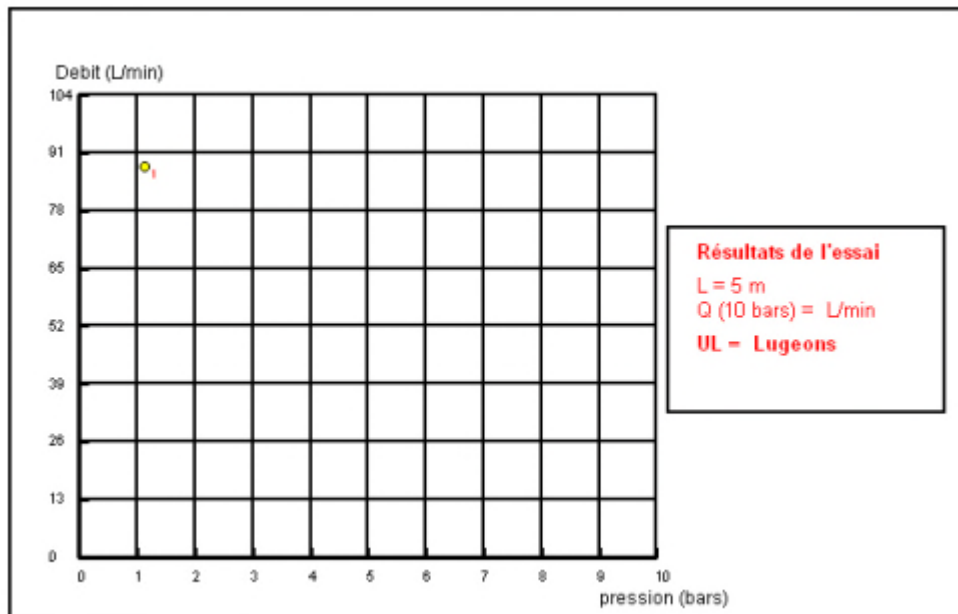
Formulaire					NF P 94 - 420
	Résistance à la compression sur carottes cylindriques				
Dossier N° : 004/PR/GEO/2014 Projet : Réalisation de deux Tunnels Client : COSIDER.T.P		Provenance : Djelfa Sondage : S208 Profondeur : 29.25-29.50 m Réf		Date de l'essai : 19/03/2014 Opérateur : Vérification avant essai	
Surface (mm ²)	Longueur (mm)	Diamètre (mm)	Poids(g)	Charge(Kn)	RC(bars)
6361.72	180	90	2724	415.58	653.26
					
Photographie de l'échantillon avant l'écrasement			Photographie de l'échantillon après l'écrasement		

Résistance a la traction (essai brésilien)

Formulaire			NF P94 - 422		
	Détermination de la Résistance à la traction - Essai Brésilien				
Dossier N° : 004/PR/GEO/2014 Projet : Réalisation de deux Tunnels Client : COSIDER.T.P		Prevenance : Djelfa Sondage : S208 Profondeur : 27.00-27.30 m Réf		Date de l'essai : 19/03/2014 Opérateur : Vérification avant essai	
Surface (mm ²)	Longueur (mm)	Diamètre (mm)	Poids(g)	Charge(Kn)	RT(bars)
12723.45	90	90	1370	64.53	50.72
					
Photographie de l'échantillon avant l'écrasement			Photographie de l'échantillon après l'écrasement		

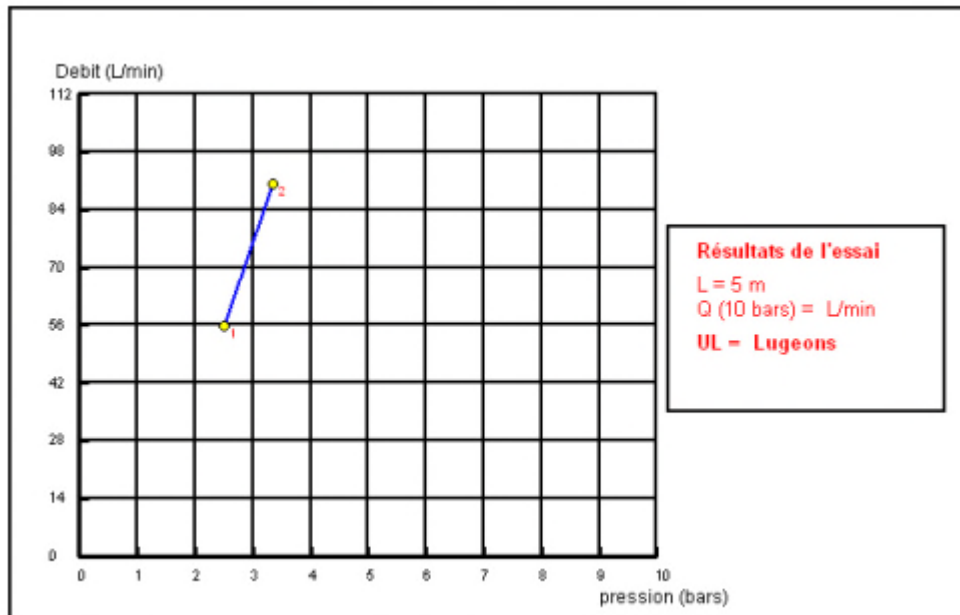
Essai lugeon

Etude : Etude de deux tunnels (T1+T2) Localisation : DJELFA Base du forage : 11,8 m Niveau d'eau avant essai : m Hauteur du manomètre : 1 m Date de l'essai : 03/03/2014				Essai d'eau Lugeon NF P 94-131 Sondage N° : S208 Profondeur : 07,00-11,80 m				
Pression (bars)	Durée injection (min)	Niveau eau (m)	Compteur (litre)		Debit injecté (L/min)	Pression statique (bars)	Perte de charge (bars)	Pression corrigée (bars)
			Debut	Fin				
0,5	10		0	880	88,00	1,03	0,40	1,13



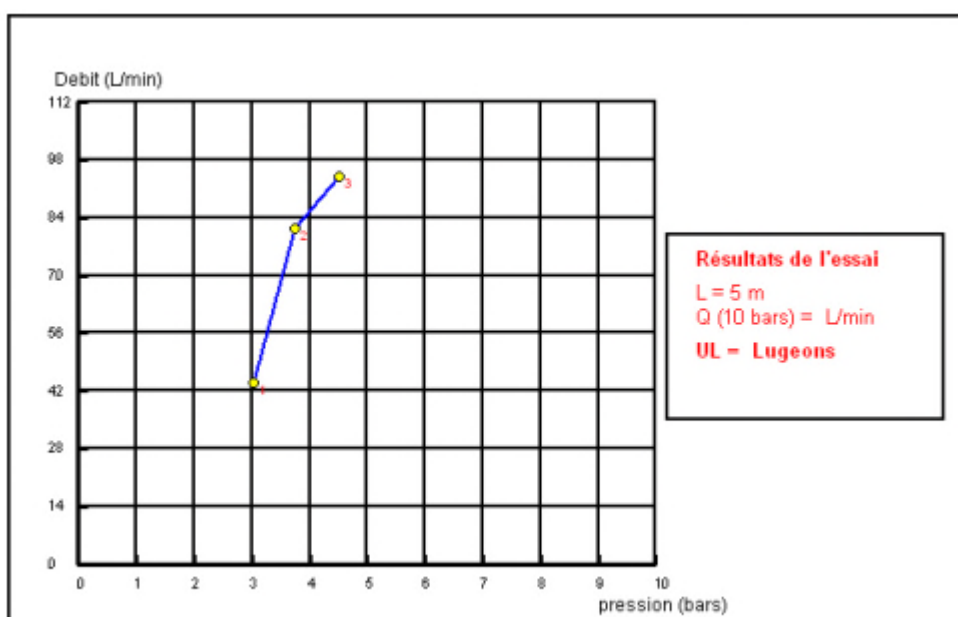
Remarque : la pression n'a pas dépassé 0.5 bars, l'eau injectée 880 L/10 min

Etude : Etude de deux tunnels (T1+T2) Localisation : DJELFA Base du forage : 16,70 m Niveau d'eau avant essai : m Hauteur du manomètre : 1 m Date de l'essai : 04/03/2014				Essai d'eau Lugeon NF P 94-131 Sondage N° : S208 Profondeur : 11,70-16,70 m				
Pression (bars)	Durée injection (min)	Niveau eau (m)	Compteur (litre)		Debit injecté (L/min)	Pression statique (bars)	Perte de charge (bars)	Pression corrigée (bars)
			Debut	Fin				
1,25	10		0	557	55,70	1,52	0,265	2,50
2,5	10		0	903	90,30	1,52	0,668	3,35



Remarque : la pression d'injection n'a pas dépassé 2bars avec un volume injecté de 903 L/10 min

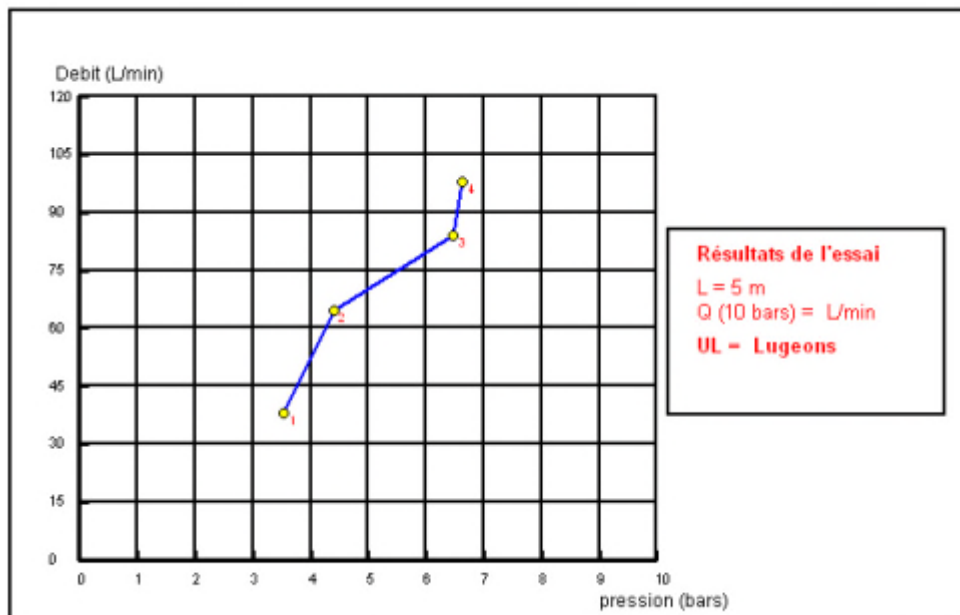
Etude : Etude de deux tunnels (T1+T2) Localisation : DJELFA Base du forage : 21,7 m Niveau d'eau avant essai : m Hauteur du manomètre : 1 m Date de l'essai : 06/03/2014					Essai d'eau Lugeon NF P 94-131 Sondage N° : S208 Profondeur : 16,70-21,70 m			
Pression (bars)	Durée injection (min)	Niveau eau (m)	Compteur (litre)		Débit injecté (L/min)	Pression statique (bars)	Perte de charge (bars)	Pression corrigée (bars)
			Début	Fin				
1,25	10		0	439	43,90	2,02	0,236	3,03
2,5	10		0	813	81,30	2,02	0,76	3,76
3,5	10		0	938	93,80	2,02	1,002	4,52



Remarque : la pression d'injection n'a pas dépassé 3.5 bars avec un volume d'eau injectée de 938 L/10min

Etude : Etude de deux tunnels (T1+T2) Localisation : DJELFA Base du forage : 26,70 m Niveau d'eau avant essai : m Hauteur du manomètre : 1 m Date de l'essai : 04/03/2014	Essai d'eau Lugeon NFP 94-131 Sondage N° : S208 Profondeur : 21,70-26,70 m
--	--

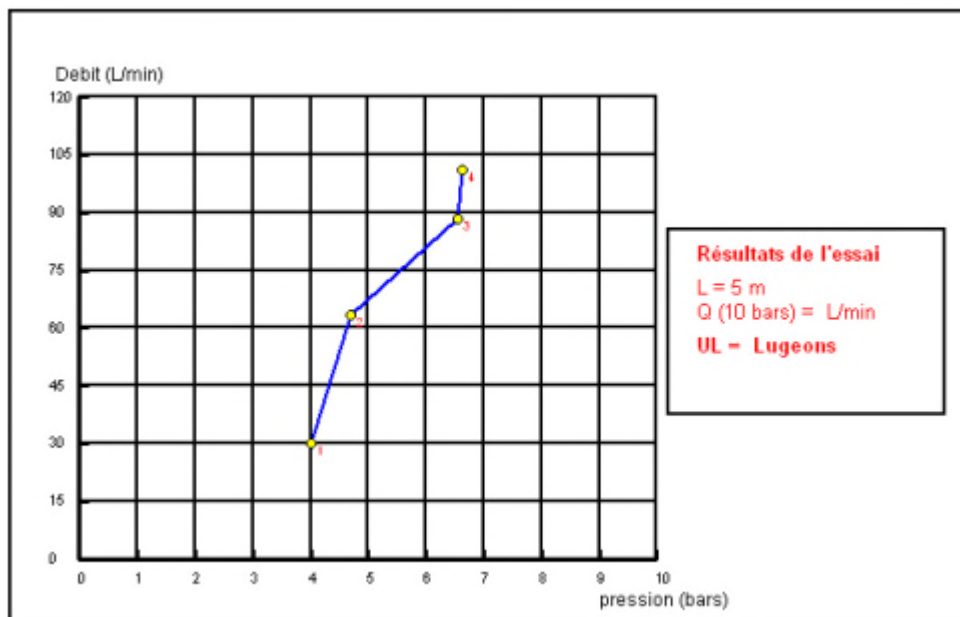
Pression (bars)	Durée injection (min)	Niveau eau (m)	Compteur (litre)		Debit injecté (L/min)	Pression statique (bars)	Perte de charge (bars)	Pression corrigée (bars)
			Debut	Fin				
1,25	10		0	381	38,10	2,52	0,233	3,54
2,5	10		0	644	64,40	2,52	0,624	4,40
5	10		0	841	84,10	2,52	1,041	6,48
5,5	10		0	979	97,90	2,52	1,396	6,62



Remarque : la pression d'injection n'a pas dépassé 6 bars pour un volume d'injection de 979 L/10min

Etude : Etude de deux tunnels (T1+T2) Localisation : DJELFA Base du forage : 31 m Niveau d'eau avant essai : m Hauteur du manomètre : 1 m Date de l'essai : 06/03/2014	Essai d'eau Lugeon NF P 94-131 Sondage N° : S208 Profondeur : 26,70-31,00 m
---	---

Pression (bars)	Durée injection (min)	Niveau eau (m)	Compteur (litre)		Debit injecté (L/min)	Pression statique (bars)	Perte de charge (bars)	Pression corrigée (bars)
			Debut	Fin				
1,25	10		0	299	29,90	2,95	0,182	4,02
2,5	10		0	635	63,50	2,95	0,742	4,71
5	10		0	883	88,30	2,95	1,395	6,55
5,5	10		0	1012	101,20	2,95	1,816	6,63



Remarque : la pression d'injection n'a pas dépassé 5.5 bars pour un volume d'eau injecté de 1012 L/10 min

Présentation de PLAXIS

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux et en trois dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Ce logiciel nous permet la représentation des situations réelles en modèles plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves), c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard, avec une prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes. sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangle à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc).

La démarche de modélisation avec Plaxis

Les principales étapes d'un calcul sous Plaxis sont les suivants :

➤ La géométrie

La première étape sous Plaxis est la définition de la géométrie. Un certain nombre d'outils sont disponibles :

- Les lignes géométriques qui servent à délimiter les différentes zones du massif de sol.
- L'outil « plates » permet de dessiner et de définir des structures élancées qui possèdent une résistance en traction, compression et une résistance en flexion, cet outil est principalement utilisé pour modéliser des murs, des poutres, des coques ; des plaques pour modéliser les murs et les zones rigides. Principalement, les éléments ayant une forte extinction selon l'axe perpendiculaire au plan de modélisation ; « Anchor » qui sert à modéliser les liaisons entre les éléments, ce sont des ressorts, qu'on utilise pour modéliser les batardeaux élancés avec une de résistance en compression ou traction mais qui ne possède aucune résistance de flexion.

Dans Plaxis, il y a également un outil tunnel qui permet de modéliser un tunnel prenant en compte les facteurs suivant :

- Les conditions aux limites,

- Son rayon,
- Les caractéristiques mécaniques de son soutènement,
- L'existence ou non d'interface particulière avec le sol environnant.

➤ **Les conditions aux limites**

Une fois la géométrie définie, il faut entrer les conditions aux limites ; c'est-à-dire les déplacements et contraintes imposés aux limites extérieurs de la géométrie.

Si aucune condition limite n'est fixée sur un tronçon, par défaut le logiciel considéré que l'élément n'est soumis à aucune force extérieur et elle est libre de se déplacer dans toutes les directions.

Les conditions limites pouvant être imposées sont celles qui imposent un déplacement dans une direction donnée ou celle qui impose une force dans une direction donnée.

Plusieurs outils permettent de créer une large gamme de conditions aux limites (force répartie, force ponctuelle, encastrement, glissement ...etc.)

Définition des paramètres des matériaux

Avant de générer le maillage, il convient de définir les différentes propriétés des différents matériaux selon son type (sol et interface, plaque, ancrage, géogridde ...etc.), le modèle de comportement et ses différents paramètres.

➤ **Le maillage**

Le maillage est généré automatiquement, ce qui est un point fort de Plaxis. L'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différentes options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin) ; il peut également décider de mailler plus fortement une certaine région du sol ou le voisinage d'un élément grâce aux options « refine » dans le « mesh menu ».

Une fois le maillage effectué, il convient de paramétrer les conditions initiales du sol, cette procédure passe généralement par la définition des terres au repos.

➤ **Les conditions initiales**

La définition des conditions initiales se fait en deux étapes distinctes :

Tout d'abord, lorsque la fenêtre des conditions initiales s'ouvre, seul le sol est activé.

Un « switch bouton » permet d'accéder à deux fenêtres différentes chacune représentant la géométrie de la modélisation :

- La première qui s'appelle « initial pore pressure » permet de définir un niveau de nappe phréatique initial, et de générer les pressions interstitielles correspondantes,
- La deuxième fenêtre permet de gérer les contraintes initiales à l'intérieur du massif.

Phases de calcul

Après avoir effectué l'ensemble de ces paramétrages, on peut accéder aux calculs par le bouton poussoir « calculations ». L'interface « input » de Plaxis se ferme et laisse la place à la nouvelle interface « calculations ». La phase 0 est déjà calculée, cette phase correspond à l'état initial de la structure. Cette interface permet de définir le phasage de la modélisation de la construction. De nouvelles phases de calcul peuvent être créées basées sur une phase existante.

Pour chaque phase on peut modifier la géométrie par l'intermédiaire de la même interface qui a servi à définir les conditions initiales. On peut donc effectuer des chargements uniquement en activant ou désactivant des éléments. Le niveau de la nappe phréatique peut être modifié, ainsi que certaines propriétés des matériaux, des éléments autres que le sol (modification des paramètres entrés en input, imperméabilité et la non consolidation de certaines parois). Le niveau d'intensité et la position des conditions limites des chargements en déplacement et en contrainte, peuvent être simulés (consolidation, détermination du facteur de sécurité, déformation plastique, étude dynamique).

Une fois le phasage de l'étude terminée, des points bien particuliers peuvent être choisis pour tracer les courbes charges-déplacements. Après avoir appuyé sur « Calculate » les calculs se lancent. Une fois terminée, les résultats sont visionnés grâce à la touche « output ».

Visualisation des résultats

Plaxis permet la sortie des résultats suivants :

- La déformée de maillage,
- Les déplacements (verticaux, horizontaux, totaux) et les déformations,
- Les vitesses et les accélérations (quand on effectue un calcul en dynamique),
- Les contraintes totales et effectives,
- Le coefficient de surconsolidation et les points de déformation plastique,
- Le champ d'écoulement et le niveau de l'eau,

- L'incrément des déformations et des contraintes dues aux différentes phases par rapport à la situation d'origine.

Ces résultats sont visibles sous trois formes : de vecteur, d'iso-valeur par zone et des courbes contours des différentes zones.

Résultats obtenus avec le logiciel bidimensionnel Phase II

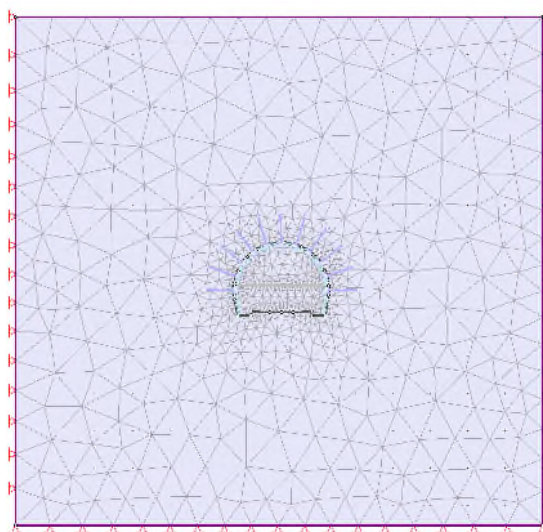
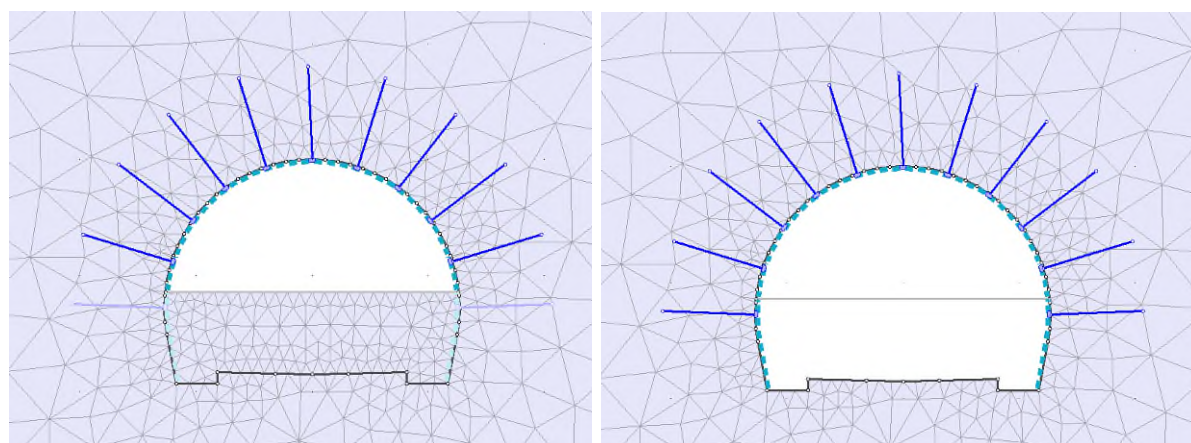


Figure 1 : génération du maillage de la zone géologique 1



phase 1

phase 2

Figure 2 : phases de creusement de la zone géologique 1

➤ Déplacements

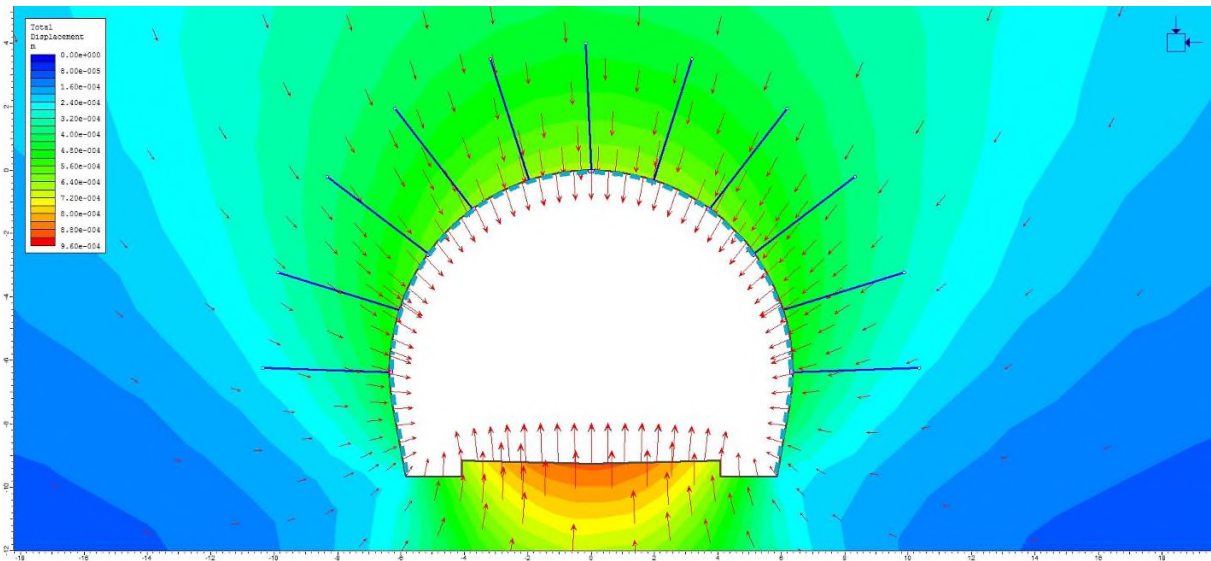


Figure 3 : Soutènement ZG1 - k = 1

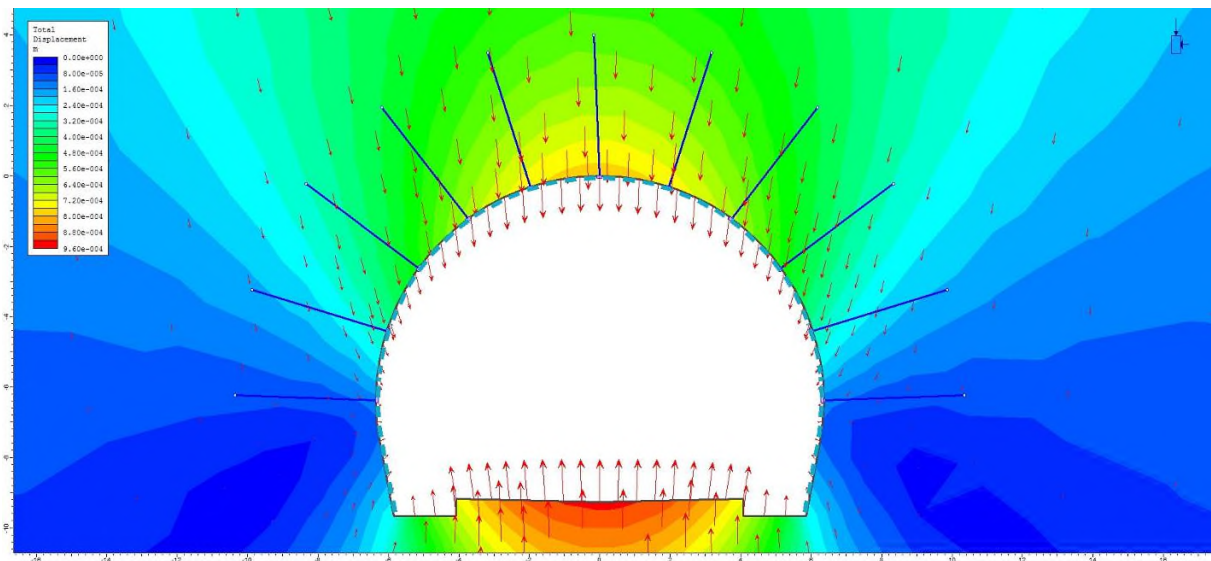


Figure 4 : Soutènement ZG1 - k = 0,5

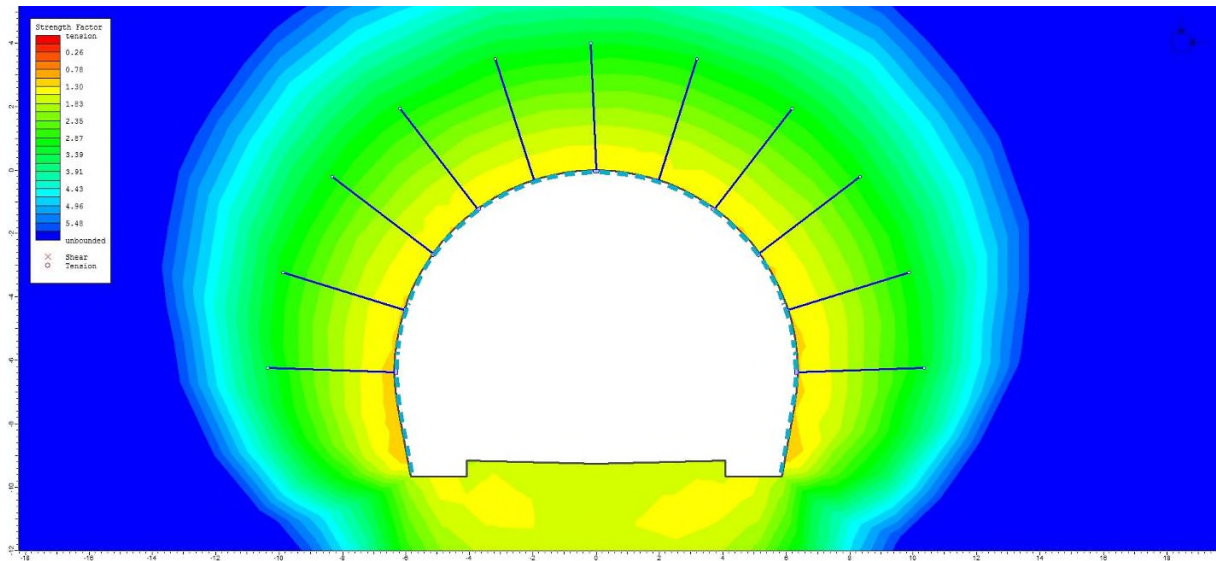
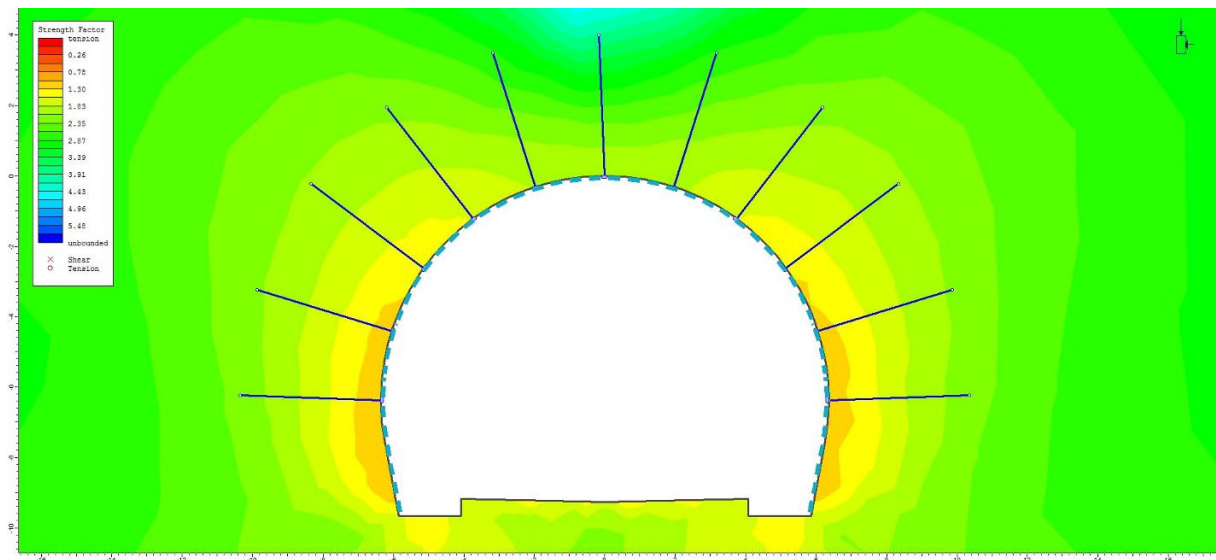
Tableau 1 : Résultats des déplacements obtenus

Zone 1	Points d'Analyse	δ_{total} k=1 (mm)	δ_{total} k=0,5 (mm)
ZG1	A	0,5	0,2
	B	0,7	0,8
	C	0,5	0,2

Tableau 2 : seuil d'attention et d'alarme

Déplacement verticaux au point B (mm)	Phase 1		Phase 2	
	attention	alarme	attention	alarme
Zone géologique 1	0.6	0.9	0.8	1.0

➤ Facteur de force et les points de plastification

**Figure 5 : Soutènement ZG1 - k = 1****Figure 6 : Soutènement ZG1 - k = 0,5**

➤ Effort axial dans les boulons

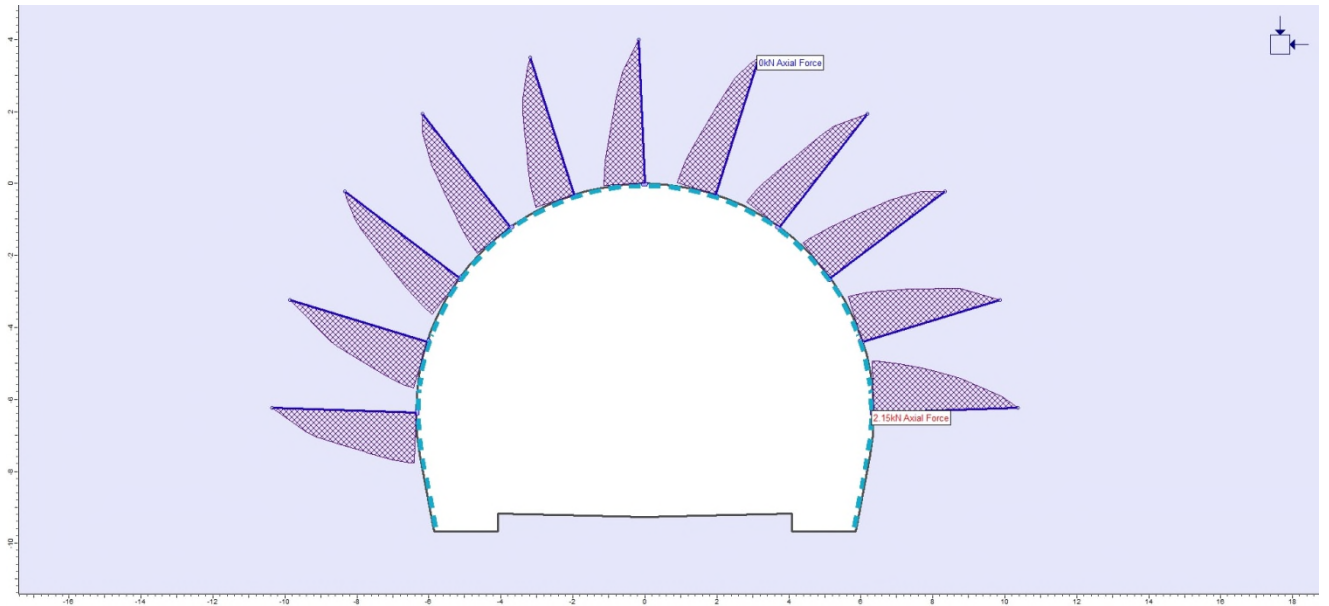


Figure 7 : Soutènement ZG1 - $k = 1$ - Traction = 2,15 kN

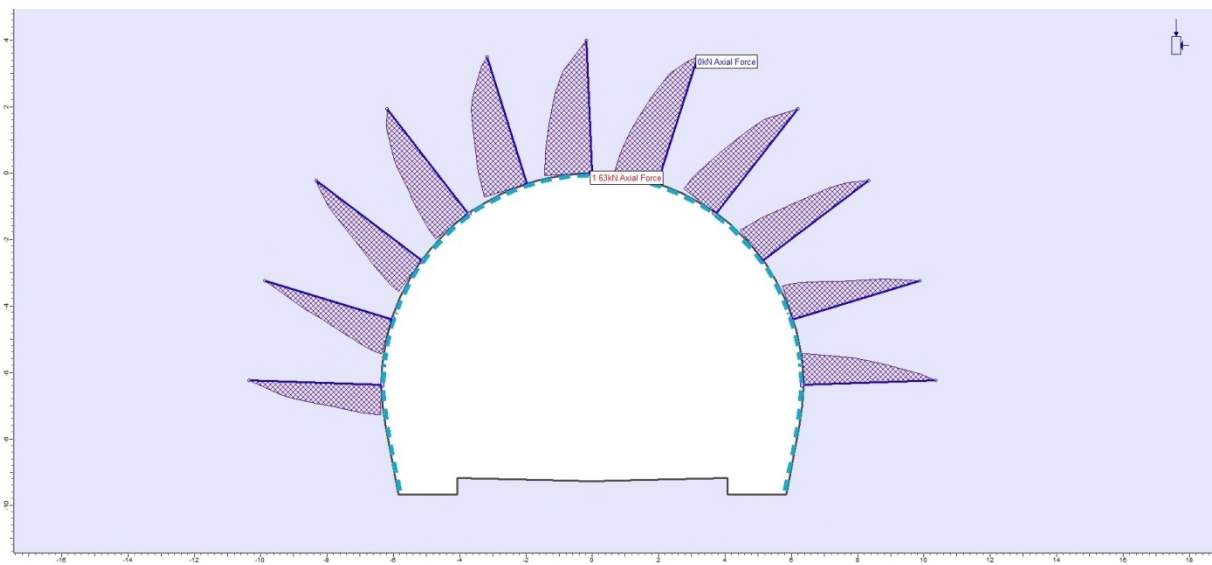


Figure 8 : Soutènement ZG1 - $k = 0,5$ - Traction = 1,63 kN

Introduction générale

***Chapitre I : construction
souterraine***

*Chapitre II : classification
et reconnaissance
géotechnique des massifs
rocheux*

***Chapitre III : Méthode
des éléments finis et les lois de
comportement***

***Chapitre IV : Présentation
du tunnel reliant DJELFA -
LAGHOUAT***

***Chapitre V : modélisation
tridimensionnelle d'une section
du tunnel***

Conclusion générale

*Références
bibliographiques*

Annexes

Résumé

L'objectif de ce travail est la modélisation tridimensionnelle des phases de creusement d'un tunnel ferroviaire reliant DJELFA-LAGHOUAT. La modélisation a été réalisée par la méthode des éléments finis, le comportement du massif est représenté par le critère de calcul de Mohr-Coulomb et le code de calcul utilisé est Plaxis 3D Tunnel dans lequel le modèle géométrique est en 3D. Les résultats obtenus ont montré que la stabilité de l'ouvrage est assurée.

Mots clés : stabilité, tunnel, MEF, Plaxis, modélisation, déplacement.

Abstract

The objective of this work is three-dimensional modeling of excavation phases of a rail tunnel connecting DJELFA-LAGHOUAT. The modeling was performed using the finite element method, the behavior of the massif is represented by the Mohr-Coulomb criterion and the calculation of computer code used is Plaxis 3D Tunnel in which the geometric model is 3D. The results obtained showed that the stability of the structure is ensured.

Keywords: stability, tunnel, MEF, Plaxis, modeling, traveling